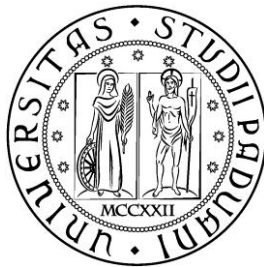


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA



DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE EDILE ED AMBIENTALE

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE A CICLO UNICO IN

INGEGNERIA EDILE-ARCHITETTURA

TESI DI LAUREA

ANALISI DI VULNERABILITA' SISMICA E VALUTAZIONE DELL'EFFICIENZA ENERGETICA FINALIZZATE AL MIGLIORAMENTO STRUTTURALE E DELLE PRESTAZIONI ENERGETICHE DI PALAZZO MORETTI-SCARPARI

Relatore:

Prof.ssa Ing. DA PORTO FRANCESCA

Correlatori:

Dott. Ing. BETTIOL GIULIA

Prof. Ing. DE CARLI MICHELE

Laureanda:

CARIOLATO FRANCESCA

Anno Accademico 2014/2015

Ai miei genitori

INDICE

INDICE.....	I
INTRODUZIONE	1
INQUADRAMENTO E CARATTERIZZAZIONE DEL SITO.....	3
1.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	5
1.2 INQUADRAMENTO CARTOGRAFICO	8
1.3 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA DEL SITO	10
1.4 INQUADRAMENTO SISMICO	16
1.4.1 Il rischio sismico	16
1.4.2 Storia sismica	17
ANALISI STORICO CRITICA	21
2.1 EVOLUZIONE STORICA DEL SITO E DELL'AGGREGATO	23
2.1.1 Cronologia degli eventi	30
2.1.2 Fasi principali dell'evoluzione storica del sito	31
2.2 EVOLUZIONE STORICA DI PALAZZO MORETTI-SCARPARI	32
2.2.1 Fasi costruttive di Palazzo Moretti-Scarpari	47
RILIEVO FOTOGRAFICO	49
3.1 ESTERNI	51
3.2 INTERNI	54
3.3 ELEMENTI DI INTERESSE STORICO-ARTISTICO	59
RILIEVO GEOMETRICO	61
4.1 PIANTE	64
4.2 PROSPETTI.....	70
4.3 SEZIONI	75
4.4 DESTINAZIONI D'USO DEI LOCALI	78
PIANO DI INDAGINI E DIAGNOSI SUL CAMPO	81
5.1 PIANO DI INDAGINI.....	83
5.1.1 Prove non distruttive	86
<i>Prove soniche.....</i>	<i>86</i>
<i>Indagini magnetometriche e sclerometriche.....</i>	<i>88</i>
<i>Termografie.....</i>	<i>89</i>
<i>Igrometro e resistograph.....</i>	<i>90</i>
5.1.2 Prove debolmente distruttive.....	90
<i>Scarifiche dell'intonaco e prelievo della malta.....</i>	<i>90</i>
<i>Endoscopie.....</i>	<i>91</i>
<i>Pozzetti d'ispezione fondazionali.....</i>	<i>92</i>

<i>Prova di carico</i>	92
<i>Martinetti piatti singoli e doppi</i>	92
5.1.2 Prove distruttive	93
<i>Prova a compressione del calcestruzzo</i>	93
5.1.3 Monitoraggio	93
5.2 INDAGINI ESEGUITE	95
5.2.1 Indagini magnetometriche e sclerometriche	95
ANALISI DELLO STATO DI FATTO E DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE CON INDICAZIONE DEI DANNI.....	99
6.1 IDENTIFICAZIONE DI U.I., U.S.O., U.M.I. ED U.A.	101
6.2 RILIEVO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	102
6.2.1 Fondazioni.....	102
6.2.2 Elementi verticali	106
<i>Maschi murari, fasce di piano e regolarità delle aperture</i>	106
<i>Tipologia degli elementi verticali</i>	109
<i>Scheda per il rilievo della tipologia e della qualità muraria</i>	112
<i>Dettagli costruttivi</i>	119
6.2.3 Elementi orizzontali	120
<i>Tipologia degli elementi orizzontali</i>	120
<i>Dettagli costruttivi</i>	123
6.2.4 Approfondimento sulla torre campanaria	125
6.3 PRESIDI ANTISISMICI.....	127
6.4 RILIEVO CRITICO	128
6.4.1 Identificazione del quadro fessurativo	128
<i>Quadro fessurativo dei prospetti</i>	128
<i>Quadro fessurativo degli ambienti interni</i>	128
6.4.2 Identificazione dello stato di degrado	133
<i>Stato di degrado dei prospetti e delle zone porticate</i>	133
<i>Stato di degrado degli ambienti interni</i>	136
6.4.3 Individuazione delle vulnerabilità.....	140
VALUTAZIONE DELL'IMPATTO DEGLI IMPIANTI TECNOLOGICI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI	151
VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA.....	157
8.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	159
8.2 ANALISI DEI CARICHI	162
8.2.1 Caratteristiche meccaniche dei materiali	162
8.2.2 Analisi dei carichi	164

8.2.3 Valutazione dell'azione sismica	177
<i>Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento</i>	177
<i>Calcolo dell'azione sismica</i>	179
8.3 ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO TRAMITE MACROELEMENTI	186
8.3.1 Meccanismo A: Ribaltamento semplice di parete monolitica	188
8.3.2 Meccanismo A1: Ribaltamento semplice di parete monolitica in quota	190
8.3.3 Meccanismo B: Ribaltamento composto di parete	190
8.3.4 Meccanismo C: Flessione verticale di parete	191
8.3.5 Meccanismo D: Ribaltamento del cantonale	192
8.3.6 Approccio cinematico	194
8.3.6.1 <i>Analisi cinematica lineare</i>	195
8.3.6.2 <i>Analisi cinematica non lineare</i>	196
8.3.7 Individuazione dei macroelementi	198
8.3.8 Verifica dei macroelementi	199
<i>Risultati delle analisi</i>	237
8.3.9 Verifica dei macroelementi in LC2	241
<i>Risultati delle analisi</i>	242
8.4 CONCLUSIONI	246
ANALISI DEI MECCANISMI GLOBALI DI COLLASSO	247
9.1 FUNZIONAMENTO DEL SOFTWARE 3MURI	251
<i>Fase di input</i>	251
<i>Fase di analisi</i>	251
9.2 EFFETTI DELL'AGGREGAZIONE SUL COMPORTAMENTO STRUTTURALE	254
9.3 FASE DI INPUT: DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA E DELLA STRUTTURA DEI MODELLI	257
9.4 FASE DI ANALISI	261
<i>Modello 1: modello libero</i>	261
<i>Modello 2: modello con vincoli fissi</i>	267
<i>Modello 3: modello con vincoli cedevoli elasticamente</i>	272
9.5 CONCLUSIONI	277
9.6 ANALISI DEI MECCANISMI GLOBALI DI COLLASSO IN LC2: MODELLO 4	279
INTERVENTI DI RIDUZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA	283
10.1 RIDUZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA NELL'ANALISI LOCALE	285
10.2 RIDUZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA NELL'ANALISI GLOBALE	291
<i>Modello 5: interventi sulla muratura</i>	293
<i>Modello 6: interventi sulla geometria</i>	295
<i>Modello 7: interventi sulle aperture</i>	297

Modello 5.LC2: interventi sulla muratura in LC2	299
10.3 CONCLUSIONI	301
VALUTAZIONE DELL'EFFICIENZA ENERGETICA.....	303
11.1 L'EFFICIENZA ENERGETICA NEGLI EDIFICI STORICI	305
11.1.1 Problemi che si riscontrano negli edifici storici	306
11.2 METODI DI CALCOLO	307
11.3 CALCOLO DEL FABBISOGNO IDEALE DI ENERGIA TERMICA PER IL RISCALDAMENTO	308
11.3.1 Dati costruttivi relativi a Palazzo Moretti-Scarpari.....	308
11.3.2 Perdite per ventilazione Q_v	310
11.3.3 Perdite per trasmissione Q_t	310
11.3.4 Apporti interni Q_i	316
11.3.5 Apporti solari Q_s	317
11.3.6 Fabbisogno di energia termica per il riscaldamento	318
11.3.7 Rendimento globale degli impianti.....	318
11.3.7.1 Rendimento di produzione.....	319
11.3.7.2 Rendimento di distribuzione.....	319
11.3.7.3 Rendimento di emissione.....	319
11.3.7.4 Rendimento di regolazione.....	319
11.4 CONCLUSIONI	320
MIGLIORAMENTO DELLE PRESTAZIONI ENERGETICHE.....	321
12.1 ISOLAMENTO DELLE SUPERFICI OPACHE VERTICALI	323
12.1.1 Stima dei costi degli interventi	326
12.2 MIGLIORAMENTO DELLE PRESTAZIONI DEGLI INFISSI.....	328
12.3 ISOLAMENTO DELLE SUPERFICI OPACHE ORIZZONTALI	329
12.4 SISTEMA INTEGRATO PER IL MIGLIORAMENTO STRUTTURALE E DELLE PRESTAZIONI ENERGETICHE	331
12.5 CONCLUSIONI	333
CONCLUSIONI.....	335
RIFERIMENTI	339
BIBLIOGRAFIA	339
MANUALISTICA E LETTERATURA SCIENTIFICA	341
DOCUMENTAZIONE ARCHIVISTICA	343
NORMATIVA DI RIFERIMENTO	344
SITI CONSULTATI	346

ALLEGATO 1: ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO TRAMITE MACROELEMENTI	349
ALLEGATO 2: ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO TRAMITE MACROELEMENTI IN LC2	419
ALLEGATO 3: ANALISI DEI MECCANISMI GLOBALI DI COLLASSO IN LC2	467
ALLEGATO 4: RIDUZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA NELL'ANALISI GLOBALE.....	473
ALLEGATO 5: TAVOLE GRAFICHE	

INTRODUZIONE

Il presente lavoro di tesi è nato da un più ampio progetto di collaborazione fra il Comune di Padova e l'Università degli studi di Padova ed ha lo scopo di analizzare la vulnerabilità sismica di alcuni edifici di proprietà comunale.

L'edificio oggetto di studio è Palazzo Moretti-Scarpari, ovvero una delle sedi del Comune di Padova.

Il fabbricato fa parte di un aggregato edilizio ed è direttamente collegato a Palazzo degli Anziani, per questo motivo si deve studiare lo stabile stesso, ma anche le interazioni che possono verificarsi fra quest'ultimo e gli altri edifici che fanno parte dell'aggregato.

Il completamento di queste analisi svolte sugli edifici sede del Comune di Padova, che fanno parte dell'aggregato edilizio in questione, è avvenuto con i paralleli studi, condotti dai tesisti Letizia Carducci e Giacomo Cappellesso.

Il lavoro sull'analisi della vulnerabilità sismica ha la finalità di giungere a delle considerazioni sulla risposta dello stabile nel caso di evento sismico e ad una valutazione sulle possibili strategie di miglioramento strutturale. La conservazione del palazzo oggetto di studio dev'essere infatti garantita, in quanto esso risulta essere di fondamentale importanza, sia per la sua funzione strategica nella gestione dell'emergenza sismica sia per il valore storico e culturale che il monumento ha acquisito nella coscienza collettiva.

Il percorso che si è seguito per conseguire i suddetti obiettivi è quello esposto nelle *Linee guida per la valutazione e la 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*, ReLUIIS, 9 febbraio 2011 e nello *Schema di capitolato prestazionale* in allegato.

Nelle *Linee Guida* e nel *Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni* viene sottolineata l'importanza della fase di conoscenza dei fabbricati che devono poi essere analizzati, in modo da poter svolgere delle valutazioni che si avvicinano il più possibile alla realtà e da poter agire nel modo più opportuno nel caso di progettazione degli interventi.

La tesi si sviluppa quindi partendo dalla fase di conoscenza del manufatto, tramite l'inquadramento e la caratterizzazione del sito su cui sorge lo stabile, l'analisi storico critica, i rilievi fotografico e geometrico, la pianificazione di indagini che permettono di aumentare il livello di conoscenza, l'analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni e infine la valutazione dell'impatto degli impianti tecnologici.

Successivamente si svolgono le analisi necessarie a definire la risposta della struttura nel caso di evento sismico, ovvero l'analisi locale e l'analisi globale. Nella prima si considerano i possibili cinematismi che possono instaurarsi sui diversi macroelementi individuati e si esegue un'analisi cinematica lineare, che permette la verifica dei meccanismi allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita. Nel caso in cui quest'ultima non sia soddisfatta si procede con un'analisi cinematica non lineare.

Per lo sviluppo dell'analisi globale ci si avvale del software "3muri", che, tramite la schematizzazione della struttura con un telaio equivalente, consente di svolgere le necessarie analisi statiche non lineari, dette di push-over e le successive verifiche richieste dalla normativa.

Si sceglie di eseguire le analisi locale e globale sia prendendo in considerazione un livello di conoscenza LC1 sia un livello LC2, in modo da poter confrontare i risultati, valutando l'eventuale

miglioramento del comportamento dello stabile nel passaggio ad un livello di conoscenza maggiore.

Nel caso in cui sia necessario un miglioramento strutturale vengono quindi formulate le adeguate considerazioni, sulla base dei risultati ottenuti.

Parallelamente allo studio sulla vulnerabilità sismica è stata valutata l'efficienza energetica di Palazzo Moretti-Scarpari, in modo da poter sviluppare un'analisi completa sul fabbricato.

Il metodo di cui ci si avvale è detto "quasi-stazionario" e, nel presente lavoro di tesi, si utilizza per il calcolo del fabbisogno di energia termica per il riscaldamento. Questo consente di evidenziare eventuali problematiche dell'edificio e di valutare l'efficacia di alcune tipologie di intervento, in modo da poter conseguire un miglioramento delle prestazioni energetiche del fabbricato.

Come avviene anche nel caso di interventi volti al miglioramento strutturale, è necessario puntare non solo all'efficacia degli stessi, ma anche al rispetto dei criteri del restauro, quali la compatibilità, il minimo intervento, la durabilità, la reversibilità e, nello stesso tempo, l'economicità. Per questo la strada giusta potrebbe risultare la stessa dell'approccio sismico, mirando quindi non tanto al conseguimento dello stesso grado di sicurezza sismica o dello stesso livello di prestazioni energetiche di un edificio nuovo, ma, ad un miglioramento strutturale o energetico rispetto alle condizioni precedenti.

Per questi motivi può risultare vantaggioso indagare e, qualora fosse necessario, agire contemporaneamente sia per l'ottenimento di un miglioramento strutturale sia per un miglioramento delle prestazioni energetiche, in quanto ciò permetterebbe di contenere le spese in termini economici e di tempo rispetto all'esecuzione di indagini ed interventi in situazioni e momenti diversi.

INQUADRAMENTO E CARATTERIZZAZIONE DEL SITO

INQUADRAMENTO E CARATTERIZZAZIONE DEL SITO.....	3
1.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	5
1.2 INQUADRAMENTO CARTOGRAFICO	8
1.3 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA DEL SITO	10
1.4 INQUADRAMENTO SISMICO	16
1.4.1 Il rischio sismico	16
1.4.2 Storia sismica	17

1 INQUADRAMENTO E CARATTERIZZAZIONE DEL SITO

1.1 Inquadramento geografico

L'edificio oggetto di studio, ovvero Palazzo Moretti-Scarpari, fa parte di un aggregato edilizio che, nella redazione di questo elaborato di tesi, è stato definito come "Complesso Moroni".

Quest'ultimo si colloca in uno dei nuclei più antichi del centro storico di Padova, all'interno della prima cinta di mura, edificata nel XIII secolo d.C..

Lo sviluppo della città ha infatti interessato inizialmente proprio le zone del centro storico e i primi insediamenti risalgono all'XI-X sec. a.C.¹.

Quest'area era infatti particolarmente importante grazie alla sua posizione, fra i bacini idrografici del fiume Brenta e del Bacchiglione, ed alla presenza di una fitta rete di canali, oggi per la maggior parte tombinati, che implementavano il sistema di difesa costituito dalle mura e che rappresentavano una via di comunicazione commerciale.



Fig. 1.1-01: Ortofoto del centro storico di Padova con evidenziato complesso Moroni.

Complesso Moroni si è sviluppato in questa zona in momenti storici differenti ed oggi risulta essere composto da diversi stabili, elencati di seguito, dal più antico al più recente: Torre e Palazzo degli Anziani, Palazzo della Ragione, Volto della Corda, Palazzo del Consiglio, Palazzo

¹ *Padova I rilievi del centro storico*, a cura di Gaetano Croce, testo di R. Castelli, La Garangola, Padova, 1988, p.43.

Moroni, Ala Moschini, Palazzo Moretti-Scarpari e il Palazzo della Banca Antoniana. Questi fabbricati ospitano diverse funzioni e sono variamente collegati gli uni agli altri, formando un aggregato edilizio in grado di rappresentare il susseguirsi di molteplici epoche storiche.

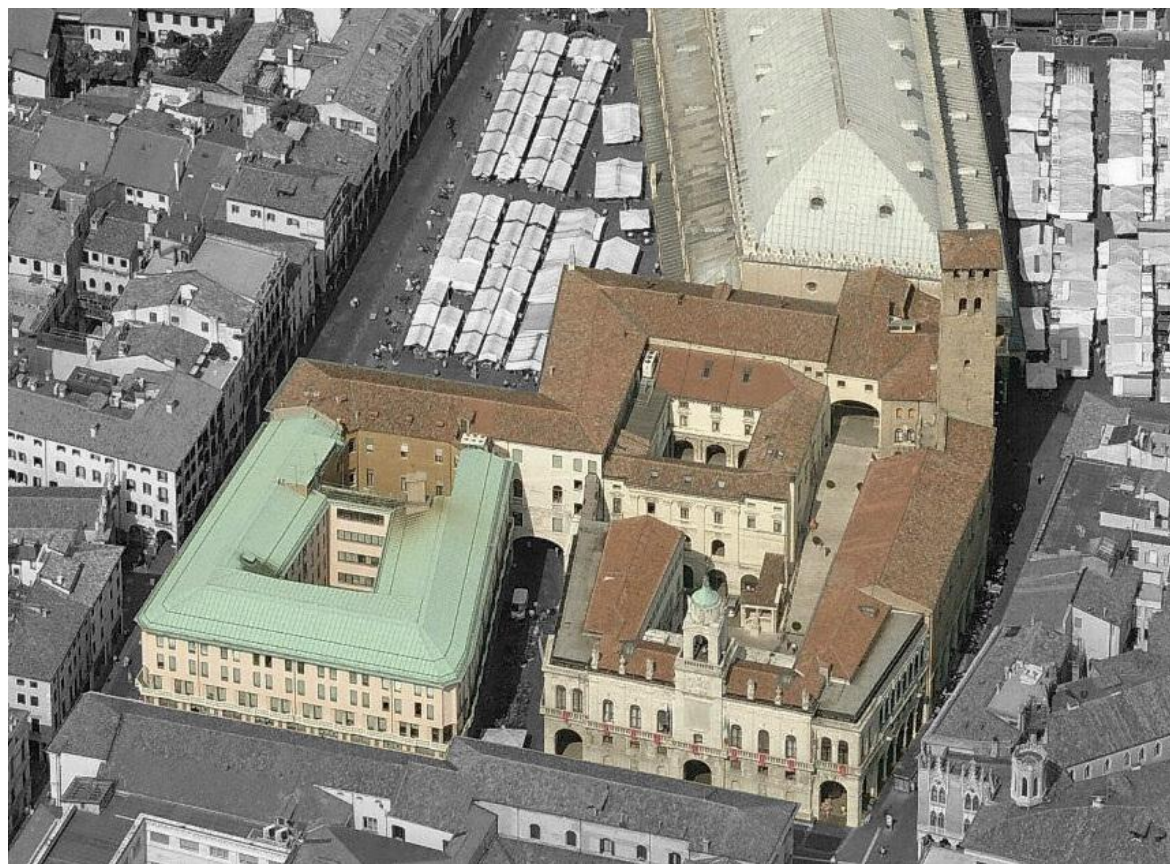
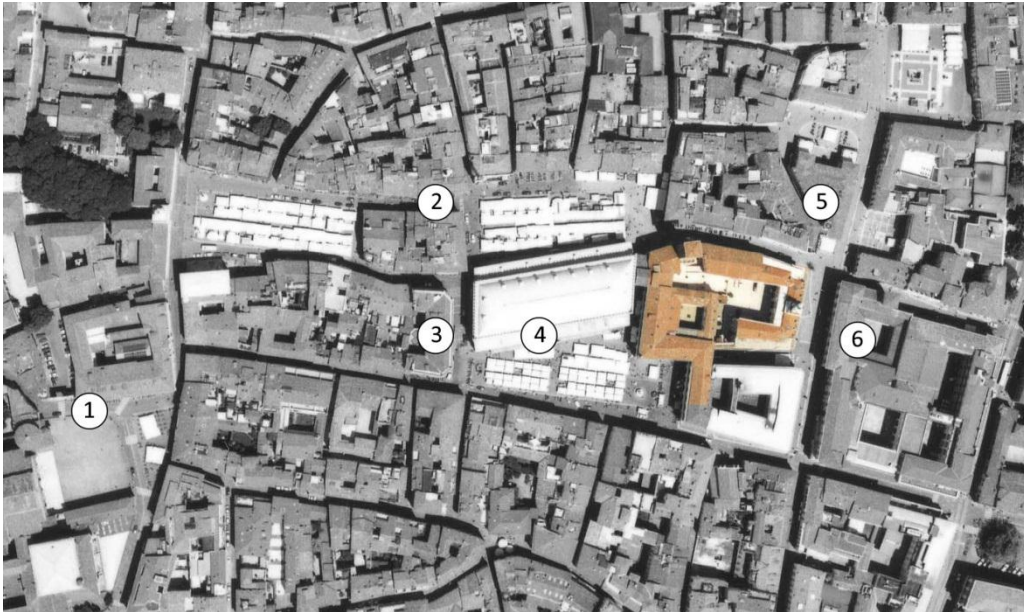


Fig. 1.1-02: Complesso Moroni. Davanti, da sinistra verso destra: Palazzo della Banca Antoniana, Palazzo Moretti-Scarpari. Dietro: Palazzo della Ragione. Nella zona centrale, da sinistra verso destra: ala Moschini, Palazzo Moroni, scalone di accesso, Palazzo del Consiglio, Torre e Palazzo degli Anziani. Fra Palazzo del Consiglio e Palazzo della Ragione: Volto della Corda.

Gli stabili, collocandosi nella zona centrale di Padova, sono circondati da importanti simboli della città, quali il Caffè Pedrocchi, il Palazzo del Bo', storica sede universitaria patavina, e le piazze delle Erbe e della Frutta.

La tesi, come precedentemente esposto, verte in particolare su Palazzo Moretti-Scarpari, ovvero su una delle ultime costruzioni dell'aggregato, circondata da tre delle vie più antiche di Padova: via Oberdan, via VIII Febbraio e via del Municipio.

Lo stabile assume una caratteristica forma a C, collegandosi con Palazzo degli Anziani, e si affaccia a nord su via Oberdan, nelle immediate vicinanze del Caffè Pedrocchi, a est su via VIII Febbraio, di fronte al Palazzo del Bo', a sud su via del Municipio, sul cui fronte opposto si colloca il Palazzo della Banca Antoniana e infine a ovest sulla corte interna, dinanzi a Palazzo Moroni.



*Fig. 1.1-03: Ortofoto della zona nelle vicinanze di Complesso Moroni
I numeri indicano i monumenti sottostanti.*



1. Fig. 1.1-04: Duomo e Battistero.



*2. Fig. 1.1-05: Torre
dell'Orologio.*



3. Fig. 1.1-06: Palazzo delle Debite.



*4. Fig. 1.1-07: Palazzo della
Ragione.*



5. Fig. 1.1-08: Caffè Pedrocchi.



6. Fig. 1.1-09: Palazzo del Bo'.

L'accesso principale all'edificio e al cortile interno è collocato su via VIII Febbraio, in cui si sviluppa la facciata principale, ricca di statue ed altri elementi decorativi.

Un secondo accesso, sia pedonale sia carrabile, si ha da via del Municipio, nella zona compresa fra Palazzo Moroni e Palazzo Moretti-Scarpari.



Fig. 1.1-10: Via VIII Febbraio, accesso principale.



Fig. 1.1-11: Via Oberdan.



Fig. 1.1-12: Via del Municipio, accesso secondario.



Fig. 1.1-13: Cortile interno.

Le coordinate di localizzazione geografica del sito sono: latitudine 45.407 e longitudine 11.876.

1.2 Inquadramento cartografico

Per quanto riguarda la localizzazione dell'edificio oggetto di studio, inizialmente si è proceduto con l'individuazione del complesso all'interno di un'ortofoto del centro storico di Padova e successivamente all'interno della CTR, ovvero della Carta Tecnica Regionale del Veneto.

Si è poi passati all'analisi del P.R.G., non più in vigore dopo la legge regionale n°11 del 2004, il quale nel FG 100 della Tavola di P.R.G. B 2 (Zona del Centro Storico), individua le modalità di attuazione degli interventi nelle unità di piano, nel sistema Prato della Valle e nelle aree del sistema bastionato e individua inoltre le destinazioni d'uso.

Per quanto riguarda le modalità di attuazione degli interventi, l'aggregato può essere sottoposto a restauro, essendo inserito nell'unità di piano della classe C, ovvero *“edifici anteriori al 1811 con carattere di permanenza storica limitato alla facciata e di particolare valore architettonico ed urbanistico o carattere di permanenza storica limitato alle sagome planimetriche e di valore documentale ed edifici che risalgono al periodo 1811-1936 e di valore documentale sottoposte a restauro”*.

Le destinazioni d'uso rilevate nelle unità di piano sono *“area di servizi di interesse generale con attrezzature di uso comune”*.

Ulteriori dati sono stati ricavati analizzando la cartografia del PATI (Piano di Assetto del Territorio Intercomunale). La carta delle Fragilità individua l'area oggetto di studio come una zona di tutela che presenta elementi ed immobili di notevole interesse pubblico, storico, ambientale ed artistico e, a fini edificatori, classifica la zona come *"idonea a condizione"* in quanto *"area con caratteristiche geotecniche genericamente scadenti"*.

Infine, la carta dei Vincoli e della Pianificazione Territoriale indica che, nel luogo in cui sorge l'attuale Palazzo della Banca Antoniana, si ha la presenza di una zona di interesse archeologico.

Successivamente sono state esaminate le vedute storiche della città e sono stati confrontati i catasti storici (a partire dal catasto napoleonico dell'anno 1815) con l'attuale (aggiornato ad agosto 2012). Ciò ha permesso di individuare i cambiamenti avvenuti nel sito che verranno poi descritti esaustivamente nel capitolo che tratta l'evoluzione storica.

I dati catastali riguardanti la parte dell'aggregato oggetto di studio, consultati a maggio 2014, sono:

Catasto dei Terreni: Foglio: 89
Mappale: 788

Catasto dei Fabbricati: Sezione: 5
Foglio: 5
Mappale: 160

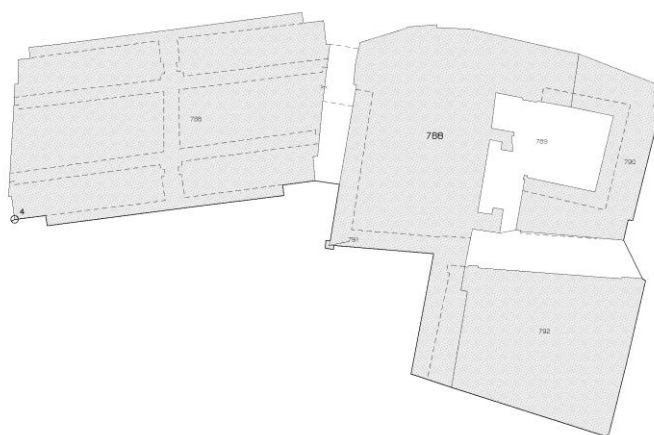


Fig. 1.2-01: Estratto di mappa catastale; CdT, Foglio 89, Mappale 788.

1.3 Caratterizzazione geologica del sito

L'inquadramento geologico consente di riconoscere la tipologia di sottosuolo presente nell'area su cui sorge il fabbricato e le caratteristiche geotecniche della zona, dati indispensabili per la successiva valutazione dell'azione sismica a cui è sottoposto il complesso oggetto di studio.

Per ottenere una prima caratterizzazione geologica, ci si è riferiti principalmente alla cartografia del PATI e del PTCP (Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale).

Nella carta del Rischio Ambientale del PATI, la zona viene classificata come area a *“permeabilità media”* e nella carta Geolitologica si nota che buona parte del centro storico di Padova è caratterizzato dalla presenza di *“materiale di riporto”*.

Nella carta Idrogeologica, consultabile sia nel PTCP sia nel PATI, è indicato che l'area è caratterizzata da una *“profondità di falda freatica compresa tra 2 e 5 m dal piano campagna”*.

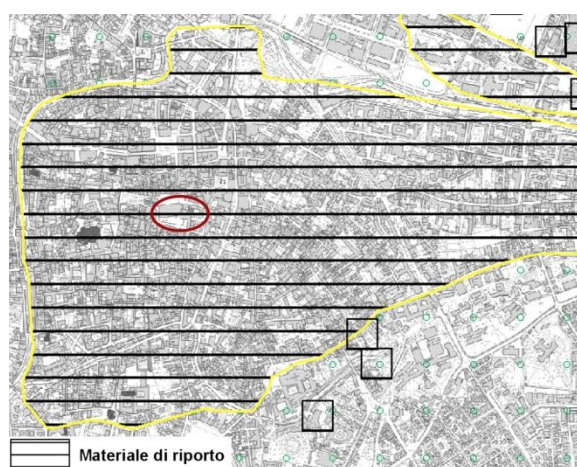


Fig. 1.3-01: Estratto della carta Geolitologica del PATI con evidenziato in rosso complesso Moroni.



Fig. 1.3-02: Estratto della carta Idrogeologica del PATI con evidenziato in rosso complesso Moroni.

Nella carta Geolitologica del PTCP la zona è classificata come area di pianura composta da *“materiali alluvionali, fluvio-glaciali, morenici o lacustri a tessitura prevalentemente limo-argillosa”*, caratteristica che accomuna buona parte del territorio padovano, che è quindi soggetto ad un'amplificazione dell'azione sismica rispetto al suolo roccioso.

Infine, nella carta dei Suoli della provincia di Padova redatta dall'ARPAV, la zona è classificata come *“Pianura alluvionale del fiume Brenta, a sedimenti fortemente calcarei”*, ovvero *“Bassa pianura recente (olocenica) con suoli a parziale decarbonatazione e con accumulo di carbonati negli orizzonti profondi”*.

Per avere dei dati più precisi e mirati sull'area su cui sorge Palazzo Moretti-Scarpari ci si è riferiti alla *“Relazione geologico-tecnica”* su Palazzo della Ragione del luglio 1998 della ditta Tecno In S.r.l., redatta in funzione allo sviluppo di un progetto di restauro del Palazzo stesso.

Le indagini svolte includono: 2 sondaggi geognostici e prove S.P.T. (Standard Penetration Test) e prelievo di campioni indisturbati fino a 30 m di profondità dal piano di calpestio, 2 sondaggi Penetrometrici statici con Punta Elettrica fino ad una profondità massima di 30,70 m dal piano di calpestio e, infine, prove di laboratorio su campioni indisturbati.

Dalla relazione si ricava innanzitutto che *“la circolazione idrica sotterranea si attesta ad una profondità estremamente variabile da 4.50 a 5.50 m dal piano di calpestio”*² e che il sottosuolo connesso a Palazzo della Ragione, vista l’ubicazione nel centro storico dello stabile, è interessato da una fitta rete di sottoservizi che potrebbe essere determinante in termini di propensione al dissesto.

Si ritiene che il ragionamento sia espandibile all’area di Palazzo Moretti-Scarpari, trovandosi anch’essa all’interno del tessuto urbano più antico della città di Padova.

In figura 1.3-03 sono indicati i punti in cui sono state eseguite le indagini.

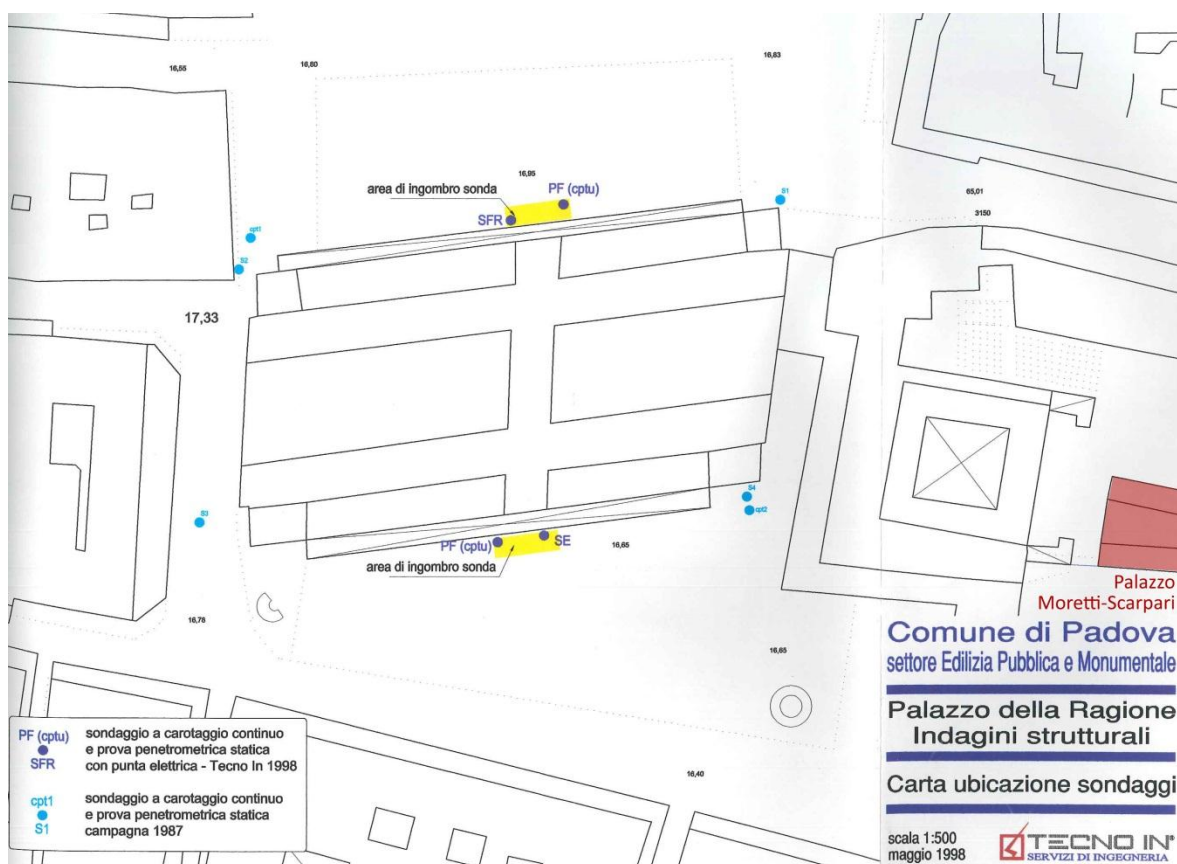


Fig. 1.3-03: Carta ubicazione sondaggi su Palazzo della Ragione.

I due fori di sondaggio si collocano pressappoco alla stessa distanza dall’area oggetto di studio, di conseguenza possono essere presi come riferimento indistintamente i valori delle due prove. Si è scelto di riportare quelli relativi al sondaggio geognostico SFR1. In particolare, in figura 1.3-04 si può osservare il profilo stratigrafico dell’SFR1, in cui si nota che gli strati iniziali, immediatamente sotto la pavimentazione, sono composti da materiale di riporto, nella parte sottostante si ha la presenza di argilla e, al di sotto dell’argilla, il terreno si presenta come prevalentemente sabbioso. Si nota infine che la falda freatica si trova ad una profondità di circa 5 m dal piano campagna.

² Relazione geologico-tecnica su Palazzo della Ragione del luglio 1998.

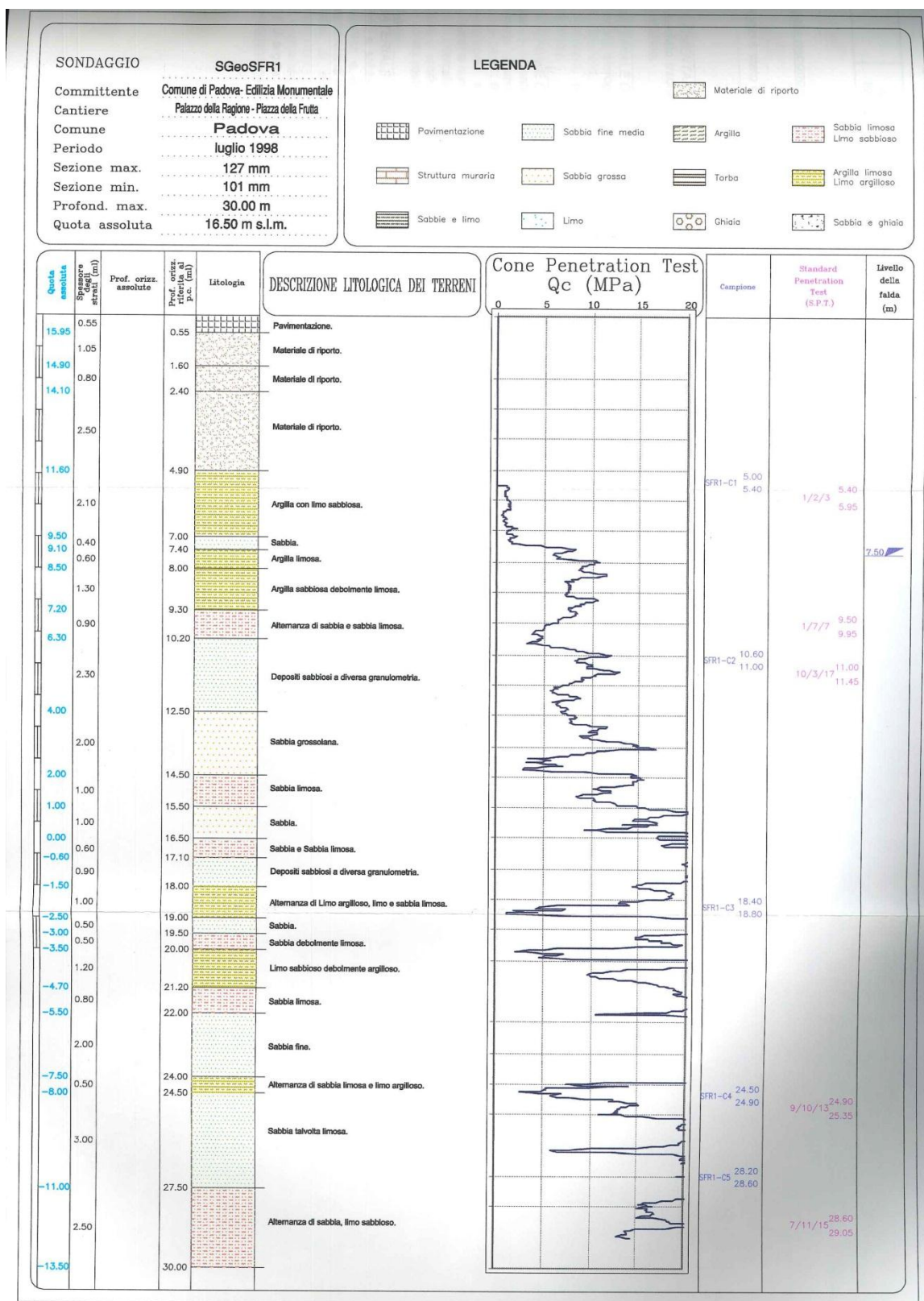


Fig. 1.3-04: Profilo stratigrafico SFR1.

I risultati vengono riportati nella seguente tabella che riassume quella contenuta nella relazione geologico-tecnica:

PROFONDITA' [m]	MATERIALE
0.00 – 0.55	Pavimentazione
0.55 – 4.90	Materiale di riporto
4.90 – 7.00	Argilla con limo sabbiosa
7.00 – 7.40	Sabbia
7.40 – 8.00	Argilla limosa
8.00 – 9.30	Argilla sabbiosa debolmente limosa
9.30 – 10.20	Alternanza di sabbia e sabbia limosa
10.20 – 12.50	Depositi sabbiosi a diversa granulometria
12.50 – 14.50	Sabbia grossolana
14.50 – 15.50	Sabbia limosa
15.50 – 16.50	Sabbia
16.50 – 17.10	Sabbia e sabbia limosa
17.10 – 18.00	Depositi sabbiosi a diversa granulometria
18.00 – 19.00	Alternanza di limo argilloso, limo e sabbia limosa
19.00 – 19.50	Sabbia
19.50 – 20.00	Sabbia debolmente limosa
20.00 – 21.10	Limo sabbioso debolmente argilloso
21.10 – 22.00	Sabbia limosa
22.00 – 24.00	Sabbia fine
24.00 – 24.50	Alternanza di sabbia limosa e limo argilloso
24.50 – 27.50	Sabbia talvolta limosa
27.50 – 30.00	Alternanza di sabbia, limo sabbioso e limo

Tabella 1.3-01: Tabella riassuntiva dei risultati contenuti nella relazione geologico-tecnica.

Nella zona sud di Palazzo della Ragione, in seguito al sondaggio geognostico SER1, è stato inoltre elaborato il seguente grafico, in cui si può notare la principale composizione stratigrafica del terreno:

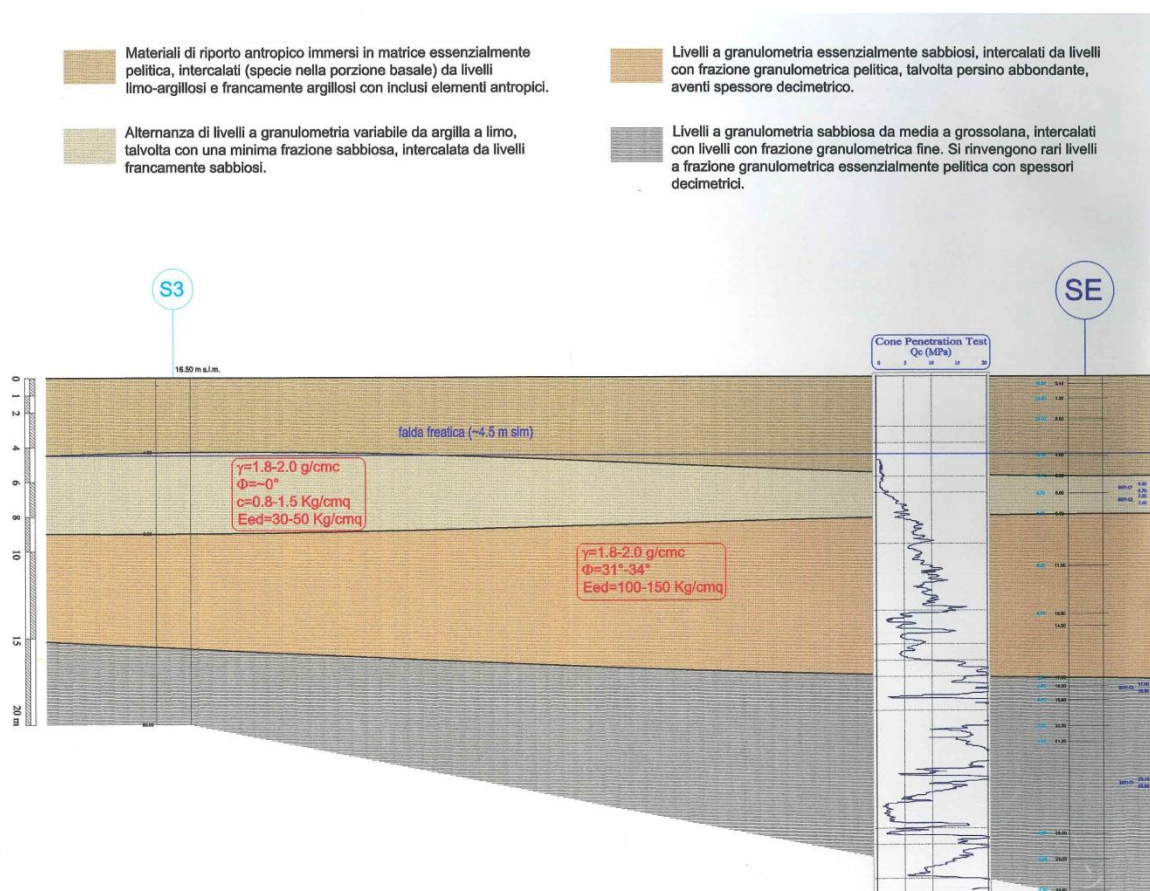


Fig. 1.3-05: Stratigrafia SER1.

Per i risultati delle 10 prove penetrometriche eseguite nei due fori di sondaggio, si rimanda alla stessa relazione geologico-tecnica in allegato.

Infine, ulteriori informazioni riguardanti la composizione del terreno sottostante l'edificio oggetto di studio sono riportate in un documento datato 28/10/1922, conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova, che descrive i materiali presenti da una profondità di 4,45 m ad una di 8,45 m dal piano di calpestio. La stratigrafia è stata ricavata in seguito ad una trivellazione svolta per permettere la posa della prima pietra dello stabile. Secondo il documento, lo scavo fondazionale è stato eseguito fino a 4,45 m di profondità e successivamente si è proceduto con la trivellazione (fig. 1.3-06).

Di seguito viene riportata una tabella che restituisce la composizione stratigrafica ricavata dal documento d'archivio.

PROFONDITA' [m]	MATERIALE
4.45 – 5.50	Argilla
5.50 – 5.85	Sasso
5.85 – 6.00	Duro
6.00 – 6.60	Argilla mista a sabbia
6.60 – 7.45	Sabbia
7.45 – 8.45	Sabbia fina con poca argilla
8.45	Caranto

Tabella 1.3-02: Tabella che riporta la stratigrafia del terreno ricavata dal documento d'archivio datato 28/10/1922.

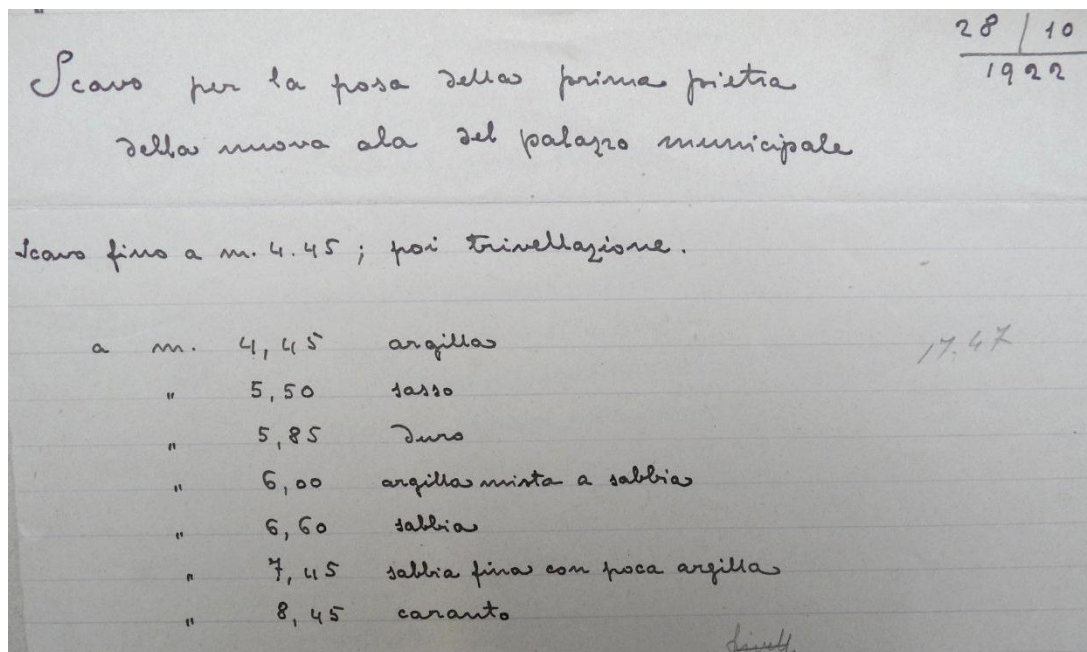


Fig. 1.3-06: Documento conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova che descrive la stratigrafia del terreno sottostante Palazzo Moretti-Scarpari.

Le differenze principali che si riscontrano fra il documento d'archivio e la relazione geologico-tecnica sono date dalla presenza di uno strato di sasso e di un sottile strato di un materiale definito con il termine "duro". La rimanente stratigrafia risulta essere molto simile a quella esposta nella relazione geologico-tecnica.

Si può quindi concludere che, per quanto riguarda la progettazione sismica, il terreno nell'area di Palazzo Moretti-Scarpari è ascrivibile alla categoria C secondo le NTC del 2008 (Norme Tecniche delle Costruzioni, D.M. 14/01/2008), che corrisponde a "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)"³.

³ D.M. 14/01/2008, tabella 3.2.II, cap. 3.2.2, p.16.

1.4 Inquadramento sismico

1.4.1 Il rischio sismico

L'Italia è uno dei Paesi a maggiore rischio sismico, in quanto si trova nella zona di convergenza fra la zolla eurasiatica e quella africana, le quali, nel loro lento movimento, causano un continuo accumulo di energia nel sottosuolo che si libera periodicamente con lo scatenarsi di fenomeni sismici.

Questi fenomeni causano spesso danni irreparabili che, nel territorio italiano, risultano essere più gravi rispetto a quelli riscontrati in altri Paesi ad elevata sismicità quali il Giappone e la California. Questo è dovuto all'alta densità abitativa che caratterizza il nostro Paese e alla fragilità del patrimonio edilizio, spesso molto antico e con scarse caratteristiche di resistenza.

Il rischio sismico infatti viene determinato dalla combinazione di tre fattori: pericolosità, vulnerabilità ed esposizione.

La pericolosità sismica di un'area è la probabilità che, in un certo intervallo di tempo, essa sia interessata da forti terremoti che possono produrre danni, ovvero che il sisma superi una certa soglia di intensità, magnitudo o Pga (Peak Ground Acceleration, cioè accelerazione di picco al suolo). La pericolosità sismica è quindi indipendente dalle costruzioni dell'uomo o dalla sua presenza nel territorio.

Per ottenere una schematizzazione della pericolosità sismica dell'intero territorio italiano sono state redatte delle mappe. Inizialmente queste si basavano su scale macrosismiche, non avendo a disposizione un'adeguata strumentazione in grado di registrare l'intensità di un terremoto in modo oggettivo. Il territorio veniva quindi diviso in zone, alcune delle quali non erano categorizzate in quanto non si avevano testimonianze di eventi sismici avvenuti in quell'area. Successivamente, la zonazione è divenuta sempre più capillare, fino ad arrivare alla microzonazione sismica che interessa aree con un raggio di 10-15 km.

Attualmente l'Italia è suddivisa in 4 principali zone sismiche e tutto il territorio è categorizzato in seguito all'emanazione dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003.

Zona 1 - E' la zona più pericolosa. Possono verificarsi fortissimi terremoti
Zona 2 - In questa zona possono verificarsi forti terremoti
Zona 3 - In questa zona possono verificarsi forti terremoti ma rari
Zona 4 - E' la zona meno pericolosa. I terremoti sono rari

Tabella 1.4.1-01: Tabella sulla zonazione sismica tratta dal sito "www.protezionecivile.gov.it".

A ciascuna zona si attribuisce un valore dell'azione sismica utile per la progettazione, espresso in termini di accelerazione massima su roccia (zona 1 = 0.35 g, zona 2 = 0.25 g, zona 3 = 0.15 g, zona 4 = 0.05 g).

Il comune di Padova è stato classificato, in seguito alla D.C.R. n. 67 del 3/12/2003, in zona sismica 4.

Per una determinazione più precisa della pericolosità sismica si ricorre alle seguenti mappe dell'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia), che restituiscono i valori di pericolosità sismica in termini di accelerazione massima al suolo con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi (categoria A secondo le NTC del 2008). Nella figura di destra si può

vedere che al comune di Padova è associato un valore di accelerazione di picco compreso tra 0.075 e 0.100.

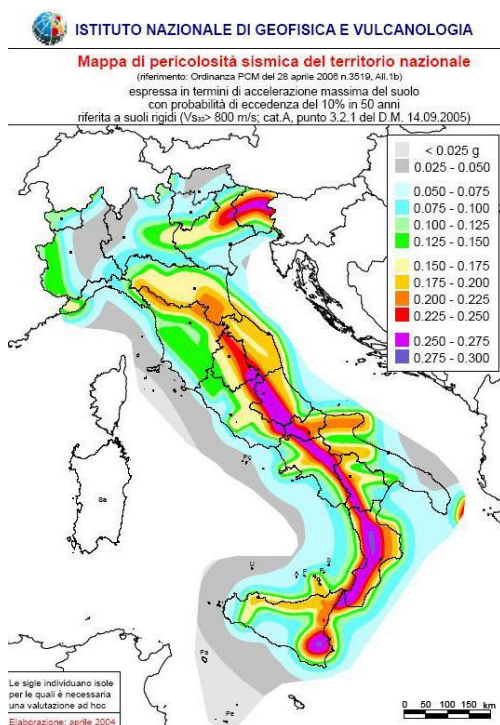


Fig. 1.4.1-01: Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale.

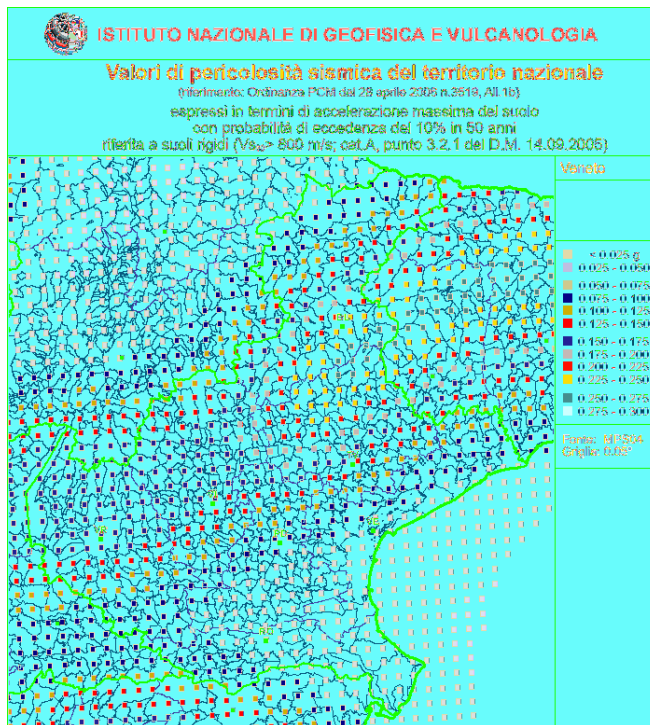


Fig. 1.4.1-02: Valori di pericolosità sismica del territorio nazionale, regione Veneto, (www.mi.ingv.it).

Per quanto riguarda la vulnerabilità sismica, essa è definita come la propensione di una struttura a subire un danno di un determinato livello, a fronte di un evento sismico di una data intensità. Questo è l'aspetto su cui è possibile maggiormente intervenire, facendo in modo che il patrimonio edilizio venga messo in sicurezza e diventi quindi meno vulnerabile, diminuendone di conseguenza il rischio sismico.

E' possibile anche tracciare delle mappe di vulnerabilità sismica che, se sovrapposte a quelle di pericolosità, sono in grado di definire una priorità di intervento.

Infine, l'esposizione è legata all'importanza del bene, alla sua collocazione nell'ambiente e alla sua destinazione d'uso ed è possibile intervenire su di essa solamente su certi aspetti, evitando ad esempio di costruire in alcuni luoghi considerati a maggior rischio sismico, evitando di insediare funzioni strategiche in edifici ad elevata vulnerabilità o incidendo sulla densità abitativa.

In conclusione quindi la città di Padova è caratterizzata da una pericolosità sismica limitata, ma da un'elevata vulnerabilità a causa della presenza di persone, beni storico-artistici e attività che possono subire danni e da un'esposizione anch'essa elevata a causa dell'alta densità insediativa.

1.4.2 Storia sismica

Per quanto riguarda la storia sismica del sito oggetto di studio, nel grafico in basso (fig. 1.3.2-01) sono riportati i principali eventi sismici che si sono verificati nel padovano a partire dall'XI secolo ad oggi, caratterizzati da un'intensità di 5-6 gradi della scala MKS, ovvero quelli per i quali gli

edifici più vulnerabili possono manifestare danni⁴. In ascissa è riportato l'anno in cui si è verificato il fenomeno sismico e in ordinata l'intensità sismica MKS.

Dall'analisi dei dati sono state individuate 146 scosse nel Database Macrosismico italiano del 2011 (DBMI11), alcune delle quali potenzialmente dannose per edifici vulnerabili.

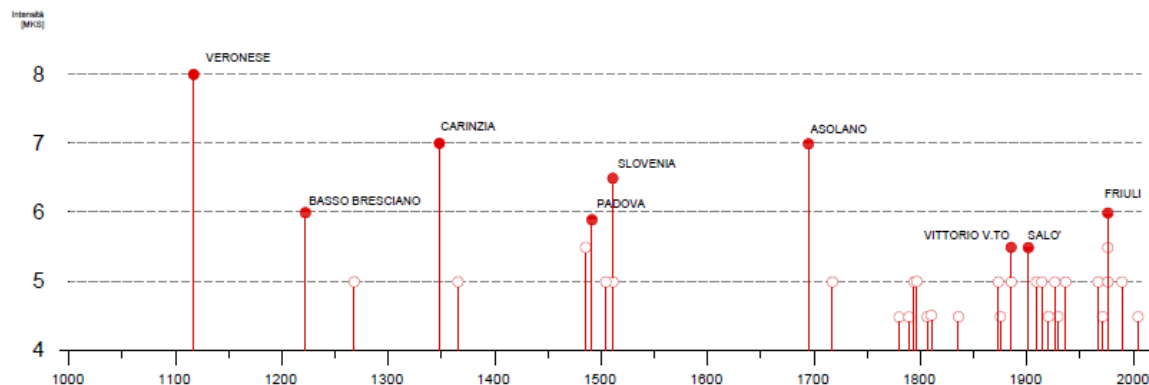


Fig. 1.4.2-01: Diagramma degli eventi sismici rilevanti nel padovano

Il confronto dell'analisi di pericolosità e della sismicità storica dell'area oggetto di studio risulta essere fondamentale: l'intensità risentita, infatti, è rappresentativa per l'individuazione degli effetti di sito e permette quindi di avere un'idea più precisa sulle conseguenze che un terremoto può avere in base anche alle testimonianze di coloro che al tempo l'hanno vissuto.

Inoltre, i dati relativi a danneggiamenti subiti dal manufatto in occasione di eventi sismici pregressi risultano essere indispensabili per l'individuazione di porzioni particolarmente vulnerabili dello stabile.

La costruzione di Palazzo Moretti-Scarpari è però avvenuta in tempi recenti (1922-1933), di conseguenza il fabbricato non ha risentito degli effetti di eventi sismici a cui invece sono stati sottoposti edifici più antichi.

Dal 1922 all'anno 2004, nel territorio della città di Padova, sono stati riscontrati gli eventi sismici riportati nella tabella sottostante (fig. 1.3.2-02), ricavata dal Database Macrosismico Italiano dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, che indica intensità MCS avvertita a Padova, data (AAAA/MM/GG) e ora, parametri epicentrali (epicentro e magnitudo del momento sismico Mw) e intensità epicentrale.

⁴ www.emidius.mi.ingv.it, Database Macrosismico Italiano dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, dell'anno 2011.

Effects	Earthquake occurred:				
Is (MCS)	Data	Ax	Np	Io	Mw
RS	1922 06 08 07:47	CALDAROLA	52	6	4.89 ±0.19
4	1924 12 12 03:29:43	Carnia	78	7	5.38 ±0.19
5	1926 01 01 18:04:06	Slovenia	63	7-8	5.85 ±0.18
RS	1927 10 28 21:49	BEDONIA	51	6	4.88 ±0.21
4	1928 03 27 08:32	Carnia	359	9	5.84 ±0.09
RS	1928 06 13 08:00	CARPI	35	6	4.78 ±0.23
4	1929 04 10 05:43:12	Bolognese	87	7	5.03 ±0.13
3	1929 04 19 04:15:22	Bolognese	82		
4-5	1929 04 20 01:09:46	Bolognese	109	7	5.34 ±0.13
3-4	1929 04 22 08:25:33	Bolognese	41		
3	1929 04 28 19:39:54	Bolognese	20		
4	1929 04 29 18:35:59	Bolognese	45		
3-4	1929 05 11 19:22:48	Bolognese	64		
3	1930 10 30 07:13:13	SENIGALLIA	263	8	5.81 ±0.09
3-4	1931 12 25 11:41:17	TARCENTO	45	7	5.21 ±0.20
RS	1932 01 02 23:36:43	CROTONESE	22	5	5.43 ±0.30
3	1932 02 19 12:57:11	Monte Baldo	21	7-8	5.02 ±0.28
4	1934 11 30 02:58:19	Alto Adriatico	51		5.34 ±0.17
4	1935 06 05 11:48:02	Faentino	27	6	5.16 ±0.25
5	1936 10 18 03:10:12	BOSCO CANSIGLIO	267	9	6.12 ±0.09
NF	1945 12 15 05:27	VARZI	12	6	5.05 ±0.34
4	1951 05 15 22:54	LODIGIANO	154	6-7	5.39 ±0.14
F	1956 02 20 01:29:41	ARGENTA	32	5-6	4.82 ±0.18
F	1963 07 19 05:45:28	Mar Ligure	463		6.02 ±0.14
RS	1967 12 09 03:09	Adriatico Meridionale	22		
5	1967 12 30 04:19:20	BASSA PADANA	40	6	5.24 ±0.19
4-5	1971 07 15 01:33:23	Parmense	229	8	5.64 ±0.09
5-6	1976 05 06 20:00:12	Friuli	770	9-10	6.46 ±0.09
5	1976 09 11 16:35:02	Friuli	40		5.63 ±0.09
6	1976 09 15 09:21:19	Friuli	54		5.98 ±0.15
3	1983 11 09 16:29:52	Parmense	850	6-7	5.06 ±0.09
2-3	1986 12 06 17:07:20	BONDENO	604	6	4.61 ±0.10
4	1987 05 02 20:43:53	Reggiano	802	6	4.74 ±0.09
5	1989 09 13 21:54:01	PASUBIO	779	6-7	4.88 ±0.09
3-4	1996 10 15 09:56:02	Correggio	135	7	5.41 ±0.09
4	2003 09 14 21:42:53	Appennino bolognese	133	6	5.29 ±0.09
4-5	2004 11 24 22:59:38	Lago di Garda	176	7-8	5.06 ±0.09

Fig. 1.4.2-02: Tabella degli eventi sismici nel padovano dall'anno 1922 (INGV - www.emidius.mi.ingv.it)

Come si può notare l'evento più rilevante è stato quello del 1976 ovvero il terremoto del Friuli che a Padova è stato classificato con un'intensità di grado 6 della scala MCS.

Non sono comunque disponibili testimonianze di danni rilevanti subiti dall'edificio oggetto di studio in relazione al sisma del 1976 o ad altri terremoti avvenuti nel corso degli anni.

ANALISI STORICO CRITICA

ANALISI STORICO CRITICA	21
2.1 EVOLUZIONE STORICA DEL SITO E DELL'AGGREGATO	23
2.1.1 Cronologia degli eventi	30
2.1.2 Fasi principali dell'evoluzione storica del sito	31
2.2 EVOLUZIONE STORICA DI PALAZZO MORETTI-SCARPARI	32
2.2.1 Fasi costruttive di Palazzo Moretti-Scarpari	47

2 ANALISI STORICO CRITICA

L'analisi storico critica dell'edificio oggetto di studio e del sito su cui sorge è di fondamentale importanza per la conoscenza del fabbricato e dell'aggregato a cui esso è connesso. E' infatti molto importante comprendere le fasi costruttive e le trasformazioni avvenute nello stabile, le quali possono influenzarne il comportamento strutturale.

2.1 Evoluzione storica del sito e dell'aggregato

Il comune di Padova sorge su un'area ricca di stratificazioni storiche, testimonianza del fatto che questa zona è sempre stata centrale per lo sviluppo della città. Essa si colloca infatti fra quelli che, in epoca romana, erano il *Decumanus Maximus*, *Decumanus Minor* e la direttrice che congiunge l'Arena al teatro Zairo, che sorgeva su Prato della Valle.

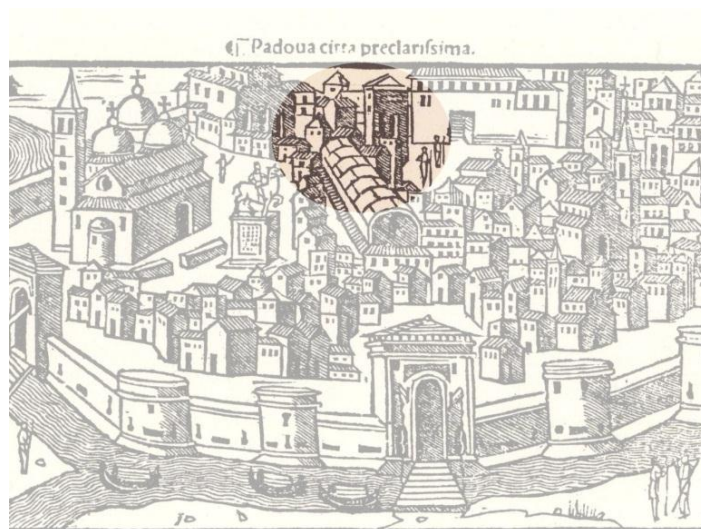


Fig. 2.1-01: Veduta del foresto, 1553, con indicato il Palazzo della Ragione e le sedi comunali.
Fonte: Silvano Ghironi, *Piante e vedute: 1449-1865*, Panda Edizioni, Padova, 1985.

Al periodo romano appartengono inoltre i ritrovamenti di una struttura termale del IV-VI secolo, sul sedime della quale è poi stata eretta, in epoca longobarda, la chiesa di S. Martino, successivamente distrutta e poi ricostruita in età carolingia¹. Questo stabile ospitò funzioni religiose ma, a partire dal secolo XI, vi si tennero al suo interno anche i primi incontri della vita pubblica padovana.

¹ Padova I rilievi del centro storico, p. 42.



Fig. 2.1-02: Università e chiesa di S. Martino, incisione di Francesco Bellucco degli anni ottanta del 1700.
Fonte: Mario Acampora, Adriano Cornoldi, Adriano Verdi, *Soluzioni di arredo urbano a Padova*, Cleup Editore, Padova, 1985, p. 5.

In seguito, con la nascita e lo sviluppo del comune, crebbe anche la necessità di luoghi esclusivi per ospitare la funzione politico-amministrativa; il primo fabbricato che diventò sede comunale fu Palazzo degli Anziani. L'edificio, che venne probabilmente riadattato da una preesistente casa della famiglia Camposampiero², sorgeva accanto alla Torre del Comune, allora chiamata Torre Bianca o Torre degli Anziani, per distinguerla dalla vicina Torre Rossa, monumento di cui oggi si può vedere solo la base sotto il Volto della Corda. La Torre Bianca entrò a far parte dei possedimenti comunali nel 1215, quando il conte Tiso la vendette al comune³. La Torre Rossa invece sorgeva accanto all'attuale Palazzo del Consiglio, costruito nel 1285 da Leonardo di Gerardo Zize da Monselice, detto Bocaleca, di cui si può ancora leggere il nome su una lapide sulla parete esterna dell'edificio e che costituì una delle figure più emblematiche dell'urbanistica padovana dell'epoca⁴.



Fig. 2.1-03: Palazzo e Torre degli Anziani.



Fig. 2.1-04: Palazzo del Consiglio e Torre degli Anziani.

² Roberta Lamon, *Palazzo Moroni e gli edifici comunali circostanti*, Comune di Padova, 2008, p.43.

³ Ivi, p. 47.

⁴ Ivi, p. 45.

I bisogni di spazi per il comune continuavano però ad aumentare, così, nel biennio 1218-1219 si eresse il *regale palacium*, ovvero il Palazzo della Ragione, che venne successivamente modificato, tra il 1306 e il 1309, dall'*enzignerio* fra' Giovanni degli Eremitani, al quale si deve la caratteristica copertura a carena di nave e la costruzione del Volto della Corda⁵. Quest'ultimo congiunge il Salone del Palazzo della Ragione al Palazzo del Consiglio.



Fig. 2.1-05: Palazzo della Ragione visto da piazza dei Frutti.



Fig. 2.1-06: Volto della Corda. Fonte: Puppi Lionello, Zugliani Fulvio (a cura di), *Padova. Case e palazzi*, Neri Pozza Editore, Vicenza, 1977, fig. 269.

Il Palazzo del Consiglio formava poi un corpo unico con il Palazzo del Podestà, costruito nel 1281 a causa della sempre più complessa organizzazione economico-politica del comune, che aveva bisogno di un numero crescente di sedi. Per lo stesso motivo, nel 1285 si decise di rifare ed ampliare il palazzo comunale più antico, ovvero quello degli Anziani⁶.

Nello stesso periodo, anche l'economia della città di Padova si espandeva e richiedeva dei luoghi adatti in cui praticare il commercio: nel 1302 fra' Giovanni degli Eremitani costruì il Fondaco delle Biade, che prese il posto dell'edificio addossato al lato sud del Palazzo del Podestà. In questo stabile, sopravvissuto per diversi secoli ai molti interventi fatti nella zona, si teneva il commercio delle granaglie⁷.

⁵ *Padova I rilievi del centro storico*, p. 38.

⁶ Lamon, *Palazzo Moroni e gli edifici comunali circostanti*, pp. 44, 45.

⁷ *Ivi*, p. 10.



Fig. 2.1-07: Fondaco delle Biade.

Fonte: Camillo Semenzato, Vecchia Padova. La memoria di una città, Studio Editoriale Programma, Padova, 1986, p. 58.

Nel corso del XV secolo, a causa delle tipologie edilizie medievali e della mancanza di pianificazione urbanistica, Padova fu colpita da numerosi incendi, primo fra tutti quello del 1420, che interessò il Salone e si estese al Palazzo del Podestà. Successivamente, nel XVI secolo, si incendiarono prima la Cancelleria, poi le carceri pretorie. Divenne dunque necessario ricostruire il Palazzo del Podestà a partire dalle fondazioni per risolvere, allo stesso tempo, i problemi di sicurezza e di decoro. La progettazione del nuovo stabile fu affidata all'architetto Andrea Moroni, proto di S. Giustina e delle fabbriche della città. Un'ulteriore ragione per l'erezione del nuovo stabile dev'essere ricercata nella volontà della Repubblica di Venezia di affermare la propria autorità governativa: la Repubblica decise quindi che i centri di potere padovani dovessero subire un rinnovamento urbanistico ed architettonico. I lavori però si fermarono dal 1545 a causa della scarsa disponibilità finanziaria del governo veneziano e ricominciarono nel 1549. L'edificio fu portato finalmente fino al tetto solo nel 1558, sotto il governo del podestà Nicolò da Ponte⁸.

Negli stessi anni anche gli altri palazzi subirono delle modifiche: il Palazzo degli Anziani e quello del Consiglio furono infatti portati a tre piani e il Palazzo degli Anziani venne inoltre ampliato verso sud⁹.

⁸ Ivi, pp. 7, 8, 18, 19.

⁹ Ivi, pp. 45, 48.



Fig. 2.1-08: Palazzo Moroni.

Ulteriori importanti cambiamenti si ebbero nel 1772, quando si eresse una piccola fabbrica ai piedi della Torre degli Anziani per le casse del comune e del Monte di Pietà e nel 1819, anno in cui si decise di demolire l'antica chiesa di S. Martino, posta di fronte all'edificio universitario del Bo. Questo lasciò un vuoto nella zona che venne presto colmato da fabbricati ottocenteschi di appartamenti e negozi.



Fig. 2.1-09: Catasto napoleonico, 1815, foglio VI. In rosso chiaro sono indicati gli stabili comunali e commerciali finora citati; in rosso scuro è visibile la chiesa di San Martino.

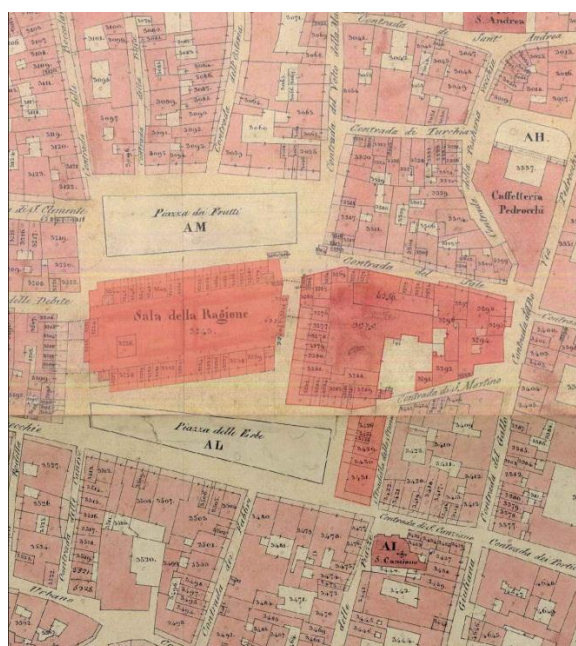


Fig. 2.1-10: Catasto austriaco, 1845, foglio VII e XII. In rosso chiaro sono indicati gli stabili comunali e commerciali finora citati; si nota la presenza di altri fabbricati nel punto in cui sorgeva la chiesa di San Martino.

Fonte: Francesca Fantini D'Onofrio (a cura di), *La città di Padova nel suo catasto storico (1815-1873)*, Canova, Treviso, 2012.

Questi stabili non ebbero però lunga vita: nel 1922 si iniziarono i lavori per un nuovo edificio comunale che sarebbe sorto al loro posto, si tratta dell'ala Moretti-Scarpari, che prende il nome dai suoi progettisti, l'architetto Moretti e l'ingegner Scarpari.

Il progetto iniziale della nuova ala prevedeva anche la costruzione di un piccolo edificio che permettesse di raccordare Palazzo Moroni e Palazzo degli Anziani, ma questo stabile non venne mai eseguito, lasciando il complesso comunale disarticolato. Si pensò quindi di collegare i due fabbricati con uno scalone, costruito nel 1963¹⁰.

Successivamente alla costruzione di Palazzo Moretti-Scarpari e precisamente nel 1939-1940, vennero apportate ulteriori modifiche a Palazzo degli Anziani, che venne restaurato dallo stesso ingegner Scarpari, il quale cercò di rispettarne le strutture originarie.

Nello stesso periodo si pensò anche di restaurare la Torre degli Anziani, le cui condizioni di sicurezza strutturale non erano ottimali; venne così abbattuta la lanterna secentesca e la torre venne consolidata¹¹.

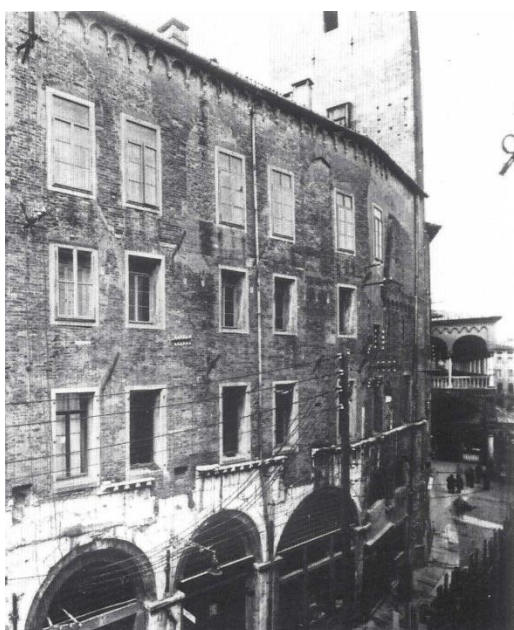


Fig. 2.1-11: Palazzo degli Anziani prima del restauro del 1939-1940.

Fonte: Lamon, Palazzo Moroni e gli edifici comunali circostanti, p.64.



Fig. 2.1-12: Torre degli Anziani sulla cui sommità si nota la lanterna secentesca.

Fonte: Camillo Semenzato, Vecchia Padova. La memoria di una città, Studio Editoriale Programma, Padova, 1986, p. 57.

Fra la demolizione della chiesa di S. Martino e la costruzione dell'ala Moretti-Scarpari si collocò un altro importante evento: la demolizione, nel 1901, del Fondaco delle Biade per lasciare spazio ad un'ulteriore costruzione comunale, ovvero l'ala Moschini, di cui si iniziò l'erezione nel 1904, secondo il progetto degli ingegneri Lupati e Manfredini. Questo fabbricato prese il nome dal sindaco, Vittorio Moschini, sotto il cui governo venne costruito e doveva riprendere la disposizione interna e le linee architettoniche della facciata di Palazzo Moroni¹².

Già da diversi anni erano stati presentati progetti per la sistemazione di quest'ala del palazzo comunale, come quello del 1845 dell'ingegnere municipale Giovanni Maestri, che non fu realizzato a causa degli avvenimenti del 1848, oppure il progetto del 1868 dell'ingegnere municipale F. Turola e dell'ingegnere Eugenio Maestri, figlio del precedente ingegnere municipale, progetto che non prevedeva la demolizione del Fondaco delle Biade ma la sua valorizzazione e la

¹⁰ Ivi, pp. 24-26, 43, 58.

¹¹ Ivi, pp. 65, 68.

¹² Ivi, pp. 49-52.

sua trasformazione nel corpo principale del palazzo. Nessuno di questi elaborati venne però realizzato e si dovette aspettare fino al 1904 per la costruzione della nuova ala comunale, che venne poi restaurata nel corso del XX secolo, in seguito ai danneggiamenti subiti durante le due guerre mondiali¹³.

Nello stesso periodo della costruzione dell'ala Moschini, iniziarono i lavori per l'adeguamento ad albergo di una parte dell'edificio sulle vie VIII Febbraio e Oberdan, stabile che prese il nome di "Albergo Storione", in quanto un tempo era separato dal Fondaco delle Biade da "Via dello Storione", soppressa in seguito all'edificazione dell'ala Moschini. Due sale dell'hotel vennero poi decorate in stile liberty dall'artista Cesare Laurenti. Gli affreschi ora si trovano all'interno della Banca Antoniana, costruzione dell'architetto Giò Ponti, che ha preso il posto dell'albergo in seguito alla sua demolizione nel 1961¹⁴.



Fig. 2.1-13: Via VIII Febbraio e Hotel Storione sulla destra agli inizi del Novecento.



Fig. 2.1-14: Via VIII Febbraio e Palazzo della Banca Antoniana oggi.

Fonte: Paolo Giuriati, *Padova fra passato e presente. Raffronti fotografici*, C.R.S.R., Padova, 1992, pp. 42, 43.

In conclusione, dell'originale impianto che ospitava i primi organi comunali non ne rimane che una parte, dal momento che l'aggregato subì nel tempo pesanti rimaneggiamenti. Tuttavia il fulcro politico, amministrativo e commerciale è sempre rimasto nella stessa zona fin dalle sue origini e non è mai stato dislocato.

¹³ Ivi, pp. 23,24.

¹⁴ Ivi, pp. 53,54.

2.1.1 Cronologia degli eventi¹⁵

- **c.a. 600 d.C.:** edificazione della chiesa di San Martino.
- **1100-1200:** edificazione della Torre e del Palazzo degli Anziani; edificazione della Torre Rossa.
- 1215: vendita della Torre del Comune o Torre degli Anziani, da parte del conte Tiso al Comune.
- **1218-1219:** edificazione del Palazzo della Ragione.
- **1281:** costruzione del Palazzo del Podestà.
- **1285:** rifacimento ed ampliamento del Palazzo degli Anziani.
- **1285:** costruzione del Palazzo del Consiglio.
- **1302:** costruzione del Fondaco delle Biade.
- 1420: incendio che interessa il Salone e si estende anche al Palazzo del Podestà, a cui sono seguiti rimaneggiamenti al suddetto palazzo.
- 1533: incendio della Cancelleria.
- 1538: incendio alle carceri pretorie.
- **1539:** inizio della costruzione di Palazzo Moroni.
- 1549: ripresa dei lavori dopo una lunga sosta.
- XVI secolo: il Palazzo degli Anziani e quello del Consiglio furono portati a tre piani.
- 1620: sopraelevazione della Torre del Comune con l'aggiunta di una lanterna.
- **1772:** costruzione del piccolo edificio, su disegno di Domenico Cerato, per custodire le casse del Comune e del Monte di Pietà.
- **1819:** demolizione della chiesa di San Martino.
- 1889: piano per la sistemazione dell'area compresa tra via VIII Febbraio, S. Canziano, via San Martino e Piazza delle Erbe, in cui era prevista la realizzazione di una nuova ala del Municipio.
- **1901:** demolizione del Fondaco delle Biade.
- **1904:** edificazione di ala Moschini.
- **1922: inizio dei lavori per la costruzione di Palazzo Moretti-Scarpari.**
- 1927: ripresa dei lavori per Palazzo Moretti-Scarpari, precedentemente interrotti e completati nel 1930.
- **1933: costruzione dell'ala progettata dall'ingegnere Scarpari, di collegamento fra Palazzo degli Anziani e Palazzo Moretti-Scarpari.**
- 1939-40: restauro di Palazzo degli Anziani.
- 1939: demolizione della lanterna della Torre del Comune e consolidamento di alcune parti della torre.
- **1961:** demolizione dell'Albergo Storione e successiva edificazione del Palazzo della Banca Antoniana.
- **1963:** costruzione dello scalone tra Palazzo Moroni e Palazzo degli Anziani.

¹⁵ I colori nella cronologia degli eventi rispecchiano quelli assegnati agli edifici nelle figure 2.1.2-01-04 a pagina successiva.

2.1.2 Fasi principali dell'evoluzione storica del sito

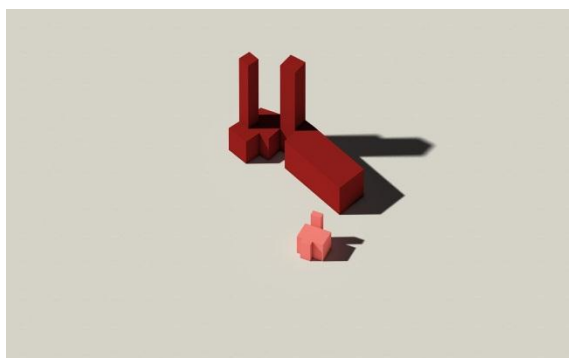


Fig. 2.1.2-01: Periodo 600-1200 d.C..

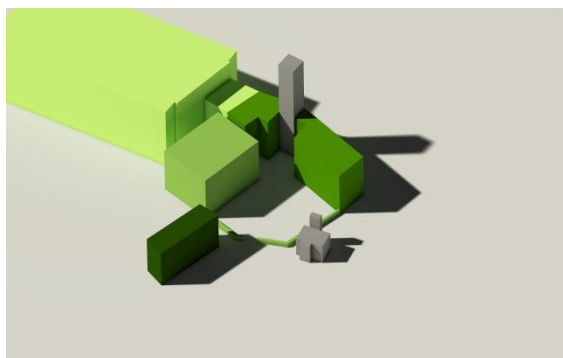


Fig. 2.1.2-02: Periodo 1200-1500 d.C..

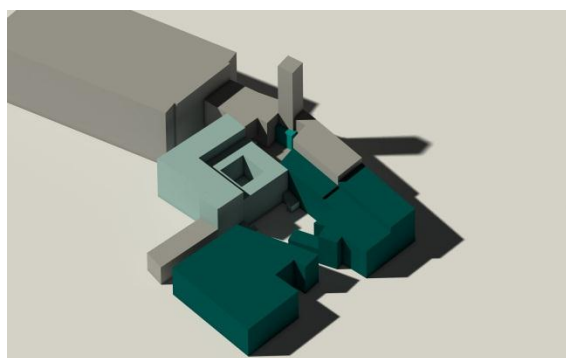


Fig. 2.1.2-03: Periodo 1500-1900 d.C..

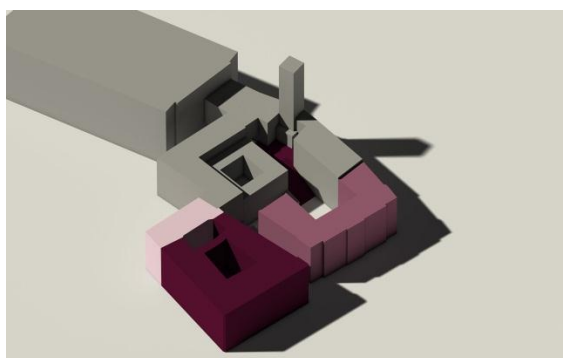


Fig. 2.1.2-04: Periodo 1900 d.C.-oggi.

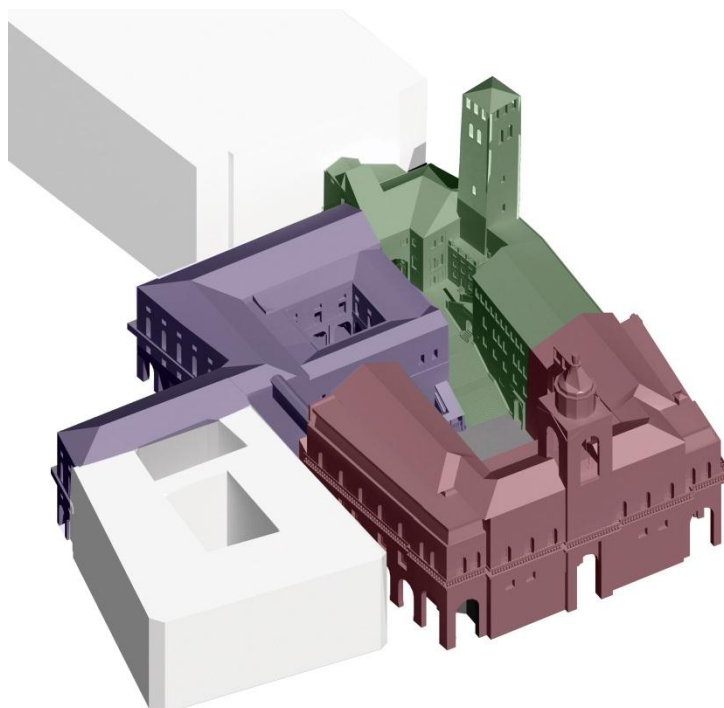


Fig. 2.1.2-05: Complesso Moroni: in bianco Palazzo della Ragione e Palazzo della Banca Antoniana, in viola Palazzo Moroni e ala Moschini, in verde Torre e Palazzo degli Anziani, Palazzo del Consiglio e Volto della Corda, in rosa Palazzo Moretti-Scarpari.

2.2 Evoluzione storica di Palazzo Moretti-Scarpari

Agli inizi del XX secolo l'amministrazione comunale espresse l'intenzione di sistemare quella che ormai era diventata via del Municipio (precedentemente chiamata via San Martino), a causa della disarticolazione che presentavano gli esistenti palazzi comunali e della crescente necessità di nuovi spazi.



Fig. 2.2-01: Via VIII Febbraio prima del 1922.



Fig. 2.2-02: Via Oberdan prima del 1922.

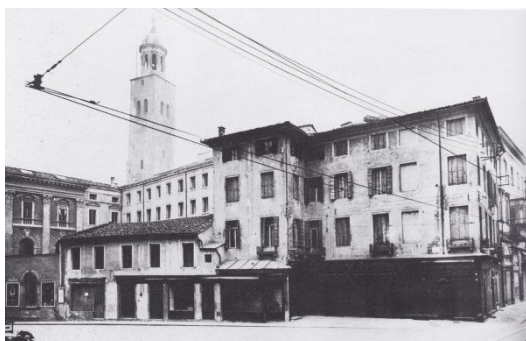


Fig. 2.2-03: Via del Municipio prima del 1922.

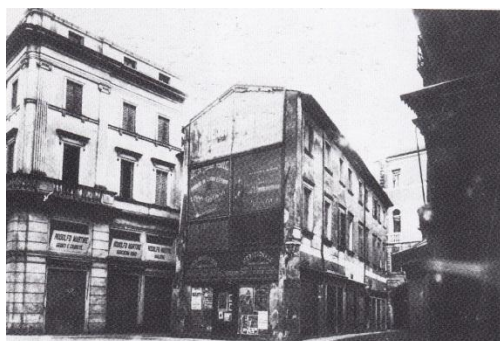


Fig. 2.2-04: Via del Municipio e Hotel Storione prima del 1922.

Fonte: Camillo Semenzato, Vecchia Padova. La memoria di una città, Studio Editoriale Programma, Padova, 1986, pp. 60, 63.

Vennero quindi presentati i primi progetti per la realizzazione di uno stabile su via del Municipio, che si raccordasse con Palazzo Moroni da un lato e con gli edifici privati esistenti dall'altro. Uno dei progetti, il cui autore non è noto, prevedeva la costruzione di un edificio di due piani (con il primo piano di altezza molto ridotta rispetto al piano inferiore) e una grande terrazza sulla copertura (fig. 2.2-05)¹⁶.

¹⁶ Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

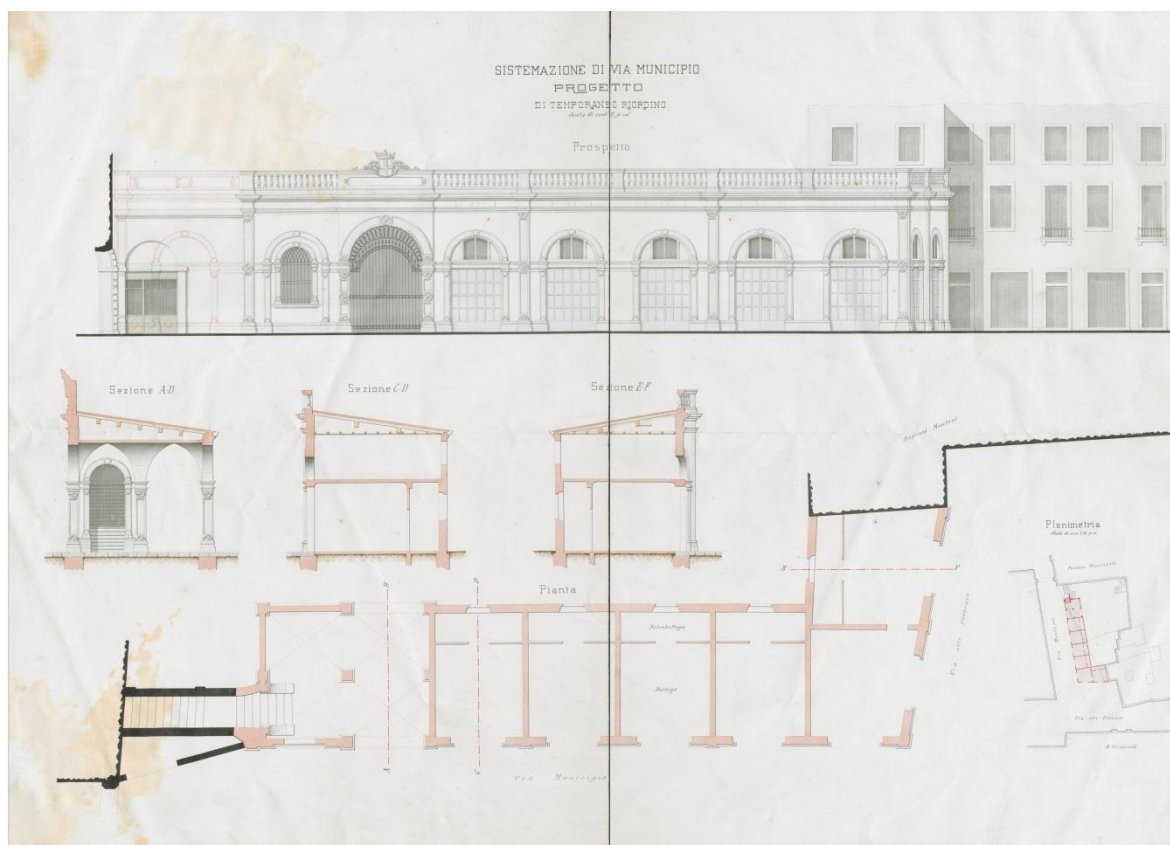


Fig. 2.2-05: Progetto di sistemazione di via Municipio.

Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

In un altro progetto, datato 1906, si può notare che lo stabile assumeva un ruolo più importante, andando ad occupare una zona molto più ampia del sito rispetto al precedente. Questo fabbricato doveva infatti sorgere in seguito alla demolizione di una delle abitazioni private presenti (casa Moschini) e doveva essere un edificio a tre piani (fig. 2.2-06, 07)¹⁷.

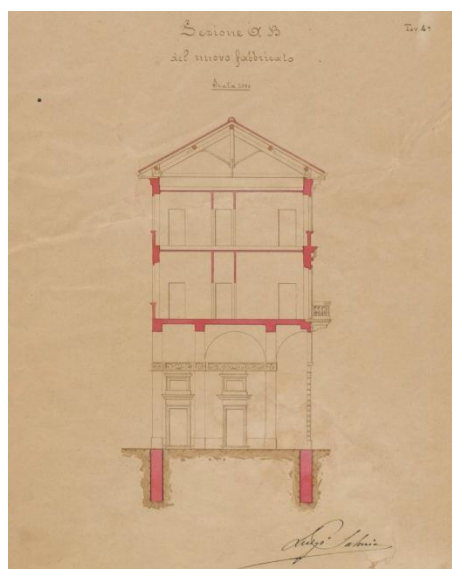


Fig. 2.2-06: Progetto del nuovo fabbricato per la sistemazione di via Municipio.

Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

¹⁷ Ibid.



Fig. 2.2-07: Progetto del nuovo fabbricato per la sistemazione di via Municipio.
Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

Nessuno di questi interventi venne però realizzato e l'amministrazione decise quindi di indire, nel 1918, un "Concorso per il progetto del nuovo corpo di fabbrica del Palazzo municipale e per la sistemazione delle vie G. Oberdan – 8 Febbraio e Municipio"¹⁸. Lo scopo, dichiarato dall'allora sindaco Leopoldo Ferri, era anche quello di demolire gli stabili privati sorti di fronte alla prestigiosa sede universitaria patavina, che non venivano ritenuti decorosi vista la loro posizione nel centro storico della città¹⁹.

Il nuovo stabile, secondo il bando, doveva rispondere ad una finalità patriottica per ricordare la Prima Guerra Mondiale e doveva avere uno stile moderno per l'epoca e, nello stesso tempo, armonizzarsi ai palazzi comunali esistenti. Era inoltre richiesta la presenza di un ampio cortile interno e di una scala di rappresentanza che portasse all'ufficio del Sindaco. Infine era necessario presentare uno studio sul prospetto di Palazzo degli Anziani che si affaccia su via Oberdan per ripristinarne l'aspetto medievale²⁰.

¹⁸ Bando di concorso del 1918, conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

¹⁹ Roberta Lamon, *Palazzo Moretti Scarpari "Altare della Patria" padovano e Palazzo degli Anziani*, Comune di Padova, 2009, p. 19.

²⁰ Bando di concorso del 1918, conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

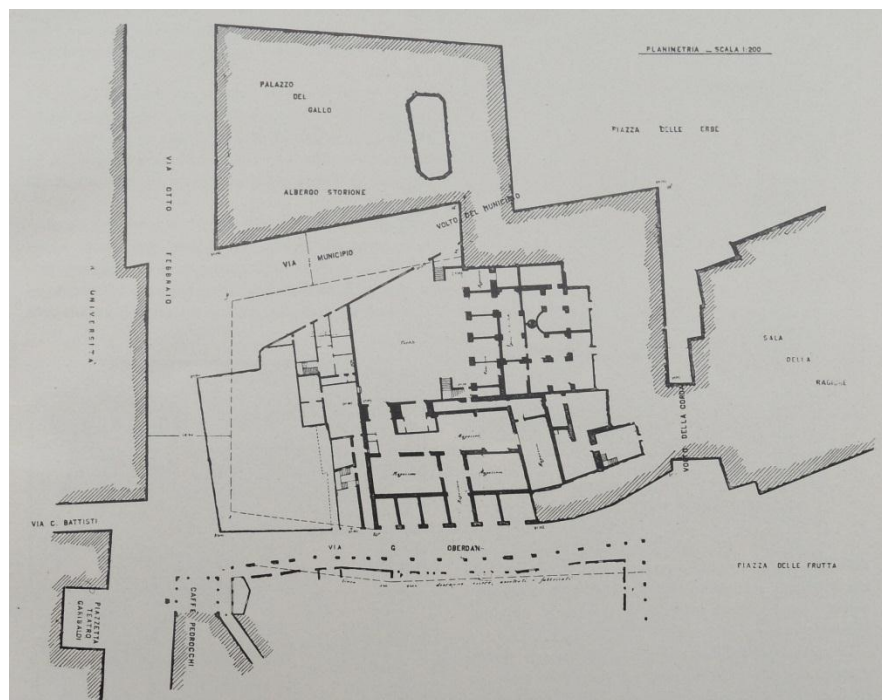


Fig. 2.2-08: Planimetria fornita nel bando di concorso in cui è tracciato il confine che non doveva essere superato dal nuovo progetto.

Fonte: Il concorso per il nuovo braccio del palazzo comunale di Padova. Estratto dal fascicolo V di "Architettura e Arti Decorative", Anno I, MCMXXII, Casa editrice d'arte Bestetti & Tumminelli, Milano-Roma.

L'esito di tale concorso portò alla vittoria del progetto, chiamato *Fidentes*, dell'architetto Romeo Moretti e dell'ingegner Giambattista Scarpari. Il secondo premio venne assegnato al progetto *Giocondo* dell'ingegnere Vincenzo Fasolo e il terzo al progetto *Patavino* dell'ingegnere Max Ongaro²¹.

Tutti e tre i progetti prevedevano il raccordo del nuovo stabile con Palazzo Moroni e con Palazzo degli Anziani.

Nel progetto *Patavino* (fig. 2.2-09) gli ingressi principali erano collocati su via VIII Febbraio e su via del Municipio, da cui si accedeva allo scalone d'onore; la facciata principale rimaneva comunque quella di via VIII Febbraio.

Il progetto venne criticato per la forte differenza stilistica fra la suddetta facciata e quella di via del Municipio. Nella facciata su via Oberdan l'autore cercava invece di ottenere una transizione fra lo stile medievale di Palazzo degli Anziani e la facciata principale su via VIII Febbraio, senza però raggiungere, secondo la commissione esaminatrice, il risultato sperato²².

²¹ Il concorso per il nuovo braccio del palazzo comunale di Padova. Estratto dal fascicolo V di "Architettura e Arti Decorative", Anno I, MCMXXII, Casa editrice d'arte Bestetti & Tumminelli, Milano - Roma.

²² Ibid.



*Fig. 2.2-09: Progetto Patavino: prospettiva su via VIII Febbraio.
Fonte: Il concorso per il nuovo braccio del palazzo comunale di Padova.*

L'impostazione planimetrica del progetto *Giocondo* (fig. 2.2-10) era molto diversa da quella degli altri due elaborati premiati. Il nuovo stabile si sviluppava infatti per la maggior parte su via VIII Febbraio, mentre su via del Municipio trovava spazio un monumentale scalone che permetteva di raggiungere Palazzo Moroni e che veniva poi raddoppiato nel cortile interno. I prospetti erano trattati in modo particolare, con una disposizione asimmetrica degli elementi, quali la torre sopra al loggiato che veniva posta nell'angolo fra via VIII Febbraio e via Oberdan. L'intervento venne ritenuto dalla commissione mirabile dal punto di vista artistico, ma carente per quanto riguarda la funzionalità e l'armonizzazione con gli stabili adiacenti²³.



*Fig. 2.2-10: Progetto Giocondo: prospettiva su via VIII Febbraio.
Fonte: Il concorso per il nuovo braccio del palazzo comunale di Padova.*

²³ Ibid.

Il progetto vincitore del concorso fu quindi *Fidentes* (fig. 2.2-11-14) in cui il nuovo stabile, nell'idea originale degli autori, doveva raccordarsi, su via del Municipio, con Palazzo Moroni e, su via Oberdan, con Palazzo degli Anziani. In particolare il prospetto su via Oberdan, secondo la commissione, riusciva ad ottenere la giusta armonizzazione con Palazzo degli Anziani e con il fronte principale, su via VIII Febbraio e, nello stesso tempo, i nuovi volumi si collegavano efficacemente con quelli cinquecenteschi di Palazzo Moroni²⁴. Inoltre, un importante elemento caratterizzante il nuovo edificio era il ballatoio balaustrato posto sui bracci dello stabile su via VIII Febbraio e su via Municipio, che richiamava quello di Palazzo Moroni.

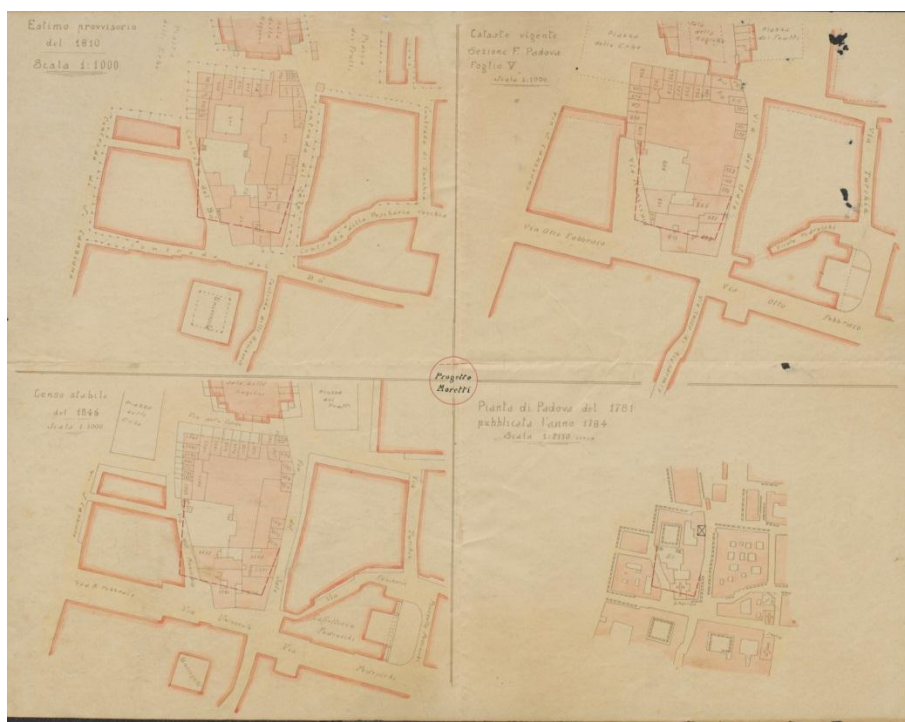


Fig. 2.2-11: Inserimento del progetto "Fidentes" nelle planimetrie catastali dell'epoca.
Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

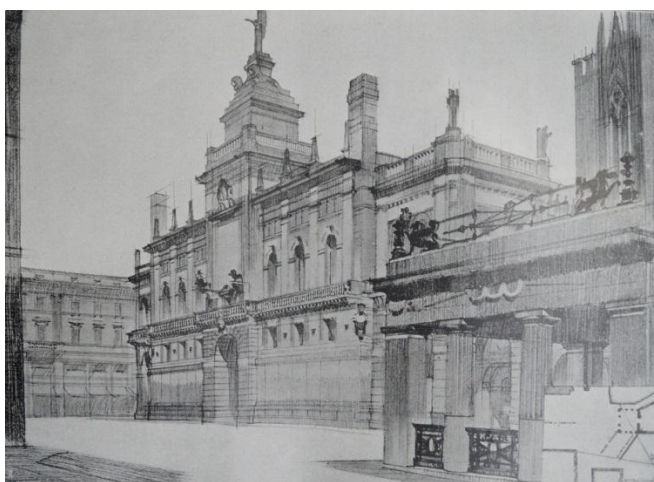


Fig. 2.2-12: Progetto Fidentes: prospettiva su via VIII Febbraio.



Fig. 2.2-13: Progetto Fidentes: prospettiva sul loggiato del cortile interno.

²⁴ Ibid.

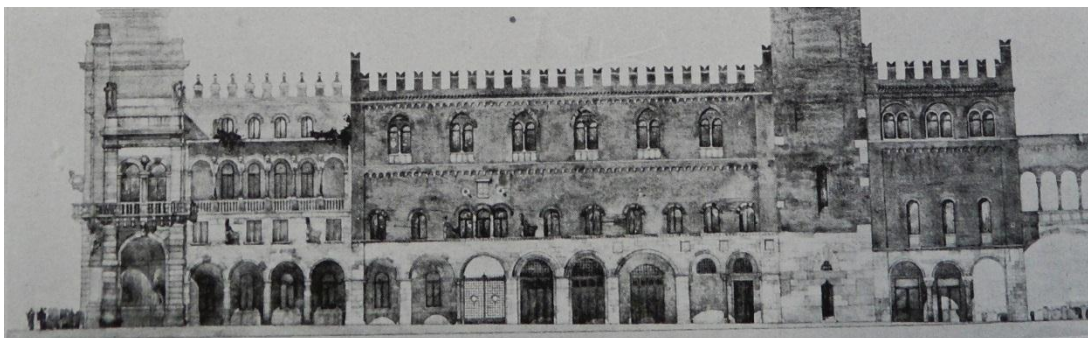


Fig. 2.2-14: Progetto Fidentes: prospetto su via Oberdan e progetto di restauro del Palazzo degli Anziani.

Fonte: Il concorso per il nuovo braccio del palazzo comunale di Padova.

La realizzazione del nuovo stabile iniziò il 4 novembre 1922 con la posa della prima pietra e la demolizione di parte dei fabbricati adibiti ad abitazioni ed esercizi commerciali, ma si interruppe per diversi anni a causa del cambio di amministrazione comunale e degli oppositori alla costruzione della nuova ala comunale, che avrebbero preferito la creazione di una piazza nella zona antistante al Bo'.

La demolizione dei vecchi edifici privati aveva inoltre messo in luce la presenza di due bifore murate nella testata di Palazzo degli Anziani (fig. 2.2-15) e un gruppo di intellettuali aveva espresso la volontà che venisse restaurata anche la facciata appena scoperta, oltre a tutto il palazzo.



Fig. 2.2-15: Facciata est di Palazzo degli Anziani.

Fonte: Lamon, Palazzo Moroni e gli edifici comunali circostanti, p.63.

Così, nel 1926, lo stesso architetto Romeo Moretti presentò un progetto alternativo che permetteva di salvaguardare Palazzo degli Anziani, rendendo possibile la visibilità della nuova facciata.

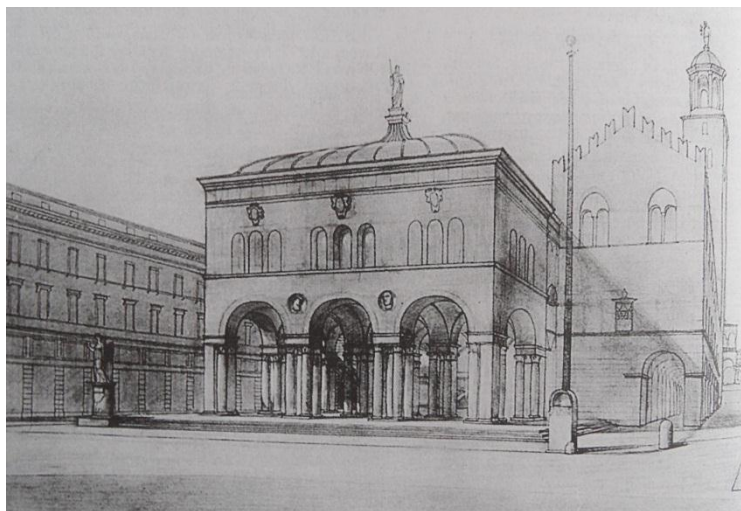


Fig. 2.2-16: Progetto alternativo di Romeo Moretti.

Fonte: Lamon, Palazzo Moretti Scarpari "Altare della Patria" padovano e Palazzo degli Anziani, p. 24.

Contemporaneamente venne incaricato l'architetto Guido Cirilli di elaborare un nuovo progetto, anch'esso presentato nel 1926. Si trattava di uno stabile ad un piano nella cui parte centrale si collocava un grande porticato che permetteva l'accesso all'ampio cortile interno²⁵.



Fig. 2.2-17: Progetto di Guido Cirilli.

Fonte: Lamon, Palazzo Moretti Scarpari "Altare della Patria" padovano e Palazzo degli Anziani, p. 25.

Nemmeno questi progetti trovarono approvazione da parte di tutti gli enti competenti e così, nel 1927, l'allora podestà Francesco Giusti del Giardino decise di affidare la scelta direttamente a Mussolini che ritenne opportuno realizzare l'opera come da progetto dell'architetto Moretti e dell'ingegner Scarpari²⁶.

Ripresero quindi i lavori, che però procedettero con lentezza a causa dei ritardi nella consegna degli elaborati esecutivi da parte di Romeo Moretti, al quale era stata affidata la direzione dei lavori delle ali dello stabile su via Municipio e su via VIII Febbraio. All'ingegner Scarpari venne invece affidata la direzione dei lavori dell'ala su via Oberdan e della ristrutturazione di Palazzo degli Anziani.

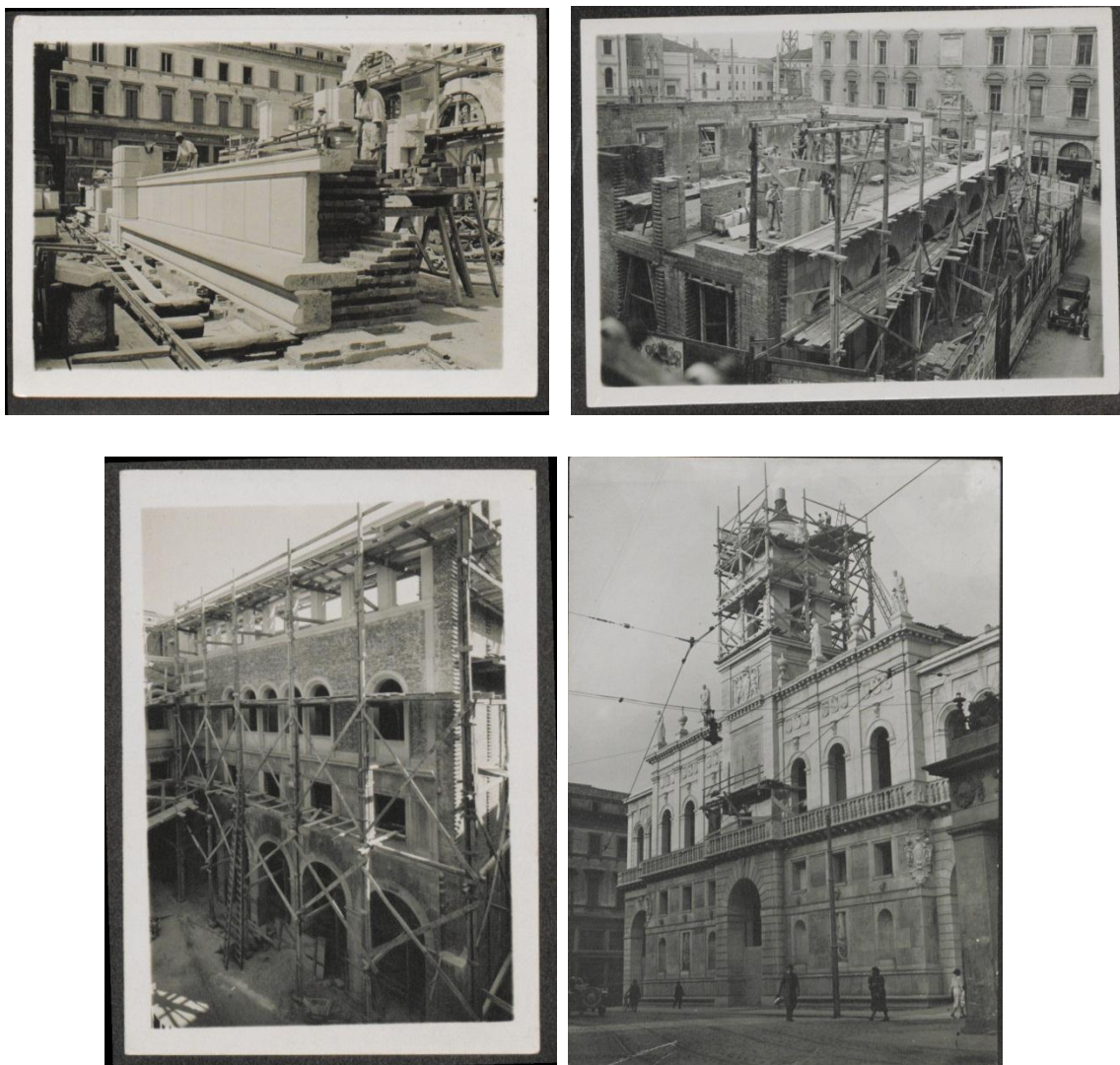
Visti i continui ritardi dell'architetto Moretti si crearono delle divergenze fra quest'ultimo e l'amministrazione comunale, che, dopo l'allontanamento del progettista dal cantiere nel 1928,

²⁵ Lamon, *Palazzo Moretti Scarpari "Altare della Patria" padovano e Palazzo degli Anziani*, pp. 23-25.

²⁶ Lamon, *Palazzo Moroni e gli edifici comunali circostanti*, pp. 57-58.

affidò la direzione dei lavori all'Ingegnere Capo dell'Ufficio civico dei Lavori Pubblici, Tullio Paoletti²⁷.

Dal 1927 al 1930 vennero comunque terminate le ali del fabbricato su via del Municipio e su via VIII Febbraio. La zona di raccordo con Palazzo degli Anziani non venne invece realizzata a causa di problemi statici del palazzo esistente e della richiesta di un maggiore studio per ottenere un'adeguata armonizzazione del nuovo stabile con quello antico.



*Fig. 2.2-18-21: Costruzione di palazzo Moretti-Scarpari.
Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.*

Il progetto della nuova ala venne affidato, nel 1933, al solo ingegner Scarpari che si sarebbe successivamente occupato anche del restauro di Palazzo degli Anziani²⁸.

Il progettista risolse il problema del raccordo e dell'armonizzazione fra il nuovo fabbricato e quello esistente con l'inserimento di un portico al piano terra che richiamava quello dell'adiacente edificio e con la realizzazione di un loggiato al secondo piano. Al di sotto del loggiato erano

²⁷ Lamon, *Palazzo Moretti Scarpari "Altare della Patria" padovano e Palazzo degli Anziani*, pp. 25-28.

²⁸ Ivi, pp. 59-60.

presenti quattro finestre quadrate ai cui lati vennero poste due sculture rappresentanti un leone e un ippogrifo, opera dello scultore Samoggia²⁹.

Il disegno iniziale prevedeva anche una merlatura di tipo guelfo sulla sommità dello stabile e una terrazza al terzo piano che richiamava lo stile del resto del fabbricato³⁰. La merlatura sommitale, al contrario della terrazza, non venne mai eseguita.

Inoltre, durante i lavori, venne apportata un'ulteriore modifica al progetto originale, in seguito alle richieste della Regia Soprintendenza ai Monumenti: l'edificio venne infatti abbassato, probabilmente per uniformarne l'altezza con la porzione già esistente di Palazzo Moretti-Scarpari.

Le terrazze, che costituivano un elemento che caratterizzava l'intero fabbricato, erano presenti su tutti e tre i bracci dello stabile e si collocavano sui lati prospicienti via del Municipio e via Oberdan e, nella parte centrale, sul lato rivolto verso il cortile interno.

Esse, forse per bisogno di maggiore spazio da adibire ad uffici, vennero chiuse nel corso degli anni (non è stato possibile risalire ad una datazione certa), tramite una copertura piana e delle finestrature continue (fig. 2.2-22).



Fig. 2.2-22: Finestrature continue a chiusure delle terrazze, aspetto odierno.

Lo stesso processo è avvenuto per la loggia al secondo piano dell'ala su via Oberdan: anch'essa è stata chiusa tramite finestre di vetro piombato intorno all'anno 1946 ed è ora adibita ad uffici (fig. 2.2-23)³¹.

²⁹ Gabriele Cappellato, *Giambattista Scarpari. Progetti e Architetture 1884-1962*, Associazione Culturale Minelliana, Rovigo, 1996, p.30.

³⁰ Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

³¹ Roberta Lamon, *Palazzo Moretti Scarpari "Altare della Patria" padovano e Palazzo degli Anziani*, p. 30.

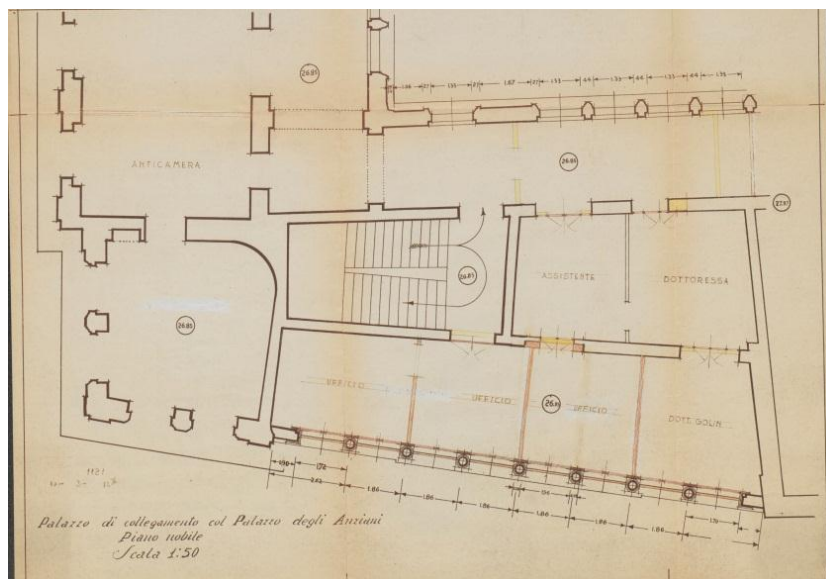


Fig. 2.2-23: progetto di trasformazione della loggia in uffici.

Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

Il progetto originale rimase comunque incompiuto: il collegamento con palazzo Moroni non venne mai realizzato e lasciò il complesso comunale disarticolato. Per risolvere il problema, nel 1952 il Consiglio comunale deliberò la ripresa dei lavori per il completamento del palazzo secondo un progetto presentato dall'Ufficio Tecnico municipale (fig. 2.2-24)³². Il procedimento venne però bloccato dalla Soprintendenza ai beni architettonici del Veneto³³.



Fig. 2.2-24: progetto dell'Ufficio Tecnico municipale.

Fonte: Lamon, *Palazzo Moretti Scarpari "Altare della Patria" padovano e Palazzo degli Anziani*, p. 16.

Il raccordo fra le due zone restò quindi senza soluzione e nel 1956 venne presentato un progetto alternativo (fig. 2.2-25, 26) che prevedeva una soluzione meno invasiva nei confronti dell'antico palazzo comunale. Non si conosce l'autore di tale progetto ma dalle piante e dalle sezioni disponibili si può vedere che consisteva nell'inserimento, fra i due edifici, di una serie di passerelle che dovevano permettere la comunicazione fra tutti i piani dei due stabili. Conseguentemente,

³² Lamon, *Palazzo Moretti Scarpari "Altare della Patria" padovano e Palazzo degli Anziani*, pp. 13-14.

³³ Lamon, *Palazzo Moroni e gli edifici comunali circostanti*, Comune di Padova, 2008, p. 62.

come si vede in sezione (fig. 2.2-26), sarebbe stata necessaria la modifica del vano scale presente a Palazzo Moroni³⁴.

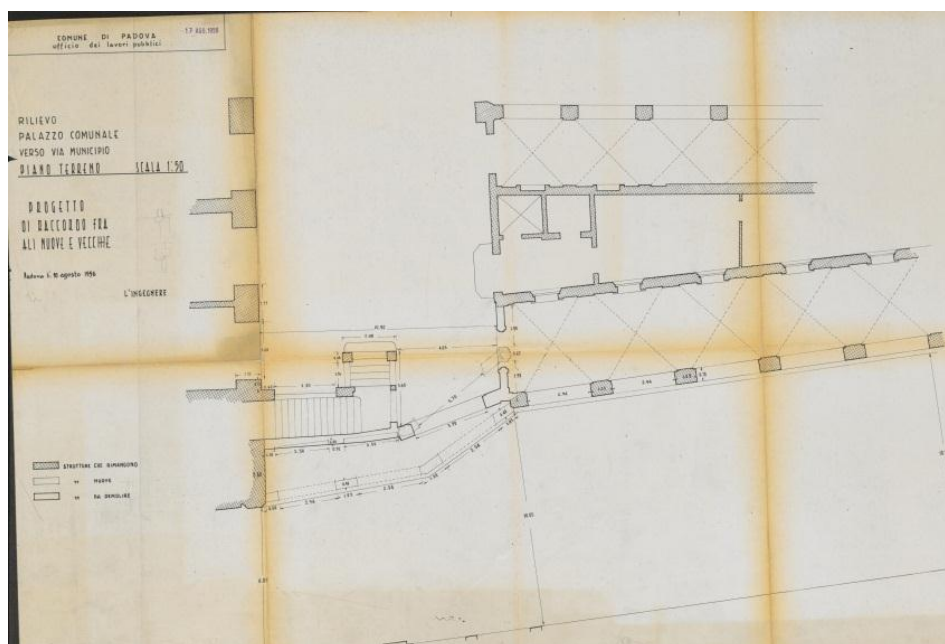


Fig. 2.2-25: Progetto del 10 agosto 1956. Pianta.

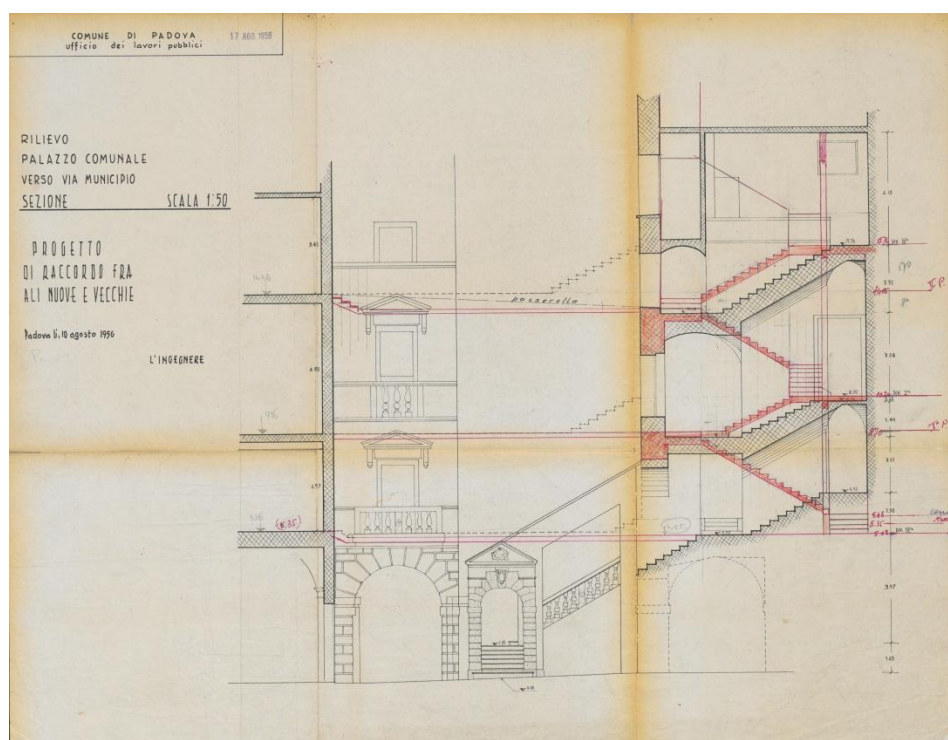


Fig. 2.2-25: Progetto del 10 agosto 1956. Sezione.

Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

Nemmeno questo progetto venne mai attuato e così il problema venne risolto solo successivamente tramite la costruzione di un'unica passerella al terzo piano dei due palazzi. La facciata dell'ala di Palazzo Moretti-Scarpari su cui si innesta la passerella venne poi rivestita in

³⁴ Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

modo da coprire l'interruzione avvenuta durante la costruzione dello stabile e visibile in quanto i muri di spina avrebbero dovuto proseguire fino a Palazzo Moroni³⁵.

Il rivestimento è costituito da pannelli, probabilmente metallici e si discosta molto dal rivestimento del resto dello stabile in pietra nabresina (o pietra d'Aurisinia), per quanto riguarda le facciate su via VIII Febbraio e su via del Municipio e lo scalone fra Palazzo Moroni e Palazzo degli Anziani, e in pietra d'Orsera per quanto riguarda la facciata su via Oberdan³⁶.

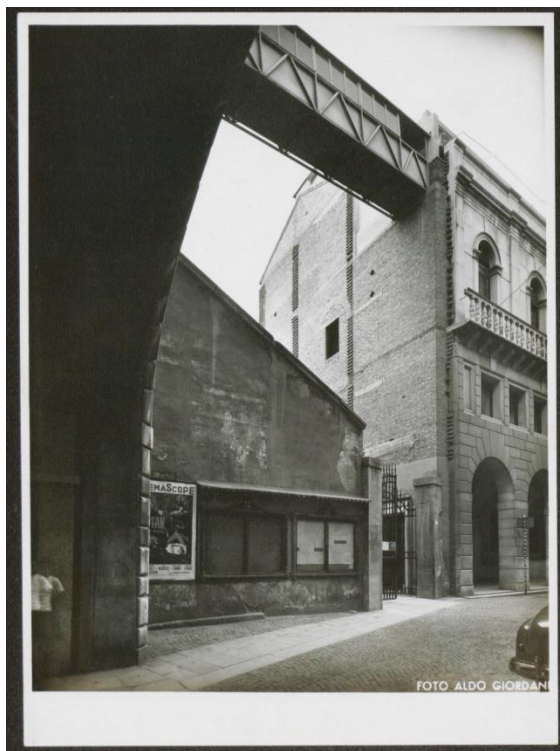


Fig. 2.2-26: Foto storica della passerella.

Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

Infine, per risolvere il problema della disarticolazione degli stabili comunali, dovuto al mancato completamento del progetto dell'architetto Moretti e dell'ingegner Scarpari, si costruì nel 1963 lo scalone di raccordo fra Palazzo Moroni e Palazzo degli Anziani.

³⁵ Ibid.

³⁶ Lamon, *Palazzo Moretti Scarpari "Altare della Patria" padovano e Palazzo degli Anziani*, pp. 8, 16, 40.

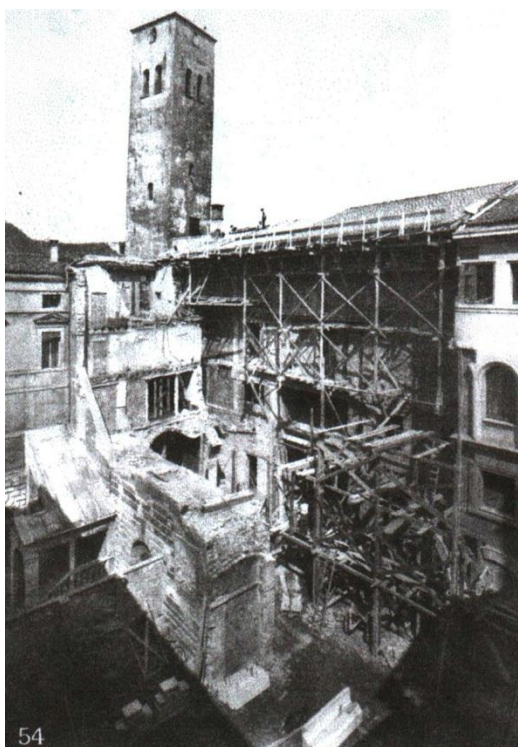


Fig. 2.2-27: Lavori di restauro di Palazzo degli Anziani. Si nota la presenza di un edificio di raccordo fra Palazzo Moroni e Palazzo degli Anziani, successivamente demolito.

Fonte: Lamon, Palazzo Moroni e gli edifici comunali circostanti, Comune di Padova, 2008, p. 66.



Fig. 2.2-28: Scalone di collegamento fra Palazzo Moroni e Palazzo degli Anziani, aspetto odierno.

Ulteriori importanti modifiche, successive all'edificazione dello stabile, furono:

- la costruzione di due soppalchi, uno al piano terra, nella zona sud-ovest dello stabile, e uno al secondo piano, sempre nella zona sud-ovest;
- l'inserimento di un ascensore che collega il piano interrato con il piano terra, nella zona a nord del fabbricato;
- l'inserimento di un ulteriore ascensore che collega tutti i piani dello stabile, eccetto l'interrato e la conseguente demolizione del vano scale presente (per quanto riguarda questo intervento non si è certi della demolizione del vano scale in quanto non sono disponibili documentazioni che ne attestino l'effettiva realizzazione fra il 1927 e il 1930, anni di costruzione dell'edificio);
- la demolizione di alcune porzioni di muratura portante ai piani primo (con la conseguente apertura di nuove finestre), secondo e terzo;
- la realizzazione di un vano scale nella zona sud del fabbricato che collega il piano terra con il primo piano³⁷.

Gli altri interventi sono di minore rilevanza in quanto consistono nel tamponamento di aperture o nella demolizione di tramezze interne.

³⁷ Fonte: confronto del materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

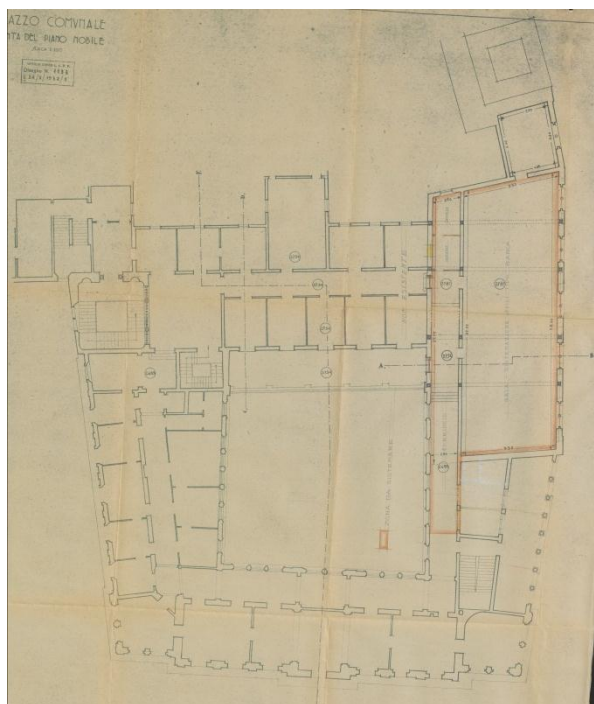


Fig. 2.2-29: Pianta di progetto, piano secondo (antecedente al 1932), si nota il raccordo con Palazzo Moroni.

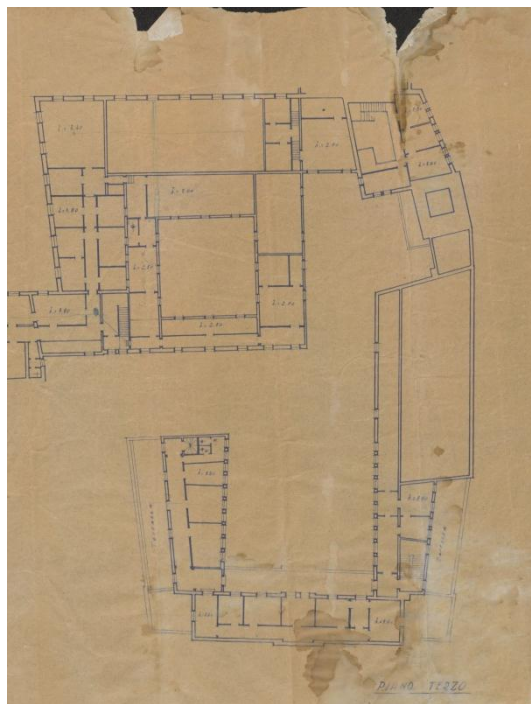


Fig. 2.2-30: Pianta piano terzo (antecedente al 1940). Si nota la presenza delle terrazze.

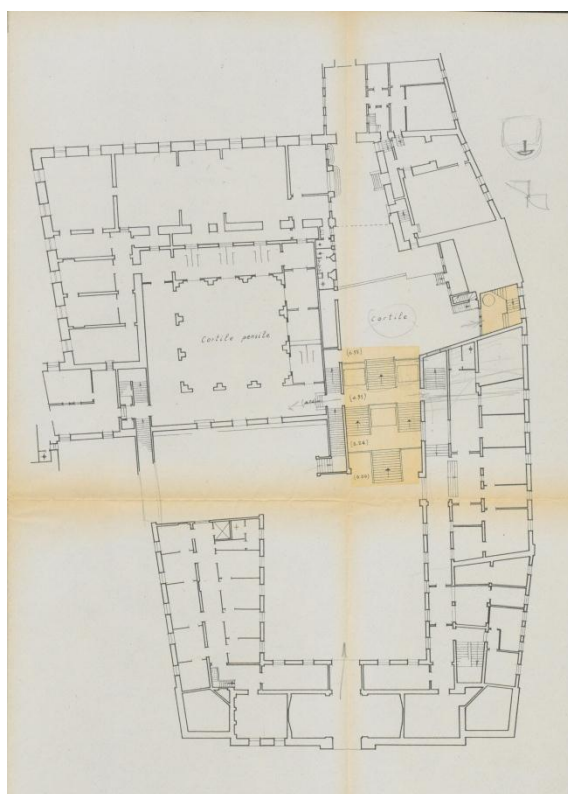


Fig. 2.2-31: Pianta di progetto, piano primo (antecedente al 1963). Si nota la presenza dello scalone (diverso rispetto alla configurazione attuale).

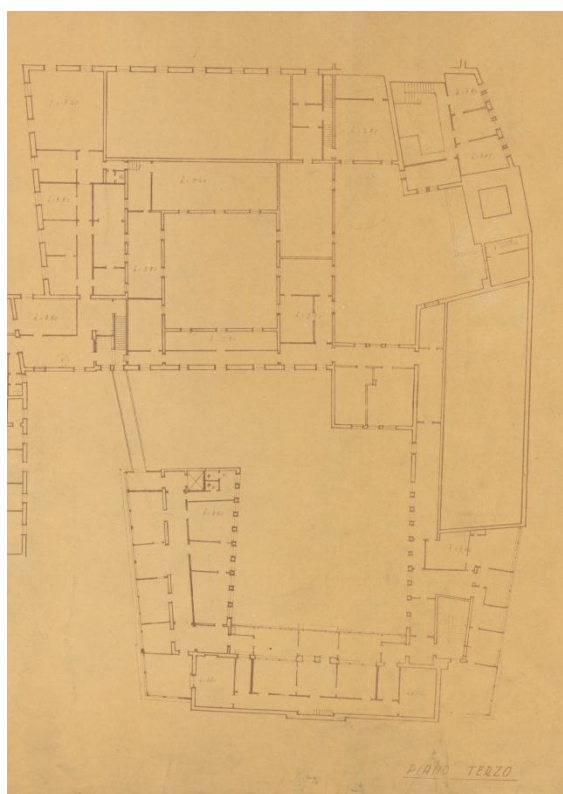


Fig. 2.2-32: Pianta piano terzo (probabilmente successiva al 1963). Si nota la presenza di ambienti chiusi al posto delle terrazze.

Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

2.2.1 Fasi costruttive di Palazzo Moretti-Scarpari

- Prima fase: 1922-1930. Edificazione della porzione di Palazzo Moretti-Scarpari su via VIII Febbraio e su via del Municipio.

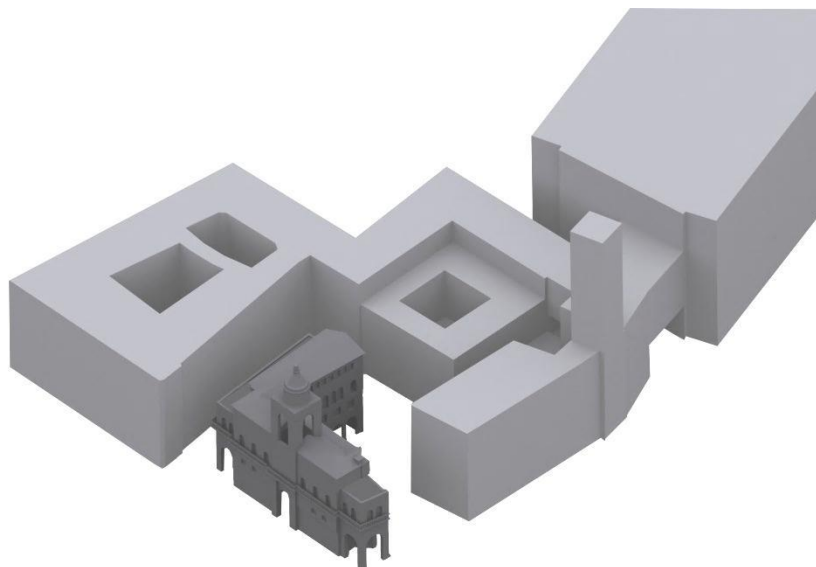


Fig. 2.2.1-01.

- Seconda fase: 1933. Edificazione dell'ala del fabbricato che si affaccia su via Oberdan.

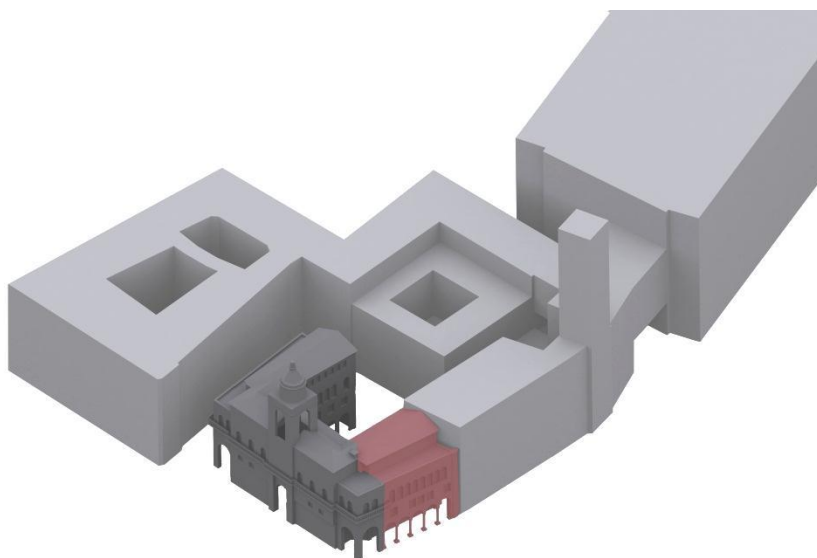


Fig. 2.2.1-02.

- Terza fase: 1940-stato attuale. Chiusura delle terrazze, costruzione della passerella e rivestimento della facciata ovest su cui si innesta la passerella.

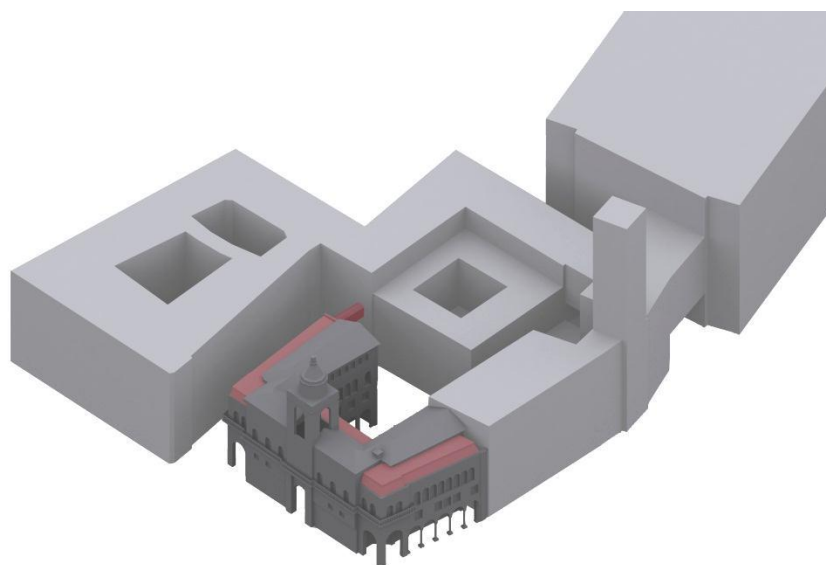


Fig. 2.2.1-03.

Aspetto odierno di Palazzo Moretti-Scarpari: elaborazione grafica in fig. 2.2.1-04.

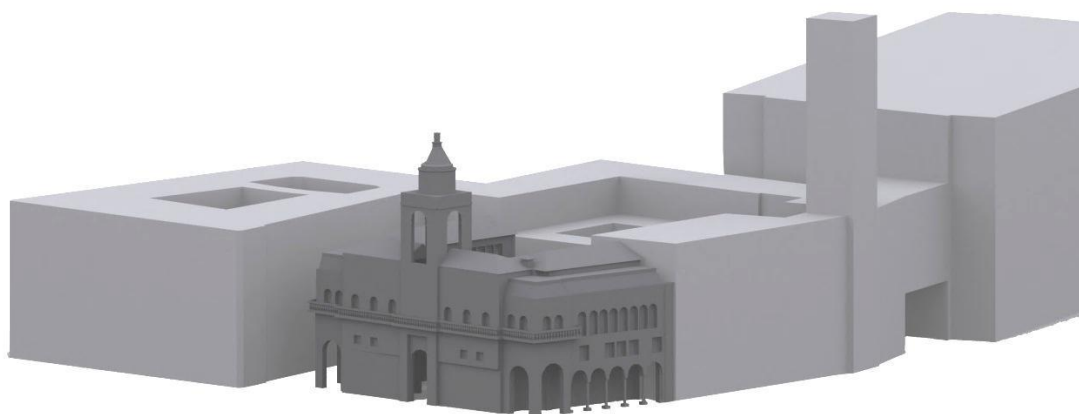


Fig. 2.2.1-04.

RILIEVO FOTOGRAFICO

RILIEVO FOTOGRAFICO	49
3.1 ESTERNI	51
3.2 INTERNI	54
3.3 ELEMENTI DI INTERESSE STORICO-ARTISTICO	59

3 RILIEVO FOTOGRAFICO

Per avere una conoscenza più approfondita dell'edificio oggetto di studio, è stato necessario effettuare dei sopralluoghi, che hanno permesso la realizzazione di un esaustivo rilievo fotografico. Quest'ultimo risulta essere fondamentale, in quanto consente, in seguito, di compiere uno studio approfondito sullo stabile in tutti i suoi aspetti e di sviluppare quindi anche i successivi rilievi (quali il rilievo geometrico, il rilievo strutturale, il quadro fessurativo e il rilievo del degrado).

Per il rilievo fotografico dettagliato si rimanda alle tavole grafiche in allegato nelle quali sono state identificate tutte le immagini sulle piante di Palazzo Moretti-Scarpari per mezzo di coni ottici.

Nelle pagine seguenti sono invece riportate le foto che si sono ritenute più significative per una maggiore comprensione del manufatto, in modo da poterne distinguere le caratteristiche principali.

3.1 Esterni

Il rilievo fotografico degli esterni e quindi dei prospetti di Palazzo Moretti-Scarpari e dei portici al piano terra, è stato effettuato dopo il sopralluogo svolto in data 28 marzo 2014, mentre per le coperture, non essendo possibile effettuare un sopralluogo, ci si è serviti dell'ortofoto del centro storico di Padova e delle foto fornite dal comune di Padova, relative al sopralluogo del 28 giugno 2012.

Si può notare, dall'osservazione dei prospetti, che l'intero stabile è rivestito in pietra, ad eccezione del prospetto su cui si innesta la passerella che presenta un rivestimento in pannelli metallici. Nel cortile interno, inoltre, il secondo piano si presenta intonacato e, dallo scalone di raccordo fra Palazzo Moroni e Palazzo degli Anziani, si possono scorgere le finestrature continue presenti al terzo piano, nell'ala centrale dello stabile, a chiusura delle precedenti terrazze.

Sulla sommità dell'ala prospiciente il Bo si innesta la torre campanaria, anch'essa rivestita in pietra, con la statua della Vittoria alata sulla cima.



Fig. 3.1-01: Torre campanaria.



Fig. 3.1-02: Statue sulla copertura, ala est.



Fig. 3.1-03: Copertura, ala sud.



Fig. 3.1-04: Copertura, ali nord ed est.

Il prospetto est, rivolto verso via VIII Febbraio, in apparenza sembra essere costituito da tre livelli, ma in seguito al sopralluogo svolto all'interno e al confronto con le altre zone del fabbricato, si evince che i livelli sono quattro (l'ultimo non presenta infatti aperture nella facciata principale). Questo prospetto inoltre è caratterizzato dall'assenza del portico al piano terra, presente invece sulle altre zone dello stabile.



Fig. 3.1-05: Prospetto principale, su via VIII Febbraio.

Anche i prospetti che si affacciano su via Oberdan e su via del Municipio sono in apparenza organizzati su tre livelli: il quarto infatti è stato creato solo in seguito alla chiusura delle terrazze tramite finestrature continue, le quali si trovano in posizione arretrata rispetto alla muratura perimetrale dell'edificio e non sono quindi visibili dalla quota stradale.



Fig. 3.1-06: Prospetto nord, su via Oberdan.



Fig. 3.1-07: Prospetto sud-ovest, su via del Municipio.

Nei prospetti che si affacciano sul cortile interno invece si nota l'esistenza del quarto livello, che in questo caso presenta molte aperture.

In questi stessi prospetti non si osserva alcuna diversità fra le ali est e sud del fabbricato e l'ala nord, nonostante quest'ultima sia stata costruita in un secondo momento.

Nei prospetti esterni invece si osserva una differenza di stile fra le due ali dello stabile, il quale comunque si presenta complessivamente unitario e armonico.



Fig. 3.1-08: Prospetti sud e ovest, corte interna.



Fig. 3.1-09: Prospetti nord e ovest, corte interna.

I portici del prospetto rivolto verso via Oberdan sono trattati in modo diverso rispetto a quelli delle restanti parti dello stabile: i primi presentano un soffitto in legno, mentre i secondi sono caratterizzati da soffitti a volta.



Fig. 3.1-10: Portico su via Oberdan.



Fig. 3.1-11: Portico su via del Municipio.



Fig. 3.1-12: Portico sul cortile interno.

3.2 Interni

Il rilievo fotografico degli spazi interni è stato elaborato in seguito ai sopralluoghi del 1 aprile 2014 e del 9 aprile 2014. In queste due date sono stati visionati la maggior parte dei locali, ad eccezione di alcuni a cui non è stato possibile accedere. In particolare non si è potuto estendere il sopralluogo fin sulla torre e sulle zone di sottotetto. Per la torre si può fare riferimento alle foto fornite dal comune in seguito al sopralluogo del 28 giugno 2012.

Attraverso l'ingresso principale su via VIII Febbraio si accede ai portici del cortile interno di Palazzo Moretti-Scarpari. Qui è possibile entrare negli spazi interni dello stabile da diversi punti: sull'ala sud vi sono delle porte che consentono l'accesso a singoli uffici o a locali di servizio, mentre, tramite un'altra entrata, si raggiunge la scala che porta all'interrato o al primo piano dello stabile; sull'ala verso via VIII Febbraio è possibile entrare solamente nei due uffici posti all'ingresso, caratterizzati dalla presenza di un soffitto voltato; sull'ala nord è invece situata la scala di rappresentanza che porta ai piani superiori, caratterizzata da una particolare struttura con gradini in pietra infissi sulla muratura; sempre attraverso quest'ala del fabbricato si può accedere all'interrato sia tramite un apposito vano scale, sia con un ascensore.

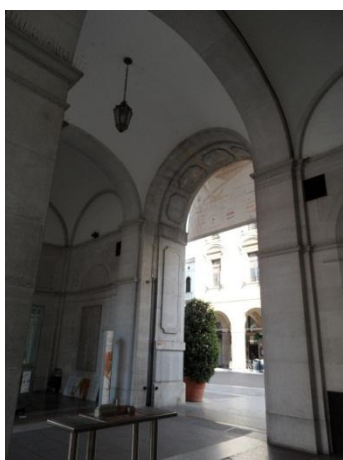


Fig. 3.2-01: Accesso da via VIII Febbraio.



Fig. 3.2-02: Scala PT-1P, ala sud.



Fig. 3.2-03: Scala di rappresentanza, ala nord.

L'interrato posto al di sotto dei corpi di fabbrica di via VIII Febbraio e di via del Municipio è principalmente adibito ad archivio e non è interamente rilevabile a causa delle alte scaffalature. Una parte dello stesso era però destinata a rifugio antiaereo ed oggi è inutilizzata; in questa zona e nei locali ad essa adiacenti si sono riscontrate delle forti condizioni di degrado.

Anche l'interrato al di sotto dell'ala su via Oberdan è quasi totalmente adibito ad archivio e, anche in questo caso, le alte scaffalature non hanno permesso una visione completa dei locali.



Fig. 3.2-04: Interrato: ex rifugio antiaereo.



Fig. 3.2-05: Interrato: zona dismessa.



Fig. 3.2-06: Scala -1P-PT, ala sud.



Fig. 3.2-07: Interrato: archivio, ala sud.



Fig. 3.2-08: Interrato: archivio, ala nord-est.



Fig. 3.2-09: Interrato: archivio, ala nord-est.

Il piano terra è in buona parte occupato dai portici; sono poi presenti alcuni spazi adibiti ad ufficio e alcuni locali di servizio.



Fig. 3.2-10:PT: accesso ad un ufficio, ala est.



Fig. 3.2-11:PT: ufficio, ala est.

In tutti gli altri piani i corridoi sono controsoffittati e i locali sono per la maggior parte adibiti ad uffici e presentano un mobilio che in generale permette una buona visione degli ambienti.

Al primo piano non si è potuto accedere alla maggior parte dei locali posti sul lato sud dello stabile.



Fig. 3.2-12:1P: corridoio, ala sud.



Fig. 3.2-13: 1P: corridoio, ala nord.



*Fig. 3.2-14: 1P: ufficio,
ala nord.*



*Fig. 3.2-15: 1P: ufficio,
ala nord.*



*Fig. 3.2-16: 1P: ufficio,
ala nord.*

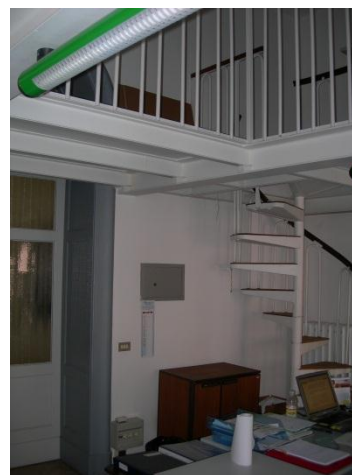
Al secondo piano non è stato possibile accedere ad alcuni locali posti sui corpi nord ed est.



*Fig. 3.2-17: 2P: balaustra
esterna, ala sud.*



Fig. 3.2-18: 2P: corridoio.



*Fig. 3.2-19: 2P: ufficio con
soppalco in acciaio, ala sud.*

Al terzo piano si è potuto accedere a tutti i locali ad eccezione di quello adibito ad archivio. Si è inoltre notata la presenza, nel controsoffitto del corridoio, di una scala che permette di salire al locale sottostante alla torre e alla torre stessa.



Fig. 3.2-20: 3P: passerella ala sud.

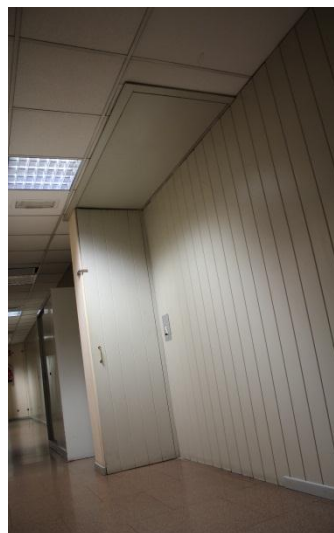


Fig. 3.2-21: 3P: corridoio e scala di accesso alla torre, ala est.



Fig. 3.2-22: 3P: corridoio, ala sud.



Fig. 3.2-23: 3P: ufficio, ala est.



Fig. 3.2-24: Locale tecnico sulla torre campanaria.

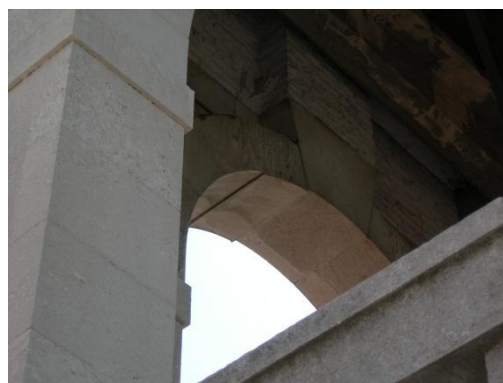


Fig. 3.2-25: Torre campanaria, dettaglio.

3.3 Elementi di interesse storico-artistico

Come spesso avveniva nell'epoca in cui venne edificato l'edificio, anche i due progettisti di Palazzo Moretti-Scarpari si avvalsero della collaborazione di artisti e scultori, le cui opere erano parte integrante del progetto architettonico. La decorazione era quindi vista come determinante nella composizione.

L'architetto Moretti collaborò con l'artista Salvatore Saponaro, mentre l'ingegner Scarpari con lo scultore Gaetano Samoggia.

Salvatore Saponaro realizzò diverse opere decorative nello stabile, fra cui i bassorilievi, le statue allegoriche in pietra d'Aurisina che ornano la torre e rappresentanti *Padova*, la *Guerra*, la *Pace*, l'*Assistenza*, e la pesante statua in bronzo della Vittoria Alata posta sulla sommità del cupolino. Sui pilastri che sorreggono la cupola della torre si collocavano poi i fasci littori che vennero successivamente rimossi¹.

La cornice superiore della facciata è arricchita da quattro sculture, espressione del Novecentismo di maniera; ogni statua venne creata da artisti diversi e assume un preciso significato simbolico riconducibile all'esaltazione dei valori militari e civili (fig. 3.3-01-04)².

Il sistema decorativo della facciata è quindi finalizzato all'esaltazione nazionalistica e militaristica della vittoria, tematiche tipiche negli anni della realizzazione dell'edificio.



Fig. 3.3-01: Servilio Rizzato, *La Disciplina*.



Fig. 3.3-02: Luigi Strozzi, *Il Valore*.



Fig. 3.3-03: Paolo Boldrin, *La Sapienza*.



Fig. 3.3-04: Luigi Soressi, *Il Lavoro*.

Nel palazzetto di raccordo su via Oberdan sono collocati elementi decorativi che mostrano evidenti riferimenti ideologici del regime fascista, creati dallo scultore Samoggia. Si possono infatti vedere il fascio littorio, quattro aquile, che sono considerate un simbolo imperiale, il Colosseo e il Campidoglio³.

Su tutto il fabbricato è infine presente un cospicuo numero di lapidi commemorative di importanti eventi storici; in particolare sono da segnalare quelle poste in facciata e quelle situate sotto il portico di via Oberdan.

¹ Lamon, *Palazzo Moretti Scarpari "Altare della Patria" padovano e Palazzo degli Anziani*, pp. 31-33.

² Ivi, p. 36.

³ Ivi, p. 39.



Fig. 3.3-05: Lapidi commemorative al di sotto del portico rivolto verso via Oberdan.

Si ritiene poi che un ulteriore elemento di interesse storico ed artistico sia la scala di rappresentanza, che si posiziona all'interno dell'ala rivolta verso via Oberdan. La scala presenta una caratteristica struttura con gradini costituiti da lastre di pietra infisse nella muratura che, per la sua particolarità, può essere considerata di pregio.



Fig. 3.3-06: Scala di rappresentanza sull'ala dello stabile verso via Oberdan.

RILIEVO GEOMETRICO

RILIEVO GEOMETRICO	61
4.1 PIANTE	64
4.2 PROSPETTI.....	70
4.3 SEZIONI	75
4.4 DESTINAZIONI D'USO DEI LOCALI	78

4 RILIEVO GEOMETRICO

Il rilievo geometrico è un punto fondamentale per lo sviluppo di tutte le successive fasi di studio del manufatto.



Fig. 4-01: Planivolumetrico dell'area su cui sorge Palazzo Moretti-Scarpari, evidenziato in rosso.

Il primo approccio con l'edificio è avvenuto attraverso l'osservazione del materiale cartografico digitale (pianche e una sezione) fornito dal comune di Padova.

Alcune delle suddette pianche, datate giugno 2012, sono state redatte per l'individuazione delle vie di fuga e dei presidi antincendio mentre altre, compresa la sezione, consistono negli elaborati tecnici per il progetto dell'impianto di climatizzazione dell'edificio e sono datate settembre 1999.

Nei giorni 28 marzo 2014, 1 aprile 2014 e 9 aprile 2014, sono stati effettuati i sopralluoghi che hanno permesso di controllare la validità del materiale dal punto di vista della corrispondenza geometrica.

Per effettuare il rilievo ci si è serviti di Disto laser, cordella metrica e macchina fotografica, strumenti che non consentono di ottenere una precisione elevata nelle misurazioni. Queste ultime infatti risultano affette da un errore dell'ordine del centimetro, che è comunque trascurabile nel successivo studio del comportamento del fabbricato durante l'azione sismica.

Il rilievo è stato eseguito a campione su zone rappresentative dello stabile, in quanto le grandi dimensioni dell'edificio stesso, associate al tempo a disposizione, non hanno consentito una raccolta dei dati più accurata. In generale si è comunque cercato di rilevare le altezze di ogni locale visitato e ulteriori misure che si sono ritenute significative.

E' stato possibile accedere a gran parte dell'edificio, ad eccezione di alcuni locali, e sviluppare un'idea quantomeno qualitativa delle principali differenze che sussistevano con la cartografia fornita dal comune. Come è già stato detto precedentemente, non si è potuto avere accesso agli ambienti del sottotetto, della copertura e della torre.

Nel successivo confronto dei dati raccolti durante i sopralluoghi con le piante digitali, sono state riscontrate diverse differenze, forse dovute al fatto che le piante digitali potrebbero essere state ricavate da precedenti piante cartacee, risalenti probabilmente agli anni '60 del 1900. Si è cercato quindi di appianare le divergenze principali attraverso le misurazioni, le foto e i video effettuati durante i sopralluoghi.

Piante, prospetti e sezioni sono stati quindi rappresentati nelle tavole grafiche in allegato in scala 1:100¹.

4.1 Piante

Le principali difformità riscontrate fra le piante fornite dal comune e i rilievi svolti in sito sono relative alla dimensione delle aperture e alla loro posizione, all'assenza di alcune partizioni interne e alla non corrispondenza planimetrica dei vani scala fra i vari piani dell'edificio.

Per ottenere una rappresentazione completa in scala 1:100 nelle tavole in allegato, ogni pianta è stata suddivisa in tre porzioni. In questa relazione verranno riportate le piante in scala grafica, mentre per una visione in scala 1:100 si rimanda alle tavole grafiche in allegato.

L'edificio si sviluppa su quattro livelli fuori terra ai quali si somma il livello dell'interrato e presenta una pianta a C, dovuta all'esistenza del cortile interno.

¹ Vedere tavole dalla 4.01 alla 4.30.

Il piano interrato si sviluppa al di sotto di tutto il perimetro del piano terra e, con la presenza dell'ex rifugio antiaereo, si estende anche al di sotto di una parte del cortile interno.

Si nota un certo grado di simmetria fra le ali sud-est e nord-est, probabilmente costruite nello stesso periodo. Infatti si ipotizza che l'ala del fabbricato su via Oberdan, edificata successivamente, fosse già dotata di fondazioni e interrato all'epoca della costruzione. Dall'ala nord dell'interrato sarebbe possibile raggiungere l'ala sud tramite una porta che conduce all'ex rifugio antiaereo, che si è constatato però non essere usufruibile a causa delle pessime condizioni del rifugio stesso. Di conseguenza risulta fondamentale la presenza delle due rampe di scale che permettono di accedere separatamente alle due ali dell'interrato.

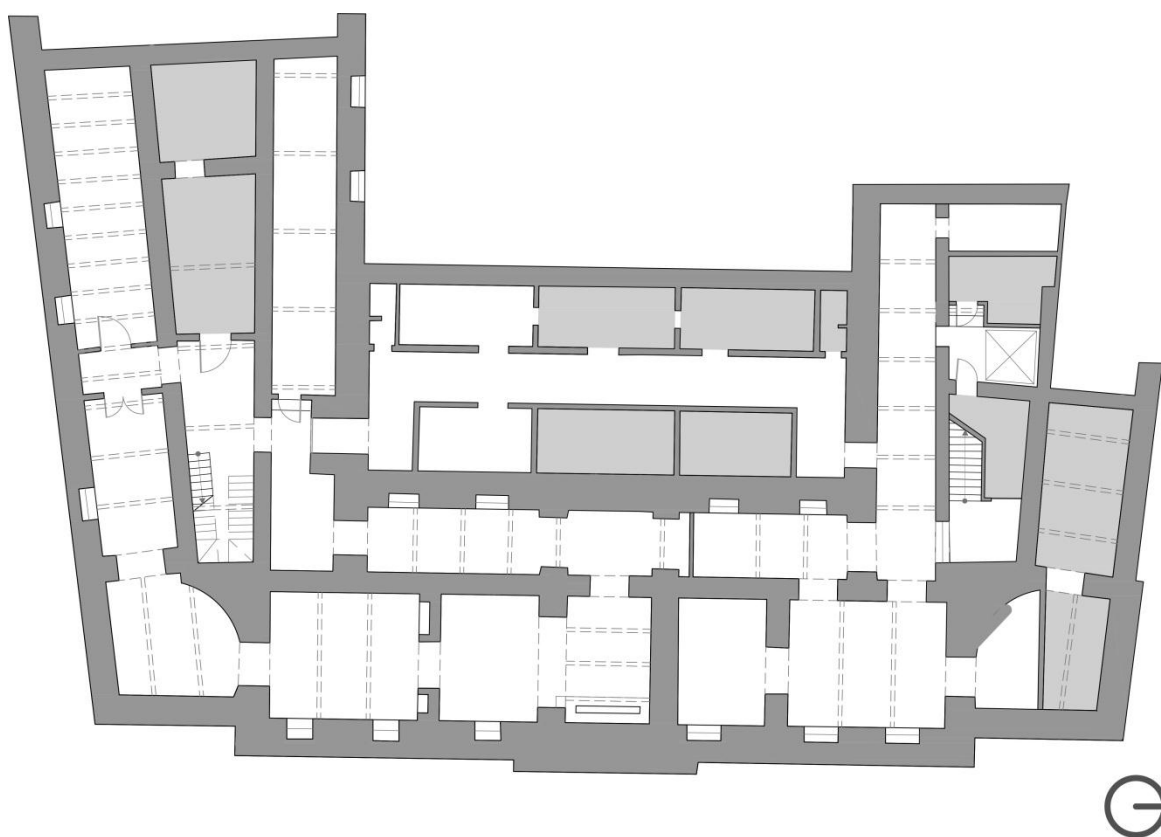


Fig. 4.1-01: Pianta piano interrato.

Il piano terra è simmetrico per quanto riguarda l'ala rivolta verso via VIII Febbraio, mentre fra l'ala nord e l'ala sud, edificate secondo progetti diversi, si notano delle differenze. Nonostante ciò le due ali presentano alcune somiglianze: esse sono caratterizzate da due muri di spina longitudinali e colonne o pilastri sul filo esterno dell'edificio. L'unitarietà si legge anche grazie alla presenza del portico che circonda il cortile interno. Come si può notare dalla pianta sotto riportata, i portici occupano più del 50% della superficie in pianta dello stabile.



Fig. 4.1-02: Pianta piano terra.

Il primo piano presenta diverse discrepanze rispetto al materiale digitale fornito dal comune: sul fronte rivolto verso via del Municipio le aperture sono molto più numerose rispetto a quelle indicate nelle piante in formato digitale, inoltre, nell'ala nord, sono state aggiunte diverse tramezze che hanno ridotto l'ampiezza del corridoio. Come si può notare l'ala nord-est e l'ala sud-est non comunicano fra loro e sono raggiungibili solo separatamente a causa della presenza delle volte a doppia altezza al piano terra, nella zona centrale dello stabile. Per questo sono presenti due rampe di scale (una per ogni ala) e un ascensore che serve l'ala sud.

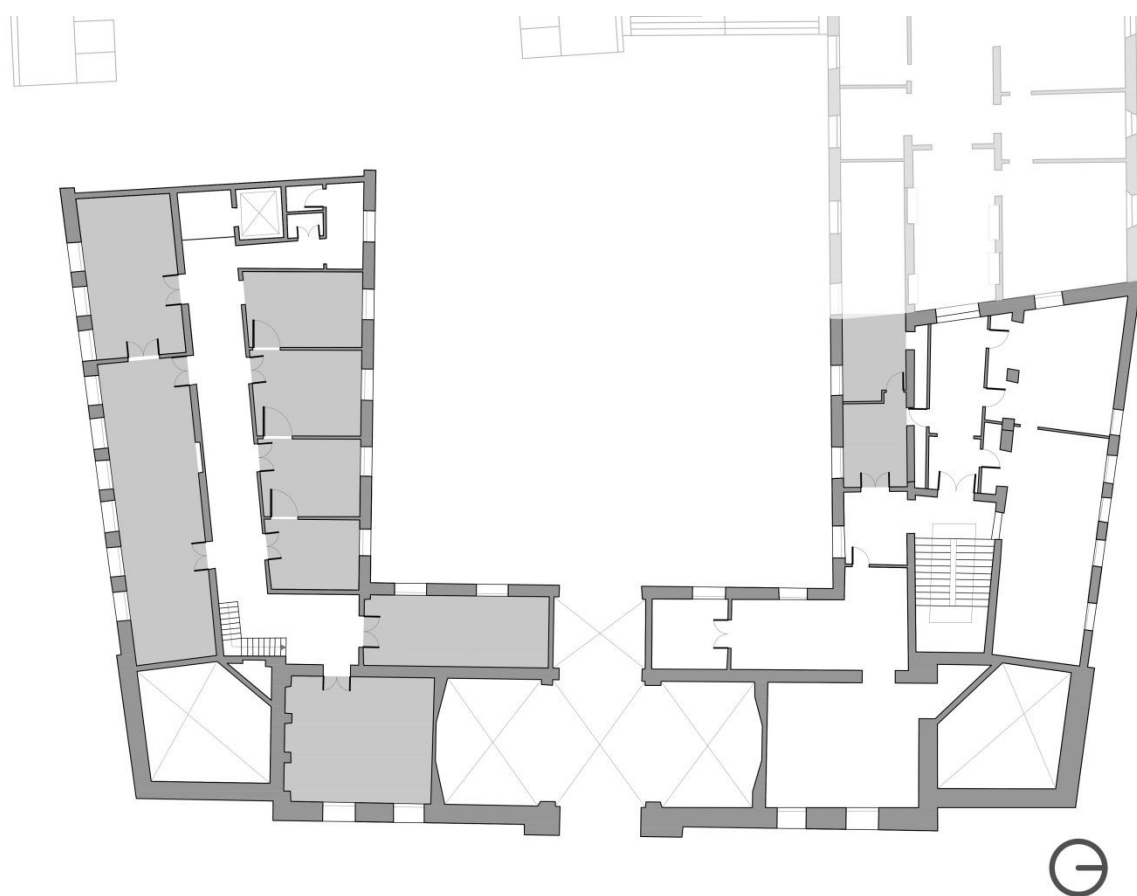


Fig. 4.1-03: Pianta piano primo.

Il secondo piano si sviluppa in modo regolare e per accedervi si può salire tramite la scala di rappresentanza sull'ala nord, tramite l'ascensore sull'ala sud o passare attraverso Palazzo degli Anziani. La sporgenza sui fronti verso via Oberdan, via VIII Febbraio e via del Municipio è dovuta alla presenza del ballatoio esterno.

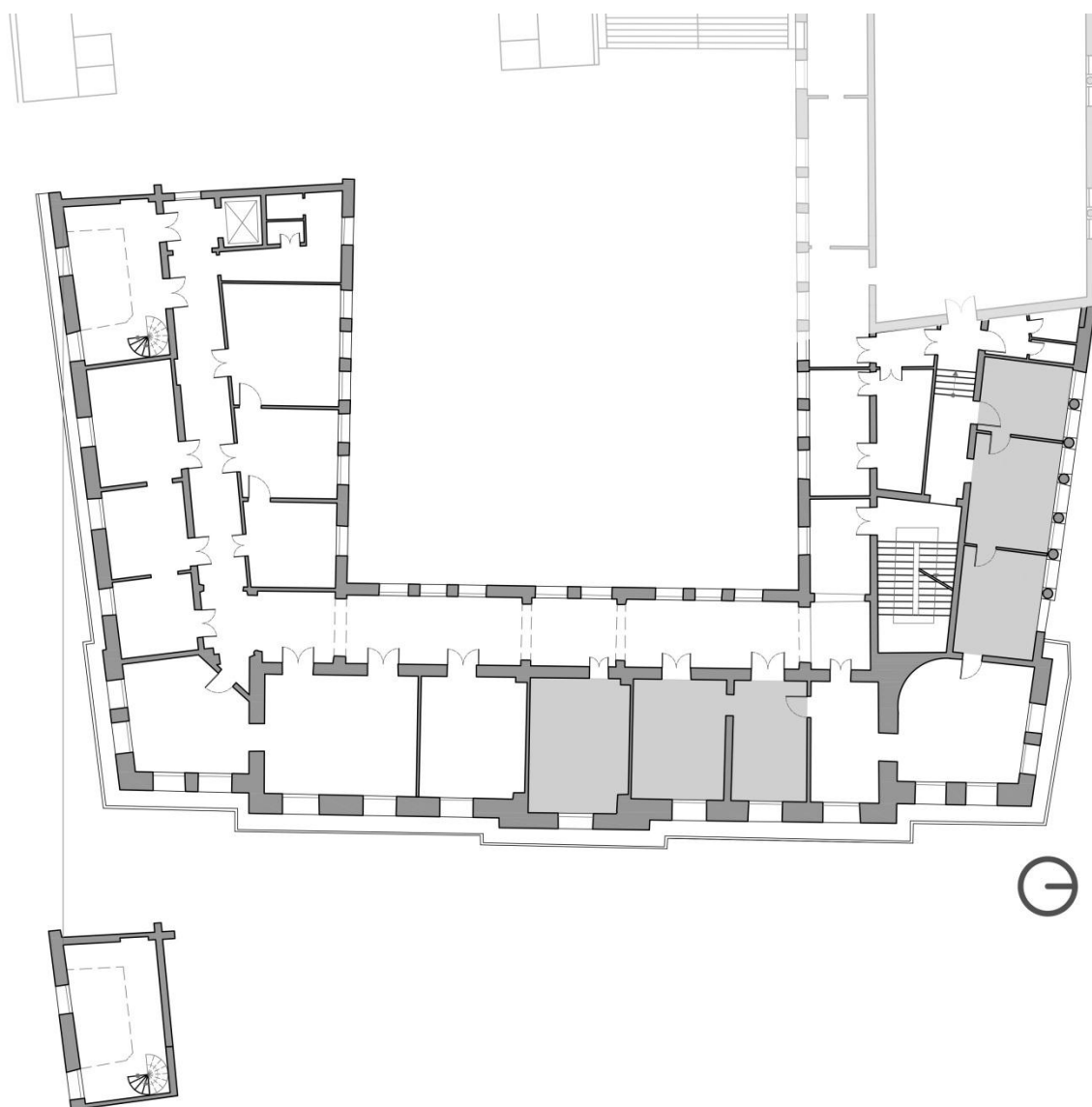


Fig. 4.1-04: Pianta piano secondo.

Al terzo piano si può accedere tramite la scala di rappresentanza sull'ala nord, l'ascensore sull'ala sud, la passerella di collegamento con palazzo Moroni o attraverso Palazzo degli Anziani. Si nota l'esistenza di una serie di finestrate continue dovute alla chiusura delle terrazze sui fronti verso via Oberdan, via del Municipio e sul fronte centrale che si affaccia sul cortile interno. Nell'ala est inoltre si ha la presenza di diversi scalini, necessari per accedere alla zona rivolta verso via VIII Febbraio il cui piano di calpestio si colloca a quota maggiore rispetto al resto dello stabile.

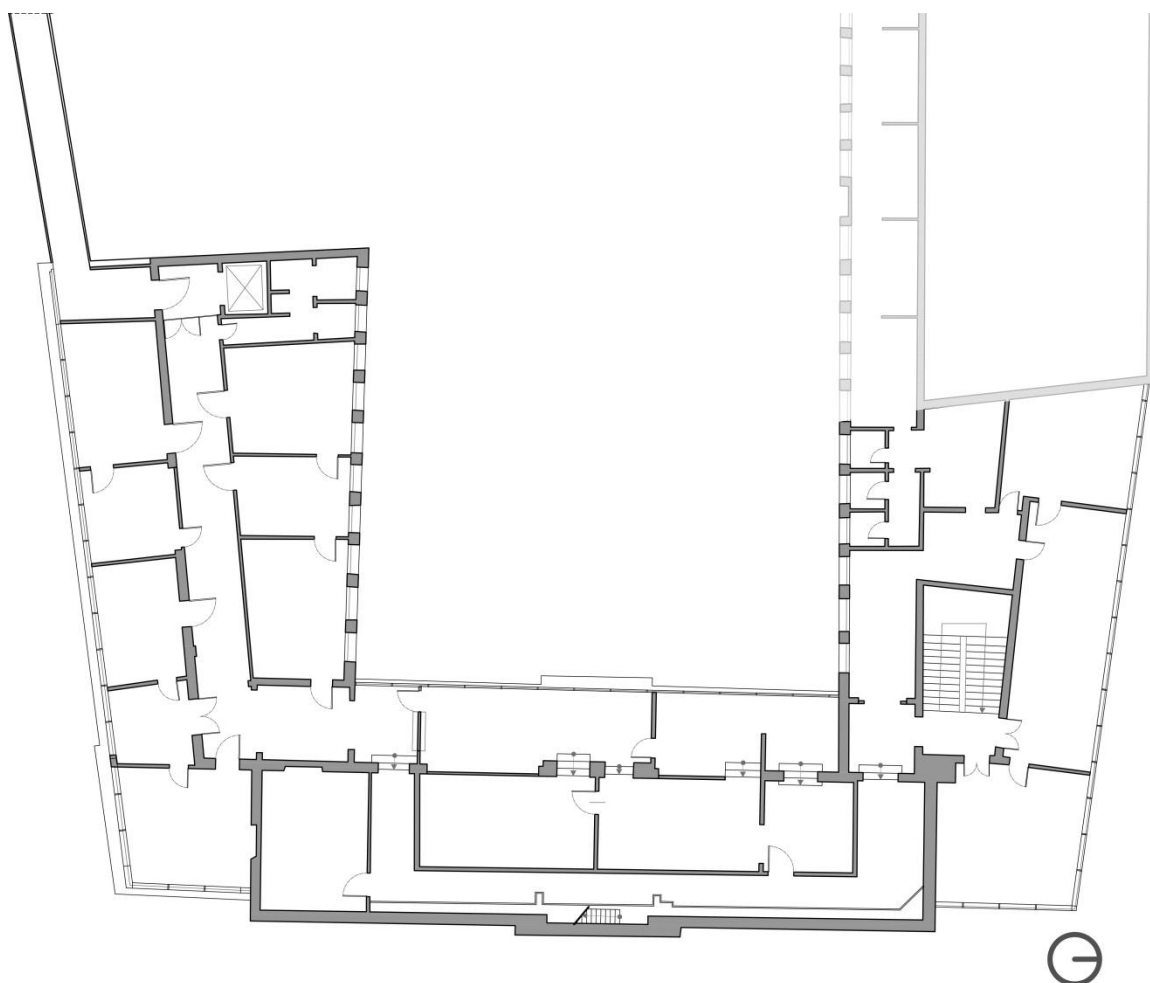


Fig. 4.1-05: Pianta piano terzo.

Il rilievo della copertura e della torre non era disponibile in forma digitale, né è stato possibile eseguirlo in loco. Di conseguenza esso è stato ricavato dalle ortofoto del centro storico di Padova e dalle foto fornite dal comune in seguito al sopralluogo del 28 giugno 2012.

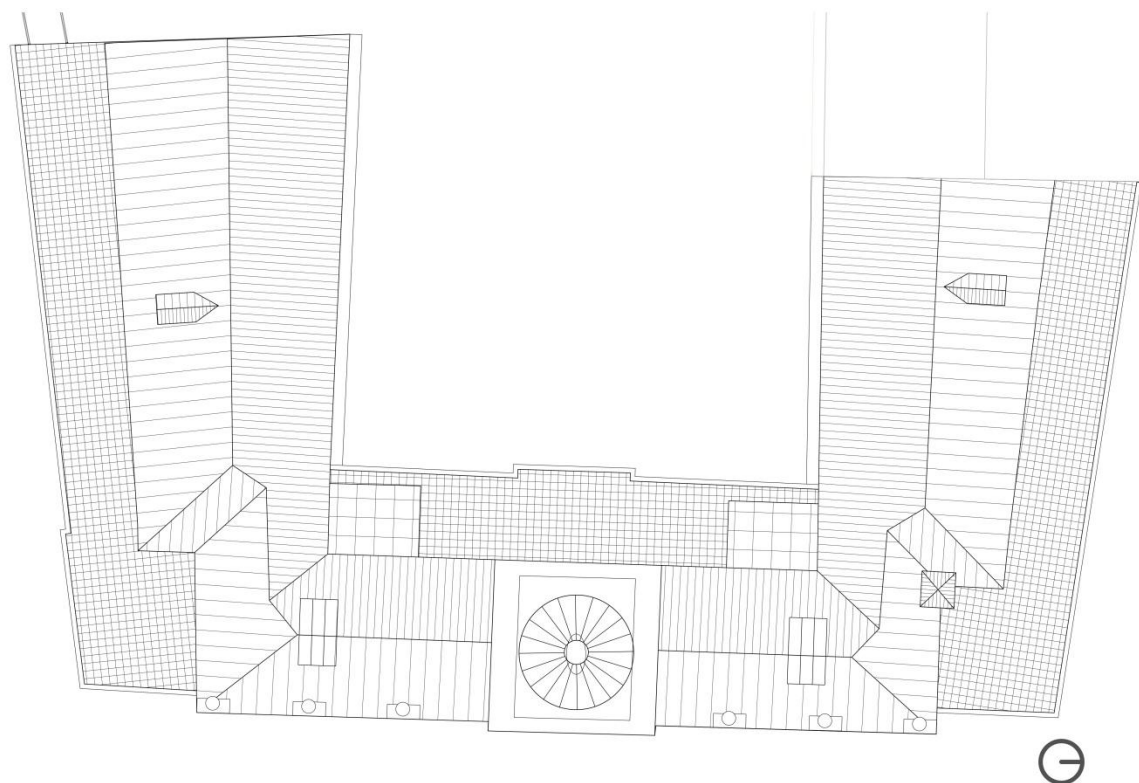


Fig. 4.1-06: Pianta coperture.

4.2 Prospetti

I prospetti sono stati restituiti grazie all'ausilio di immagini presenti nel libro *Padova i rilievi del centro storico*² ed adeguati, per quanto possibile, alle misure rilevate in loco. Fa eccezione il prospetto rivolto verso Palazzo Moroni a cui si connette la passerella, del quale non è stato possibile trovare materiale iconografico o cartografico ed è stato quindi ricostruito esclusivamente mediante il supporto fotografico e le misurazioni effettuate durante i sopralluoghi.

² *Padova I rilievi del centro storico*, a cura di Gaetano Croce, testo di R. Castelli, La Garangola, Padova, 1988.

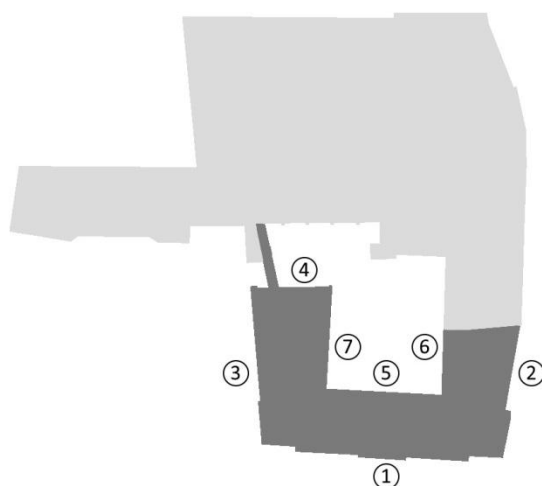


Fig. 4.2-01: Navigatore con indicazione dei prospetti.

Il prospetto principale è quello su via VIII Febbraio (1: prospetto est), sul quale spicca la torre campanaria centrale. Esso risulta essere perfettamente simmetrico rispetto alla torre, anche per quanto riguarda la posizione delle decorazioni, come le statue in sommità, le quali si differenziano fra loro per il tema rappresentato.

Si notano le tre grandi aperture a doppia altezza al piano terra che conducono ai portici su via Oberdan e su via del Municipio (aperture laterali) e al cortile interno del palazzo (apertura centrale).



1. Fig. 4.2-02: Prospetto est, su via VIII Febbraio.

Il prospetto su via Oberdan (2: prospetto nord) si distingue per la differenza stilistica fra le costruzioni edificate in tempi diversi. Il fronte dell'ala su via Oberdan, costruita successivamente, risulta essere più esile rispetto agli altri per la presenza di colonne a sostegno del porticato al piano terra (negli altri prospetti si hanno invece dei pilastri) e per l'esistenza della loggia al secondo piano.

La balaustra che corre lungo il secondo livello viene interrotta a ridosso dello stabile di epoca successiva.

Si notano poi le finestre continue a chiusura delle terrazze all'ultimo piano.



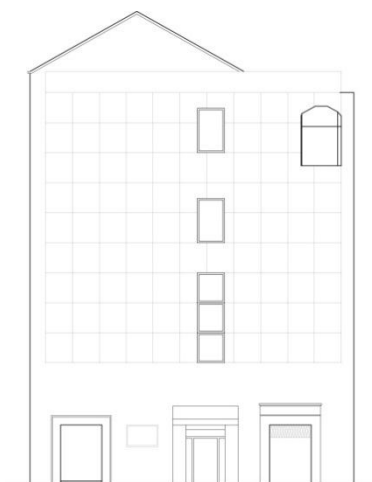
2. Fig. 4.2-03: Prospetto nord, su via Oberdan.

Il prospetto su via del Municipio (3: prospetto sud) è molto regolare e ricco di aperture, soprattutto al piano terra per la presenza del portico e al primo piano per le numerose finestre. Si notano, anche in questo caso, le finestre continue a chiusura delle terrazze all'ultimo livello.



3. Fig. 4.2-04: Prospetto sud, su via del Municipio.

Il prospetto rivolto verso Palazzo Moroni (4: prospetto ovest) si distingue da tutti gli altri per il rivestimento metallico, successivo all'epoca di costruzione dello stabile e per la scarsa presenza di aperture, le quali si collocano al piano terra e lungo una fascia verticale che corrisponde internamente ai corridoi dei vari piani.

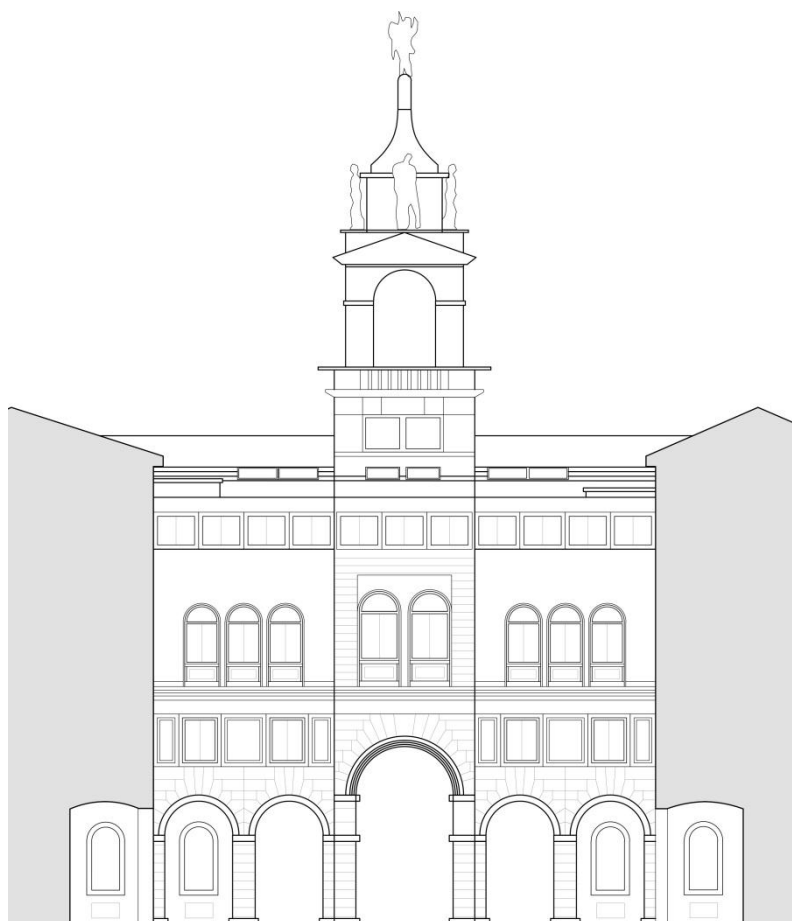


4. Fig. 4.2-05: Prospetto ovest.

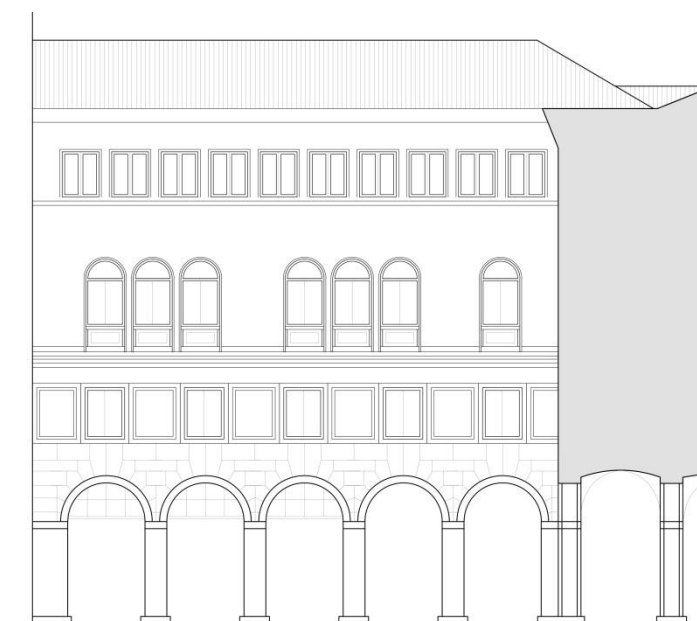
I prospetti rivolti verso la corte interna (5: prospetto ovest, corte interna; 6: prospetto sud, corte interna; 7: prospetto nord, corte interna) sono molto simili fra loro.

Sui prospetti nord e sud sono ben distinguibili i quattro livelli di cui è composto il fabbricato e l'ultimo piano è, in entrambi i casi, ricco di aperture.

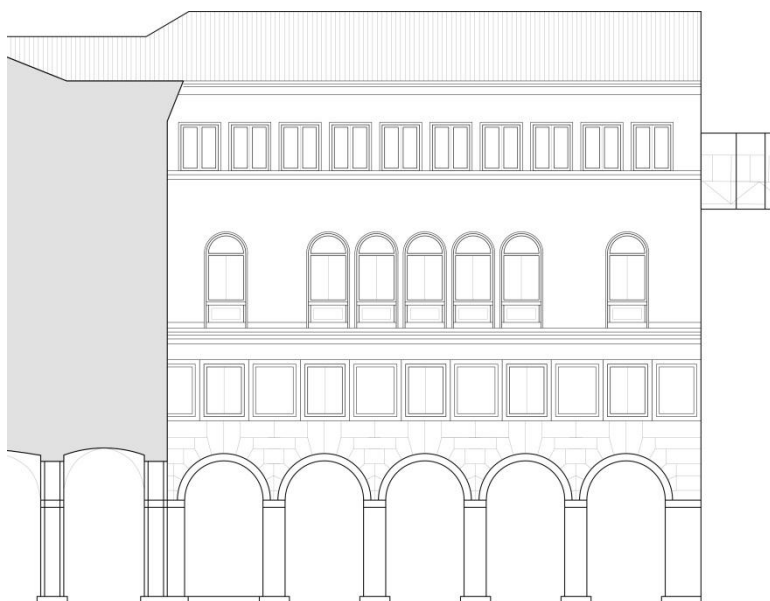
Sul prospetto ovest, quello centrale, si nota la suddivisione in quattro livelli, l'ultimo dei quali è costituito dalle finestrate continue della terrazza. In quest'ultimo spicca inoltre la decorazione della parte centrale che prosegue fino alla torre campanaria.



5. Fig. 4.2-06: Prospetto ovest, corte interna.



6. Fig. 4.2-07: Prospetto sud, corte interna.



7. Fig. 4.2-08: Prospetto nord, corte interna.

4.3 Sezioni

Vengono qui riportate le sezioni utili per una maggiore comprensione dello stabile e dei suoi spazi interni.

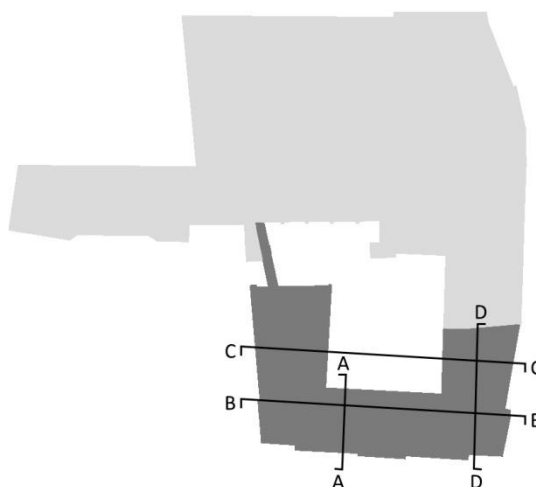


Fig. 4.3-01: Navigatore con indicazione delle sezioni.

La sezione AA è posizionata trasversalmente all'ala su via VIII Febbraio ed è stata eseguita approssimativamente nella stessa zona della sezione presente nel materiale digitale fornito dal comune, per rendere possibile un confronto. Le altezze rilevate dal sopralluogo differiscono però da quelle riportate nella sezione fornita; si è quindi ritenuto opportuno rifare la sezione.

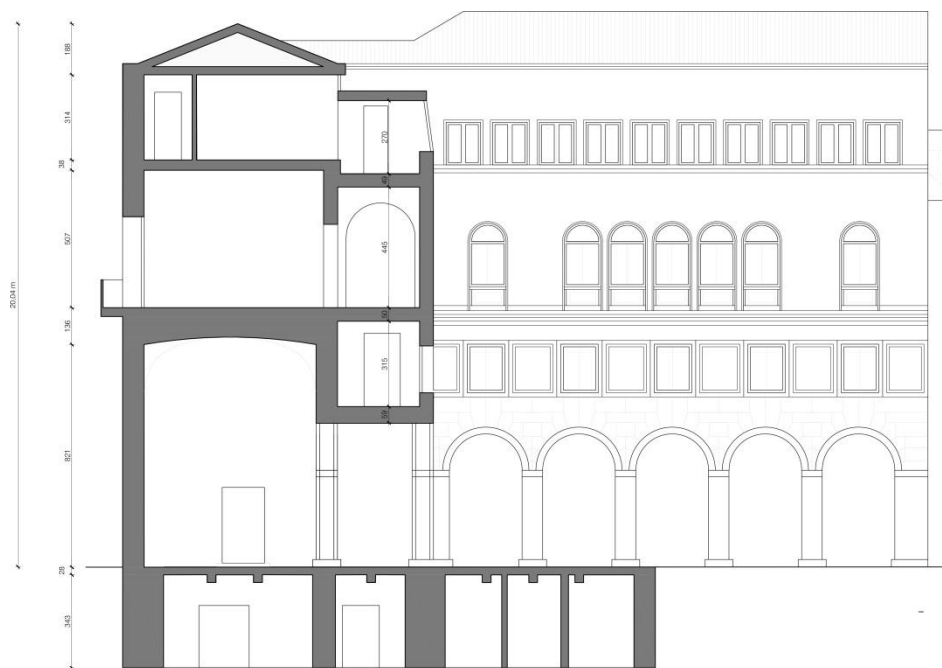


Fig. 4.3-02:Sezione AA.

La sezione BB è stata eseguita longitudinalmente all'ala su via VIII Febbraio, in corrispondenza del portico interno.

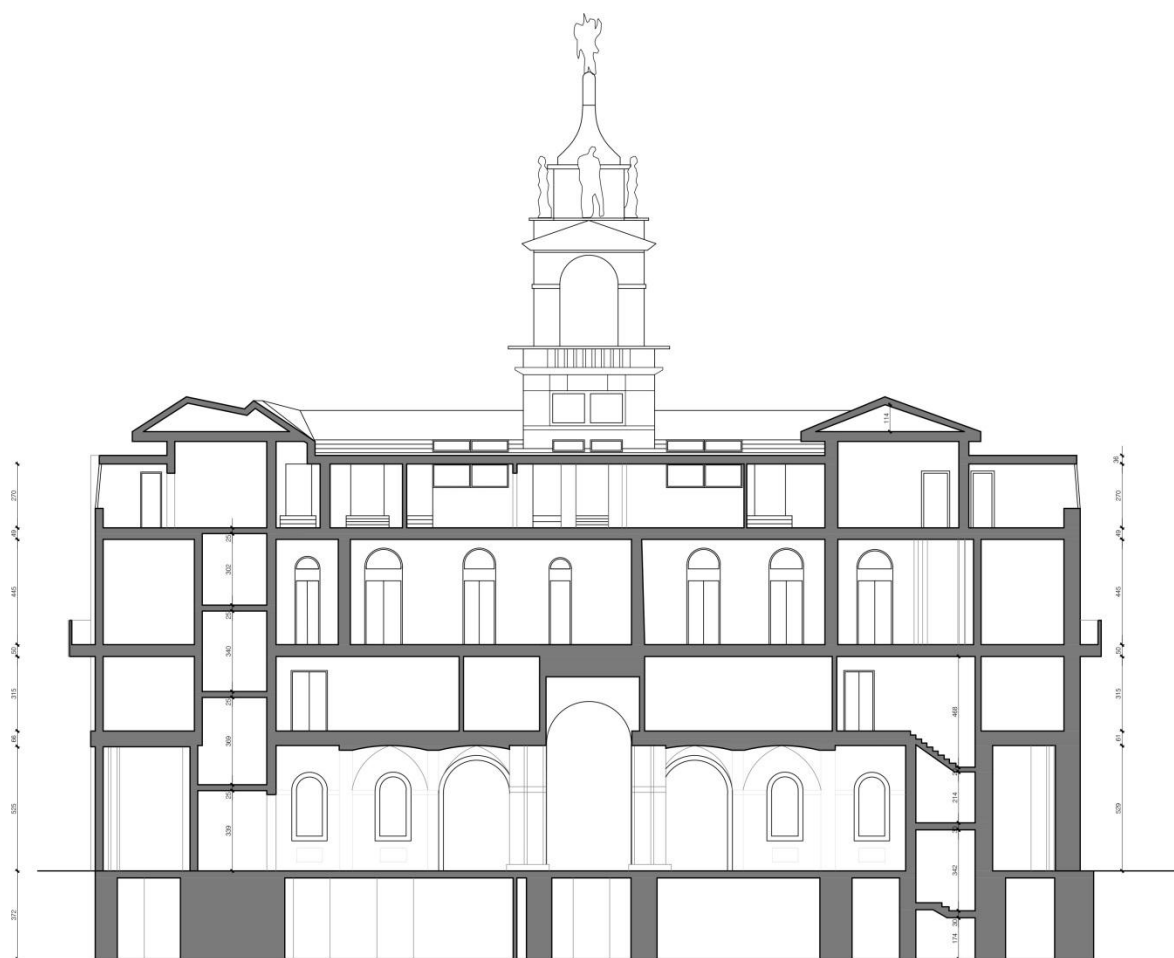


Fig. 4.3-03:Sezione BB.

La sezione CC è posizionata trasversalmente alle ali su Via Oberdan e via del Municipio e permette una comprensione degli spazi interni di entrambi i corpi di fabbrica e la visione dell'interrato che si estende anche al di sotto del cortile interno (ex rifugio antiaereo).



Fig. 4.3-04: Sezione CC.

La sezione DD è eseguita longitudinalmente all'ala su via Oberdan e precisamente sulla scala di rappresentanza.

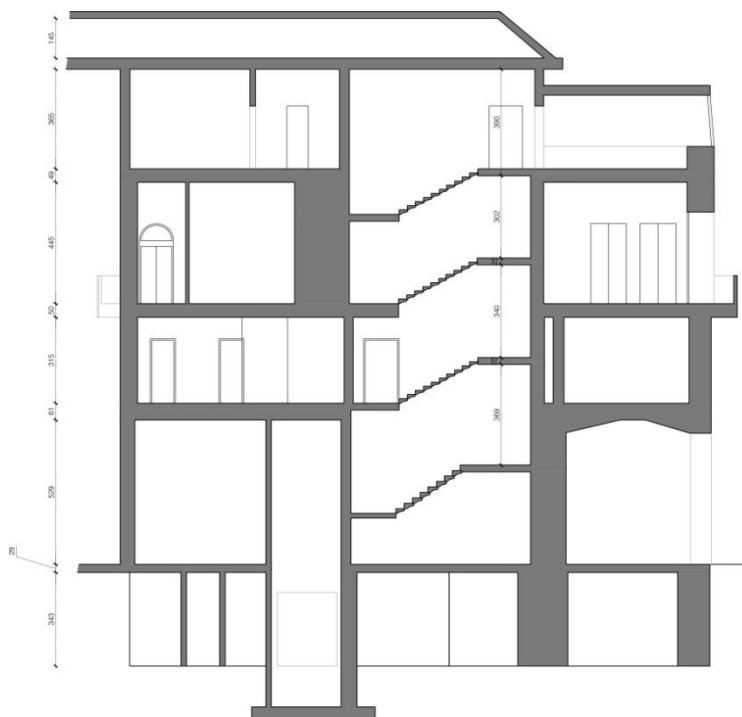


Fig. 4.3-05: Sezione DD.

4.4 Destinazioni d'uso dei locali

Il piano interrato è principalmente adibito ad archivio. Sono comunque molti i locali non più utilizzati, quali l'intero ex rifugio antiaereo.



Fig. 4.4-01: Destinazioni d'uso piano interrato.

Il piano terra è per la maggior parte occupato dai portici. Vi sono poi dei locali adibiti ad ufficio e ad archivio.



Fig. 4.4-02: Destinazioni d'uso piano terra.

Al primo piano gli ambienti sono principalmente adibiti ad ufficio. Sono poi presenti un archivio e una sala conferenze.



Fig. 4.4-03: Destinazioni d'uso piano primo.

Al secondo piano gli ambienti sono principalmente adibiti ad ufficio.



Fig. 4.4-04: Destinazioni d'uso piano secondo.

Al terzo piano gli ambienti sono principalmente adibiti ad ufficio. Sono poi presenti un archivio e una sala d'attesa.



Fig. 4.4-05: Destinazioni d'uso piano terzo.

PIANO DI INDAGINI E DIAGNOSI SUL CAMPO

PIANO DI INDAGINI E DIAGNOSI SUL CAMPO	81
5.1 PIANO DI INDAGINI.....	83
5.1.1 Prove non distruttive	86
<i>Prove soniche.....</i>	<i>86</i>
<i>Indagini magnetometriche e sclerometriche.....</i>	<i>88</i>
<i>Termografie</i>	<i>89</i>
<i>Igrometro e resistograph.....</i>	<i>90</i>
5.1.2 Prove debolmente distruttive.....	90
<i>Scarifiche dell'intonaco e prelievo della malta.....</i>	<i>90</i>
<i>Endoscopie.....</i>	<i>91</i>
<i>Pozzetti d'ispezione fondazionali.....</i>	<i>92</i>
<i>Prova di carico</i>	<i>92</i>
<i>Martinetti piatti singoli e doppi.....</i>	<i>92</i>
5.1.2 Prove distruttive	93
<i>Prova a compressione del calcestruzzo</i>	<i>93</i>
5.1.3 Monitoraggio	93
5.2 INDAGINI ESEGUITE	95
5.2.1 Indagini magnetometriche e sclerometriche	95

5 PIANO DI INDAGINI E DIAGNOSI SUL CAMPO

Il conseguimento di un adeguato livello di conoscenza della struttura è molto importante, in quanto consente di svolgere le successive analisi e verifiche con un minor grado di incertezza. Questo fattore viene preso in considerazione anche dalle normative attualmente in vigore, le quali permettono di eseguire delle verifiche meno gravose nel caso di maggiore conoscenza dell'edificio¹.

Per arrivare a questo risultato, la realizzazione di indagini risulta essere di fondamentale importanza in quanto permette l'identificazione dei materiali utilizzati e, in alcuni casi, delle loro proprietà meccaniche. In particolare, l'esecuzione di prove distruttive o anche di alcune debolmente distruttive consente di ottenere dati quantitativi utilizzabili dai programmi di calcolo. Secondo le Norme Tecniche delle Costruzioni del 2008 infatti *“Per conseguire un’adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà su documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di beni culturali e nel recupero di centri storici, dovrà esserne considerato l’impatto in termini di conservazione del bene. I valori delle resistenze meccaniche dei materiali vengono valutati sulla base delle prove effettuate sulla struttura e prescindono dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni.”*²

5.1 Piano di indagini

Vista l'importanza istituzionale dell'edificio oggetto di analisi, il suo uso continuativo come luogo di lavoro, e trattandosi di un bene tutelato, le prove non possono essere eseguite in modo diffuso su tutto lo stabile. Nella redazione del piano di indagini, in cui è necessario tenere conto anche dei costi delle prove stesse, si è scelto pertanto di procedere con un numero ridotto di indagini mirate e di localizzarle, per quanto possibile, in posizioni che non intralcino per lungo tempo il lavoro all'interno dell'edificio. Inoltre si è cercato di concentrare le prove nei punti in cui sono già sviluppati fenomeni di degrado o in cui sono presenti lesioni per non andare ad intaccare zone dell'edificio ben conservate.

Gli aspetti che per primi devono essere analizzati riguardano le tecniche costruttive degli elementi strutturali (solai e murature portanti), i collegamenti tra le parti dell'edificio e tra le strutture verticali ed orizzontali e la presenza o meno di ammorsamento fra Palazzo Moretti-Scarpari e Palazzo degli Anziani.

Le prove dovranno quindi essere finalizzate all'indagine di:

- tipologia di materiale e resistenza dello stesso nelle murature portanti e nei pilastri dei portici;
- tipologia ed orditura dei solai;
- dettagli costruttivi;

¹ D.M. 14/01/2008, cap. 8.5.4, pp. 330, 331.

² Ivi, cap. 8.5.3, p. 330.

- ammassamenti, in particolare tra i Palazzi Moretti-Scarpari e Anziani e tra l'ala nord su via Oberdan e quella su via VIII Febbraio;
- ammassamenti fra le pareti portanti e fra le stesse ed i solai;
- verifica della tipologia delle fondazioni;
- presenza di elementi di discontinuità, come i cavedi;
- presenza di elementi, strutturali o non strutturali, molto vulnerabili.



Fig. 5.1-01: Piano delle indagini, piano interrato.



Fig. 5.1-02: Piano delle indagini, piano terra.



Fig. 5.1-03: Piano delle indagini, piano primo.

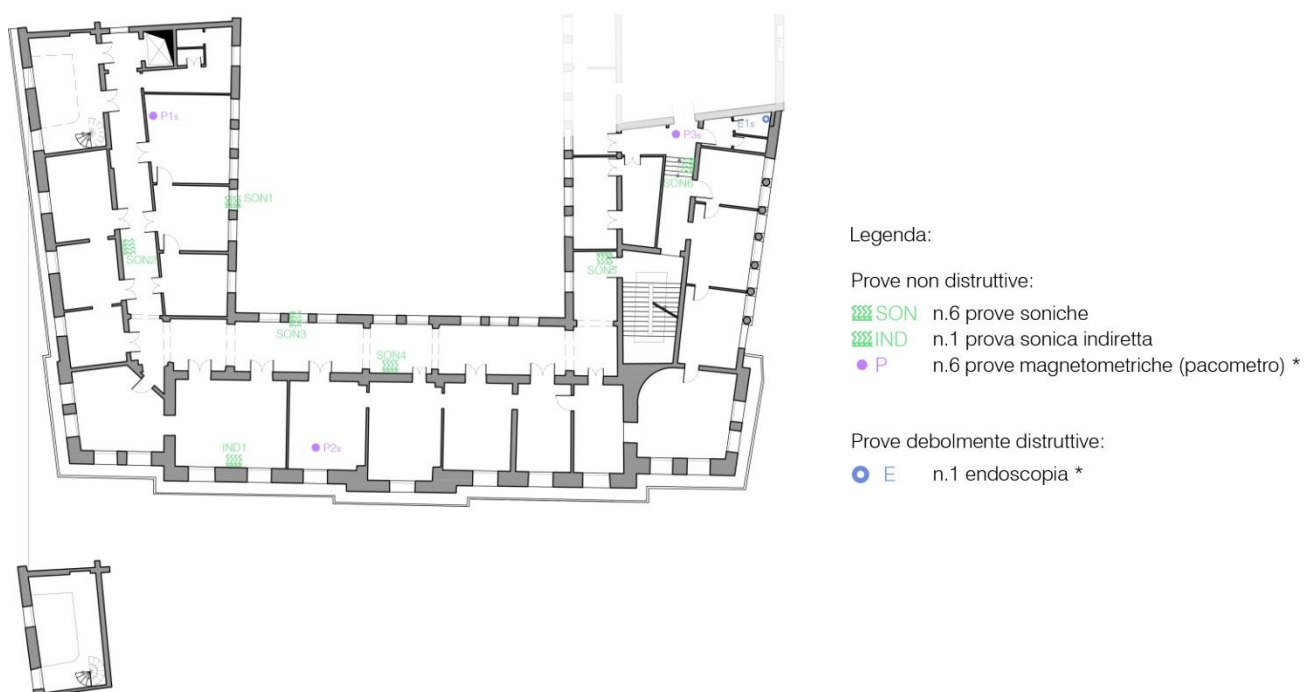


Fig. 5.1-04: Piano delle indagini, piano secondo.



Fig. 5.1-05: Piano delle indagini, piano terzo.



Fig. 5.1-06: Piano delle indagini, strutture di copertura e torre.

5.1.1 Prove non distruttive

Con indagini non distruttive si intende il complesso di prove, esami, rilievi condotti con metodologie che non alterino il materiale e non ne richiedano l'asportazione e la distruzione. Con tali prove si ottengono risultati qualitativi che forniscono dati non utilizzabili nei modelli di calcolo. Esse vengono spesso chiamate NDT, acronimo che deriva dall'espressione inglese "Non Destructive Testing".

Il maggior numero di prove previste nel piano di indagini è di questo tipo nel caso di Palazzo Moretti-Scarpari, trattandosi di un bene culturale tutelato.

Prove soniche

Le prove soniche si basano sulla misurazione delle caratteristiche di propagazione delle onde elastiche, le quali variano a seconda del mezzo che attraversano. Le onde elastiche, o onde soniche, hanno una frequenza compresa fra 20 Hz e 2 kHz.³

Grazie alle variazioni che avvengono nella propagazione delle onde a causa della perdita di energia delle stesse, è possibile identificare i principali materiali che costituiscono una struttura e, nel caso della muratura, analizzarne la sezione muraria, conseguendo un risultato qualitativo.

Le onde vengono ottenute mediante la generazione di un impulso meccanico che si ha tramite la battitura con un martello strumentato (sistema sorgente) e vengono ricevute da un accelerometro (sistema ricevente) posto in un altro punto della muratura indagata. I dati vengono poi acquisiti da una centralina.

³ Linee Guida per modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione, miglioramento e ricostruzione di edifici inagibili, 2012, cap. 2.4.1.1, p. 21.

Lo scopo è la misurazione del tempo di propagazione dell'onda e, conoscendo lo spazio che l'onda ha percorso, si ricava la velocità della stessa. Dal confronto delle velocità acquisite è possibile ottenere delle informazioni sulla struttura indagata, infatti la velocità è maggiore nel caso di corpi omogenei (l'onda perde meno energia) e minore nel caso di propagazione dell'onda nell'aria.

Le prove soniche possono essere di quattro tipologie:

- *prova diretta o in trasparenza*, in cui martello e accelerometro sono posti su lati opposti della muratura, alla stessa altezza;
- *prova indiretta o superficiale*, in cui martello e accelerometro si trovano dallo stesso lato della muratura (utile nel caso di impossibilità di svolgimento della prova sonica diretta);
- *prova semidiretta o radiale*, in cui il ricevitore è posto su una superficie ortogonale a quella di emissione, come può avvenire negli spigoli;
- *tomografia sonica*, si tratta di una tipologia di prova sonica diretta in cui è possibile ottenere una mappatura delle velocità all'interno del manufatto grazie alla combinazione dei risultati ricavabili da prove eseguite in punti diversi della muratura e lungo diverse direzioni.

Questa tipologia di indagine è stata prevista in tutti i piani di Palazzo Moretti-Scarpari, con il fine di caratterizzare le principali murature portanti dell'edificio e darne un giudizio di qualità.

Non in tutti i casi è stato possibile prevedere la realizzazione di prove soniche dirette, come sulle murature esterne ai piani superiori al piano terra, di conseguenza si è fatto ricorso a prove indirette.

Per scegliere il punto preciso in cui collocarle si è cercato, per quanto possibile, di mantenere la stessa posizione su tutti i piani del fabbricato, in modo da poter capire se vi è una variazione della qualità.

Al secondo piano è stata prevista una prova sonica su una tramezza interna che risulta fessurata e di cui si vuole indagare la qualità della muratura senza effettuare prove anche solo debolmente distruttive. Questa scelta è stata effettuata poiché ci si trova in un luogo particolarmente rappresentativo, ovvero il corridoio principale del piano nobile.

Infine sulla torre campanaria sono state previste due prove soniche per verificare la qualità delle murature che la costituiscono.

Sono state poi previste anche delle tomografie soniche sui pilastri del portico al piano terra per capire se l'intera sezione è in pietra, come sembrerebbe dall'osservazione delle foto storiche di cantiere, o se lo è solo il rivestimento. Si è scelto di effettuare le prove su due pilastri distinti in quanto appartengono a porzioni di edificio costruite in momenti diversi e si vuole quindi verificare che non vi sia stata alcuna differenza nella loro realizzazione.

Una tomografia sonica è stata infine prevista anche al primo piano in corrispondenza del collegamento con il palazzo degli Anziani.



Fig. 5.1.1-01, 02: Strumentazione prova sonica.

Indagini magnetometriche e sclerometriche

Lo strumento utilizzato per le prove magnetometriche è il *pacometro* e uno degli scopi per cui viene utilizzato è l'individuazione e la misurazione delle armature nelle strutture in c.a. o di altri rinforzi di natura metallica. Ciò è reso possibile grazie all'analisi delle anomalie del campo magnetico generato dallo strumento stesso, il quale viene trascinato sulla superficie indagata.

In presenza di calcestruzzo un ulteriore strumento utile risulta essere lo sclerometro che traduce la caduta di una massa su una superficie in resistenza meccanica della stessa (la misurazione non è comunque del tutto attendibile se non abbinata con altre strumentazioni). L'esecuzione della prova è regolamentata dalla norma UNI EN 12504-2:2012⁴. Lo strumento utilizzato consiste in un corpo cilindrico al cui interno è presente un'asta che viene caricata a molla grazie alla pressione contro la superficie in cui eseguire la prova. Giunta a fine corsa, una massa percuote una ghiera fissata rigidamente all'asta e di conseguenza rimbalza. L'entità del rimbalzo viene misurata dallo sclerometro ed è proporzionale alla durezza superficiale del calcestruzzo.

Nel caso oggetto di studio queste prove possono essere svolte nel piano interrato dove, vista l'ampia diffusione del degrado e il cattivo stato in cui versano le strutture in c.a., si è scelto di ricorrere a questi strumenti in modo diffuso.

In particolare il pacometro è adoperato per verificare la presenza e la quantità delle armature nelle travi e nel solaio in c.a., oltre che nelle murature delle vasche all'interno dell'ex rifugio antiaereo; mentre, negli stessi punti, con lo sclerometro è possibile ottenere una valutazione qualitativa delle caratteristiche del calcestruzzo.

Anche sulla torre, dove vi è la presenza di un solaio e alcune travi a T in c.a., si prevede l'utilizzo combinato di pacometro e sclerometro per indagare la qualità di queste strutture.

Nel resto dell'edificio viene previsto l'utilizzo del solo pacometro con il fine di individuare la tipologia di solai e l'orditura degli stessi. In questi casi la prova è stata prevista dall'intradosso dei solai, in quanto il raggio di azione dello strumento è limitato e non si riuscirebbe ad individuare un'eventuale presenza di ferri di armatura dall'estradosso, a causa del rivestimento di pavimentazione. Per lo stesso motivo si è dovuto posizionare le prove in locali privi di controsoffitto.

⁴ UNI EN 12504-2:2012: *Prove sul calcestruzzo nelle strutture*. Parte 2: Prove non distruttive – Determinazione dell'indice sclerometrico.

Al piano terra è prevista una prova magnetometrica nei portici del cortile interno per controllare che nelle volte sia effettivamente presente il rivestimento in rete metallica descritto nel *Capitolato speciale d'appalto*⁵.

Infine al terzo piano questo strumento viene utilizzato per cercare di individuare un'eventuale presenza di una struttura in acciaio nella coperture delle terrazze.



Fig. 5.1.1-03: Strumentazione prova magnetometrica.



Fig. 5.1.1-04: Strumentazione prova sclerometrica.

Termografie

La termografia è una tipologia di diagnosi che permette di leggere le emissioni nel campo dell'infrarosso dei corpi sollecitati termicamente. Essa si distingue in *attiva* se i corpi vengono sollecitati da una sorgente esterna e *passiva* se viene misurata la differenza di temperatura dei corpi senza una sollecitazione diversa da quella "naturale".

La lunghezza d'onda delle onde infrarosse che vengono emesse varia a seconda della temperatura superficiale dell'oggetto indagato, la quale è diversa in base al materiale da cui è composto, dipendendo a sua volta dalla conducibilità termica del materiale stesso.

Le termografie permettono quindi di rilevare le anomalie presenti al di sotto della superficie dell'intonaco, come la presenza di materiali diversi, di umidità, di ponti termici ecc.. La profondità a cui è possibile arrivare con quest'indagine è infatti nell'ordine del centimetri.

Per la lettura dei dati è necessaria una termocamera, che converte le onde infrarosse emesse in segnali digitali.

Si prevede una prova termografica a distanza, da realizzare in modalità passiva senza indurre un gradiente termico in modo artificiale, per l'indagine di una porzione di muratura, sita al piano terreno, dove si vuole scoprire la causa di un degrado dovuto alla presenza di acqua; si ipotizza che il motivo sia la presenza di un pluviale all'interno della muratura. Tale prova è di supporto alla prova sonica che si prevede di eseguire nello stesso punto.



Fig. 5.1.1-05: Termocamera.

⁵ *Capitolato speciale d'appalto*, documento conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

Igrometro e resistograph

Questi strumenti vengono utilizzati per indagare lo stato di conservazione e la presenza di degrado nel legno. In particolare l'*igrometro* permette di misurare l'umidità del legno tramite la perforazione della superficie indagata con due punte metalliche che sono in grado di misurare la resistenza elettrica della stessa e correlarla con il grado di umidità.

Con il *Resistograph* invece si ottiene la resistenza a perforazione del legno e quindi una valutazione dello stato di degrado all'interno della trave, in quanto la resistenza viene correlata alla densità del materiale, che subisce variazioni in caso di anomalie. Lo strumento infatti è dotato di una punta che perfora la superficie in esame, la quale opporrà quindi una certa resistenza misurabile.

Nel caso in esame vengono utilizzati per verificare lo stato di conservazione delle strutture di copertura. Dal rilievo in sito sono state individuate solamente tre botole che permettono l'ispezione del sottotetto non praticabile e di conseguenza si sono dovute limitare le prove alle strutture nelle immediate vicinanze di tali aperture. In ognuno di questi punti vengono scelti un arcareccio e una capriata sui quali sono state previste una prova igrometrica e una con Resistograph. Avendo la possibilità di spostarsi all'interno del sottotetto, andrebbero previste anche delle prove sulle teste delle travi che sono i punti più sensibili al degrado, essendo a diretto contatto con la muratura.



Fig. 5.1.1-06: Igrometro da legno.



Fig. 5.1.1-07: Resistograph.

5.1.2 Prove debolmente distruttive

Visto l'importante ruolo di rappresentanza dell'edificio si è cercato di limitare il più possibile l'utilizzo di prove anche solo debolmente distruttive e di posizionarle in punti nei quali la loro esecuzione non comporti particolare disagio e sia già presente del degrado.

Scarifiche dell'intonaco e prelievo della malta

Le *scarifiche* vengono realizzate con il fine di verificare la presenza di collegamenti tra pareti o tra solai e pareti e per controllare visivamente la qualità della muratura.

Questa prova è prevista nell'interrato, vista la diffusa presenza di degrado, dove si vuole verificare l'effettiva costituzione della muratura portante controterra, e nei piani superiori dove invece si

vuole indagare la presenza di ammorsamenti tra le parti costruite in momenti diversi. In particolare ne sono state previste sulle murature portanti che vanno ad innestarsi nel Palazzo degli Anziani e in corrispondenza del collegamento tra l'ala su via Oberdan e quella su via VIII Febbraio.

Sono poi previste scarifiche al fine di indagare il collegamento parete-solaio al piano terra dove è presente il soppalco in c.a., costruito successivamente all'edificazione dello stabile, mentre al terzo piano si vuole investigare la tipologia di ammorsamento tra la muratura e le coperture delle terrazze; in entrambi i casi la scarifica è prevista in punti dove è stato rilevato degrado al fine di rendere meno invasivo l'intervento.

Al terzo piano è prevista una scarifica anche in corrispondenza del collegamento della passerella con la muratura, dove è già presente una fessura che ha prodotto degrado dell'intonaco.

Non essendo possibile effettuare prelievi di elementi resistenti per la caratterizzazione delle murature ci si limita al *prelievo della malta* per effettuare analisi chimiche in laboratorio. Questa tipologia di prova va associata ad indagini debolmente distruttive, in particolari scarifiche o scassi. Sarebbe necessario effettuare l'indagine in corrispondenza della lesione a taglio presente nel corridoio del secondo piano, in quanto la fessura sembra seguire i giunti di malta.

Sulla muratura del terzo piano è già presente una scarifica. In questo caso sarebbe possibile prelevare la malta senza intaccare ulteriormente la muratura.

Endoscopie

Grazie a questa prova si riesce ad effettuare un'ispezione visiva diretta dell'interno dello spessore murario, tramite un foro di piccolo diametro in cui viene inserita una telecamera.

Nel caso in esame sono state previste alcune di queste prove nel piano interrato dove, visto l'abbondante stato di degrado e l'assenza di funzioni che prevedono la presenza costante di persone, non si hanno problematiche riguardo l'esecuzione delle stesse. In particolare si cerca di indagare l'effettiva morfologia delle murature che ospitano l'ex rifugio antiaereo. Inoltre è stata prevista un'endoscopia in cui si vuole indagare lo spessore di una delle strutture portanti d'angolo e l'eventuale presenza di cavedi al suo interno.

Al piano terra invece risulta molto più complesso realizzare le endoscopie in quanto ci si trova in presenza di ambienti di rappresentanza. Al fine di capire l'effettiva tipologia di solaio presente al di sopra delle volte negli ambienti interni risulta però necessario effettuarne almeno una, che comunque si è scelto di posizionare in un punto in cui è presente del degrado. Un'ulteriore prova è stata prevista nel vano della scala principale, nonostante la sua rappresentatività, in quanto si ritiene che sia fondamentale conoscere l'effettivo collegamento tra l'ala nord su via Oberdan e il resto del fabbricato: con un'endoscopia sulla muratura nel punto di raccordo potrebbe essere chiarito questo aspetto.

La presenza o meno di questo collegamento è indagata anche in un altro punto dell'edificio (non si ha infatti la certezza dell'esatta posizione della zona di collegamento) tramite una prova endoscopica al primo piano dove è presente un ripostiglio in adiacenza a una delle murature in esame. Nello stesso punto è stata prevista anche una scarifica.

L'endoscopia è infine utilizzata anche per indagare il collegamento con Palazzo degli Anziani, e si è scelto di posizionarla all'interno di uno dei servizi, situato in adiacenza a tale connessione.



Fig. 5.1.2-01: Endoscopia.



Fig. 5.1.2-02: Videoendoscopia.

Pozzetti d'ispezione fondazionali

L'edificio presenta con ogni probabilità delle fondazioni a trave rovescia vista la presenza di disegni esecutivi che le rappresentano.

Nelle zone dell'ex rifugio antiaereo però e del braccio che si collega a Palazzo degli Anziani le travi sono state ipotizzate a causa della mancanza di documentazione a riguardo. Per tali motivi si ritiene necessario verificarne la presenza attraverso l'apertura di due pozzetti fondazionali, uno per ognuna delle zone su cui vi sono dei dubbi.

Prova di carico

Il principale collegamento verticale dell'intero edificio è rappresentato dalla scala di rappresentanza situata nell'ala nord su via Oberdan. La scala è quindi particolarmente frequentata e sarebbe necessario valutarne la portata vista la particolarità della tipologia costruttiva; essa è costituita infatti da gradini di pietra incastrati direttamente nella muratura portante. Per ottenere questo risultato è stata prevista una prova di carico.

Martinetti piatti singoli e doppi

L'utilizzo di martinetti piatti singoli e doppi permette di ricavare dati quantitativi sulle caratteristiche meccaniche della muratura; in particolare con il martinetto piatto singolo si misura lo stato tensionale di compressione presente nella muratura, mentre il martinetto piatto doppio permette di individuare la resistenza a compressione della muratura indagata ed il suo modulo elastico. In quest'ultimo caso si realizzano due tagli tra loro paralleli, in corrispondenza dei giunti di malta, entro cui si inseriscono i martinetti. Tramite questi strumenti viene quindi applicato uno stato di sollecitazione monoassiale, che permette di ottenere delle deformazioni nella porzione muraria, le quali vengono misurate da sensori di spostamento posti in diversi punti del campione, in direzione ortogonale e parallela ai piani dei martinetti. Il risultato dell'operazione è un diagramma tensione – deformazione della muratura oggetto di indagine.

Andrebbe effettuata almeno una di queste prove per ogni unità strutturale individuata (una sola in questo caso). Inoltre va ricordato che vanno eseguite alla base dell'edificio altrimenti si rischia di incorrere nel sollevamento dello stesso.

Questa tipologia di prove non è stata inserita nelle tavole perché sono prove debolmente distruttive di difficile esecuzione vista la rappresentatività dello stabile, ma se ne sottolinea l'importanza in quanto permetterebbero di ottenere dei dati sulla muratura utili per le successive analisi.



Fig. 5.1.2-03: Martinetto piatto.



Fig. 5.1.2-04: Esecuzione prova martinetto piatto doppio.

5.1.2 Prove distruttive

Prova a compressione del calcestruzzo

Visto l'ampio stato di degrado in cui versa l'interrato, una prova distruttiva che potrebbe essere effettuata consiste nel prelievo di un provino di calcestruzzo dalle travi degradate e una successiva prova a compressione per testarne le caratteristiche meccaniche. La carota non deve avere dimensioni maggiori del passo tra le armature per non tagliare quest'ultime.

5.1.3 Monitoraggio

Il monitoraggio degli edifici storici consente di programmare un'eventuale manutenzione e di attuare gli interventi nei tempi adeguati. E' un importante strumento di prevenzione che permette di controllare la struttura e di rendersi conto di possibili sviluppi del quadro fessurativo presente.

Il monitoraggio inoltre rispetta appieno il criterio di minimo intervento, in quanto non implica nessuna modifica sulla struttura degli edifici su cui è attuato. Spesso può essere utilizzato in sostituzione dell'intervento stesso: esso permette infatti di monitorare costantemente il comportamento della struttura in esame e di intervenire solo se necessario; il monitoraggio di una lesione ad esempio consente di verificare se la lesione sta progredendo o se è stata raggiunta una stabilità, in questo caso un intervento potrebbe non risultare indispensabile.

Il monitoraggio può essere di due tipi:

- monitoraggio statico, in questo caso vengono misurati i parametri che variano lentamente nel tempo e il cui cambiamento quindi avviene in modo quasi statico;
- monitoraggio dinamico: i parametri variano repentinamente, come nel caso di vibrazioni ambientali o eventi eccezionali.

Inoltre il monitoraggio può avvenire in modo:

- continuo o periodico, in cui dei sensori misurano in maniera continua i cambiamenti dei parametri analizzati;
- basato su una soglia minima, in questo caso i sensori si attivano solo quando i valori superano una soglia predefinita e la misurazione avviene solo in queste occasioni. In questo modo i dati acquisiti sono ridotti rispetto ai precedenti e molto più significativi.

Nel caso dello stabile oggetto di studio non è presente un quadro fessurativo sviluppato che permetta di prevedere uno specifico monitoraggio, né elementi che si prestino a questa tipologia di intervento (quali catene e tiranti), dunque non è stato previsto il monitoraggio di nessun punto del fabbricato.

Una campagna di monitoraggio potrebbe comunque risultare utile in seguito agli esiti delle indagini.

5.2 Indagini eseguite

5.2.1 Indagini magnetometriche e sclerometriche

In occasione del sopralluogo del 28 ottobre 2014 è stato possibile eseguire alcune delle indagini previste. In particolare la strumentazione a disposizione consisteva in pacometro e sclerometro, con i quali si è cercato di approfondire alcuni aspetti riguardo lo stabile oggetto di studio.

I punti in cui sono state eseguite le indagini sono riportati nelle figure dalla 5.2.1-04 alla 5.2.1-07.



Fig. 5.2.1-01: Strumentazione disponibile: pacometro.



Fig. 5.2.1-02: Esecuzione prova magnetometrica, terzo piano.



Fig. 5.2.1-03: Strumentazione disponibile: sclerometro.

L'esecuzione delle prove sclerometriche non è stata possibile sugli elementi proposti in quanto non raggiungibili a causa dell'altezza dei solai o di altri fattori. L'unica prova è stata eseguita su una trave del solaio del piano interrato, ma, a causa della difficoltà nel raggiungere l'elemento si sono potuti effettuare solo tre rimbalzi. I risultati ottenuti non sono quindi utilizzabili, in quanto, secondo la norma UNI EN 12504-2:2012 (Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Parte 2: Prove non distruttive), per lo stesso elemento dovrebbero essere eseguite almeno nove prove in posizioni diverse, distanti l'una dall'altra 25 mm.

Le prove magnetometriche presentano le stesse difficoltà delle prove sclerometriche, ma la strumentazione è più agevole da utilizzare in quanto non è necessario imprimere una forza per l'esecuzione della prova.

Al piano interrato sono quindi state indagate due travi al di sotto del solaio e si è potuto appurare che le barre longitudinali delle travi di sezione minore consistono in 1 Φ 18 all'estradosso della trave, con copriferro da 30 mm e distanza dalla barra superiore di 10 cm. La trave con sezione maggiore invece presenta 7 Φ 18 all'estradosso. Non si sono rilevate staffe in nessuno dei due casi ma la strumentazione disponibile non consentiva un'indagine precisa, di conseguenza si ritiene che andrebbero svolte maggiori prove per ottenere dati certi sugli elementi indagati.

Al piano terra non è stato possibile svolgere alcuna indagine a causa dell'elevata altezza dei solai.

Al primo piano è stata effettuata un'indagine magnetometrica su una trave che è risultata essere armata con 2 barre longitudinali all'estradosso di diametro 18 mm e copriferro da 3 cm. Si è rilevata la presenza di staffe di diametro 7 mm ma non è stato possibile individuare il passo delle stesse.

A questo piano, essendo il soffitto piuttosto basso, è stata possibile un'indagine magnetometrica anche in un punto in cui visivamente non era riscontrabile la presenza di controsoffitto. Si sperava

in questo modo di capire la tipologia di solaio di cui è costituita quella zona del palazzo. Il pacometro però, nel passaggio sul soffitto, emetteva continuamente suoni, come se fosse presente una rete metallica. Si è ipotizzato quindi che anche questi ambienti siano stati controsoffittati. In ogni caso non è stato possibile rilevare la tipologia di solaio.

Al secondo piano è stata svolta la stessa tipologia di indagine nell'unico punto in cui il soffitto era raggiungibile, ma i risultati sono stati gli stessi di quelli dell'indagine al piano inferiore.

Al terzo piano sono stati analizzati tre punti diversi del soffitto con lo stesso intento dei piani inferiori e i risultati sono stati i medesimi.

Si può quindi concludere che per indagare la tipologia di solaio presente la strumentazione non è adeguata ed è necessario ricorrere a tecniche diverse, quali scarifiche o endoscopie.

In conclusione le prove svolte non hanno permesso di chiarire molti dubbi e si consiglia quindi di eseguire una campagna di indagini più approfondita in modo da raggiungere un maggiore livello di conoscenza dello stabile.

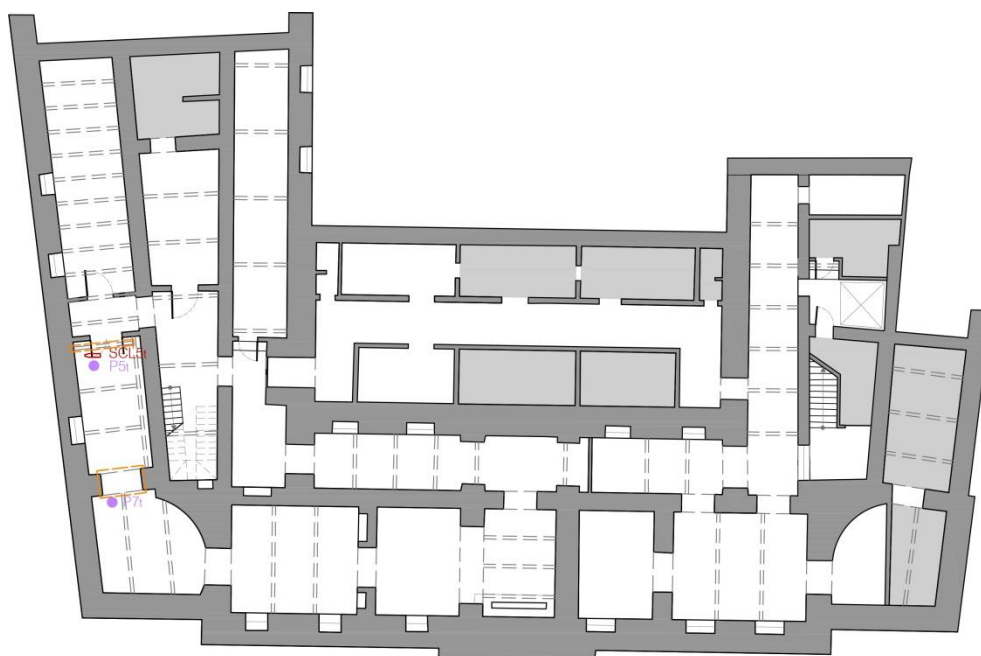


Fig. 5.2.1-04: Indagini svolte al piano interrato. In arancione sono indicati gli elementi indagati.

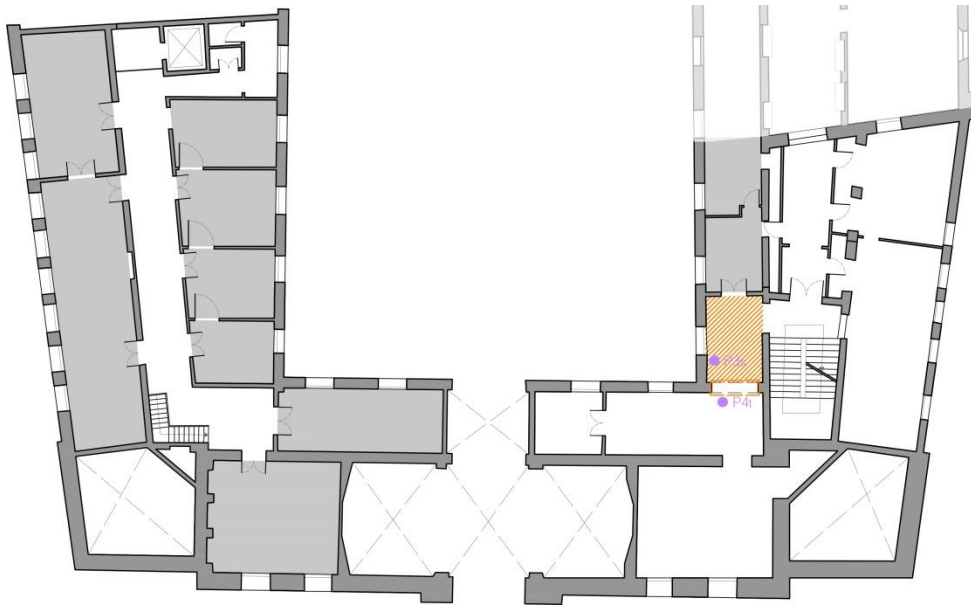


Fig. 5.2.1-05: Indagini svolte al piano primo. In arancione sono indicati gli elementi indagati.

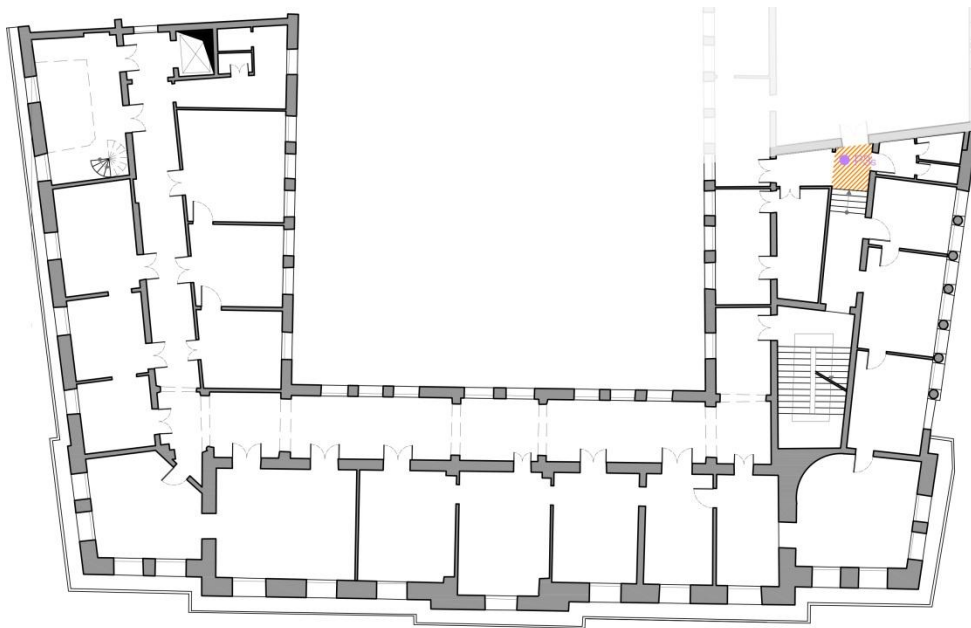


Fig. 5.2.1-06: Indagini svolte al piano secondo. In arancione sono indicati gli elementi indagati.

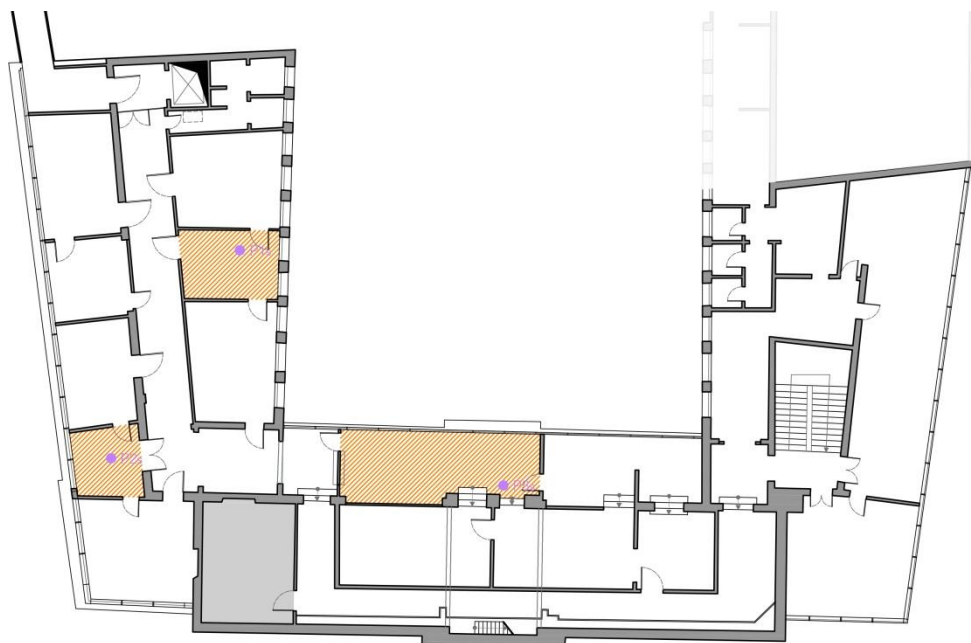


Fig. 5.2.1-07: Indagini svolte al piano terzo. In arancione sono indicati gli elementi indagati.

ANALISI DELLO STATO DI FATTO E DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE CON INDICAZIONE DEI DANNI

ANALISI DELLO STATO DI FATTO E DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE CON INDICAZIONE DEI DANNI.....99

6.1 IDENTIFICAZIONE DI U.I., U.S.O., U.M.I. ED U.A.	101
6.2 RILIEVO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	102
6.2.1 Fondazioni.....	102
6.2.2 Elementi verticali	106
<i>Maschi murari, fasce di piano e regolarità delle aperture</i>	106
<i>Tipologia degli elementi verticali</i>	109
<i>Scheda per il rilievo della tipologia e della qualità muraria</i>	112
<i>Dettagli costruttivi</i>	119
6.2.3 Elementi orizzontali	120
<i>Tipologia degli elementi orizzontali</i>	120
<i>Dettagli costruttivi</i>	123
6.2.4 Approfondimento sulla torre campanaria	125
6.3 PRESIDI ANTISISMICI	127
6.4 RILIEVO CRITICO	128
6.4.1 Identificazione del quadro fessurativo	128
<i>Quadro fessurativo dei prospetti</i>	128
<i>Quadro fessurativo degli ambienti interni</i>	128
6.4.2 Identificazione dello stato di degrado	133
<i>Stato di degrado dei prospetti e delle zone porticate</i>	133
<i>Stato di degrado degli ambienti interni</i>	136
6.4.3 Individuazione delle vulnerabilità	140

6 ANALISI DELLO STATO DI FATTO E DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE CON INDICAZIONE DEI DANNI

L'analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni è un'altra importante fase del processo di conoscenza dell'edificio.

In essa sono contenute molte informazioni che risultano indispensabili per il futuro sviluppo dello studio sismico, come il rilievo degli elementi strutturali, l'individuazione di eventuali presidi antisismici, l'analisi del quadro fessurativo e dello stato di degrado e l'individuazione delle possibili vulnerabilità.

Per il reperimento delle suddette informazioni, in alcuni casi sono stati sufficienti i sopralluoghi effettuati, il materiale fornito dal comune e quello derivante dalla ricerca d'archivio. In altri casi, come per il rilievo degli elementi strutturali, i dati di cui si dispone non si sono rivelati esaustivi, di conseguenza sarebbe necessario condurre un'adeguata campagna di indagini. In assenza della stessa si sono dovute formulare diverse ipotesi sulla natura di molti degli elementi costituenti lo stabile; verrà precisato meglio in seguito quali sono gli elementi di cui si possiede una documentazione e quali invece sono stati ipotizzati.

6.1 Identificazione di U.I., U.S.O., U.M.I. ed U.A.

Come si è visto nei primi paragrafi della relazione di tesi, l'edificio oggetto di studio fa parte di un aggregato edilizio, ovvero di un insieme di più fabbricati non omogenei ma interconnessi fra loro, costruiti in epoche diverse e con differenti tipologie costruttive e materiali. Data la loro connessione, gli stabili dell'aggregato possono interagire durante un'azione sismica ed è quindi importante conoscere quali possano essere le modalità di interazione e le loro conseguenze.

Per questo motivo, prima di procedere con il rilievo strutturale, vanno individuate le principali caratteristiche dell'edificio oggetto di studio, quali le unità immobiliari, le unità strutturali omogenee e le unità minime di intervento di cui è composto e, infine, le unità di analisi.

Per ottenere questo risultato ci si è riferiti al capitolo 8.7.1 delle NTC del 2008, al capitolo C8A.3 della *Circolare n° 617* del 2 febbraio 2009 e al capitolo 2 delle *Linee Guida per il rilievo, l'analisi ed il progetto di interventi di riparazione e consolidamento sismico di edifici in muratura in aggregato* – ReLUIS Bozza dell'ottobre 2010.

Con unità immobiliare si intende la suddivisione catastale che rispecchia la situazione dei proprietari. Nel caso di Palazzo Moretti-Scarpari, l'intero fabbricato è di proprietà del comune di Padova, di conseguenza appartiene ad un'unica unità immobiliare.

L'unità strutturale omogenea è l'insieme di cellule tra loro legate in elevazione ed in pianta da un comune processo costruttivo; essa deve presentare un unico comportamento strutturale nei confronti dei carichi sia statici sia dinamici e deve avere continuità da cielo a terra. E' generalmente delimitata da spazi aperti, da giunti strutturali o da edifici contigui costruiti con materiali o tecniche diverse o in epoche differenti, come avviene fra Palazzo Moretti-Scarpari e Palazzo degli Anziani. Si è quindi considerato l'intero fabbricato oggetto di studio come facente parte di un'unica U.S.O., in quanto il processo costruttivo delle due ali edificate in momenti diversi sembra comunque comune e i due corpi di fabbrica sono legati in pianta ed in elevazione.

Con unità minima di intervento si definisce una porzione di edificio su cui il progettista realizza interventi omogeni e può essere costituita da una o più U.S.O.. Anche in questo caso si ritiene che Palazzo Moretti-Scarpari faccia parte di un'unica U.M.I..

Infine, l'unità di analisi (o unità minima di analisi) include porzioni più ampie di aggregato, che comprendono quindi più U.M.I.. L'U.A. deve permettere di valutare le eventuali interazioni fra i diversi stabili, quali spinte orizzontali (di sistemi voltati, orizzontamenti posti a diversa quota sulle pareti in comune, ecc.), verticali o il martellamento nei giunti di U.S.O. adiacenti. Per questo motivo, nel caso oggetto di studio, l'unità di analisi deve comprendere, oltre all'intero Palazzo Moretti-Scarpari, anche Palazzo degli Anziani.

6.2 Rilievo degli elementi strutturali

6.2.1 Fondazioni

Le informazioni sulle fondazioni dell'edificio sono forse le più esaustive: il materiale conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova comprende disegni esecutivi in cui sono rappresentati la platea di fondazione in cemento armato al di sotto della torre campanaria, piante delle travi rovesce costituenti la fondazione, dettagli costruttivi delle stesse travi e delle murature che si sviluppano dalle travi rovesce al primo impalcato, diversi documenti che descrivono i materiali utilizzati e le prove di collaudo effettuate.

Il materiale iconografico è datato 14 aprile 1924 ed è quindi successivo alla posa della prima pietra, avvenuta il 4 novembre 1922¹; questo fa intuire che, anche nelle fasi iniziali della costruzione, i lavori procedevano molto lentamente.

Dalla figura 6.2.1-01 si nota che le fondazioni sono a trave rovescia e che le travi qui rappresentate corrispondono alla disposizione delle murature del piano interrato e sono quindi da considerare realistiche. Unica eccezione è data dalla presenza di una trave rovescia di larghezza minore rispetto alle altre nella zona centrale dello stabile, al di sotto della torre campanaria (evidenziata in rosso in figura 6.2.1-01); questa trave infatti non trova corrispondenza con la struttura sovrastante in quanto non si ha la presenza di un setto murario nell'interrato. Essa però può essere stata posta in quella zona a causa di una diversa scelta progettuale.

Si nota inoltre che le fondazioni, come anche l'originale progetto di Moretti e Scarpari, dovevano proseguire verso Palazzo Moroni.

¹ Lamon, *Palazzo Moroni e gli edifici comunali circostanti*, p. 58.

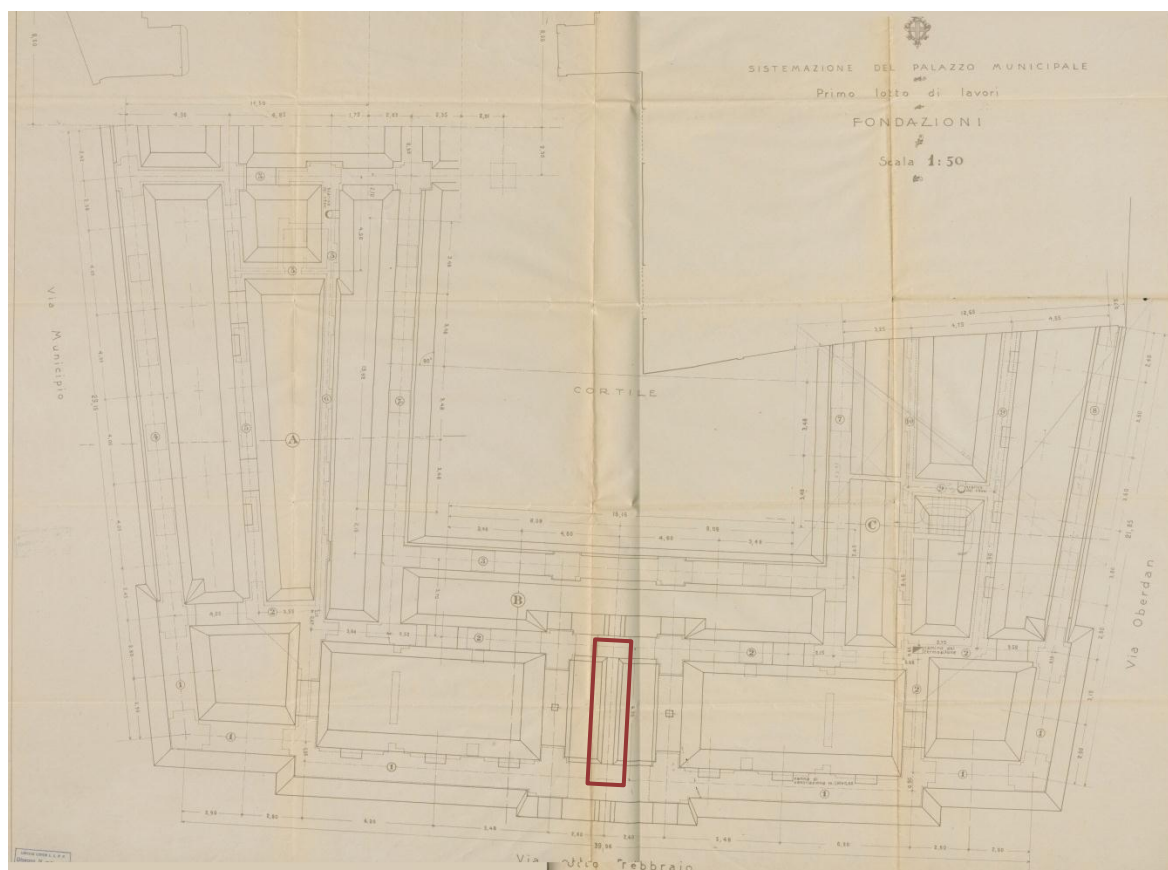


Fig. 6.2.1-01: Fondazioni.

La figura 6.2.1-02 rappresenta la pianta, con la relativa disposizione dei ferri, della platea in cemento armato sotto la torre centrale della facciata di via VIII Febbraio e le lettere (A-F) indicano la posizione della sezione corrispondente (figura 6.2.1-03). Da queste immagini si evince che il materiale utilizzato è il cemento armato ed è inoltre possibile conoscere la disposizione e la dimensione dei ferri d'armatura, sia in pianta sia in sezione. Si nota l'infittimento dei ferri in corrispondenza delle travi rovesce.

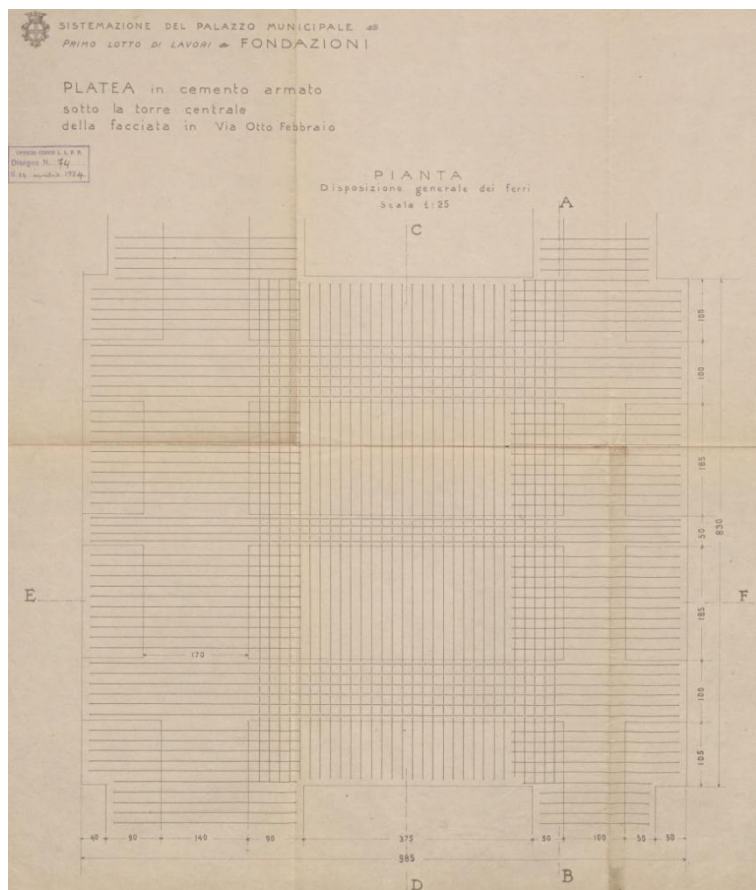


Fig. 6.2.1-02: Platea in cemento armato sotto la torre centrale della facciata in via Oberdan, pianta.

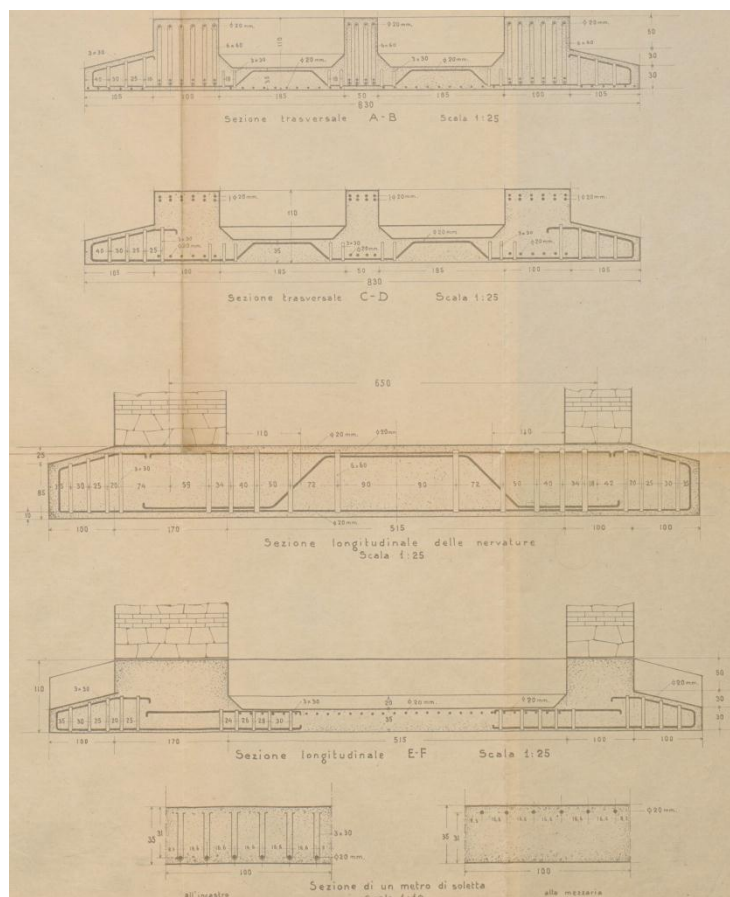


Fig. 6.2.1-03: Platea in cemento armato sotto la torre centrale della facciata in via Oberdan, sezioni.

Infine, vengono qui riportati ulteriori particolari esecutivi (fig 6.2.1-04) che rappresentano la disposizione dei ferri nelle travi rovesce in altri punti delle fondazioni, individuabili su apposite piante in cui sono riportati gli assi delle travi, e alcune sezioni in cui sono visibili le murature in elevazione che si sviluppano al piano interrato. Queste ultime, come si nota dalla figura 6.1.2-05, sono costituite da muratura in pietra con ricorsi in mattoni, come verrà specificato successivamente nel rilievo degli elementi verticali.

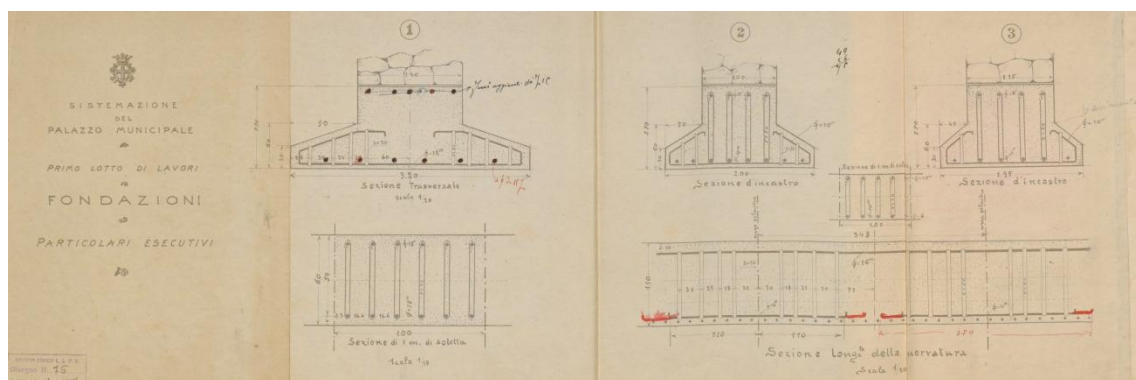


Fig. 6.2.1-04: Fondazioni, particolari esecutivi.

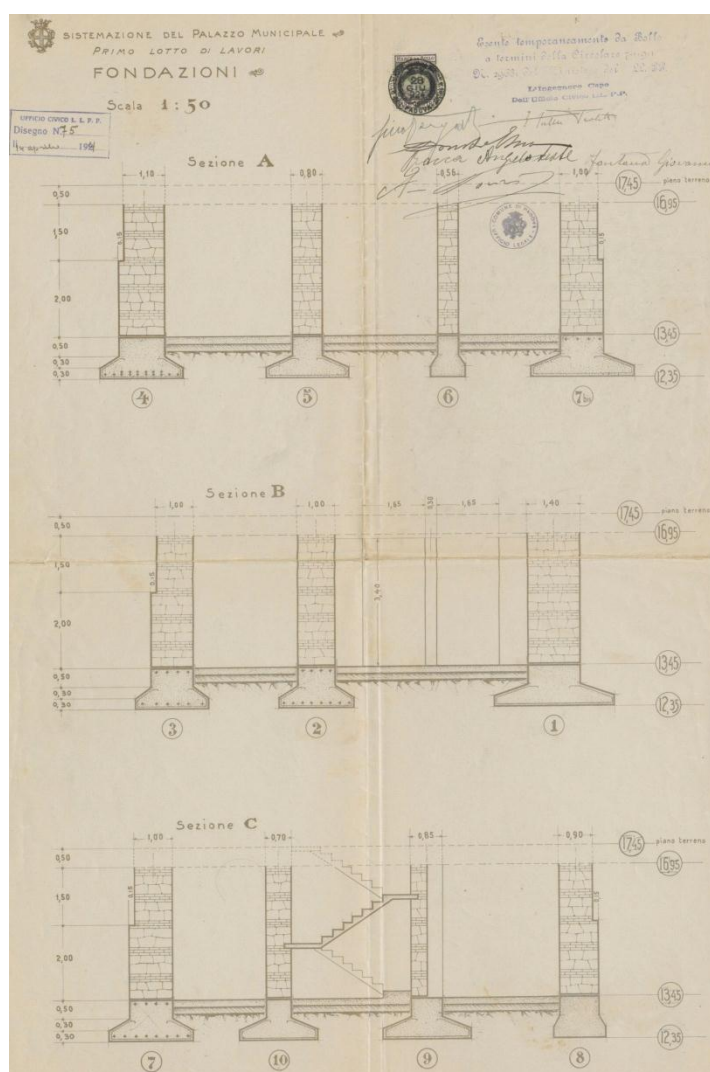


Fig. 6.2.1-05: Fondazioni, sezioni.

Le principali incertezze che si hanno sulle fondazioni riguardano l'ex rifugio antiaereo, il cui schema fondazionale non è rappresentato nel materiale disponibile. Lo stesso problema si è riscontrato nella zona dell'edificio su via Oberdan che si collega con palazzo degli Anziani. In questo punto infatti (anch'esso non rappresentato nei disegni conservati in archivio) potrebbero essere sorti dei problemi a causa della vicinanza dell'esistente palazzo storico, ma non avendo documenti che attestino tale riflessione, si ipotizza che anche in questo punto le fondazioni siano state trattate come nel resto dello stabile. Tali elementi andrebbero comunque indagati.

6.2.2 Elementi verticali

Maschi murari, fasce di piano e regolarità delle aperture

Nello studio della struttura dello stabile si è scelto innanzitutto di analizzarne i prospetti, in modo da individuare l'eventuale presenza di ridotti maschi murari o di irregolarità nelle aperture, elementi che possono influenzare il comportamento sismico dell'edificio.

I maschi murari sono delle fasce verticali di muratura, intercluse fra le aperture. Essi, per una corretta risposta sismica, devono estendersi da cielo a terra e devono avere adeguate dimensioni. I maschi murari sono in grado, se adeguatamente progettati, di trasferire le azioni verticali ed orizzontali alle strutture di fondazione, attraverso le quali vengono dissipate nel terreno.

Le fasce di piano sono delle porzioni orizzontali di muratura che si estendono dal termine dell'apertura superiore all'inizio dell'inferiore e, se correttamente progettate, fanno in modo che durante il sisma possa attivarsi il meccanismo di II modo ed eventualmente formarsi una lesione a taglio (diagonale o a croce di Sant'Andrea) su di esse e non sui maschi murari. La frattura sulle fasce di piano infatti è più facilmente ed economicamente riparabile e meno pericolosa.

Nel fabbricato oggetto di studio non è stato possibile individuare veri e propri maschi murari a causa della presenza dei portici a livello del piano terra. Si è comunque cercato di controllare l'allineamento fra le colonne o i pilastri dei portici e le fasce di muratura verticale sovrastante. In generale questo allineamento è risultato essere presente in tutti i prospetti, ad eccezione del prospetto sud, su via del Municipio (fig.6.2.2-01), dove tale continuità viene a mancare a causa dell'apertura di nuove finestre al primo piano in una fase successiva alla costruzione.

Il prospetto principale, ovvero il prospetto est (fig.6.2.2-02), al piano terra e al terzo non presenta aperture ad eccezione degli archi di accesso ai portici laterali e al cortile interno. In questo caso quindi le porzioni di muratura resistente verticale sono di dimensioni elevate.

Il prospetto nord, su via Oberdan (fig.6.2.2-03), presenta invece diverse aperture, in particolare al primo e al terzo livello per la presenza del portico e della loggia (ora chiusa da vetrate). Si riscontra comunque l'esistenza di una certa continuità da cielo a terra degli elementi resistenti verticali, in quanto le colonne che costituiscono la loggia non sono mai poste in corrispondenza delle aperture del piano sottostante, ma sono sempre allineate con elementi di muratura piena.

Il prospetto con il minor numero di forometrie risulta essere l'incompleto prospetto ovest (fig.6.2.2-04). Esso è provvisto quindi di maschi murari di notevoli dimensioni, i quali si riducono solamente nella zona sud per la presenza dell'apertura in cui si innesta la passerella di raccordo con Palazzo Moroni.

I prospetti nord e sud della corte interna (fig.6.2.2-06, 07) sono molto simili e al quarto livello si notano le numerose aperture che quindi, come nel caso dei portici sottostanti, non permettono lo sviluppo dei maschi murari da cielo a terra.

Il prospetto centrale della corte interna invece risulta essere più regolare (fig.6.2.2-05).

Nelle rappresentazioni seguenti si è scelto di indicare le porzioni verticali di muratura in corrispondenza di ogni livello dello stabile, non procedendo quindi all'individuazione di maschi murari, le cui dimensioni risultavano essere troppo variabili per le numerose forometrie presenti.

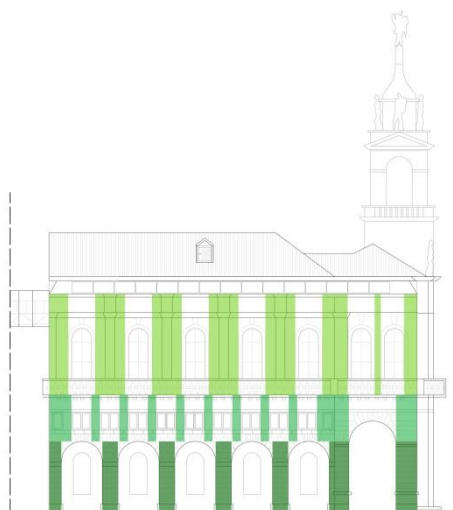


Fig. 6.2.2-01: Prospetto sud.

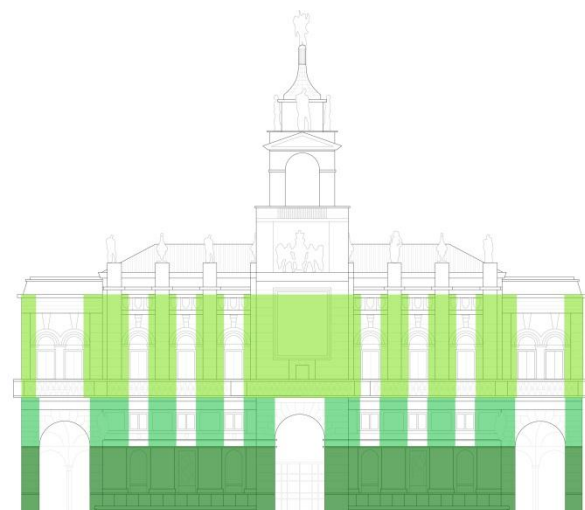


Fig. 6.2.2-02: Prospetto est.



Fig. 6.2.2-03: Prospetto nord.

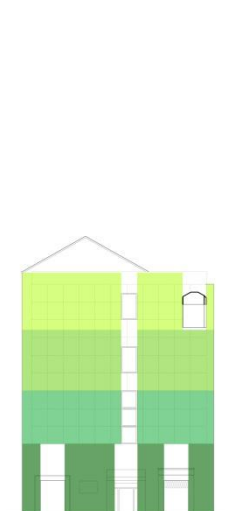


Fig. 6.2.2-04: Prospetto ovest.

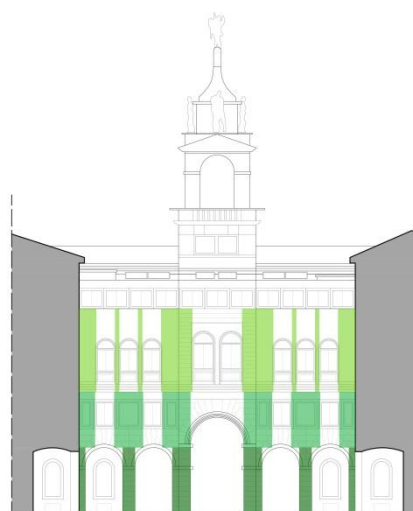


Fig. 6.2.2-05: Prospetto ovest, interno.

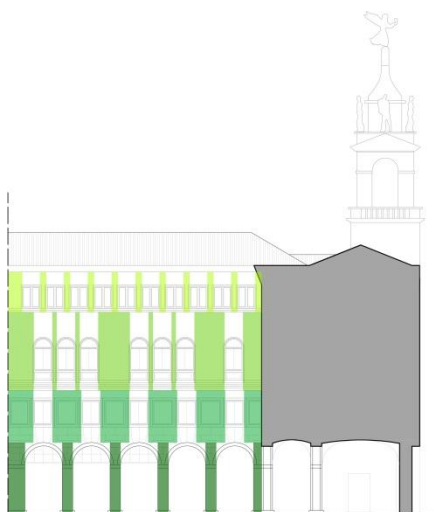


Fig. 6.2.2-06: Prospetto sud, interno.

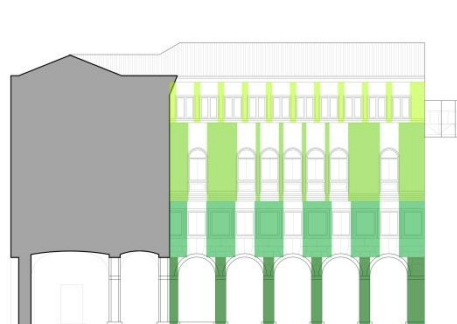


Fig. 6.2.2-07: Prospetto nord, interno.

Per quanto riguarda le fasce di piano esse sono individuabili nell'intero edificio e si interrompono solo in corrispondenza delle grandi aperture che si estendono fino al primo piano nei prospetti nord, est, sud e nel prospetto centrale della corte interna.

La fascia di piano di altezza minore è stata individuata nel prospetto sud, fra il primo e il secondo livello (fig.6.2.2-08).

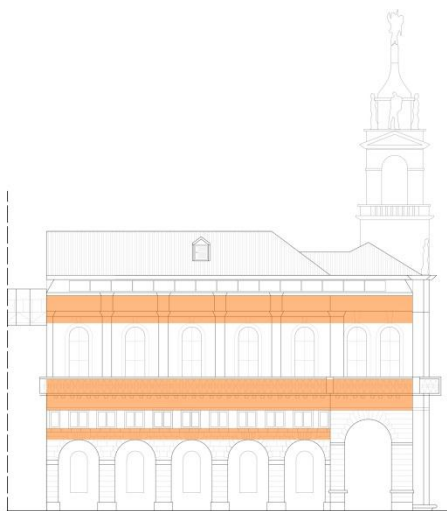


Fig. 6.2.2-08: Prospetto sud.

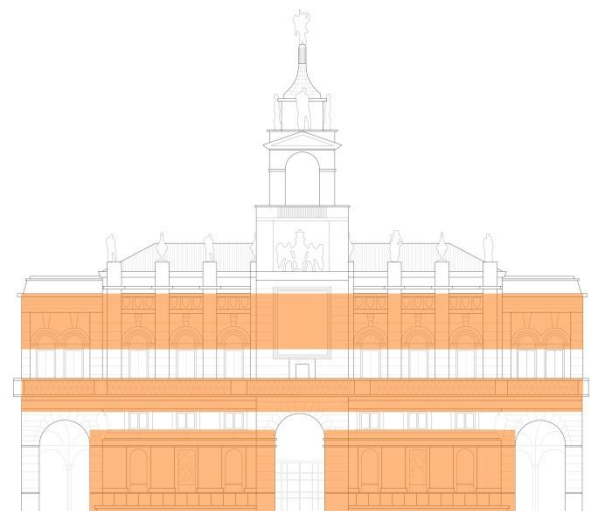


Fig. 6.2.2-09: Prospetto est.

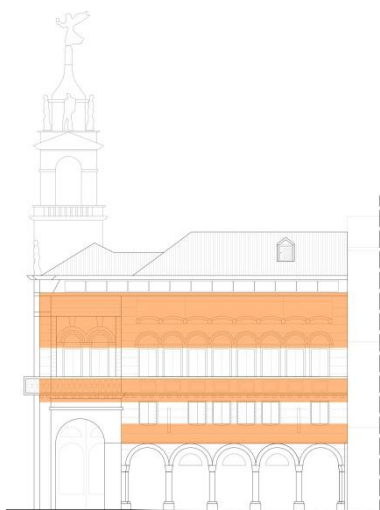


Fig. 6.2.2-10: Prospetto nord.

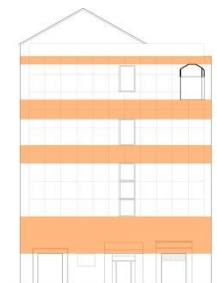


Fig. 6.2.2-11: Prospetto ovest.

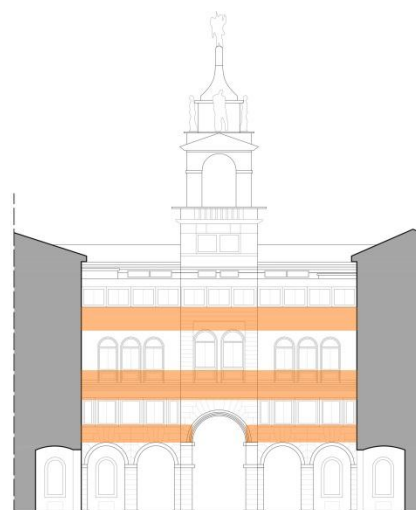


Fig. 6.2.2-12: Prospetto ovest, interno.

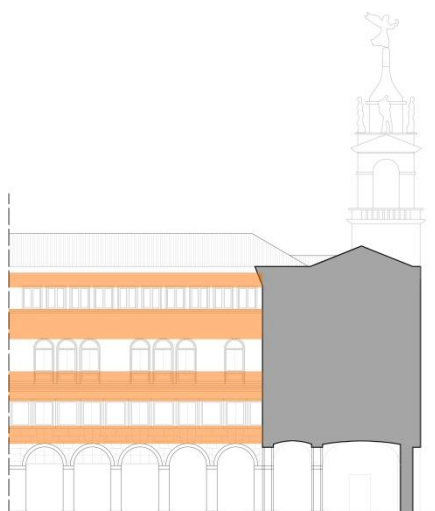


Fig. 6.2.2-13: Prospetto sud, interno.

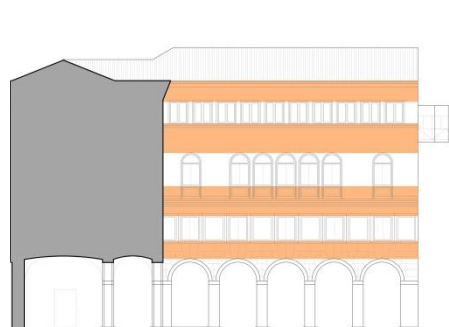


Fig. 6.2.2-14: Prospetto nord, interno.

Tipologia degli elementi verticali

Dalla consultazione del materiale d'archivio, si evince che la muratura portante dell'interrato è in pietra con ricorsi in mattoni, come si può vedere dalla figura 6.2.1-05, tipologia avvalorata anche dal *Capitolato speciale d'appalto*, in cui vengono descritti il metodo e i materiali con cui eseguire la muratura stessa². Queste informazioni sembra che possano essere confermate in quanto, durante il sopralluogo, si è notata la presenza di laterizio nelle zone degradate del piano interrato. In alcuni punti però la muratura sembra essere composta interamente da laterizio, mentre in altri (ex rifugio antiaereo) si è osservata la presenza di un rivestimento in c.a. posto sulle pareti retrostanti.

² *Capitolato speciale d'appalto*, documento conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

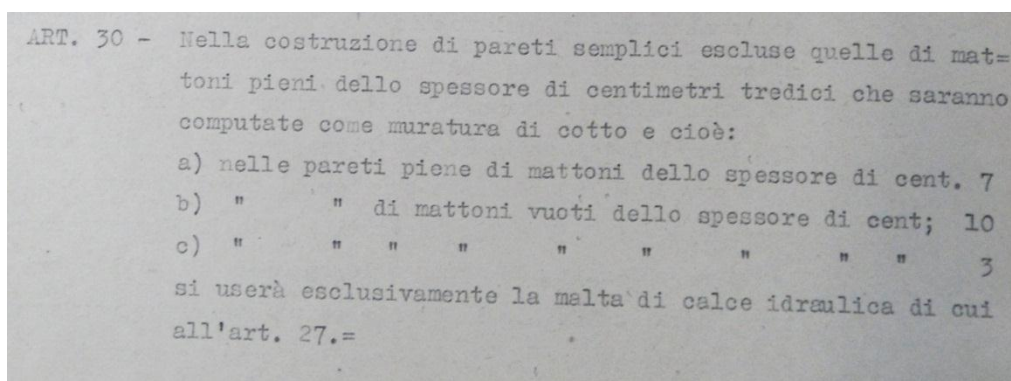


Fig. 6.2.2-19: Interrato: muratura in mattoni.



Fig. 6.2.2-20: Interrato: muratura in c.a..

Dal piano terra al terzo piano la tipologia muraria prevalente è la muratura portante in mattoni pieni, visibile però in un solo punto dello stabile, ovvero al terzo piano dell'ala nord. Sono stati comunque reperiti nell'Archivio Generale del comune di Padova alcuni documenti (*Capitolato speciale d'appalto*) che attestano la presenza di questa tipologia muraria³, pur non essendo stato possibile eseguire ulteriori indagini che permettessero di accertarne la presenza. Nel *Capitolato speciale d'appalto* si parla anche di "pareti di mattoni vuoti dello spessore di cent. 10" e di "pareti di mattoni vuoti dello spessore di cent. 3", ma non si è riusciti a localizzare nessuna delle suddette pareti non avendo altra documentazione a disposizione. Dalla visione delle foto storiche scattate durante la costruzione dello stabile e dall'unico punto in cui la muratura è visibile, la sola tipologia rilevata è quella a mattoni pieni che si è quindi ipotizzata essere presente nell'intero fabbricato.



³ *Capitolato speciale d'appalto*, documento conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.



Fig. 6.2.2-16: Foto storica in cui si nota la presenza di mattoni pieni.



Fig. 6.2.2-17: Foto attuale della zona in cui sono visibili i laterizi pieni.

Un'ulteriore tipologia muraria è data dalle colonne e dai pilastri dei portici, che si sono ipotizzati in pietra squadrata dopo la consultazione delle foto di cantiere (fig. 6.2.2-18).

In pietra sono anche i pilastrini che circondano le finestre al primo piano nel prospetto sud, le colonne della loggia al secondo piano del fronte nord e i pilastri e gli archi della torre campanaria. Vi sono poi delle incertezze sul materiale utilizzato per i pilastrini che circondano le aperture del secondo piano e del terzo piano sui prospetti che si affacciano sulla corte interna, in quanto dalle immagini storiche non è chiaro se la pietra sia stata usata solamente come rivestimento o come materiale strutturale.



Fig. 6.2.2-18: Foto storica in cui si nota la presenza di elementi in pietra.

Per quanto riguarda i sistemi di risalita, il materiale utilizzato è il c.a. per entrambe le rampe che collegano il piano interrato al piano terra.

Al piano terra si ha poi la presenza della scala di rappresentanza che collega tutti i piani ed è formata da gradini in pietra incastrati nella muratura, di una rampa di scale in c.a. che arriva solamente al primo piano e infine di una scala in acciaio che raccorda il piano terra al soppalco, costruito successivamente all'edificazione dello stabile.

Al primo piano si hanno la scala di rappresentanza e la scala in c.a. sopra citata.

Al secondo piano, oltre alla scala di rappresentanza, sono presenti una scala in acciaio di collegamento al soppalco, anch'esso costruito successivamente all'edificazione dello stabile, e una breve scala in c.a. che permette di portarsi allo stesso livello del rispettivo piano di Palazzo degli Anziani.

Infine al terzo piano si ha la presenza della scala di rappresentanza e di una serie di scalini in c.a. nella zona centrale dello stabile (ala est). Per salire alla torre campanaria ci si può servire di una scala in acciaio a scomparsa.

Scheda per il rilievo della tipologia e della qualità muraria

Al fine di avvalorare le ipotesi riguardo il comportamento strutturale dell'edificio oggetto di studio si è deciso di valutare i parametri che definiscono la tipologia e la qualità della muratura, analizzandone una porzione rappresentativa e compilando la scheda di rilievo della tipologia e della qualità muraria.

Questa scheda permette di ottenere un I.Q., ovvero un indice di qualità muraria il quale dipende dalla valutazione di sette parametri che può avere tre esiti: R, ovvero parametro rispettato, PR, cioè parametro parzialmente rispettato e NR, parametro non rispettato. La combinazione di questi esiti permette di ottenere un certo I.Q., il quale viene distinto a seconda dell'azione considerata: azioni verticali, azioni ortogonali (ovvero azioni che sollecitano il pannello murario ortogonalmente al suo piano medio), azioni orizzontali complanari (ovvero azioni che sollecitano il pannello murario nel suo piano medio).

Ogni parametro ha un peso diverso nei confronti dell'azione considerata e quindi non contribuisce allo stesso modo alla valutazione dell'I.Q. per quell'azione. Questo deriva dalle osservazioni e dagli studi effettuati dopo gli eventi sismici che hanno avuto luogo negli anni passati.

I parametri valutati permettono quindi di capire se il pannello murario soddisfa la *regola dell'arte*, ovvero se è costruito in modo adeguato e se viene garantito un buon comportamento durante il sisma, grazie alla compattezza e al monolitismo del pannello stesso.

I parametri da giudicare sono i seguenti:

- *MA.: qualità della malta.* La malta è l'elemento legante del pannello murario e ne assicura quindi la coesione. E' inoltre in grado di regolarizzare il contatto tra gli elementi, permettendo la trasmissione delle azioni in modo uniforme.
- *P.D.: presenza di diatoni.* I diatoni sono elementi passanti attraverso tutto lo spessore della parete e sono particolarmente importanti per il comportamento del pannello murario nel caso di azioni fuori piano. Essi inoltre permettono la distribuzione del carico su tutto lo spessore murario.
- *F.EL.: forma degli elementi resistenti.* Gli elementi resistenti dovrebbero disporre di almeno due facce sufficientemente piane e parallele fra loro, in modo da ottenere l'attivazione di forze d'attrito fra gli elementi nel caso di sollecitazioni complanari e da regolarizzare la muratura, permettendo l'uso di una quantità ridotta di malta.
- *D.EL.: dimensione degli elementi resistenti.* Gli elementi di grande dimensione assicurano un buon grado di monoliticità della parete.
- *S.G.: sfalsamento dei giunti verticali.* Ciò consente alla parete di avere una buona risposta alle azioni orizzontali complanari grazie allo sviluppo dell'effetto catena e dell'effetto tessitura. Il primo consiste nella capacità della muratura di resistere a due forze opposte complanari (forze di trazione) grazie alla coesione della malta ma soprattutto all'attrito che si sviluppa fra gli elementi resistenti; il secondo consiste nella resistenza della porzione superiore del pannello murario nel caso di rotazione del pannello stesso attorno ad uno spigolo grazie all'ingranamento fra gli elementi.

- *OR: orizzontalità dei filari.* Ciò permette alla parete di distribuire i carichi verticali grazie all'ottenimento di un vincolo di appoggio regolare e di sviluppare una buona resistenza nei confronti delle azioni orizzontali fuori dal piano tramite la formazione di cerniere cilindriche.
- *RE.EL.: resistenze degli elementi resistenti.* Questo parametro è estremamente importante in quanto se gli elementi non sono sufficientemente resistenti non possono essere adeguati all'uso come materiale da costruzione. Questo, in generale, non avviene con la pietra, che solitamente si presenta resistente, ma avviene con mattoni di terra cruda, degradati o eccessivamente forati.
- *ZE.: presenza di zeppe.* Le zeppe contribuiscono all'ottenimento di un buon grado di monoliticità nella parete nel caso in cui i giunti di malta siano molto spessi e quindi gli spazi fra gli elementi resistenti siano eccessivamente elevati. Esse rendono la muratura più regolare.

Nel caso dell'edificio oggetto di studio la porzione di muratura (fig. 6.2.2-21) si presentava già scarificata a causa di un intervento impiantistico. Non è stato possibile effettuare ulteriori prove ma solo un'indagine visiva su una porzione che, inoltre, non presenta la superficie richiesta per la corretta compilazione della scheda di 1x1 mq ma è di dimensioni inferiori (all'incirca 20x15 cm); questo "difetto" dovrà essere considerato al momento della formulazione del giudizio finale. Il campione murario analizzato si colloca al terzo piano dell'ala nord e fa parte di una porzione di muratura portante interna.



Fig. 6.2.2-21: Porzione di muratura esaminata.

Nella compilazione della scheda non tutti i punti sono stati completati poiché riguardanti murature in pietra, mentre quella analizzata è in blocchi di laterizio pieni, ed inoltre non è stato possibile compilare la parte riguardante la sezione muraria per l'impossibilità di effettuare anche solo un'ispezione visiva.

I diversi giudizi assegnati riguardano:

- la tessitura del paramento, in cui le principali valutazioni vengono formulate sull'orizzontalità dei filari e sullo sfalsamento dei giunti verticali, per i quali il giudizio è assegnato sia in modo qualitativo che quantitativo e permette di giungere all'attribuzione di un punteggio in riferimento alle tre azioni sollecitanti (azioni verticali, azioni ortogonali, azioni orizzontali complanari).

Riguardo l'**orizzontalità dei filari** il giudizio è **R** (rispettata) in quanto *"l'allettamento del filare interessa gran parte della larghezza del campione murario"*⁴.

Per il parametro **sfalsamento dei giunti verticali** il giudizio è **R** (rispettato) in quanto *"il giunto verticale di malta cade in corrispondenza della zona centrale dell'elemento sottostante e questo si verifica approssimativamente per tutta l'estensione della muratura"*⁵.

- sulla caratterizzazione dei materiali del paramento: la **forma degli elementi resistenti** si presenta regolare e squadrata poiché si tratta di blocchi di laterizio di forma parallelepipedica; il parametro si può quindi dire **rispettato**. Le dimensioni dei laterizi sono medie (15÷25 cm) e quindi il parametro **dimensioni degli elementi resistenti** è da ritenersi **parzialmente rispettato**.
- sulla malta: da materiale d'archivio si sa che la malta utilizzata è di calce idraulica con sabbia come aggregato⁶. Il colore nel paramento murario analizzato è però grigio scuro, evidenziando la probabile presenza di malta cementizia, e la compresenza delle due tipologie di malta è problematica in quanto può innescare fenomeni di degrado. Allo stato attuale non si notano però segni di degrado e la malta sembra compatta. La sua distribuzione si presenta regolare. Il parametro **qualità della malta** può quindi dirsi **parzialmente rispettato**.

L'unico parametro che risulta **non rispettato** è quello relativo alla **presenza di zeppe**, ma ciò è dovuto al fatto che ci si trova in presenza di muratura in mattoni di forma e dimensioni regolari. Tali elementi risultano quindi superflui in questo tipo di muratura.

Nelle pagine seguenti è riportata la scheda di primo livello per il rilievo della tipologia e della qualità della muratura compilata.

⁴ Linee guida per la compilazione della scheda per la valutazione della qualità muraria.

⁵ Ibid.

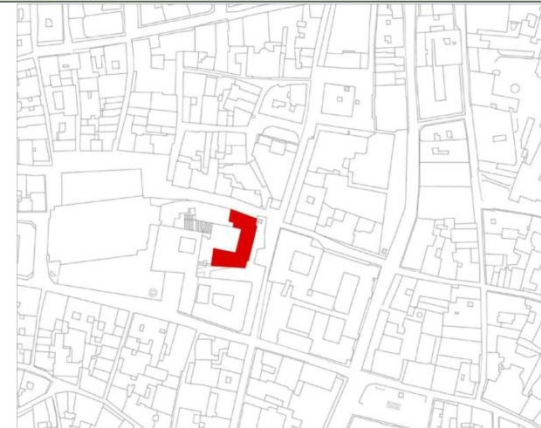
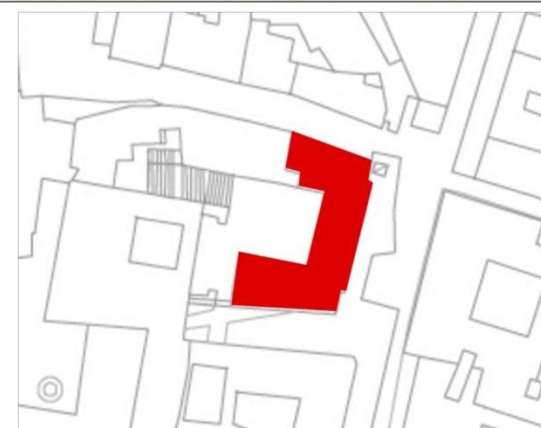
⁶ *Capitolato speciale d'appalto*, documento conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

PROGETTO  Rete dei Laboratori di Ingegneria Sismica LINEA 10	 PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI - DIPARTIMENTO DELLA PROTEZIONE CIVILE Ufficio III - Valutazione, Prevenzione e Mitigazione del Rischio Sismico e Attività ed Opere Post-emergenza	 POLIMI - DIS ITC CNR - ITC
--	--	--

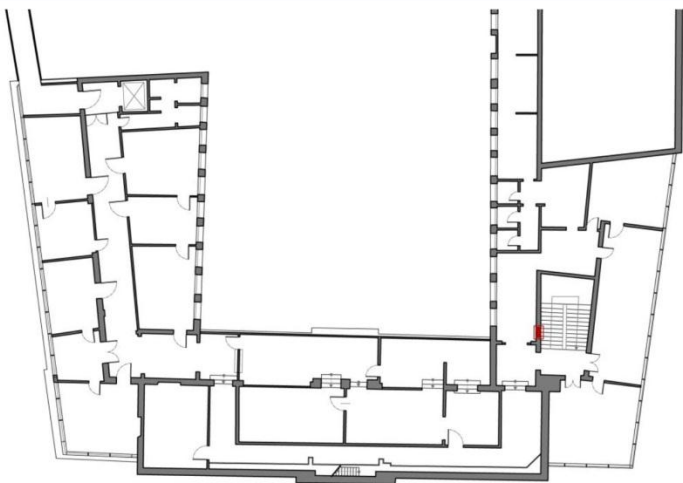
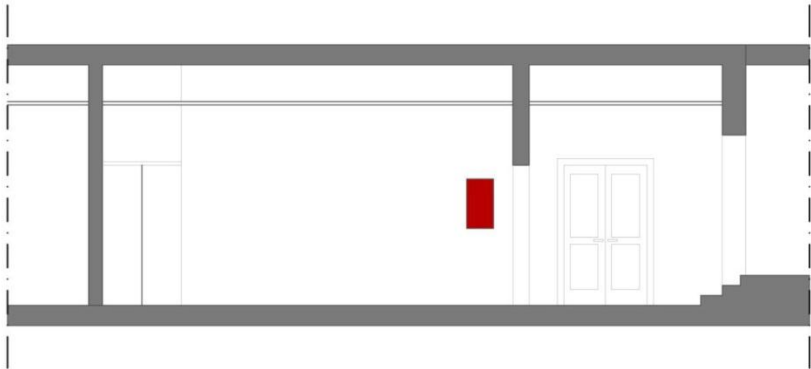
**SCHEDA DI 1° LIVELLO PER IL RILIEVO
DELLA TIPOLOGIA E DELLA QUALITÀ DELLA MURATURA**

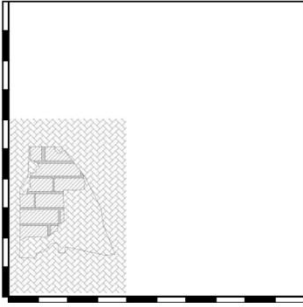
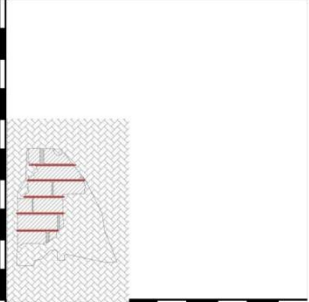
Parte prima

1. UBICAZIONE / IDENTIFICAZIONE		Spazio riservato	
Regione Veneto 0 5 Provincia Padova 0 2 8 Comune Padova 0 6 0 Fraz./Loc. Indirizzo via VIII Febbraio N° Civico 1 Sezione Censuaria Denominazione Palazzo Moretti-Scarpari		Codici ISTAT Aggregato n° Edificio n° Data / / DATI CATASTALI Foglio Allegato Particelle Coordinate geografiche (ED50 – UTM 32-33) E 1 1 8 7 6 Fuso N 4 5 4 0 7 Epoca di costruzione ☐ <1919 ☒ '19÷'45 ☐ '46÷'61 ☐ '61÷'71 ☐ '72÷'81 ☐ '82÷'91 ☐ '92÷'01 ☐ _____	

POSIZIONE DELL'EDIFICIO - PLANIMETRIA GENERALE  Scala : 1:	POSIZIONE DELL'EDIFICIO - PLANIMETRIA PARTICOLARE  Scala : 1:
---	---



SCHEDA PARAMENTO		N° _ _	ISTAT Pr./Com. _ _ _ / _ _ _
POSIZIONE DEL CAMPIONE DI MUARTURA NELLA PIANTA DELL'EDIFICIO			
			
POSIZIONE DEL CAMPIONE DI MURATURA SUL PROSPETTO DELLA PARETE			
			
FOTO LOCALIZZAZIONE CAMPIONE CD2		FOTO LOCALIZZAZIONE CAMPIONE CD2	
			

SCHEDA PARAMENTO		N° __ __	ISTAT Pr./Com. __ __ __ / __ __ __
2. TESSITURA DEL PARAMENTO		Parte seconda	
		 Foto e disegni scala 1:20 Legenda:  Pietre  Vuoti  Mattoni  Intonaco  Malta  Vegetazione	
2.1 RUOLO STRUTTURALE	2.2 TIPOLOGIA	2.6 APPARECCHIATURA / ORIZZONTALITÀ DEI FILARI	
☐ Muratura d'ambito ☐ Muratura di spina ☐ Pilastro ☐ Tamponamento ☒ Muratura interna	☐ Pietra ☐ Altro ☒ Mattoni ☐ Altro ☐ Blocchi di tufo ☐ Blocchi di cls ☐ Mista	☐ Irregolare (Orizzontamenti NR) ☐ A corsi sub-orizzontali (Orizzontamenti PR) ☒ A corsi orizzontali (Orizzontamenti R)	
2.3 RICORSI	2.4 ORIZZONT./ LISTATATURE		
☐ Assenti ☒ Presenti ogni m. __ . __	☐ Assenti ☐ Presenti ogni m. 0 . 80		
2.5 ZEPPE			
☐ In elementi più grandi ☐ In mattoni ☐ In cls	☒ Assenti ☐ In pietra ☐ In cotto		
2.7 SFALSAAMENTO DEI GIUNTI VERTICALI		OSSERVAZIONI	
☐ Non rispettato (S.G. NR) ☐ Parzialmente rispettato (S.G. PR) ☒ Rispettato (S.G. R)		Il campione di muratura rappresentato presenta un'estensione minore di 1x1 metri. Questo è dovuto al fatto che, per compilare la presente scheda, ci si è rifatti ad una scarifica già eseguita sulla muratura.	
3. CARATTERIZZAZIONE MATERIALI DEL PARAMENTO			
3.1 ELEMENTI LAPIDEI			
3.1.1 Tipo di Elemento ☐ Arenaria ☐ Calcare ☐ Travertino ☐ Tufo ☒ Mattoni cotti ☐ Mattoni crudi ☐ Altro	3.1.2 Provenienza ☐ Scavo locale ☐ Greto del fiume ☐ Cava	3.1.3 Lavorazione ☐ Assente ☐ Appena sbazzata ☐ Spigoli finiti e faccia vista non lavorata	3.1.4 Stato di conservazione ☒ Buono ☐ Mediocre ☐ Cattivo ☐ Pessimo
3.1.5 Regolarità (forma) degli elementi ☐ Non rispettato (R.EL. NR) ☐ Parzialmente rispettato (R.EL. PR) ☒ Rispettato (R.EL. R)		3.1.6 Dimensioni degli elementi ☐ Non rispettato (D.EL) < 15 cm ☒ Parzialmente rispettato (D.EL) 15 cm ÷ 25 cm ☐ Rispettato (D.EL) > 25 cm	
3.2 MALTA		3.2.7 Qualità della malta /Stato di conservazione /Aderenza	
3.2.1 Funzione ☒ Allettamento ☐ Stilatura ☐ Riempimento	3.2.5 Tipo di aggregato ☒ Sabbia ☐ Ghiaietto ☐ Ghiaia	☐ Non rispettato (MA. NR) ☐ Parzialmente rispettato (MA. PR) ☒ Rispettato (MA. R)	
3.2.2 Consistenza ☐ Incoerente ☐ Friabile ☒ Compatta ☐ Tenace	3.2.6 Forma dell'aggregato ☐ Arrotondata ☐ Spigolosa		
3.2.3 Colore malta _grigio scuro_	3.2.4 Colore aggr. _____		

Pur non essendo possibile completare la scheda con la parte relativa alla sezione muraria, si è comunque in grado di sviluppare dei ragionamenti sulla base di una foto storica (fig. 6.2.2-22) che rappresenta la fase costruttiva di una muratura perimetrale portante in mattoni con rivestimento in pietra posta alla base del piano terra.



Fig. 6.2.2-22: Foto storica di cantiere in cui è visibile la sezione muraria di una parete perimetrale portante.

Poiché tale sezione è situata in una posizione diversa rispetto alla porzione di muratura di cui si è valutato il prospetto, non si è ritenuto corretto utilizzarla per compilarne la parte riguardante la sezione. E' però possibile impiegarla per controllare che altri parametri della regola dell'arte siano stati rispettati o meno:

- la muratura non si presenta a sacco ma mostra una sezione costituita da laterizi pieni, di conseguenza i **vuoti** sono **assenti**;
- **presenza di diatoni**: non si notano mattoni che attraversano l'intero spessore murario. Ciò sembra comunque difficile da attuare visto il notevole spessore murario rispetto la dimensione dei laterizi. Vi sono però mattoni posti trasversalmente che attraversano parte della spessore murario, garantendo così un buon ingranamento della sezione, si può concludere che il parametro è **parzialmente rispettato**;
- **sfalsamento dei giunti verticali**: sembra che, nella disposizione dei mattoni, si sia cercato di posizionare i giunti in corrispondenza della metà del laterizio inferiore, e quindi tale parametro si può dire **rispettato**.

Sulla base dei giudizi sui parametri della regola dell'arte analizzati è possibile definire la qualità della muratura tramite il "metodo dei punteggi", rispetto a ciascuna delle tre azioni sollecitanti considerate (verticali, orizzontali complanari, ortogonali). In base al valore di tale indice viene poi assegnata una categoria (A, B o C) alla muratura esaminata per ciascuna delle suddette azioni.

I punteggi attribuiti ai vari parametri della regola dell'arte sulla base delle indicazioni del "Manuale di compilazione della scheda per la valutazione della qualità muraria" sono:

	Azioni verticali	Azioni ortogonali	Azioni orizzontali complanari
<i>Orizzontalità dei filari</i>	2	2	1
<i>Sfalsamento giunti verticali</i>	1	1	2
<i>Regolarità elementi resistenti</i>	3	2	2
<i>Dimensione elementi resistenti</i>	0,5	0,5	0,5
<i>Qualità della malta</i>	0,5	0,5	1
<i>Presenza di zeppe</i>	0	0	0
<i>Presenza di diatoni⁷</i>	1	1,5	1

Tabella 6.2.2-01: Punteggi relativi ai parametri della regola dell'arte.

Nella valutazione dell'I.Q. per le diverse azioni si ottengono i seguenti risultati: 8 per le azioni verticali; 7,5 per le azioni ortogonali; 7,5 per le azioni orizzontali complanari.

	CATEGORIA		
	C	B	A
AZIONI VERTICALI	0<IQ<3	3<IQ<5,5	5,5<IQ<11
AZIONI ORTOGONALI	0<IQ<4,5	4,5<IQ<7,5	7,5<IQ<11
AZIONI ORIZZONTALI COMPLANARI	0<IQ<3,5	3,5<IQ<5,5	5,5<IQ<11

Tabella 6.2.2-02: Valutazione dell'indice di qualità muraria.

La muratura si classifica pertanto in categoria A per tutte e tre le tipologie di azioni. Il calcolo è stato effettuato per scopo didattico in quanto, come già accennato, prospetto e sezione muraria appartengono a due murature diverse.

Non è stato possibile effettuare il calcolo della L.M.T. (linea di minimo tracciato) poiché il prospetto murario non raggiunge le dimensioni di 1x1 mq.

Dettagli costruttivi

Per quanto riguarda gli elementi verticali non sono disponibili dettagli costruttivi, ad eccezione di alcuni particolari sulla torre campanaria che verranno trattati in seguito (cap. 6.2.4).

⁷ Questa valutazione è stata formulata sulla base di ciò che si può osservare dalla sezione muraria della foto storica di cantiere (fig.6.2.2-22).

6.2.3 Elementi orizzontali

Tipologia degli elementi orizzontali

Le informazioni riguardanti la tipologia dei solai presenti sono purtroppo molto scarse e non si sono potute svolgere delle indagini in modo da identificare i materiali da costruzione utilizzati. Durante i sopralluoghi è stato possibile individuare la tipologia e l'orditura dell'orizzontamento fra il piano interrato e il piano terra, ma ciò non è avvenuto per tutti gli altri piani dello stabile, in cui i soffitti sono intonacati o controsoffittati e quindi non ispezionabili previa rimozione di intonaco o controsoffitto. Gli unici punti di cui si dispongono maggiori informazioni grazie alla ricerca svolta presso l'Archivio Generale del comune di Padova riguardano la porzione di solaio posta al di sopra del sottoportico su via Oberdan e il piccolo orizzontamento sulla torre. Inoltre, sempre grazie alla consultazione di documenti d'archivio, è stato possibile individuare alcune tipologie di solaio presenti nello stabile oggetto di studio, di cui però non si conosce l'ubicazione all'interno del fabbricato.

Per questi motivi la collocazione nell'edificio della quasi totalità delle tipologie di solaio e la loro rispettiva orditura sono stati ipotizzati sulla base di ragionamenti sviluppati a partire dalla lettura dei documenti d'archivio e del confronto fra gli stessi e le foto storiche di cantiere.

Le tipologie individuate sono le seguenti:

- solaio in c.a.,
- solaio in latero-cemento,
- solaio in putrelle e tavelloni,
- solaio in acciaio,
- copertura a capriate lignee.

Fra il piano interrato e il piano terra la tipologia presente è costituita da solaio in c.a.; qui infatti sono visibili le travi in c.a. al di sotto della soletta ed è quindi facilmente ipotizzabile anche l'orditura degli orizzontamenti. Alcuni locali dell'interrato non sono stati visionati, ma si ritiene che, anche in questi punti, i solai siano dello stesso tipo; le travi sono quindi state ipotizzate per simmetria o per analogia con il resto dello stabile.



Fig. 6.2.3-01: Interrato: soffitto e travi in c.a..



Fig. 6.2.3-02: Interrato, ex rifugio antiaereo: soffitto in c.a..

Al piano terra si ipotizza che la tipologia principalmente presente sia costituita dal solaio in putrelle e tavelloni. Questo dato deriva dalle letture di diversi documenti d'archivio in cui si afferma che, al di sopra delle volte, i soffitti sono eseguiti in putrelle e tavelloni⁸, come anche nelle zone in cui manca il parallelismo fra le pareti, in cui la tipologia di solaio in putrelle e tavelloni si sostituisce alla struttura in c.a. progettata⁹.

Nel portico verso via Oberdan è però presente una struttura in c.a., nascosta da un soffitto ligneo, come confermano i dettagli costruttivi che verranno in seguito analizzati (fig. 6.2.3-09-11). Si è ipotizzata l'esistenza della stessa struttura anche nei portici verso via del Municipio a causa della foto di cantiere (fig. 6.2.3-03) in cui si nota il getto di un solaio in c.a. proprio su questo fronte dello stabile, al di sopra dei portici e di una comunicazione dell'impresa *Minozzi Girolamo & Figli* alla direzione dei lavori¹⁰.

Infine si ha la presenza di un piccolo solaio che si è supposto essere in latero-cemento in quanto realizzato successivamente per la creazione di un soppalco nella zona sud-ovest del fabbricato.

Le volte individuate sono a crociera nei portici su via Oberdan, via del Municipio e sul cortile interno, a botte lunettata nei due uffici che si affacciano su via VIII Febbraio, a vela al di sopra dell'ingresso principale da via VIII Febbraio e ad ombrello nelle zone di raccordo fra via VIII Febbraio e i portici delle vie Oberdan e del Municipio. Tutte le volte inoltre sono non strutturali, come si evince dai documenti d'archivio, e sono costituite da centine in legno di abete ed un rivestimento in rete metallica e cotto speciale rivestiti da due strati di intonaco¹¹.



Fig. 6.2.3-03: Foto storica di cantiere dell'ala sud, scattata da via VIII Febbraio.

⁸ *Ordinanza del 21 dicembre 1928 e Preventivo di spesa per la costruzione di un solaio a volterrane, del 16 dicembre 1928*, documenti conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

⁹ *Comunicazione dell'ingegnere capo al Sig. Podestà, del 19 dicembre 1928*, documento conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

¹⁰ *Comunicazione dell'impresa Minozzi Girolamo & Figli alla direzione dei lavori, del 10 agosto 1928*, documento conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

¹¹ *Ordinanza del 21 dicembre 1928, Preventivo per la costruzione di soffitti a crociera, del 17 dicembre 1928, Preventivo di spesa per la costruzione di soffitto a volta nei portici del nuovo Palazzo municipale*, documenti conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

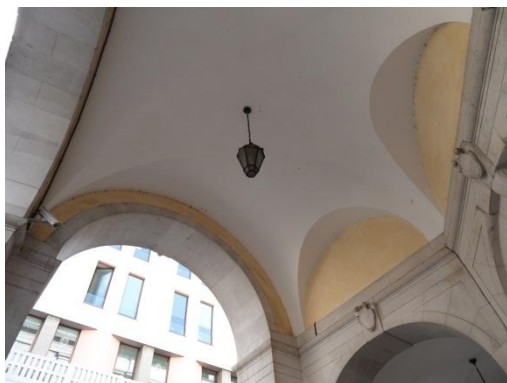


Fig. 6.2.3-04: Volta ad ombrello nella zona di raccordo fra via VIII Febbraio e i portici di via del Municipio.

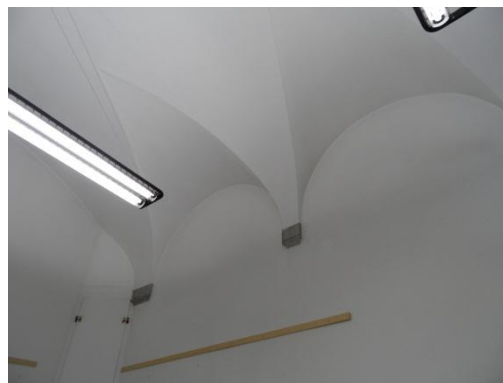


Fig. 6.2.3-05: Volta a botte lunettata in un ufficio del piano terra dell'ala est.

Al primo e al secondo piano la struttura è la medesima, interamente ipotizzata sulla base dei documenti sopra citati. Si tratta di solaio in putrelle e tavelloni nei punti in cui non si ha parallelismo fra le pareti, ovvero in alcune zone delle ali nord e sud e solaio in latero-cemento nelle parti rimanenti.

Al secondo piano è inoltre presente un solaio in acciaio, costruito successivamente nella zona sud-ovest dello stabile per la creazione di un soppalco.

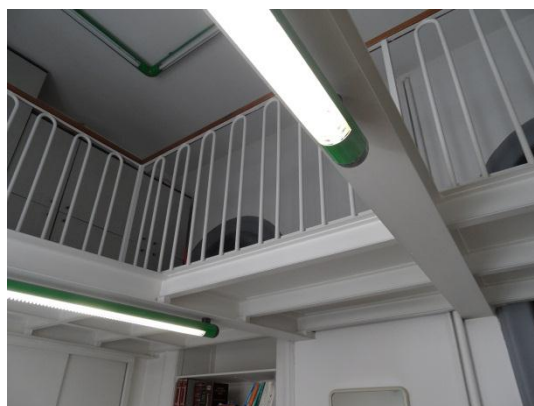


Fig. 6.2.3-06: Soppalco in acciaio nella zona sud-ovest del secondo piano.

Al terzo piano si ipotizza la presenza del solo controsoffitto, in gesso o in arelle, con la funzione di nascondere la struttura di copertura. Le terrazze del fabbricato sono state poi chiuse con una copertura che si è supposta essere a putrelle e tavelloni in seguito all'osservazione delle foto fornite dal comune del sopralluogo del 28 giugno 2012 (fig. 6.2.3-07). In queste immagini infatti si notano dei segni sulla membrana di copertura che possono indicare la presenza di travi sottostanti.



Fig. 6.2.3-07: Copertura piana delle terrazze in cui sono state evidenziate in rosso le possibili travi in acciaio.

Sulla torre è infine presente un piccolo solaio in c.a., la cui esistenza è confermata dalle foto relative al sopralluogo del 28 giugno 2012 (fig. 6.2.3-08).

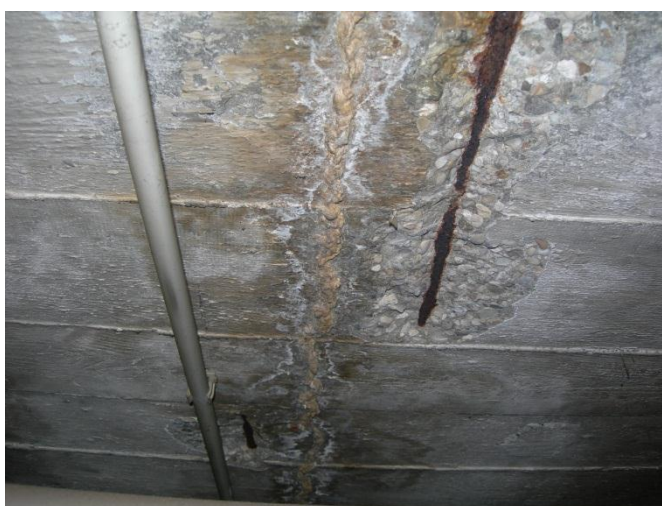


Fig. 6.2.3-08: Solaio in c.a. nella torre, espulsione del copriferro.

Per quanto riguarda la copertura, che non è stato possibile ispezionare, grazie al *Capitolato speciale d'appalto*¹² si è a conoscenza della realizzazione di una struttura a capriate lignee ed arcarecci (di questi elementi non si conosce l'esatta distribuzione, che è stata quindi ipotizzata) e di un manto di copertura costituito da tavole forate e tegole.

Dettagli costruttivi

Gli unici particolari costruttivi disponibili riguardanti gli elementi orizzontali sono conservati all'Archivio Generale del comune di Padova e consistono in rappresentazioni di dettaglio del secondo impalcato, sovrastante il portico su via Oberdan.

¹² *Capitolato speciale d'appalto*, documento conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

Il particolare costruttivo raffigura travi lignee poste al di sotto delle travi cementizie di un solaio in cemento armato di spessore 14 cm. Sono inoltre rappresentati i ferri d'armatura inseriti nelle travi in c.a.. Dal sopralluogo si è riscontrata la presenza di un controsoffitto ligneo cassettonato che copre la struttura del solaio e che si innesta sulle travi di legno. Da un'ulteriore versione del dettaglio costruttivo dello stesso solaio (datata 19 maggio 1933) si nota infatti la rappresentazione del controsoffitto.

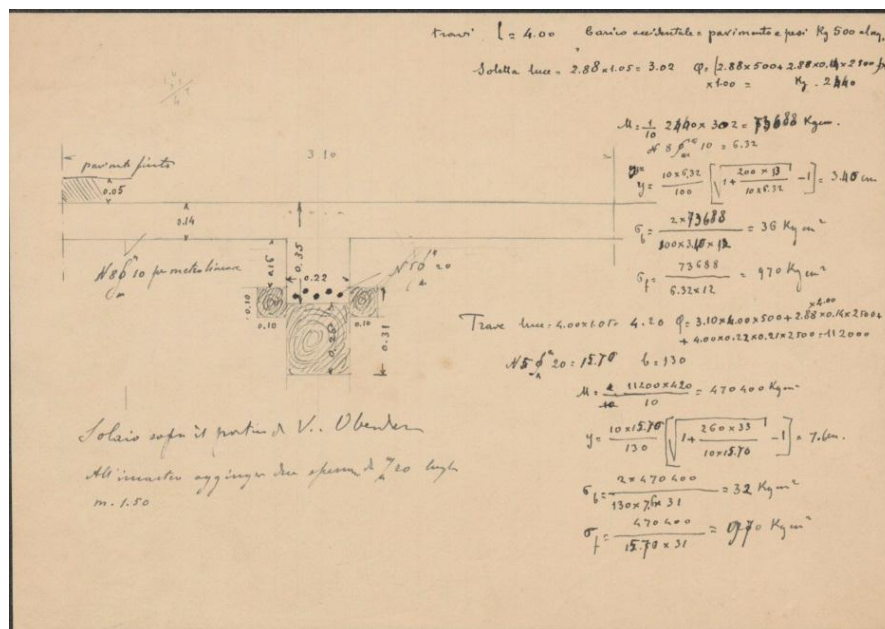


Fig. 6.2.3-09: Dettaglio costruttivo del solaio fra il piano terra e il primo piano sopra al portico su via Oberdan.

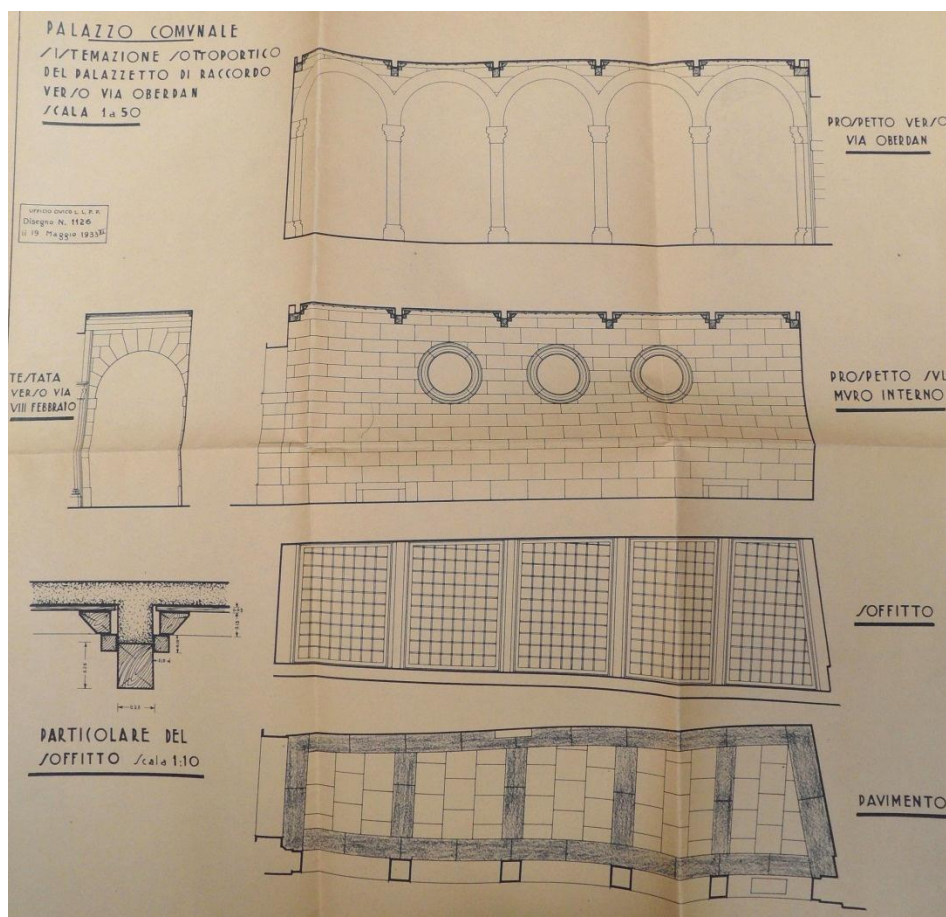


Fig. 6.2.3-10: Rappresentazioni per la sistemazione del sottoportico su via Oberdan, datate 19 maggio 1933.

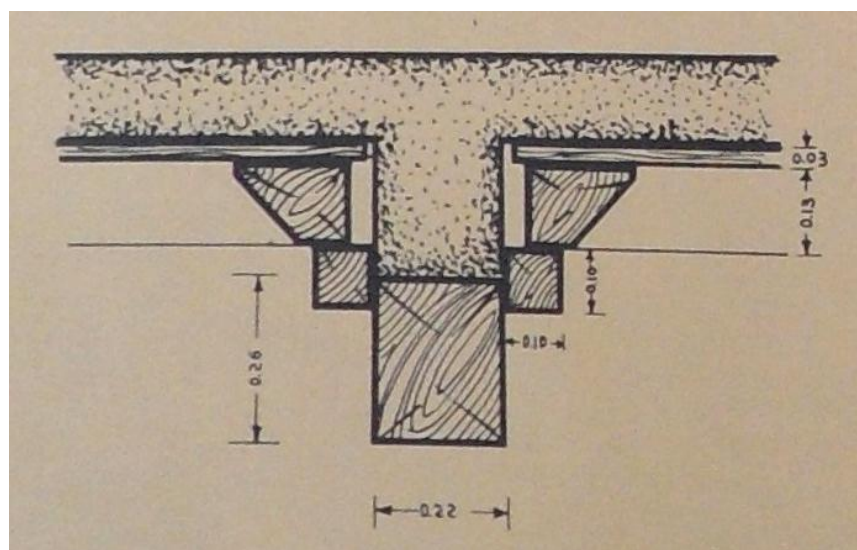


Fig. 6.2.3-11: Estratto dalla fig. 6.2.3-10: dettaglio costruttivo del solaio del sottoportico su via Oberdan.

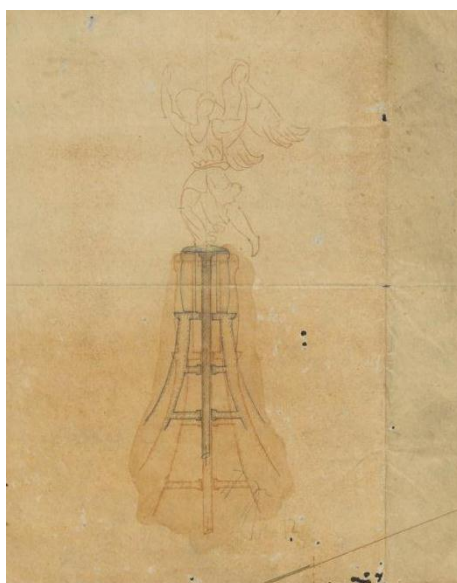
6.2.4 Approfondimento sulla torre campanaria

La torre campanaria presenta una struttura particolare, che si è deciso quindi di approfondire. Ciò è stato possibile grazie al materiale disponibile, che comprende due particolari costruttivi e un'immagine che mostra la statua della Vittoria alata imperniata sulla sommità della torre (fig. 6.2.4-01). In entrambi i particolari si nota la presenza di una trave a T e di una soletta in c.a.,

adibite a reggere la cupola sovrastante. I due dettagli presentano poi delle differenze per quanto riguarda la cupola stessa: in uno (fig. 6.2.4-02) essa è rappresentata in legno ed è ricoperta di rame; nell'altro (fig. 6.2.4-03) si osserva che all'intradosso della cupola lignea è stato posto un rinforzo in c.a., probabilmente necessario a causa del notevole peso della statua in sommità (1500 kg). Quest'ultimo particolare è datato 12 gennaio 1930 mentre l'altro risale al 20 giugno ma la lettura dell'anno non risulta chiara per cui è difficile sapere quale sia l'effettiva configurazione finale.

Si nota inoltre, in una piccola rappresentazione in pianta e nella sezione all'interno del primo dettaglio, che sulla cupola lignea probabilmente si intendevano porre dei tiranti metallici, ma non è stato possibile verificarne l'effettiva presenza.

L'esistenza della trave a T è stata invece verificata tramite il confronto con le foto fornite dal comune in seguito al sopralluogo del 28 giugno 2012 (fig. 6.2.4-04).



*Fig. 6.2.4-01: Statua della Vittoria alata
imperniata sulla sommità della torre.*

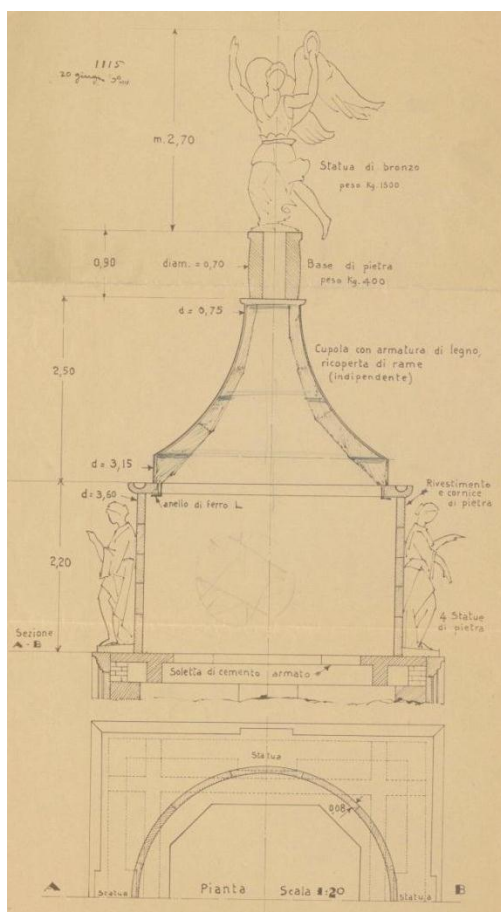


Fig. 6.2.4-02: Dettaglio costruttivo datato 20 giugno.

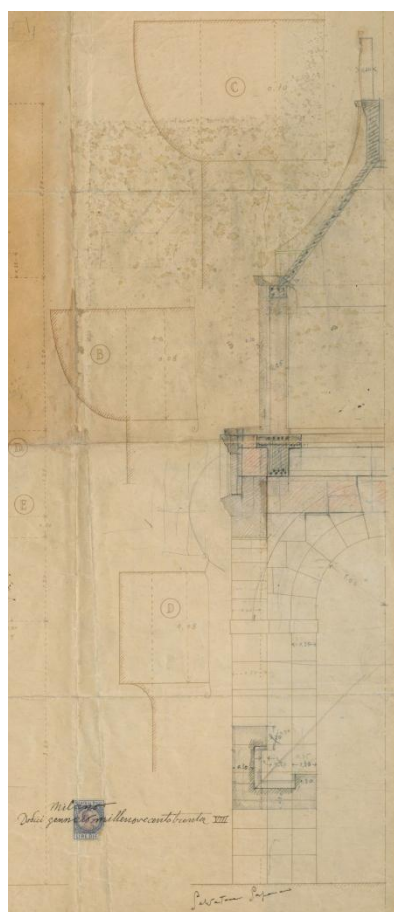


Fig. 6.2.4-03: Dettaglio costruttivo datato 12 gennaio 1930.



Fig. 6.2.4-04: Trave a T e soletta in c.a..

6.3 Presidi antisismici

In seguito ai sopralluoghi svolti a Palazzo Moretti-Scarpari non si è riscontrata la presenza di presidi antisismici.

6.4 Rilievo critico

Il rilievo critico del danno e delle vulnerabilità consiste nello studio approfondito e ragionato dell'edificio oggetto di studio in modo da individuare le criticità presenti. Esso infatti include il rilievo del quadro fessurativo, dello stato di degrado e delle possibili vulnerabilità dello stabile, individuate sulla base delle argomentazioni esposte in precedenza. E' importante che non si tratti di una semplice catalogazione di tutte le lesioni, i degradi e le vulnerabilità; i dati ricavati infatti devono essere frutto di un ragionamento affinché siano significativi.

6.4.1 Identificazione del quadro fessurativo

Come anticipato precedentemente, il quadro fessurativo non deve includere tutte le fessure presenti nello stabile (le cavillature dell'intonaco ad esempio non sono rilevanti ai fini dello studio sismico) e le lesioni vanno selezionate sia durante il sopralluogo sia in un secondo momento. E' inoltre importante cercare di comprendere quale possa esserne la causa.

Palazzo Moretti-Scarpari è un edificio di recente edificazione (1922-1933), di conseguenza non presenta un quadro fessurativo particolarmente sviluppato. Sono comunque state individuate delle fessure significative che possono far intuire il comportamento strutturale di alcune porzioni dello stabile.

Quadro fessurativo dei prospetti

All'esterno non si è riscontrata la presenza di alcuna lesione.

Quadro fessurativo degli ambienti interni

Per quanto riguarda il piano interrato, la lesione principale che si nota dal quadro fessurativo si trova nelle travi e nel solaio in c.a. posti sotto la torre (fig. 6.4.1-01) ed è forse dovuta al fatto che al di sopra è presente un passaggio carrabile.

Sono individuabili poi numerose lesioni sulle teste delle travi, indice di un principio del fenomeno di espulsione del copriferro, che su molte travi è anche già sviluppato (fig. 6.4.1-02).



Fig. 6.4.1-01: Interrato: lesione su travi e solaio.



Fig. 6.4.1-01: Interrato: lesione sulla trave per espulsione del copriferro.

Si ha inoltre la presenza di una fessura verticale fra due pareti ortogonali (fig. 6.4.1-03) che quindi potrebbero avere problemi di ammorsamento e anche nella zona delle scale si osservano diverse lesioni fra due pareti ortogonali, ma queste ultime si presentano in modo diffuso e non si sviluppano verticalmente sulle murature (fig. 6.4.1-04).

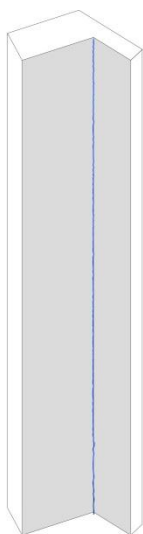


Fig. 6.4.1-03: Interrato: lesione fra pareti ortogonali, rappresentata in 3D ed evidenziata nella foto.



Fig. 6.4.1-04: Interrato: lesione diffusa fra pareti ortogonali.

Al di sopra di due aperture, si sono formate delle lesioni sull'architrave che possono indicare un'inadeguata resistenza dello stesso.

Infine, sulla muratura ai lati di un'altra apertura (fig. 6.4.1-05, 06) si nota la presenza di lesioni verticali che si sono generate dallo spigolo della trave sovrastante. Anche questo può essere indice di una non corretta ripartizione dei carichi.



Fig. 6.4.1-05: Interrato: lesione verticale che si propaga dalla trave.



Fig. 6.4.1-06: Interrato: lesione verticale che si propaga dalla trave.

Le altre lesioni osservate sono meno rilevanti e in alcuni casi sono probabilmente dovute all'apertura di fori per passaggi impiantistici o per l'aerazione (fig. 6.4.1-07, 08).



Fig. 6.4.1-07: Interrato: lesioni dovute a passaggi impiantistici.



Fig. 6.4.1-08: Interrato: lesioni dovute all'apertura del condotto d'aerazione.

Al piano terra si ha la quasi totale assenza di lesioni. Le uniche due significative si trovano in corrispondenza delle volte a unghia sul soffitto di un ufficio (fig. 6.4.1-09, 10). Si ricorda comunque che le volte, secondo i documenti d'archivio¹³, non sono strutturali.

¹³ *Ordinanza del 21 dicembre 1928*, documento conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.



Fig. 6.4.1-09: PT: lesione sulla volta a botte lunettata.



Fig. 6.4.1-10: PT: lesione sulla volta a botte lunettata.

Nemmeno al primo piano sono presenti lesioni importanti, ad eccezione di quelle della zona di raccordo con palazzo degli Anziani. In questo punto infatti si possono osservare lesioni verticali in corrispondenza degli spigoli fra le pareti ortogonali dei due stabili e il fenomeno si ripresenta anche al secondo e al terzo piano, indice del fatto che probabilmente i due edifici non sono adeguatamente ammortati (fig. 6.4.1-11, 12).

Le altre fessure presenti al primo piano si collocano sul pavimento (fig. 6.4.1-13) e potrebbero interessarne il solo rivestimento. Andrebbero comunque indagate in modo da avere la certezza che non si sviluppino anche sulla parte strutturale.

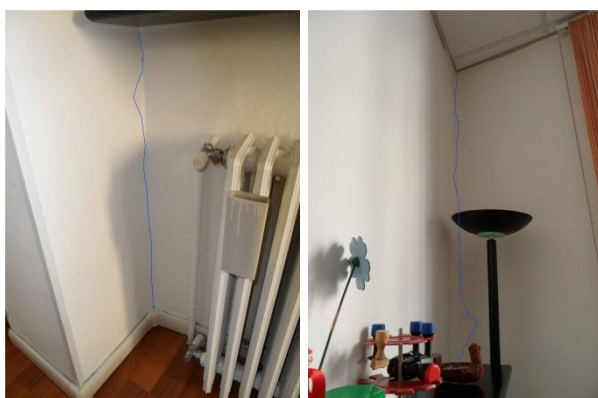


Fig. 6.4.1-11, 12: 1P: lesioni verticali fra pareti ortogonali.



Fig. 6.4.1-13: 1P: lesione sul pavimento.

Al secondo piano si può notare una lesione a taglio (fig. 6.4.1-14) che interessa buona parte di una parete che risulta essere stata costruita successivamente all'edificazione del complesso. Tale fessura strutturalmente non comporta rischi perché si colloca su una muratura non portante; si è riscontrato che la fessura segue i giunti di malta e questo potrebbe essere indice di una malta scadente.



Fig. 6.4.1-14: 2P: lesione a taglio.

Al terzo piano sono presenti lesioni che possono indicare un cattivo ammorsamento fra le tramezze e le tamponature (fig. 6.4.1-15, 16), oltre che lesioni dovute a passaggi impiantistici. Anche fra la passerella e la muratura è presente una lesione (fig. 6.4.1-17) ma andrebbe ulteriormente indagata per capire se interessa solamente l'intonaco o anche la parte strutturale.

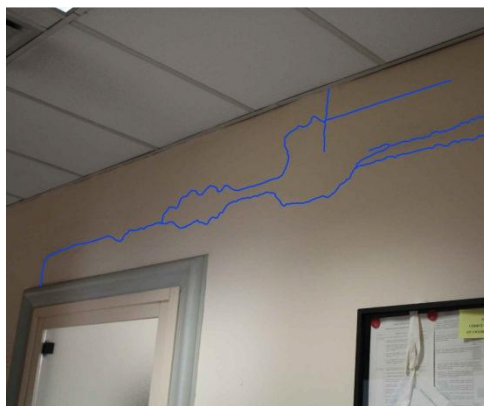


Fig. 6.4.1-15, 16: 3P: lesioni su pareti non portanti.



*Fig. 6.4.1-17: 3P:
lesione fra la passerella
e la muratura.*

Infine, una lesione importante, vista l'estensione che raggiunge (non si esclude un suo proseguimento anche sulla muratura del piano inferiore), si colloca nelle immediate vicinanze della zona di raccordo fra Palazzo Moretti-Scarpari e Palazzo degli Anziani e potrebbe essere dovuta ancora una volta al cattivo ammorsamento tra i due edifici (fig. 6.4.1-18-20).



Fig. 6.4.1-18, 19, 20: 3P: lesioni nella zona di raccordo fra Palazzo Moretti-Scarpari e Palazzo degli Anziani. La lesione parte dalla parete (fig. 6.4.1-18) e si estende sul soffitto (fig. 6.4.1-19, 20).

Sulla torre campanaria infine, in seguito all'osservazione delle foto fornite dal comune relative al sopralluogo del 28 giugno 2012, si è riscontrata la presenza di una lesione diffusa sulle travi a T (fig.6.4.1-21).



Fig. 6.4.1-21: Torre campanaria: lesioni sulla trave a T.

6.4.2 Identificazione dello stato di degrado

Per l'identificazione dei degradi presenti sono state prese come riferimento le norme *UNI 1182:2006* e la *Normal 1/88* (sostituita dalla stessa norma *UNI 1182:2006*), le quali classificano le tipologie di degrado e ne danno una definizione.

Stato di degrado dei prospetti e delle zone porticate

Osservando l'esterno dell'edificio si nota che i prospetti si presentano in genere molto ben conservati in quanto il fabbricato deve mantenere quel carattere di rappresentatività intrinseco alla sua funzione. I degradi che è possibile osservare sono rappresentati da *colature*, in genere presenti lungo i cornicioni ed al di sotto delle aperture, da *macchie* e *patine* sul rivestimento in pietra dell'intero complesso e da alcuni *graffiti vandalici* di piccole dimensioni localizzati sotto i portici di via Oberdan e di via Municipio. Nessuno di questi degradi può comunque innescare ulteriori fenomeni nella parte strutturale dello stabile e quindi non influenzerà il comportamento sismico (né quello statico) di Palazzo Moretti-Scarpari.

In ogni caso i prospetti maggiormente interessati da tali degradi sono quelli di via VIII Febbraio (fig. 6.4.1-01) e di via Oberdan (fig. 6.4.1-02), esposti rispettivamente ad est e a nord. Su queste facciate i degradi si osservano in particolare al di sotto delle aperture del primo piano e, nel caso del prospetto principale, anche al di sotto del terrazzo e in corrispondenza del cornicione del tetto.

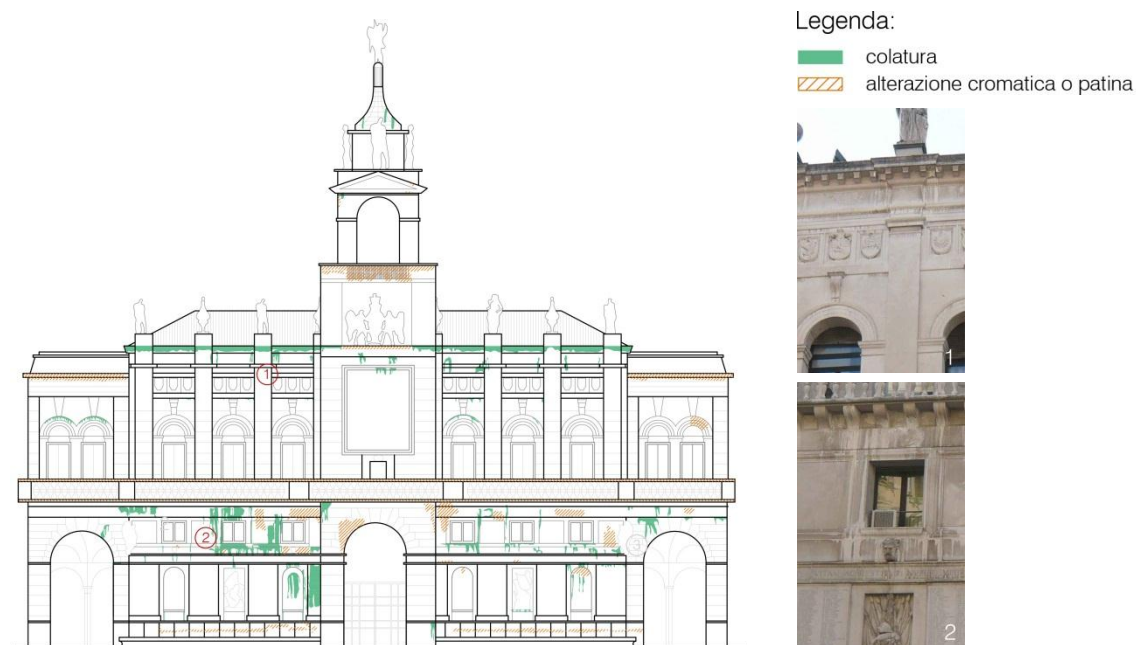


Fig. 6.4.2-01: Stato di degrado della facciata su via VIII Febbraio.

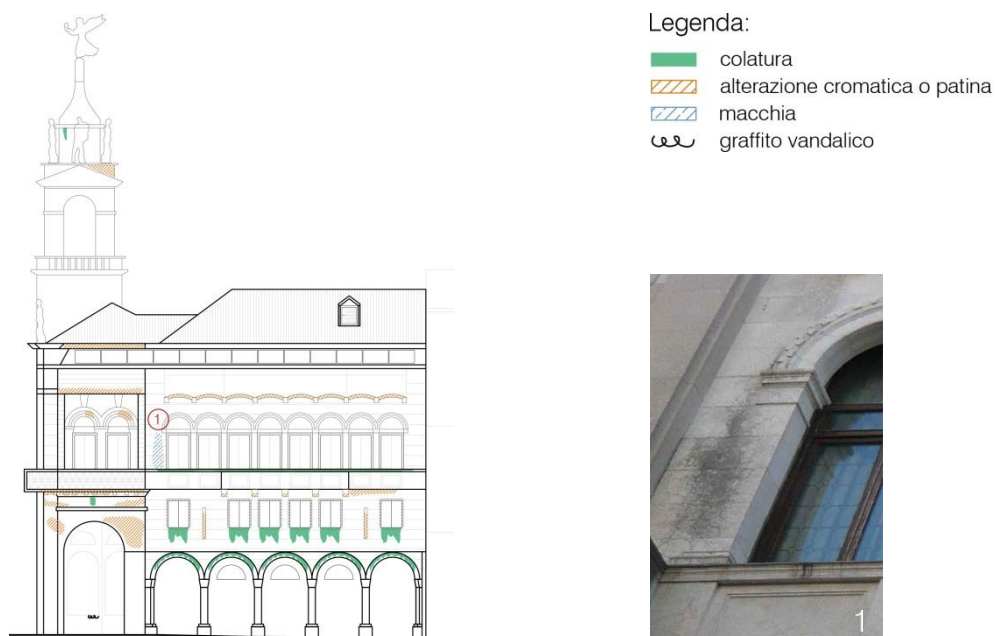


Fig. 6.4.2-02: Stato di degrado della facciata su via Oberdan.

Il prospetto su via del Municipio (fig. 6.4.1-03) appare invece maggiormente conservato e ciò può essere dovuto all'esposizione a sud ed all'affaccio su una via stretta, e perciò meno esposta alle

intemperie, rispetto alla facciata est, posta su una via ampia che assume la configurazione di una piazza.

Sotto il portico di via del Municipio si nota però la presenza dei degradi di *mancanza* ed *esfoliazione* sulle pietre di una colonna e di una nicchia. Il fenomeno di *mancanza* si riscontra anche sullo spigolo di una colonna sempre in pietra nel portico interno.



Fig. 6.4.2-03: Stato di degrado della facciata su via del Municipio.

Anche nel cortile interno il prospetto rivolto a sud è quello che presenta il minor numero di segni di degrado (sono praticamente inesistenti); in ogni caso anche gli altri due prospetti sono molto ben conservati e si notano solamente *colature* e qualche *macchia*.

Si osserva inoltre la presenza di *alterazione cromatica* e *distacco* dovuti ad umidità al di sotto del portico del braccio centrale dello stabile (fig. 6.4.1-04). Questo fattore è piuttosto rilevante in quanto, all'esterno dello stabile, non si notano pluviali e ciò fa supporre che siano stati posti all'interno della muratura; non si conosce però la loro esatta collocazione e la presenza di questa tipologia di degradi potrebbe indicare l'esistenza di un pluviale proprio in questo punto dell'edificio.

Infine, il prospetto rivestito con materiale metallico ad ovest è interessato da *segni di colatura*, in particolare al di sotto della passerella, e *macchie* intorno alle aperture.

Nella torre (fig. 6.4.1-04), sulle facciate ovest e sud, sono visibili delle ampie *macchie* di colore nero-marrone in corrispondenza degli spigoli che potrebbero essere dovute alla presenza in passato di angolari metallici o, più semplicemente, potrebbe trattarsi di colature. Le stesse macchie infatti non si sono riscontrate sul lato verso il fronte principale e la macchia sul fronte rivolto a sud-est sembra estendersi dal timpano del lato sud e dalla statua ad esso sovrastante, presentando un'ampiezza maggiore di un eventuale angolare.

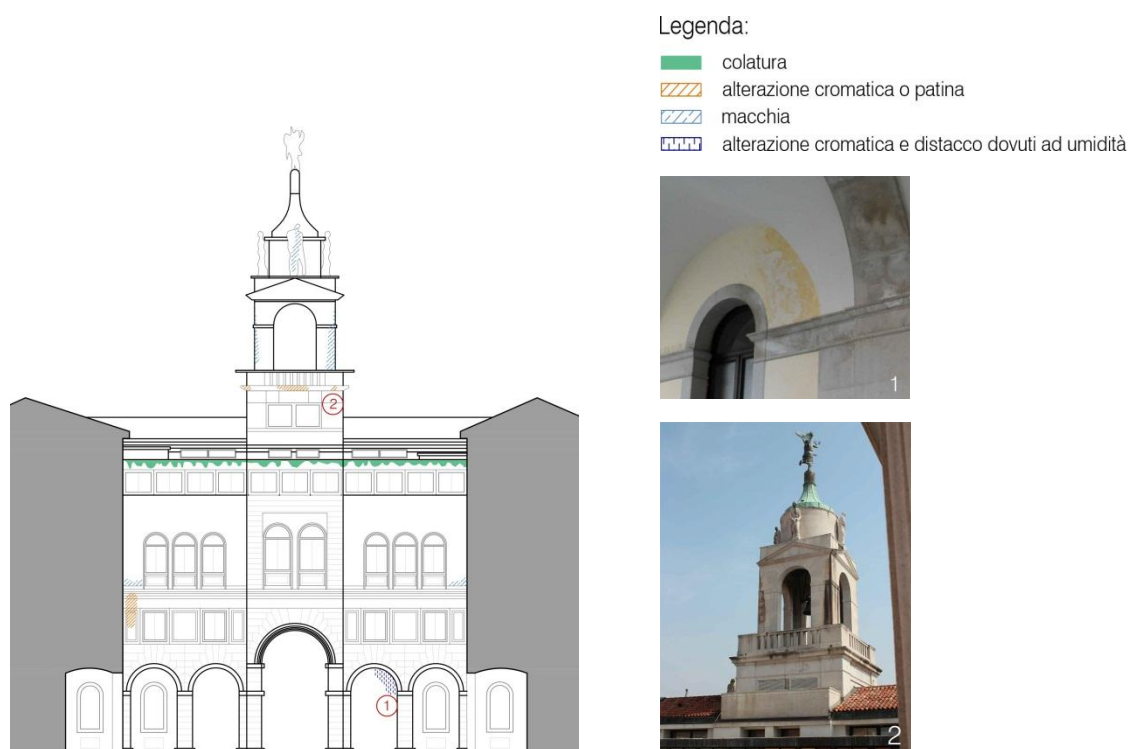


Fig. 6.4.2-04: Stato di degrado della facciata centrale della corte interna.

Per le rappresentazioni dello stato di degrado degli altri prospetti (nord e sud della corte interna ed ovest) si rimanda alle immagini presenti nelle tavole grafiche 6.31, 6.32, 6.34, in quanto le suddette facciate, come detto in precedenza, presentano dei degradi minimi e si è scelto di non riportarle nella presente relazione.

Stato di degrado degli ambienti interni

Il degrado presente all'interno dell'edificio è concentrato in particolare nel piano interrato dove, in alcuni locali delle ali sud ed est, si riscontra la *presenza di liquami*, forse dovuti all'esistenza di una fognatura a perdere nelle immediate vicinanze (fig. 6.4.2-05, 07-09).

In altre zone, in particolare nell'ex rifugio antiaereo (fig. 6.4.2-05, 08, 09), è visibile del degrado dovuto ad *umidità di risalita*, data l'assenza di una pavimentazione di rivestimento.

In diverse pareti verticali dei bracci del fabbricato di via Municipio e di via VIII Febbraio si ha la presenza di *fronti di risalita*, *distacchi*, *alterazione cromatica* e *colature*, ma i locali maggiormente degradati rimangono comunque quelli dell'ex rifugio antiaereo e o quelli ad esso adiacenti. Anche i soffitti di queste stesse parti risultano essere molto degradati e si notano in generale *distacchi* ed *espulsione dei copriferri*. Inoltre, le teste delle travi sono spesso soggette al fenomeno di *espulsione del copriferro* e successivo *degrado delle armature*.

E' quindi necessario prestare particolare attenzione ai degradi presenti in queste aree che sono spesso molto sviluppati e potrebbero minare la resistenza della struttura. A causa dell'espulsione dei copriferri ad esempio, in molte zone si è già sviluppato anche il degrado delle armature, come detto precedentemente, e questo causa una riduzione della sezione resistente del c.a., che quindi risulta essere minore rispetto a quella di progetto. Sarebbe perciò opportuno risanare gli ambienti ed evitare l'ulteriore sviluppo di questi fenomeni.

Le condizioni dell'ala nord, verso via Oberdan, sono in generale migliori anche se in alcuni locali si riscontrano degradi quali *distacchi, colature, alterazioni cromatiche, macchie, fronti di risalita e raramente espulsione dei copriferri*.

Legenda:

	distacco, soffitto		umidità di risalita
	espulsione del copriferro, soffitto		locale non rilevato
	presenza di liquami		

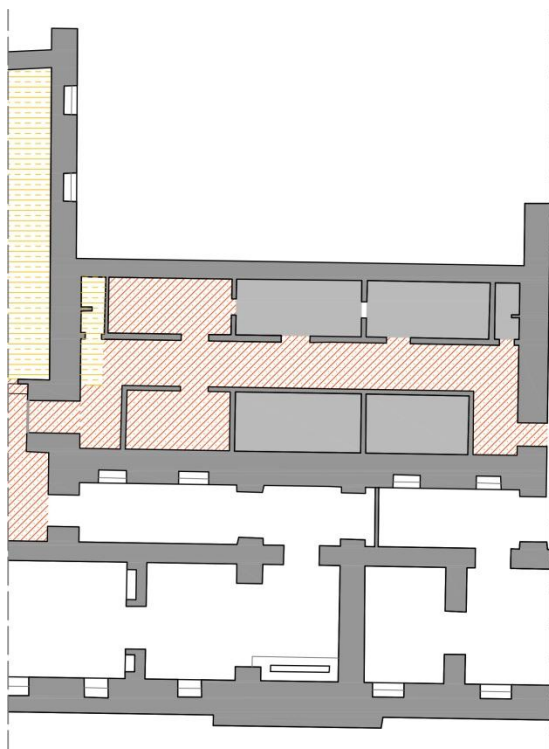


Fig. 6.4.2-05: Interrato, ala est: rilievo del degrado sul pavimento.

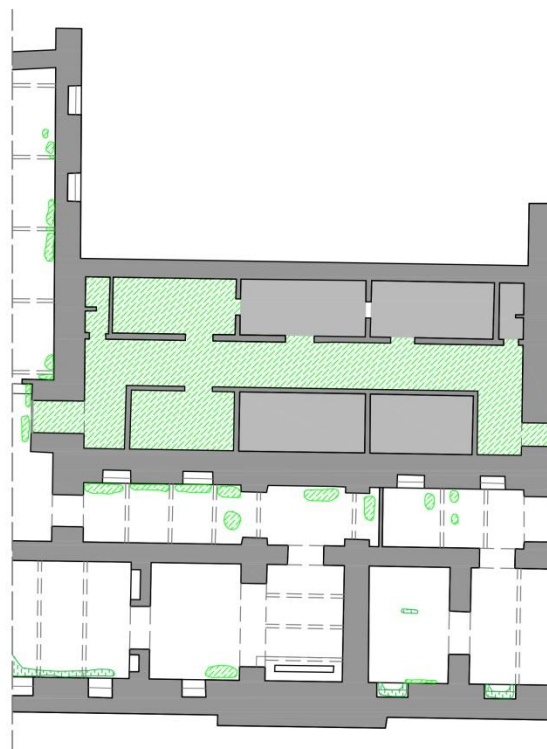


Fig. 6.4.2-06: Interrato, ala est: rilievo del degrado sul soffitto.



Fig. 6.4.2-07: Interrato, zona sud-ovest: presenza di liquami, fronte di risalita.



Fig. 6.4.2-08,09: Interrato, ex rifugio antiaereo: presenza di liquami, espulsione dei copriferri, alterazione cromatica, distacco, fonte di risalita.



Fig. 6.4.2-10: Interrato, zona sud-ovest: distacco, fronte di risalita.



Fig. 6.4.2-11: Interrato, zona nord: distacco, colatura.



Fig. 6.4.2-12: Interrato, zona nord: distacco, fronte di risalita.

Al piano terra i degradi più rilevanti sono probabilmente dovuti alla presenza di pluviali e di scarichi all'interno della muratura (fig. 6.4.2-13-15), come si è osservato precedentemente per i degradi delle zone porticate, ipotesi che andrebbe comunque verificata. Questi elementi causano *macchie* dovute ad umidità, *distacco*, *rigonfiamento* ed *alterazione cromatica*.



Fig. 6.4.2-13: PT, ufficio ala est: alterazione cromatica, distacco, rigonfiamento.



Fig. 6.4.2-14: PT, zona sud: alterazione cromatica, distacco.



Fig. 6.4.2-15: PT, soppalco: alterazione cromatica, distacco, rigonfiamento.

Al primo e al secondo piano le tipologie di degrado maggiormente presenti sono il *distacco* ed il *rigonfiamento* dell'intonaco (fig. 6.4.2-16, 17), ma in generale i due livelli sono molto ben conservati.



Fig. 6.4.2-16: 1P, ala est: distacco.

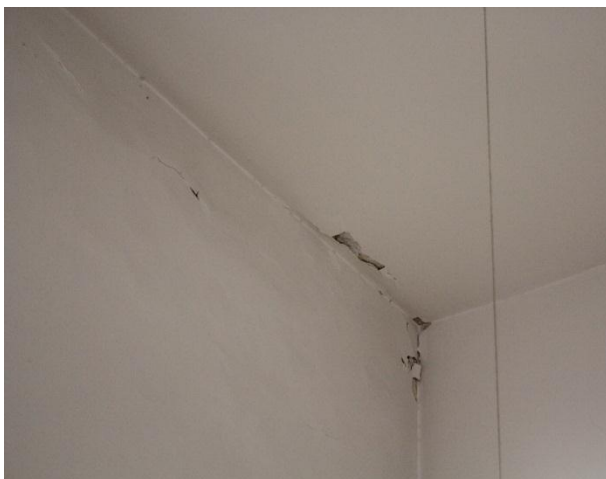


Fig. 6.4.2-17: 2P, ala sud: distacco, rigonfiamento.

Al terzo piano sono presenti *macchie*, *alterazioni cromatiche* e *distacchi* dovuti ad umidità nei punti in cui le coperture delle terrazze si connettono alle pareti verticali (fig. 6.4.2-18). Si può invece ipotizzare che la *macchia di umidità* visibile nell'immagine 6.4.2-19 sia dovuta all'esistenza di un pluviale all'interno della muratura; questa supposizione andrebbe comunque indagata. È infine da segnalare la presenza di una *mancanza* (fig. 6.4.2-20) dovuta probabilmente ad un intervento impiantistico.



Fig. 6.4.2-18: 3P, ala est: alterazione cromatica, distacco.



Fig. 6.4.2-19: 3P, ala nord: distacco.



Fig. 6.4.2-20: 3P, ala nord: mancanza.

Andrebbe poi verificato lo stato di conservazione degli elementi strutturali della copertura lignea, che non è stato possibile ispezionare.

Sulla copertura delle terrazze, anch'essa non ispezionata, si sono rilevati alcuni degradi sulla base delle foto fornite dal comune relative al sopralluogo del 28 giugno 2012. Principalmente si è notato che il manto impermeabile risulta essere degradato (fig. 6.4.2-21).

Sul solaio in c.a. della torre si è infine osservato, sempre attraverso le foto fornite dal comune, il fenomeno di *espulsione del copriferro* (fig. 6.4.2-22).



Fig. 6.4.2-21: Copertura terrazze: degrado del manto impermeabile.



Fig. 6.4.2-22: Solaio torre campanaria: espulsione del copriferro.

6.4.3 Individuazione delle vulnerabilità

La vulnerabilità sismica è la predisposizione di una struttura a subire dei danni durante un sisma e dipende dalle caratteristiche di resistenza della costruzione.

In questo capitolo ci si propone di esaminare ogni elemento costituente la struttura dello stabile e di capire, in base all'analisi dell'evoluzione storica e dei rilievi geometrico, strutturale e critico, se esso possa rappresentare una vulnerabilità per il fabbricato oggetto di studio. Si tratta di una valutazione qualitativa che non include un giudizio globale sull'intero edificio, il quale verrà espresso solamente in seguito sulla base di analisi più approfondite.

Per l'analisi delle vulnerabilità di Palazzo Moretti-Scarpari, il primo passo è consistito nello studio del processo evolutivo.

La principale problematica individuata, che caratterizza tutti i piani dello stabile eccetto l'interrato, riguarda il *collegamento* tra i bracci dell'edificio su via del Municipio e via VIII Febbraio, edificati negli anni 1922-1930, e quello su via Oberdan, costruito nel 1933. E' necessario individuare dove effettivamente avviene questo collegamento, in quanto non sono disponibili dati certi che ne attestino l'esatta collocazione e successivamente andranno verificati gli ammorsamenti tra questi due blocchi per comprenderne la reciproca risposta sismica. Si osserva comunque che, geometricamente e costruttivamente, i due bracci del fabbricato sono simili. In ogni caso se il collegamento non fosse presente le due ali potrebbero lesionarsi, in caso di sisma, nelle zone di discontinuità e questo potrebbe portare anche allo sviluppo di meccanismi di I modo, ovvero fuori piano.

Va inoltre verificato l'*ammorsamento*, se presente, tra l'ala di Palazzo Moretti-Scarpari posta su via Oberdan e Palazzo degli Anziani. Ai fini della valutazione del comportamento sismico è da segnalare che Palazzo degli Anziani presenta un'altezza maggiore rispetto al fabbricato oggetto di studio, di conseguenza esso risulta essere soggetto a possibili fenomeni di ribaltamento della porzione di muratura al di sopra dell'ala di Palazzo Moretti-Scarpari, la quale invece non può sviluppare questo meccanismo grazie alla minore altezza.

Nella stessa zona va poi controllata la presenza di una differenza di quota fra i solai di uno e dell'altro stabile, i quali, conseguentemente al martellamento fra i due fabbricati dovuto all'assenza di ammorsamento, potrebbero causare delle importanti lesioni sulle murature. La

parete di connessione fra questi due edifici, in grado di trasferire i carichi da un corpo all'altro, risulta quindi essere particolarmente vulnerabile.

L'ipotesi del cattivo ammassamento fra i due stabili risulta essere plausibile anche alla luce del quadro fessurativo, il quale è già sviluppato nelle pareti ortogonali alla parete di connessione (fig. 6.4.3-11, 12, 18-20).



Fig. 6.4.3-01: Terzo piano: parete di connessione fra Palazzo Moretti-Scarpari e Palazzo degli Anziani.



Fig. 6.4.3-02: Zona di raccordo fra la parete di connessione e la copertura: si nota il distacco fra le due parti.

Grazie ai rilievi geometrico e critico è stato poi possibile individuare alcune vulnerabilità comuni a tutti i piani, quali la presenza di una *canna fumaria* all'interno di un pilastro nella zona di raccordo fra il braccio dell'edificio su via Oberdan e quello su via VIII Febbraio. Dal momento che lo spessore del pilastro è notevole si ritiene che questo elemento non costituisca una grave vulnerabilità.

E' da segnalare inoltre la presenza dei *pluviali* all'interno dello spessore murario, vista la loro assenza all'esterno e la documentazione fotografica delle fasi di costruzione dell'edificio in cui si possono osservare dei fori verticali sulla muratura (fig. 6.4.3-03). Non si conosce però la loro esatta posizione.

Questi elementi (canne fumarie, pluviali, nicchie) rappresentano dei *vuoti all'interno della muratura*, la quale trae la sua resistenza proprio dalla compattezza, dall'omogeneità e dalla monoliticità. La presenza di vuoti implica una riduzione della sezione resistente e la muratura potrebbe quindi non essere in grado di trasferire correttamente i carichi dall'alto verso il basso. Nel caso di canne fumarie e pluviali inoltre il vuoto si estende per tutta l'altezza della muratura, andando a creare una discontinuità nel maschio murario.

E' perciò importante controllare l'effettiva esistenza di questi elementi e conoscerne il loro posizionamento e la loro dimensione per poter svolgere un'analisi corretta.

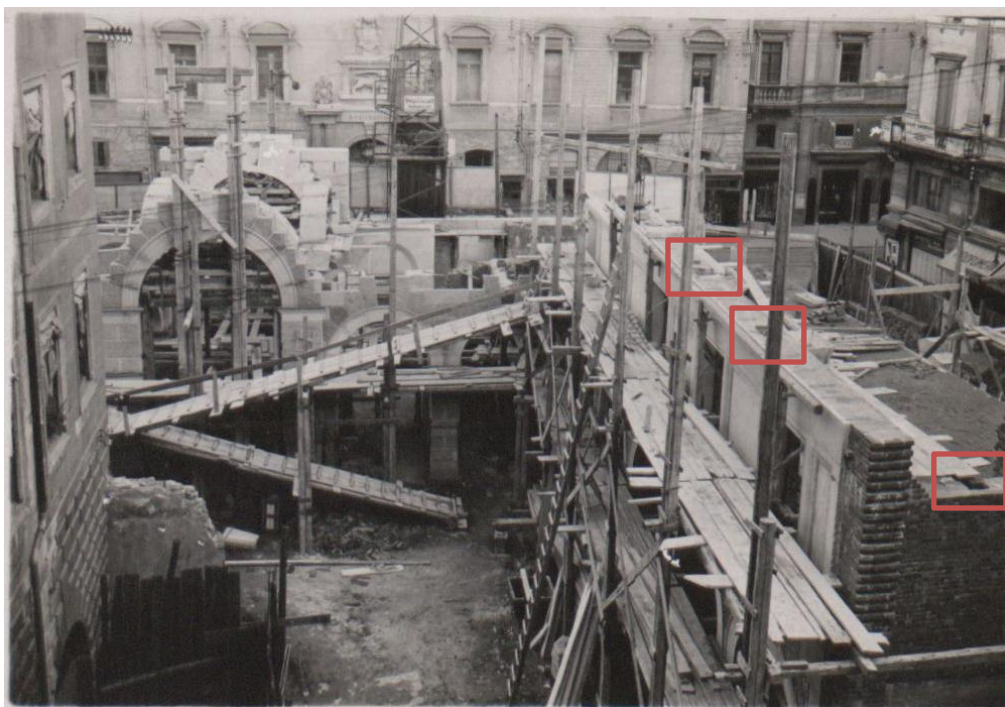


Fig. 6.4.3-03: Foto storica di cantiere con indicati i possibili pluviali.

Come **vulnerabilità non strutturale** va segnalata la presenza di *controsoffitti* nei piani dal terra al terzo, che si collocano soprattutto nei corridoi e nei bagni e il cui scopo è probabilmente il passaggio degli impianti. Se i pannelli che li costituiscono non sono posizionati correttamente, essi possono cadere in caso di sisma, con il rischio di causare danni alle persone, pur non rappresentando un pericolo per la sicurezza strutturale dell'edificio.

Vengono di seguito elencate le vulnerabilità riscontrate nello stabile piano per piano.

Per quanto riguarda le vulnerabilità del piano interrato, dall'analisi dell'evoluzione del fabbricato è stata individuata la presenza di due *nicchie* ricavate su una parete portante in seguito alla costruzione dello stabile. Come detto precedentemente, queste riducono la sezione resistente della muratura.

Inoltre, nel corso degli anni, è stato inserito un *ascensore* che va da piano interrato al piano terra nell'ala del fabbricato su via Oberdan, forando quindi il solaio esistente e cambiandone il comportamento strutturale.

Per quanto riguarda le **vulnerabilità non strutturali**, si ha la presenza di *aperture tamponate*: una si trova sulla parete in muratura, le altre sul solaio in c.a. (fig. 6.4.3-04, 05).

Successivamente all'edificazione del fabbricato sono poi state costruite due *tramezze* che potrebbero non essere ammorsate alla muratura esistente.

Questi elementi non causano problemi alla risposta sismica globale dell'edificio, poiché si tratta, come sottolineato precedentemente, di vulnerabilità non strutturali, ma costituiscono un pericolo per la salvaguardia della vita, in quanto, se viene verificata la loro mancanza di ammorsamento, possono sviluppare meccanismi di rottura: il materiale che costituisce le tamponature può essere espulso e le tramezze possono ribaltare fuori piano. Va comunque sottolineato che questi problemi di sicurezza degli elementi non strutturali sono maggiormente gravi nei piani dal terra al terzo, i quali sono frequentati da un elevato numero di persone. Il piano interrato invece, essendo

per la maggior parte adibito ad archivio, non è costituito da locali affollati e il rischio di danni risulta quindi essere minore.



Fig. 6.4.3-04,05: Interrato: aperture sul solaio tamponate.

Al piano terra un intervento significativo e successivo all'edificazione è stato la costruzione del *soppalco* (che si suppone essere in laterocemento) al di sopra degli uffici posti nell'ala su via del Municipio, nella zona ovest. Non si è a conoscenza delle modalità con cui è stata eseguita questa operazione, che ha comunque provocato un aumento dei carichi sulla struttura. E' quindi necessario verificare l'*ammorsamento* di tale solaio con la muratura esistente e l'eventuale presenza di un cordolo in c.a. che può influire sul comportamento dell'edificio.

Lo stesso ragionamento va fatto anche sulle *scale* presenti nella zona di raccordo fra il braccio del fabbricato su via Municipio e su quello in via VIII Febbraio, anch'esse edificate successivamente (fig. 6.4.3-06).

Al piano terra si ha inoltre la presenza di *archi* i quali non evidenziano problemi sulle murature dovuti a spinte; sarà comunque necessario effettuare le adeguate verifiche anche su tali elementi. Per quanto riguarda le **vulnerabilità non strutturali**, si ha l'esistenza di *tramezze* costruite successivamente all'edificazione dello stabile, il *tamponamento di un'apertura* (fig. 6.4.3-06) ed infine la presenza delle *volte non strutturali* che potrebbero, nel caso di sisma, essere oggetto di crolli localizzati.

Legenda:

-  canna fumaria
-  apertura tamponata
-  ambiente controsoffittato
-  parete portante in falso
-  parete portante non ammorsata
-  tramezza non ammorsata
-  possibile presenza di cordolo in c.a. costruito successivamente
-  locale non rilevato





Fig. 6.4.3-06: PT, vulnerabilità. Le immagini in alto a destra, che mostrano l'inserimento della scala in c.a. e il tamponamento di un'apertura, corrispondono ai punti indicati con i riquadri rossi in pianta.

Al primo piano è da segnalare la *demolizione* di porzioni importanti della *parete* posta nella zona sud del fabbricato (facciata su via del Municipio), per ricavare delle finestre. Non si conosce comunque l'effettiva natura della parete stessa precedentemente alla demolizione, in quanto la muratura che costituiva le parti demolite, poteva essere semplicemente di tamponamento. Quest'ultima infatti era intervallata da pilastri (non demoliti) che, dall'osservazione delle foto storiche di cantiere (fig. 6.4.3-07), sembrano essere in pietra e potrebbero costituire la parte portante e resistente della facciata.

Questa ipotesi però non sembra comunque molto verosimile visto l'elevato spessore della muratura stessa come si osserva nelle piante storiche del fabbricato. Inoltre, analizzando i prospetti precedenti alla demolizione, si nota una continuità dei maschi murari che sono allineati ai pilastri dei portici sottostanti, mentre, nella situazione attuale, i pilastri in pietra ai lati delle finestre non presentano più questo allineamento.

Andrà quindi verificata in sede di analisi l'eventuale variazione del comportamento dell'edificio in seguito a questo intervento. Infatti, se sono state demolite porzioni consistenti di muratura portante, potrebbe essere cambiato il comportamento strutturale dell'edificio e i maschi murari potrebbero non essere più in grado di adempiere alla loro funzione.

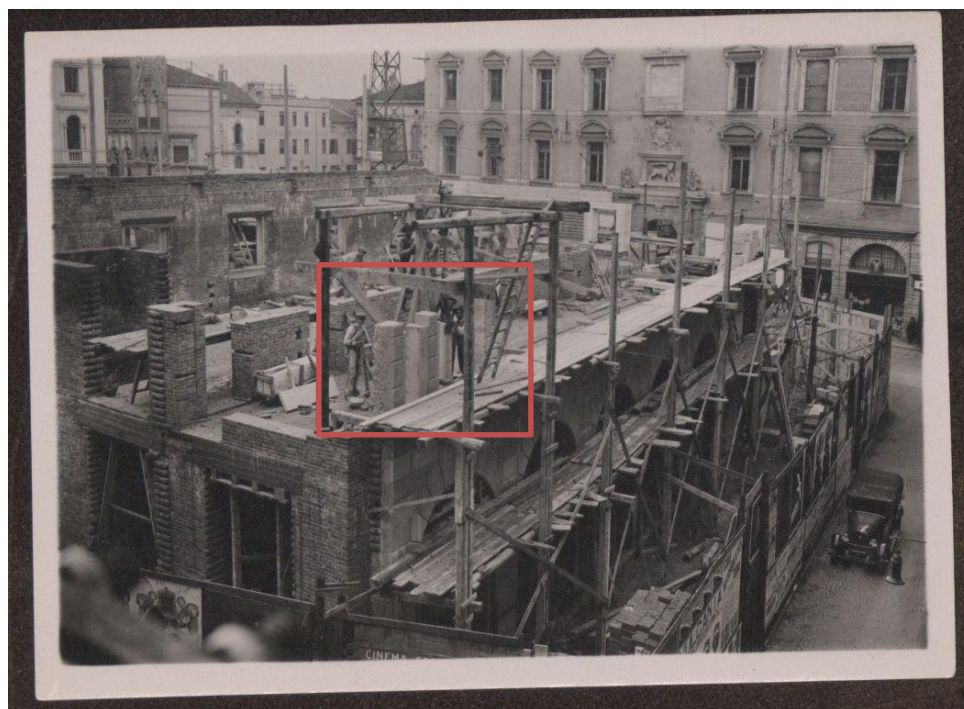


Fig. 6.4.3-07: Foto storica di cantiere con indicati i pilastri in pietra.

Un'ulteriore modifica avvenuta nel corso degli anni ha riguardato l'*inserimento delle scale* che portano dal piano terra al primo piano, come detto precedentemente, e che hanno comportato la foratura del solaio esistente.

Le rimanenti **vulnerabilità** del primo piano sono **non strutturali**, quali la *costruzione di tramezze* (fig. 6.4.3-08) e il *tamponamento di aperture*, con eventuali problemi di *ammorsamento* con le murature esistenti.

Legenda:

-  canna fumaria
-  apertura tamponata
-  ambiente controsoffittato
-  parete portante non ammorsata
-  tramezza non ammorsata
-  demolizione muratura portante
-  locale non rilevato



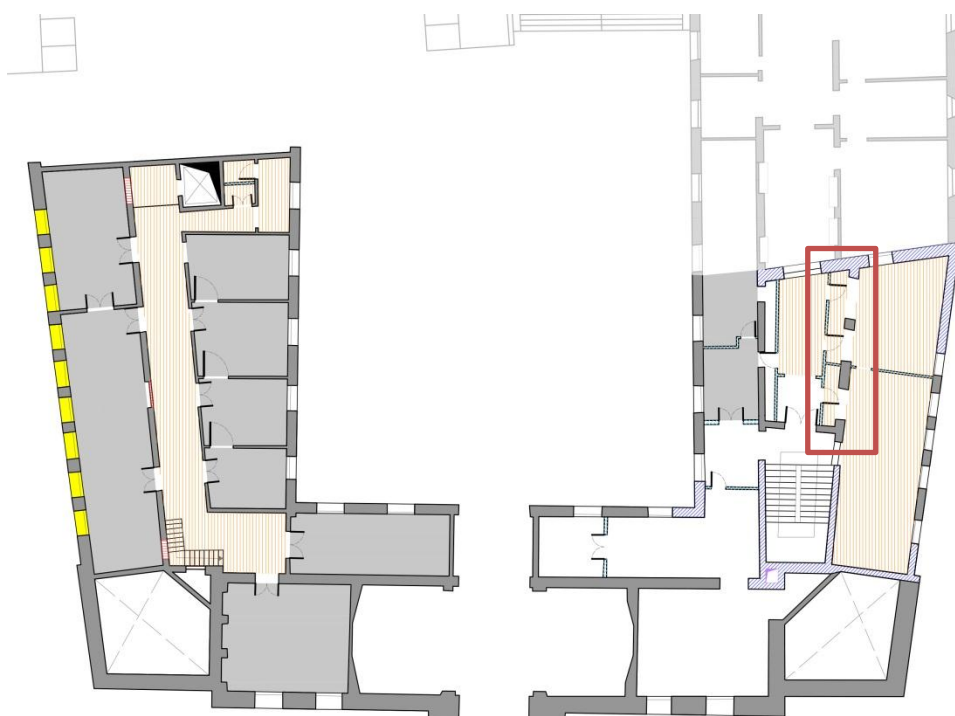


Fig. 6.4.3-08: 1P, vulnerabilità. L'immagine in alto a destra, che mostra alcune nuove tramezze e una porzione di controsoffitto, corrisponde al punto indicato con il riquadro rosso in pianta.

Al secondo piano è da segnalare la presenza di un *soppalco in acciaio* costruito successivamente all'interno di un ufficio; questo elemento, che si innesta su murature portanti, non sembra presentare problematiche non essendo visibile alcun tipo di lesione.

Va poi posta attenzione ad alcune *aperture ricavate nelle murature portanti* successivamente all'edificazione, che possono aver modificato il comportamento della struttura.

Infine, sono presenti una serie di *tramezze* realizzate per ricavare nuovi ambienti e alcune tamponature a chiusura di aperture; di questi elementi andrà verificato l'*ammorsamento*, ma si tratta comunque di **vulnerabilità non strutturali**.

Un'ulteriore vulnerabilità non strutturale è individuabile nella *balastra* (fig. 6.4.3-09) che si sviluppa lungo le facciate di via VIII Febbraio, di via del Municipio di parte di via Oberdan.

Legenda:

-  canna fumaria
-  aperture tamponate
-  ambiente controsoffittato
-  parete non ammorsata
-  tramezza non ammorsata
-  demolizione di muratura portante
-  locale non rilevato



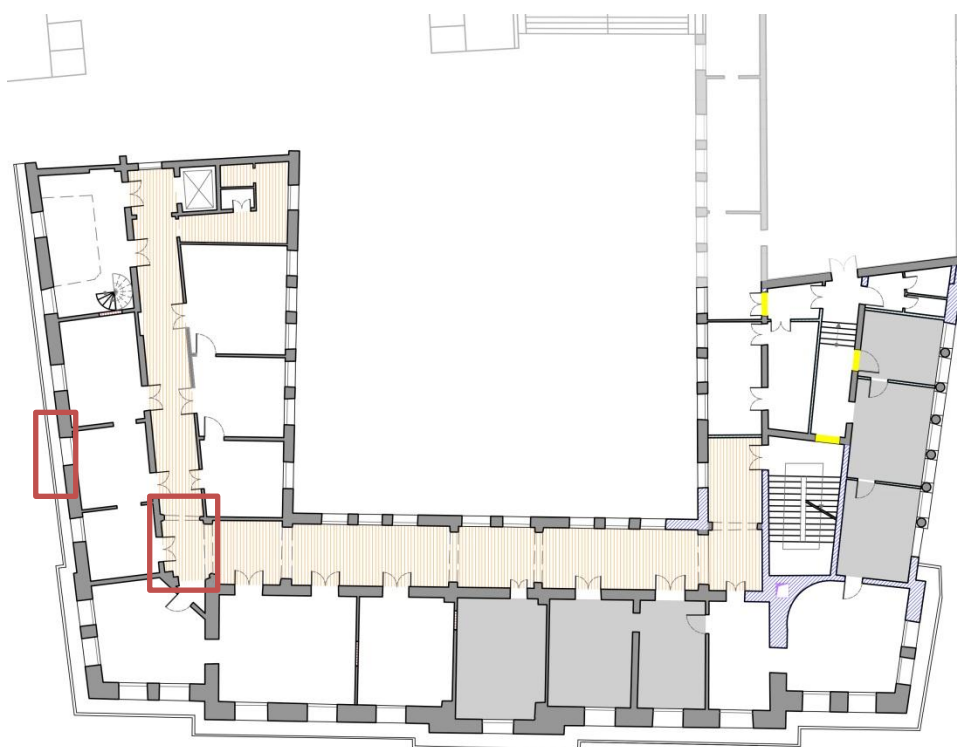


Fig. 6.4.3-09: 2P, vulnerabilità. Le immagini in alto a destra, che mostrano una porzione del controsoffitto e della balaustra, corrispondono ai punti indicati con i riquadri rossi in pianta.

Al terzo piano si riscontra una vulnerabilità data dalle *coperture* di quelle che un tempo erano le *terrazze* (fig. 6.4.3-10), le quali sono state chiuse con il fine di ricavare nuovi ambienti di lavoro. Si è ipotizzato che questa operazione sia stata realizzata tramite la costruzione di una copertura in putrelle e c.a., della quale però non è stato possibile verificare né la tipologia costruttiva né il collegamento con le murature esistenti. Questi aspetti vanno approfonditi, poiché il possibile scarso ammassamento degli elementi potrebbe causare un pericolo in caso di azione sismica.

Un'ulteriore modifica, successiva all'edificazione dello stabile, è data dalla costruzione della *passerella di collegamento* tra l'ala dell'edificio su via del Municipio e Palazzo Moroni. Va quindi verificato il collegamento della passerella con le pareti esistenti, anche in luce del quadro fessurativo che mostra una lesione in corrispondenza del punto di raccordo tra la muratura e la passerella.

Un altro elemento da controllare è rappresentato dalla *demolizione di una porzione di parete portante* nell'ala su via Oberdan. Va comunque sottolineato che, trovandosi all'ultimo piano, il carico gravante sulla muratura non è molto elevato, essendo rappresentato dal solo peso della copertura. Inoltre è possibile che la parte di muratura demolita non fosse caricata del peso della copertura, in quanto, vista la disposizione degli elementi strutturali lignei ipotizzata, non si ha la presenza di capriate in quel tratto¹⁴.

Infine si ha la presenza di una *muratura in falso*: si tratta della parete ovest della torre campanaria. Questa vulnerabilità fa sì che i carichi non siano immediatamente trasferiti in direzione verticale alle pareti portanti e quindi al terreno tramite le fondazioni, ma che vengano assorbiti in qualche modo dal solaio, il quale potrebbe non riuscire a sopportare il peso.

¹⁴ vedere tavola 6.20.

Legenda:

-  canna fumaria
-  apertura tamponata
-  ambiente controsoffittato
-  parete portante non ammorsata
-  tramezza non ammorsata
-  collegamento parete-copertura
-  raccordo passerella
-  demolizione di muratura portante

 locale non rilevato

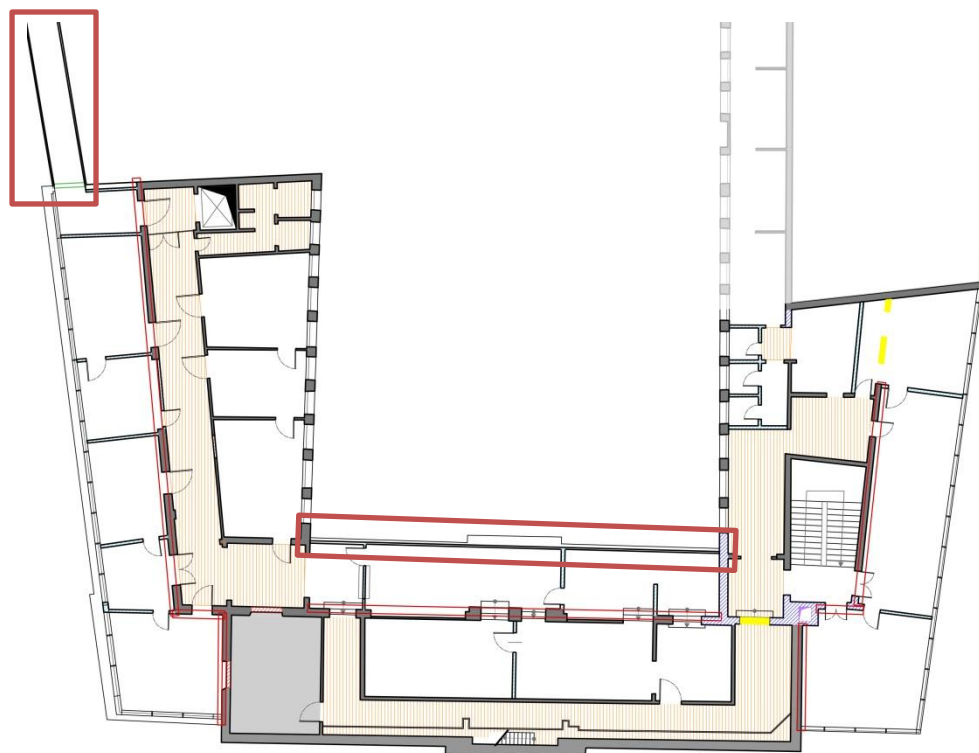


Fig. 6.4.3-10: 3P, vulnerabilità. Le immagini in alto a destra, che mostrano la copertura della terrazza rivolta verso il cortile interno e la passerella, corrispondono ai punti indicati con i riquadri rossi in pianta.

Per quanto riguarda la *torre campanaria*, essa stessa rappresenta un'ulteriore vulnerabilità in quanto si tratta di un *elemento strutturale di altezza maggiore* e quindi caratterizzato da un modo di vibrare differente rispetto a quello dell'intero edificio. Inoltre la parete sul lato ovest della torre poggia in falso.

In copertura una **vulnerabilità non strutturale** è data dalla collocazione, sul cornicione di via VIII Febbraio, di diverse statue; per questi elementi *"sarebbe necessario tenere conto della possibile amplificazione delle accelerazioni alle diverse quote dell'edificio e dell'interazione dinamica tra l'elemento e la struttura"*¹⁵. E' quindi indispensabile verificare la sicurezza di queste decorazioni, come delle due presenti sulla facciata lungo via Oberdan e di quelle poste sulla torre. Non si hanno comunque informazioni certe riguardo al fissaggio delle statue sui cornicioni del tetto e

¹⁵ *Linee guida per la valutazione e la 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*, p. 52.

della torre; da foto storiche di cantiere (fig. 6.4.3-11) non si nota l'utilizzo di perni di collegamento, tecnica che invece sembra essere stata adottata per la statua in sommità, caratterizzata da un peso notevole (1500 kg). Se le statue fossero quindi semplicemente appoggiate costituirebbero un notevole rischio in caso di sisma, anche se si tratta comunque di una vulnerabilità non strutturale.

Infine anche il *camino* potrebbe essere considerato una **vulnerabilità non strutturale**. Esso comunque presenta un'altezza molto ridotta e non si è quindi ritenuto opportuno indicare questo elemento come vulnerabilità nelle tavole grafiche.

Legenda:

- Elementi decorativi in sommità
- Elementi strutturali di altezza maggiore
- Copertura delle terrazze realizzata successivamente
- Balaustra in pietra



Fig. 6.4.3-11: Foto storica di cantiere che mostra il posizionamento di una statua.

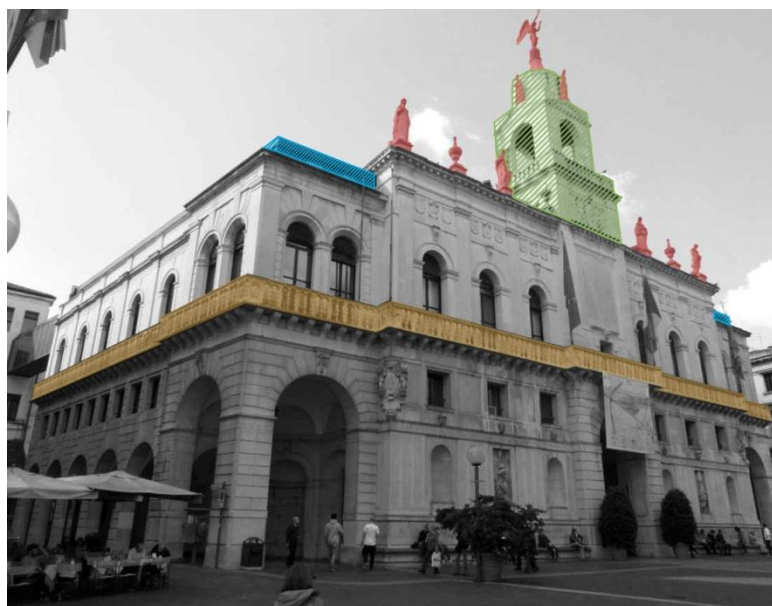


Fig. 6.4.3-12: Prospetti su via VIII Febbraio e su via del Municipio, vulnerabilità.

VALUTAZIONE DELL'IMPATTO DEGLI IMPIANTI TECNOLOGICI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

VALUTAZIONE DELL'IMPATTO DEGLI IMPIANTI TECNOLOGICI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI. 151

7 VALUTAZIONE DELL'IMPATTO DEGLI IMPIANTI TECNOLOGICI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Il processo di conoscenza dello stabile include lo studio degli impianti tecnologici e la valutazione della loro influenza sugli elementi strutturali. Essi infatti, se inseriti all'interno della muratura o degli orizzontamenti, possono comportare una riduzione di sezione resistente degli elementi o, nel caso della presenza di U.T.A., centrali, serbatoi o altro, un sovraccarico concentrato o distribuito sui solai, nonché sollecitazioni dinamiche quali vibrazioni.

Dalla ricerca d'archivio non sono emerse notizie riguardo la disposizione o la tipologia impiantistica, ma il comune di Padova ha fornito del materiale in formato digitale che include le piante di Palazzo Moretti-Scarpari relative al *"progetto generale per la climatizzazione di Palazzo Moroni, Scarpari e degli Anziani"*, datate settembre 1999 e quelle riguardanti gli *"interventi di restauro e di risanamento conservativo dell'edificio comunale denominato "Palazzo Moroni" ai fini dell'adeguamento alle normative di prevenzione incendi"*, datate giugno 2012. Questa documentazione è stata poi integrata tramite i sopralluoghi effettuati.

Le prime piante citate mostrano la distribuzione dell'impianto di raffrescamento nei vari piani del fabbricato, ad eccezione del piano interrato in cui probabilmente non si è prevista l'installazione di un impianto per la climatizzazione, visto lo scarso utilizzo di questo livello.

Durante i sopralluoghi effettuati si è comunque riscontrata la presenza di tubazioni a vista, le quali sono solitamente collocate al di sotto del soffitto o, in generale, all'esterno delle murature.



Fig. 7-01, 02: Interrato: impianti a vista al di sotto del soffitto.

Dal piano terra al secondo, si è notata l'esistenza di termosifoni posti a ridosso della muratura, collegati in generale a tubazioni esterne alla parete (fig. 7-04). Si è poi osservato che, nella realizzazione del progetto generale per la climatizzazione, si è cercato di collocare gli impianti all'interno del controsoffitto presente nei corridoi dei vari piani, dove infatti sono visibili le bocchette d'aerazione. Nei punti in cui quest'operazione è risultata inattuabile a causa dell'assenza del controsoffitto, si è osservata la presenza di rivestimenti in pvc o in alluminio che coprono le tubazioni (fig. 7-05). La canalizzazione nel controsoffitto permette anche il raggiungimento dei singoli ambienti lavorativi, i quali, solo in alcuni casi, presentano unità esterne indipendenti di condizionamento, poste nelle facciate rivolte verso il cortile interno e nella

facciata di via Oberdan. Dagli elaborati e dai sopralluoghi non si è riscontrata comunque l'esistenza di centrali termiche o di impianti di condizionamento centralizzato.

Secondo il progetto generale per la climatizzazione, il terzo piano del fabbricato era già dotato di un impianto di raffrescamento e di conseguenza non è stato trattato negli elaborati progettuali. Dalle ispezioni visive effettuate si osserva comunque che, anche in questo caso, sono presenti bocchette d'aerazione sul controsoffitto, ventilconvettori nei vari locali e tubazioni a vista (fig. 7-06, 07).

Inoltre, dalla documentazione fotografica fornita dal comune relativa al sopralluogo del 28 giugno 2012, si evince che sul solaio in c.a. all'interno della torre campanaria si colloca una centrale di condizionamento (fig. 7-08), il cui carico grava quindi sul solaio stesso.

Infine, nel corridoio dell'ala est del terzo piano, sono presenti diverse contropareti di cui non si conosce la funzione, ma che potrebbero ospitare ulteriori impianti.

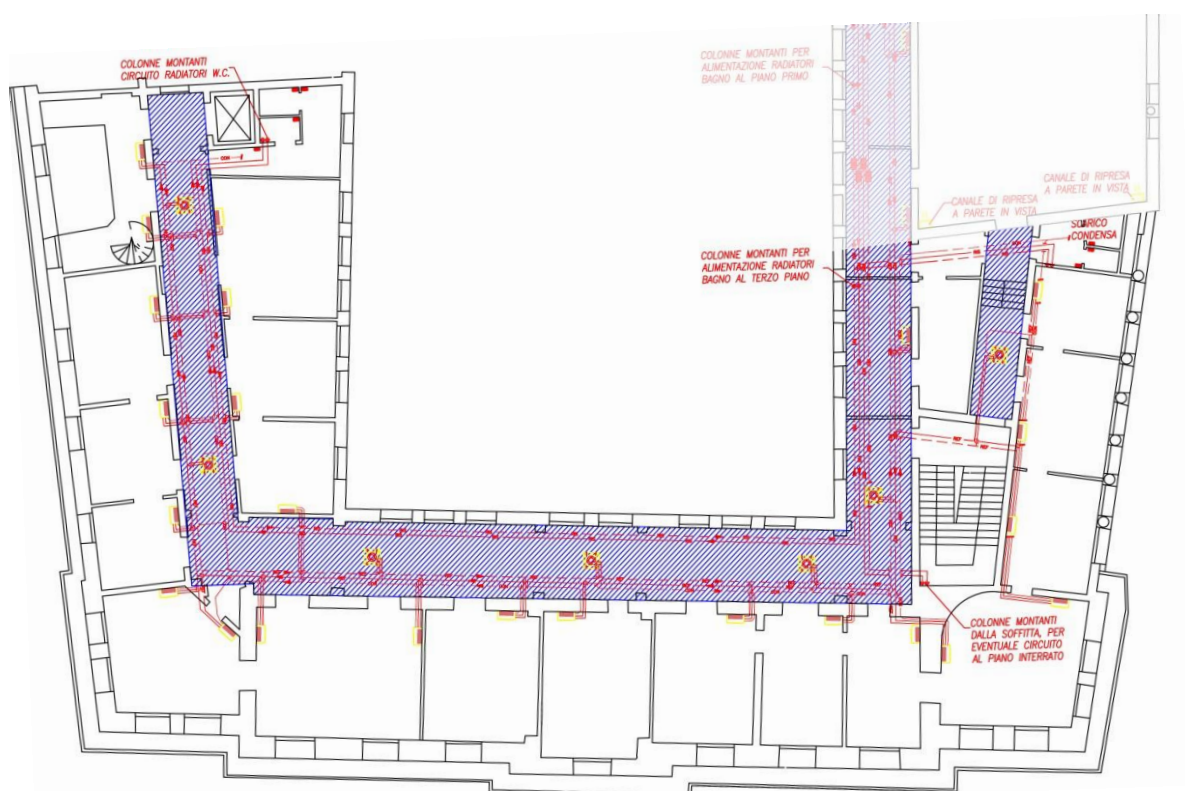


Fig. 7-03: "Progetto generale per la climatizzazione di Palazzo Moroni, Scarpari e degli Anziani", pianta piano secondo. La pianta non è stata rielaborata. Si notano le tubazioni in rosso e i controsoffitti in blu.



Fig. 7-04: 2P: termosifone e tubazioni nascoste da un rivestimento metallico intonacato.



Fig. 7-05: 1P: tubazioni nascoste da rivestimenti metallici.



Fig. 7-06: 3P: ventilconvettori a soffitto.



Fig. 7-07: 3P: controsoffitto e bocchette d'aerazione.



Fig. 7-08: Torre campanaria: centrale di condizionamento.

Si può quindi concludere che, in generale, gli impianti non influenzano il comportamento strutturale dello stabile, in quanto non sono posti all'interno degli elementi strutturali e non costituiscono perciò una vulnerabilità per l'edificio.

Le uniche eccezioni sono date da tre nicchie ricavate nella muratura dei servizi dal primo al terzo piano, che ospitano il quadro elettrico. Al secondo piano in particolare, un importante fenomeno di degrado sembra estendersi proprio dal quadro elettrico.



Fig. 7-09: 2P: nicchia ricavata nella muratura per il quadro elettrico.



Fig. 7-10: 3P: nicchia ricavata nella muratura per il quadro elettrico.

Per quanto riguarda gli “interventi di restauro e di risanamento conservativo dell’edificio comunale denominato “Palazzo Moroni” ai fini dell’adeguamento alle normative di prevenzione incendi”, si suppone che esso non sia stato realizzato in quanto non sono presenti né le lance antincendio né le porte REI indicate in pianta.

Nei vari piani dello stabile sono invece collocati diversi estintori portatili e le relative piante in cui sono rappresentate le vie di fuga principali e l’ubicazione degli estintori stessi.



Fig. 7-11: 2P: estintore portatile.



Fig. 7-12: Interrato: pianta con rappresentate le vie di fuga.

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA	157
8.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	159
8.2 ANALISI DEI CARICHI	162
8.2.1 Caratteristiche meccaniche dei materiali	162
8.2.2 Analisi dei carichi	164
8.2.3 Valutazione dell'azione sismica	177
<i>Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento</i>	<i>177</i>
<i>Calcolo dell'azione sismica</i>	<i>179</i>
8.3 ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO TRAMITE MACROELEMENTI	186
8.3.1 Meccanismo A: Ribaltamento semplice di parete monolitica	188
8.3.2 Meccanismo A1: Ribaltamento semplice di parete monolitica in quota	190
8.3.3 Meccanismo B: Ribaltamento composto di parete	190
8.3.4 Meccanismo C: Flessione verticale di parete	191
8.3.5 Meccanismo D: Ribaltamento del cantonale	192
8.3.6 Approccio cinematico	194
8.3.6.1 <i>Analisi cinematica lineare</i>	<i>195</i>
8.3.6.2 <i>Analisi cinematica non lineare</i>	<i>196</i>
8.3.7 Individuazione dei macroelementi	198
8.3.8 Verifica dei macroelementi	199
<i>Risultati delle analisi</i>	<i>237</i>
8.3.9 Verifica dei macroelementi in LC2	241
<i>Risultati delle analisi</i>	<i>242</i>
8.4 CONCLUSIONI	246

8 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

8.1 Normativa di riferimento

Per lo sviluppo delle analisi volte alla valutazione della sicurezza sismica di Palazzo Moretti-Scarpari ci si è riferiti alle seguenti normative ed indicazioni:

- Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (successivamente denominate “NTC”);
- Circolare n° 617 del 2 febbraio 2009 – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 14 gennaio 2008 (successivamente denominata “Circolare”);
- Linee guida per la valutazione e la 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, del 9 febbraio 2011 (successivamente denominate “Linee Guida”) – ReLUIS.

Si è inoltre fatto riferimento ai seguenti documenti:

- Linee guida per il rilievo, l’analisi ed il progetto di interventi di riparazione e consolidamento sismico di edifici in muratura in aggregato – ReLUIS Bozza dell’ottobre 2010;
- Schema di capitolato prestazionale, in allegato alle Linee Guida.

La valutazione della sicurezza di un edificio è un procedimento piuttosto complesso, in particolare quando si tratta di un fabbricato esistente. Questa indagine è volta a *“stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC, oppure a determinare l’entità massima delle azioni [...] che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC [...]”*¹.

La valutazione della sicurezza su strutture esistenti risulta essere meno agevole rispetto allo svolgimento della stessa su edifici in fase di progettazione, in quanto le informazioni che si possono reperire non sono mai esaustive e, in generale, non consentono una conoscenza completa dello stabile, la quale invece si possiede nel caso della realizzazione ex novo di un fabbricato.

Inoltre le strutture storiche in muratura presentano spesso caratteristiche molto varie ed eterogenee: esse sono state edificate con materiali, tipologie e tecniche costruttive diverse le une dalle altre, a seconda dell’epoca storica, del luogo di fabbricazione e dei materiali disponibili. La definizione delle proprietà dei materiali e delle condizioni di vincolo tra gli elementi, necessaria per una corretta valutazione della sicurezza di un edificio, risulta quindi essere un compito difficile, spesso affetto da un forte grado di incertezza².

E’ quindi fondamentale riuscire ad ottenere un’adeguata conoscenza della costruzione esistente, che verrà poi tradotta in un’analisi strutturale e in modelli sempre più raffinati a seconda del grado di conoscenza.

¹ Circolare n° 617, cap. C8.3, p. 297.

² Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, cap. 5.1, p. 23.

Secondo le NTC del 2008 la sicurezza delle opere dev'essere valutata nei confronti di Stati Limite Ultimi (SLU) e di Stati Limite di Esercizio (SLE). I primi consistono nel raggiungimento di *"[...] crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera"*³. I secondi si riferiscono alla capacità, da parte della costruzione, *"[...] di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio"*⁴ e il loro superamento può essere, a seconda dei casi, reversibile o irreversibile.

In particolare, nei confronti delle azioni sismiche, gli SLU si dividono in Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC), mentre gli SLE, che rispetto agli SLU si prefiggono di limitare i danni per terremoti meno intensi ma più frequenti, si differenziano in Stato Limite di Operatività (SLO) e Stato Limite di Danno (SLD)⁵.

Per quanto riguarda i beni culturali si distingue poi un ulteriore stato limite, ovvero lo Stato Limite di danno ai beni Artistici (SLA)⁶.

In accordo con le NTC del 2008, per quanto riguarda gli edifici esistenti è possibile eseguire le valutazioni di sicurezza e progettare gli eventuali successivi interventi solo nei confronti degli SLU, come viene poi ribadito anche nelle Linee Guida. In queste ultime viene specificato che per ogni manufatto tutelato deve essere svolta la valutazione nei riguardi dello SLV, per garantire la conservazione dell'opera stessa e la salvaguardia della vita degli eventuali occupanti. La valutazione allo SLD è invece *"[...] richiesta, a livello complessivo, per i manufatti tutelati di cui si vuole sostanzialmente garantire la funzionalità dopo il terremoto, in relazione al loro uso"*⁷. La valutazione allo SLA è richiesta solamente nelle zone in cui sono presenti elementi di interesse storico artistico⁸.

La valutazione di sicurezza in ogni caso permette di controllare lo stato della costruzione nei confronti dell'azione sismica individuata nel sito, secondo la vigente normativa e quindi di comprendere se sussiste o meno il bisogno di intervenire sullo stabile.

Le modalità e le tipologie di intervento sono diversificate a seconda delle necessità e si distinguono in:

- interventi di adeguamento, nel caso in cui si debba raggiungere i livelli di sicurezza richiesti dalla normativa vigente;
- interventi di miglioramento, nel caso in cui sia necessario aumentare l'esistente sicurezza strutturale, senza però raggiungere i livelli di sicurezza richiesti dalla normativa vigente;
- riparazioni o interventi locali, in cui si sceglie di agire su singoli elementi strutturali o su parti di essi, senza in generale modificare il comportamento globale della struttura.⁹

Per quanto riguarda i beni culturali, come nel caso dell'edificio oggetto di studio, *"[...] gli interventi di miglioramento sono in linea di principio in grado di conciliare le esigenze di conservazione con quelle di sicurezza, ferma restando la necessità di valutare quest'ultima. Tuttavia, per la stessa ragione, su tali beni devono essere evitati interventi che insieme li alterino*

³ D.M. 14/01/2008, cap. 2.1, p. 2.

⁴ Ibid.

⁵ Ivi, cap. 3.2.1, p. 15.

⁶ Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, cap. 2.3, p. 8.

⁷ Ibid.

⁸ Ibid.

⁹ D.M. 14/01/2008, cap. 8.4, pp. 328-330.

in modo evidente e richiedano l'esecuzione di opere invasive, [...], o l'attribuzione di destinazioni d'uso particolarmente gravose."¹⁰

Si evince quindi che, per i beni culturali, viene privilegiato il criterio di minimo intervento, il quale spesso implica l'accettazione di una vita nominale¹¹ minore, ovvero di un livello di rischio sismico maggiore rispetto a quello delle strutture ordinarie¹².

Sulla base delle Linee Guida e compatibilmente con la tipologia di intervento necessaria, è poi possibile riferirsi a tre diversi livelli di classificazione: LV1, LV2 ed LV3. Questi livelli possono implicare anche un diverso grado di conoscenza dello stabile:

- il livello LV1 (analisi qualitativa e valutazione con modelli meccanici) consente di agire in modo piuttosto rapido a scala territoriale e permette di valutare la sicurezza sismica dello stabile tramite attraverso metodi semplificati;
- il livello LV2 (riparazione o intervento locale) viene raggiunto quando si ha la necessità di eseguire interventi di riparazione o interventi locali, per cui vengono utilizzati principalmente metodi di analisi locale, su porzioni limitate dello stabile e metodi di analisi globale ma limitati agli strumenti del livello LV1;
- il livello LV3 (intervento di miglioramento) consente di applicare al manufatto interventi di miglioramento strutturale diffusi nell'intero fabbricato. E' quindi necessario utilizzare metodi di analisi globale, se ritenuti attendibili in seguito alle conclusioni tratte dalla fase di conoscenza dello stabile, o metodi di analisi locale estesi su tutti gli elementi della costruzione¹³.

Per l'applicazione di un'analisi sismica globale è necessario che il modello sia il più vicino possibile alla realtà e questo risulta essere particolarmente complesso, soprattutto quando si è di fronte ad un edificio facente parte di un aggregato edilizio, il cui comportamento sarà quindi influenzato dagli stabili ad esso adiacenti. In questo caso perciò è possibile utilizzare verifiche globali semplificate¹⁴.

I metodi di analisi locale invece si basano sull'attivazione di meccanismi locali di collasso, i quali possono verificarsi per diversi fattori quali la mancanza di collegamento fra le parti del fabbricato (ad esempio fra pareti ortogonali, fra pareti e solai e fra pareti e copertura) o nel caso di una geometria particolarmente complessa o, ancora, in situazioni particolari, come le chiese. Con un modello globale non si è in grado di prendere in considerazione queste vulnerabilità, di conseguenza è necessario valutare la risposta dello stabile nei confronti dei meccanismi locali per ottenere una completa valutazione della sicurezza sismica¹⁵. Spesso infatti, i fabbricati storici tendono a rispondere all'azione sismica *"[...] come un insieme di sottoinsiemi (meccanismi locali)"* e *"la verifica su un modello globale non ha rispondenza rispetto al suo effettivo comportamento sismico."*¹⁶

Riguardo l'edificio oggetto di studio, il livello di classificazione a cui si farà riferimento sarà in generale l'LV3, in quanto si procederà sia con metodi di analisi locale sia con metodi globali.

¹⁰ Circolare n° 617, cap. C8.3, p. 301.

¹¹ Per la definizione di vita nominale vedere il capitolo 8.2.3 della presente relazione.

¹² Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, cap. 2.3, p. 7.

¹³ Ivi, cap. 2.2, pp. 5, 6.

¹⁴ D.M. 14/01/2008, cap. 8.7.1, pp. 331, 332.

¹⁵ Circolare n° 617, cap. C8.7.1.6, pp. 308, 309.

¹⁶ Ivi, cap. C8.7.1.1, p. 305.

La prima analisi svolta sarà quella locale e, a tal fine, nei successivi paragrafi verranno esposte le caratteristiche di Palazzo Moretti-Scarpari necessarie per definire i carichi e l'azione sismica e per svolgere le successive verifiche basate su cinematismi locali.

8.2 Analisi dei carichi

8.2.1 Caratteristiche meccaniche dei materiali

Innanzitutto è necessario definire le caratteristiche meccaniche dei materiali presenti nell'edificio oggetto di studio, che poi verranno utilizzate nelle successive analisi sismiche.

Per ottenere questo risultato bisogna preliminarmente capire quale sia il livello di conoscenza acquisito. Esso si suddivide in tre livelli:

- LC1: è il livello di conoscenza minore, che viene raggiunto quando si hanno a disposizione “[...] il rilievo geometrico dello stabile, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali [...]”¹⁷;
- LC2: si raggiunge “[...] quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi ed indagini in situ estese sulla proprietà dei materiali [...]”¹⁸;
- LC3: viene raggiunto “[...] quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, indagini in situ esaustive sulle proprietà dei materiali [...]”¹⁹.

Nel caso di Palazzo Moretti-Scarpari il livello di conoscenza raggiunto è pari a LC1, in quanto si ha a disposizione il rilievo geometrico, ma le informazioni sui dettagli costruttivi e sulle proprietà dei materiali sono molto limitate.

La Circolare fornisce poi delle tabelle (Tabella C8A.2.1 e Tabella C8A.2.2) che permettono di definire i parametri meccanici a seconda della tipologia muraria.

La tipologia muraria individuata nell'edificio oggetto di studio, secondo le limitate indagini svolte e le informazioni reperite in seguito alla consultazione del materiale d'archivio, è “Muratura in mattoni pieni e malta di calce”.

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 mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18

Tabella 8.2.1-01: Valori di riferimento dei parametri meccanici (massimi e minimi) e peso specifico medio per la tipologia di muratura sopra citata, riferiti alle condizioni elencate nella Circolare²⁰.

Fonte: Circolare n° 617, cap. C8A.2, p. 403, estratto della tabella C8A.2.1.

¹⁷ Ivi, cap. C8A.1.A.4, p. 391.

¹⁸ Ibid.

¹⁹ Ibid.

²⁰ Ivi, cap. C8A.2, p. 403, Tabella C8A.2.1.

Per scegliere il valore corretto dei parametri meccanici forniti dalla tabella è necessario rifarsi ancora alla Circolare, dalla quale si evince che, nel caso di un livello di conoscenza LC1, è necessario optare per i valori minimi riportati nella tabella 8.2.1-01 per quanto riguarda le resistenze (f_m e τ_0), e per i valori medi degli intervalli della suddetta tabella per quanto riguarda i moduli elastici (E e G)²¹.

Inoltre nel caso in cui si ritenga che la muratura oggetto di studio abbia caratteristiche migliori (o peggiori) di quelle considerate nella precedente tabella, è possibile applicare dei coefficienti migliorativi:

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 mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

Tabella 8.2.1-01: Coefficienti correttivi dei parametri meccanici.
Fonte: Circolare n° 617, cap. C8A.2, p. 406, estratto della tabella C8A.2.2.

Per quanto riguarda il fabbricato oggetto di studio, non sono stati presi in considerazione gli ultimi tre coefficienti della tabella 8.2.1-01, in quanto le condizioni a cui sono associati non sono sicuramente presenti nel palazzo.

Non si è ritenuto inoltre corretto utilizzare i coefficienti relativi a “Malta buona” e a “Connessione trasversale”, in quanto non sono state effettuate indagini che permettessero di conoscere l’effettiva qualità della malta, né è stato possibile visionare delle sezioni murarie per verificare la presenza o l’assenza di connessione trasversale.

Si considera invece opportuno l’uso del coefficiente relativo ai “Giunti sottili”, in quanto nelle porzioni di muratura visionate questo parametro era soddisfatto. Inoltre anche nelle foto di cantiere la caratteristica sembra rispettata e nel capitolato speciale d’appalto si legge che “Le connessioni siano verticali che orizzontali avranno la larghezza massima di millimetri otto.”²²

Infine, per il calcolo dei parametri meccanici di progetto, è necessario definire il fattore di confidenza, il quale assume valori diversi a seconda del livello di conoscenza acquisito.

Nel caso dei beni culturali, come viene riportato nelle Linee Guida, il fattore di confidenza F_C può essere determinato sulla base di diversi fattori parziali di confidenza F_{Ck} , associati a diverse categorie d’indagine e alla conoscenza acquisita in ogni categoria²³.

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck}$$

²¹ Ivi, cap. C8A.1.A.4, p. 391.

²² Capitolato speciale d’appalto, documento conservato nell’Archivio generale del Comune di Padova.

²³ Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, cap. 4.2, p. 21-23.

Nel caso di Palazzo Moretti-Scarpari si è scelto di utilizzare:

- $F_{C1} = 0,5$
- $F_{C2} = 0,12$
- $F_{C3} = 0,12$
- $F_{C4} = 0,03$

F_{C1} si riferisce alle informazioni inerenti il rilievo geometrico. Nel caso oggetto di studio sono stati restituiti graficamente anche i quadri fessurativi e deformativi, ma il rilievo geometrico non risulta essere preciso, di conseguenza si è scelto, a favore di sicurezza, il fattore parziale di confidenza maggiore.

F_{C2} si riferisce alle informazioni riguardanti l'identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica e anche in questo caso si è scelto di utilizzare il fattore parziale di confidenza maggiore.

F_{C3} si riferisce alle informazioni sulle proprietà meccaniche dei materiali e, non essendo stato possibile effettuare indagini al riguardo, si è optato per il fattore parziale di confidenza maggiore.

F_{C4} si riferisce alle informazioni riguardanti il terreno e le fondazioni. In questo caso si è scelto di utilizzare il fattore parziale di confidenza intermedio, in quanto le strutture fondazionali sono note grazie al materiale d'archivio e le indagini sul terreno sono state svolte al di sotto di Palazzo della Ragione, nelle immediate vicinanze d'edificio oggetto di studio.

In conclusione si è ottenuto:

$$F_C = 1 + 0,05 + 0,12 + 0,12 + 0,03 = 1,32$$

Per il calcolo dei valori di progetto dei parametri meccanici bisogna inoltre essere a conoscenza del coefficiente parziale di sicurezza γ_m , che nel caso di progetto sismico di strutture in muratura, è pari a 2²⁴.

Sulla base di tutte le precedenti considerazioni si ottengono quindi i seguenti parametri meccanici di progetto, utilizzabili poi nelle analisi di sicurezza sismica:

- $f_m = \frac{f_{m,min} \cdot coeff.correttivo}{F_C \cdot \gamma_m} = \frac{240 \cdot 1,5}{1,32 \cdot 2} = 136,36 \text{ N/cm}^2$
- $\tau_0 = \frac{\tau_{0,min} \cdot coeff.correttivo}{F_C \cdot \gamma_m} = \frac{6,0 \cdot 1,5}{1,32 \cdot 2} = 3,41 \text{ N/cm}^2$
- $E = \frac{E_{medio} \cdot coeff.correttivo}{F_C \cdot \gamma_m} = \frac{1500 \cdot 1,5}{1,32 \cdot 2} = 852,27 \text{ N/mm}^2$
- $G = \frac{G_{medio} \cdot coeff.correttivo}{F_C \cdot \gamma_m} = \frac{500 \cdot 1,5}{1,32 \cdot 2} = 284,09 \text{ N/mm}^2$

8.2.2 Analisi dei carichi

Secondo le NTC del 2008, le azioni possono essere classificate, sulla base della loro variazione di intensità nel tempo, in:

- permanenti (G), ovvero azioni che agiscono per l'intera durata della vita nominale del fabbricato e quindi che possono essere considerate pressoché costanti nel tempo,

²⁴ D.M. 14/01/2008, cap. 7.8.1.1, p. 285.

- variabili (Q), ovvero azioni che possono assumere valori diversi nel tempo;
- eccezionali (A), che si verificano solo in casi eccezionali durante la vita nominale della costruzione;
- sismiche (E).

Le azioni vengono poi combinate a seconda dello stato limite che si intende verificare e i carichi variabili vengono inoltre associati a dei coefficienti di combinazione.²⁵

Nel caso di verifica allo stato limite ultimo o di esercizio, la combinazione sismica da utilizzare è:

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

I valori dei coefficienti di combinazione sono dati dalla tabella 2.5.I delle NTC, di cui viene riportato un estratto, in cui si leggono i valori dei soli coefficienti di interesse per l'edificio oggetto di studio.

Categoria/Azione variabile	Ψ_{2j}
Categoria B Uffici	0,3
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria H Coperture	0,0
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0

Tabella 8.2.2-01: Valori dei coefficienti di combinazione.
Fonte: D.M. 14/01/2008, cap. 2.5.3, p. 8, estratto della tabella 2.5.I.

Il valore dei carichi variabili dipende dalla destinazione d'uso dell'opera²⁶.

Viene di seguito riportato un estratto della tabella 3.1.II delle NTC, con i valori dei soli carichi variabili relativi al fabbricato oggetto di studio.

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]
B	Uffici. Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	$\geq 6,00$
H	Coperture e sottotetti. Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,5

Tabella 8.2.2-02: Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici.
Fonte: D.M. 14/01/2008, cap. 3.1.4, p. 13, estratto della tabella 3.1.II.

Va inoltre considerato anche il peso proprio degli elementi divisori interni, secondo le indicazioni delle NTC al capitolo 3.1.3.1²⁷.

Per Palazzo Moretti-Scarpari si è scelto un peso pari a $g_2 = 1,20$ kN/m², ovvero il peso medio fra quelli elencati dalle NTC, in quanto i pesi degli elementi divisori interni risultavano essere piuttosto vari.

²⁵ Ivi, cap. 2.5, pp. 6-8.

²⁶ Ivi, cap. 3.1.4, pp. 12, 13.

²⁷ Ivi, cap. 3.1.3.1, p.12.

Di seguito vengono elencati i carichi permanenti relativi alle varie porzioni di Palazzo Moretti-Scarpari. Per poterli determinare correttamente sarebbe necessario avere una conoscenza completa dello stabile e dei materiali impiegati nella sua costruzione. Non essendo possibile reperire tali dati, sono state riprese le ipotesi contenute nel capitolo 6 di questa relazione di tesi, riguardanti la tipologia degli elementi strutturali orizzontali. Queste ipotesi sono state implementate in modo da ottenere dei dettagli costruttivi, necessari per una corretta analisi dei pesi degli orizzontamenti.

Legenda:

	S1: solaio in c.a.		C1: copertura in putrelle e tavelloni
	S2: solaio in latero-cemento		C2: copertura in capriate lignee costituita da:
	S3: solaio in putrelle e tavelloni		capriate
	S4: solaio in acciaio		puntoni
	S5: controsoffitto al di sotto della copertura C2		arcarecci
			manto di copertura in tavelle forate e tegole



Fig. 8.2.2-01: Tipologia di orizzontamenti piano terra.



Fig. 8.2.2-02: Tipologia di orizzontamenti piano primo.



Fig. 8.2.2-03: Tipologia di orizzontamenti piano secondo.

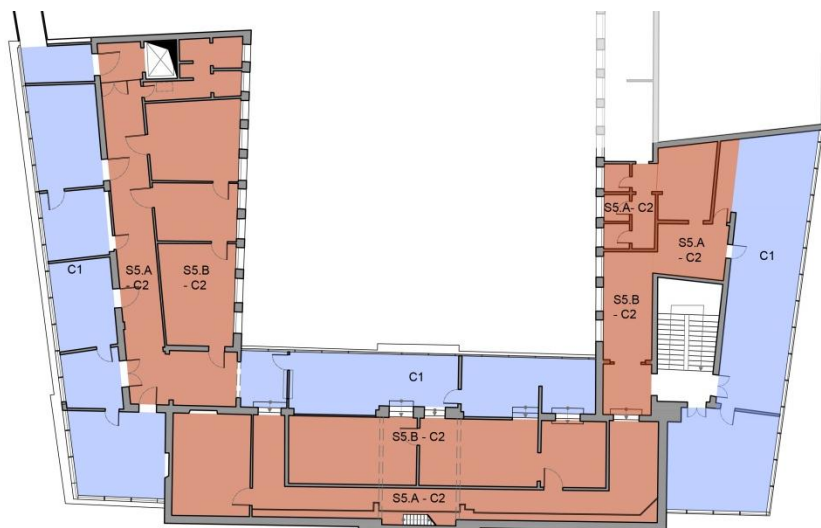


Fig. 8.2.2-04: Tipologia di orizzontamenti piano terzo.

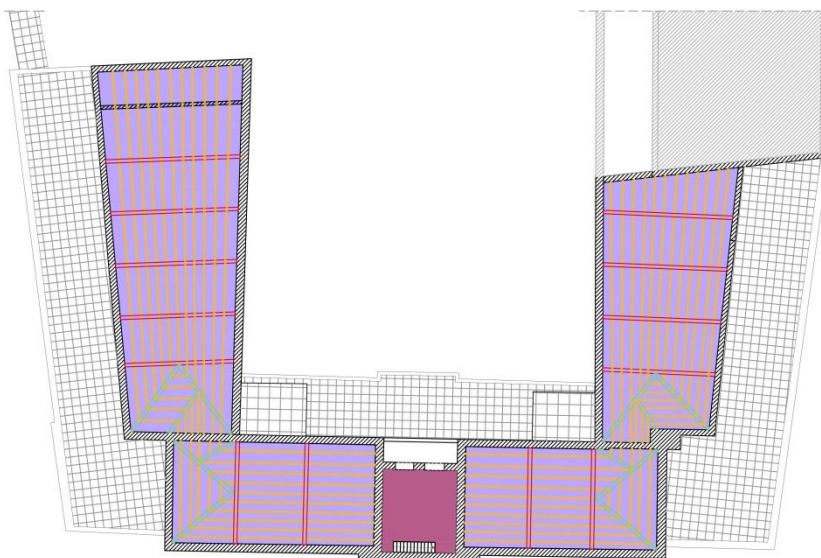
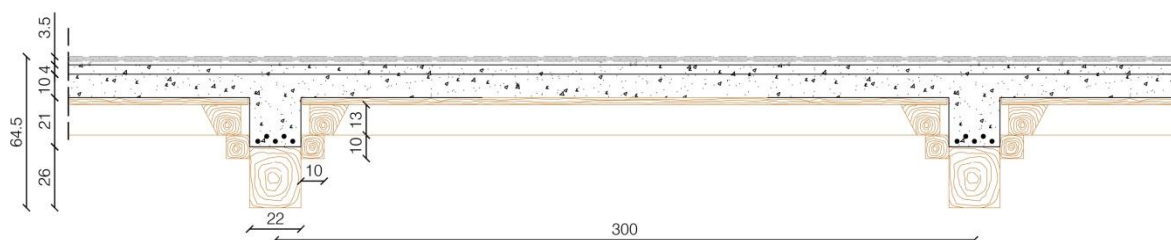


Fig. 8.2.2-05: Elementi costituenti la copertura.

S1: solaio in c.a.	A. con controsoffitto in legno
	B. semplice
	C. con controsoffitto voltato
S2: solaio in latero-cemento	A. con controsoffitto
	B. semplice
	C. con controsoffitto voltato
	D. 20+4 (soppalco)
S3: solaio in putrelle e tavelloni	A. con controsoffitto
	B. semplice
	C. con controsoffitto voltato
S4: solaio in acciaio	/
S5: controsoffitto al di sotto della copertura	A. con controsoffitto
	B. semplice
C1: copertura in putrelle e tavelloni	/
C2: copertura in capriate lignee	/

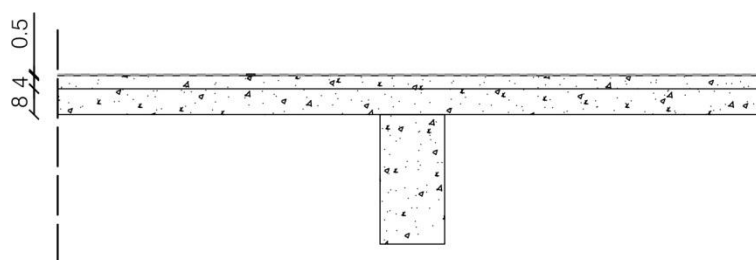
Tabella 8.2.2-03: Tipologie di solaio ipotizzate in Palazzo Moretti-Scarpari.

S1A	Solaio in c.a. con controsoffitto in legno
------------	---



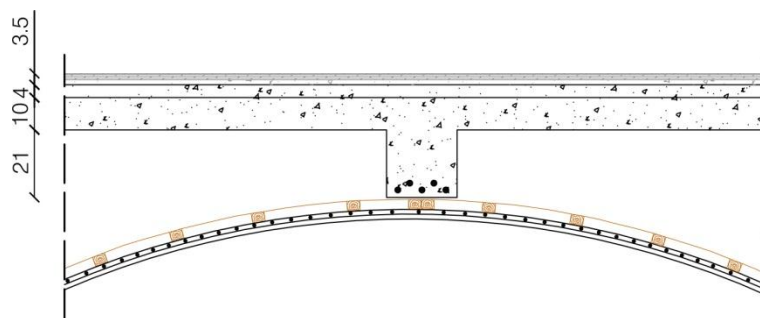
Stratigrafia solaio	Dimensione elementi	Peso specifico [kN/m ³]	Peso per unità di superficie [kN/m ²]
Controsoffitto in legno	s = 3 cm	6	0,18
Travi in legno	26 cm x 22 cm	6	0,114
Travetti in legno	13 cm x 13 cm	6	0,068
Travetti in legno	10 cm x 10 cm	6	0,04
Orditura principale di travi in c.a.	21 cm x 22 cm	25	0,385
Soletta in c.a.	s = 10 cm	25	2,5
Massetto	s = 4 cm	20	0,8
Allettamento pavimento	s = 1,5 cm	20	0,3
Pavimento in parquet ligneo	s = 2 cm	6	0,12
Carico distribuito elementi divisori interni		/	1,2
Carico permanente G₁+G₂			5,707
Carico variabile q _k	Categoria B2	/	3
Coefficiente di combinazione Ψ_{2j}	Categoria B		0,3

S1B	Solaio in c.a. semplice
------------	--------------------------------



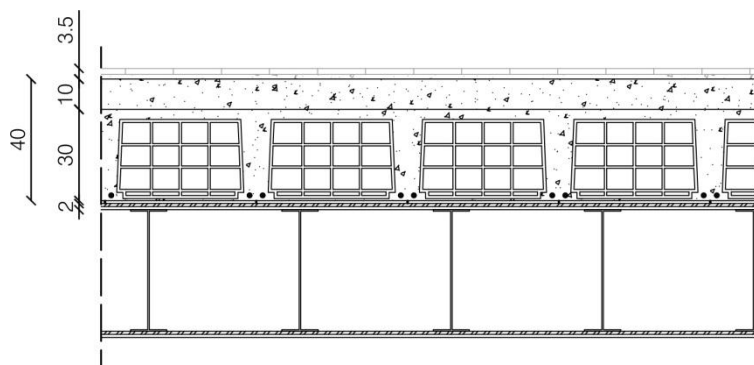
Stratigrafia solaio	Dimensione elementi	Peso specifico [kN/m ³]	Peso per unità di superficie [kN/m ²]
Trave in c.a.	40 cm x 20 cm	25	1
Soletta in c.a.	s = 8 cm	25	2
Massetto	s = 4 cm	20	0,8
Manto impermeabilizzante	s = 0,5 cm	/	0,03
Carico permanente G₁+G₂			3,83
Carico variabile q _k	Categoria H1	/	0,5
Coefficiente di combinazione Ψ_{2j}	Categoria H1		0

S1C	Solaio in c.a. con controsoffitto voltato
------------	--



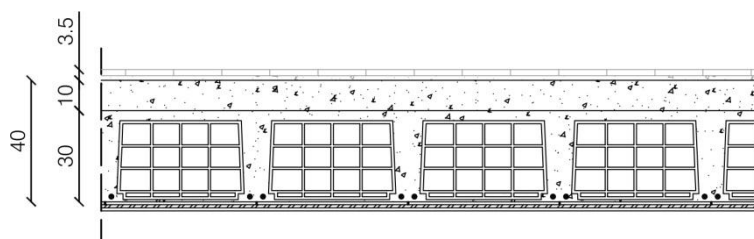
Stratigrafia solaio	Dimensione elementi	Peso specifico [kN/m ³]	Peso per unità di superficie [kN/m ²]
Intonaco intradosso	s = 1,5 cm	20	0,3
Volte non strutturali		/	0,334
Orditura principale di travi in c.a.	21 cm x 22 cm	25	0,312
Soletta in c.a.	s = 10 cm	25	2,5
Massetto	s = 4 cm	20	0,8
Allettamento pavimento	s = 1,5 cm	20	0,3
Pavimento in parquet ligneo	s = 2 cm	6	0,12
Carico distribuito elementi divisori interni		/	1,2
Carico permanente G_1+G_2			5,866
Carico variabile q_k	Categoria B2	/	3
Coefficiente di combinazione Ψ_{2j}	Categoria B		0,3

S2A	Solaio in latero-cemento con controsoffitto
------------	--



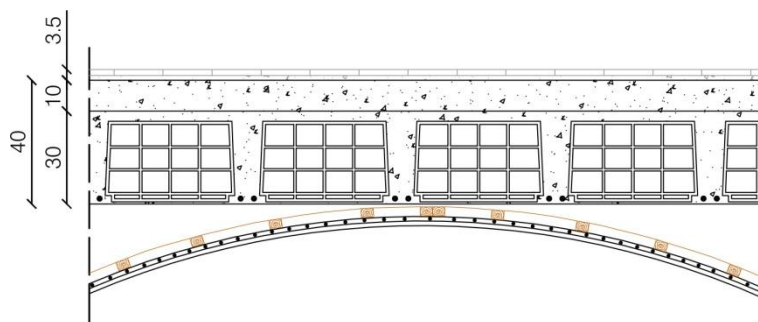
Stratigrafia solaio	Dimensione elementi	Peso specifico [kN/m ³]	Peso per unità di superficie [kN/m ²]
Controsoffitto in cartongesso	s = 1,5 cm	8	0,12
Controsoffitto e intonaco	s = 2 cm	20	0,4
Solaio in latero-cemento	24 + 6 cm	/	3
Massetto	s = 10 cm	20	2
Allettamento pavimento	s = 1,5 cm	20	0,3
Pavimento in piastrelle	s = 2 cm	/	0,2
Carico distribuito elementi divisori interni		/	1,2
Carico permanente G₁+G₂			7,22
Carico variabile q _k	Categoria B2	/	3
Coefficiente di combinazione Ψ_{2j}	Categoria B		0,3

S2B	Solaio in latero-cemento semplice
------------	--



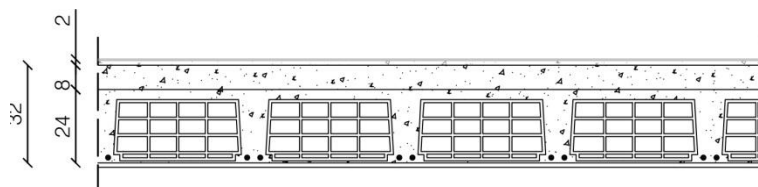
Stratigrafia solaio	Dimensione elementi	Peso specifico [kN/m ³]	Peso per unità di superficie [kN/m ²]
Controsoffitto e intonaco	s = 2 cm	20	0,4
Solaio in latero-cemento	24 + 6 cm	/	3
Massetto	s = 10 cm	20	2
Allettamento pavimento	s = 1,5 cm	20	0,3
Pavimento in piastrelle	s = 2 cm	/	0,2
Carico distribuito elementi divisori interni		/	1,2
Carico permanente G₁+G₂			7,1
Carico variabile q _k	Categoria B2	/	3
Coefficiente di combinazione Ψ_{2j}	Categoria B		0,3

S2C	Solaio in latero-cemento con controsoffitto voltato
------------	--



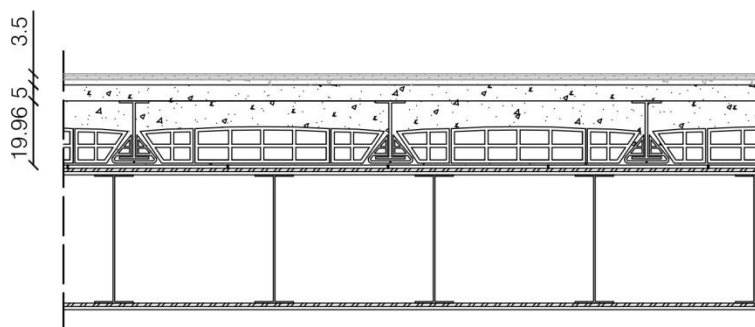
Stratigrafia solaio	Dimensione elementi	Peso specifico [kN/m ³]	Peso per unità di superficie [kN/m ²]
Intonaco intradosso	s = 1,5 cm	20	0,3
Volte non strutturali		/	0,334
Solaio in latero-cemento	24 + 6 cm	/	3
Massetto	s = 10 cm	20	2
Allettamento pavimento	s = 1,5 cm	20	0,3
Pavimento in piastrelle	s = 2 cm	/	0,2
Carico distribuito elementi divisori interni		/	1,2
Carico permanente G₁+G₂			7,334
Carico variabile q _k	Categoria B2	/	3
Coefficiente di combinazione Ψ_{2j}	Categoria B		0,3

S2D	Solaio in latero-cemento 20+4 (soppalco)
------------	---



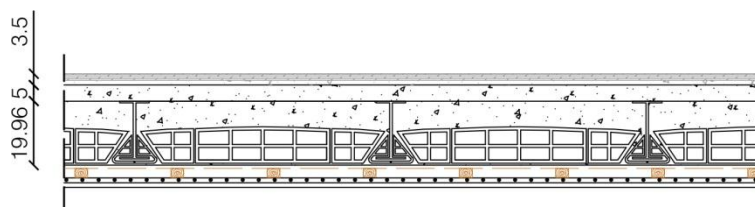
Stratigrafia solaio	Dimensione elementi	Peso specifico [kN/m ³]	Peso per unità di superficie [kN/m ²]
Travi in acciaio, orditura principale	h = 18 cm	/	0,125
Travi in acciaio, orditura secondaria	h = 14 cm	/	0,161
Pannelli di legno	s = 2 cm	6	0,12
Carico permanente G₁+G₂			0,407
Carico variabile q _k		/	/

S3A	Solaio in putrelle e tavelloni con controsoffitto
------------	--



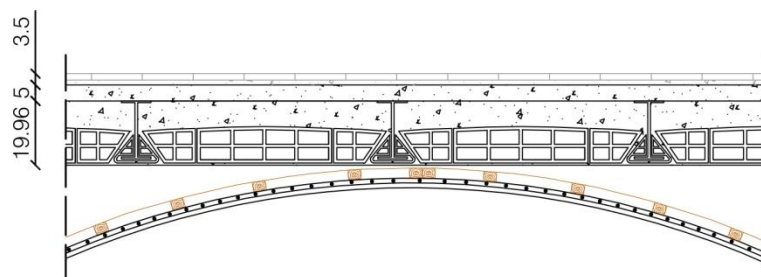
Stratigrafia solaio	Dimensione elementi	Peso specifico [kN/m ³]	Peso per unità di superficie [kN/m ²]
Controsoffitto in cartongesso	s = 1,5 cm	8	0,12
Controsoffitto e intonaco	s = 3 cm	20	0,6
Travetti in legno	15 cm x 5 cm	6	0,075
Travi in legno	20 cm x 20 cm	6	0,089
Travi in ferro (IPE 240)	h = 24 cm	/	0,083
Carico permanente G_1+G_2			0,967
Carico variabile q_k	Categoria H1	/	0,5
Coefficiente di combinazione Ψ_{2j}	Categoria H		0

S3B	Solaio in putrelle e tavelloni semplice
------------	--



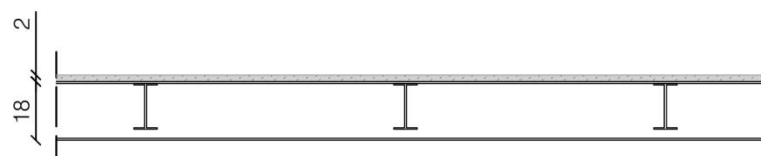
Stratigrafia solaio	Dimensione elementi	Peso specifico [kN/m ³]	Peso per unità di superficie [kN/m ²]
Controsoffitto e intonaco	s = 2 cm	20	0,4
Putrelle in ferro	h = 18 cm	/	0,235
Tavelloni in laterizio	s = 10 cm	8	0,8
Getto di riempimento	s = 8 cm	20	1,6
Massetto	s = 5 cm	20	1
Allettamento pavimento	s = 1,5 cm	20	0,3
Pavimento in parquet ligneo	s = 2 cm	6	0,12
Carico distribuito elementi divisori interni		/	1,2
Carico permanente G_1+G_2			5,655
Carico variabile q_k	Categoria B2	/	3
Coefficiente di combinazione Ψ_{2j}	Categoria B		0,3

S3C	Solaio in putrelle e tavelloni con controsoffitto voltato
------------	--



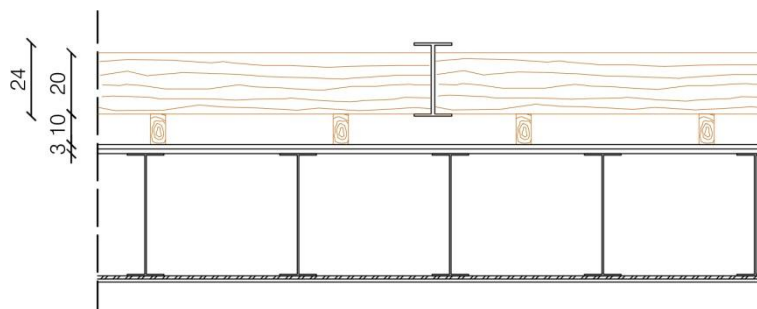
Stratigrafia solaio	Dimensione elementi	Peso specifico [kN/m ³]	Peso per unità di superficie [kN/m ²]
Intonaco intradosso	s = 1,5 cm	20	0,3
Volte non strutturali		/	0,334
Putrelle in ferro	h = 18 cm	/	0,235
Tavelloni in laterizio	s = 10 cm	8	0,8
Getto di riempimento	s = 8 cm	20	1,6
Massetto	s = 5 cm	20	1
Allettamento pavimento	s = 1,5 cm	20	0,3
Pavimento in piastrelle	s = 2 cm	/	0,2
Carico distribuito elementi divisori interni		/	1,2
Carico permanente G₁+G₂			5,969
Carico variabile q _k	Categoria B2	/	3
Coefficiente di combinazione Ψ_{2j}	Categoria B		0,3

S4	Solaio in acciaio
-----------	--------------------------



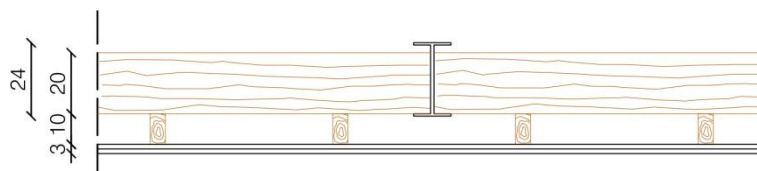
Stratigrafia solaio	Dimensione elementi	Peso specifico [kN/m ³]	Peso per unità di superficie [kN/m ²]
Travi in acciaio, orditura principale	h = 18 cm	/	0,125
Travi in acciaio, orditura secondaria	h = 14 cm	/	0,161
Pannelli di legno	s = 2 cm	6	0,12
Carico permanente G₁+G₂			0,407
Carico variabile q _k		/	/

S5A	Controsoffitto al di sotto della copertura, con controsoffitto
------------	---



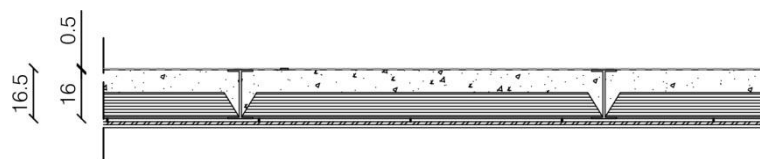
Stratigrafia solaio	Dimensione elementi	Peso specifico [kN/m ³]	Peso per unità di superficie [kN/m ²]
Controsoffitto in cartongesso	s = 1,5 cm	8	0,12
Controsoffitto e intonaco	s = 3 cm	20	0,6
Travetti in legno	15 cm x 5 cm	6	0,075
Travi in legno	20 cm x 20 cm	6	0,089
Travi in ferro (IPE 240)	h = 24 cm	/	0,083
Carico permanente G₁+G₂			0,967
Carico variabile q _k	Categoria H1	/	0,5
Coefficiente di combinazione Ψ_{2j}	Categoria H		0

S5B	Controsoffitto al di sotto della copertura
------------	---



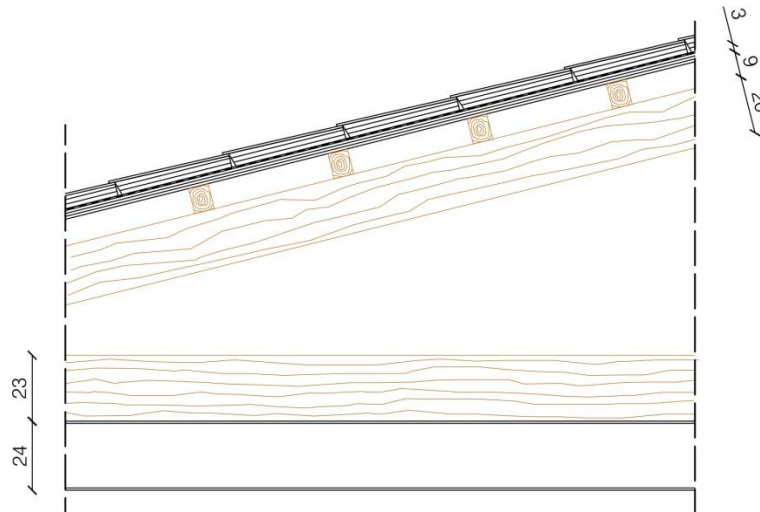
Stratigrafia solaio	Dimensione elementi	Peso specifico [kN/m ³]	Peso per unità di superficie [kN/m ²]
Controsoffitto e intonaco	s = 3 cm	20	0,6
Travetti in legno	10 cm x 5 cm	6	0,05
Travi in legno	20 cm x 20 cm	6	0,089
Travi in ferro (IPE 240)	h = 24 cm	/	0,083
Carico permanente G₁+G₂			0,822
Carico variabile q _k	Categoria H1	/	0,5
Coefficiente di combinazione Ψ_{2j}	Categoria H		0

C1	Copertura in putrelle e tavelloni
-----------	--



Stratigrafia solaio	Dimensione elementi	Peso specifico [kN/m ³]	Peso per unità di superficie [kN/m ²]
Controsoffitto e intonaco	s = 2 cm	20	0,4
Putrelle in ferro	h = 16 cm	/	0,125
Tavelloni in laterizio	s = 10 cm	8	0,8
Getto di riempimento	s = 6 cm	20	1,2
Manto impermeabilizzante	s = 0,5 cm	/	0,03
Carico permanente G₁+G₂			2,555
Carico variabile q _k	Categoria H1	/	0,5
Coefficiente di combinazione Ψ_{2j}	Categoria H		0
Carico variabile q _k	Neve ($\leq 1000m$)		0,8
Coefficiente di combinazione Ψ_{2j}	Neve ($\leq 1000m$)		0

C2	Copertura in capriate lignee
-----------	-------------------------------------



Elem. Capriata	h [m]	b [m]	l [m]
Catena	0,23	0,16	6,9
Puntoni	0,2	0,16	3,67
Monaco	0,16	0,16	1,2
Saette	0,16	0,16	1,5

Stratigrafia solaio	Dimensione elementi	Peso specifico [kN/m ³]	Peso per unità di superficie [kN/m ²]
Capriata lignea		6	0,128
Arcarecci lignei	9 cm x 7 cm	6	0,076
Tavole in laterizio forato	s = 3 cm	8	0,24
Manto impermeabilizzante	s = 0,5 cm	/	0,03
Coppi			0,6
Carico permanente G₁+G₂			1,073
Carico variabile q _k	Categoria H1	/	0,5
Coefficiente di combinazione Ψ_{2j}	Categoria H		0
Carico variabile q _k	Neve ($\leq 1000m$)		0,8
Coefficiente di combinazione Ψ_{2j}	Neve ($\leq 1000m$)		0

8.2.3 Valutazione dell'azione sismica

Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

Per poter successivamente definire l'entità dell'azione sismica a cui verranno sottoposti gli elementi costituenti lo stabile oggetto di studio, è necessario definire la vita nominale, la classe d'uso e il periodo di riferimento per Palazzo Moretti-Scarpari.

Con vita nominale si intende “[...] il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo a cui è destinata.”²⁸ Per scegliere la vita nominale di un'opera è necessario riferirsi alla tabella 2.4.I delle NTC (tabella 8.2-02).

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita nominale V _N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere Provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza normale	≤ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≤ 100

Tabella 8.2.3-01: Vita nominale V_N per diversi tipi di opere.

Fonte: D.M. 14/01/2008, cap. 2.4.1, p. 4.

Le Linee Guida specificano inoltre che la vita nominale di un bene culturale dovrebbe essere molto lunga, in quanto l'interesse è che quest'ultimo venga conservato nel tempo, anche nel caso di azioni sismiche di elevata intensità. Questa scelta comporterebbe però una verifica sismica molto gravosa e la probabile necessità di ricorrere ad interventi invasivi, che potrebbero alterare il carattere dell'opera stessa. Per questo, coerentemente con il criterio di minimo intervento, si ha la possibilità di fare riferimento ad una vita nominale ridotta (anche inferiore a 50 anni, ma

²⁸ D.M. 14/01/2008, cap. 2.4.1, p. 4.

comunque superiore a 20 anni). Prima del termine di questa vita nominale ridotta si dovrà procedere con una nuova verifica ed eventualmente con nuovi interventi.²⁹

Per il palazzo oggetto di studio si è quindi scelto di considerare una V_N pari a 50 anni.

La classe d'uso viene definita in riferimento all'importanza dello stabile e alla presenza o meno di affollamenti significativi al suo interno.

Con riferimento ai beni culturali le classi d'uso vengono distinte in:

- Classe I – uso saltuario o non utilizzato;
- Classe II – uso frequente con normali affollamenti;
- Classe III – uso molto frequente e/o con affollamenti significativi;
- Classe IV – edificio strategico e uso molto frequente e/o con affollamenti significativi³⁰.

Vista l'importanza strategica dell'edificio oggetto di studio, il quale è la sede principale dei maggiori organi comunali della città di Padova, si ritiene che esso possa ricadere nella classe IV, di cui, secondo le NTC, fanno parte le *“Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. [...]”*³¹.

Il periodo di riferimento V_R viene definito sulla base della vita nominale e del coefficiente d'uso, a sua volta determinato dalla classe d'uso scelta, secondo la tabella 2.4.II delle NTC.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 8.2.3-02: Valori del coefficiente d'uso C_U .

Fonte: D.M. 14/01/2008, cap. 2.4.3, p. 5.

Il coefficiente d'uso risulta quindi essere pari a 2,0.

Il periodo di riferimento, sulla base delle NTC, si determina con la seguente formula:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2,0 = 100 \text{ anni}$$

²⁹ Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, cap. 2.4, pp. 9-12.

³⁰ Ivi, p. 9.

³¹ D.M. 14/01/2008, cap. 2.4.2, p. 5.

Calcolo dell'azione sismica

Secondo le NTC, la descrizione del moto sismico in uno specifico punto della superficie del suolo avviene tramite l'elaborazione di uno spettro elastico di risposta, il quale costituisce un adeguato modello di riferimento per la determinazione dell'azione sismica.

Per ottenere una corretta elaborazione dello spettro elastico di risposta per il sito e la costruzione oggetto di studio, ci si è rivolti al programma "Spettri-NTC", messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Si tratta di un documento Excel in grado di *"[...] fornire gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale."*³²

Il programma, in accordo con le vigenti normative, richiede una serie di dati sul sito e sul fabbricato in modo da poter elaborare gli spettri di risposta ad essi corrispondenti e fornisce inoltre i tre parametri necessari per la definizione delle forme spettrali, ovvero:

- a_g , cioè l'accelerazione orizzontale massima al sito, dalla quale si ricava la pericolosità sismica della zona di interesse;
- F_0 , il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* , cioè il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.³³

L'elaborazione degli spettri di risposta è, nel documento Spettri-NTC, articolata in tre fasi:

- Fase 1: Individuazione della pericolosità del sito.

E' qui possibile inserire le coordinate del sito di interesse (latitudine e longitudine) o il comune di interesse in modo da localizzare la zona rispetto al reticolo di microzonazione sismica (in basso a sinistra nella Fig. 8.2.3-01) e da valutare quindi la pericolosità dell'area.

³² Documento Excel "Spettri-NTC", introduzione.

³³ D.M. 14/01/2008, cap. 3.2, p. 15.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:

LATITUDINE:

☐ Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

☒ Sito esterno al reticolo

☐ Interpolazione su 3 nodi

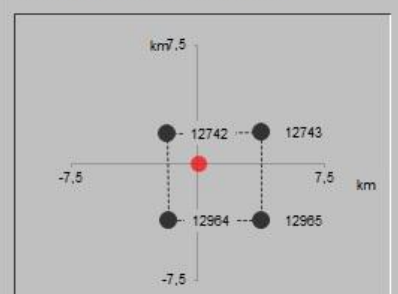
☐ Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Fig. 8.2.3-01: Documento Excel "Spettri-NTC", fase 1.

- Fase 2: Scelta della strategie di progettazione.**

In questa fase è necessario inserire la vita nominale scelta per la costruzione e il coefficiente d'uso (quindi nel caso oggetto di studio rispettivamente 50 e 2).

Il programma calcola automaticamente il periodo di riferimento V_R , il periodo di ritorno dell'azione sismica, sulla base della probabilità di superamento P_{VR} e fornisce infine i grafici e le tabelle rappresentanti la variazione dei parametri a_g , F_0 e T_C^* in funzione dei diversi tempi di ritorno e i grafici degli spettri di risposta elastici per i diversi stati limite.

La probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R varia a seconda dello stato limite che viene considerato, come da tabella 8.2.3-03.

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

Tabella 8.2.3-03: Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato.

Fonte: D.M. 14/01/2008, cap. 3.2.1, p. 16.

Il periodo di ritorno dell'azione sismica si calcola attraverso la seguente formula:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{100}{\ln(1 - 0,1)} = 949 \text{ anni}$$

Nel caso di SLV risulta 949 anni per l'edificio oggetto di studio.



Fig. 8.2.3-02: Documento Excel "Spettri-NTC", fase 2.

Valori di progetto dei parametri a_g , F_o , T_C^* in funzione del periodo di ritorno T_R

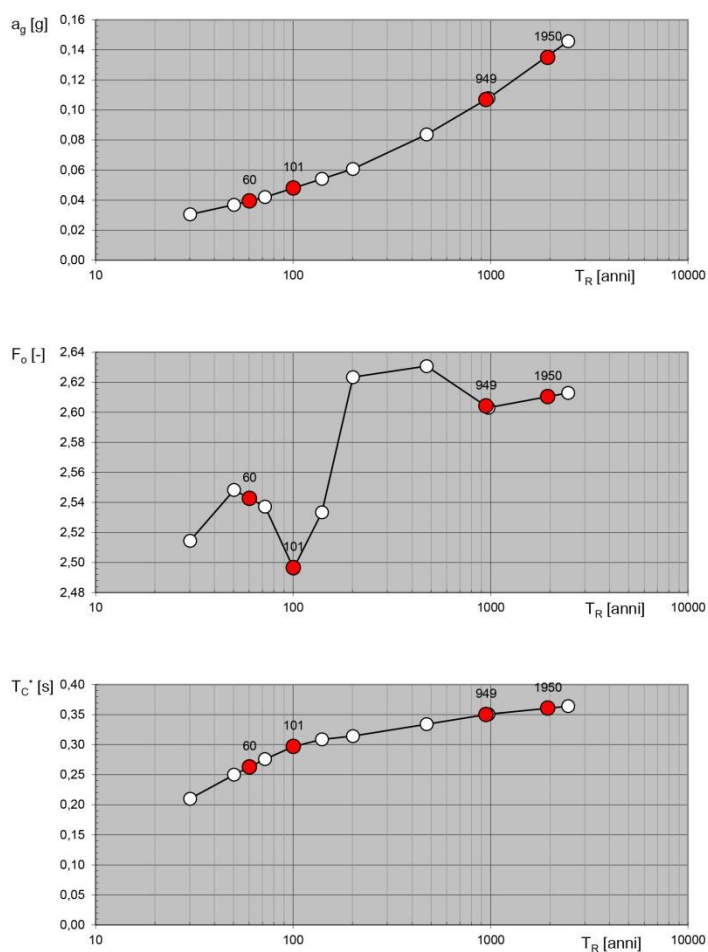


Fig. 8.2.3-03: Documento Excel "Spettri-NTC", grafici rappresentanti la variazione dei parametri a_g , F_o e T_C^* .

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

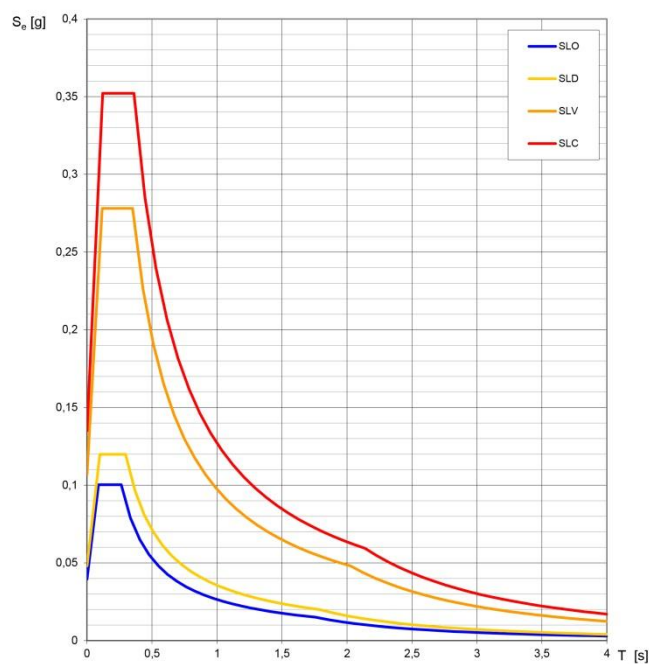


Fig. 8.2.3-04: Documento Excel "Spettri-NTC", grafici degli spettri di risposta elastici per i diversi stati limite.

- Fase 3: Determinazione dell'azione di progetto.

In questa fase è possibile scegliere quale stato limite considerare (SLV nel caso oggetto di studio), la categoria di sottosuolo (C) e la categoria topografica (T1).

Per la definizione della componente orizzontale dell'azione sismica è poi necessario inserire il valore dello smorzamento ξ (pari al 5%, dal quale verrà ricavato il fattore di smorzamento viscoso η , che, per l'edificio oggetto di studio, risulta essere unitario), del fattore di struttura q (pari a 2) e scegliere se il fabbricato è o meno regolare in altezza.

Infine, per la definizione della componente verticale dell'azione sismica va inserito il fattore q (pari a 1,5).

In base alla categoria di sottosuolo (C per il terreno su cui sorge Palazzo Moretti-Scarpari³⁴), il programma calcola i parametri S_S e C_C , secondo la tabella 3.2.V delle NTC e, successivamente all'inserimento della categoria topografica (T1 per il sito oggetto di studio, ovvero *"Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ "*³⁵), il parametro S_T , secondo la tabella 3.2.VI delle NTC. I parametri S_S e S_T verranno poi combinati per ottenere il coefficiente S ($S = S_S \cdot S_T$), necessario per la definizione degli spettri di risposta.

Per la scelta del fattore di struttura q è possibile rifarsi al capitolo 7.1.3 delle NTC, in cui viene definito q nel caso di analisi lineare, al capitolo 7.8.1.3 in cui vengono fornite le formule per il calcolo del fattore q per le costruzioni in muratura e al capitolo C8.7.1.2 della Circolare in cui si definisce q per le strutture esistenti in muratura.

In ogni caso si è ritenuto opportuno assumere q pari a 2, a favore di sicurezza, come indicato nel capitolo C8A.4.2.3 degli allegati alla Circolare³⁶.

Il programma "Spettri-NTC" fornisce quindi i grafici degli spettri di risposta per lo stato limite scelto e i parametri e i punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stesso stato limite, sulla base delle formule contenute nelle NTC.

³⁴ Vedi capitolo 1.3 della presente relazione.

³⁵ D.M. 14/01/2008, cap. 3.2.2, p. 18, Tabella 3.2.IV.

³⁶ Circolare n° 617, cap. C8A.4.2.3, p. 416.

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato SLV info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo C info $S_s = 1,500$ $C_c = 1,485$ info
 Categoria topografica T1 info $h/H = 0,000$ $S_T = 1,000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
☒ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta = 1,000$ info
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_o 2 Regol. in altezza no info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q 1,5 $\eta = 0,667$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta ➡
 Parametri e punti spettri di risposta ➡

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Fig. 8.2.3-05: Documento Excel "Spettri-NTC", fase 3.

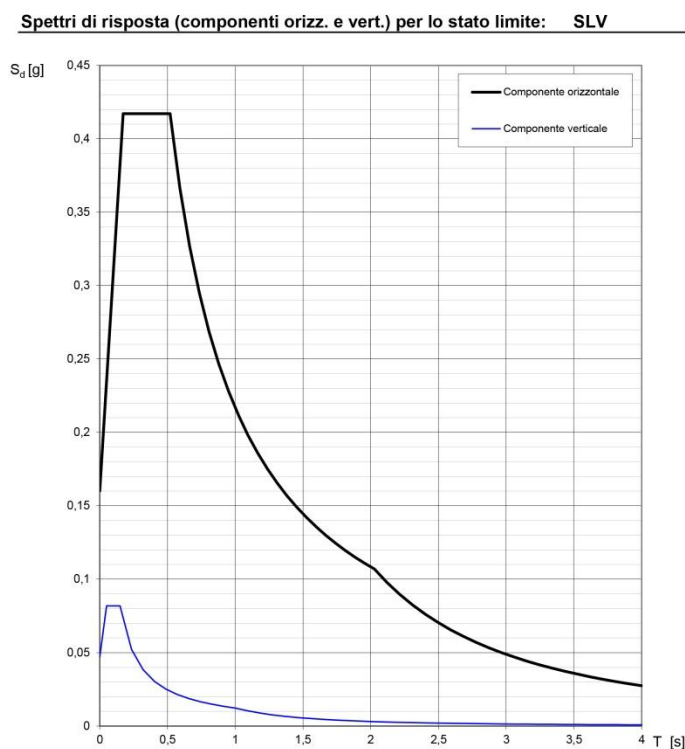


Fig. 8.2.3-06: Documento Excel "Spettri-NTC", grafici degli spettri di risposta per lo stato limite SLV.

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,107 g
F_0	2,604
T_C	0,350 s
S_S	1,500
C_C	1,485
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,173 s
T_C	0,520 s
T_D	2,027 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,160
$T_B \leftarrow$	0,173	0,417
$T_C \leftarrow$	0,520	0,417
	0,591	0,367
	0,663	0,327
	0,735	0,295
	0,807	0,269
	0,879	0,247
	0,950	0,228
	1,022	0,212
	1,094	0,198
	1,166	0,186
	1,237	0,175
	1,309	0,166
	1,381	0,157
	1,453	0,149
	1,525	0,142
	1,596	0,136
	1,668	0,130
	1,740	0,125
	1,812	0,120
	1,884	0,115
	1,955	0,111
$T_D \leftarrow$	2,027	0,107
	2,121	0,098
	2,215	0,090
	2,309	0,082
	2,403	0,076
	2,497	0,070
	2,591	0,065
	2,685	0,061
	2,779	0,057
	2,873	0,053
	2,967	0,050
	3,061	0,047
	3,155	0,044
	3,248	0,042
	3,342	0,039
	3,436	0,037
	3,530	0,035
	3,624	0,033
	3,718	0,032
	3,812	0,030
	3,906	0,029
	4,000	0,027

Fig. 8.2.3-07: Documento Excel "Spettri-NTC", parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV.

I dati ottenuti verranno quindi utilizzati per la successiva valutazione della sicurezza sismica di Palazzo Moretti-Scarpari.

8.3 Analisi dei meccanismi locali di collasso tramite macroelementi

Come è stato esposto in precedenza, spesso gli edifici in muratura non sviluppano un chiaro comportamento d'insieme e la risposta sismica è la risultante della risposta di un insieme di elementi; di conseguenza si ha la necessità di compiere uno studio dei cosiddetti meccanismi locali di collasso.

Si è riscontrato, anche in seguito alle precedenti esperienze sismiche, che la vulnerabilità sismica di uno stabile è spesso condizionata dalla qualità delle connessioni. Un edificio in muratura infatti ha una buona risposta sismica se il comportamento è scatolare e questo è garantito se le connessioni fra le murature e fra le stesse e gli orizzontamenti sono adeguate, dal momento che l'azione sismica provoca forze in direzione orizzontale e non verticale, come invece avviene in condizioni statiche (gli edifici storici sono spesso progettati per queste ultime e non per le orizzontali).

La presenza di queste sconnessioni comporta la formazione di cinematismi in determinate porzioni di muratura, con la conseguente creazione di cerniere cilindriche e quindi di catene cinematiche. Questo processo può instaurarsi solo se la muratura è ben costruita (a regola d'arte), altrimenti si ha la disgregazione del paramento murario prima che si sviluppi il cinematismo. Questo approccio è quindi detto "cinematico" e permette di valutare l'azione orizzontale che attiva il meccanismo e di determinare l'andamento dell'azione stessa mano a mano che il cinematismo si evolve, fino al collasso. Vanno quindi individuati i possibili meccanismi di danno, identificando sconnessioni già presenti o che hanno la possibilità di formarsi. Queste sconnessioni, insieme alle fessurazioni causate dal sisma, dividono la muratura in più elementi, si tratta dei "*macroelementi*", ovvero parti costruttivamente riconoscibili della costruzione, con caratteristiche omogenee per quanto riguarda il comportamento strutturale. Essi, comportandosi in modo monolitico, possono essere analizzati separatamente gli uni dagli altri, semplificando notevolmente i calcoli. Vanno perciò individuati questi macroelementi, i quali diventano i corpi rigidi che sviluppano il cinematismo e successivamente è necessario ipotizzare quali sono i più probabili meccanismi a cui possono essere sottoposti, considerando che il collasso può avvenire tramite "*meccanismi di primo modo*" o "*meccanismi di secondo modo*".

I primi coinvolgono le pareti fuori dal loro piano e sono più pericolosi per il fabbricato, in quanto si tratta di meccanismi di collasso fragile e, a seguito della loro formazione, la muratura non è più in grado di sostenere le stesse forze.

Inoltre questi meccanismi si attivano prima di quelli di II modo, dal momento che sono caratterizzati da un coefficiente di attivazione (ovvero il coefficiente per il quale si innesca il meccanismo di collasso) molto più basso.

Infine tali cinematismi comportano spesso la perdita di appoggio delle travi sui solai e un conseguente crollo a catena, che risulta essere distruttivo per lo stabile.

I meccanismi di II modo invece coinvolgono le pareti nel loro piano e si manifestano con la formazione di lesioni a taglio (come le lesioni a croce di sant'Andrea), le quali non comportano necessariamente il collasso del macroelemento; la muratura infatti non perde in genere la sua capacità portante se ben costruita. Questo meccanismo può essere definito pseudo-duttile.

Sia che si tratti di meccanismi di I che di II modo, lo scopo dell'analisi è la determinazione del coefficiente di attivazione del meccanismo α , che viene poi utilizzato nella verifica sismica, secondo le direttive riportate nella Circolare n°617.

Per giungere a questo risultato, ai vari macroelementi vanno applicate le forze che agiscono su di essi, ovvero:

- il peso proprio dell'elemento, applicato nel suo baricentro;
- i carichi verticali portati dal blocco di muratura analizzato, quali i pesi di solai e copertura, applicati sulla sommità del blocco;
- un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali;
- eventuali forze esterne, dovute ad esempio alla presenza di catene o di volte;
- eventuali forze interne, come le azioni legate all'ingranamento tra i conci murari.

Nel caso oggetto di studio si procede all'individuazione dei macroelementi ritenuti significativi in seguito alle precedenti considerazioni e all'analisi di alcuni meccanismi di I modo, ovvero i più pericolosi per lo stabile, con il fine di ottenere una valutazione delle possibili situazioni peggiori.

Le ipotesi che vengono assunte nell'applicazione del metodo sono:

- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

Per ottenere un comportamento più realistico della muratura, si è scelto di non considerare una resistenza a compressione infinita, ma limitata e questo risultato si raggiunge arretrando adeguatamente le cerniere cilindriche rispetto agli spigoli delle sezioni.

Di seguito vengono riportati i simboli utilizzati più frequentemente nella verifica della risposta sismica dei macroelementi analizzati e i simboli più rilevanti, con i relativi significati, che indicano le principali caratteristiche geometriche dei blocchi di muratura e le forze agenti³⁷:

- α , moltiplicatore orizzontale dei carichi agenti sui macroelementi;
- n , numero di piani interessati dal cinematismo;
- W_i , peso proprio della parete al piano i -esimo o del macroelemento i -esimo;
- F_i , spinta di archi o volte sulla parete i -esima;
- P_s , peso del solaio agente sulla parete al piano i -esimo;
- P_v , carico verticale trasmesso alla testa del macroelemento;
- P , carico trasmesso dalla trave di colmo o dal puntone del tetto a padiglione;
- P_H , spinta statica trasmessa dalla copertura in testa al macroelemento;
- T_i , azione dei tiranti eventualmente presenti in testa alla parete del piano i -esimo;
- s_i , spessore della parete al piano i -esimo;
- h , altezza della parete i -esima e braccio delle forze applicate in sommità;
- h_p , braccio verticale dell'azione trasmessa dal solaio alla parete al piano i -esimo;

³⁷ I simboli di seguito indicati si riferiscono alle successive figure che esplicano i principali meccanismi analizzati. Le figure e i simboli stessi sono tratti dalle "Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi", Allegato alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento degli elementi strutturali, Tamponature e Partizioni – ReLUIS agosto 2009.

- h_v , braccio verticale della spinta di archi o volte al piano i -esimo;
- L_i , lunghezza del macroelemento i -esimo;
- x_{Gi} , braccio orizzontale del peso proprio del corpo i -esimo;
- y_{Gi} , braccio verticale del peso proprio del corpo i -esimo;
- d , braccio orizzontale dei carichi trasmessi al macroelemento.

8.3.1 Meccanismo A: Ribaltamento semplice di parete monolitica

Il meccanismo di ribaltamento semplice di parete si verifica quando la porzione di parete considerata non è ben ammortata con le murature ad essa ortogonali, con quelle ad essa adiacenti e con la copertura (copertura in semplice appoggio e assenza di cordolo sommitale). Esso si manifesta attraverso la rotazione rigida attorno ad una cerniera cilindrica di un'intera facciata o di una sua porzione e può avvenire a diversi livelli del macroelemento (a partire dal livello del terreno, coinvolgendo tutto il blocco considerato o a partire da un livello superiore, coinvolgendone una parte).

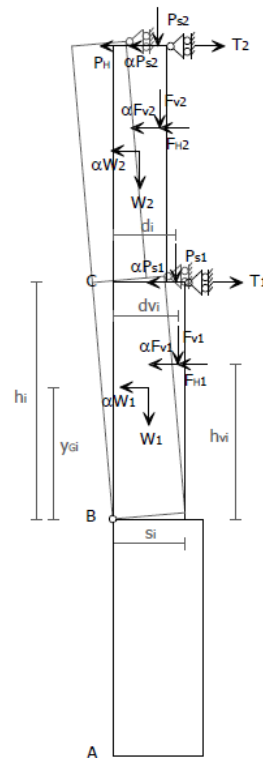


Fig. 8.3.1-01, 02: Ribaltamento semplice di parete monolitica e sua schematizzazione.
Fonte: Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali – ReLUIS.

Per il calcolo del coefficiente di attivazione del meccanismo α è possibile ricorrere all'equilibrio, relativamente al polo B, dei momenti che si generano dalle forze agenti sul macroelemento. Nella rotazione del blocco considerato attorno alla cerniera B, i momenti possono essere stabilizzanti, se concorrono alla stabilità dell'elemento o ribaltanti, se concorrono alla sua instabilità. La condizione limite affinché venga soddisfatto l'equilibrio impone che i momenti stabilizzanti debbano essere pari a quelli instabilizzanti ($M_S = M_R$), dove:

$$M_S = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{vi} \cdot d_{vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i$$

$$M_R = \alpha \cdot \left[\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i \right] + \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} + P_H \cdot h_i$$

Dall'uguaglianza di M_S ed M_R risulta:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{s_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} - P_H \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i}$$

Come anticipato in precedenza, si è però scelto di non considerare la resistenza della muratura infinita ma limitata, a causa della concentrazione delle tensioni nel polo di rotazione e del conseguente schiacciamento della muratura in quel punto. Pertanto tutti i bracci orizzontali delle forze verticali andranno ridotti e ad essi verrà quindi sottratto il valore di arretramento della cerniera t .

L'esatto valore di t è calcolabile considerando che l'innescò del cinematismo avvenga nel momento in cui la tensione massima al lembo compresso (σ_{max}) raggiunge il valore di resistenza a compressione della muratura (f_{md}), supponendo una distribuzione lineare delle tensioni alla base del muro. La risultante delle tensioni è quindi applicata nel baricentro del diagramma che le rappresenta, ovvero alla distanza t , e σ_{max} , posta uguale ad f_{md} , è calcolabile dal rapporto tra lo sforzo normale agente sulla sezione compressa e l'area della sezione stessa.

$$\sigma_{max} = f_{md} = 2 \cdot \sigma_{media} = \frac{\sum_{i=1}^n P}{3 \cdot t \cdot l}$$

Si ottiene quindi:

$$t = \frac{2 \cdot \sum_{i=1}^n P}{3 \cdot f_{md} \cdot l}$$

dove P sono le forze peso applicate.

8.3.2 Meccanismo A1: Ribaltamento semplice di parete monolitica in quota

Il meccanismo considerato è analogo al precedente, ma in questo caso si considera solamente una porzione del macroelemento, ovvero la parte sommitale, la quale è sottoposta all'azione sismica più elevata.

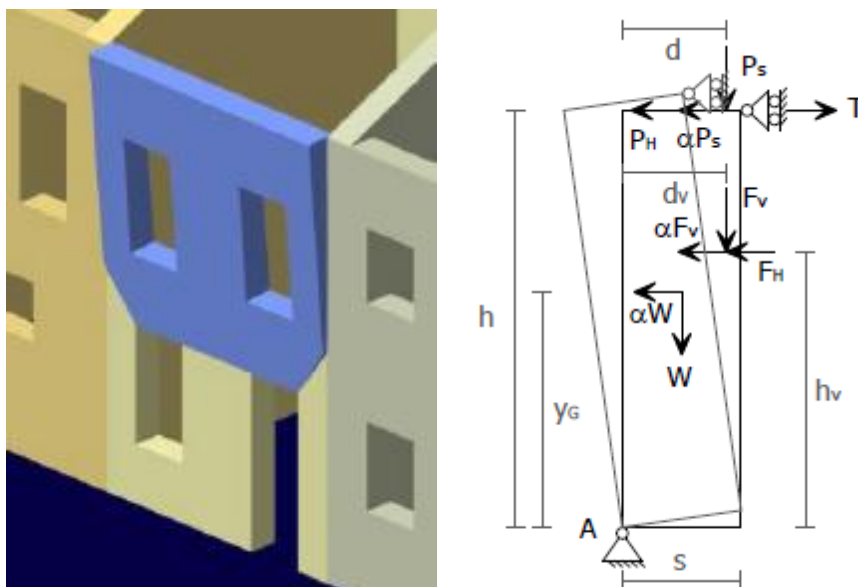


Fig. 8.3.2-01, 02: Ribaltamento semplice di parete monolitica in quota e sua schematizzazione.
Fonte: Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali – ReLUIS.

Il calcolo del coefficiente di attivazione del meccanismo α si esegue, allo stesso modo del caso precedente, uguagliando i momenti stabilizzante e ribaltante, ottenendo:

$$\alpha = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_v - P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_V \cdot h_v + P_S \cdot h}$$

Va considerato anche in questo caso l'arretramento della cerniera.

8.3.3 Meccanismo B: Ribaltamento composto di parete

La parete su cui si innesca il cinematismo si considera, a differenza delle precedenti situazioni, ammortata ad una o più pareti ad essa ortogonali. Questo fa sì che il blocco ribaltante comprenda anche una porzione della parete di controvento, la cui forma è influenzata dalla presenza di aperture. Le lesioni che si creano sulla parete infatti tendono a propagarsi più facilmente se le aperture sulla stessa sono numerose e vicine alla zona di connessione fra le due murature ortogonali e seguono in ogni caso la conformazione delle forometrie.

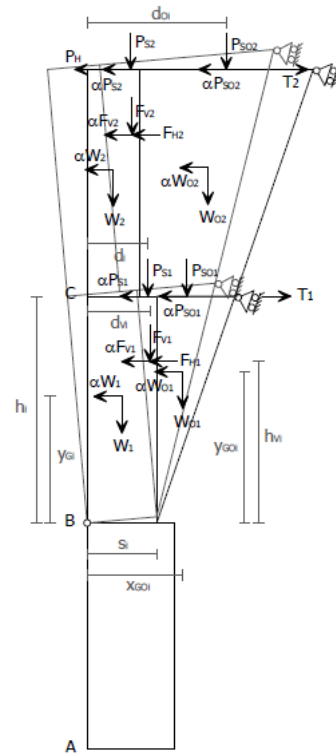


Fig. 8.3.3-01, 02: Ribaltamento composto di parete e sua schematizzazione.
Fonte: Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali – ReLUIS.

Anche in questo caso il calcolo del coefficiente di attivazione del meccanismo α avviene imponendo $M_S = M_R$. Si ottiene quindi:

$$\alpha = \frac{\sum_i W_i \frac{s_i}{2} + \sum_i F_{vi} d_{vi} + \sum_i W_{oi} x_{GOi} + \sum_i P_{Si} d_i + \sum_i P_{S0i} d_{0i} + \sum_i T_i h_i - \sum_i F_{Hi} h_{vi} - P_H h_i}{\sum_i W_i y_{Gi} + \sum_i W_{oi} y_{GOi} + \sum_i F_{vi} h_{vi} + \sum_i P_{Si} h_i + \sum_i P_{S0i} h_i}$$

L'arretramento della cerniera viene calcolato come di consueto.

8.3.4 Meccanismo C: Flessione verticale di parete

Il meccanismo di flessione verticale di parete si innesca quando la porzione di facciata considerata non è connessa adeguatamente alle murature di controvento ma, a differenza dei casi precedenti, è connessa all'orizzontamento sulla sommità (copertura o solaio), generalmente grazie alla presenza di un cordolo o di un numero adeguato di tiranti.

Il meccanismo comporta la formazione di tre cerniere: una alla base della parete, una sulla sommità e una nella zona centrale, in corrispondenza del solaio intermedio, il quale infatti potrebbe causare l'innesco del cinematisma per la forte spinta orizzontale a cui sottopone il blocco murario considerato. Per questo il meccanismo coinvolge spesso due livelli dello stabile, ma potrebbe instaurarsi anche su un solo livello nel caso di parete particolarmente snella o su più di due livelli a seconda dell'ammorsamento dei solai intermedi.

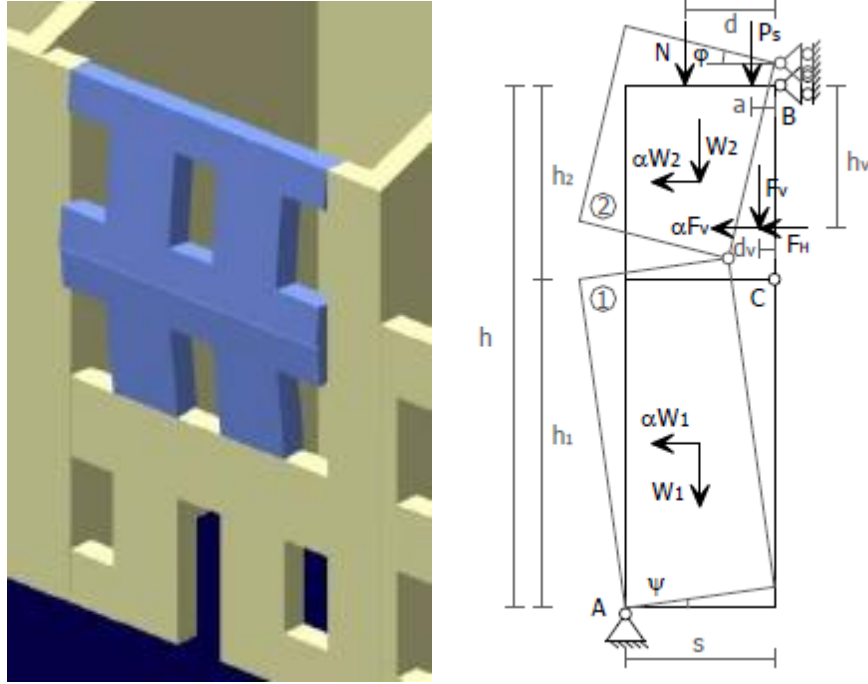


Fig. 8.3.4-01, 02: Flessione verticale di parete e sua schematizzazione.
Fonte: Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali – ReLUIS.

In questo caso per il calcolo del coefficiente di attivazione del meccanismo α , non è possibile ricorrere all'equilibrio dei momenti attorno ad un polo di rotazione, in quanto i poli di rotazione risultano essere più di uno. Di conseguenza è necessario applicare il Principio dei Lavori Virtuali, imponendo una rotazione virtuale al primo corpo (e una conseguente rotazione al secondo) e calcolando quindi gli angoli di rotazione e gli spostamenti virtuali orizzontali e verticali dei punti di applicazione delle forze in gioco.

Il lavoro delle forze esterne risulta essere nullo, per cui, per il PLV, anche quello delle forze interne è pari a 0. Moltiplicando le forze interne per i rispettivi spostamenti virtuali si ottiene:

$$\begin{aligned} & \alpha \cdot [W_1 \delta_{1x} + W_2 \delta_{2x} + F_{V1} \delta_{V1x} + F_{V2} \delta_{V2x} + P_{S1} \delta_{P1x}] + F_{H1} \delta_{V1x} + F_{H2} \delta_{V2x} = \\ & = W_1 \delta_{1y} + W_2 \delta_{2y} + F_{V1} \delta_{V1y} + F_{V2} \delta_{V2y} + N \delta_{Ny} + P_{S1} \delta_{P1y} + P_{S2} \delta_{P2y} + T \delta_{P1x} \end{aligned}$$

Si ricava quindi α :

$$\alpha = \frac{\frac{W_1}{2} s_1 + F_{V1} d_{V1} + (W_2 + P_{S2} + N + F_{V2}) s_2 + \frac{h_1}{h_2} \left(\frac{W_2}{2} s_2 + P_{S2} a_2 + N d + F_{V2} d_{V2} - F_{H2} h_{V2} \right) + P_{S1} a_1 - F_{H1} h_{V1} + T h_P}{W_1 y_{G1} + F_{V1} h_{V1} + P_{S1} h_P + (W_2 y_{G2} + F_{V2} h_{V2}) \frac{h_1}{h_2}}$$

8.3.5 Meccanismo D: Ribaltamento del cantonale

Il meccanismo di ribaltamento del cantonale avviene spesso nel caso in cui sia presente un corpo spingente in testa alla porzione ribaltante. Una delle cause principali dell'instaurarsi del meccanismo infatti è la presenza di un puntone di un tetto a padiglione, il quale trasmette alla muratura d'angolo le spinte P e P_H , rappresentate in figura 8.3.5-02. Il cantonale tende quindi a ribaltare nella direzione di spinta del puntone che si assume pari a 45° rispetto alle pareti

ortogonali convergenti nell'angolata, ruotando attorno ad una cerniera A collocata alla base del cuneo di distacco. Le superfici di frattura sulle due pareti ortogonali assumono un andamento diagonale e spesso seguono le aperture presenti.

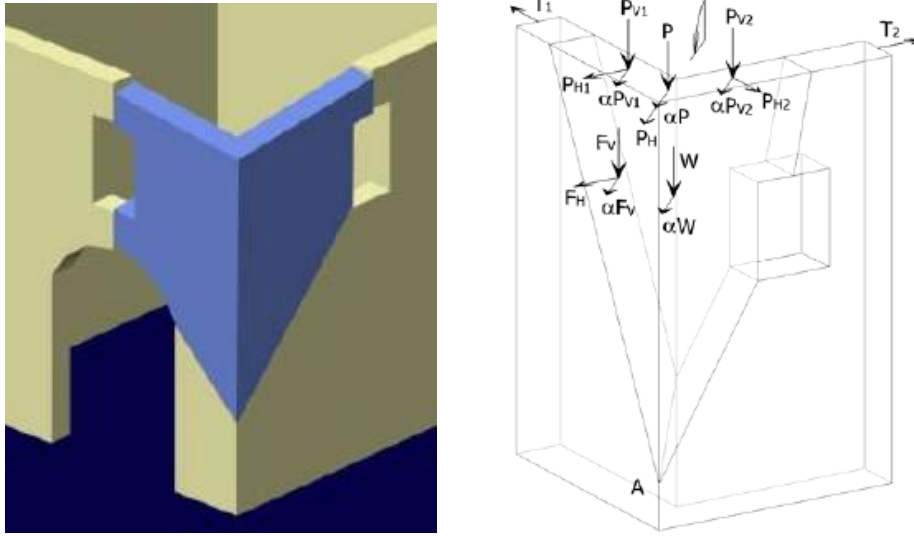


Fig. 8.3.5-01, 02: Ribaltamento del cantonale e sua schematizzazione.
Fonte: Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali – ReLUIS.

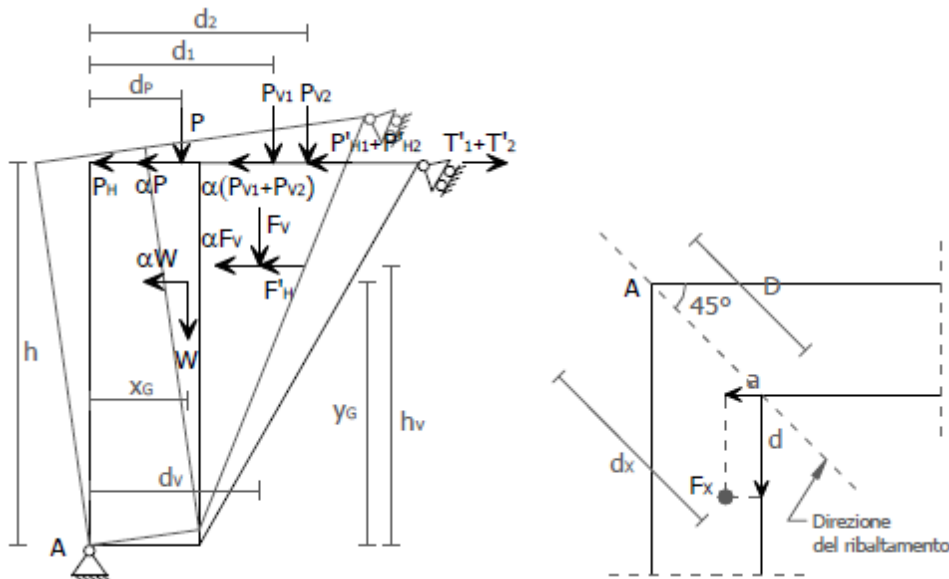


Fig. 8.3.5-03, 04: Schematizzazione ribaltamento del cantonale e direzione del ribaltamento.
Fonte: Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali – ReLUIS.

Per il calcolo del coefficiente di attivazione del meccanismo α è possibile ricorrere all'equilibrio alla rotazione attorno al polo A, ottenendo quindi:

$$M_{S(A)} = W x_G + F_V d_V + P d_P + P_{V1} d_1 + P_{V2} d_2 + (T'_1 + T'_2) h$$

$$M_{R(A)} = \alpha [W y_G + F_V h_V + (P + P_{V1} + P_{V2}) h] + F'_H h_V + (P_H + P'_{H1} + P'_{H2}) h$$

$$\alpha = \frac{W x_G + F_V d_V + P d_P + P_{V1} d_1 + P_{V2} d_2 + (T'_1 + T'_2) h - F'_H h_V - (P_H + P'_{H1} + P'_{H2}) h}{W y_G + F_V h_V + (P + P_{V1} + P_{V2}) h}$$

8.3.6 Approccio cinematico

L'approccio cinematico consente quindi di individuare il valore del coefficiente di attivazione del meccanismo α , tramite l'equilibrio alla rotazione attorno ad un polo o il Principio dei Lavori Virtuali e di valutare l'andamento del coefficiente stesso nell'evolversi del meccanismo. Esso infatti assumerà un valore minore all'aumentare dello spostamento, in quanto la parete considerata riuscirà a sopportare un valore sempre minore di forze orizzontali. Nel momento in cui la stessa non sarà più in grado di reagire ad alcuna forza sismica il valore di α sarà pari a 0.

Tramite l'approccio cinematico è quindi possibile determinare l'andamento dell'azione sismica che la costruzione può sopportare, attraverso la definizione di una curva funzione del moltiplicatore α , il quale può anche essere definito come il rapporto tra le forze orizzontali applicate ed i corrispondenti pesi delle masse presenti, rappresentato a sua volta in funzione dello spostamento d_k di un punto di controllo, solitamente del baricentro delle masse.

La curva viene poi trasformata nella curva di capacità di un sistema equivalente ad un grado di libertà (oscillatore equivalente) per poter definire i parametri necessari per l'analisi sismica: accelerazione spettrale a^* nel caso di analisi cinematica lineare e spostamento spettrale d^* nel caso di analisi cinematica non lineare. Questi due parametri andranno confrontati con la domanda di accelerazione o di spostamento richiesta dall'azione sismica nel sito considerato.

Riepilogando, il metodo consiste in:

1. trasformazione di una porzione del fabbricato in un sistema labile, ovvero in una catena cinematica, individuando con i metodi precedentemente esposti i possibili macroelementi della struttura e i possibili meccanismi di collasso degli stessi;
2. individuazione del valore del coefficiente di attivazione del meccanismo α , anche chiamato moltiplicatore orizzontale dei carichi;
3. evoluzione del coefficiente α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo del sistema considerato, fino al raggiungimento dell'annullamento della forza sismica orizzontale;
4. trasformazione della curva ottenuta in curva di capacità di un sistema equivalente ad un grado di libertà e valutazione di accelerazione e spostamento spettrali;
5. confronto dei valori ottenuti con la domanda di accelerazione o di spostamento richiesta dall'azione sismica nel sito considerato (verifica di sicurezza sismica).³⁸

Per la trasformazione in curva di capacità di un sistema equivalente ad un grado di libertà (punto 4 dell'elenco), è necessario valutare innanzitutto la massa partecipante al cinematismo M^* , la quale dipende dagli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi:

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i})^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}$$

dove:

- $n+m$ è il numero delle forze peso P_i applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica considerata;
- $\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i ;

³⁸ Circolare n° 617, cap. C8A.4, pp. 395, 396.

- g è l'accelerazione di gravità.

Va poi calcolata la frazione di massa partecipante:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}$$

L'accelerazione sismica spettrale risulta essere pari a:

$$a^* = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC}$$

dove:

- FC è il fattore di confidenza. Da utilizzare qualora non si fosse già stato utilizzato in precedenza.

Lo spostamento spettrale è lo spostamento medio dei diversi punti nei quali sono applicati i pesi P_i , pesato sugli stessi pesi.

$$d^* = d_k \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}}$$

dove:

- d_k è lo spostamento del punto di riferimento k ;
- $\delta_{x,k}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di riferimento k .³⁹

Arrivati a questo punto si può procedere con le verifiche di sicurezza sismica allo stato limite di danno SLD o allo stato limite di salvaguardia della vita SLV.

Per quanto riguarda Palazzo Moretti-Scarpari, non essendo obbligatoria la verifica allo SLD, si procederà direttamente con quella allo SLV.

8.3.6.1 Analisi cinematica lineare⁴⁰

Lo scopo dell'analisi allo SLV è il confronto della capacità della struttura con la domanda dell'azione sismica, in termini di accelerazione. L'accelerazione spettrale a^* deve quindi soddisfare la seguente disuguaglianza, nel caso di verifica di un elemento isolato o di una porzione di costruzione appoggiata a terra:

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

dove i parametri a_g , P_{VR} , S e q sono stati definiti al capitolo 8.2.3 della presente relazione di tesi.

³⁹ Ivi, cap. C8A.4.2.2, pp. 398-400.

⁴⁰ Ivi, cap. C8A.4.2.3, pp. 401, 402.

Se invece l'elemento da verificare è posto ad una certa quota, è necessario tenere conto che l'accelerazione sismica in quota è solitamente maggiore di quella a terra, di conseguenza dev'essere:

$$a_0^* \geq \max \left\{ \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right\}$$

dove:

- $S_e(T_1)$ è lo spettro elastico di risposta 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 ed è pari a $T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$, dove C_1 è una costante pari a 0,05 nel caso di edifici in muratura e H è l'altezza dell'intero stabile;
- $\Psi(Z)$ è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad 1 in sommità all'edificio ed è pari a $\Psi(Z) = Z/H$, in cui Z è l'altezza del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo e il resto della struttura e H è l'altezza dell'intero stabile;
- γ è il coefficiente di partecipazione modale e può essere assunto pari a $\gamma = 3N/(2N+1)$, in cui N è il numero di piani del fabbricato.

8.3.6.2 Analisi cinematica non lineare⁴¹

Lo scopo dell'analisi allo SLV è il confronto della capacità della struttura con la domanda dell'azione sismica, in termini di spostamento. In questo caso il valore del moltiplicatore orizzontale dei carichi α viene valutato in una configurazione variata della catena cinematica e non nella configurazione iniziale.

La configurazione variata a cui si è interessati è quella in cui il moltiplicatore dei carichi α è nullo. Di conseguenza, ponendo $\alpha=0$, è possibile determinare la rotazione finita $\theta_{k,0}$ della configurazione variata e successivamente lo spostamento del punto di controllo $d_{k,0}$ per cui si ha l'annullamento del moltiplicatore dei carichi. Da questo spostamento reale si ricava quello dell'oscillatore equivalente d^* (o d_0^*) con la formula già citata nel capitolo 8.3.6.

Per la verifica sismica allo SLV è necessario determinare lo spostamento ultimo dell'oscillatore equivalente d_u^* , pari al valore minimo fra il 40% di d_0^* e lo spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione (come lo sfilamento delle travi), nei casi in cui quest'ultimo sia valutabile.

Nel caso di un elemento isolato o di una porzione di costruzione appoggiata a terra, affinché la verifica sia soddisfatta deve risultare:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s)$$

dove

- $S_{De}(T_s)$ è lo spettro di risposta elastico in spostamento, calcolabile mediante l'espressione fornita al capitolo 3.2.3.2.2 delle NTC, riferito al periodo T_s .

⁴¹ Ivi, cap. C8A.4.2, pp. 398, 400, 402, 403.

- T_s è il periodo secante, che si ricava dall'espressione:

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}}$$

con:

- $d_s^* = 0,4 d_u^*$;
- $a_s^* = a_0^* (1 - d_s^* / d_0^*)$.

Nel caso di un elemento posto ad una certa quota, affinché la verifica sia soddisfatta deve risultare:

$$d_u^* \geq \max \left\{ S_{De}(T_s) ; S_{De}(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{\sqrt{(1 - T_s/T_1)^2 + 0,02 \cdot T_s/T_1}} \right\}$$

8.3.7 Individuazione dei macroelementi

Per una corretta individuazione dei macroelementi è sempre necessario aver svolto un'efficace analisi storico-critica e avere a disposizione dei rilievi geometrico, strutturale e dello stato di danno quanto più possibile corretti. Questi elementi infatti costituiscono la base per le scelte che il progettista deve operare nelle successive valutazioni di sicurezza sismica dello stabile.

Per quanto riguarda Palazzo Moretti-Scarpari, l'analisi dell'evoluzione storica del fabbricato ha permesso di individuare i possibili elementi di vulnerabilità e le possibili sconnessioni dovute a trasformazioni del fabbricato avvenute in epoche diverse, le quali comunque risultano essere piuttosto limitate dal momento che il palazzo è stato costruito in un'epoca relativamente recente. Il rilievo del quadro fessurativo, che può costituire un importante aiuto per la scelta dei macroelementi, non ha in generale permesso l'individuazione di porzioni di parete con comportamento indipendente dalle altre (ad eccezione della pareti poste nella zona di raccordo con Palazzo degli Anziani), considerando che non sono presenti lesioni di alcun tipo sulle facciate dello stabile.

Di conseguenza, per l'individuazione dei macroelementi ci si è basati principalmente su ipotesi effettuate a partire dagli elementi precedentemente analizzati, le quali verranno specificate per ogni porzione di parete considerata.

Si è cercato inoltre di studiare il comportamento di un numero piuttosto ampio di macroelementi, in modo da avere un quadro completo della risposta del fabbricato, tramite un'analisi diffusa dei possibili meccanismi locali.

Viene di seguito riportata una pianta con l'indicazione dei macroelementi considerati. Per ognuno di essi sono stati poi considerati uno o più meccanismi di collasso.

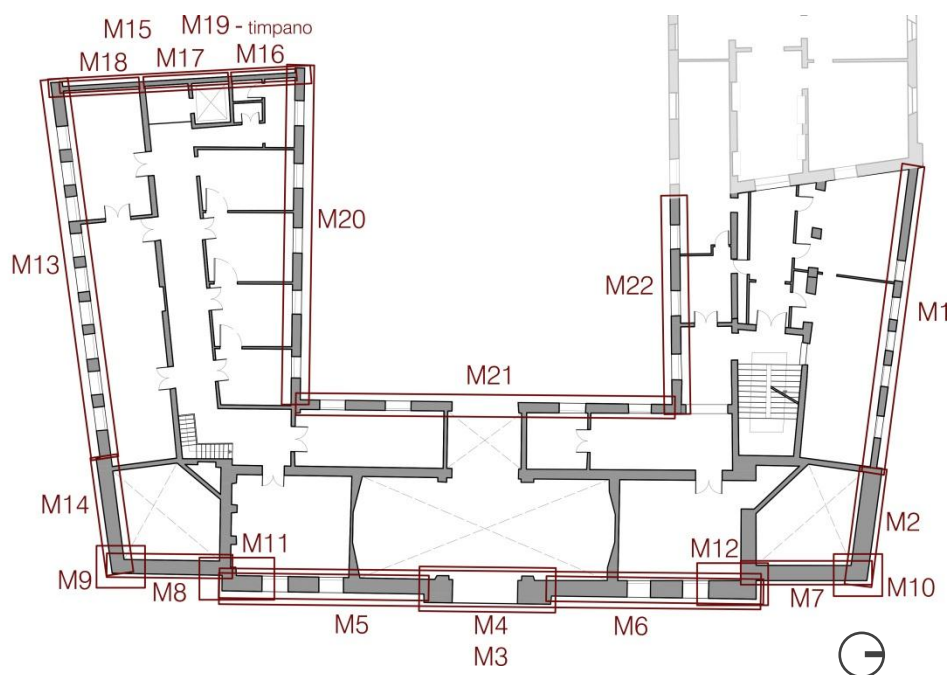


Fig. 8.3.7-01: Individuazione dei macroelementi in pianta.

8.3.8 Verifica dei macroelementi

Macroelemento 1 – Meccanismo A: ribaltamento semplice di parete

Si è scelto di considerare questo macroelemento in quanto l'ala del fabbricato su via Oberdan è stata edificata successivamente alle ali su via VIII Febbraio e su via del Municipio, di conseguenza si ritiene possibile un mancato ammorsamento delle due porzioni dello stabile. Inoltre la parete in questione è presumibilmente non ammorsata a Palazzo degli Anziani, come avviene anche nelle murature interne, in cui il fenomeno è evidenziato dal quadro fessurativo.

Si è quindi ritenuto opportuno, a favore di sicurezza, studiare il meccanismo che solitamente risulta avere un coefficiente di attivazione minore, ovvero il ribaltamento semplice di parete, considerando che sulla sommità del macroelemento non è sicuramente presente una copertura ammorsata alla parete, in quanto precedentemente in questa zona era situata una terrazza.

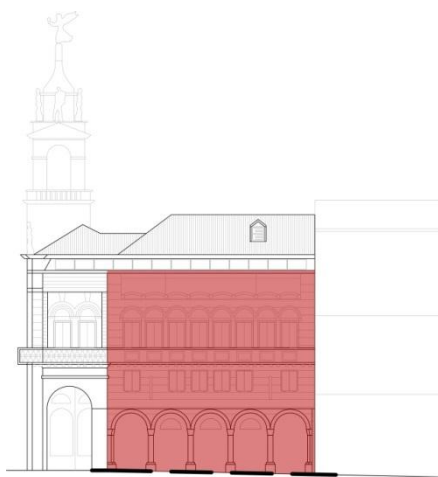


Fig. 8.3.8-01: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

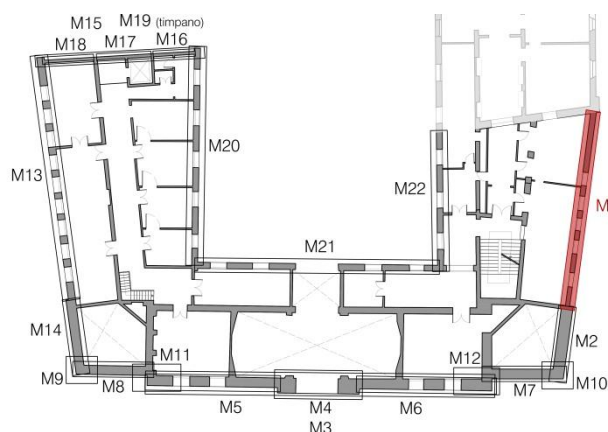


Fig. 8.3.8-02: Pianta con individuazione del macroelemento.

Per la verifica sismica di tutti i macroelementi e dei rispettivi meccanismi sono stati sviluppati dei fogli di calcolo Excel che hanno permesso di automatizzare la procedura.

Inizialmente sono state inserite le caratteristiche geometriche della parete ricavate dal rilievo geometrico precedentemente effettuato e il valore dei carichi, ricavato dall'analisi dei carichi e dalla combinazione sismica esaminata nel capitolo 8.2.2 della presente relazione di tesi.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m²]	γ [kN/m³]
Parete 1	0,75	5,3	2,7	0,55	29,82	18
Parete 2	0,4	3,6	9	0,25	47,59	18
Parete 3	0,4	4,9	5	0,25	47,29	18
Parete 4	0,4	1,6	16,2	0,25	26,16	18
TOT		15,4				
	P [kN]	N [kN]	N_o [kN]	x_{bar} [m]	y_{bar} [m]	
Parete 1	402,57	170,72	0	0,375	3,68	
Parete 2	342,648	209,82	0	0,2	1,81	
Parete 3	340,488	206,72	-38,18	0,2	2,23	
Parete 4	188,352	66,02	0	0,2	0,8	
TOT	1274,058	653,28	-38,18			

Tabella 8.3.8-01: Caratteristiche geometriche delle pareti.

I simboli utilizzati corrispondono in generale a quelli precedentemente elencati nella parte finale del capitolo 8.3 della presente relazione, ad eccezione di:

- P, peso proprio della parete;
- N, carichi verticali;
- N_o, carichi orizzontali quali la spinta di archi e volte;
- x_{bar}, braccio orizzontale del peso proprio;
- y_{bar}, braccio verticale del peso proprio.

Ulteriori dati geometrici sono poi necessari per lo sviluppo delle verifiche:

Dati geometrici		
n: numero di piani	4	
γ	1,333	
z₀: altezza del cinematismo da terra	0	[m]
H: altezza totale pareti	15,4	[m]
H_{TOT}: altezza dell'edificio	15,4	[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo	0	[m]
Ψ(z)	0	
t: arretramento della cerniera	0,349	[m]

Tabella 8.3.8-02: Dati geometrici.

In questo caso la porzione di costruzione su cui si instaura il meccanismo di ribaltamento è appoggiata a terra, di conseguenza, come si può notare dalla tabella 8.3.8-02, il valore di z₀ è nullo.

Con questi dati è possibile calcolare il valore del momento stabilizzante e quello del momento ribaltante:

$$M_S = \sum_{i=1}^n [P_i(x_{bar,i} - t) + N_i(d_i - t) - N_{o,i} \cdot y_i]$$

$$M_R = \alpha \sum_{i=1}^n [P_i(y_{bar,i} + y_i) + N_i \cdot y_i]$$

intendendo con y_i i bracci verticali dei carichi applicati, per semplificare la scrittura.
Dalle precedenti espressioni è quindi possibile ricavare α .
Per il meccanismo considerato si ha:

Coefficiente di attivazione del meccanismo α				
M_s	394,0731	[kNm]	α_0	0,023047
M_r/α_0	17098,91	[kNm]		

Tabella 8.3.8-03: Calcolo del coefficiente di attivazione del meccanismo α .

Nel caso in esame per ottenere un coefficiente di attivazione del meccanismo α positivo è stato necessario inserire una spinta pari a -38,18 kN, come si può vedere dalla tabella 8.3.8-01. Questo è avvenuto a causa della presenza del portico al piano terra e implica che, affinché il macroelemento sia in equilibrio, sia necessaria la presenza di un tirante. Il valore di 38,18 kN è stato ottenuto dal calcolo del tiro massimo di un tirante di acciaio AISI304L, diametro 18 mm, ancorato alla muratura tramite una piastra di dimensioni 30 x 30 cm², come si vedrà in seguito nella procedura di calcolo dei tiranti. Questo tirante inserito sarà quindi considerato un tirante di progetto in quanto nei sopralluoghi non si è riscontrata la reale presenza di tiranti e, con le successive verifiche, sarà possibile controllare se il tirante risulterà essere sufficiente per inibire il meccanismo o se sarà necessario procedere con l'inserimento di ulteriori tiranti.

Si procede con il calcolo degli spostamenti virtuali orizzontali, scegliendo come punto di riferimento il punto di applicazione dei carichi posti sulla sommità del macroelemento. Per il carico N_4 (l'unico sulla sommità dell'elemento considerato) si ottiene quindi:

$$\delta_{x,N_4} = H_{TOT} \cdot \vartheta = 1$$

Di conseguenza:

$$\vartheta = \frac{1}{H_{TOT}}$$

Gli altri spostamenti virtuali orizzontali vengono calcolati moltiplicando ϑ per i rispettivi bracci dei carichi di volta in volta considerati.

E' ora possibile calcolare M^* , e^* ed a^* , con le formule enunciate nel capitolo 8.3.6.

Nel caso in esame:

Calcolo dell'accelerazione spettrale				
ϑ	0,064935		punto di riferimento: N4	
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale	
1	0,238961	0,344156		

2	0,461688	0,577922	M*	164,1694	[kN]
3	0,722727	0,896104	e*	0,835609	
4	0,948052	1	a₀*	0,270567	[m/s²]

Tabella 8.3.8-04: Calcolo dell'accelerazione spettrale.

Si procede con la verifica allo SLV tramite analisi cinematica lineare:

Verifica SLV con analisi lineare				
a ₁	0,787253	[m/s ²]	a₀* ≥ max{a₁; a₂}	NON VERIFICATO
a ₂	0	[m/s ²]		

Tabella 8.3.8-05: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Dove a₁ rappresenta la domanda di accelerazione per porzioni di parete appoggiate a terra e in quota e a₂ l'ulteriore domanda di accelerazione per le sole porzioni di parete in quota (in questo caso è nulla in quanto il macroelemento poggia a terra).

Non essendo la verifica soddisfatta è necessario procedere con l'analisi cinematica non lineare. Si esamina quindi una configurazione variata e si calcola ϑ imponendo $\alpha = 0$ nell'equilibrio alla rotazione attorno al polo considerato. Per ottenere questo risultato è necessario calcolare la distanza dei carichi dal polo di rotazione R_{Pi} o R_{Ni} e l'angolo fra l'orizzontale e il raggio R_{Pi} o R_{Ni}, chiamato β_{Pi} o β_{Ni} .

$$R_{Pi} = \sqrt{(y_{bar,i} + y_i)^2 + (x_{bar} - t)^2} \quad \beta_{Pi} = \tan^{-1} \frac{y_{bar,i} + y_i}{x_{bar} - t}$$

$$R_{Ni} = \sqrt{(y_i)^2 + (d - t)^2} \quad \beta_{Pi} = \tan^{-1} \frac{y_i}{d - t}$$

Essendo M_S = $\alpha \cdot M_R$, con $\alpha = 0$ si ha che M_S = 0, dove:

$$M_S = \sum_{i=1}^n P_i \cdot R_{Pi} \cdot \cos(\beta_{Pi} + \vartheta) + \sum_{i=1}^n N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \vartheta) - \sum_{i=1}^n N_{0i} \cdot R_{N_{0i}} \cdot \sin(\beta_{N_{0i}} + \vartheta)$$

Si ottiene quindi ϑ , che nel caso in esame vale:

Configurazione ruotata						
	R _P [m]	R _N [m]	β_P [°]	β_N [°]	R _{No} [m]	β_{No} [°]
1	3,680092	5,303811	1,563727	1,532887	0	0
2	7,111561	8,90055	1,542674	1,542714	0	0
3	11,131	13,80035	1,552829	1,552682	13,80009	1,567099
4	14,60076	15,40032	1,557099	1,554564	0	0
ϑ [°]	2,901911					

Tabella 8.3.8-06: Calcolo di ϑ .

A questo punto va calcolato lo spostamento di un punto di controllo d_{k0} , che generalmente corrisponde al baricentro dei punti di applicazione dei carichi:

$$d_{k0} = h_{bar} \cdot \sin \vartheta$$

Lo spostamento reale viene poi convertito in spostamento spettrale tramite la formula:

$$d^* = d_k \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}}$$

riportata anche nel capitolo 8.3.6.

Gli spostamenti virtuali orizzontali si calcolano come nel caso di analisi cinematica lineare.

Successivamente si calcolano gli altri parametri necessari per la verifica non lineare come si è visto nel capitolo 8.3.6.2.

Si riportano di seguito i risultati ottenuti per il caso in esame.

Parametri per la verifica non lineare					
h_{bar} [m]	8,871777	d_u^* [m]	0,215002	T_s [s]	3,865047
$\delta_{x,bar}$	0,576089	d_s^* [m]	0,086001	$S_e(T_s)$ [m/s²]	0,551347
d_{k0} [m]	0,449145	a_s^* [m/s²]	0,227276	$S_{De}(T_s)$ [m]	0,208629
d_0^* [m]	0,537506				

Tabella 8.3.8-07: Parametri necessari per la verifica cinematica non lineare.

La verifica viene quindi svolta secondo il metodo descritto nel capitolo 8.3.6.2.

Verifica SLV con analisi non lineare				
d_1	0,208629	[m]	$d_u^* \geq \max\{d_1; d_2\}$	VERIFICATO
d_2	0	[m]		

Tabella 8.3.8-08: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

Dove d_1 rappresenta la domanda di spostamento per porzioni di parete appoggiate a terra e in quota e d_2 l'ulteriore domanda di accelerazione per le sole porzioni di parete in quota (in questo caso è nulla in quanto il macroelemento poggia a terra).

In generale è inoltre opportuno verificare che anche la capacità di spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione (come lo sfilamento delle travi) sia maggiore o uguale alla domanda di spostamento richiesta dal sisma.

Nel caso in esame però nella sommità del macroelemento non si hanno travi in appoggio o incastrate in quanto la copertura in questo punto non è presente, trattandosi un tempo di uno spazio adibito a terrazza. Di conseguenza la capacità di spostamento in questione non viene valutata per questo macroelemento, ma verrà di seguito esposto il metodo utilizzato per i macroelementi in cui sarà possibile valutarla.

Lo scopo del procedimento è il calcolo dello spostamento spettrale ultimo alla testa della trave. Nella zona di contatto fra la stessa e la muratura si ipotizza una distribuzione lineare delle tensioni

di compressione. Si assume inoltre, come nel calcolo per l'arretramento della cerniera, che la tensione massima al lembo compresso sia pari alla resistenza a compressione del muro, considerando la sezione reagente coincidente con lo spessore della parte compressa.

Si ha quindi che:

$$\sigma_{max} = f_{md} = 2\sigma_{med} = \frac{2 \cdot N_{copertura}}{t_N \cdot l}$$

Da cui si ricava:

$$t_N = \frac{2 \cdot N_{cop}}{f_{md} \cdot l}$$

Lo spostamento ultimo reale che porta allo sfilamento della trave per perdita di equilibrio è pari a:

$$s = d_{cop} - t_N$$

che va trasformato in spostamento spettrale ultimo, tramite la proporzione lineare:

$$d_{uN}^* \cdot h_{bar} = s \cdot h_{tot}$$

da cui si ricava:

$$d_{uN}^* = \frac{s \cdot h_{bar}}{h_{tot}}$$

Il valore di d_{uN}^* va poi confrontato con d_1 e d_2 e, affinché la verifica risulti soddisfatta dev'essere:

$$d_{uN}^* \geq \max\{d_1; d_2\}$$

Come si può notare dalla tabella 8.3.8-08 la verifica allo SLV con analisi non lineare risulta essere soddisfatta, dunque non è necessario procedere con l'inserimento di ulteriori tiranti.

Per inibire il meccanismo è quindi sufficiente un unico tirante $\Phi 18$, posto nella zona del solaio fra il secondo e il terzo piano⁴².

⁴² Questo risultato è stato ricavato dal valore di spinta necessario per inibire il meccanismo ottenuto dai fogli di calcolo Excel, ma non costituisce un'ipotesi di intervento, in quanto non è detto che l'inserimento di tiranti sia effettivamente possibile. Inoltre in generale non è mai possibile inserire un solo tirante nella reale progettazione di un intervento: il posizionamento di tiranti deve avvenire rispettando la simmetria dell'elemento in modo che non si attivino altri meccanismi proprio a causa dell'inserimento dello stesso. Vale la stessa considerazione per i successivi paragrafi in cui si è calcolato l'inserimento di tiranti per inibire i cinematismi considerati.

Macroelemento 1 – Meccanismo A1: ribaltamento semplice di parete in quota

Si è scelto di esaminare anche il comportamento della parete nel caso di ribaltamento della porzione posta al di sopra del portico.

Il procedimento seguito è il medesimo del ribaltamento semplice di parete, ma in questo caso saranno diversi da zero anche i termini a_2 e d_2 , di conseguenza le verifiche dovranno essere soddisfatte anche per questi valori.

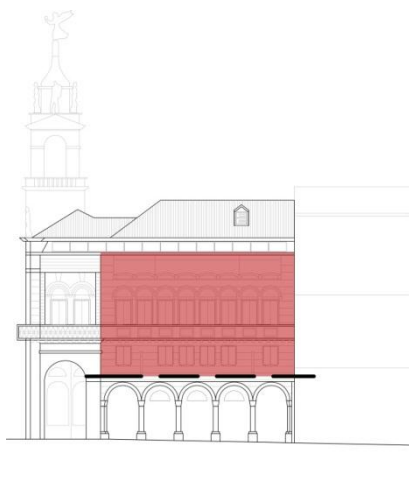


Fig. 8.3.8-03: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

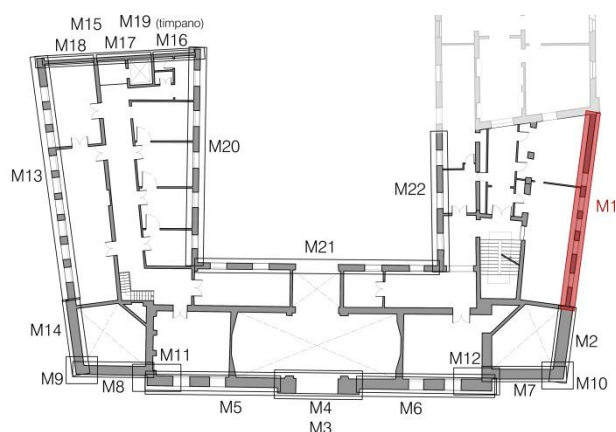


Fig. 8.3.8-04: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]
Parete 1	0,4	3,6	9	0,25	47,59	18
Parete 2	0,4	4,9	5	0,25	47,29	18
Parete 3	0,4	1,6	16,2	0,25	26,16	18
Parete 4	0	0	0	0	0	18
TOT		10,1				
	P [kN]	N [kN]	N _o [kN]	x _{bar} [m]	y _{bar} [m]	
Parete 1	342,648	209,82	0	0,2	1,81	
Parete 2	340,488	206,72	0	0,2	2,23	
Parete 3	188,352	66,02	0	0,2	0,8	
Parete 4	0	0	0	0	0	
TOT	871,488	482,56	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani				4		
γ				1,333		
z ₀ : altezza del cinematismo da terra				5,3		[m]
H: altezza totale pareti				10,1		[m]
H _{TOT} : altezza dell'edificio				15,4		[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo				5,3		[m]
Ψ(z)				0,344		
t: arretramento della cerniera				0,074		[m]

Tabella 8.3.8-08: Caratteristiche e dati geometrici del macroelemento 2.

Spettro di risposta elastico in accelerazione					
		T_1 [s]	$S_e(T_1)$ [g]		$S_{De}(T_1)$ [m]
$T_R=475$ anni		0,388696	0,417942		0,015690847
Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		195,343	[kNm]	α_0	0,025921
M_r/α_0		7536,186	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,09901		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,179208	0,356436			
2	0,577228	0,841584	M^*	108,4658	[kN]
3	0,920792	1	e^*	0,785829	
4	0	0	a_0^*	0,323584	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		NON VERIFICATO
a_2	0,940695	[m/s ²]			

Tabella 8.3.8-09: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R_P [m]	R_N [m]	β_P [°]	β_N [°]	R_{No} [m]	β_{No} [°]
1	1,814411	3,604321	1,50105	1,521823	0	0
2	5,831371	8,501831	1,536504	1,541393	0	0
3	9,30086	10,10154	1,549294	1,546049	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	1,932699					
Parametri per la verifica non lineare						
h_{bar} [m]	5,565671	d_u^* [m]	0,095545	T_s [s]	2,356031	
$\delta_{x,bar}$	0,551057	d_s^* [m]	0,038218	$S_e(T_s)$ [m/s ²]	0,904479	
d_{ko} [m]	0,187705	a_s^* [m/s ²]	0,271811	$S_{De}(T_s)$ [m]	0,127175	
d_0^* [m]	0,238863					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d_1	0,127175	[m]	$d_u^* \geq \max\{d_1; d_2\}$	NON VERIFICATO		
d_2	0,052142	[m]				

Tabella 8.3.8-10: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

Calcolo dei tiranti

Non essendo soddisfatta la verifica non lineare, è necessario procedere con il calcolo della forza di contenimento necessaria per inibire il cinemismo considerato. In generale, per ottenere questo risultato, sono stati calcolati i tiranti che permettono di raggiungere il valore di forza adeguato, ma essi non costituiscono una reale ipotesi di intervento, in quanto non è detto che l'inserimento di tiranti sia effettivamente possibile.

I tiranti sono dispositivi metallici che permettono di trattenere l'elemento considerato, contrastando le spinte orizzontali. Essi danno un contributo positivo al momento stabilizzante, in modo che il coefficiente di attivazione del meccanismo α risulti maggiore e che la verifica cinematica non lineare venga soddisfatta in seguito all'inserimento di un numero adeguato di tiranti.

Innanzitutto vanno calcolati i tre valori T' , T'' e T''' , i quali sono necessari per capire qual è il tiro massimo che il sistema tirante-muratura può sopportare, a seconda delle caratteristiche del tirante e della muratura stessi.

T' corrisponde al valore in kN per cui si ha lo snervamento della barra metallica e si calcola con la seguente espressione:

$$T' = A_s \cdot f_{yd}$$

dove:

- A_s è l'area della sezione resistente e quindi della barra metallica;
- f_{yd} è la resistenza a trazione dell'acciaio scelto, di progetto, calcolata dividendo la resistenza a trazione f_y fornita dal produttore per il coefficiente di sicurezza γ_M pari a 1,05 per le verifiche di sicurezza sismica.

T'' valuta la resistenza a punzonamento della muratura su cui è ancorato il tirante e dipende quindi dalla tipologia di ancoraggio e dalla resistenza a taglio di progetto della muratura:

$$T'' = f_{vd} \cdot A_{lat} \cdot \sin 45^\circ$$

dove:

- f_{vd} è la resistenza a taglio di progetto della muratura che viene calcolata come si è visto nel capitolo 8.2.1;
- A_{lat} è l'area di muratura su cui si propagano le forze del tirante.

T''' è legato allo schiacciamento della muratura alle spalle dell'ancoraggio e dipende quindi dalla resistenza a compressione di progetto della muratura e dalle dimensioni dell'ancoraggio:

$$T''' = f_{md} \cdot a \cdot b$$

dove a e b sono le dimensioni dell'ancoraggio.

Va quindi individuato il valore minore fra T' , T'' e T''' che corrisponderà al tiro massimo che il sistema tirante-muratura può sopportare (T_{max}).

Nel caso in esame:

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	18	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]
Muratura	s	0,4	[m]
	f_{vd}	0,034091	[MPa]
	f_{md}	1,363636	[MPa]
Verifica meccanismi tirante	T'	43,62326	[kN]
	T''	38,18182	[kN]
	T'''	122,7273	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$		T	38,18182 [kN]

Tabella 8.3.8-11: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Il tiro effettivo dei tiranti ad un certo livello dello stabile sarà pari al minimo fra il tiro T_{min} moltiplicato per il numero dei tiranti al livello considerato e il tiro derivante dalla considerazione che i tiranti dell'ultimo livello dovranno sopportare un tiro maggiore di quelli ai livelli inferiori, il cui tiro diminuirà linearmente a partire dai tiranti posti superiormente.

$$T = \min\{n \cdot T_{min}; \text{proporzione lineare}\}$$

Va poi ripetuta la verifica cinematica lineare con il nuovo valore di M_s e quindi di α , fino a quando la stessa non risulta soddisfatta.

Nel caso in esame:

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T \cdot H_i$ [kNm]	M_s	844,4339	[kNm]
1	0	0	27,21872	0	M_r/α_0	7536,186	[kNm]
2	2	76,36364	76,36364	649,0909	α_0	0,112051	
3	0	0	0	0	Accelerazione spettrale		
4	0	0	0	0	M^*	108,4658	[kN]
TOT				649,0909	e^*	0,785829	
					a_0^*	1,398799	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		VERIFICATO		
a_2	0,940695	[m/s ²]					

Tabella 8.3.8-12: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Affinché il cinematismo sia verificato è necessario quindi inserire un tirante di diametro 18 mm fra il secondo e il terzo piano, lo stesso tirante che era stato inserito anche per il meccanismo A.

Macroelemento 2 – Meccanismo A: ribaltamento semplice di parete

Si è scelto di esaminare questo macroelemento per le stesse motivazioni esposte per il macroelemento 1. In questo caso non si conosce la natura dell'ammorsamento fra la parete su via Oberdan e fra quella su via VIII Febbraio, di conseguenza si è ritenuto opportuno esaminare sia il caso di mancato ammorsamento (Meccanismo A), sia il caso di parete ammorsata e trasporto di cuneo (Meccanismo B).

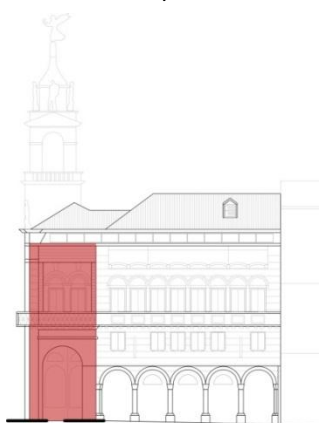


Fig. 8.3.8-05: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

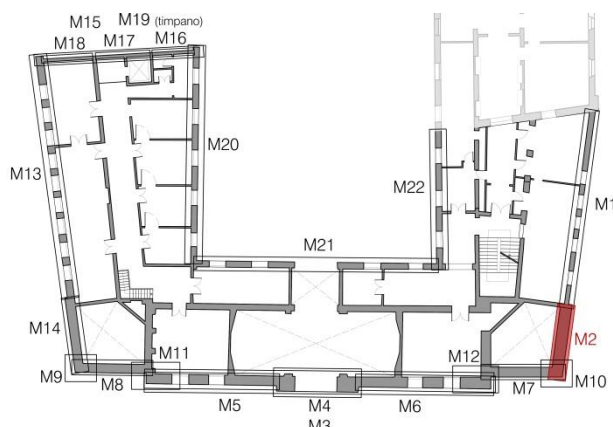


Fig. 8.3.8-06: Pianta con individuazione del macroelemento.

Il procedimento per il meccanismo A è lo stesso di quello eseguito per il macroelemento 1. Vengono di seguito riportati i risultati ottenuti.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m²]	γ [kN/m³]
Parete 1	0,85	8,9	2,4	0,65	30,61	18
Parete 2	0,75	4,9	3,1	0,55	16,58	18
Parete 3	0,75	1,6	5,9	0,55	9,46	18
Parete 4	0	0	0	0	0	18
TOT		15,4				
	P [kN]	N [kN]	N_o [kN]	x_{bar} [m]	y_{bar} [m]	
Parete 1	468,333	93,06	64,03	0,425	5,39	
Parete 2	223,83	105,84	-43,62	0,375	2,65	
Parete 3	127,71	33,8	0	0,375	0,8	
Parete 4	0	0	0	0	0	
TOT	819,873	232,7	20,41			
Dati geometrici						
n: numero di piani				3		
γ				1,286		
z₀: altezza del cinematisma da terra				0		[m]
H: altezza totale pareti				15,4		[m]
H_{TOT}: altezza dell'edificio				15,4		[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo				0		[m]
Ψ(z)				0		
t: arretramento della cerniera				0,214		[m]

Tabella 8.3.8-13: Caratteristiche e dati geometrici del macroelemento 2.

Come si può notare dalla tabella 8.3.8-13 si ha la presenza di una spinta orizzontale alla quota del primo orizzontamento, dovuta alla presenza di un arco.

Il valore della spinta è stato calcolato tramite il software “Arco”, scaricabile gratuitamente dal sito www.dicata.ing.unibs.it (Programmi Gratuiti per Ingegneria Civile sviluppati con la collaborazione degli studenti da Piero Gelfi).

Il software, inserendo i dati relativi alla geometria e ai carichi agenti sull’arco, è in grado di calcolare i valori di spinta verticali e orizzontali dello stesso, oltre a numerosi altri parametri.

Fig. 8.3.8-07: Caratteristiche geometriche dell’arco considerato.

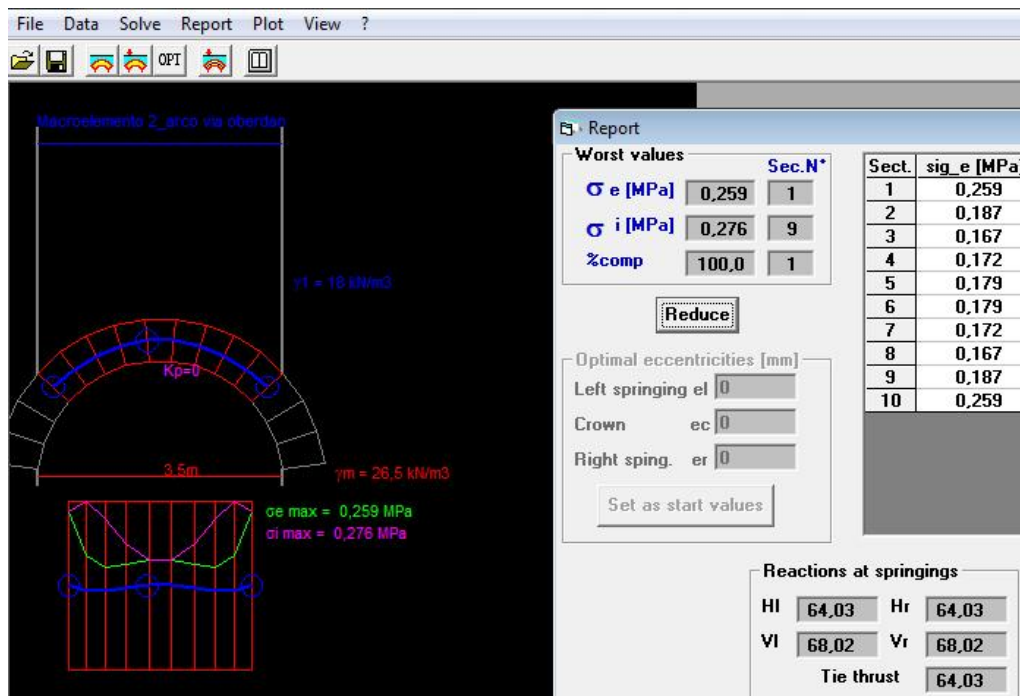


Fig. 8.3.8-08: Soluzione relative all’arco considerato.

Anche in questo caso per ottenere un coefficiente di attivazione del meccanismo α positivo è stato necessario inserire una spinta pari a -43,62 kN, come si può vedere dalla tabella 8.3.8-13. Questo è avvenuto a causa dell’elevata spinta dell’arco e implica che, affinché il macroelemento

sia in equilibrio, sia presente un tirante. Il valore di 43,62 kN è stato ottenuto dal calcolo del tiro massimo di un tirante di acciaio AISI304L, diametro 18 mm, ancorato alla muratura tramite una piastra di dimensioni 30 x 30 cm². Questo tirante inserito sarà quindi considerato un tirante di progetto.

Avendo a disposizione tutti i dati necessari è possibile procedere con l'analisi cinematica lineare, di seguito riportata.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		274,564	[kNm]	α_0	0,028064
M_r/α_0		9783,463	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,064935		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,35	0,577922			
2	0,75	0,896104	M^*	91,84643	[kN]
3	0,948052	1	e^*	0,85601	
4	0	0	a_0^*	0,321618	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		NON VERIFICATO
a_2	0	[m/s ²]			

Tabella 8.3.8-14: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Non essendo verificata l'analisi cinematica lineare si procede con la non lineare.

Configurazione ruotata						
	R_p [m]	R_N [m]	β_p [°]	β_N [°]	R_{No} [m]	β_{No} [°]
1	5,394112	8,910653	1,531746	1,521893	8,922666	1,499503
2	11,55112	13,80408	1,556894	1,546483	13,81039	1,532005
3	14,60088	15,40366	1,559798	1,549008	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	1,604688					
Parametri per la verifica non lineare						
h_{bar} [m]	9,294807	d_u^* [m]	0,121628	T_s [s]	2,666345	
$\delta_{x,bar}$	0,603559	d_s^* [m]	0,048651	$S_e(T_s)$ [m/s ²]	0,799214	
d_{k0} [m]	0,260287	a_s^* [m/s ²]	0,270159	$S_{De}(T_s)$ [m]	0,143925	
d_0^* [m]	0,304069					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d_1	0,143925	[m]	$d_u^* \geq \max\{d_1; d_2\}$	NON VERIFICATO		
d_2	0	[m]				

Tabella 8.3.8-15: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

Si effettua quindi il calcolo dei tiranti necessari ad inibire il meccanismo.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	18	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]
Muratura	s	0,75	[m]
	f_{vd}	0,034091	[MPa]
	f_{md}	1,363636	[MPa]
Verifica meccanismi tirante	T'	43,62326	[kN]
	T''	107,3864	[kN]
	T'''	122,7273	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$		T	43,62326 [kN]

Tabella 8.3.8-16: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{\min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T \cdot H_i$ [kNm]	M_s	876,5646	[kNm]
1	0	0	25,21084	0	M_r/α_0	9783,463	[kNm]
2	1	43,62326	43,62326	602,001	α_0	0,089597	
3	0	0	0	0	Accelerazione spettrale		
4	0	0	0	0	M^*	91,84643	[kN]
TOT				602,001	e^*	0,85601	
					a_0^*	1,026789	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		VERIFICATO		
a_2	0	[m/s ²]					

Tabella 8.3.8-17: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Per inibire il meccanismo saranno quindi necessari 2 tiranti $\Phi 18$, posti fra il secondo e il terzo piano dello stabile.

Per il macroelemento 2 è stato esaminato anche il comportamento della parete nel caso di ribaltamento della porzione sommitale della stessa (Meccanismo A1). Il procedimento è riportato nell'allegato 1.

Macroelemento 2 - Meccanismo B: ribaltamento composto di parete

In questo caso si è scelto di considerare ammorsata al macroelemento considerato la sola parete su via VIII Febbraio che è stata edificata contemporaneamente a quella su via Oberdan in questione.

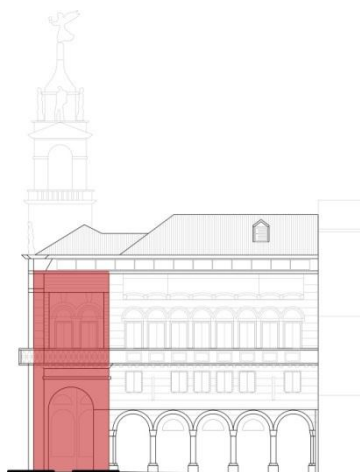


Fig. 8.3.8-09: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

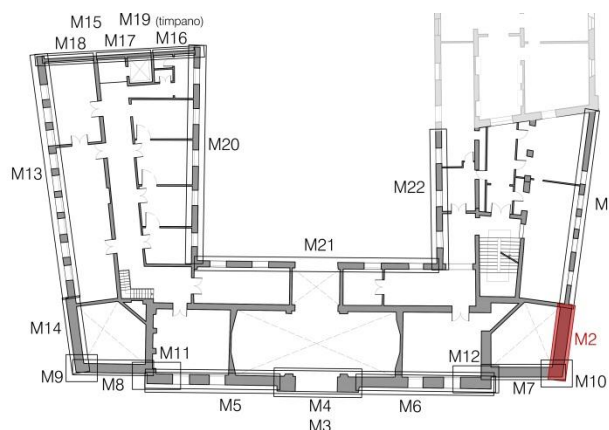


Fig. 8.3.8-10: Pianta con individuazione del macroelemento.

I dati geometrici includono anche le caratteristiche della parete di connessione su via VIII Febbraio.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m²]	γ [kN/m³]
Parete 1	0,85	8,9	2,4	0,65	30,61	18
Parete 2	0,75	4,9	3,1	0,55	16,58	18
Parete 3	0,75	1,6	5,9	0,55	9,46	18
Parete 4	0	0	0	0	0	18
TOT		15,4				
	P [kN]	N [kN]	N_o [kN]	x_{bar} [m]	y_{bar} [m]	
Parete 1	468,333	93,06	64,03	0,425	5,39	
Parete 2	205,065	105,84	0	0,375	2,65	
Parete 3	127,44	33,8	0	0,375	0,8	
Parete 4	0	0	0	0	0	
TOT	800,838	232,7	64,03			
	s [m]	h [m]	b [m]	d [m]	A [m²]	γ [kN/m³]
P. conn. A	0,9	15,4	2,95	1,967	22,715	18
P. conn. B	0	0	0	0	0	18
P. conn. C	0	0	0	0	0	18
P. conn. D	0	0	0	0	0	18
TOT						

	P [kN]	N [kN]	N _o [kN]	x _{bar} [m]	y _{bar} [m]	
P. conn. A	367,983	3,45	0	0,98	10,267	
P. conn. B	0	0	0	0,00	0	
P. conn. C	0	0	0	0,00	0	
P. conn. D	0	0	0	0,00	0	
TOT	367,983	3,45	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani				3		
y				1,286		
z ₀ : altezza del cinematisma da terra				0		[m]
H: altezza totale pareti				15,4		[m]
H _{TOT} : altezza dell'edificio				15,4		[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo				0		[m]
Ψ(z)				0,000		
t: arretramento della cerniera				0,286		[m]

Tabella 8.3.8-18: Caratteristiche e dati geometrici del macroelemento 2 e della parete di connessione.

I procedimenti per le analisi cinematiche lineare e non lineare sono i medesimi enunciati per il ribaltamento semplice di parete. Nelle formule inserite nel foglio di calcolo Excel sono stati presi in considerazione anche i contributi della parete di connessione.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α						
M_s		173,4083	[kNm]	α_0	0,012947	
M_r/α_0		13393,87	[kNm]			
Calcolo dell'accelerazione spettrale						
ϑ	0,064935			punto di riferimento: punto di applicazione di N1		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}				
1	0,35	0,577922				
2	0,75	0,896104				
3	0,948052	1		Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
4	0	0				
A	0,666667	1				
B	0	0		M^*	127,635	[kN]
C	0	0		e^*	0,891192	
D	0	0		a_0^*	0,142515	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare						
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		NON VERIFICATO	
a_2	0	[m/s ²]				

Tabella 8.3.8-19: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R_P [m]	R_N [m]	β_P [°]	β_N [°]	R_{No} [m]	β_{No} [°]
1	5,391787	8,907432	1,54505	1,529942	8,91784	1,507532
2	11,55034	13,80252	1,563108	1,551683	0	0
3	14,60027	15,40226	1,564714	1,553668	0	0
4	0	0	0	0	0	0
	R_P [m]	R_N [m]	β_P [°]	β_N [°]	R_{No} [m]	β_{No} [°]
A	10,38259	15,60651	1,421227	1,407935	0	0
B	0	0	0	0	0	0
C	0	0	0	0	0	0
D	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	1,707454					
Parametri per la verifica non lineare						
h_{bar} [m]	9,533203	d_u^* [m]	0,127494	T_s [s]		4,100949
$\delta_{x,bar}$	0,619039	d_s^* [m]	0,050998	$S_e(T_s)$ [m/s ²]		0,519631
d_{k0} [m]	0,284054	a_s^* [m/s ²]	0,119713	$S_{De}(T_s)$ [m]		0,221363
d_0^* [m]	0,318735					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d_1	0,221363	[m]	$d_u^* \geq \max\{d_1; d_2\}$		NON VERIFICATO	
d_2	0	[m]				

Tabella 8.3.8-20: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

Anche in questo caso è necessario procedere con il calcolo dei tiranti.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	18	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]
Muratura	s	0,75	[m]
	f_{vd}	0,034091	[MPa]
	f_{md}	1,363636	[MPa]
Verifica meccanismi tirante	T'	43,62326	[kN]
	T''	107,3864	[kN]
	T'''	122,7273	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$	T	43,62326	[kN]

Tabella 8.3.8-21: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{\min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T \cdot H_i$ [kNm]	M_s	1377,41	[kNm]
1	0	0	50,42169	0	M_r/α_0	13393,87	[kNm]
2	2	87,24652	87,24652	1204,002	α_0	0,102839	
3	0	0	0	0	Accelerazione spettrale		
4	0	0	0	0	M^*	127,635	[kN]
TOT				1204,002	e^*	0,891192	
					a_0^*	1,132021	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		VERIFICATO		
a_2	0	[m/s ²]					

Tabella 8.3.8-22: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Sono necessari anche in questo caso 2 tiranti $\Phi 18$.

Per il macroelemento 2 è stato esaminato anche il comportamento della parete nel caso di ribaltamento della porzione sommitale della stessa e di ammorsamento con la parete posta su via VIII Febbraio (Meccanismo B1). Il procedimento è riportato nell'allegato 1.

Vengono di seguito riportate le analisi dei macroelementi che permettono una spiegazione degli ulteriori cinatismi analizzati.

Macroelemento 4 – Meccanismo C: flessione verticale di parete, caso 1

Si è scelto di analizzare il meccanismo di flessione verticale di parete fra il quarto e il quinto livello dello stabile.

In questo caso si è ipotizzato che il solaio in c.a. sulla sommità della parete sia ammorsato alla stessa, come anche il solaio in latero-cemento fra il terzo e il quarto livello. Si è inoltre supposto che il solaio in latero-cemento fra il quarto e il quinto livello non sia ammorsato alla parete, dal momento che è ordito parallelamente ad essa.

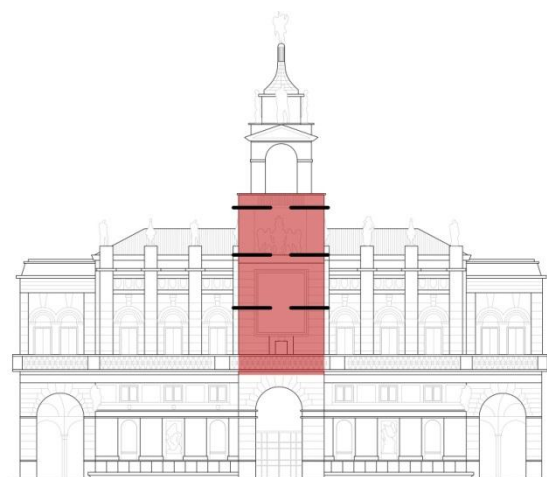


Fig. 8.3.8-11: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

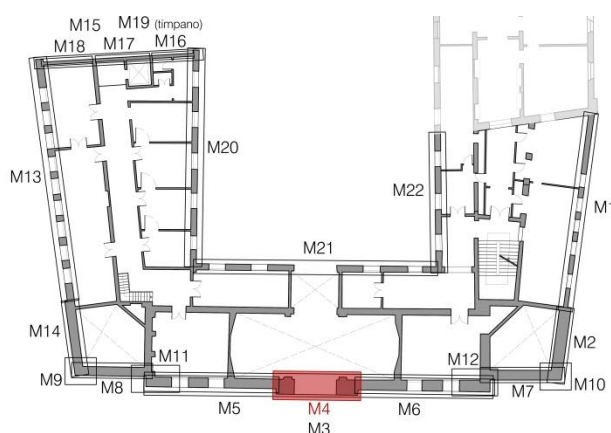


Fig. 8.3.8-12: Pianta con individuazione del macroelemento.

In questo caso è necessario inserire le caratteristiche geometriche di due sole pareti in quanto il meccanismo di flessione verticale coinvolge due blocchi.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m²]	γ [kN/m³]
Parete 1	0,55	4	6,65	0,4	26,47	18
Parete 2	0,55	3,75	6,65	0,4	24,73	18
TOT		7,75				
	P [kN]	N [kN]	N_o [kN]	x_{bar} [m]	y_{bar} [m]	
Parete 1	262,053	17,15	0	0,275	2	
Parete 2	244,827	96,67	0	0,275	1,88	
TOT	506,88	113,82	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani				5		
γ				1,364		
z₀: altezza del cinematismo da terra				13,8		[m]
H: altezza totale pareti				7,75		[m]
H_{TOT}: altezza dell'edificio				21,55		[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo				17,675		[m]
Ψ(z)				0,820		
t: arretramento della cerniera				0,046		[m]

Tabella 8.3.8-23: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento 4.

La principale differenza nell'applicazione del metodo consiste nell'impossibilità di applicare l'equilibrio alla rotazione attorno ad un polo per il calcolo del coefficiente di attivazione del meccanismo. E' quindi necessario utilizzare il Principio dei Lavori Virtuali.

Si impone una rotazione virtuale al primo corpo (quello inferiore) che ruoterà di un angolo ϑ e una conseguente rotazione di un angolo φ al secondo corpo.

Vale la relazione:

$$\varphi \cdot h_2 = \vartheta \cdot h_1$$

da cui si ricava φ in funzione di ϑ .

Avendo i valori degli angoli di rotazione è possibile calcolare gli spostamenti virtuali orizzontali (δ_x) e verticali (δ_y) dei carichi applicati sulle pareti considerate.

Indicando con A il polo di rotazione alla base del meccanismo e con B quello al centro del meccanismo, si ottengono i seguenti valori:

$$\delta_{x,\alpha P1} = y_{bar1} \cdot \vartheta = 2$$

$$\delta_{y,P1} = x_{bar1} \cdot \vartheta = 0,275$$

$$\delta_{x,\alpha P2} = \delta_{B,x} - (y_{bar2} \cdot \varphi) = 1,995$$

$$\delta_{y,P2} = \delta_{B,y} + (x_{bar2} \cdot \varphi) = 0,843$$

$$\delta_{x,\alpha N1} = h_1 \cdot \vartheta = 4$$

$$\delta_{y,N1} = d_1 \cdot \vartheta = 0,4$$

$$\delta_{x,\alpha N2} = \delta_{B,x} - (h_2 \cdot \varphi) = 0$$

$$\delta_{y,N2} = \delta_{B,y} - [(s_2 - d_2) \cdot \varphi] = 0,71$$

Avendo gli spostamenti si procede imponendo $L_i = L_e = 0$:

$$-P_1 \delta_{y,P1} - P_2 \delta_{y,P2} - N_1 \delta_{y,N1} - N_2 \delta_{y,N2} + \alpha (P_1 \delta_{x,\alpha P1} + P_2 \delta_{x,\alpha P2} + N_1 \delta_{x,\alpha N1} + N_2 \delta_{x,\alpha N2}) = 0$$

da cui si ricava il valore di α , dopo aver semplificato ϑ , essendo tutti i termini dipendenti dall'angolo di rotazione ϑ .

Si procede poi con l'analisi cinematica lineare come di consueto.

Spostamenti rispetto al polo A e a ϑ						
	$\varphi\ (\vartheta)$	1,066667	ϑ			
	$\delta_{b,x}\ (\vartheta)$	4	ϑ			
	$\delta_{b,y}\ (\vartheta)$	0,55	ϑ			
	$\delta_{x,\alpha Pi}\ (\vartheta)$	$\delta_{y,Pi}\ (\vartheta)$	$\delta_{x,\alpha Ni}\ (\vartheta)$	$\delta_{y,Ni}\ (\vartheta)$	$\delta_{x,No}\ (\vartheta)$	
1	2	0,275	4	0,4	4	
2	1,995	0,843	0	0,71	0	
TOT						
Coefficiente di attivazione del meccanismo α						
α_0				0,327486843		
Calcolo dell'accelerazione spettrale (punto di riferimento: B)						
ϑ	0,25		Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale			
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	M^*		51,87056	[kN]
1	0,5	1	e^*		0,971033	
2	0,498667	0	a_0^*		3,308484	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare						
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$			VERIFICATO
a_2	2,292798	[m/s ²]				

Tabella 8.3.8-24: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

L'analisi è verificata, di conseguenza non è necessario l'inserimento di tiranti.

Macroelemento 4 – Meccanismo C: flessione verticale di parete, caso 2

Si è scelto di analizzare anche il meccanismo di flessione verticale di parete fra il terzo e il quarto livello dello stabile, in quanto si è ipotizzato che il solaio in c.a. sulla sommità della parete sia ammorsato alla stessa, come anche il solaio in latero-cemento fra il secondo e il terzo livello. Si è inoltre supposto che il solaio in latero-cemento fra il quarto e il quinto livello non sia ammorsato alla parete, dal momento che è ordito parallelamente ad essa e che il solaio in latero-cemento fra il terzo e il quarto livello spinga sul paramento a causa dell'azione sismica orizzontale.

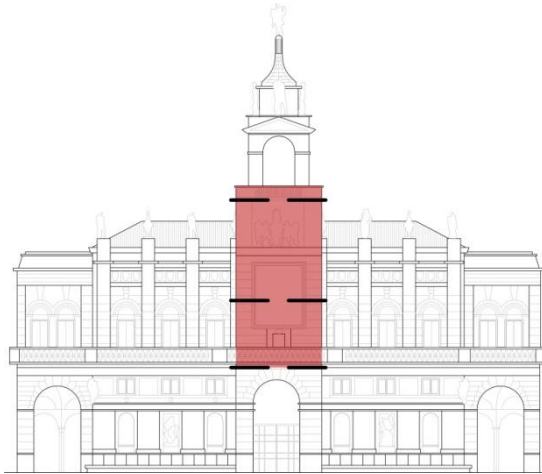


Fig. 8.3.8-13: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

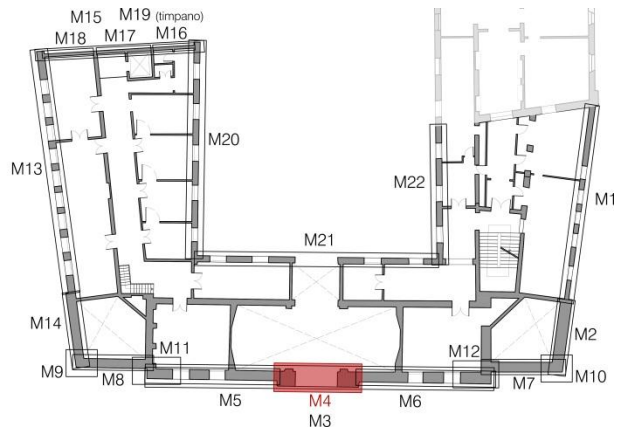


Fig. 8.3.8-14: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]
Parete 1	0,7	4,9	5,75	0,5	30,26	18
Parete 2	0,55	7,75	6,65	0,4	51,2	18
TOT		12,65				
	P [kN]	N [kN]	N _o [kN]	x _{bar} [m]	y _{bar} [m]	
Parete 1	381,276	62,9	0	0,35	2,54	
Parete 2	506,88	96,67	0	0,275	3,88	
TOT	888,156	159,57	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani				5		
γ				1,364		
z₀: altezza del cinematisma da terra				8,9	[m]	
H: altezza totale pareti				12,65	[m]	
H_{TOT}: altezza dell'edificio				21,55	[m]	
Z: baricentro delle linee di vincolo				15,225	[m]	
Ψ(z)				0,706		
t: arretramento della cerniera				0,089	[m]	

Tabella 8.3.8-25: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento 4.

Spostamenti rispetto al polo A e a ϑ						
	φ (ϑ)	0,632258	ϑ			
	$\delta_{b,x}$ (ϑ)	4,9	ϑ			
	$\delta_{b,y}$ (ϑ)	0,7	ϑ			
	$\delta_{x,\alpha Pi}$ (ϑ)	$\delta_{y,Pi}$ (ϑ)	$\delta_{x,\alpha Ni}$ (ϑ)	$\delta_{y,Ni}$ (ϑ)	$\delta_{x,No}$ (ϑ)	
1	2,54	0,35	4,9	0,5	4,9	
2	2,447	0,874	0	0,794839	0	
TOT						
Coefficiente di attivazione del meccanismo α						
α_0				0,2720331		
Calcolo dell'accelerazione spettrale (punto di riferimento: B)						
ϑ	0,204082		Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale			
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	M^*		92,18721	[kN]
1	0,518367	1	e^*		0,950897	
2	0,499355	0	a_0^*		2,806449	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare						
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$			VERIFICATO
a_2	1,974984	[m/s ²]				

Tabella 8.3.8-26: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

L'analisi è verificata, di conseguenza non è necessario l'inserimento di tiranti.

Per il macroelemento 4 è stato esaminato anche il comportamento della parete nel caso di ribaltamento della porzione sommitale della stessa (Meccanismo A1, due casi). Il procedimento è riportato negli allegati 1.

Macroelemento 11 – Meccanismo D: ribaltamento del cantonale

Si è scelto di studiare il meccanismo di ribaltamento del cantonale in questo punto in quanto nel rilievo strutturale della copertura si è ipotizzata la presenza di un puntone, che quindi potrebbe spingere e far ribaltare l'angolata durante il sisma.

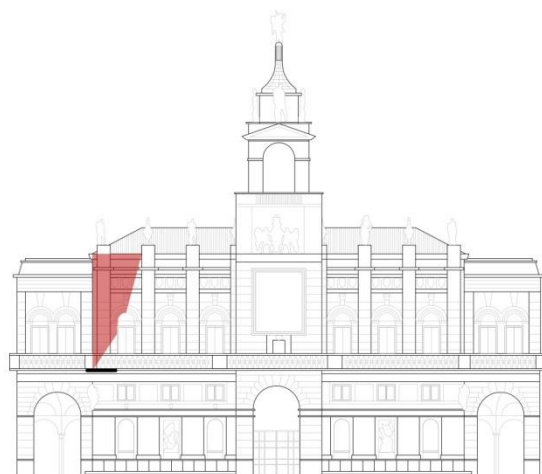


Fig. 8.3.8-15: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

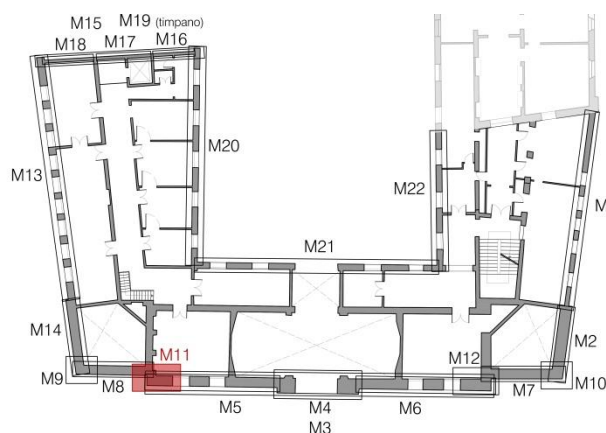


Fig. 8.3.8-16: Pianta con individuazione del macroelemento.

Innanzitutto è stato necessario ricavare le caratteristiche geometriche degli elementi che compongono il cantonale. Per semplicità esso è stato suddiviso in tre elementi: un prisma con base quadrata e due con base triangolare, in modo da riuscire a calcolare la posizione del baricentro dell'intero macroelemento e le altre caratteristiche indispensabili.

Si è proceduto poi con il calcolo dei carichi N_{punt} , ovvero la forza che il puntone trasmette alla muratura nel punto considerato, tenendo conto che essa include il peso proprio del puntone stesso e il peso degli elementi non strutturali che poggiano sul puntone. Considerando due aree di influenza triangolari (una a sinistra e una a destra del puntone) è stato possibile calcolare N_{punt} , forza che è stata successivamente scomposta in N_H ed N_V secondo l'angolo di inclinazione del puntone considerato (22°).

Sono poi stati calcolati gli altri carichi gravanti sulla muratura e i rispettivi bracci (in questo caso si ha solo un carico, ovvero N_{V3} , cioè il carico del solaio posto fra il terzo e il quarto piano, che scarica sulla muratura di via VIII Febbraio).

I pesi N_{V1} ed N_{V2} sono dati dagli eventuali elementi di copertura che scaricano sulla muratura del macroelemento considerato, ma, in questo caso, non sono presenti capriate all'interno dell'area di influenza del macroelemento, perciò N_{V1} e N_{V2} sono nulli.

Le caratteristiche ed i dati geometrici sono riportati nelle tabelle sottostanti.

Caratteristiche geometriche delle pareti							
	b [m]	h [m]	s [m]	V	x_G	y_G	z_G
Elem. 1	2	4	0,8	6,4	0,4	2,667	1,467
Elem. 2	0,8	4	0,8	2,56	0,4	2,000	0,4
Elem. 3	1	4	0,8	3,2	1,133	2,667	0,4
TOT				12,16	0,971	2,597	0,524

γ [kN/m ³]	18	N_{punt} [kN]	3,394	N_{v1} [kN]	0	N_{v3} [kN]	51,97
P [kN]	309,987	N_v [kN]	1,283	d_1 [m]	0,000	d_3 [m]	1,520
x_{bar} [m]	1,796	N_H [kN]	3,142	N_{v2} [kN]	0	N_{v4} [kN]	0
y_{bar} [m]	5,778	d [m]	0,4	d_2 [m]	0,000	d_4 [m]	0,000
						$h_{3,4}$ [m]	4,9

Tabella 8.3.8-27: Caratteristiche geometriche del macroelemento 11.

Dati geometrici		
n: numero di piani	4	
γ	1,333	
z_0 : altezza del cinematisimo da terra	8,9	[m]
H: altezza totale pareti	8,9	[m]
H_{TOT} : altezza dell'edificio	17,8	[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo	8,9	[m]
$\Psi(z)$	0,5	

Tabella 8.3.8-28: Dati geometrici del macroelemento 11.

Si procede, come di consueto, con l'analisi cinematica lineare, applicando l'equilibrio alla rotazione attorno al polo di rotazione.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α						
M_s		608,4182	[kNm]	α_0		0,29575
M_r/α_0		2057,204	[kNm]			
Calcolo dell'accelerazione spettrale (punto di riferimento: N_{punt})						
ϑ	0,11236			Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
δ_{xPi}	0,649225	δ_{xNv2i}	1			
δ_{xNvi}	1	δ_{xNv3i}	0,551	M^*	37,09636	[kN]
δ_{xNHi}	1	δ_{xNv4i}	0,551	e^*	0,993268	
δ_{xNv1i}	1			a_0^*	2,212858	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare						
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		VERIFICATO	
a_2	1,36667	[m/s ²]				

Tabella 8.3.8-29: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

L'analisi cinematica lineare del meccanismo di ribaltamento del cantonale risulta verificata, di conseguenza non è necessario procedere con l'analisi non lineare.

Macroelemento 23: Torre – Meccanismo E: ribaltamento nel piano

La torre campanaria costituisce un elemento di vulnerabilità; essa infatti si sviluppa verticalmente al di sopra del resto dello stabile ed è composta da quattro snelli pilastri in pietra che reggono la parte sovrastante. Si è quindi ritenuto opportuno analizzare la risposta del macroelemento considerando i meccanismi che tipicamente si instaurano in queste strutture, fra cui il ribaltamento nel piano dei pilastri in pietra.

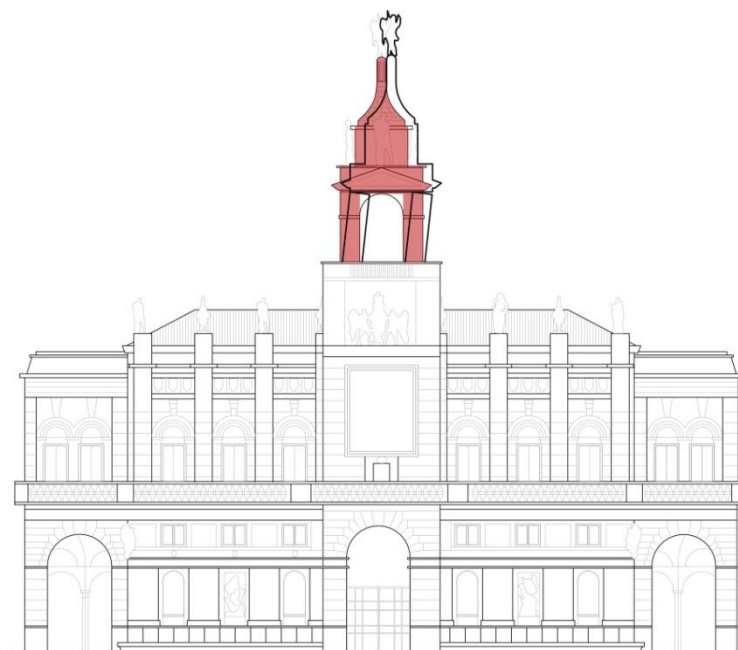


Fig. 8.3.8-17: Macroelemento 23, prospetto e rappresentazione del meccanismo E.

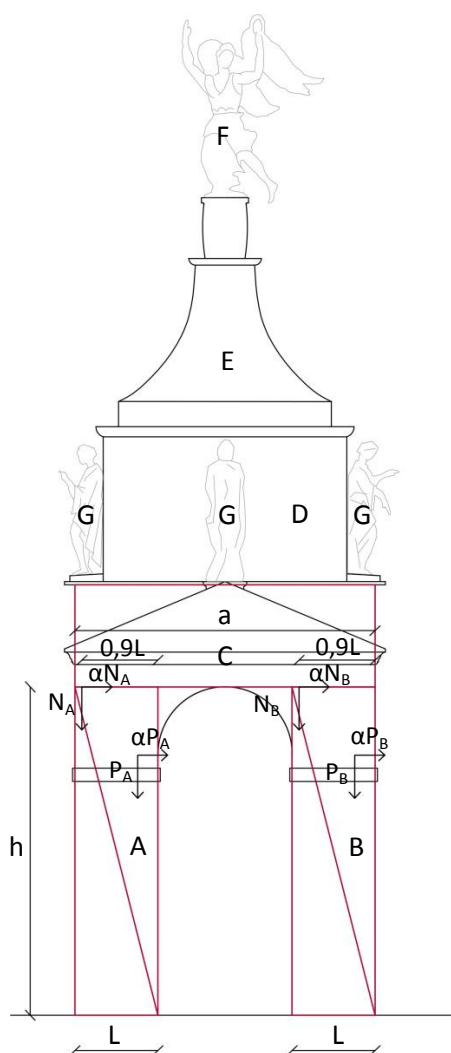


Fig. 8.3.8-18: Schematizzazione del meccanismo E e forze interne.

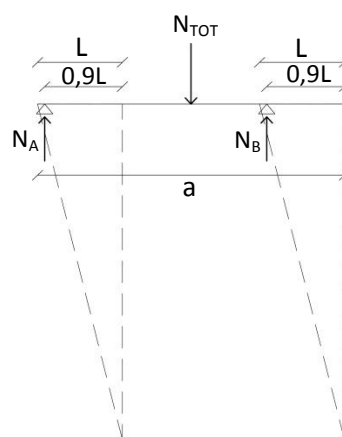


Fig. 8.3.8-19: Schematizzazione del sistema.

Innanzitutto è necessario calcolare il peso degli elementi costituenti la torre (A-G).

Il peso in kN dell'intera struttura era già stato calcolato per poter essere utilizzato nello studio di macroelementi precedenti ed è qui riportato.

	Peso specifico [kN/m ³]	Peso [kN]	Volume
Pilastri in pietra	26,5	384,78	14,52
Muratura	18	248,4	13,8
Travi in c.a.	25	18,5	0,74
Cilindro in pietra	26,5	264,47	9,98
Cupola in legno	6	21,06	3,51
Statua Vittoria Alata	/	14,72	/
Statue in pietra	26,5	74,2	2,8
Peso totale		1026,13	

Tabella 8.3.8-30: Peso della struttura della torre.

Da questi dati è possibile ricavare il peso degli elementi A-G.

A = 48,1 kN
B = 48,1 kN
C = Muratura + Travi in c.a. = 66,73 kN
D = 132,24 kN
E = 10,53 kN
F = 7,36 kN
G = 37,1 kN

Supponendo che i carichi N_A ed N_B siano applicati alla distanza di $0,9L$ a causa dello schiacciamento della muratura sottostante, per il calcolo degli stessi è necessario ricorrere alla schematizzazione in fig. 8.3.8-19.

Imponendo l'equilibrio alla rotazione attorno al punto di applicazione di N_B si ha:

$$M_B = N_{TOT} \left(\frac{a}{2} - 0,9L \right) - N_A [a - 0,9L - (L - 0,9L)] = 0$$

da cui si ricava N_A :

$$N_A = \frac{N_{TOT} \left(\frac{a}{2} - 0,9L \right)}{a - 0,8L} = 89,90 \text{ kN}$$

dove $N_{TOT} = C + D + E + F + G = 253,96 \text{ kN}$

E' quindi possibile calcolare facilmente $N_B = N_{TOT} - N_A = 164,06 \text{ kN}$

Si ha poi che $P_A = P_B = A = B = 48,1 \text{ kN}$

Per il calcolo del coefficiente di attivazione del meccanismo α si applica il PLV imponendo $L_i = L_e = 0$. Vanno perciò calcolati gli spostamenti rispetto alle cerniere, tutti dipendenti dalla rotazione φ :

$$\delta_{x,\alpha PA} = (2/3)h \cdot \varphi \quad \delta_{y,PA} = (1/3)L \cdot \varphi$$

$$\delta_{x,\alpha PB} = (2/3)h \cdot \varphi \quad \delta_{y,PB} = (1/3)L \cdot \varphi$$

$$\delta_{x,\alpha NA} = h \cdot \varphi \quad \delta_{y,N1} = 0,9L \cdot \varphi$$

$$\delta_{x,\alpha NB} = h \cdot \varphi \quad \delta_{y,NB} = 0,9L \cdot \varphi$$

$$-P_A \delta_{y,PA} - P_B \delta_{y,PB} - N_A \delta_{y,NA} - N_B \delta_{y,NB} + \alpha (P_A \delta_{x,\alpha PA} + P_B \delta_{x,\alpha PB} + N_A \delta_{x,\alpha NA} + N_B \delta_{x,\alpha NB}) = 0$$

Da cui si ottiene:

$$\alpha = \frac{(P_A + P_B) L/3 + (N_A + N_B) 0,9L}{h[2/3(P_A + P_B) + N_A + N_B]} = 0,202$$

Si procede poi con il calcolo degli spostamenti virtuali orizzontali, considerando il punto di applicazione di N_A come punto di controllo e successivamente si svolge l'analisi cinematica lineare come di consueto, dividendo in questo caso a_0^* per il fattore di confidenza F_c pari a 1,32. Questo

passaggio è necessario a differenza dei casi già visti in quanto, nell'analisi di questo meccanismo, il fattore di confidenza non è stato utilizzato in calcoli precedenti.

Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	1/h		punto di riferimento: N_A		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
A	0,667	1			
B	0,667	1	M^*	34,76	[kN]
C	0	0	e^*	0,974	
D	0	0	a_0^*	1,54	[m/s²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		NON VERIFICATO
a_2	2,3	[m/s ²]			

Tabella 8.3.8-31: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

La verifica risulta non soddisfatta. Sarà quindi necessario cercare di inibire il cinematismo tramite interventi di controventamento nel piano, come possono essere le cerchiature.

Macroelemento 23: Torre – Meccanismo F: ribaltamento globale

Un ulteriore meccanismo che si potrebbe instaurare è il ribaltamento globale della torre attorno ad un polo di rotazione alla base della stessa.

I carichi da considerare sono quelli riportati in tabella 8.3.8-30.

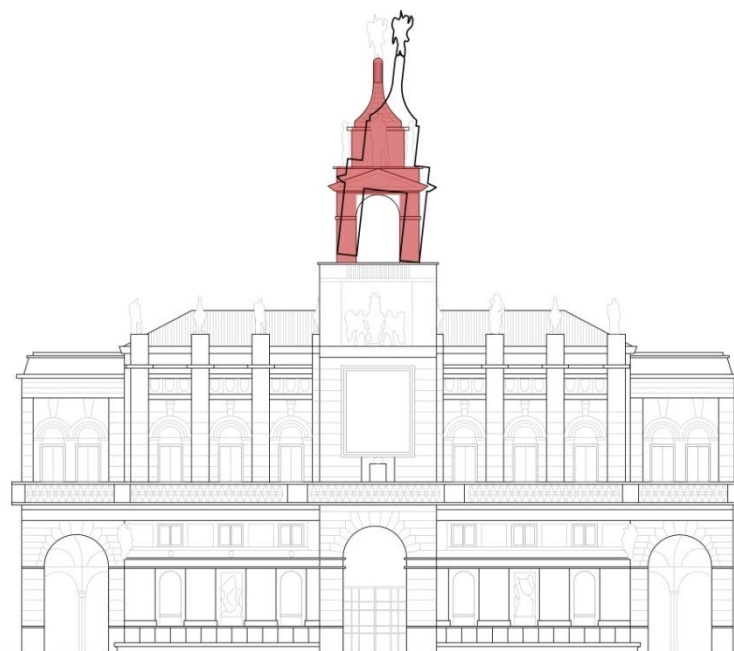


Fig. 8.3.8-20: Macroelemento 23, prospetto ed rappresentazione del meccanismo F.

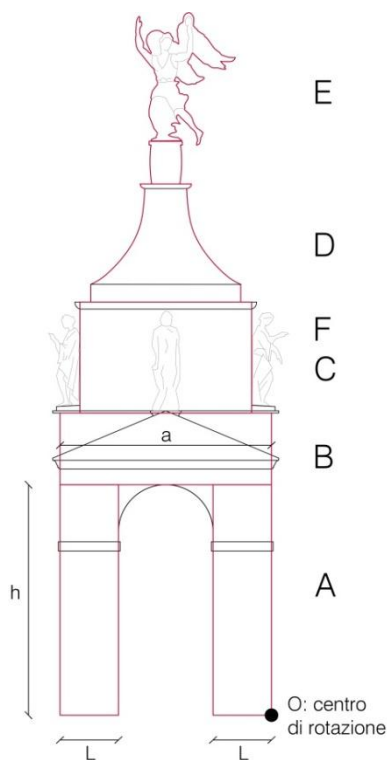


Fig. 8.3.8-21: Schematizzazione del meccanismo.

Nella figura 8.3.8-21 sono indicati gli elementi considerati nella scomposizione del macroelemento per facilitare il calcolo dei pesi e degli altri parametri necessari. Con la lettera F vengono indicate le statue in pietra.

Per il calcolo del coefficiente di attivazione del meccanismo α è possibile procedere con l'equilibrio alla rotazione attorno al polo O, dove:

$$M_S = \sum_{i=1}^n P_i \cdot x_{Gi}$$

$$M_R = \alpha \cdot \sum_{i=1}^n P_i \cdot y_{Gi}$$

I dati necessari per il calcolo di M_S , M_R , M^* ed e^* sono riportati nella seguente tabella, dove si è poi proceduto, come di consueto, con l'analisi cinematica lineare, dividendo in questo caso a_0^* per il fattore di confidenza F_c pari a 1,32.

	x _G	y _G	P _i · x _G	P _i · y _G	δ _x	P _i · δ _x	P _i · δ _x ²
A	2,3	2,5	884,99	961,95	0,18	69,26	12,47
B	2,3	5,75	613,87	1534,68	0,42	112,10	47,08
C	2,3	7,6	608,28	2009,97	0,55	145,46	80,00
D	2,3	9,5	48,44	200,07	0,69	14,53	10,03
E	2,3	13,8	33,86	203,14	1	14,72	14,72
F	2,3	7,6	170,66	563,92	0,55	40,81	22,45
TOT			2360,10	5473,72		396,88	186,74
Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale				Verifica SLV con analisi lineare			
M*		85,98	[kN]	0,787	a ₁ [m/s ²]	a ₀ * ≥ max{a ₁ ; a ₂ }	
e*		0,823		2,3	a ₂ [m/s ²]		
a ₀ *		3,897	[m/s ²]	VERIFICATO			

Tabella 8.3.8-32: Dati geometrici e verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

La verifica risulta soddisfatta, dunque non è necessaria l'installazione di presidi antisismici.

Meccanismo A1: ribaltamento degli elementi non strutturali (statue)

Le statue, come si è già sottolineato nel capitolo 6.4.3 della presente relazione, costituirebbero una vulnerabilità non strutturale qualora risultassero non adeguatamente fissate allo stabile.

Si è scelto quindi di eseguire la verifica a ribaltamento semplice anche per questi elementi, supponendo l'assenza di ancoraggio.

Su Palazzo Moretti-Scarpari sono presenti tre livelli di statue, poste a diverse quote. In seguito i livelli verranno definiti come livello 1, livello 2 e livello 3 a partire dalla quota più bassa fino alla più alta, come indicato in fig. 8.3.8-22.

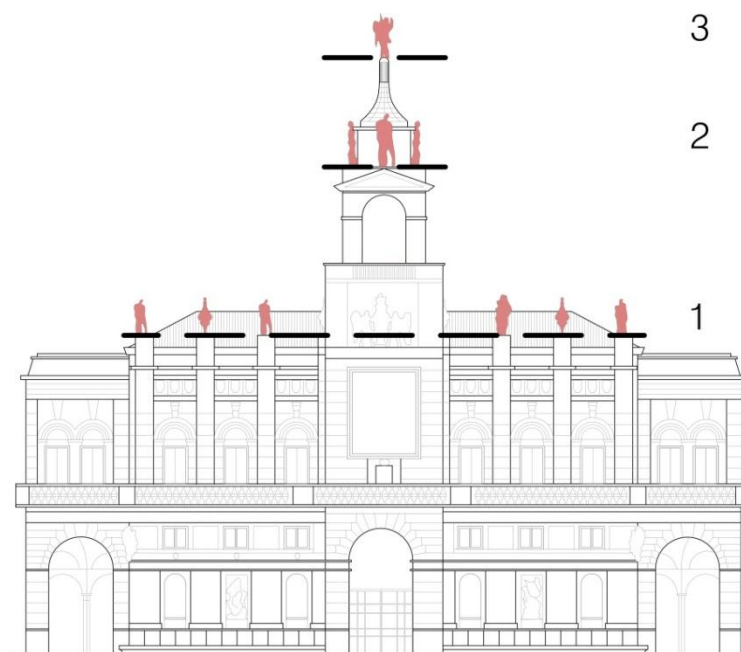


Fig. 8.3.8-22: Statue, prospetto ed rappresentazione del meccanismo A1 ai vari livelli.

Livello 1

Per l'analisi di questi elementi è sufficiente approssimarli ad un blocco murario (essendo statue di pietra verranno approssimate ad un blocco murario di pietra, con $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$). Il blocco non sarà vincolato in alcun modo al fabbricato e avrà le dimensioni della statua stessa. Le dimensioni sono calcolabili solo con un ampio grado di approssimazione viste le particolari geometrie delle statue e la disponibilità del solo rilievo fotografico delle stesse; di conseguenza i risultati delle analisi possono fornire solamente un'indicazione di massima e la loro rappresentatività dovrà essere valutata in seguito all'ottenimento di maggiori informazioni.

Vengono di seguito riportati i dati geometrici e le verifiche svolte per le statue del primo livello.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m²]	γ [kN/m³]
Parete 1	0,5	2	0,7	0	0,95	26,5
Parete 2	0	0	0	0	0	22
Parete 3	0	0	0	0	0	22
Parete 4	0	0	0	0	0	22
TOT		2				

	P [kN]	N [kN]	N _o [kN]	x _{bar} [m]	y _{bar} [m]	
Parete 1	12,5875	0	0	0,25	0,97	
Parete 2	0	0	0	0	0	
Parete 3	0	0	0	0	0	
Parete 4	0	0	0	0	0	
TOT	12,5875	0	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani				5		
γ				1,364		
z ₀ : altezza del cinematismo da terra				18,5		[m]
H: altezza totale pareti				2		[m]
H _{TOT} : altezza dell'edificio				20,5		[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo				18,5		[m]
Ψ(z)				0,902		
t: arretramento della cerniera				0,004		[m]

Tabella 8.3.8-33: Caratteristiche e dati geometrici di una statua del livello 1.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		3,091545	[kNm]	α_0	0,2532
M_r/α_0		12,20988	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,5		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,485	1			
2	0	0	M^*	1,283129	[kN]
3	0	0	e^*	1	
4	0	0	a_0^*	2,483896	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	NON VERIFICATO	
a_2	2,522734	[m/s ²]			

Tabella 8.3.8-34: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _p [m]	R _N [m]	β _p [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	1,000611	0	1,322808	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	13,96523					
Parametri per la verifica non lineare						
h _{bar} [m]	0,97	d _u * [m]	0,093637	T _s [s]	0,841837	
δ _{x,bar}	0,485	d _s * [m]	0,037455	S _e (T _s) [m/s ²]	2,531347	
d _{k0} [m]	0,234093	a _s * [m/s ²]	2,086472	S _{De} (T _s) [m]	0,045441	
d ₀ * [m]	0,234093					

Verifica SLV con analisi non lineare				
d_1	0,045441	[m]	$d_u^* \geq \max\{d_1; d_2\}$	NON VERIFICATO
d_2	0,117532	[m]		

Tabella 8.3.8-35: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

Le verifiche lineare e non lineare non risultano soddisfatte, di conseguenza è necessario prevedere degli ancoraggi per le statue di livello 1 qualora non fossero presenti.

Livello 2

Vengono di seguito riportati i dati geometrici e le verifiche svolte per le statue del secondo livello.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]
Parete 1	0,5	2	0,7	0	0,95	26,5
Parete 2	0	0	0	0	0	22
Parete 3	0	0	0	0	0	22
Parete 4	0	0	0	0	0	22
TOT		2				
	P [kN]	N [kN]	N _o [kN]	x_{bar} [m]	y_{bar} [m]	
Parete 1	12,5875	0	0	0,25	0,97	
Parete 2	0	0	0	0	0	
Parete 3	0	0	0	0	0	
Parete 4	0	0	0	0	0	
TOT	12,5875	0	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani				6		
γ				1,385		
z_0 : altezza del cinematismo da terra				28,5	[m]	
H: altezza totale pareti				2	[m]	
H _{TOT} : altezza dell'edificio				30,5	[m]	
Z: baricentro delle linee di vincolo				28,5	[m]	
$\Psi(z)$				0,934		
t: arretramento della cerniera				0,004	[m]	

Tabella 8.3.8-36: Caratteristiche e dati geometrici di una statua del livello 2.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		3,091545	[kNm]	α_0	0,2532
M_r/α_0		12,20988	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,5		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,485	1			
2	0	0	M^*	1,283129	[kN]
3	0	0	e^*	1	
4	0	0	a_0^*	2,483896	[m/s ²]

Verifica SLV con analisi lineare				
a ₁	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	NON VERIFICATO
a ₂	2,65234	[m/s ²]		

Tabella 8.3.8-37: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _P [m]	R _N [m]	β _P [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	1,000611	0	1,322808	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
θ [°]	13,96523					
Parametri per la verifica non lineare						
h _{bar} [m]	0,97	d _u * [m]	0,093637	T _s [s]		0,841837
δ _{x,bar}	0,485	d _s * [m]	0,037455	S _e (T _s) [m/s ²]		2,531347
d _{k0} [m]	0,234093	a _s *[m/s ²]	2,086472	S _{De} (T _s) [m]		0,045441
d ₀ * [m]	0,234093					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d ₁	0,045441	[m]	d _u * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		NON VERIFICATO	
d ₂	0,28164	[m]				

Tabella 8.3.8-38: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

Le verifiche lineare e non lineare non risultano soddisfatte, di conseguenza è necessario prevedere degli ancoraggi per le statue di livello 2 qualora non fossero presenti.

Livello 3

Vengono di seguito riportati i dati geometrici e le verifiche svolte per l'unica statua del terzo livello ovvero la statua in bronzo della Vittoria Alata, di cui si conosce il peso.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]
Parete 1	0,6	2,75	0,7	0	2,3	/
Parete 2	0	0	0	0	0	22
Parete 3	0	0	0	0	0	22
Parete 4	0	0	0	0	0	22
TOT		2,75				
	P [kN]	N [kN]	N _o [kN]	x _{bar} [m]	y _{bar} [m]	
Parete 1	14,72	0	0	0,3	1,43	
Parete 2	0	0	0	0	0	
Parete 3	0	0	0	0	0	
Parete 4	0	0	0	0	0	
TOT	14,72	0	0			

Dati geometrici		
n: numero di piani	8	
γ	1,412	
z_0 : altezza del cinematismo da terra	33,05	[m]
H: altezza totale pareti	2,75	[m]
H_{TOT} : altezza dell'edificio	35,8	[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo	33,05	[m]
$\Psi(z)$	0,923	
t: arretramento della cerniera	0,004	[m]

Tabella 8.3.8-39: Caratteristiche e dati geometrici di una statua del livello 3.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		4,355468	[kNm]	α_0	0,206915
M_r/α_0		21,0496	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,363636		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,52	1			
2	0	0	M^*	1,50051	[kN]
3	0	0	e^*	1	
4	0	0	a_0^*	2,029831	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	NON VERIFICATO	
a_2	2,671811	[m/s ²]			

Tabella 8.3.8-40: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _P [m]	R _N [m]	β _P [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	1,460291	0	1,366761	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	11,45315					
Parametri per la verifica non lineare						
h _{bar} [m]	1,43	d _u * [m]	0,11358	T _s [s]		1,025632
δ _{x,bar}	0,52	d _s * [m]	0,045432	S _e (T _s) [m/s ²]		2,077725
d _{k0} [m]	0,28395	a _s *[m/s ²]	1,705058	S _{De} (T _s) [m]		0,055362
d ₀ * [m]	0,28395					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d ₁	0,055362	[m]	d _u * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		NON VERIFICATO	
d ₂	0,327275	[m]				

Tabella 8.3.8-41: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

Le verifiche lineare e non lineare non risultano soddisfatte, di conseguenza è necessario prevedere degli ancoraggi per la statua di livello 3 qualora non fossero presenti.

Si ritiene però che questo elemento sia stato ancorato alla struttura sottostante tramite un perno, già in fase di costruzione dello stabile, come si nota nelle immagini riportate nelle figure del capitolo 6.2.4 della presente relazione di tesi.

Risultati delle analisi

I rimanenti meccanismi analizzati e i relativi fogli di calcolo vengono riportati nell'allegato 1 della presente relazione di tesi.

Di seguito è stata inserita una tabella riassuntiva dei risultati ottenuti. Nell'ultima colonna della tabella sono stati indicati con una "X" i meccanismi che si ritengono più probabili in seguito alle precedenti considerazioni compiute sul fabbricato.

Con la lettera V si intende che l'analisi è verificata, con le lettere NV che non è verificata.

Il rapporto C/D indica Capacità/Domanda, ovvero il rapporto fra la capacità della struttura e la richiesta dell'azione sismica.

M	Mecc.	α	Analisi SLV lineare		Analisi SLV non lineare		Sfilamento travi		Tiranti	Probabile
			V-NV	C/D	V-NV	C/D	V-NV	C/D		
1	A	0,023*	NV	0,34	V	1,03	/	/	Sì	X
	A1	0,024	NV	0,34	NV	0,75	/	/	Sì	X
2	A	0,028*	NV	0,41	NV	0,85	/	/	Sì	
	A1	0,082	NV	0,60	V	1,61	/	/	No	
	B	0,013	NV	0,18	NV	0,58	/	/	Sì	X
	B1	0,137	NV	0,97	V	2,60	/	/	No	X
3	A	0,031	NV	0,50	V	1,01	NV	0,88	Sì	
	A1	0,069	NV	0,60	V	1,51	V	1,25	No	
4	A1, 1	0,034	NV	0,39	NV	0,97	/	/	Sì	
	A1, 2	0,104	NV	0,53	NV	0,97	/	/	Sì	X
	C, 1	0,327	V	1,44	/	/	/	/	No	X
	C, 2	0,272	V	1,42	/	/	/	/	No	X
5	A	0,037	NV	0,62	V	1,23	NV	0,88	Sì	
	A1	0,061	NV	0,52	V	1,31	V	1,25	No	X
	C, 1	0,666	V	5,03	/	/	/	/	No	
	C, 2	0,233	V	1,23	/	/	/	/	No	X
6	A	0,038	NV	0,64	V	1,24	NV	0,87	Sì	
	A1	0,059	NV	0,51	V	1,29	V	1,25	No	X
	C, 1	0,666	V	5,03	/	/	/	/	No	
	C, 2	0,248	V	1,29	/	/	/	/	No	X
7	A	0,034*	NV	0,50	V	1,01	/	/	Sì	
	A1	0,102	NV	0,75	V	1,94	/	/	No	
8	A	0,034*	NV	0,50	V	1,01	/	/	Sì	
	A1	0,102	NV	0,75	V	1,94	/	/	No	
9	D	0,248	V	1,22	/	/	/	/	No	
10	D	0,248	V	1,22	/	/	/	/	No	
11	D	0,296	V	1,62	/	/	/	/	No	
12	D	0,296	V	1,62	/	/	/	/	No	
13	A1	0,036	NV	0,41	NV	0,87	/	/	Sì	X
14	A	0,028*	NV	0,41	NV	0,85	/	/	Sì	
	A1	0,082	NV	0,60	V	1,61	/	/	No	
	B	0,013	NV	0,18	NV	0,58	/	/	Sì	X
	B1	0,137	NV	0,97	V	2,60	/	/	No	X
15	A	0,010	NV	0,15	NV	0,31	NV	0,71	Sì	

16	A	0,009	NV	0,14	NV	0,28	NV	0,72	Sì	X
17	A	0,011	NV	0,18	NV	0,36	NV	0,71	Sì	X
18	A	0,010	NV	0,16	NV	0,32	/	/	Sì	X
	A1	0,078	NV	0,38	NV	0,76	/	/	Sì	X
19	A1	0,225	V	1,12	/	/	/	/	No	X
20	A1, 1	0,023	NV	0,34	NV	0,63	V	1,18	Sì	
	A1, 2	0,091	NV	0,48	V	1,03	V	1,69	No	
	A1, 3	0,136	NV	0,59	V	1,07	V	2,23	No	X
	C, 1	0,162	NV	0,87	/	/	/	/	Sì	X
	C, 2	0,379	V	2,19	/	/	/	/	No	
21	A1	0,040	NV	0,30	NV	0,78	/	/	Sì	
22	A1	0,029	NV	0,46	NV	0,79	V	1,23	Sì	
23	E	0,202	NV	0,67	/	/	/	/	Sì	X
	F	0,431	V	1,69	/	/	/	/	No	X
S1	A1	0,253	NV	0,98	NV	0,80	/	/	/	X
S2	A1	0,253	NV	0,94	NV	0,33	/	/	/	X
S3	A1	0,207	NV	0,76	NV	0,35	/	/	/	

Tabella 8.3.8-42: Tabella riassuntiva delle analisi svolte.

*In questi cinematismi si è tenuto conto del tiro di un tirante di progetto già in fase di analisi, di conseguenza gli α ottenuti potrebbero non corrispondere agli α reali che la struttura è in grado di sviluppare, come anche il rapporto C/D.

Dai risultati ottenuti si possono trarre le seguenti conclusioni:

- i meccanismi con un moltiplicatore dei carichi α minore e con un rapporto C/D minore sono quelli di ribaltamento semplice di parete, come ci si aspettava;
- sono stati analizzati 12 meccanismi di ribaltamento semplice di parete (A) e di questi nessuno risulta verificato, quindi il 100% delle verifiche dei meccanismi A è non soddisfatto. Solo 4 di questi meccanismi si ritengono però probabili, in seguito alle precedenti considerazioni. Inoltre in 3 dei 12 casi non verificati (macroelementi 3, 5 e 6) l'analisi non lineare risulta essere soddisfatta, mentre è l'analisi allo sfilamento delle travi che comporta la non verifica del cinematismo. E' quindi necessario capire quale sia la natura dell'appoggio delle travi di copertura prima di procedere con eventuali interventi;

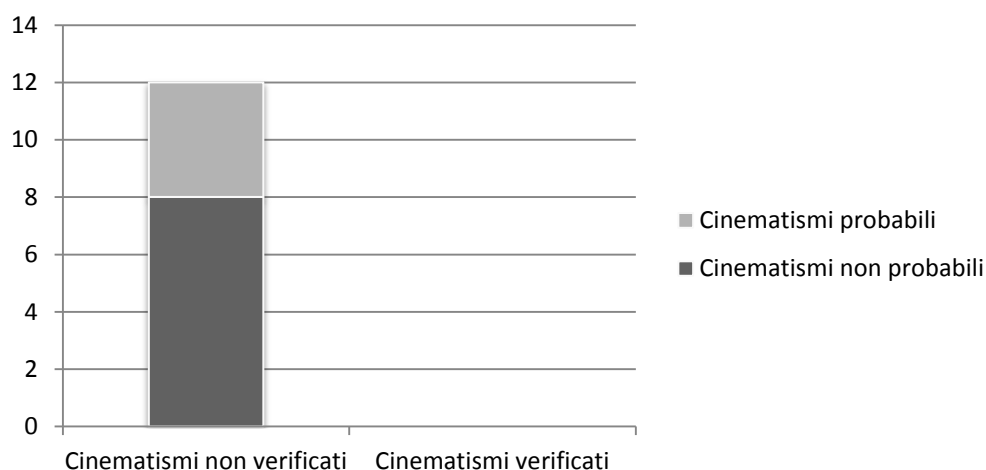


Grafico 8.3.8-01: Grafico riassuntivo dei risultati dei meccanismi di ribaltamento semplice di parete.

- sono stati analizzati 21 meccanismi di ribaltamento semplice di parete in quota (A1) e di questi 10 risultano verificati, quindi il 52,4% delle verifiche dei meccanismi A1 è non soddisfatto. Solo 6 dei meccanismi non verificati si ritengono però probabili, in seguito alle precedenti considerazioni;

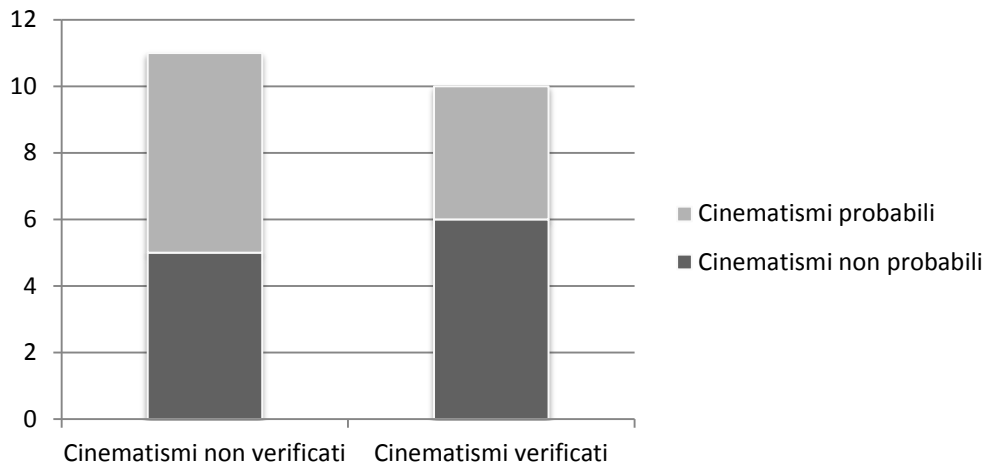


Grafico 8.3.8-02: Grafico riassuntivo dei risultati dei meccanismi di ribaltamento semplice di parete in quota.

- sono stati analizzati 2 meccanismi di ribaltamento composto di parete (B) e risultano entrambi verificati, quindi il 100% delle verifiche dei meccanismi B è non soddisfatto. Entrambi i meccanismi si ritengono probabili;
- sono stati analizzati 2 meccanismi di ribaltamento composto di parete in quota (B1) e risultano entrambi verificati, quindi lo 0% delle verifiche dei meccanismi B1 è non soddisfatto;
- sono stati analizzati 8 meccanismi di flessione verticale di parete (C) e di questi solo uno risulta non verificato, quindi il 12,5% delle verifiche dei meccanismi C è non soddisfatto;

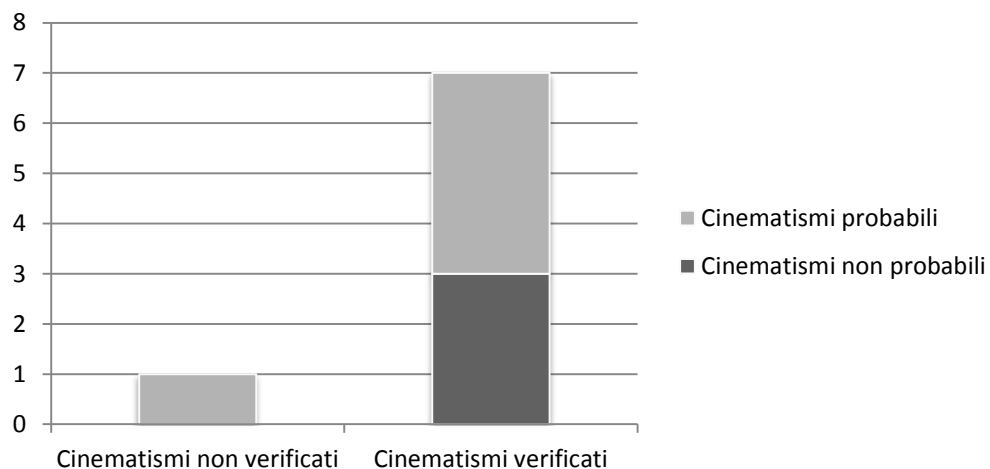


Grafico 8.3.8-03: Grafico riassuntivo dei risultati dei meccanismi di flessione verticale di parete.

- sono stati analizzati 4 meccanismi di ribaltamento del cantonale (D) e risultano tutti verificati, quindi lo 0% delle verifiche dei meccanismi D è non soddisfatto;
- è stato analizzato 1 meccanismo di ribaltamento nel piano (E) e la verifica risulta non soddisfatta;
- è stato analizzato 1 meccanismo di ribaltamento globale (F) e la verifica risulta soddisfatta.

8.3.9 Verifica dei macroelementi in LC2

Per completare l'analisi dei meccanismi locali di collasso si è ritenuto opportuno analizzare gli stessi macroelementi visti nel capitolo 8.3.8 e nell'allegato 1 della presente relazione di tesi nel caso di raggiungimento di un livello di conoscenza LC2.

Ciò sarebbe possibile in seguito all'esecuzione di indagini diffuse sull'edificio oggetto di studio che permetterebbero di conoscere il fabbricato in modo più approfondito.

Infatti, secondo la Circolare (capitolo C8A.1.A) è possibile ottenere un maggiore livello di conoscenza attraverso un approfondito rilievo geometrico, un dettagliato rilievo del quadro fessurativo e del quadro deformativo, la conoscenza dei dettagli costruttivi, acquisibile tramite verifiche in-situ estese ed esaustive, la conoscenza delle proprietà dei materiali, acquisibile tramite indagini in-situ estese o esaustive.

In base alla qualità delle informazioni ottenute è quindi possibile definire il livello di conoscenza adeguato.

Nel caso dei beni culturali, come si è visto nel capitolo 8.2.1 della presente relazione di tesi, secondo le Linee Guida il fattore di confidenza F_C può essere determinato sulla base di diversi fattori parziali di confidenza F_{Ck} , associati a diverse categorie d'indagine e alla conoscenza acquisita in ogni categoria¹.

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck}$$

Ma, nel caso in esame, si è scelto di considerare $F_C = 1,20$, come prescritto dalla Circolare nel caso di livello di conoscenza LC2,² in quanto non si è voluto ipotizzare nello specifico quali categorie d'indagine approfondire.

Considerando quindi un livello di conoscenza LC2 è stato possibile definire le nuove caratteristiche della "Muratura in mattoni pieni e malta di calce", secondo le tabelle C8A.2.1 e C8A.2.2 della Circolare, già riportate nel capitolo 8.2.1 della presente relazione di tesi.

Nel caso di un livello di conoscenza LC2, è necessario scegliere i valori medi della tabella C8A.2.1 per quanto riguarda le resistenze e i moduli elastici (f_m , τ_0 , E , G)³.

Come nel caso di analisi svolte in LC1, si è scelto di utilizzare il parametro migliorativo "Giunti sottili" della tabella C8A.2.2 della Circolare.

Sulla base di queste considerazioni si ottengono i seguenti parametri meccanici di progetto:

- $f_m = \frac{f_{m,medio} \cdot coeff.correttivo}{F_C \cdot \gamma_m} = \frac{320 \cdot 1,5}{1,20 \cdot 2} = 200 \text{ N/cm}^2$
- $\tau_0 = \frac{\tau_{0,medio} \cdot coeff.correttivo}{F_C \cdot \gamma_m} = \frac{7,6 \cdot 1,5}{1,20 \cdot 2} = 4,75 \text{ N/cm}^2$
- $E = 1500 \text{ N/mm}^2$
- $G = 500 \text{ N/mm}^2$

¹ Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, cap. 4.2, p. 21-23.

² Circolare n° 617, cap. C8A.1.A.4, p. 377.

³ Ivi, p. 391.

Risultati delle analisi

Per il dettaglio di tutte le analisi si rimanda all'allegato 2.

Di seguito è stata inserita la stessa tabella riassuntiva dei risultati ottenuti utilizzata nel caso dei macroelementi in LC1.

Nell'ultima colonna della tabella sono stati indicati con una "X" i meccanismi che si ritengono più probabili in seguito alle precedenti considerazioni compiute sul fabbricato.

Con la lettera V si intende che l'analisi è verificata, con le lettere NV che non è verificata.

Il rapporto C/D indica Capacità/Domanda, ovvero il rapporto fra la capacità della struttura e la richiesta dell'azione sismica.

M	Mecc.	α	Analisi SLV lineare		Analisi SLV non lineare		Sfilamento travi		Tiranti	Probabile
			V-NV	C/D	V-NV	C/D	V-NV	C/D		
1	A	0,005	NV	0,07	NV	0,32	/	/	Sì	X
	A1	0,030	NV	0,40	NV	0,83	/	/	Sì	X
2	A	0,035*	NV	0,52	V	1,07	/	/	Sì	
	A1	0,089	NV	0,64	V	1,72	/	/	No	
	B	0,022	NV	0,31	NV	0,66	/	/	Sì	X
	B1	0,145	V	1,02	V	2,67	/	/	No	X
3	A	0,036	NV	0,59	V	1,18	NV	0,89	Sì	
	A1	0,075	NV	0,65	V	1,64	V	1,28	No	
4	A1, 1	0,038	NV	0,44	V	1,10	/	/	No	
	A1, 2	0,108	NV	0,55	V	1,00	/	/	No	X
	C, 1	0,327	V	1,44	/	/	/	/	No	X
	C, 2	0,272	V	1,42	/	/	/	/	No	X
5	A	0,042	NV	0,70	V	1,39	NV	0,88	Sì	
	A1	0,070	NV	0,59	V	1,51	V	1,28	No	X
	C, 1	0,666	V	5,03	/	/	/	/	No	
	C, 2	0,233	V	1,23	/	/	/	/	No	X
6	A	0,043	NV	0,72	V	1,40	NV	0,87	Sì	
	A1	0,068	NV	0,51	V	1,47	V	1,28	No	X
	C, 1	0,666	V	5,03	/	/	/	/	No	
	C, 2	0,248	V	1,29	/	/	/	/	No	X
7	A	0,041*	NV	0,60	V	1,10	/	/	Sì	
	A1	0,108	NV	0,80	V	1,99	/	/	No	
8	A	0,041*	NV	0,60	V	1,10	/	/	Sì	
	A1	0,108	NV	0,80	V	1,99	/	/	No	
9	D	0,248	V	1,34	/	/	/	/	No	
10	D	0,248	V	1,34	/	/	/	/	No	
11	D	0,296	V	1,78	/	/	/	/	No	
12	D	0,296	V	1,78	/	/	/	/	No	
13	A1	0,045	NV	0,52	V	1,09	/	/	No	X
14	A	0,035*	NV	0,52	V	1,07	/	/	Sì	
	A1	0,089	NV	0,64	V	1,72	/	/	No	
	B	0,022	NV	0,31	NV	0,66	/	/	Sì	X
	B1	0,145	V	1,02	V	2,67	/	/	No	X
15	A	0,013	NV	0,20	NV	0,41	NV	0,71	Sì	
16	A	0,012	NV	0,19	NV	0,39	NV	0,73	Sì	X

17	A	0,013	NV	0,21	NV	0,43	NV	0,71	Sì	X
18	A	0,013	NV	0,21	NV	0,42	/	/	Sì	X
	A1	0,080	NV	0,39	NV	0,78	/	/	Sì	X
19	A1	0,226	V	1,12	/	/	/	/	No	X
20	A1, 1	0,027	NV	0,41	NV	0,75	V	1,19	Sì	
	A1, 2	0,098	NV	0,52	V	1,11	V	1,75	No	
	A1, 3	0,138	NV	0,60	V	1,09	V	2,26	No	X
	C, 1	0,162	NV	0,87	/	/	/	/	Sì	X
	C, 2	0,379	V	2,19	/	/	/	/	No	
21	A1	0,045	NV	0,34	NV	0,89	/	/	Sì	
22	A1	0,034	NV	0,52	NV	0,91	V	1,24	Sì	
23	E	0,202	NV	0,74	/	/	/	/	Sì	X
	F	0,431	V	1,86	/	/	/	/	No	X
S1	A1	0,254	NV	0,99	NV	0,81	/	/	/	X
S2	A1	0,254	NV	0,94	NV	0,34	/	/	/	X
S3	A1	0,208	NV	0,76	NV	0,36	/	/	/	

Tabella 8.3.9-01: Tabella riassuntiva delle analisi svolte.

*In questi cinematismi si è tenuto conto del tiro di un tirante di progetto già in fase di analisi, di conseguenza gli α ottenuti potrebbero non corrispondere agli α reali che la struttura è in grado di sviluppare, come anche il rapporto C/D.

In verde sono state indicate le analisi che, nel passaggio da un livello di conoscenza LC1 all'LC2, risultano soddisfatte. Si tratta in tutti e tre i casi di meccanismi di ribaltamento semplice di parete in quota (A1). Dei 21 cinematismi analizzati 13 risultano verificati, quindi il 38% delle verifiche dei meccanismi A1 è non soddisfatto. Solo 4 dei meccanismi non verificati si ritengono però probabili.

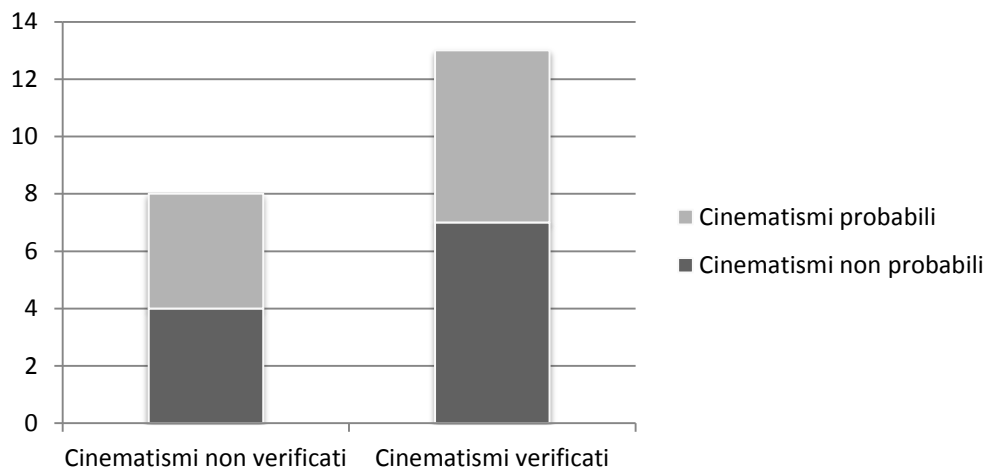
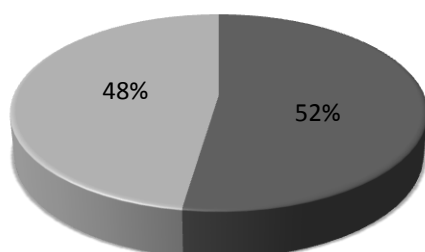


Grafico 8.3.9-01: Grafico riassuntivo dei risultati dei meccanismi di ribaltamento semplice di parete in quota.

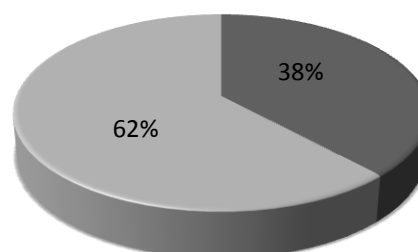
Meccanismo A.1: LC1

- Cinematismi non verificati
- Cinematismi verificati



Meccanismo A.1: LC2

- Cinematismi non verificati
- Cinematismi verificati



Grafici 8.3.9-02, 03: Confronto fra i risultati in LC1 e LC2 dei meccanismi di ribaltamento semplice di parete in quota.

In generale si nota comunque che i coefficienti di attivazione dei meccanismi α e i rapporti C/D sono aumentati rispetto alle verifiche svolte con livello di conoscenza LC1.

Viene di seguito riportata una tabella che indica il numero minimo di tiranti previsti per i cinematismi non verificati nelle verifiche svolte con livello di conoscenza LC1, confrontati con il numero minimo di tiranti nel caso di verifiche svolte con livello di conoscenza LC2.

Va sottolineato che questi risultati sono semplicemente stati ricavati dal valore di spinta necessario per inibire il meccanismo ottenuto dai fogli di calcolo Excel, ma non costituiscono un'ipotesi di intervento in quanto non è detto che l'inserimento di tiranti sia effettivamente possibile.

M	Mecc.	Tiranti LC1	Tiranti LC2
1	A	2Φ18	2Φ18
	A1	2Φ18	1Φ18
2	A	2Φ18	1Φ18
	B	2Φ18	1Φ20
3	A	4Φ18	4Φ18
4	A1, 1	1Φ18	-
	A1, 2	1Φ18	-
5	A	1Φ18	1Φ18
6	A	1Φ18	1Φ18
7	A	1Φ18	1Φ18
8	A	1Φ18	1Φ18
13	A1	2Φ18	-
14	A	2Φ18	1Φ18
	B	2Φ18	1Φ20
15	A	2Φ18	2Φ18
16	A	1Φ18	1Φ18
17	A	1Φ18	1Φ18
18	A	1Φ18	1Φ18
	A1	1Φ18	1Φ18

20	A1, 1	2Φ18	2Φ18
	C, 1	/	/
21	A1	2Φ18	2Φ18
22	A1	1Φ18	1Φ18
23	E	/	/
S1	A1	/	/
S2	A1	/	/
S3	A1	/	/

Tabella 8.3.9-02: Tiranti di progetto: confronto fra LC1 e LC2.

In verde sono stati indicati i cinematismi per cui, nel passaggio da un livello di conoscenza LC1 all'LC2, il numero di tiranti di progetto è diminuito.

Si nota quindi che, avendo la possibilità di progettare i tiranti per delle analisi svolte con un livello di conoscenza LC2, è possibile inserire in totale 9 tiranti in meno.

8.4 Conclusioni

Il confronto dei risultati delle analisi dei meccanismi locali di collasso eseguite con un livello di conoscenza LC1 con i risultati delle analisi in LC2 dimostra che è comunque conveniente arrivare ad un livello di conoscenza maggiore dello stabile oggetto di studio, in quanto questo permette di svolgere analisi meno gravose.

In ogni caso, un approfondimento su alcuni aspetti dell'edificio sarebbe comunque opportuno, viste le numerose ipotesi compiute precedentemente allo svolgimento delle analisi. Una maggiore conoscenza del fabbricato consentirebbe infatti di chiarire la natura di alcuni elementi presenti e di eseguire delle analisi i cui risultati si avvicinano il più possibile alla realtà.

ANALISI DEI MECCANISMI GLOBALI DI COLLASSO

ANALISI DEI MECCANISMI GLOBALI DI COLLASSO	247
9.1 FUNZIONAMENTO DEL SOFTWARE 3MURI	251
<i>Fase di input</i>	<i>251</i>
<i>Fase di analisi</i>	<i>251</i>
9.2 EFFETTI DELL'AGGREGAZIONE SUL COMPORTAMENTO STRUTTURALE	254
9.3 FASE DI INPUT: DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA E DELLA STRUTTURA DEI MODELLI	257
9.4 FASE DI ANALISI	261
<i>Modello 1: modello libero.....</i>	<i>261</i>
<i>Modello 2: modello con vincoli fissi.....</i>	<i>267</i>
<i>Modello 3: modello con vincoli cedevoli elasticamente</i>	<i>272</i>
9.5 CONCLUSIONI	277
9.6 ANALISI DEI MECCANISMI GLOBALI DI COLLASSO IN LC2: MODELLO 4	279

9 ANALISI DEI MECCANISMI GLOBALI DI COLLASSO

Secondo le NTC del 2008 è necessario che la sicurezza sismica degli edifici esistenti venga valutata sia nei confronti dei meccanismi locali di collasso sia dei meccanismi globali di collasso¹.

L'analisi dei meccanismi globali di collasso è stata quindi svolta tramite il programma 3muri. Si tratta di un programma elaborato per lo svolgimento delle verifiche sismiche degli edifici in muratura, nato dalla collaborazione tra un gruppo di specialisti, guidato dal professor Sergio Lagomarsino dell'Università di Genova, e la società S.T.A. DATA².

Per ottenere una modellazione il più possibile aderente alla realtà è necessario conoscere i possibili meccanismi di collasso di un pannello murario: fuori piano e nel piano, come precedentemente esposto nel capitolo 8.3 della presente relazione di tesi.

Le pareti offrono un certo grado di resistenza nel loro piano, mentre sono molto deboli nel caso di azioni fuori piano. Nelle successive analisi si considereranno quindi resistenti solamente le pareti parallele alla direzione del sisma considerato.

Inoltre, per ottenere un'adeguata schematizzazione del comportamento reale della struttura, vengono considerati elementi resistenti solamente le pareti verticali e gli orizzontamenti, i quali hanno il compito di trasmettere alle pareti le sollecitazioni. Un adeguato grado di connessione fra questi elementi permette lo sviluppo di un comportamento d'insieme dello stabile e quindi la possibilità di inibire i meccanismi fuori piano delle singole pareti.

L'analisi dei meccanismi globali di collasso avviene tramite un'**analisi statica non lineare** (push-over). Questa tipologia di analisi è detta "statica" in quanto le forze esterne vengono applicate staticamente e "non lineare" in quanto si considera che gli elementi che costituiscono la struttura abbiano un comportamento prima elastico, poi plastico e infine arrivino alla rottura.

Si tratta in ogni caso di una procedura semplificata in cui il problema della valutazione della massima risposta attesa dalla struttura indagata è ricondotto allo studio di un sistema non lineare ad un unico grado o libertà, equivalente al modello dotato di n gradi di libertà, che rappresenta la struttura reale.

I metodi di analisi che sono stati sviluppati nel tempo sono principalmente tre: il metodo POR, il metodo FEM e il metodo FME. Quest'ultimo è quello che viene utilizzato dal programma 3muri per l'analisi sismica delle strutture.

Il *metodo POR* è un metodo molto semplificato che prende in considerazione il solo contributo dei maschi murari, tralasciando quello delle fasce di piano. Ai solai inoltre viene attribuita una rigidità infinita, impedendo, di conseguenza, le rotazioni alle estremità dei maschi murari. In questo modo viene sovrastimata la rigidità della struttura, ma viene sottostimata la sua duttilità. Il *metodo FEM*, ovvero ad elementi finiti permette di ottenere un'analisi realistica a patto di avere una buona conoscenza dei materiali costituenti lo stabile, acquisibile solo grazie a prove

¹ D.M. 14/01/2008, cap. 8.7.1, p. 331.

² Per la modellazione è stato utilizzato il software 3muri Demo, versione 5.5.200, scaricabile gratuitamente dal sito www.stadata.com.

Per l'analisi statica non lineare è stato utilizzato il software 3muri, versione 5.7.0 Professional, licenza acquistata dall'Università degli Studi di Padova.

sperimentali, le quali spesso non sono attuabili. Per una corretta applicazione del metodo inoltre è necessario un buon grado di dettaglio della mesh e l'analisi risulta quindi essere fortemente condizionata dalle operazioni di definizione del modello.

Nel metodo FME (*Frame by Macro Element*), ovvero a telaio equivalente, le pareti vengono schematizzate come fasce, sopra e sotto alle aperture, maschi, a fianco delle aperture, ed elementi resistenti, i quali non confinano con le aperture.

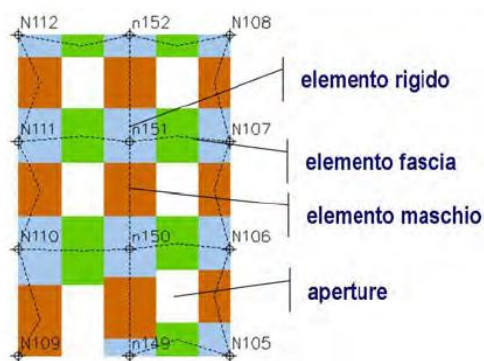


Fig. 9-01: Mesh che rappresenta la suddivisione in macroelementi.

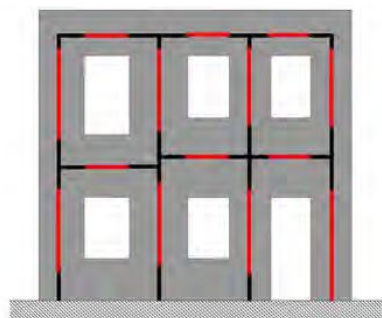


Fig. 9-02: Telaio equivalente.

Fonte: S.T.A. Data, *Manuale d'uso di 3muri*, p. 12.

Questa schematizzazione deriva dall'osservazione del danneggiamento reale delle pareti in seguito all'evento sismico; la rottura infatti avviene principalmente su porzioni di muratura delimitate dalle aperture e può essere di tre tipi:

- rottura per taglio;
- rottura per pressoflessione e schiacciamento negli spigoli;
- rottura per scorrimento.

Le porzioni di muratura in cui si concentrano gli sforzi e le deformazioni sono quelle dei maschi murari e delle fasce di piano. I maschi e le fasce vengono quindi modellati tramite macroelementi finiti bidimensionali, a due o tre gradi di libertà per nodo. Le porzioni di parete schematizzate come elementi resistenti vengono considerate nodi rigidi bidimensionali di dimensioni finite a cui sono connessi i macroelementi.

Le pareti sono poi connesse fra loro da nodi rigidi tridimensionali o bidimensionali a 5 o a 3 gradi di libertà. I nodi a 5 gradi di libertà (le componenti di spostamento nelle tre direzioni del sistema di riferimento globale e le rotazioni intorno agli assi X e Y) collegano le pareti ortogonali una all'altra.

Quelli a 3 gradi di libertà (due componenti di spostamento e la rotazione nel piano della parete) collegano una porzione di parete con un'altra facente parte della stessa parete, permettendo il trasferimento degli stati di sollecitazione nel pannello murario.

Le pareti vengono poi collegate dagli orizzontamenti, schematizzati come elementi privi di rigidezza flessionale, la quale non è rilevante ai fini dell'analisi sismica. I solai infatti hanno il compito di trasmettere alle pareti i carichi verticali e quelli orizzontali derivanti dal sisma. Il modo in cui questo compito viene assolto dipende dalla rigidezza degli stessi orizzontamenti, per questo

è possibile definire una diversa rigidezza nel piano per ogni solaio inserito, il quale viene schematizzato come un diaframma.

9.1 Funzionamento del software 3muri

Fase di input

- Definizione della geometria.
- Definizione della struttura, caratterizzando ogni oggetto tramite la tipologia, il materiale e i parametri geometrici che lo rappresentano.

Fase di analisi

- Generazione del telaio equivalente: il programma analizza gli elementi strutturali del modello e li schematizza come fasce, maschi, elementi resistenti, travi, tiranti e pilastri.
- Analisi non lineare (push-over): il risultato dell'analisi è la curva di capacità, ovvero la curva forza orizzontale – spostamento orizzontale, che rappresenta la capacità in termini di spostamento della struttura al variare dei carichi orizzontali applicati e che consente di valutare la duttilità della struttura. Quest'ultima infatti, nel caso di strutture in muratura, è valutabile come rapporto tra lo spostamento della struttura prima del collasso e lo spostamento al limite elastico. Al superamento di un certo valore di spostamento, che per le NTC del 2008 coincide con lo SLV, la struttura si considera collassata. Il valore limite convenzionale dopo il quale avviene il collasso è considerato pari all'80% del valore di picco della resistenza.

La curva è indipendente dalla natura del sisma, in quanto è funzione solamente delle caratteristiche di resistenza dei materiali e della geometria, ovvero di caratteristiche intrinseche alla struttura. La curva finale, che verrà poi presa in considerazione nella fase di verifica, è quella del sistema equivalente ad un grado di libertà, ottenuta dalla conversione della curva taglio alla base – spostamento del sistema reale.

L'analisi, nel programma 3muri, viene svolta seguendo diverse fasi:

1. Individuazione di un nodo di controllo, solitamente posto all'ultimo livello dello stabile, che serve come punto di riferimento per la costruzione della curva forza – deformazione.
2. Applicazione delle forze esterne, le quali vengono mano a mano incrementate dal programma e la cui definizione è stata preliminarmente effettuata tramite l'inserimento dei parametri sismici necessari.
3. Danneggiamento di alcuni elementi, che passano dalla fase elastica alla plastica.
4. Rottura di alcuni elementi che vengono quindi schematizzati come bielle, in grado di trasmettere ancora le forze verticali, ma senza resistenza nei confronti dell'azione sismica.
5. Gli elementi collassati aumentano progressivamente.
6. Collasso dell'intera struttura al raggiungimento dell'80% del valore massimo di spostamento, come indicato dalle NTC del 2008.

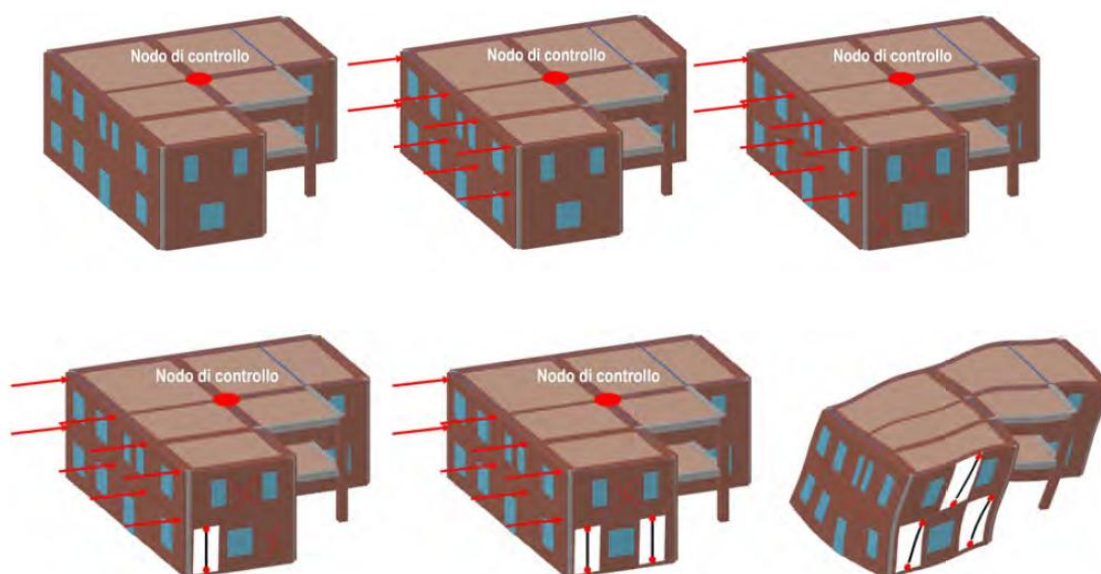


Fig. 9.1-01: Fasi di analisi del programma 3muri.
Fonte: S.T.A. Data, Manuale d'uso di 3muri, p. 22.

I carichi orizzontali che vengono applicati, ovvero le forze sismiche, possono essere proporzionali alle masse oppure proporzionali al prodotto delle masse per la deformata del primo modo di vibrare. La prima condizione di carico rappresenta meglio la struttura in campo elastico, mentre la seconda condizione di carico è più rappresentativa in caso di grandi deformazioni.

Per questo le analisi svolte sono 24: nelle due direzioni principali X e Y, in entrambi i versi (+/-X, +/-Y), con entrambe le condizioni di carico e tenendo conto delle eccentricità accidentali previste dalla normativa (+/- 5% della dimensione massima dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica).

- **Verifica:** la verifica viene svolta in automatico dal programma tramite l'inserimento dei parametri sismici relativi al sito considerato. Viene quindi elaborata una domanda di spostamento secondo le indicazioni fornite dalle NTC del 2008, la quale viene confrontata con la risposta della struttura indagata tramite la curva di capacità. Se la domanda di spostamento è maggiore della capacità della struttura l'analisi non è verificata.

In particolare, affinché l'analisi allo SLV risulti verificata si deve avere che:

- $D_{\max} < D_u$, dove $D_{\max}$ è lo spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico e D_u è lo spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente ad un valore pari al 20% dello spostamento massimo;
- $q^* < 3$, dove q^* rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

Affinché l'analisi allo SLD risulti verificata si deve avere che:

- $D_{\max}^{SLD} < D_d$, dove $D_{\max}^{SLD}$ è lo spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro definito per lo Stato Limite di Danno e D_d è lo spostamento corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano, assunto pari a 0,003.

Affinché l'analisi allo SLO risulti verificata si deve avere che:

- $D_{\max}^{\text{SLO}} < D_o$, dove $D_{\max}^{\text{SLO}}$ è lo spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro definito per lo Stato Limite di Operatività e D_o è lo spostamento corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano, assunto pari a 0,002.

Ulteriori parametri forniti dal programma sono gli indicatori di rischio sismico α_u e α_e , i quali quantificano rispettivamente il rischio di collasso e il rischio di inagibilità dell'opera. Gli indicatori si calcolano come segue:

$$\alpha_u = \frac{PGA_{DS}}{PGA_{10\%}}$$

$$\alpha_e = \frac{PGA_{DL}}{PGA_{50\%}}$$

Dove,

PGA_{DS} rappresenta l'accelerazione stimata di danno severo;

PGA_{DL} indica l'accelerazione stimata di danno lieve;

$PGA_{10\%}$ è l'accelerazione al suolo attesa con probabilità di superamento del 10% nell'arco della vita di riferimento considerata;

$PGA_{50\%}$ indica l'accelerazione al suolo attesa con probabilità di superamento del 50% nell'arco della vita di riferimento considerata.

- Danneggiamento: al termine dell'analisi è possibile visualizzare tridimensionalmente il modello e capire quali sono gli elementi del telaio equivalente maggiormente danneggiati. Essi assumeranno una colorazione diversa a seconda della tipologia di danno, secondo la seguente legenda:

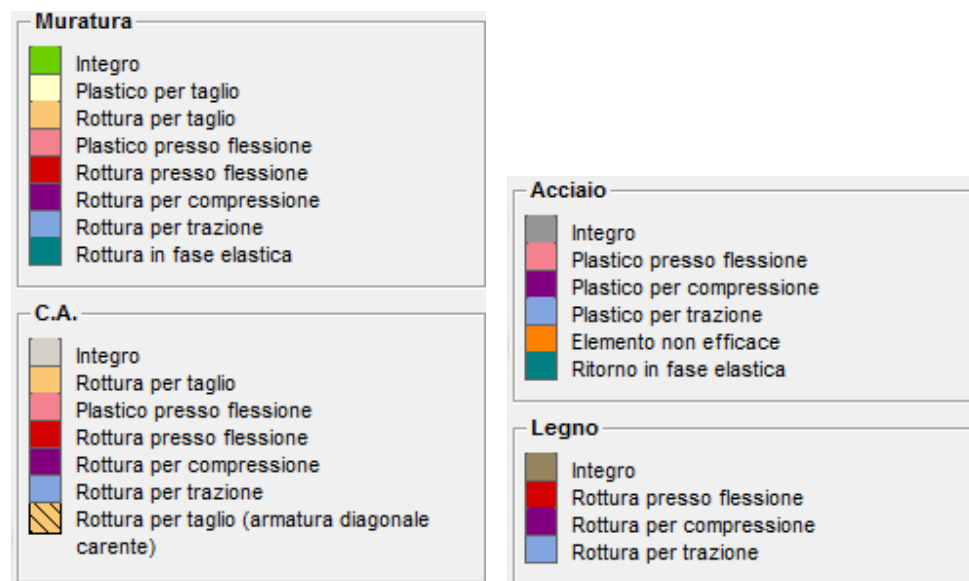


Fig. 9.1-02: Legenda della tipologia di danneggiamento.

La visualizzazione del danneggiamento può avvenire anche in due dimensioni, parete per parete.

In questo modo è possibile individuare facilmente i punti in cui è necessario intervenire. Anche in questo caso infatti è visualizzabile la tipologia di danneggiamento di ogni macroelemento. In particolare, per quanto riguarda il meccanismo di rottura a taglio, vengono presi in considerazione il progressivo degrado di resistenza e di rigidezza dell'elemento e la deformazione ultima del pannello viene determinata sulla base del valore massimo di drift previsto dalla normativa (0,4%). Il meccanismo di pressoflessione considera la redistribuzione delle compressioni dovuta sia alla parzializzazione delle sezioni sia al raggiungimento della resistenza massima a compressione; il valore massimo di drift previsto dalla normativa è, in questo caso, dello 0,6%.

9.2 Effetti dell'aggregazione sul comportamento strutturale

Come è stato precedentemente esposto, l'edificio oggetto di studio non è liberamente collocato nel centro storico di Padova, ma fa parte di un aggregato edilizio definito nella presente relazione di tesi "Complesso Moroni". L'influenza degli altri edifici facenti parte dell'aggregato su Palazzo Moretti-Scarpari è limitata alla zona di raccordo con Palazzo degli Anziani, in quanto la passerella che comunica con Palazzo Moroni non è stata presa in considerazione, ai fini dell'analisi sismica, viste le sue ridotte dimensioni rispetto all'intera facciata e la sua scarsa rigidezza.

Palazzo degli Anziani invece costituisce un vincolo che non può essere trascurato in quanto impedisce che vi siano degli spostamenti elevati dello stabile oggetto di studio nella direzione in cui è posto il palazzo stesso.

Andrà poi indagata la natura della connessione fra i due palazzi in quanto la presenza di un giunto, come si è precedente ipotizzato nello studio dei meccanismi locali di collasso, potrebbe vanificare l'aiuto che Palazzo degli Anziani può fornire al fabbricato indagato. In questo caso infatti, quest'ultimo potrebbe vibrare in modo differente rispetto al palazzo ad esso adiacente e ciò comporterebbe l'instaurarsi del fenomeno di martellamento fra le due strutture, nonché la libertà di un movimento indipendente della struttura oggetto di studio e il possibile sviluppo di meccanismi locali di collasso, come si è visto precedentemente.

Supponendo comunque che fra i due fabbricati vi sia un certo ammorsamento, è necessario fornire al programma 3muri i parametri necessari per schematizzare adeguatamente questo collegamento. Infatti non è possibile procedere con la modellazione di Palazzo degli Anziani e conseguentemente di tutto Complesso Moroni, in quanto l'onere computazionale diventerebbe troppo elevato e il programma non riuscirebbe a fornire alcun risultato.

Per ovviare a tale problema si è scelto di schematizzare i setti di Palazzo degli Anziani che confluiscono sulla parete in comune fra quest'ultimo e Palazzo Moretti-Scarpari come vincoli cedevoli elasticamente (molle) aventi una certa rigidezza.

Questo equivale a considerare i setti come mensole incastrate alla base sulla cui sommità agisce una forza orizzontale.

La rigidezza k di tali mensole è calcolabile tramite la formula:

$$k = \frac{1}{\frac{h^3}{3EJ} + \frac{1,2h}{GA}}$$

Dove,

h è l'altezza del setto considerato, relativamente al livello considerato, espressa in metri;

A è l'area di base del setto considerato, relativamente al livello considerato;

J è il momento d'inerzia della sezione del setto, relativa al livello considerato;

E è il modulo di elasticità normale dei setti, variabile a seconda del materiale considerato, ovvero muratura in mattoni pieni e malta di calce in questo caso. I valori considerati sono stati ricavati dalla tabella C8A.2.1 della Circolare, relativamente ad un livello di conoscenza LC1. Si è ottenuto quindi $E = 1500$ Mpa;

G è il modulo di elasticità tangenziale dei setti, variabile a seconda del materiale considerato, ovvero muratura in mattoni pieni e malta di calce in questo caso. Valgono le stesse considerazioni effettuate per il modulo E . Si è quindi ottenuto $G = 500$ Mpa.

Le rigidezze così ottenute sono le seguenti, dove il setto 1 è il setto di Palazzo degli Anziani collocato verso la corte interna, i setti 2 e 3 sono posti internamente a Palazzo degli Anziani e il setto 4 è quello che si affaccia su via Oberdan.

SETTO	Piano	L [m]	L _{ridotta} [m]	s [m]	h [m]	A [m ²]	J [m ⁴]	K [N/m]
1	PT	26,58	13,29**	0,55	6,18	7,31	107,586	39.735.130
	1P	26,58	26,58	0,55	3,8	14,62	860,689	156.736.585
	2P	26,58	13,29**	0,55	4,4	7,31	107,586	61.703.820
	3P	26,58	13,29**	0,55	4,37	7,31	107,586	62.219.216
SETTO	Piano	L [m]	L _{ridotta} [m]	s [m]	h [m]	A [m ²]	J [m ⁴]	K [N/m]
2	PT	7,83	7,83	0,3	6,18	2,35	12,001	9.359.229
	1P	27,1	13,55**	0,3	3,8	4,07	62,195	40.990.351
	2P	27,1	27,1	0,3	4,4	8,13	497,56	74.797.785
	3P	27,1	27,1	0,3	4,37	8,13	497,56	75.340.407
SETTO	Piano	L [m]	L _{ridotta} [m]	s [m]	h [m]	A [m ²]	J [m ⁴]	K [N/m]
3	PT	27,65	27,65	0,55	6,18	15,21	968,873	97.139.794
	1P	27,65	27,65	0,3	3,8	8,30	528,476	89.084.402
	2P*	-	-	-	-	-	-	-
	3P*	-	-	-	-	-	-	-
SETTO	Piano	L [m]	L _{ridotta} [m]	s [m]	h [m]	A [m ²]	J [m ⁴]	K [N/m]
4	PT	28,7	14,35**	0,7	6,18	10,045	172,374	56.153.263
	1P	28,7	28,7	0,9	3,8	25,83	1772,993	277.812.251
	2P	28,7	28,7	0,9	4,4	25,83	1772,993	238.376.930
	3P	28,7	28,7	0,9	4,37	25,83	1772,993	240.096.428

Tabella 9.2-01: Rigidezze dei setti di Palazzo degli Anziani.

*il setto 3 non è presente al secondo e al terzo piano in quanto qui si colloca un ampio salone detto Sala degli Anziani.

**Le lunghezze di questi setti sono state opportunamente ridotte per tener conto delle numerose aperture presenti, come i portici al piano terra. Questo metodo di calcolo delle rigidezze infatti approssima i setti come pareti piene e quindi in grado di sviluppare una rigidezza elevata, ma si ritiene che, nel caso della presenza di numerose aperture, la rigidezza dei setti non possa essere considerata pari a quella di pareti piene, ma debba essere minore.

Va sottolineato che le rigidezze inserite in tabella sono state ridotte di un fattore di 10^{-1} , in quanto in un precedente lavoro di tesi³ si è riscontrato che l'uso di questo fattore permetteva di rappresentare meglio la reale rigidezza dei setti murari.

Le rigidezze dei setti così ottenute vanno quindi inserite nel modello. Per farlo è sufficiente modificare la mesh della parete in comune con Palazzo degli Anziani e vincolare i nodi in corrispondenza ai setti del suddetto palazzo tramite vincoli cedevoli. I nodi vanno vincolati nella sola direzione dei setti considerati, in quanto le pareti in muratura forniscono una resistenza nel loro piano ma non fuori dal piano.

Nel caso dell'edificio oggetto di studio l'asse nord-sud corrisponde alla direzione X e l'asse est-ovest alla direzione Y. I setti di Palazzo degli Anziani sono quindi disposti sull'asse Y e gli spostamenti dei nodi sono stati vincolati in questa direzione.

Si è scelto, a favore di sicurezza, di lasciare libere le rotazioni dei nodi.

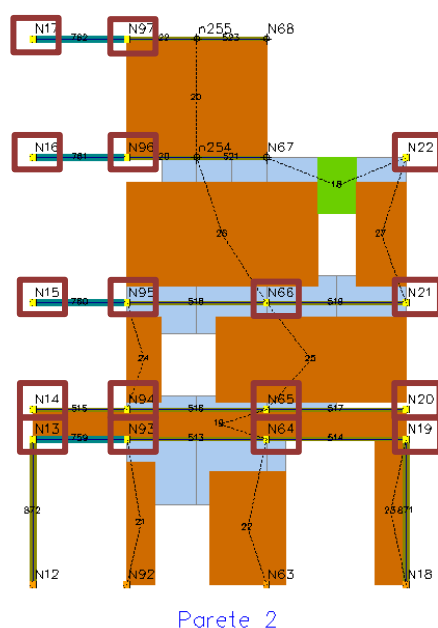


Fig. 9.2-01: Nodi vincolati appartenenti alla parete 2, in comune con Palazzo degli Anziani.

Si è ritenuto inoltre opportuno realizzare un modello in cui i vincoli attribuiti ai suddetti nodi fossero fissi e non cedevoli e quindi avessero una rigidezza infinita. Ciò ha consentito di effettuare un confronto con il modello a vincoli cedevoli e di verificarne quindi la correttezza. Inoltre la

³ Mattia Pengo, *Analisi di vulnerabilità sismica finalizzata agli interventi di miglioramento di Palazzo Cà Borin*, tesi di laurea, relatore prof. C. Modena, Anno Accademico 2012-2013.

realizzazione di questo modello ha permesso di evidenziare le differenze che si avrebbero nei risultati delle analisi se le pareti di Palazzo degli Anziani fossero più rigide.

In conclusione sono stati analizzati tre modelli per quanto riguarda il livello di conoscenza LC1:

- Modello 1: Palazzo Moretti-Scarpari è libero di muoversi e solamente i nodi che schematizzano l'attacco a terra sono stati vincolati in modo fisso al suolo;
- Modello 2: i nodi appartenenti a Palazzo degli Anziani su cui confluiscono dei setti sono stati vincolati tramite vincoli fissi e gli spostamenti sull'asse Y sono stati quindi bloccati;
- Modello 3: i nodi appartenenti a Palazzo degli Anziani su cui confluiscono dei setti sono stati vincolati tramite vincoli cedevoli elasticamente e la loro possibilità di spostamento sull'asse Y è stata quindi ridotta proporzionalmente alla rigidità del vincolo.

9.3 Fase di input: definizione della geometria e della struttura dei modelli

Il fabbricato è stato modellato senza operare una divisione in più parti dello stesso in quanto si è precedentemente esposto che l'edificio oggetto di studio fa parte un'unica unità strutturale.

Per la definizione della geometria di Palazzo Moretti-Scarpari all'interno del programma 3muri, è stato importato un file in formato DXF in cui erano stati precedentemente tracciati gli assi delle pareti portanti dello stabile. Attraverso il programma sono quindi state disegnate le pareti principali, alle quali sono state successivamente attribuite le definizioni strutturali da cui sono caratterizzate. Esse infatti possono assumere il ruolo di pannelli murari, travi o catene.

Dopo aver individuato i principali livelli che costituiscono il fabbricato, sono state attribuite alle pareti le rispettive caratteristiche strutturali. Alla maggior parte delle pareti è stato assegnato il ruolo di "pannello murario", a cui sono state applicate poi le aperture (porte e finestre), semplificando le aperture terminanti con un arco con aperture rettangolari. Ad alcune porzioni di parete invece è stato assegnato il ruolo di "travi". Infine alle restanti pareti o porzioni di parete non è stata attribuita alcuna caratteristica e in queste zone sono stati collocati dei pilastri. Ciò è avvenuto in particolare al piano terra in cui era necessario schematizzare correttamente il comportamento delle zone porticate. In questi punti infatti l'assegnazione alle pareti del ruolo di "pannello murario" e la successiva collocazione di aperture in corrispondenza degli archi del portico, non avrebbe consentito un'adeguata distribuzione dei carichi e, nella fase di analisi, il modello non sarebbe arrivato a convergenza: le porzioni di parete che trasmettono i carichi al suolo infatti sarebbero state troppo ridotte e non sarebbero state in grado di sopportare nemmeno staticamente i pesi delle strutture sovrastanti.

La modellazione di queste porzioni di parete come pilastri ha permesso di risolvere il problema e la schematizzazione dell'arco è avvenuta tramite l'elemento "trave". Questo non consente un preciso calcolo di tutte le spinte dovute all'arco, ma permette comunque di ottenere un comportamento globale abbastanza realistico della struttura, come è stato dimostrato in un precedente lavoro di tesi⁴.

⁴ Chiara Ferrero, *Consolidamento e adeguamento sismico del teatro politeama "Giuseppe Verdi" di Carrara*, tesi di laurea, relatore prof. Sergio Lagomarsino, Anno Accademico 2011-2012.

Un'ulteriore difficoltà nella schematizzazione di questi elementi è stata la scelta del materiale: all'interno del programma 3muri non è infatti possibile realizzare travi in muratura (né in pietra né in laterizio), ma solamente travi in legno, acciaio o c.a.. Si è ritenuto quindi di utilizzare le travi in legno e si è riscontrato un comportamento globale piuttosto realistico.

Le travi in acciaio sono state utilizzate solamente nelle zone di raccordo fra le ali dell'edificio su via del Municipio e su via VIII Febbraio e fra le ali su via VIII Febbraio e su via Oberdan. In questo caso infatti, essendo molto elevato il peso delle strutture sovrastanti ed essendoci una grande luce fra un pilastro e l'altro, le travi in legno dovevano essere eccessivamente sovrastimate per funzionare correttamente anche solo staticamente.

I materiali utilizzati nella definizione dei pannelli murari sono stati creati in modo da ottenere delle caratteristiche di resistenza adeguate. Le murature sono di due tipologie: muratura in laterizio e muratura in pietra. Per la prima tipologia sono stati inseriti i valori già individuati per l'analisi dei macroelementi, relativi ad un livello di conoscenza LC1 ($F_c = 1,32$):

Tipologia di muratura	f_k (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	f_m (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)	γ_m
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	136,36	3,41	250	852	284	18	2,00

Tabella 9.3-01: Parametri relativi alla muratura in laterizio.

Per la muratura in pietra sono stati utilizzati i seguenti parametri, relativi ad un livello di conoscenza LC1 ($F_c = 1,32$):

Tipologia di muratura	f_k (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	f_m (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)	γ_m
Muratura a blocchi lapidei squadrati	311,11	6,67	444,44	2800	860	22	2,00

Tabella 9.3-02: Parametri relativi alla muratura in pietra.

Per le travi in c.a. sono stati utilizzati parametri diversi a seconda della tipologia di trave.

In particolare è stato necessario sovrastimare le travi poste sotto la torre, in quanto queste non risultavano in grado di reggere il peso della torre campanaria in condizioni statiche. Su tre lati infatti le pareti della torre poggiano solo sulle travi e non direttamente sulla muratura⁵. Le travi risultano quindi essere molto sollecitate e devono sopportare un elevato carico verticale, che viene poi da esse distribuito sulla muratura. In seguito ai sopralluoghi si è comunque riscontrato che le travi in questione sono di piccole dimensioni, ma con una modellazione realistica, il modello non arrivava a convergenza e si è quindi proceduto ad un sovradimensionamento delle stesse.

⁵ Su uno dei tre lati suddetti al di sotto di una delle pareti della torre non è stata nemmeno riscontrata la presenza di una trave in seguito ai sopralluoghi. La parete poggia quindi direttamente sul solaio, ma il programma 3muri non consente di attribuire una rigidità flessionale ai solai, di conseguenza è comunque necessario l'inserimento di una trave.

La modellazione dei solai è avvenuta tramite l'utilizzo delle tipologie di solaio presenti all'interno del programma, a cui sono state attribuite le adeguate caratteristiche geometriche e meccaniche, come da rilievo strutturale e da analisi dei carichi (cap. 6.2.3 e cap 8.2.2). Sono quindi state impiegate le seguenti tipologie di solaio:

- putrelle e tavelloni;
- laterocemento;
- impalcato rigido (che rappresenta un solaio in c.a.);
- legno con travetti affiancati e tavolato doppio.

In particolare l'impalcato rigido è stato utilizzato nelle zone in cui si è ipotizzata la presenza di solaio in c.a. e nell'area in cui è collocata la scala in c.a. che collega il piano terra e il primo piano nelle ali sud-est. La scala in pietra che collega tutti i piani, collocata nell'ala nord, è stata invece schematizzata come un carico lineare sulle pareti portanti che la circondano. Essa infatti è costituita da lastre in pietra incastrate nelle suddette pareti e non dà alcun contributo di rigidità. I solai legno con travetti affiancati e tavolato doppio sono stati utilizzati per approssimare il contributo di rigidità della struttura del sottotetto.

A tutti i solai è stato assegnato un carico permanente G_k e un carico accidentale Q .

Per simulare la copertura a capriate invece sono stati inseriti dei carichi lineari sulle pareti perimetrali dello stabile su cui le capriate scaricano i pesi propri e quelli degli elementi che reggono.

Per simulare il peso dei timpani (presenti sulla parete che si affaccia su Palazzo Moroni e su quella in comune con Palazzo degli Anziani) sono stati ancora una volta utilizzati dei carichi lineari.

Anche il peso delle coperture delle terrazze è stato inserito nel modello tramite carichi lineari sulle pareti sottostanti.

Lo strumento del carico lineare è inoltre servito per schematizzare il peso del soppalco in acciaio al secondo piano dello stabile, sull'ala sud.

Per quanto riguarda la modellazione della torre campanaria si è proceduto inizialmente creando un livello per la zona sottostante in laterizio e un ulteriore livello per la zona sovrastante in pietra, comprensiva dei pilastri, escludendo dalla modellazione solo la cupola in legno e la statua della Vittoria Alata. Durante la fase di analisi però la scelta di modellare anche la zona più alta della torre ha creato diversi problemi, in quanto il programma 3muri è difficilmente in grado di gestire questa tipologia di elementi svettanti. Si è deciso quindi di eliminare il livello in pietra e mantenere solo quello in laterizio, assegnando al sovrastante solaio in c.a. un carico permanente comprendente il peso proprio del solaio stesso e il peso degli elementi che costituiscono la torre. Dal momento che il carico è risultato essere molto elevato si è scelto di ordire il solaio bidirezionalmente, in modo che il peso venga scaricato in egual misura su tutte e 4 le pareti sottostanti.

Infine alcuni carichi puntuali sono stati inseriti dove necessario, in seguito alle precedenti considerazioni svolte nel presente lavoro di tesi.

Per la modellazione del balcone che corre sulle ali est, sud e su parte dell'ala nord del secondo piano è stato utilizzato l'apposito elemento "balcone" presente all'interno del programma.

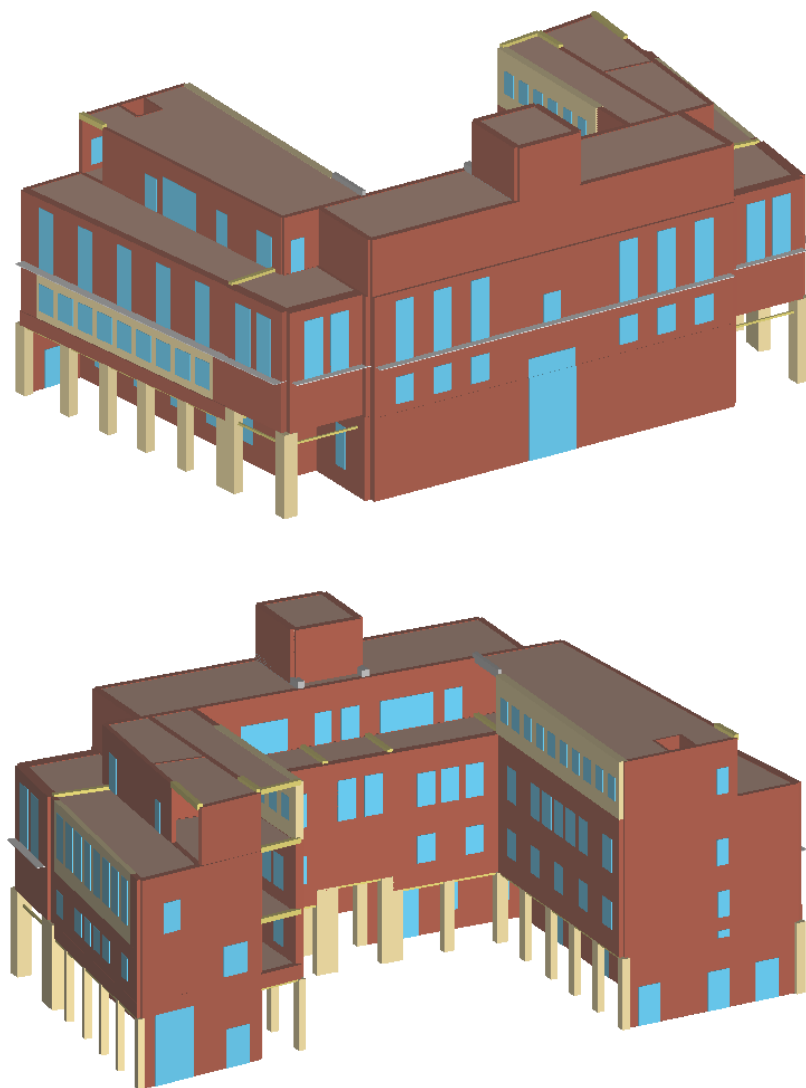


Fig. 9.3-01, 02: Modello tridimensionale di Palazzo Moretti-Scarari, elaborato tramite il programma 3muri.

9.4 Fase di analisi

Modello 1: modello libero

Per le analisi del modello 1, ovvero quello non vincolato, si è scelto come nodo di controllo il nodo 38, posto al penultimo livello dello stabile, sul fronte principale, rivolto verso via VIII Febbraio. Non è stato scelto un nodo appartenente all'ultimo livello, come invece avviene solitamente, in quanto l'ultimo livello modellato consiste nelle quattro pareti in laterizio della torre, elemento di dimensioni ridotte rispetto all'intero stabile. Infatti, scegliere di svolgere l'analisi come media degli spostamenti di questo livello non avrebbe comportato nessun vantaggio dal momento che il piano è composto da soli quattro nodi.

Nello svolgimento delle successive analisi sui modelli 2 e 3 si è però riscontrato che alcune analisi (in generale la 6, la 7, la 19, la 20 e la 21), svolte scegliendo come nodo di controllo il nodo 38, non permettevano di raggiungere il decadimento della curva di capacità pari al 20% del valore di picco della curva stessa. Di conseguenza le analisi che presentavano questo problema sono state ripetute scegliendo come nodo di controllo il nodo 11, collocato nell'ala sud dello stabile, verso Palazzo Moroni. Ciò ha consentito di portare a compimento tutte le analisi anche nei modelli 2 e 3. Le analisi sono però state ripetute anche sul modello 1 in modo da poterne confrontare i risultati con quelli ottenuti nei modelli 2 e 3. Si è comunque notato che le differenze fra i risultati precedentemente ottenuti non sono molto rilevanti.

I risultati delle analisi del modello 1 sono riportati nella seguente tabella; in grigio sono evidenziate le analisi più gravose.

N.	Dir. sis- -ma	Carico sismico propor.	Ecc. [cm]	D _{max} SLV [cm]	D _u SLV [cm]	q* SLV	Ver. SLV	D _{max} SLD [cm]	D _d SLD [cm]	Ver. SLD	D _{max} SLO [cm]	D _o SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0	4,73	2,91	3,452	NO	1,81	2,00	SI	1,42	2,00	0,615	1,105
2	+X	1° modo	0	5,46	3,65	2,869	NO	2,09	2,60	SI	1,64	2,60	0,668	1,243
3	-X	Masse	0	4,85	3,07	3,295	NO	1,86	1,69	NO	1,45	1,69	0,634	0,911
4	-X	1° modo	0	5,43	3,59	2,938	NO	2,08	2,11	SI	1,63	2,11	0,662	1,015
5	+Y	Masse	0	4,56	2,00	3,233	NO	1,75	2,00	SI	1,37	1,04	0,439	1,146
6	+Y	1° modo	0	5,28	2,91	2,845	NO	2,02	2,91	SI	1,58	0,69	0,551	1,440
7	-Y	Masse	0	4,54	1,98	3,361	NO	1,74	1,53	NO	1,36	1,53	0,436	0,881
8	-Y	1° modo	0	5,29	3,08	2,891	NO	2,02	2,65	SI	1,58	2,65	0,583	1,310
9	+X	Masse	+137,8	4,81	4,07	3,792	NO	1,84	2,17	SI	1,44	2,17	0,791	1,177
10	+X	Masse	-137,8	4,69	2,76	3,155	NO	1,80	2,17	SI	1,41	2,17	0,588	1,210
11	+X	1° modo	+137,8	5,51	3,50	2,979	NO	2,11	2,81	SI	1,65	2,81	0,636	1,334
12	+X	1° modo	-137,8	5,36	3,43	2,747	NO	2,05	2,72	SI	1,61	2,72	0,639	1,325
13	-X	Masse	+137,8	4,90	3,06	3,430	NO	1,88	2,56	SI	1,47	2,56	0,625	1,364
14	-X	Masse	-137,8	4,72	2,93	3,235	NO	1,81	1,73	NO	1,41	1,73	0,621	0,957
15	-X	1° modo	+137,8	5,52	3,63	3,012	NO	2,11	3,15	SI	1,65	3,15	0,657	1,494
16	-X	1° modo	-137,8	5,29	3,55	2,920	NO	2,01	2,26	SI	1,58	2,26	0,671	1,117
17	+Y	Masse	+228,0	4,51	1,89	3,738	NO	1,73	1,89	SI	1,35	0,91	0,420	1,096
18	+Y	Masse	-228,0	4,61	2,45	2,918	NO	1,77	1,85	SI	1,38	1,25	0,532	1,049
19	+Y	1° modo	+228,0	5,20	2,38	3,218	NO	1,99	2,38	SI	1,56	0,64	0,457	1,195
20	+Y	1° modo	-228,0	5,32	4,04	2,846	NO	2,03	2,94	SI	1,59	0,93	0,761	1,447
21	-Y	Masse	+228,0	4,53	1,78	3,832	NO	1,73	1,37	NO	1,36	1,37	0,393	0,788
22	-Y	Masse	-228,0	4,65	2,42	2,834	NO	1,78	1,85	SI	1,39	1,85	0,520	1,040
23	-Y	1° modo	+228,0	5,27	2,33	3,214	NO	2,02	1,76	NO	1,58	1,76	0,443	0,875
24	-Y	1° modo	-228,0	5,29	3,11	2,861	NO	2,03	2,40	SI	1,59	2,40	0,588	1,187

Tabella 9.4-01: Risultati delle analisi relative al modello 1.

Nessuna delle analisi svolte risulta essere soddisfatta per quanto riguarda lo stato limite di salvaguardia della vita. Questo risultato non si discosta dalle previsioni, in quanto l'edificio oggetto di studio non presenta una forma compatta e regolare, come invece sarebbe auspicabile nel caso di edifici in muratura collocati in zona sismica. Inoltre tutti i prospetti ad eccezione del prospetto est sono caratterizzati da un elevato numero di aperture. In base a queste considerazioni non ci si aspettava quindi di ottenere molti esiti positivi dalle analisi.

Per quanto riguarda lo stato limite di danno, 5 analisi non risultano verificate. Ciò può essere dovuto al fatto che nelle suddette analisi alcuni elementi arrivano a rottura già in fase elastica.

Per quanto riguarda lo stato limite di operatività, 6 analisi non risultano verificate.

Si nota comunque che le analisi peggiori (con α_u minore) sono quelle in direzione Y, dove le pareti parallele alla direzione del sisma sono probabilmente più deboli, in quanto presentano numerose aperture e il portico al piano terra. Inoltre le pareti della corte interna hanno uno spessore ridotto rispetto a quelle esterne (50 cm contro 70-90 cm) e anche questo è causa di numerose rotture.

L'analisi più gravosa in direzione X risulta essere la n° 10. Si tratta dell'analisi in direzione X positiva, con distribuzione delle forze proporzionale alle masse ed eccentricità pari a -137,8 cm. L' α_u ottenuto è pari a 0,588, di conseguenza la struttura è in grado di sopportare il 58,8% dell'azione sismica di progetto allo SLV, relativo ad un tempo di ritorno di 949 anni, avendo considerato l'edificio ricadente in classe IV.

Per quanto riguarda lo stato limite di danno e lo stato limite di operatività l'analisi risulta essere verificata.

Viene qui riportata la curva di capacità relativa all'analisi 10.

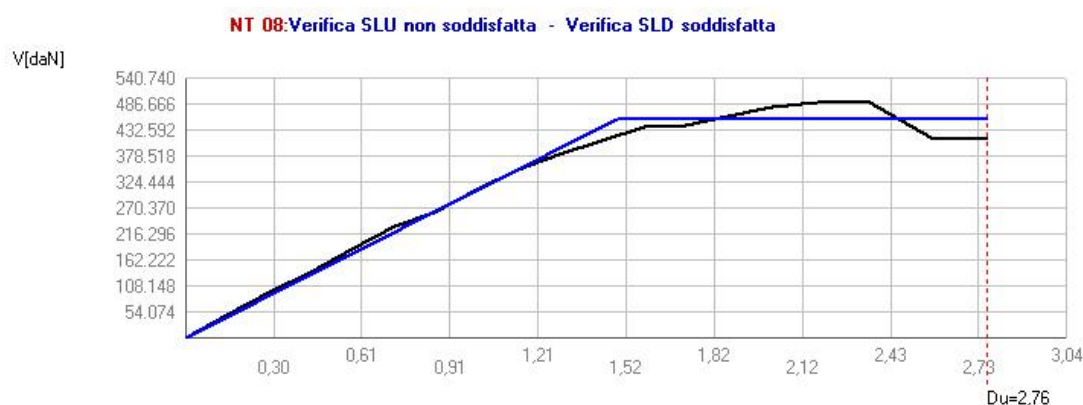


Fig. 9.4-01: Curva di capacità relativa all'analisi 10 del modello 1.

Il programma 3muri fornisce inoltre i valori dei parametri ottenuti in seguito all'analisi:

					TR _C				TR = cost	
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _c *(TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	254	949	0,268	1,03	0,64	2,62	0,32	0,623	0,61	0,588
SLD	145	101	1,436	0,47	0,53	2,54	0,31	1,138	0,57	1,210
SLO	145	60	2,417	0,38	0,53	2,54	0,31	1,386	0,59	1,545

Tabella 9.4-02: Parametri relativi all'analisi 10 del modello 1.

Questi valori si ottengono tramite il seguente procedimento: il programma fornisce i valori di PGA_D (Peak Ground Acceleration, relativamente alla domanda, per un periodo di ritorno pari a 949 anni e percentuale di superamento in 50 anni del 10% relativa allo SLV) e di PGA_C (Peak Ground Acceleration, relativamente alla capacità reale della struttura).

Successivamente si calcola il valore di a_g dividendo PGA_D e PGA_C per l'accelerazione di gravità g . Si può quindi risalire ai parametri sismici F_0 e T_c^* . Moltiplicando poi il valore del coefficiente S (pari a $S_S \cdot S_T$) per a_g si ottiene il valore reale di PGA_C che potrà infine essere confrontato con quello di PGA_D . In questo modo è possibile calcolare l'entità della differenza fra la domanda e la capacità del sistema in termini di PGA, rappresentata dall' α_{PGA} , ovvero dall' α_u , ottenuto tramite la seguente formula:

$$\alpha_u = \frac{PGA_C}{PGA_D}$$

Le pareti in generale subiscono un danneggiamento al piano terra, a causa della forza di taglio a cui sono sottoposte.

Le pareti maggiormente danneggiate sono quelle parallele alla direzione del sisma, quindi poste sull'asse X.

La parete 1, ovvero il prospetto ovest che affaccia su Palazzo Moroni, subisce molti danneggiamenti, in particolare i maschi al piano terra si rompono tutti a taglio, eccetto il maschio verso via del Municipio che si rompe a pressoflessione forse a causa della sua snellezza. Anche ai piani superiori i pannelli murari plasticizzati a taglio sono molti. La causa può essere il ridotto spessore murario di questa parete (35 cm).

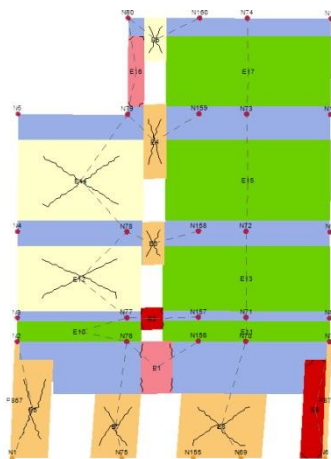


Fig. 9.4-02: Parete 1.

Anche le altre pareti subiscono diversi danneggiamenti al piano terra, in particolare viene qui riportata la parete 23, ovvero il prospetto ovest, sulla corte interna, in cui si nota la rottura a taglio di tutti i pilastri del portico al piano terra.

I pannelli murari costituenti la facciata principale dello stabile, su via VIII Febbraio (parete 5), si plasticizzano al piano terra ma non arrivano a rottura. Questo è dovuto agli elevati spessori murari, all'assenza del portico e al ridotto numero di aperture.

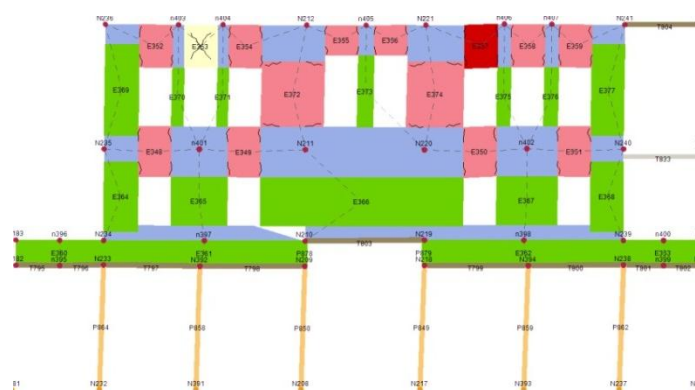


Fig. 9.4-03: Parete 23.

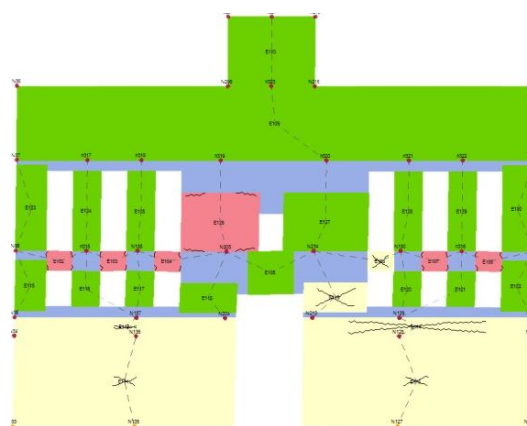


Fig. 9.4-03: Parete 5.

Nelle seguenti immagini si può vedere il comportamento dell'intero stabile grazie alla rappresentazione tridimensionale.

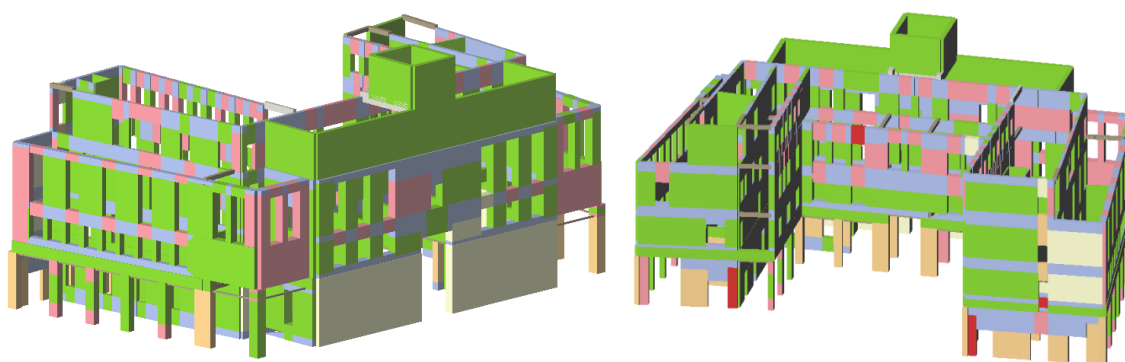


Fig. 9.4-04, 05: Rappresentazioni tridimensionali relative all'analisi 10 del modello 1.

L'analisi più gravosa in direzione Y risulta essere la n° 21. Si tratta dell'analisi in direzione Y positiva, con distribuzione delle forze proporzionale alle masse ed eccentricità pari a +228,0 cm. L' α_u ottenuto è pari a 0,393, di conseguenza si ha che la struttura è in grado di sopportare il 39,3% dell'azione sismica di progetto allo SLV, relativo ad un tempo di ritorno di 949 anni, avendo considerato l'edificio ricadente in classe IV.

Anche per quanto riguarda lo stato limite di danno l'analisi non è verificata con α_e pari a 0,788, mentre per lo stato limite di operatività l'analisi risulta essere verificata.

Viene qui riportata la curva di capacità relativa all'analisi 21.

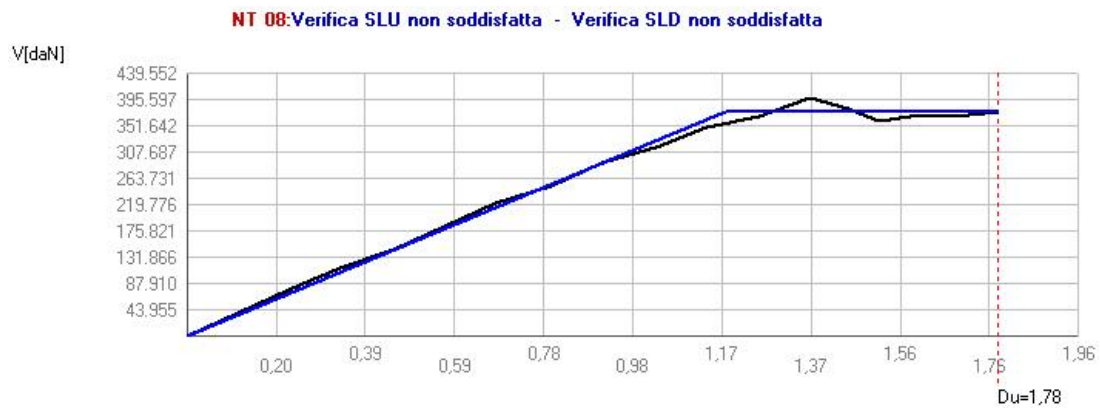


Fig. 9.4-06: Curva di capacità relativa all'analisi 21 del modello 1.

I parametri ottenuti dal programma 3muri in seguito all'analisi sono i seguenti:

	TR _C					TR = cost				
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _c *(TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	103	949	0,109	1,03	0,47	2,50	0,30	0,456	0,41	0,393
SLD	62	101	0,614	0,47	0,39	2,54	0,27	0,828	0,37	0,788
SLO	62	60	1,033	0,38	0,39	2,54	0,27	1,009	0,39	1,006

Tabella 9.4-03: Parametri relativi all'analisi 21 del modello 1.

Le pareti, come nel caso dell'analisi 10, subiscono un danneggiamento al piano terra, a causa della forza di taglio a cui sono sottoposte e quelle maggiormente danneggiate sono poste parallelamente alla direzione del sisma, quindi sull'asse Y.

Le pareti in cui si nota maggiormente la rottura a taglio dei maschi del piano terra sono la 3, la 7 e la 12, ovvero rispettivamente il prospetto nord su via Oberdan, in cui si rompono a taglio molti pilastri, e le due pareti interne appartenenti all'ala nord.

Vengono di seguito riportate le immagini relative alle pareti 3 e 7 e il modello in 3D.

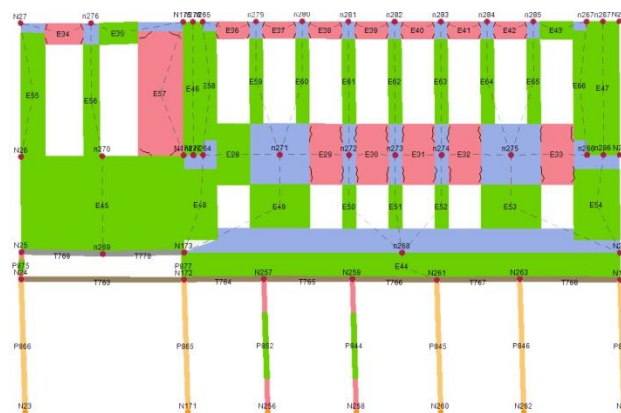


Fig. 9.4-07: Parete 3.

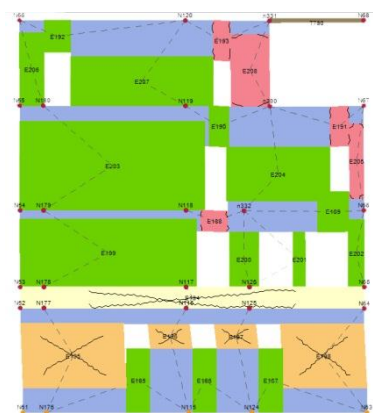


Fig. 9.4-08: Parete 7.

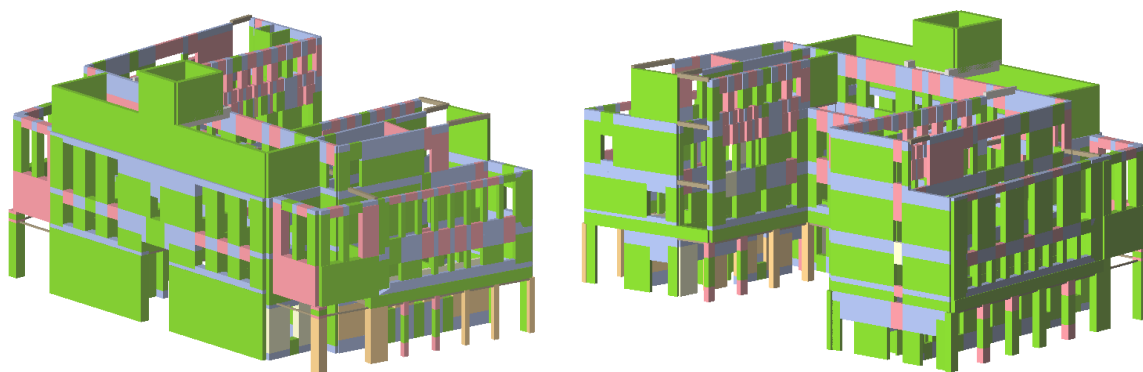


Fig. 9.4-09, 10: Rappresentazioni tridimensionali relative all'analisi 21 del modello 1.

Modello 2: modello con vincoli fissi

Per le analisi del modello 2, ovvero quello vincolato a Palazzo degli Anziani tramite vincoli fissi, si è cercato di scegliere lo stesso nodo di controllo del modello precedente, ovvero il nodo 38, ad eccezione delle analisi 7, 19, 20, 22, svolte scegliendo come nodo di controllo il nodo 11.

Come esposto precedentemente i nodi sono stati vincolati in direzione Y. Ci si aspetta quindi che ci siano delle variazioni dei risultati per quanto riguarda le analisi svolte in questa direzione, mentre in direzione X i risultati dovrebbero rimanere pressoché invariati.

I nodi vincolati appartengono alla parete 2, ovvero quella in comune con Palazzo degli Anziani e sono i seguenti: N13, N14, N15, N16, N17, che corrispondono al setto 1 di Palazzo degli Anziani; N93, N94, N95, N96, N97, che corrispondono al setto 2 di Palazzo degli Anziani; N64, N65, N66, che corrispondono al setto 3 di Palazzo degli Anziani; N19, N20, N21, N22, che corrispondono al setto 4 di Palazzo degli Anziani.

I risultati delle analisi del modello 2 sono riportati nella seguente tabella; in grigio sono evidenziate le analisi più gravose.

N.	Dir. sis-ma	Carico sismico propor.	Ecc. [cm]	D _{max} SLV [cm]	D _u SLV [cm]	q* SLV	Ver. SLV	D _{max} SLD [cm]	D _d SLD [cm]	Ver. SLD	D _{max} SLO [cm]	D _o SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0	4,63	2,71	2,999	NO	1,77	2,30	SI	1,39	2,30	0,585	1,301
2	+X	1° modo	0	5,32	3,66	2,598	NO	2,04	2,84	SI	1,59	2,84	0,688	1,397
3	-X	Masse	0	4,77	2,84	2,911	NO	1,83	2,47	SI	1,43	2,47	0,595	1,355
4	-X	1° modo	0	5,37	3,11	2,565	NO	2,06	2,42	SI	1,61	2,42	0,579	1,178
5	+Y	Masse	0	1,36	1,22	1,387	NO	0,54	1,22	SI	0,45	0,43	0,917	2,178
6	+Y	1° modo	0	1,77	2,11	1,387	SI	0,74	0,94	SI	0,59	0,32	1,173	1,280
7	-Y	Masse	0	1,57	1,22	1,412	NO	0,63	1,22	SI	0,53	1,22	0,811	1,904
8	-Y	1° modo	0	2,06	2,41	1,260	SI	0,82	2,35	SI	0,65	2,35	1,162	2,857
9	+X	Masse	+137,8	4,69	2,75	3,106	NO	1,79	2,10	SI	1,40	2,10	0,587	1,171
10	+X	Masse	-137,8	4,56	2,64	2,998	NO	1,75	2,22	SI	1,37	2,22	0,580	1,269
11	+X	1° modo	+137,8	5,27	3,62	2,748	NO	2,02	3,10	SI	1,58	3,10	0,688	1,537
12	+X	1° modo	-137,8	5,28	3,55	2,533	NO	2,02	3,00	SI	1,58	3,00	0,673	1,485
13	-X	Masse	+137,8	4,86	2,65	3,013	NO	1,86	2,42	SI	1,45	2,42	0,546	1,301
14	-X	Masse	-137,8	4,68	2,77	2,885	NO	1,79	2,39	SI	1,40	2,39	0,591	1,332
15	-X	1° modo	+137,8	5,45	3,50	2,663	NO	2,09	3,42	SI	1,63	3,42	0,643	1,641
16	-X	1° modo	-137,8	5,28	3,38	2,527	NO	2,02	2,46	SI	1,58	2,46	0,641	1,217
17	+Y	Masse	+228,0	1,15	1,23	1,189	SI	0,46	1,05	SI	0,39	0,31	1,051	2,196
18	+Y	Masse	-228,0	1,54	1,21	1,580	NO	0,60	1,21	SI	0,51	0,61	0,818	1,945
19	+Y	1° modo	+228,0	1,42	1,28	1,562	NO	0,74	1,19	SI	0,53	0,42	0,901	1,651
20	+Y	1° modo	-228,0	5,32	2,10	1,601	SI	0,82	1,42	SI	0,64	0,44	1,023	1,741
21	-Y	Masse	+228,0	4,53	1,23	1,242	NO	0,54	1,23	SI	0,46	1,23	0,932	2,192
22	-Y	Masse	-228,0	4,65	1,21	1,572	NO	0,72	1,21	SI	0,58	1,21	0,717	1,682
23	-Y	1° modo	+228,0	5,27	1,76	1,348	NO	0,73	1,20	SI	0,59	1,20	0,997	1,640
24	-Y	1° modo	-228,0	5,29	2,57	1,500	SI	0,86	2,33	SI	0,67	2,27	1,156	2,717

Tabella 9.4-04: Risultati delle analisi relative al modello 2.

Fra le analisi svolte, a differenza del modello 1, 5 sono verificate per quanto riguarda lo stato limite di salvaguardia della vita. Tutte le analisi verificate sono in direzione Y, come ci si aspettava. Inoltre i coefficienti α_u delle analisi in questa direzione sono notevolmente aumentati.

I vincoli imposti hanno comportato anche che tutte le analisi allo limite di danno risultino verificate.

In riferimento allo stato limite di operatività, 5 analisi non risultano verificate.

A differenza della situazione precedente, ora le analisi peggiori (con α_u minore) sono quelle in direzione X, i cui coefficienti α_u sono rimasti quasi invariati o, in alcuni casi, sono leggermente diminuiti.

L'analisi più gravosa in direzione X risulta essere la n° 13. Si tratta dell'analisi in direzione X negativa, con distribuzione delle forze proporzionale alle masse ed eccentricità pari a +137,8 cm. L' α_u ottenuto è pari a 0,546, di conseguenza si ha che la struttura è in grado di sopportare il 54,6% dell'azione sismica di progetto allo SLV, relativo ad un tempo di ritorno di 949 anni, avendo considerato l'edificio ricadente in classe IV.

Per quanto riguarda lo stato limite di danno e lo stato limite di operatività l'analisi risulta essere verificata.

Viene qui riportata la curva di capacità relativa all'analisi 13.

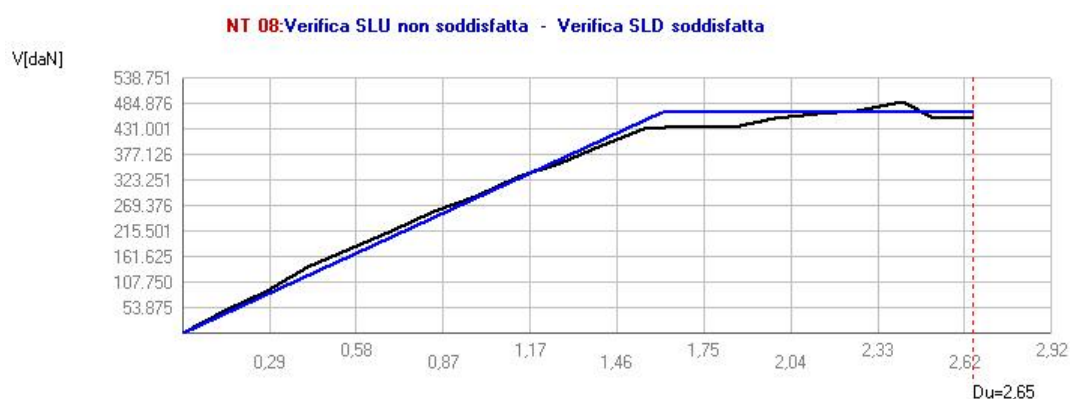


Fig. 9.4-11: Curva di capacità relativa all'analisi 13 del modello 2.

Il programma 3muri fornisce inoltre i valori dei parametri ottenuti in seguito all'analisi:

					TR _C				TR = cost	
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _c *(TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	209	949	0,220	1,03	0,60	2,61	0,32	0,581	0,56	0,546
SLD	175	101	1,733	0,47	0,57	2,58	0,31	1,207	0,61	1,301
SLO	175	60	2,917	0,38	0,57	2,58	0,31	1,470	0,64	1,662

Tabella 9.4-05: Parametri relativi all'analisi 13 del modello 2.

Le pareti in generale subiscono un danneggiamento al piano terra, a causa della forza di taglio a cui sono sottoposte. In alcuni casi però le lesioni sono presenti anche ai piani superiori, come avviene nelle due pareti in direzione Y della corte interna (pareti 26 e 27), fra il secondo e terzo piano. Si è notato in molte analisi che questa costituisce una zona di grande vulnerabilità, probabilmente a causa della disposizione irregolare delle aperture e del ridotto spessore murario (50 cm).

La parete 1, ovvero il prospetto ovest che affaccia su Palazzo Moroni, subisce, come nell'analisi 10 del modello 1, molti danneggiamenti, e i maschi al piano terra si rompono tutti a taglio.

Una parete molto danneggiata, soprattutto al piano terra, è anche la 6, ovvero la parete interna dell'ala su via VIII Febbraio.

Anche le pareti 10 e 23 presentano diversi problemi, come la rottura a taglio dei pilastri al piano terra.

Una parete che si presenta meno danneggiata rispetto al caso precedente è la 2, quella in comune con Palazzo degli Anziani, probabilmente grazie all'imposizione dei vincoli.

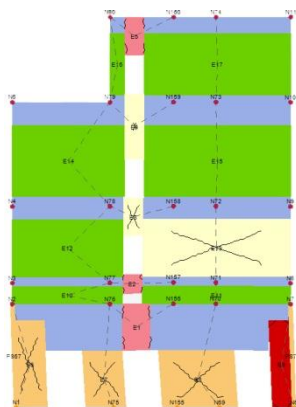


Fig. 9.4-12: Parete 1.

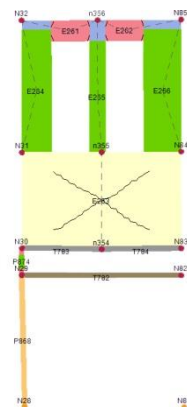


Fig. 9.4-13: Parete 10.

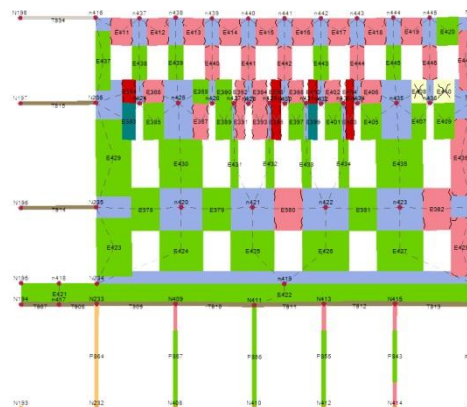


Fig. 9.4-14: Parete 26.

Nelle seguenti immagini si può vedere il comportamento dell'intero stabile grazie alla rappresentazione tridimensionale.

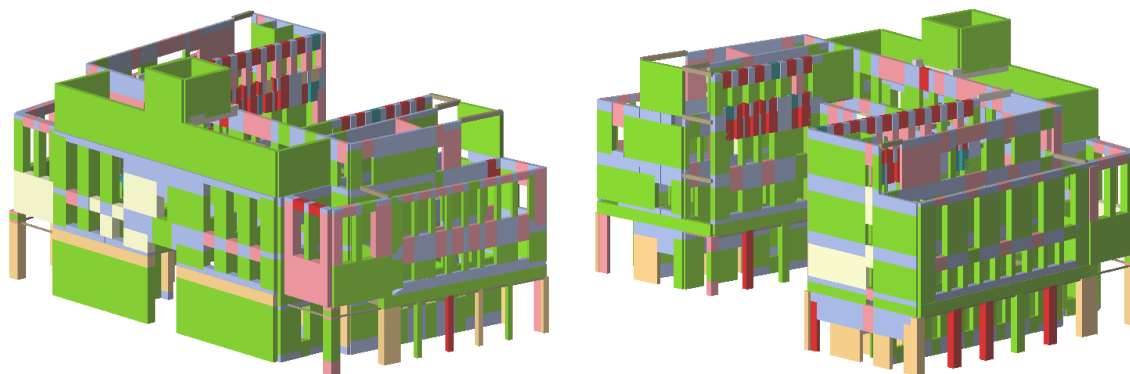


Fig. 9.4-15, 16: Rappresentazioni tridimensionali relative all'analisi 13 del modello 2.

L'analisi più gravosa in direzione Y risulta essere la n° 22. Si tratta dell'analisi in direzione Y negativa, con distribuzione delle forze proporzionale alle masse ed eccentricità pari a $-228,0$ cm. L' α_u ottenuto è pari a $0,717$, di conseguenza si ha che la struttura è in grado di sopportare il $71,7\%$ dell'azione sismica di progetto allo SLV, relativo ad un tempo di ritorno di 949 anni, avendo considerato l'edificio ricadente in classe IV.

Per quanto riguarda lo stato limite di danno e lo stato limite di operatività l'analisi risulta essere verificata.

Viene qui riportata la curva di capacità relativa all'analisi 22.

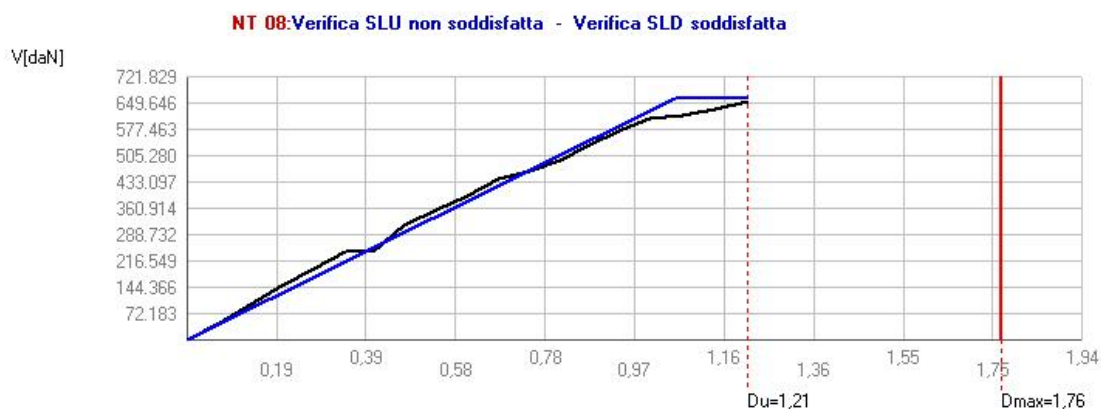


Fig. 9.4-17: Curva di capacità relativa all'analisi 22 del modello 2.

I parametri ottenuti dal programma 3muri in seguito all'analisi sono i seguenti:

	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	TR _C				TR = cost	
					PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _c *(TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	369	949	0,389	1,03	0,74	2,63	0,33	0,714	0,74	0,717
SLD	369	101	3,653	0,47	0,74	2,63	0,33	1,575	0,79	1,682
SLO	369	60	6,150	0,38	0,74	2,63	0,33	1,919	0,80	2,084

Tabella 9.4-06: Parametri relativi all'analisi 22 del modello 2.

Le pareti in generale subiscono un danneggiamento al piano terra, a causa della forza di taglio a cui sono sottoposte. In alcuni casi però, come nell'analisi 13, le lesioni sono presenti anche ai piani superiori, come avviene nelle pareti 26 e 27, fra il secondo e terzo piano.

Delle lesioni importanti all'ultimo livello si riscontano anche nelle pareti poste sull'ala sud dello stabile, ovvero quelle più lontane dalla zona vincolata, che subiscono quindi uno spostamento maggiore, come la parete 9, nella zona interna della suddetta ala.

La pareti in cui si nota maggiormente la rottura a taglio dei maschi del piano terra sono la 4, la 8 e la 9, ovvero rispettivamente il prospetto sud su via del Municipio, in cui si rompono a taglio o a pressoflessione tutti i pilastri e le due pareti interne dell'ala sud. Tutte queste pareti appartengono all'ala dell'edificio su via del Municipio, la più lontana dalla zona vincolata.

Vengono di seguito riportate le immagini relative alle pareti 4, 9 e 27 e il modello in 3D.

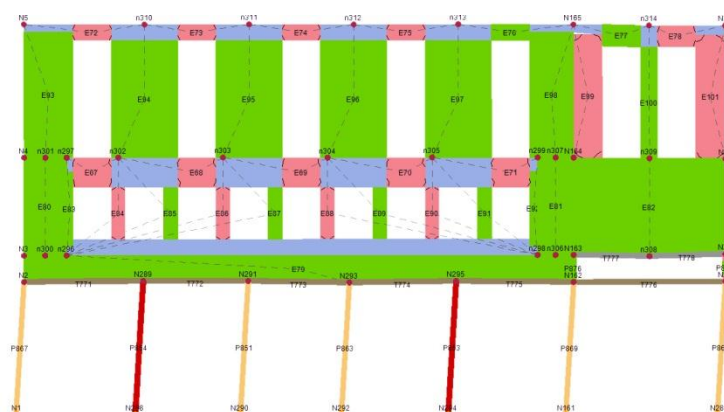


Fig. 9.4-18: Parete 4.

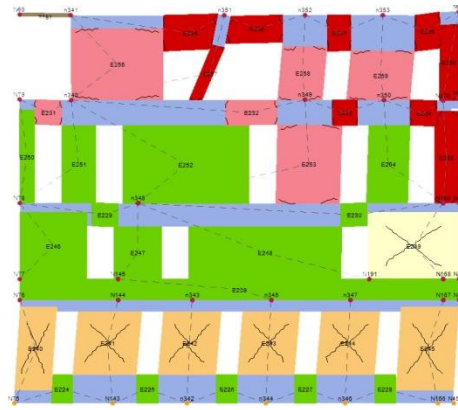


Fig. 9.4-19: Parete 9.

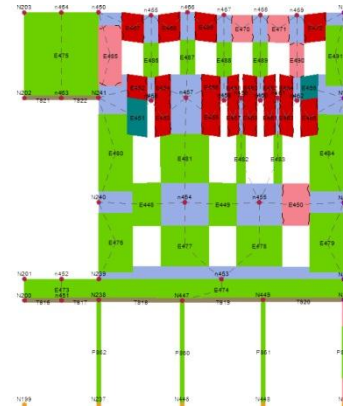


Fig. 9.4-20: Parete 27.

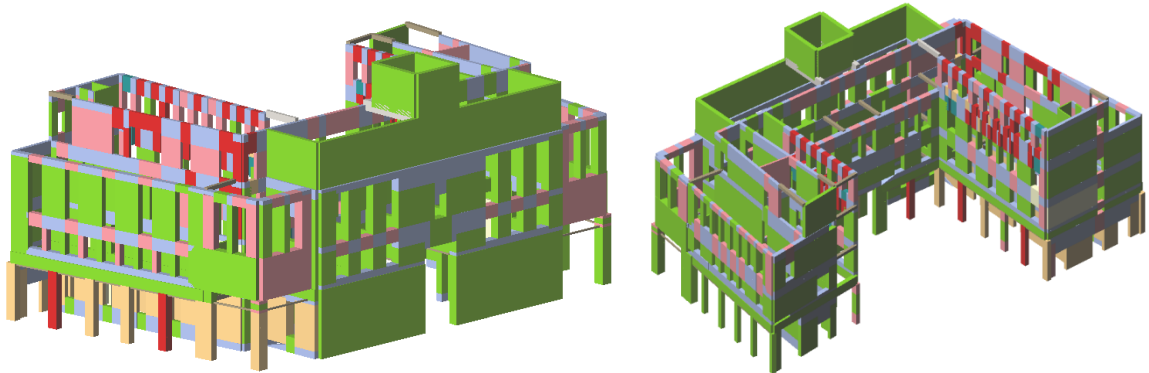


Fig. 9.4-21, 22: Rappresentazioni tridimensionali relative all'analisi 13 del modello 2.

Modello 3: modello con vincoli cedevoli elasticamente

Per le analisi del modello 3, ovvero quello vincolato a Palazzo degli Anziani tramite vincoli cedevoli elasticamente, si è cercato di scegliere lo stesso nodo di controllo dei modelli precedenti, ovvero il nodo 38, ad eccezione delle analisi 6, 7, 19, 20, 21, svolte scegliendo come nodo di controllo il nodo 11.

I nodi sono stati vincolati anche in questo caso in direzione Y. Ci si aspetta quindi le analisi svolte in questa direzione diano come risultati dei valori intermedi fra quelli del modello 1 e quelli del modello 2, mentre in direzione X i risultati dovrebbero essere pressoché invariati.

I nodi vincolati sono gli stessi del modello 2.

I risultati delle analisi del modello 3 sono riportati nella seguente tabella; in grigio sono evidenziate le analisi più gravose.

N.	Dir. sis- -ma	Carico sismico propor.	Ecc. [cm]	D _{max} SLV [cm]	D _u SLV [cm]	q* SLV	Ver. SLV	D _{max} SLD [cm]	D _d SLD [cm]	Ver. SLD	D _{max} SLO [cm]	D _o SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0	4,65	2,78	3,216	NO	1,78	2,09	SI	1,39	2,09	0,599	1,175
2	+X	1° modo	0	5,36	3,51	2,692	NO	2,05	2,79	SI	1,61	2,79	0,655	1,363
3	-X	Masse	0	4,78	2,82	3,074	NO	1,83	2,42	SI	1,43	2,42	0,589	1,321
4	-X	1° modo	0	5,39	3,59	2,694	NO	2,06	3,21	SI	1,62	3,21	0,666	1,554
5	+Y	Masse	0	2,54	1,55	2,083	NO	1,02	1,55	SI	0,80	0,59	0,629	1,518
6	+Y	1° modo	0	3,20	2,23	2,512	NO	1,22	1,95	SI	0,96	0,46	0,699	1,597
7	-Y	Masse	0	2,88	1,52	2,280	NO	1,11	1,52	SI	0,87	1,52	0,532	1,369
8	-Y	1° modo	0	3,17	2,78	2,281	NO	1,21	1,88	SI	0,95	1,88	0,877	1,549
9	+X	Masse	+137,8	4,70	2,86	3,303	NO	1,80	2,19	SI	1,41	2,19	0,609	1,216
10	+X	Masse	-137,8	4,66	2,72	2,992	NO	1,78	2,14	SI	1,40	2,14	0,583	1,200
11	+X	1° modo	+137,8	5,47	3,49	2,683	NO	2,09	3,08	SI	1,64	3,08	0,639	1,472
12	+X	1° modo	-137,8	5,29	3,52	2,673	NO	2,02	2,94	SI	1,58	2,94	0,666	1,454
13	-X	Masse	+137,8	4,87	2,89	3,130	NO	1,86	2,50	SI	1,46	2,50	0,594	1,344
14	-X	Masse	-137,8	4,70	2,85	2,964	NO	1,80	1,88	SI	1,41	1,88	0,607	1,045
15	-X	1° modo	+137,8	5,51	3,60	2,735	NO	2,11	3,07	SI	1,65	3,07	0,654	1,455
16	-X	1° modo	-137,8	5,24	3,48	2,740	NO	2,00	2,39	SI	1,57	2,39	0,664	1,192
17	+Y	Masse	+228,0	2,29	1,60	1,892	NO	0,91	1,60	SI	0,75	0,46	0,721	1,724
18	+Y	Masse	-228,0	2,72	1,57	2,357	NO	1,07	1,51	SI	0,83	0,85	0,587	1,417
19	+Y	1° modo	+228,0	3,05	2,29	2,260	NO	1,17	1,05	NO	0,91	0,32	0,750	0,897
20	+Y	1° modo	-228,0	3,40	2,20	2,517	NO	1,30	1,50	SI	1,02	0,60	0,647	1,156
21	-Y	Masse	+228,0	2,67	1,64	1,958	NO	1,06	1,64	SI	0,83	1,64	0,625	1,546
22	-Y	Masse	-228,0	2,77	1,53	2,411	NO	1,08	1,53	SI	0,85	1,53	0,559	1,412
23	-Y	1° modo	+228,0	3,04	2,41	2,073	NO	1,16	1,94	SI	0,91	1,94	0,793	1,666
24	-Y	1° modo	-228,0	3,26	2,86	2,531	NO	1,25	1,83	SI	0,98	1,83	0,878	1,466

Tabella 9.4-07: Risultati delle analisi relative al modello 3.

In questo caso nessuna delle analisi svolte è verificata per quanto riguarda lo stato limite di salvaguardia della vita, ma i coefficienti α_u delle analisi in direzione Y sono notevolmente aumentati rispetto al modello 1 non vincolato e assumono quindi valori intermedi fra quelli del modello 1 e quelli del modello 2, come ci si aspettava.

I vincoli imposti hanno inoltre comportato che tutte le analisi allo limite di danno risultino verificate, ad eccezione dell'analisi 19.

In riferimento allo stato limite di operatività, 5 analisi non risultano verificate, le stesse del modello 2.

A differenza delle situazioni precedenti, ora i coefficienti α_u delle analisi in direzione Y non si discostano molto da quelli delle analisi in direzione X.

L'analisi più gravosa in direzione X risulta essere la n° 10. Si tratta dell'analisi in direzione X positiva, con distribuzione delle forze proporzionale alle masse ed eccentricità pari a -137,8 cm. L' α_u ottenuto è pari a 0,583, di conseguenza si ha che la struttura è in grado di sopportare il 58,3% dell'azione sismica di progetto allo SLV, relativo ad un tempo di ritorno di 949 anni, avendo considerato l'edificio ricadente in classe IV.

Per quanto riguarda lo stato limite di danno e lo stato limite di operatività l'analisi risulta essere verificata.

Viene qui riportata la curva di capacità relativa all'analisi 10.

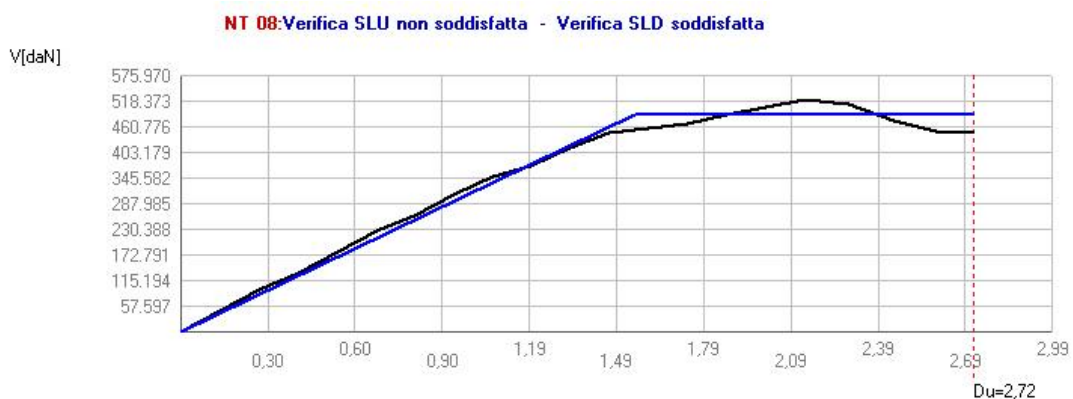


Fig. 9.4-23: Curva di capacità relativa all'analisi 10 del modello 3.

Il programma 3muri fornisce inoltre i valori dei parametri ottenuti in seguito all'analisi:

	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	TR _C				TR = cost	
					PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _c *(TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	247	949	0,260	1,03	0,64	2,62	0,32	0,617	0,60	0,583
SLD	143	101	1,416	0,47	0,53	2,54	0,31	1,132	0,56	1,200
SLO	143	60	2,383	0,38	0,53	2,54	0,31	1,138	0,59	1,533

Tabella 9.4-08: Parametri relativi all'analisi 10 del modello 3.

Le pareti in generale hanno un comportamento molto simile a quello del modello 1, infatti in questa direzione non è stato imposto alcun vincolo. Esse subiscono un danneggiamento principalmente al piano terra, a causa della forza di taglio a cui sono sottoposte.

Una delle pareti maggiormente danneggiate è, anche in questo caso, la 1, i cui pannelli si rompono allo stesso modo dell'analisi 10 del modello non vincolato.

Anche le altre pareti parallele alla direzione del sisma subiscono diversi danneggiamenti al piano terra, come la parete 6 o la parete 23.

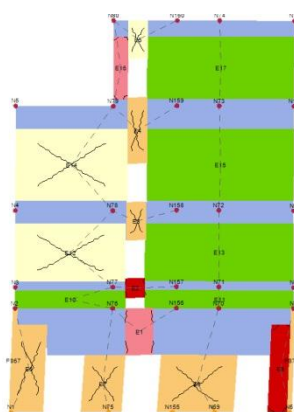


Fig. 9.4-24: Parete 1.

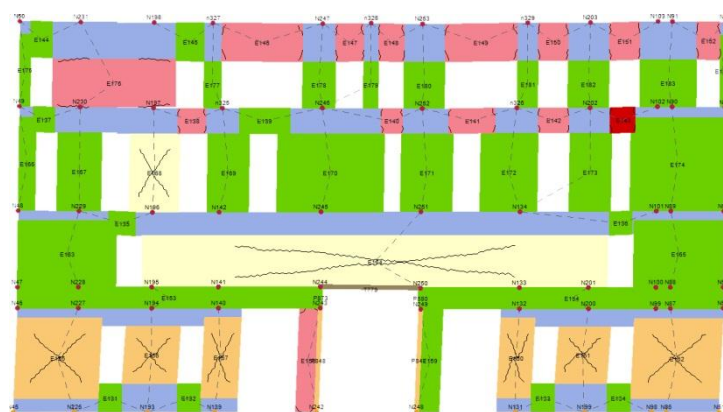


Fig. 9.4-25: Parete 6.

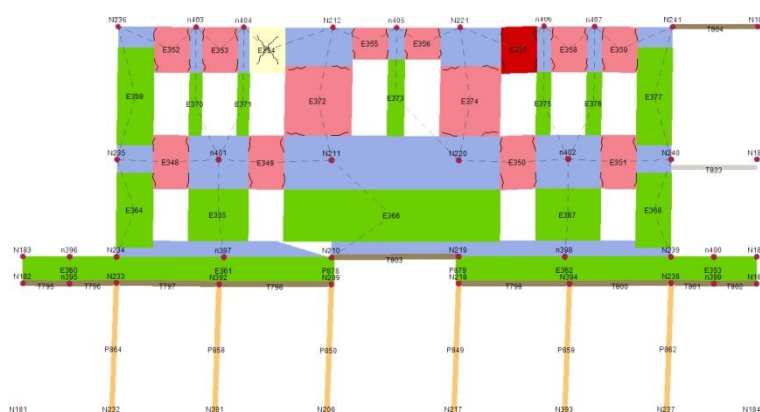


Fig. 9.4-26: Parete 23.

Nelle seguenti immagini si può vedere il comportamento dell'intero stabile grazie alla rappresentazione tridimensionale.

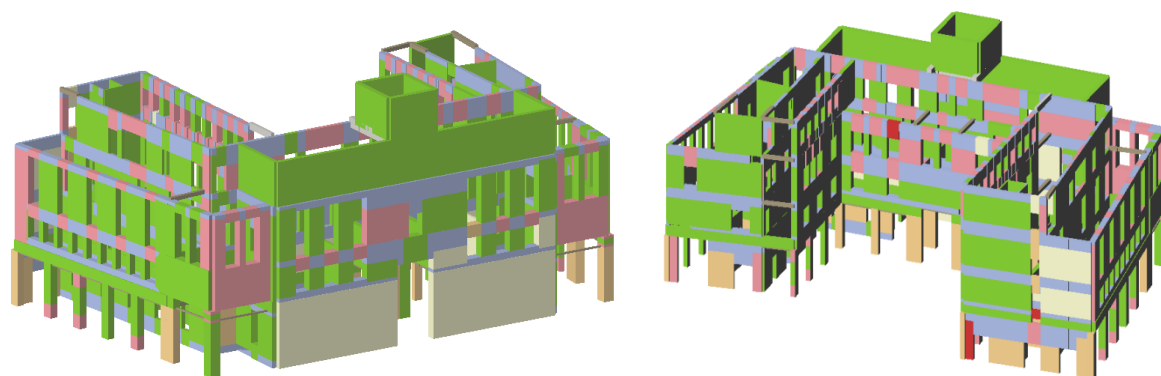


Fig. 9.4-27, 28: Rappresentazioni tridimensionali relative all'analisi 13 del modello 3.

L'analisi più gravosa in direzione Y risulta essere la n° 7. Si tratta dell'analisi in direzione Y negativa, con distribuzione delle forze proporzionale alle masse ed eccentricità pari a 0,0 cm. L' α_u ottenuto è pari a 0,532, di conseguenza si ha che la struttura è in grado di sopportare il 53,2% dell'azione sismica di progetto allo SLV, relativo ad un tempo di ritorno di 949 anni, avendo considerato l'edificio ricadente in classe IV.

Per quanto riguarda lo stato limite di danno e lo stato limite di operatività l'analisi risulta essere verificata.

Viene qui riportata la curva di capacità relativa all'analisi 7.

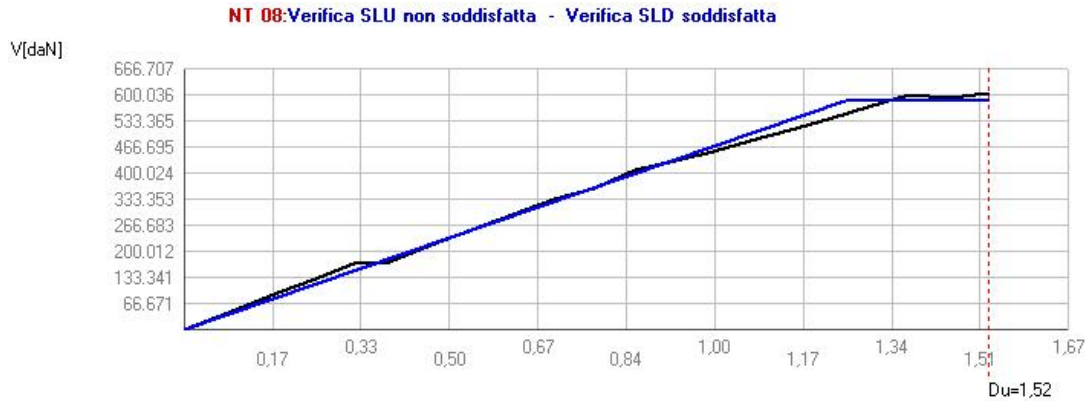


Fig. 9.4-29: Curva di capacità relativa all'analisi 7 del modello 3.

I parametri ottenuti dal programma 3muri in seguito all'analisi sono i seguenti:

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	TR _C				TR = cost	
					PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C *(TR)	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	207	949	0,218	1,03	0,58	2,59	0,32	0,562	0,55	0,532
SLD	207	101	2,050	0,47	0,58	2,59	0,32	1,238	0,64	1,369
SLO	207	60	3,450	0,38	0,58	2,59	0,32	1,508	0,67	1,749

Tabella 9.4-09: Parametri relativi all'analisi 7 del modello 3.

Le pareti, come nel caso delle analisi precedenti, subiscono in generale un danneggiamento al piano terra, a causa della forza di taglio a cui sono sottoposte e quelle maggiormente danneggiate sono poste parallelamente alla direzione del sisma, quindi sull'asse Y. Il comportamento è comunque molto simile a quello del modello 2 e in alcuni casi quindi le lesioni sono presenti anche ai piani superiori, come avviene nelle pareti 26 e 27, fra il secondo e terzo piano.

Come enunciato precedentemente per il modello 2, le lesioni maggiori si hanno sull'ala sud dello stabile, come nella parete 9.

La pareti in cui si nota maggiormente la rottura a taglio dei maschi del piano terra sono, anche in questo caso, la 4, la 8 e la 9.

Vengono di seguito riportate le immagini relative alle pareti 4 e 9 e il modello in 3D.

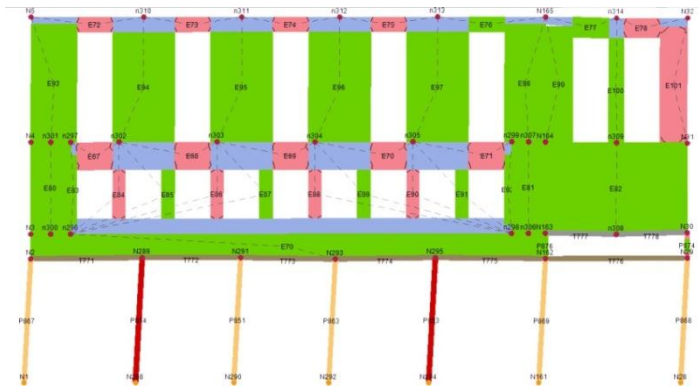


Fig. 9.4-30: Parete 4.

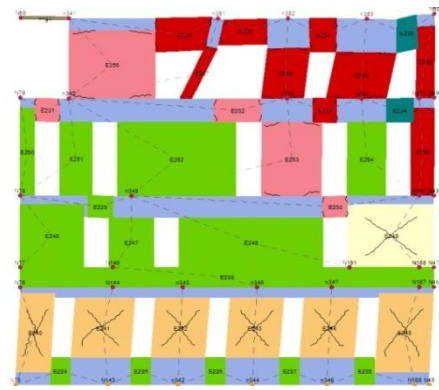


Fig. 9.4-31: Parete 9.

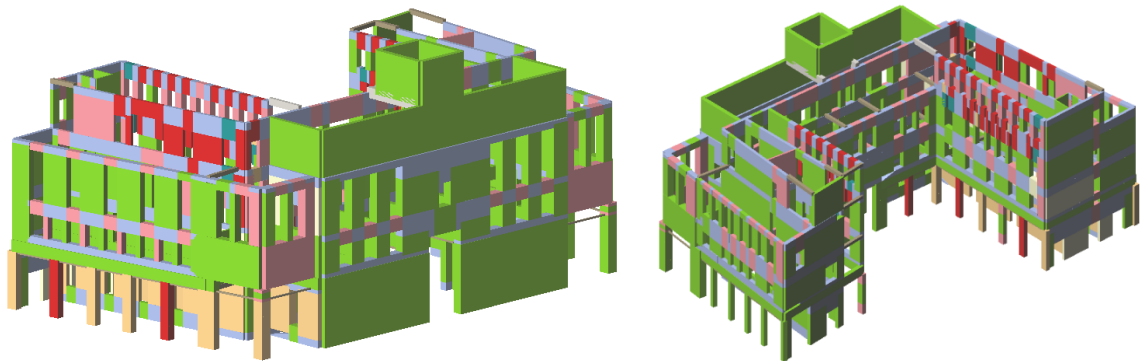


Fig. 9.4-32, 33: Rappresentazioni tridimensionali relative all'analisi 7 del modello 3.

9.5 Conclusioni

Dopo l'analisi dei tre modelli elaborati con il software 3muri, si può concludere che le zone più vulnerabili dell'edificio sono situate al piano terra, dove si sviluppa una forza di taglio maggiore e ai piani alti dell'ala sud del fabbricato, qualora questo risultasse essere effettivamente vincolato a Palazzo degli Anziani. La natura del vincolo va in ogni caso appurata, in quanto si è riscontrato che, nel caso del modello 1, le analisi in direzione Y sono molto gravose per la struttura, mentre nel modello 3 i coefficienti α_u delle analisi in direzione X e di quelle in direzione Y non presentano grandi differenze. Queste considerazioni permettono di concludere che il comportamento dei due modelli è molto diverso ed è quindi necessario comprendere quale dei due si avvicina maggiormente al comportamento reale.

Dall'osservazione del quadro fessurativo si può ipotizzare che, dal primo all'ultimo piano, i due setti interni e quello rivolto verso via Oberdan non siano ammorsati con quelli di Palazzo degli Anziani, mentre il setto sul cortile interno potrebbe esserlo non presentando alcun tipo di lesione nella zona di contatto. Nulla si può dire invece sul piano terra. In ogni caso queste considerazioni si basano su dati limitati, che sarebbe quindi opportuno integrare con eventuali indagini. Se la situazione fosse effettivamente quella ipotizzata probabilmente il comportamento dello stabile sarebbe intermedio fra quello del modello 1 e del modello 3.

In ogni caso allo stato limite di salvaguardia della vita nessuna analisi risulta essere verificata né nel modello 1 né nel modello 3.

Questo potrebbe essere dovuto a fattori negativi che si riscontrano nella conformazione dello stabile, quali le numerose aperture e la loro disposizione poco regolare (anche nei setti interni), i portici al piano terra che occupano la maggior parte delle pareti esterne, la forma stessa dell'edificio correlata alla sua altezza e la scarsa presenza di setti ortogonali a quelli principali (nelle ali sud e nord sono quasi assenti i setti in direzione X, mentre nell'ala est vi sono pochi setti in direzione Y).

I risultati però potrebbero essere diversi da quelli reali anche a causa delle approssimazioni necessarie per la modellazione in 3muri, quale la semplificazione di tutti gli archi come travi.

Viene comunque qui riportata una tabella che permette il confronto fra i vari modelli elaborati, prendendo in considerazione le analisi più gravose nelle direzioni X e Y.

		Modello 1	Modello 2	Modello 3
$PGA_D [m/s^2]$	X	1,03	1,03	1,03
$PGA_C [m/s^2]$		0,61	0,56	0,60
α_{PGA}		0,588	0,546	0,583
$PGA_D [m/s^2]$	Y	1,03	1,03	1,03
$PGA_C [m/s^2]$		0,41	0,74	0,55
α_{PGA}		0,393	0,717	0,532

Tabella 9.5-01: Confronto fra i modelli 1, 2, 3 in termini di α_{PGA} .

I valori inseriti nella tabella 9.5-01, si riferiscono allo stato limite di salvaguardia della vita.

Se il valore di α_{PGA} risulta essere minore di 1, come avviene in tutti i casi presi in esame, l'analisi non è verificata.

Secondo le Linee Guida però, nel caso di beni culturali tutelati, è opportuno fare riferimento ad un intervento di miglioramento sismico e non di adeguamento sismico, come è stato esposto

precedentemente, ed è quindi possibile accettare una vita nominale residua ridotta, pari a minimo 20 anni,⁶ mentre le analisi sono state condotte considerando una vita nominale di 50 anni, come previsto dalle NTC per le opere ordinarie.

E' stata calcolata quindi l'effettiva vita nominale dell'edificio tramite la formula:

$$V_N = -\frac{T_{SLV}}{C_U} \ln(1 - P_{VR})$$

Dove,

T_{SLV} è il periodo di ritorno dell'azione sismica che porta al raggiungimento dello Stato Limite di salvaguardia della vita;

C_U è il coefficiente d'uso relativo alla classe d'uso (pari a 2 per la classe d'uso IV);

P_{VR} è la probabilità di superamento relativa allo stato limite considerato (10% per lo SLV).

Per i tre modelli, considerando le analisi più gravose in X e in Y, si ha:

		Modello 1	Modello 2	Modello 3
T_{SLV} [s]	X	254	209	247
V_N		13,38	11,01	13,01
T_{SLV} [s]	Y	103	369	207
V_N		5,43	19,44	10,90

Tabella 9.5-02: Confronto fra i modelli 1, 2, 3 in termini di V_N .

I valori inseriti nella tabella 9.5-02, si riferiscono, anche in questo caso, allo stato limite di salvaguardia della vita.

I risultati ottenuti dimostrano che nemmeno nel caso di miglioramento sismico l'edificio risulta verificato ed è quindi necessario procedere con degli interventi.

Il valore che più si avvicina al minimo richiesto è quello dell'analisi in Y nel modello 2, che è però il modello che più si discosta dal comportamento reale della struttura, essendo vincolato a Palazzo degli Anziani tramite vincoli fissi.

Si nota comunque che i valori fra i modelli liberi e quelli vincolati sono molto diversi per quanto riguarda le analisi in Y, direzione in cui sono posti i vincoli, e sono invece simili per le analisi in X.

⁶ Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, cap. 2.4, pp. 9-12.

9.6 Analisi dei meccanismi globali di collasso in LC2: modello 4

Come per i meccanismi locali di collasso, si è scelto di realizzare un ulteriore modello, a partire dal modello 3, supponendo di avere acquisito maggiori informazioni sullo stabile e quindi di aver ottenuto un livello di conoscenza LC2. Questo modello viene definito come “Modello 4”.

Anche in questo caso, come nell'analisi dei cinematismi in LC2, si è scelto di considerare $F_c = 1,20$, come prescritto dalla Circolare nel caso di livello di conoscenza LC2.⁷

Per la muratura in laterizio si sono ottenuti i seguenti parametri, relativi ad un livello di conoscenza LC2 ($F_c = 1,20$),:

Tipologia di muratura	f_k (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	f_m (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)	γ_m
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	198,35	4,71	266,67	1500	500	18	2,00

Tabella 9.6-01: Parametri relativi alla muratura in laterizio.

Per la muratura in pietra sono stati utilizzati i seguenti parametri, nel caso di modellazione in LC2 ($F_c = 1,20$):

Tipologia di muratura	f_k (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	f_m (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)	γ_m
Muratura a blocchi lapidei squadriati	408,33	8,75	583,33	2800	860	22	2,00

Tabella 9.6-02: Parametri relativi alla muratura in pietra.

Anche per le analisi del modello 4 svolte in LC2 si è scelto come nodo di controllo il nodo 38, ad eccezione delle analisi 6, 7, 8, 19, 20, 21, svolte scegliendo come nodo di controllo il nodo 11.

I vincoli sono gli stessi utilizzati nel modello 3.

I risultati delle analisi del modello 4 sono riportati nella seguente tabella; in grigio sono evidenziate le analisi più gravose.

N.	Dir. sis- -ma	Carico sismico propor.	Ecc. [cm]	D _{max} SLV [cm]	D _u SLV [cm]	q* SLV	Ver. SLV	D _{max} SLD [cm]	D _d SLD [cm]	Ver. SLD	D _{max} SLO [cm]	D _o SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0	3,77	2,54	2,751	NO	1,45	2,32	SI	1,13	2,32	0,674	1,602
2	+X	1° modo	0	4,32	3,75	2,516	NO	1,65	2,73	SI	1,29	2,73	0,869	1,651
3	-X	Masse	0	3,80	2,80	2,827	NO	1,45	2,19	SI	1,14	2,19	0,737	1,506
4	-X	1° modo	0	4,35	3,81	2,482	NO	1,66	2,28	SI	1,30	2,28	0,877	1,371
5	+Y	Masse	0	2,04	1,50	1,851	NO	0,76	1,26	SI	0,64	0,99	0,775	1,593
6	+Y	1° modo	0	2,69	2,17	2,298	NO	1,08	1,29	SI	0,85	0,65	0,816	1,191
7	-Y	Masse	0	2,25	1,49	1,854	NO	0,87	1,42	SI	0,73	1,42	0,701	1,595
8	-Y	1° modo	0	2,70	2,48	1,970	NO	1,09	2,48	SI	0,85	2,48	0,920	2,274

⁷ Circolare n° 617, cap. C8A.1.A.4, p. 377.

9	+X	Masse	+137,8	3,83	2,62	2,860	NO	1,47	2,27	SI	1,15	2,27	0,685	1,549
10	+X	Masse	-137,8	3,68	2,47	2,610	NO	1,42	2,07	SI	1,11	2,07	0,672	1,455
11	+X	1° modo	+137,8	4,37	3,72	2,561	NO	1,67	3,27	SI	1,31	3,27	0,851	1,954
12	+X	1° modo	-137,8	4,27	3,72	2,486	NO	1,63	2,88	SI	1,28	2,88	0,873	1,761
13	-X	Masse	+137,8	3,92	2,76	2,816	NO	1,50	2,28	SI	1,18	2,28	0,703	1,521
14	-X	Masse	-137,8	3,68	2,35	2,591	NO	1,42	1,79	SI	1,11	1,79	0,642	1,260
15	-X	1° modo	+137,8	4,45	3,86	2,470	NO	1,70	2,27	SI	1,33	2,27	0,867	1,330
16	-X	1° modo	-137,8	4,23	3,58	2,443	NO	1,62	2,43	SI	1,27	2,43	0,846	1,500
17	+Y	Masse	+228,0	1,87	1,51	1,626	NO	0,70	1,32	SI	0,59	0,73	0,840	1,790
18	+Y	Masse	-228,0	2,19	1,47	2,080	NO	0,82	1,22	SI	0,69	1,22	0,706	1,439
19	+Y	1° modo	+228,0	2,58	2,50	2,055	NO	1,04	1,58	SI	0,82	0,50	0,972	1,515
20	+Y	1° modo	-228,0	2,94	2,15	2,388	NO	1,15	1,40	SI	0,90	0,94	0,736	1,219
21	-Y	Masse	+228,0	2,07	1,67	1,695	NO	0,80	1,53	SI	0,67	1,53	0,832	1,845
22	-Y	Masse	-228,0	2,23	1,42	2,064	NO	0,85	1,30	SI	0,71	1,30	0,675	1,486
23	-Y	1° modo	+228,0	2,61	2,34	1,649	NO	1,07	1,31	SI	0,84	2,05	0,901	2,157
24	-Y	1° modo	-228,0	2,89	2,35	2,298	NO	1,13	1,29	SI	0,89	2,29	0,819	2,018

Tabella 9.6-03: Risultati delle analisi relative al modello 4.

Come si può notare nessuna delle analisi svolte è verificata per quanto riguarda lo stato limite di salvaguardia della vita, ma i coefficienti α_u delle analisi sono aumentati in entrambe le direzioni rispetto al modello 3 e tutte le analisi allo limite di danno risultano verificate.

In riferimento allo stato limite di operatività, solamente 2 analisi non risultano verificate.

In questo caso le due analisi peggiori risultano essere la n° 14 e la n° 22.

La prima è l'analisi in direzione X negativa, con distribuzione delle forze proporzionale alle masse ed eccentricità pari a -137,8 cm. L' α_u ottenuto è pari a 0,642, di conseguenza si ha che la struttura è in grado di sopportare il 64,2% dell'azione sismica di progetto allo SLV, relativo ad un tempo di ritorno di 949 anni, avendo considerato l'edificio ricadente in classe IV.

La seconda è l'analisi in direzione Y negativa, con distribuzione delle forze proporzionale alle masse ed eccentricità pari a -228,0 cm. L' α_u ottenuto è pari a 0,675, di conseguenza si ha che la struttura è in grado di sopportare il 67,5% dell'azione sismica di progetto allo SLV, relativo ad un tempo di ritorno di 949 anni, avendo considerato l'edificio ricadente in classe IV.

Per maggiori dettagli sulle analisi svolte si rimanda all'allegato 3.

La seguente tabella mostra un confronto fra gli α_u ottenuti nel modello 3 (LC1) e quelli ottenuti nel modello 4 (LC2), con indicato l'aumento percentuale fra i due modelli.

N.	Alfa u			Alfa e		
	LC1	LC2	Aumento %	LC1	LC2	Aumento %
1	0,599	0,674	12,521	1,175	1,602	36,340
2	0,655	0,869	32,672	1,363	1,651	21,130
3	0,589	0,737	25,127	1,321	1,506	14,005
4	0,666	0,877	31,682	1,554	1,371	-11,776
5	0,629	0,775	23,211	1,518	1,593	4,941
6	0,699	0,816	16,738	1,597	1,191	-25,423
7	0,532	0,701	31,767	1,369	1,595	16,508
8	0,877	0,92	4,903	1,549	2,274	46,804
9	0,609	0,685	12,479	1,216	1,549	27,385

10	0,583	0,672	15,266	1,2	1,455	21,250
11	0,639	0,851	33,177	1,472	1,954	32,745
12	0,666	0,873	31,081	1,454	1,761	21,114
13	0,594	0,703	18,350	1,344	1,521	13,170
14	0,607	0,642	5,766	1,045	1,26	20,574
15	0,654	0,867	32,569	1,455	1,33	-8,591
16	0,664	0,846	27,410	1,192	1,5	25,839
17	0,721	0,84	16,505	1,724	1,79	3,828
18	0,587	0,706	20,273	1,417	1,439	1,553
19	0,75	0,972	29,600	0,897	1,515	68,896
20	0,647	0,736	13,756	1,156	1,219	5,450
21	0,625	0,832	33,120	1,546	1,845	19,340
22	0,559	0,675	20,751	1,412	1,486	5,241
23	0,793	0,901	13,619	1,666	2,157	29,472
24	0,878	0,819	-6,720	1,466	2,018	37,653

Tabella 9.6-04: Confronto fra gli α del modello 3 e del modello 4.

In ogni caso l'edificio non è in grado di raggiungere un valore di vita nominale residua di almeno 20 anni come prescritto dalle Linee Guida, ma rispetto al modello 3 la vita nominale residua è comunque notevolmente aumentata, come si può vedere dalla tabella 9.6-05, in cui è stata calcolata la vita nominale residua come esposto nel capitolo 9.5.

		Modello 3	Modello 4
T_{SLV} [s]	X	247	293
V_N		13,01	15,45
T_{SLV} [s]	Y	207	322
V_N		10,90	16,96

Tabella 9.6-05: Confronto fra i modelli 3 e 4 in termini di V_N .

INTERVENTI DI RIDUZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA

INTERVENTI DI RIDUZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA	283
10.1 RIDUZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA NELL'ANALISI LOCALE	285
10.2 RIDUZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA NELL'ANALISI GLOBALE	291
<i>Modello 5: interventi sulla muratura</i>	<i>293</i>
<i>Modello 6: interventi sulla geometria</i>	<i>295</i>
<i>Modello 7: interventi sulle aperture</i>	<i>297</i>
<i>Modello 5.LC2: interventi sulla muratura in LC2</i>	<i>299</i>
10.3 CONCLUSIONI	301

10 INTERVENTI DI RIDUZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA

Come si è visto nei precedenti capitoli, Palazzo Moretti-Scarpari risulta essere un edificio vulnerabile nei confronti dell'azione sismica, sia per quanto riguarda i meccanismi locali, sia nei confronti dei meccanismi globali.

E' quindi necessario ridurre la vulnerabilità sismica del fabbricato tramite l'applicazione di alcuni interventi.

Per la progettazione degli stessi ci si è attenuti ai criteri di durabilità, reversibilità, di minimo intervento e di conservazione, in modo da non modificare il carattere dell'opera o la sua struttura in modo permanente, azione che potrebbe portare a conseguenze negative per l'edificio stesso.

Secondo le NTC del 2008 le tipologie di intervento a cui ci si può riferire sono tre, come si è visto nel capitolo 8.1 della presente relazione di tesi:

- adeguamento;
- miglioramento;
- riparazioni o interventi locali¹.

Essendo Palazzo Moretti-Scarpari un bene culturale tutelato ci si è attenuti ad interventi che permettessero di ottenere un miglioramento sismico dell'edificio, cercando di raggiungere una vita nominale residua di almeno 20 anni per quanto riguarda l'analisi dei meccanismi globali di collasso.

Per le analisi dei meccanismi locali di collasso invece si è cercato di intervenire in modo da poter inibire ogni cinematisma che non risultava verificato. Questi interventi risultano essere necessari affinché l'edificio non sviluppi meccanismi di collasso di primo modo e arrivi quindi a reagire con un comportamento d'insieme.

10.1 Riduzione della vulnerabilità sismica nell'analisi locale

Come si è visto nei capitoli 8.3.8 e 8.3.9 della presente relazione di tesi, la maggior parte dei cinematismi non verificati in LC1 e in LC2 consistono nel ribaltamento di parete.

Uno dei metodi di intervento che permette di contrastare questo meccanismo è l'utilizzo di tiranti.

Si tratta di dispositivi metallici o di altro materiale che esercitano una forza stabilizzante sulla parete su cui vengono applicati, alla quale non è quindi più permesso il ribaltamento fuori piano.

I tiranti perciò devono essere in grado di resistere a trazione e devono essere ancorati alla parete in questione e ad una parete di contrasto tramite un capochiave (piastra o paletto).

Grazie a questa tecnica, oltre ad inibire il ribaltamento fuori piano delle pareti, è possibile ridurre la spinta di volte o coperture, far lavorare insieme le pareti ortogonali, permettendo al fabbricato di sviluppare un comportamento scatolare, migliorare il comportamento dell'edificio anche nel piano grazie alla formazione del meccanismo tirante-puntone nelle pareti forate da porte e finestre.

Questo intervento inoltre risulta essere reversibile e poco invasivo.

¹ D.M. 14/01/2008, cap. 8.4, pp. 328-330.

Il tirante va poi posizionato a livello dei solai, ovvero nella parte più alta della parete, in modo da evitare l'insorgere di cinematismi di ribaltamento fuori piano di parete in quota e deve inoltre essere collocato in corrispondenza alle pareti ortogonali a quella di cui si deve inibire il ribaltamento.

Questa tipologia di intervento inoltre funziona bene nel caso di pareti di lunghezza ridotta, in cui la presenza di pareti ad esse ortogonali permette l'inserimento di questi dispositivi. Nel caso invece di pareti molto lunghe il posizionamento di tiranti alle estremità delle stesse potrebbe causare l'instaurarsi di altri meccanismi, quali la flessione orizzontale delle pareti in questione. Queste considerazioni portano in genere a preferire l'utilizzo di altri dispositivi per inibire i cinematismi di ribaltamento di parete, quali la creazione di cordoli in sommità (attraverso tecniche e materiali compatibili con la natura del fabbricato).

Si può quindi concludere che, nel caso dell'edificio oggetto di studio, non sempre l'utilizzo di tiranti risulta essere la soluzione ottimale. I tiranti infatti risultano essere un dispositivo facilmente installabile, economicamente conveniente e che non altera la struttura del fabbricato, ma in Palazzo Moretti-Scarpari la tipologia principale di parete soggetta a ribaltamento consiste proprio in pareti molto lunghe, che non presentano setti ad esse ortogonali. L'inserimento di tiranti in queste situazioni non garantirebbe in comportamento scatolare dell'edificio e potrebbe portare ad una rottura della parete oggetto di intervento.

Si è proceduto quindi con un'ipotesi di progetto dei tiranti solo nei punti in cui ciò era possibile, nelle rimanenti porzioni dello stabile si è solamente calcolata la spinta necessaria a contrastare il meccanismo di ribaltamento con il metodo riportato nel capitolo 8.3.8 della presente relazione di tesi, facendo riferimento ad un inserimento fittizio di tiranti di diametro $\Phi 18$ mm, di acciaio AISI304L, con tensione di snervamento di progetto f_{yd} pari a 180 MPa e capochiave a piastra anch'esso in acciaio di dimensioni 30 x 30 cm².

Va sottolineato che prima di ricorrere a qualsiasi intervento è necessario comprendere la natura delle connessioni fra le pareti indagate e quelle ad esse ortogonali e fra le stesse e i solai, in quanto, qualora vi fosse un buon grado di ammorsamento potrebbe non essere necessario alcun intervento o potrebbero instaurarsi meccanismi diversi da quelli ipotizzati.

Viene di seguito riportata una tabella che riassume i risultati delle analisi svolte per i cinematismi non verificati in LC1 e in LC2, con conseguente spinta necessaria per contrastare il meccanismo e numero di tiranti, qualora fosse possibile inserirli, in riferimento ai calcoli svolti sul foglio Excel.

Va sottolineato che il numero di tiranti effettivamente inserito non corrisponde alla somma dei tiranti calcolati per ogni cinematismo, in quanto spesso i cinematismi analizzati sono relativi allo stesso macroelemento.

In altri casi, a causa della geometria dell'edificio, è stato necessario inserire un numero maggiore di tiranti, ad esempio per rispettare la simmetria dell'elemento.

M	Mecc.	Spinta [kN], Tiranti LC1				Spinta [kN], Tiranti LC2				Tiranti effettivi LC1	Tiranti effettivi LC2
		PT	1P	2P	3P/cop	PT	1P	2P	3P/cop		
1	A	-	-	76,36, 2Φ18	-	-	-	87,25, 2Φ18	-	-	-
	A1	-	-	76,36, 2Φ18	-	-	-	43,62, 1Φ18	-		
2	A	-	-	87,25, 2Φ18	-	-	-	43,62, 1Φ18	-	2Φ18	2Φ18
	B	-	-	87,25, 2Φ18	-	-	-	53,86, 1Φ20	-		
3	A	-	-	-	174,49, 4Φ18	-	-	-	174,49, 4Φ18	-	-
4	A1, 1	-	-	-	38,18, 1Φ18	-	-	-	-	2Φ18	-
	A1, 2	-	-	-	38,18, 1Φ18	-	-	-	-		
5	A	-	-	-	43,62, 1Φ18	-	-	-	43,62, 1Φ18	-	-
6	A	-	-	-	43,62, 1Φ18	-	-	-	43,62, 1Φ18	-	-
7	A	-	-	43,62, 1Φ18	-	-	-	43,62, 1Φ18	-	2Φ18	2Φ18
8	A	-	-	43,62, 1Φ18	-	-	-	43,62, 1Φ18	-	2Φ18	2Φ18
13	A1	-	-	87,25, 2Φ18	-	-	-	-	-	-	-
14	A	-	-	87,25, 2Φ18	-	-	-	43,62, 1Φ18	-	2Φ18	2Φ18
	B	-	-	87,25, 2Φ18	-	-	-	53,86, 1Φ20	-		
15	A	-	-	-	62,05, 2Φ18	-	-	-	86,45, 2Φ18	-	-
16	A	-	-	-	31,02, 1Φ18	-	-	-	43,23, 1Φ18		
17	A	-	-	-	31,02, 1Φ18	-	-	-	39,30, 1Φ18		
18	A	-	-	-	31,02, 1Φ18	-	-	-	43,23, 1Φ18		
	A1	-	-	-	31,02, 1Φ18	-	-	-	43,23, 1Φ18	-	-
20	A1, 1	-	-	-	87,25, 2Φ18	-	-	-	87,25, 2Φ18		
21	A1	-	-	107,71, 2Φ18	-	-	-	107,71, 2Φ18	-	-	-
22	A1	-	-	-	43,62, 1Φ18	-	-	-	43,62, 1Φ18	-	-

Tabella 10.1-01: Tiranti inseriti in LC1 e LC2.

In verde sono stati indicati i cinematismi per cui, nel passaggio da un livello di conoscenza LC1 all'LC2, il numero di tiranti di progetto è diminuito.

Il numero totale di tiranti che risultano necessari dai calcoli nei fogli Excel sono 35 per quanto riguarda le analisi svolte in LC1, 26 per le analisi svolte con un livello di conoscenza LC2.

I tiranti effettivamente inseriti invece sono 10, considerando un livello di conoscenza LC1 e 8 considerando l'LC2.

Per i cinematismi non verificati in cui non si è ritenuto opportuno inserire dei tiranti è necessario prevedere un'altra tipologia di intervento.

In tutti i casi in cui è possibile l'inserimento dei tiranti inoltre essi devono essere collocati su murature in cui è presente il rivestimento in pietra d'Aurisina. Sarà quindi necessario rimuovere la porzione di rivestimento per posizionare i tiranti sulla muratura in laterizio e successivamente rivestire nuovamente la porzione di muratura interessata dall'intervento.

Di seguito vengono riportate il dettaglio costruttivo della piastra di ancoraggio e le piante e i prospetti che indicano i punti di inserimento dei tiranti e le zone che necessitano di diverse tipologie di interventi.

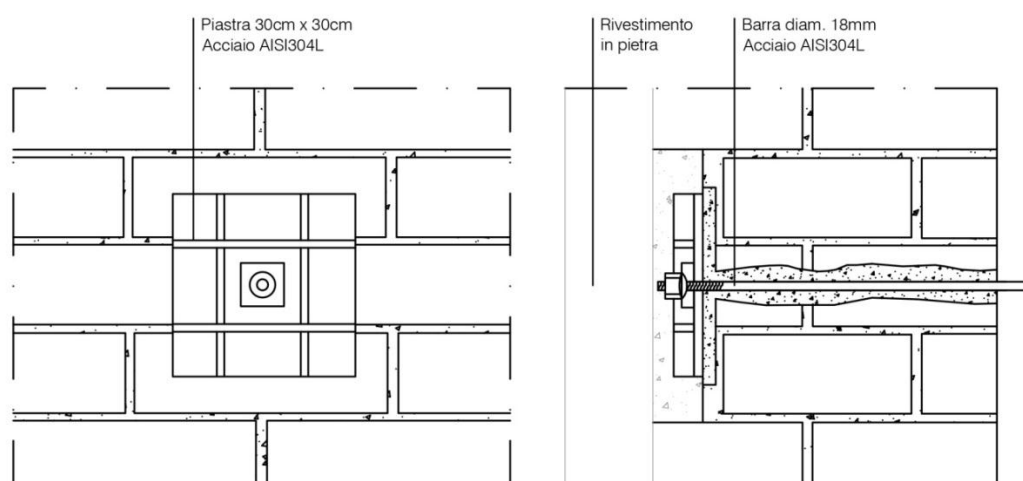


Fig. 10.1-01: Dettaglio costruttivo della piastra di ancoraggio.

In pianta e in prospetto sono indicati in rosso i tiranti che vengono inseriti sia nel caso di progettazione con un livello di conoscenza LC1 sia nel caso dell'LC2, in rosa quelli che vengono inseriti nel caso di progettazione in LC1, non necessari in LC2.



Fig. 10.1-02: Pianta piano secondo con indicazione dei punti di inserimento dei tiranti² e delle pareti in cui sono necessarie altre tipologie di intervento.

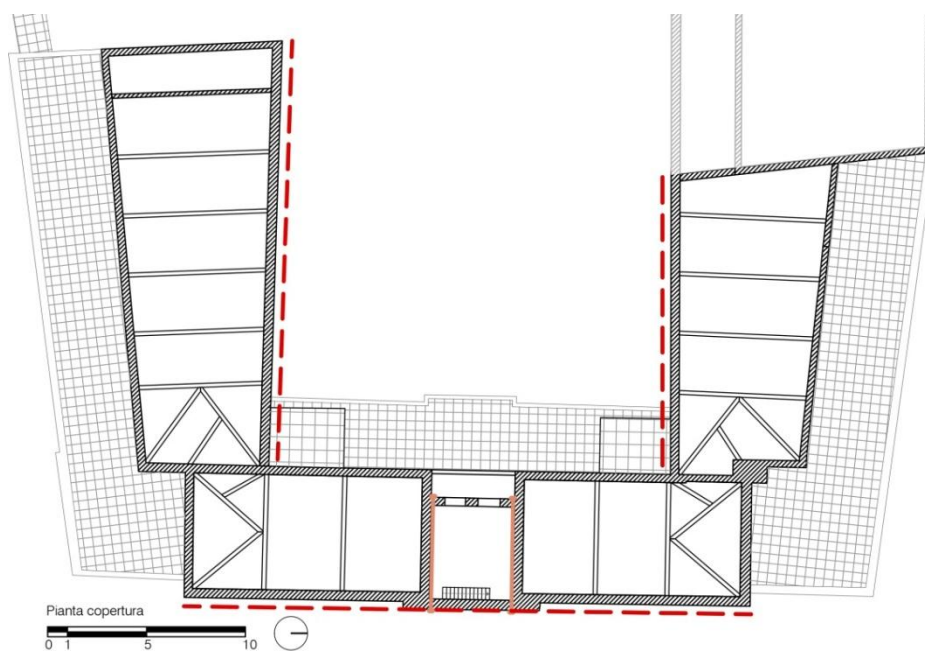


Fig. 10.1-03: Pianta del sottotetto con indicazione dei punti di inserimento dei tiranti³ e delle pareti in cui sono necessarie altre tipologie di intervento.

² In questo caso i tiranti vengono inseriti fra il secondo e il terzo piano, all'intradosso del solaio.

³ In questo caso i tiranti vengono inseriti al livello del solaio più alto della torre campanaria.



Fig. 10.1-04: Prospetto nord.

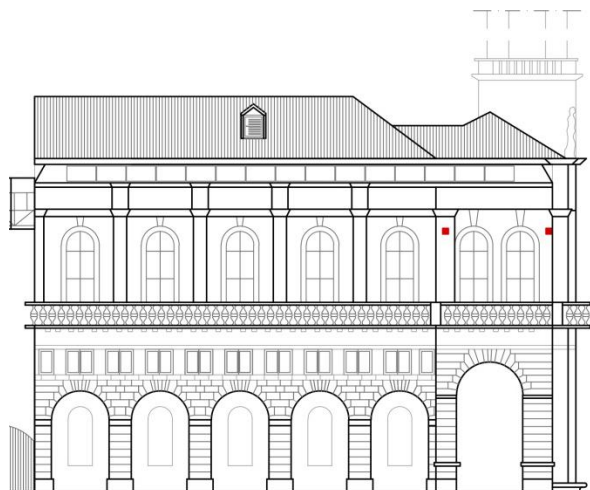


Fig. 10.1-06: Prospetto sud.



Fig. 10.1-06: Prospetto est.

Infine, in seguito alle analisi svolte localmente sulla torre campanaria, è emerso che i pilastri in pietra non sono in grado di resistere al meccanismo di taglio e ribaltamento nel piano.

Per inibire tale cinematisma è necessario intervenire mediante la realizzazione di cerchiature, che possono essere realizzate tramite diverse tecniche e materiali (quali FRP e materiali metallici). Anche questa tipologia di intervento risulta essere poco invasiva ma, allo stesso tempo, efficace. In questo modo la muratura sarà meno sollecitata e verrà impedito il ribaltamento delle porzioni dei pilastri in questione.

10.2 Riduzione della vulnerabilità sismica nell'analisi globale

Come si è visto nel capitolo 9.4 della presente relazione di tesi, le analisi dei meccanismi globali di collasso non risultano verificate per nessuno dei modelli sviluppati, nemmeno considerando una vita nominale residua di 20 anni.

Si è cercato quindi di modificare il modello 3muri dell'edificio in modo da raggiungere una vita nominale residua di almeno 20 anni, facendo riferimento ad un livello di conoscenza LC1, in quanto è questo il livello di conoscenza che è stato possibile raggiungere con il presente lavoro di tesi.

Il modello che si è utilizzato per intervenire è il modello 3, vincolato con vincoli cedevoli elasticamente e modellato considerando un livello di conoscenza LC1.

Qualora un progettista dovesse realmente intervenire su Palazzo Moretti-Scarpari sarebbe comunque opportuno raggiungere un livello di conoscenza maggiore con l'ausilio di indagini. Inoltre il raggiungimento di un livello LC2 permetterebbe di sfruttare in modo adeguato la resistenza della muratura, ricorrendo ad un numero ridotto e più mirato di interventi rispetto all'LC1.

Per comprendere quali interventi potessero risultare più efficaci sul fabbricato oggetto di studio si sono svolte le analisi su tre ulteriori modelli:

- modello 5: i principali interventi applicati consistono nel rinforzo di alcune pareti al piano terra. Si tratta di interventi che non cambiano in alcun modo la configurazione del fabbricato;
- modello 6: i principali interventi applicati consistono nell'aumento dello spessore di alcune tramezze interne allo stabile che nei piani inferiori risultavano essere portanti; esse sono quindi state rese portanti anche ai piani superiori. Inoltre è stato creato un nuovo setto interno allo stabile che permette di ottenere una maggior resistenza per azioni sismiche ad esso parallele. Per lo stesso motivo sono stati aumentati lo spessore e la resistenza di altre due pareti nella stessa direzione;
- modello 7: in questo caso sono state tamponate alcune aperture in modo da ottenere un adeguato allineamento dei maschi murari ed è stato aumentato lo spessore di due pareti (intervento svolto su pareti in direzione Y).

Questo modello è stato analizzato per capire come si sarebbe comportata la struttura nel caso in cui l'allineamento delle aperture fosse stato rispettato, almeno per quanto riguarda le facciate principali.

In direzione X sono stati aumentati gli spessori e le resistenze di due pareti.

Prima di procedere con il confronto dei risultati ottenuti dai tre modelli è stata calcolata la vita nominale residua dell'edificio oggetto di studio nel caso di analisi svolte con un livello di conoscenza LC2 e di classe d'uso 3 (al posto della classe 4).

In questo caso i risultati ottenuti sono illustrati nella tabella seguente, in cui si propone un confronto fra la vita nominale residua ottenuta per il modello 3, per il modello 4 in LC2 e per il caso appena esposto (LC2, classe 3).

		Modello 3	Modello 4	Modello LC2, classe 3
T_{SLV} [s]	X	247	293	293
V_N		13,01	15,45	20,58
T_{SLV} [s]	Y	207	322	322
V_N		10,90	16,96	22,62

Tabella 10.2-01: Confronto fra i modelli 3, 4 e modello in LC2 e classe 3 in termini di V_N .

Dai risultati ottenuti si nota che il modello in LC2 e classe 3 risulta essere verificato sia per le analisi in direzioni X, sia per quelle in direzione Y. Ciò significa che se l'edificio non ospitasse una funzione strategica basterebbe effettuare un adeguato numero di indagini, le quali probabilmente permetterebbero di non eseguire interventi di miglioramento sismico globale o comunque di progettare un numero molto ridotto di interventi.

Palazzo Moretti-Scarpari però è stato edificato appositamente per essere una delle sedi del Comune di Padova, di conseguenza è necessario procedere con l'analisi dei possibili interventi sul fabbricato, volendone mantenere la funzione originaria.

Modello 5: interventi sulla muratura

Per ottenere un miglioramento delle pareti sono stati utilizzati due parametri migliorativi nella fase di creazione di una nuova tipologia muraria (sia per quanto riguarda le murature in laterizio sia per quelle in pietra). Si tratta dei parametri “Malta buona”, che comporta un coefficiente migliorativo di 1,5 per la muratura in laterizio e di 1,2 per quella in pietra e del parametro “Giunti sottili (< 10 mm)”, che comporta un coefficiente migliorativo di 1,5 per la muratura in laterizio e di 1,2 per quella in pietra⁴.

Questi parametri potrebbero essere già effettivamente presenti nell’edificio, di conseguenza prima di procedere con eventuali interventi è necessario indagare approfonditamente le condizioni della muratura. I parametri sono stati scelti infatti sulla base della loro possibile presenza nel fabbricato: in seguito alle ricerche d’archivio e all’analisi delle foto storiche di cantiere infatti l’edificio potrebbe effettivamente essere stato costruito secondo questi criteri.

Le pareti che sono state rinforzate al piano terra, utilizzando i parametri esposti al paragrafo precedente, sono le seguenti (relativamente alla nomenclatura adottata dal programma 3muri nella fase di meshatura delle pareti): P1, P3, P4, P6, P8, P9, P18, P23, P26, P27 (segnate in verde in fig. 10.2-01).

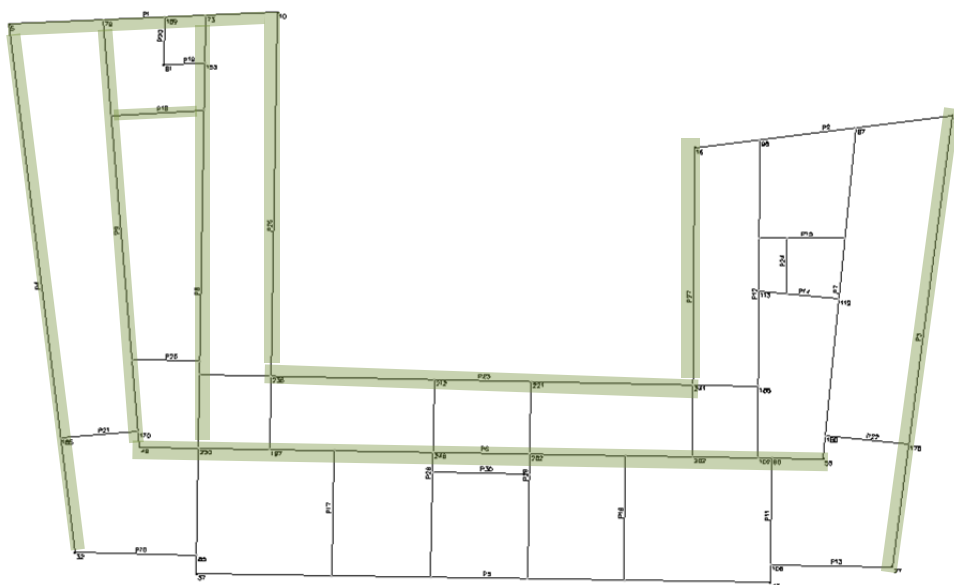


Fig. 10.2-01: Pianta delle pareti estratta dal modello 3muri
con evidenziate le pareti che hanno subito un intervento.

I risultati delle analisi del modello 5 sono riportati nella seguente tabella; in grigio sono evidenziate le analisi più gravose.

N.	Dir. sis- -ma	Carico sismico propor.	Ecc. [cm]	D _{max} SLV [cm]	D _u SLV [cm]	q* SLV	Ver. SLV	D _{max} SLD [cm]	D _d SLD [cm]	Ver. SLD	D _{max} SLO [cm]	D _o SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0	3,87	2,96	2,54	NO	1,49	2,57	SI	1,17	2,57	0,77	1,72
2	+X	1° modo	0	4,54	3,44	2,41	NO	1,74	3,11	SI	1,36	3,11	0,76	1,79
3	-X	Masse	0	4,12	3,64	2,44	NO	1,58	2,65	SI	1,23	2,65	0,88	1,68

⁴ Circolare n° 617, cap. C8A.2, tabella C8A.2.2, p. 392.

4	-X	1° modo	0	4,86	3,76	2,22	NO	1,86	3,06	SI	1,46	3,06	0,77	1,64
5	+Y	Masse	0	1,99	3,35	1,32	SI	0,81	2,02	SI	0,67	0,83	1,56	2,41
6	+Y	1° modo	0	2,79	2,03	2,28	NO	1,10	1,35	SI	0,86	0,64	0,73	1,22
7	-Y	Masse	0	2,15	1,91	1,59	NO	0,85	1,81	SI	0,71	1,81	0,90	2,06
8	-Y	1° modo	0	2,87	2,34	2,27	NO	1,13	1,87	SI	0,88	1,87	0,82	1,66
9	+X	Masse	+137,8	3,94	3,05	2,69	NO	1,51	2,40	SI	1,18	2,40	0,78	1,59
10	+X	Masse	-137,8	3,83	2,88	2,45	NO	1,48	2,73	SI	1,16	2,73	0,75	1,84
11	+X	1° modo	+137,8	4,64	3,54	2,36	NO	1,77	3,25	SI	1,39	3,25	0,76	1,83
12	+X	1° modo	-137,8	4,49	3,40	2,44	NO	1,72	2,97	SI	1,35	2,97	0,76	1,73
13	-X	Masse	+137,8	4,18	3,41	2,49	NO	1,60	2,37	SI	1,25	2,37	0,82	1,48
14	-X	Masse	-137,8	4,04	3,25	2,30	NO	1,54	2,93	SI	1,21	2,93	0,81	1,89
15	-X	1° modo	+137,8	4,95	3,91	2,22	NO	1,89	3,23	SI	1,48	3,23	0,79	1,70
16	-X	1° modo	-137,8	4,71	3,61	2,30	NO	1,80	2,90	SI	1,41	2,90	0,77	1,61
17	+Y	Masse	+228,0	1,88	2,05	1,39	SI	0,74	2,01	SI	0,62	0,64	1,07	2,55
18	+Y	Masse	-228,0	2,20	3,29	1,51	SI	0,88	2,89	SI	0,74	1,29	1,44	3,14
19	+Y	1° modo	+228,0	2,57	2,08	1,80	NO	1,05	1,11	SI	0,82	0,40	0,82	1,06
20	+Y	1° modo	-228,0	2,91	2,76	2,24	NO	1,14	1,71	SI	0,89	0,88	0,95	1,51
21	-Y	Masse	+228,0	1,97	1,93	1,40	NO	0,78	1,91	SI	0,66	1,91	0,99	2,33
22	-Y	Masse	-228,0	2,28	1,91	1,85	NO	0,89	1,69	SI	0,75	1,69	0,86	1,84
23	-Y	1° modo	+228,0	2,91	2,47	1,81	NO	1,14	2,02	SI	0,89	1,81	0,85	1,77
24	-Y	1° modo	-228,0	4,66	3,11	2,69	NO	1,79	2,51	SI	1,40	2,51	0,67	1,41

Tabella 10.2-02: Risultati delle analisi relative al modello 5.

Come si può notare 3 analisi sono verificate per quanto riguarda lo stato limite di salvaguardia della vita e, in generale, i coefficienti α_u delle analisi sono aumentati in entrambe le direzioni rispetto al modello 3. Tutte le analisi allo limite di danno risultano verificate.

In riferimento allo stato limite di operatività tre analisi non risultano verificate.

In questo caso le due analisi peggiori risultano essere la n° 10 e la n° 24.

La prima è l'analisi in direzione X positiva, con distribuzione delle forze proporzionale alle masse ed eccentricità pari a -137,8 cm. L' α_u ottenuto è pari a 0,753, di conseguenza si ha che la struttura è in grado di sopportare il 75,3% dell'azione sismica di progetto allo SLV, relativo ad un tempo di ritorno di 949 anni, avendo considerato l'edificio ricadente in classe IV.

La seconda è l'analisi in direzione Y negativa, con distribuzione delle forze proporzionale al primo modo di vibrare ed eccentricità pari a -228,0 cm. L' α_u ottenuto è pari a 0,668, di conseguenza si ha che la struttura è in grado di sopportare il 66,8% dell'azione sismica di progetto allo SLV, relativo ad un tempo di ritorno di 949 anni, avendo considerato l'edificio ricadente in classe IV.

Per maggiori dettagli sulle analisi svolte si rimanda all'allegato 4.

Si nota che per la peggiore analisi svolta in direzione Y l'edificio non è in grado di raggiungere un valore di vita nominale residua di almeno 20 anni come prescritto dalle Linee Guida. La tabella seguente mette in relazione i risultati ottenuti nel modello 3 e quelli ottenuti nel modello 5.

		Modello 3	Modello 5
T_{SLV} [s]	X	247	447
V_N		13,01	23,55
T_{SLV} [s]	Y	207	333
V_N		10,90	17,54

Tabella 10.2-03: Confronto fra i modelli 3 e 4 in termini di V_N .

Modello 6: interventi sulla geometria

In questo caso è stato creato un nuovo setto portante nell'ala sud dello stabile (P31), dallo spessore di 45 cm, utilizzando una muratura migliorata, come esposto per il modello 5 (segnato in verde in fig. 10.2-02).

Inoltre P1 e P18 sono state portate rispettivamente a 50 e 45 cm di spessore, utilizzando i parametri migliorativi esposti in precedenza in quanto risultavano essere pareti molto deboli visto il ridotto spessore (segnate in rosso in fig. 10.2-02).

Le pareti che sono state rese portanti anche ai piani superiori sono P16 e P17 (segnate in viola in fig. 10.2-02).

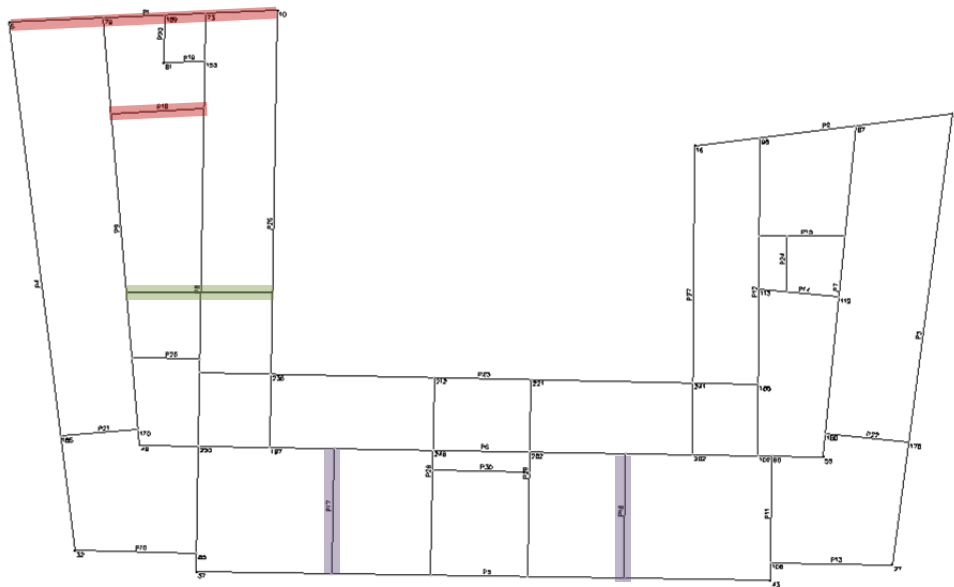


Fig. 10.2-02: Pianta delle pareti estratta dal modello 3muri con evidenziate le pareti che hanno subito un intervento.

I risultati delle analisi del modello 6 sono riportati nella seguente tabella; in grigio sono evidenziate le analisi più gravose.

N.	Dir. sis- -ma	Carico sismico propor.	Ecc. [cm]	D _{max} SLV [cm]	D _u SLV [cm]	q* SLV	Ver. SLV	D _{max} SLD [cm]	D _d SLD [cm]	Ver. SLD	D _{max} SLO [cm]	D _o SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0	4,21	2,78	2,54	NO	1,61	2,27	SI	1,26	2,27	0,66	1,41
2	+X	1° modo	0	4,78	3,41	2,31	NO	1,83	3,08	SI	1,43	3,08	0,71	1,69
3	-X	Masse	0	4,13	2,77	2,54	NO	1,58	2,40	SI	1,24	2,40	0,67	1,52
4	-X	1° modo	0	4,81	3,77	2,26	NO	1,84	3,25	SI	1,44	3,25	0,78	1,77
5	+Y	Masse	0	2,63	1,47	2,21	NO	1,06	1,47	SI	0,83	1,47	0,58	1,39
6	+Y	1° modo	0	3,30	2,26	2,16	NO	1,26	2,26	SI	0,99	1,81	0,68	1,79
7	-Y	Masse	0	2,65	1,60	2,23	NO	1,06	1,30	SI	0,83	1,30	0,62	1,22
8	-Y	1° modo	0	3,26	2,62	2,08	NO	1,25	1,99	SI	0,98	1,99	0,80	1,60
9	+X	Masse	+137,8	4,14	2,52	2,63	NO	1,59	2,38	SI	1,24	2,38	0,61	1,50
10	+X	Masse	-137,8	4,13	2,54	2,58	NO	1,58	2,28	SI	1,24	2,28	0,61	1,44
11	+X	1° modo	+137,8	4,82	3,41	2,35	NO	1,85	3,24	SI	1,45	3,24	0,71	1,76
12	+X	1° modo	-137,8	4,75	3,36	2,35	NO	1,82	2,95	SI	1,42	2,95	0,71	1,63
13	-X	Masse	+137,8	4,17	2,64	2,52	NO	1,60	2,37	SI	1,25	2,37	0,63	1,49
14	-X	Masse	-137,8	4,05	2,78	2,62	NO	1,55	2,27	SI	1,21	2,27	0,69	1,46
15	-X	1° modo	+137,8	4,84	3,82	2,22	NO	1,85	3,42	SI	1,45	3,42	0,79	1,85
16	-X	1° modo	-137,8	4,72	3,85	2,38	NO	1,81	2,96	SI	1,41	2,96	0,82	1,64

17	+Y	Masse	+228,0	2,45	1,44	2,08	NO	0,97	1,44	SI	0,79	1,44	0,62	1,47
18	+Y	Masse	-228,0	2,76	1,51	2,51	NO	1,09	1,51	SI	0,86	1,51	0,56	1,38
19	+Y	1° modo	+228,0	3,13	2,11	2,00	NO	1,20	2,11	SI	0,94	2,11	0,67	1,76
20	+Y	1° modo	-228,0	3,42	2,22	2,26	NO	1,31	2,22	SI	1,02	2,08	0,65	1,70
21	-Y	Masse	+228,0	2,47	1,58	1,91	NO	0,99	1,58	SI	0,80	1,58	0,67	1,59
22	-Y	Masse	-228,0	2,71	1,47	2,47	NO	1,08	1,47	SI	0,84	1,47	0,56	1,36
23	-Y	1° modo	+228,0	3,10	2,13	1,95	NO	1,19	2,06	SI	0,93	2,06	0,69	1,73
24	-Y	1° modo	-228,0	3,43	2,25	2,23	NO	1,31	1,94	SI	1,03	1,94	0,66	1,48

Tabella 10.2-04: Risultati delle analisi relative al modello 6.

Dalla tabella si nota che, rispetto al modello 3 con vincoli cedevoli elasticamente, gli α_u in questo caso sono maggiori per quanto riguarda le analisi in direzione X, ma rimangono pressoché invariati nelle analisi in direzione Y, infatti in questa direzione non è stato possibile eseguire un intervento significativo.

Nessuna analisi risulta verificata per quanto riguarda lo stato limite di salvaguardia della vita e tutte le analisi allo limite di danno risultano verificate.

In riferimento allo stato limite di operatività tutte le analisi risultano verificate.

In questo caso le due analisi peggiori risultano essere la n° 9 e la n° 22.

La prima è l'analisi in direzione X positiva, con distribuzione delle forze proporzionale alle masse ed eccentricità pari a +137,8 cm. L' α_u ottenuto è pari a 0,607, di conseguenza si ha che la struttura è in grado di sopportare il 60,7% dell'azione sismica di progetto allo SLV, relativo ad un tempo di ritorno di 949 anni, avendo considerato l'edificio ricadente in classe IV.

La seconda è l'analisi in direzione Y negativa, con distribuzione delle forze proporzionale alle masse ed eccentricità pari a -228,0 cm. L' α_u ottenuto è pari a 0,559, di conseguenza si ha che la struttura è in grado di sopportare il 55,9% dell'azione sismica di progetto allo SLV, relativo ad un tempo di ritorno di 949 anni, avendo considerato l'edificio ricadente in classe IV.

Per maggiori dettagli sulle analisi svolte si rimanda all'allegato 4.

Si nota che per le due analisi peggiori svolte l'edificio non è in grado di raggiungere un valore di vita nominale residua di almeno 20 anni come prescritto dalle Linee Guida. La tabella seguente mette in relazione i risultati ottenuti nel modello 3 e quelli ottenuti nel modello 6.

		Modello 3	Modello 6
T_{SLV} [s]	X	247	277
V_N		13,01	14,59
T_{SLV} [s]	Y	207	197
V_N		10,90	10,38

Tabella 10.2-05: Confronto fra i modelli 3 e 4 in termini di V_N .

Modello 7: interventi sulle aperture

Per ottenere un miglioramento delle pareti sono stati utilizzati gli stessi parametri migliorativi scelti per i modelli 5 e 6.

In questo caso le pareti P1 e P2 (si tratta della parete di collegamento fra Palazzo Moretti-Scarpari e Palazzo degli Anziani) sono state rinforzate in tutta la loro altezza e sono state portate a 50 cm di spessore (lo spessore di P2 è stato modificato solo all'ultimo piano).

Le pareti in cui si è cercato di ottenere un allineamento delle aperture sono la P3 (prospetto sud, su via Oberdan), la P26 e la P27 (pareti in direzione Y della corte interna, in cui le finestre all'ultimo piano sono disallineate rispetto a quelle sottostanti).

I risultati delle analisi del modello 7 sono riportati nella seguente tabella; in grigio sono evidenziate le analisi più gravose.

N.	Dir. sis- -ma	Carico sismico propor.	Ecc. [cm]	D _{max} SLV [cm]	D _u SLV [cm]	q* SLV	Ver. SLV	D _{max} SLD [cm]	D _d SLD [cm]	Ver. SLD	D _{max} SLO [cm]	D _o SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0	4,22	2,73	2,34	NO	1,62	2,45	SI	1,27	2,45	0,65	1,51
2	+X	1° modo	0	4,83	3,90	2,22	NO	1,85	3,39	SI	1,45	3,39	0,81	1,84
3	-X	Masse	0	4,10	2,56	2,35	NO	1,57	2,56	SI	1,23	2,56	0,62	1,63
4	-X	1° modo	0	4,72	4,11	2,14	NO	1,81	3,46	SI	1,42	3,46	0,87	1,92
5	+Y	Masse	0	3,90	2,30	2,37	NO	1,57	2,30	SI	1,23	1,09	0,61	1,47
6	+Y	1° modo	0	3,13	2,26	2,16	NO	1,20	1,40	SI	0,94	0,48	0,72	1,17
7	-Y	Masse	0	2,40	1,37	2,31	NO	0,94	1,37	SI	0,77	1,37	0,60	1,44
8	-Y	1° modo	0	3,01	2,04	2,16	NO	1,15	2,04	SI	0,90	2,04	0,68	1,77
9	+X	Masse	+137,8	4,24	2,59	2,40	NO	1,62	2,45	SI	1,27	2,45	0,61	1,51
10	+X	Masse	-137,8	4,12	2,74	2,43	NO	1,58	2,33	SI	1,23	2,33	0,66	1,48
11	+X	1° modo	+137,8	4,85	3,99	2,26	NO	1,86	3,54	SI	1,45	3,54	0,82	1,91
12	+X	1° modo	-137,8	4,79	3,74	2,25	NO	1,84	3,66	SI	1,44	3,66	0,78	2,00
13	-X	Masse	+137,8	4,12	2,58	2,52	NO	1,58	2,27	SI	1,24	2,27	0,63	1,44
14	-X	Masse	-137,8	4,05	2,68	2,37	NO	1,55	2,31	SI	1,21	2,31	0,66	1,49
15	-X	1° modo	+137,8	4,74	3,63	2,17	NO	1,82	3,63	SI	1,42	3,35	0,76	2,00
16	-X	1° modo	-137,8	4,65	3,94	2,17	NO	1,78	3,29	SI	1,39	3,29	0,85	1,85
17	+Y	Masse	+228,0	2,37	1,45	2,13	NO	0,94	1,45	SI	0,77	0,49	0,64	1,53
18	+Y	Masse	-228,0	4,23	2,30	2,65	NO	1,66	2,30	SI	1,30	1,57	0,55	1,39
19	+Y	1° modo	+228,0	3,02	2,49	2,04	NO	1,16	1,06	NO	0,91	0,42	0,83	0,92
20	+Y	1° modo	-228,0	3,23	2,26	2,32	NO	1,24	2,08	SI	0,97	0,68	0,70	1,68
21	-Y	Masse	+228,0	3,40	2,26	1,99	NO	1,32	2,26	SI	1,11	2,26	0,70	1,67
22	-Y	Masse	-228,0	4,05	2,26	2,47	NO	1,61	2,14	SI	1,26	2,14	0,57	1,33
23	-Y	1° modo	+228,0	2,81	2,03	1,93	NO	1,10	1,98	SI	0,86	1,84	0,73	1,80
24	-Y	1° modo	-228,0	3,11	1,97	2,28	NO	1,19	1,97	SI	0,93	1,97	0,63	1,65

Tabella 10.2-06: Risultati delle analisi relative al modello 7.

Come si può notare nessuna analisi svolta è verificata per quanto riguarda lo stato limite di salvaguardia della vita e tutte le analisi allo limite di danno risultano verificate ad eccezione dell'analisi 19.

In riferimento allo stato limite di operatività, 5 analisi non risultano verificate.

In questo caso le due analisi peggiori risultano essere la n° 9 e la n° 18.

La prima è l'analisi in direzione X positiva, con distribuzione delle forze proporzionale alle masse ed eccentricità pari a +137,8 cm. L' α_u ottenuto è pari a 0,610.

La seconda è l'analisi in direzione Y positiva, con distribuzione delle forze proporzionale alle masse ed eccentricità pari a -228,0 cm. L' α_u ottenuto è pari a 0,553.

Per maggiori dettagli sulle analisi svolte si rimanda all'allegato 4.

Si nota che per le due analisi peggiori svolte l'edificio non è in grado di raggiungere un valore di vita nominale residua di almeno 20 anni come prescritto dalle Linee Guida e che i risultati ottenuti non si discostano molto da quelli del modello 3.

Gli unici miglioramenti che si hanno con questa modellazione sono visibili sulle pareti P26 e P27 (prospetti nord e sud del cortile interno), in cui sono state tamponate le finestre disallineate rispetto a quelle dei livelli sottostanti. Grazie a questo intervento le fasce di piano fra il secondo e il terzo piano delle due pareti in questione non si rompono come invece avveniva nel modello 3.

Modello 5.LC2: interventi sulla muratura in LC2

In quest'ultimo modello si è voluto fare un confronto fra una i risultati delle analisi svolte nel modello 5 in LC1, in seguito agli interventi sulla muratura e le analisi svolte in LC2, in seguito agli stessi interventi.

I risultati delle analisi del modello 5 sono riportati nella seguente tabella; in grigio sono evidenziate le analisi più gravose.

N.	Dir. sis- -ma	Carico sismico propor.	Ecc. [cm]	D _{max} SLV [cm]	D _u SLV [cm]	q* SLV	Ver. SLV	D _{max} SLD [cm]	D _d SLD [cm]	Ver. SLD	D _{max} SLO [cm]	D _o SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0	3,17	2,90	2,09	NO	1,27	2,24	SI	1,02	2,24	0,92	1,75
2	+X	1° modo	0	3,93	3,04	2,35	NO	1,50	2,75	SI	1,18	2,75	0,77	1,83
3	-X	Masse	0	3,39	2,97	1,99	NO	1,36	2,43	SI	1,06	2,43	0,88	1,78
4	-X	1° modo	0	4,08	3,40	2,22	NO	1,56	3,12	SI	1,22	3,12	0,83	2,00
5	+Y	Masse	0	1,62	2,57	1,21	SI	0,65	2,05	SI	0,54	1,25	1,43	2,86
6	+Y	1° modo	0	2,37	2,13	1,58	NO	0,95	1,83	SI	0,79	0,81	0,91	1,90
7	-Y	Masse	0	1,86	2,30	1,27	SI	0,74	2,30	SI	0,62	2,30	1,18	2,86
8	-Y	1° modo	0	2,50	2,29	2,19	NO	0,97	1,90	SI	0,81	1,90	0,92	1,90
9	+X	Masse	+137,8	3,26	2,87	2,21	NO	1,31	2,08	SI	1,03	2,08	0,89	1,58
10	+X	Masse	-137,8	3,12	2,92	1,99	NO	1,25	2,40	SI	1,01	2,40	0,94	1,90
11	+X	1° modo	+137,8	4,02	3,04	2,28	NO	1,54	2,87	SI	1,21	2,87	0,76	1,87
12	+X	1° modo	-137,8	3,85	2,92	2,35	NO	1,48	2,74	SI	1,16	2,74	0,76	1,85
13	-X	Masse	+137,8	3,52	2,96	2,07	NO	1,39	2,27	SI	1,09	2,27	0,85	1,63
14	-X	Masse	-137,8	3,15	3,22	1,94	SI	1,27	2,29	SI	1,01	2,29	1,02	1,79
15	-X	1° modo	+137,8	4,26	3,28	2,04	NO	1,63	3,16	SI	1,28	3,16	0,77	1,94
16	-X	1° modo	-137,8	3,95	3,38	2,32	NO	1,51	2,82	SI	1,18	2,82	0,86	1,87
17	+Y	Masse	+228,0	1,44	2,52	1,05	SI	0,61	2,52	SI	0,51	0,91	1,50	3,63
18	+Y	Masse	-228,0	1,80	2,39	1,36	SI	0,70	2,05	SI	0,59	2,05	1,25	2,68
19	+Y	1° modo	+228,0	2,17	2,13	1,67	NO	0,84	1,25	SI	0,70	0,60	0,98	1,47
20	+Y	1° modo	-228,0	4,09	3,36	1,61	NO	1,65	3,12	SI	1,29	1,92	0,83	1,89
21	-Y	Masse	+228,0	1,90	2,12	1,32	SI	0,76	2,12	SI	0,63	2,12	1,09	2,62
22	-Y	Masse	-228,0	2,04	2,30	1,45	SI	0,80	2,30	SI	0,67	2,30	1,11	2,68
23	-Y	1° modo	+228,0	2,32	2,41	1,69	SI	0,91	2,11	SI	0,76	1,66	1,04	2,22
24	-Y	1° modo	-228,0	2,52	2,08	2,65	NO	0,97	1,12	SI	0,80	1,12	0,84	1,14

Tabella 10.2-02: Risultati delle analisi relative al modello 5.

Come si può notare 8 analisi svolte sono verificate per quanto riguarda lo stato limite di salvaguardia della vita e in generale i coefficienti α_u delle analisi sono aumentati in entrambe le direzioni rispetto al modello 5 in LC1.

Tutte le analisi allo limite di danno risultano verificate.

In riferimento allo stato limite di operatività, solamente 1 analisi non risulta verificata.

In questo caso le due analisi peggiori risultano essere la n° 11 e la n° 20.

La prima è l'analisi in direzione X positiva, con distribuzione delle forze proporzionale al primo modo di vibrare ed eccentricità pari a +137,8 cm. L' α_u ottenuto è pari a 0,756, di conseguenza si ha che la struttura è in grado di sopportare il 75,6% dell'azione sismica di progetto allo SLV, relativo ad un tempo di ritorno di 949 anni, avendo considerato l'edificio ricadente in classe IV.

La seconda è l'analisi in direzione Y positiva, con distribuzione delle forze proporzionale al primo modo di vibrare ed eccentricità pari a -228,0 cm. L' α_u ottenuto è pari a 0,830, di conseguenza si ha

che la struttura è in grado di sopportare il 83,0% dell'azione sismica di progetto allo SLV, relativo ad un tempo di ritorno di 949 anni, avendo considerato l'edificio ricadente in classe IV.

Per maggiori dettagli sulle analisi svolte si rimanda all'allegato 4.

Si nota che per le due analisi peggiori svolte l'edificio è in grado di raggiungere un valore di vita nominale residua di almeno 20 anni come prescritto dalle Linee Guida. La tabella seguente mette in relazione i risultati ottenuti nel modello 3, nel modello 5 e nel modello 5.LC2.

		Modello 3	Modello 5	Modello 5.LC2
T_{SLV} [s]	X	247	447	447
V_N		13,01	23,55	23,55
T_{SLV} [s]	Y	207	333	555
V_N		10,90	17,54	29,24

Tabella 10.2-03: Confronto fra i modelli 3 e 4 in termini di V_N .

10.3 Conclusioni

In conclusione il modello 5 permette all'edificio di raggiungere livelli di resistenza maggiori, il modello 6 è migliorativo solo per le analisi in direzione X e il modello 7 non ha portato a miglioramenti significativi del comportamento globale della struttura, ma solamente a miglioramenti locali del comportamento delle pareti interessate dagli interventi. Nessuno dei suddetti modelli permette però il raggiungimento di una vita nominale residua di 20 anni e comunque non garantisce la sicurezza dell'edificio a livello globale.

Il modello 7 invece, partendo da valori di resistenza maggiori della muratura, consente di ottenere risultati migliori.

I modelli elaborati comunque non corrispondono a delle proposte di intervento, ma sono serviti per capire quali strategie potrebbero essere più valide rispetto ad altre.

In ogni caso è consigliabile svolgere indagini più approfondite sullo stabile in modo da poter raggiungere un livello di conoscenza LC2 e da poter valutare con maggiore sicurezza quali siano gli interventi più adeguati.

VALUTAZIONE DELL'EFFICIENZA ENERGETICA

VALUTAZIONE DELL'EFFICIENZA ENERGETICA	303
11.1 L'EFFICIENZA ENERGETICA NEGLI EDIFICI STORICI.....	305
11.1.1 Problemi che si riscontrano negli edifici storici.....	306
11.2 METODI DI CALCOLO	307
11.3 CALCOLO DEL FABBISOGNO IDEALE DI ENERGIA TERMICA PER IL RISCALDAMENTO	308
11.3.1 Dati costruttivi relativi a Palazzo Moretti-Scarpari.....	308
11.3.2 Perdite per ventilazione Q_v	310
11.3.3 Perdite per trasmissione Q_t	310
11.3.4 Apporti interni Q_i	316
11.3.5 Apporti solari Q_s	317
11.3.6 Fabbisogno di energia termica per il riscaldamento	318
11.3.7 Rendimento globale degli impianti.....	318
11.3.7.1 Rendimento di produzione	319
11.3.7.2 Rendimento di distribuzione.....	319
11.3.7.3 Rendimento di emissione.....	319
11.3.7.4 Rendimento di regolazione.....	319
11.4 CONCLUSIONI	320

10 VALUTAZIONE DELL'EFFICIENZA ENERGETICA

11.1 L'efficienza energetica negli edifici storici

Il problema dei fabbricati esistenti non riguarda solamente la loro vulnerabilità sismica, ma anche la loro frequente inadeguatezza per quanto riguarda le prestazioni energetiche.

Infatti, la maggior parte del patrimonio edilizio italiano è costituito da edifici costruiti quando la prima legge in materia di risparmio energetico non era ancora stata emanata (si tratta della legge 373/76: *"Norme per il contenimento del consumo energetico per usi termici negli edifici"*).

Negli anni '20-'30, periodo di costruzione di Palazzo Moretti-Scarpari, non erano naturalmente presenti leggi che regolamentassero l'edificazione di nuovi stabili in riferimento alle prestazioni energetiche. Per questo motivo si è scelto di studiare l'edificio anche per quanto riguarda l'efficienza energetica, in modo da poter sviluppare un'analisi completa sul fabbricato oggetto di tesi.

Negli ultimi anni inoltre si è sviluppato un forte interesse per il recupero del patrimonio edilizio esistente. Ciò è dovuto principalmente alla necessità di limitare il consumo del suolo nelle periferie, sfruttando tutti quegli edifici che già esistono, ma che spesso non sono adeguati alle esigenze dei nostri giorni.

Per poter utilizzare quotidianamente questi stabili è necessario che siano adeguati sia per quanto riguarda la sicurezza sismica sia in termini di efficienza energetica.

Entrambi gli aspetti infatti sono stati trascurati per molti anni e al giorno d'oggi sono molti gli edifici che necessitano di interventi volti al miglioramento sismico e delle prestazioni energetiche. Per quanto riguarda questo secondo punto, un miglioramento può essere ottenibile abbastanza facilmente nel caso delle costruzioni del secondo dopoguerra, ma non è altrettanto semplice giungere allo stesso risultato nelle fabbriche storiche più antiche, le quali presentano spesso caratteristiche uniche e non modificabili, nel rispetto della conservazione della loro identità.

Questo fenomeno avviene a maggior ragione negli edifici monumentali di pregio, tutelati dal Codice dei Beni culturali e Paesaggistici, in quanto beni culturali o comunque con caratteristiche architettoniche da salvaguardare vista la loro unicità.

E' questo il caso di Palazzo Moretti-Scarpari: gli interventi pensati per le nuove costruzioni non possono essere applicati senza le opportune valutazioni, poichè comporterebbero la perdita dei caratteri architettonici dell'edificio.

Il miglioramento delle prestazioni energetiche, come è stato esposto anche per il miglioramento strutturale, dovrà quindi seguire i criteri del restauro.

Di conseguenza gli interventi applicabili dovranno essere valutati in base a diversi fattori, fra cui l'efficacia, la durabilità, la compatibilità, ma anche l'economicità, nel rispetto dei vincoli che un edificio storico impone.

Inoltre, come nel caso di un progetto di interventi volti al miglioramento sismico, gli interventi di miglioramento delle prestazioni energetiche dovrebbero essere progettati solo in seguito all'ottenimento di un adeguato livello di conoscenza dello stabile, cosa che è spesso difficile da raggiungere, come è stato precedentemente esposto nella presente relazione di tesi.

Queste informazioni però potrebbero essere ottenute o comunque implementate da alcune indagini necessarie per il raggiungimento di un maggiore livello di conoscenza in ambito sismico.

Per questo può risultare effettivamente vantaggioso indagare e successivamente agire contemporaneamente sia sull'aspetto della sismica sia su quello dell'energetica. Ciò consentirebbe probabilmente di contenere maggiormente le spese sia in termini economici sia in termini di tempo rispetto all'esecuzione di indagini ed interventi in momenti diversi.

11.1.1 Problemi che si riscontrano negli edifici storici

Gli edifici storici spesso presentano dei problemi comuni per quanto riguarda l'efficienza energetica, quali:

- l'utilizzo di materiali da costruzione tradizionali, come pietra e laterizio, che sono caratterizzati da valori di trasmittanza piuttosto alti, associati all'essenza di una coibentazione. L'involucro edilizio di conseguenza risulta essere molto permeabile al trasferimento di calore, che avviene dall'ambiente a temperatura maggiore verso quello a temperatura minore;
- la presenza di pavimenti non coibentati. In questo caso si ha spesso una differenza verticale di temperatura che fa avvertire una sensazione di freddo alle estremità inferiori e una temperatura maggiore all'altezza della testa;
- la presenza di una copertura non coibentata, la quale porta alla dispersione di molto calore in quanto quest'ultimo tende a salire verso l'alto;
- la presenza di ponti termici, ovvero di elementi con caratteristiche termiche differenti rispetto a quelle degli elementi attigui. Essi spesso sono dotati di proprietà di resistenza termica minore e, di conseguenza, la densità di flusso termico attraverso queste zone risulta essere maggiore;
- la presenza di infissi storici. Questi spesso sono realizzati con telaio in legno e vetro singolo e non forniscono isolamento termico adeguato, in quanto i valori di trasmittanza risultano essere molto elevati.
- la necessità di un ingresso controllato di aria esterna. Per gli edifici storici questo fattore è indispensabile in quanto consente di mantenere un adeguato grado di salubrità degli ambienti interni, evitando la formazione di fenomeni di degrado, quali condensa e muffe.

Uno dei vantaggi che spesso si riscontra negli edifici storici è dato dall'elevato spessore delle pareti, che quindi presentano delle ottime caratteristiche di inerzia termica grazie alla loro massa. L'inerzia termica è la capacità delle pareti stesse di variare lentamente la loro temperatura in seguito a cambiamenti di temperatura esterna.

Per quanto riguarda l'edificio oggetto di tesi i fattori sopra citati si verificano tutti, in quanto le pareti, i solai e la copertura non sono coibentati, si ha sicuramente la presenza di ponti termici e gli infissi sono spesso costituiti da telaio ligneo e vetro singolo. In alcuni casi probabilmente gli infissi storici sono stati sostituiti con infissi dal telaio metallico e vetro doppio, visibili in alcune zone dello stabile. Non è stato comunque possibile reperire alcuna informazione in merito a questi interventi.

Sulla base di queste riflessioni sarà necessario procedere successivamente, scegliendo adeguatamente gli interventi che possono portare a maggiori benefici.

11.2 Metodi di calcolo

I metodi di calcolo che possono essere utilizzati per valutare l'efficienza energetica sono principalmente di due tipologie:

- metodi semplificati detti “quasi-stazionari”;
- metodi dinamici.

I primi consistono nella valutazione di tutte le variabili su base mensile o stagionale, mentre i secondi comportano una valutazione su base oraria.

I metodi “quasi-stazionari” sono di più semplice applicazione e sono trattati nelle normative. Vengono inoltre utilizzati da molti software in commercio per la certificazione energetica, ma non sono in grado di apprezzare le differenze climatiche che effettivamente si hanno nell'arco delle 24 ore giornaliere.

Con la valutazione su base oraria infatti è possibile valutare correttamente sia le oscillazioni delle condizioni interne, sia la variazione delle condizioni climatiche esterne.

Inoltre i metodi “quasi-stazionari” non sono in grado di tener conto correttamente dell'inerzia termica dell'edificio.

Infatti attraverso le superfici esterne vetrate, gli apporti di origine solare sono in grado di diventare istantaneamente guadagni termici per l'edificio, mentre le componenti opache della struttura accumulano energia termica e la rilasciano in periodi di tempo successivi modificando l'andamento della temperatura all'interno dell'edificio in modo graduale grazie alla loro inerzia termica, di cui si è parlato precedentemente.

I metodi dinamici consentono quindi di conoscere il valore di alcune variabili ad ogni passo, ovvero ad ogni periodo di tempo preso in considerazione, grazie ad un calcolo iterativo, detto di convergenza.

Le differenze maggiori che si riscontrano fra i risultati dei metodi “quasi-stazionari” e dei metodi dinamici si vedono comunque nel caso di free-cooling notturno nel periodo estivo¹²³. Infatti, in estate, l'inerzia termica dell'involucro permette di trattenere il calore per un tempo necessario a raggiungere le ore notturne più fresche, durante le quali il calore stesso viene rilasciato.

Nel caso dell'edificio oggetto di studio il calcolo è stato svolto solo in riferimento al fabbisogno ideale di energia termica per riscaldamento, quindi nel periodo invernale. Questo ha portato a scegliere di effettuare un calcolo meno oneroso, utilizzando quindi il metodo “quasi-stazionario”, con le opportune correzioni che permettono di tenere conto almeno in parte dell'inerzia termica dell'edificio.

¹²³ S. Ferrari, *Procedure di calcolo semplificate e valutazioni dinamiche*, in *Costruire in Laterizio* n°131, Faenza Editrice, Faenza, settembre/ottobre 2009.

11.3 Calcolo del fabbisogno ideale di energia termica per il riscaldamento

La principale norma a cui si fa riferimento per il calcolo in regime stazionario è la UNI EN ISO 13790:2008, “Prestazione energetica degli edifici – Calcolo del fabbisogno di energia per il riscaldamento e il raffrescamento”, di cui la UNI/TS 11300:2008 riporta le specifiche tecniche. Quest'ultima si compone di quattro parti:

- UNI/TS 11300-1: Determinazione del fabbisogno di energia termica dell'edificio estiva ed invernale;
- UNI/TS 11300-2: Determinazione del fabbisogno di energia primaria e dei rendimenti per la climatizzazione invernale e per la produzione di acqua calda sanitaria;
- UNI/TS 11300-3: Determinazione del fabbisogno di energia primaria e dei rendimenti per la climatizzazione estiva;
- UNI/TS 11300-4: Utilizzo di energie rinnovabili e di altri metodi di generazione per riscaldamento di ambienti e preparazione acqua calda sanitaria.

La UNI EN ISO 13790:2008 descrive quindi il metodo di calcolo che viene di seguito riassunto.

L'edificio non va considerato un elemento a sé stante, ma è necessario valutare anche la sua interazione con l'impianto collocato al suo interno. Per questo si può parlare di un sistema edificio – impianto, le cui componenti che maggiormente influiscono sui consumi per il riscaldamento invernale sono l'involucro edilizio, che tende a disperdere energia, e l'impianto di riscaldamento, che fornisce energia.

L'analisi dell'involucro consente di valutare il fabbisogno termico invernale (Q_H) dell'edificio, ovvero la quantità di calore necessario per mantenere all'interno dello stabile una temperatura adeguata (solitamente 20°C).

Il fabbisogno termico invernale Q_H dipende da:

- perdite di calore per ventilazione Q_v ;
- perdite di calore per trasmissione Q_t ;
- apporti gratuiti interni Q_i ;
- apporti gratuiti solari Q_s .

Oltre al fabbisogno termico dell'involucro, occorre considerare le perdite energetiche dovute alle inefficienze dell'impianto utilizzato per rispondere a tale fabbisogno. Il parametro attraverso cui si valuta l'efficienza energetica del sistema edificio – impianto è il fabbisogno di energia primaria (Q) (con unità di misura kWh/a). Se l'efficienza globale dell'impianto fosse del 100%, Q_H equivarrebbe a Q .

11.3.1 Dati costruttivi relativi a Palazzo Moretti-Scarpari

Per lo svolgimento dell'analisi è necessario conoscere alcuni dati sull'edificio oggetto di studio: devono innanzitutto essere noti gli elementi che compongono l'involucro edilizio.

Per ogni elemento è poi necessario calcolare le dimensioni, la superficie e la tipologia di ambiente confinante.

Successivamente dovranno essere analizzati i diversi materiali impiegati nella costruzione delle strutture, individuandone le principali caratteristiche fisiche, le quali possono essere dichiarate

dai produttori oppure ricavabili da valori tabulati nelle normative tecniche (UNI 10351¹²⁴ – UNI 10355¹²⁵).

I dati geometrici che sono stati considerati nel calcolo del fabbisogno termico invernale sono:

- il volume lordo dell'edificio (V_L), pari a 13871,95 m³ nel caso in esame;
- il volume lordo dell'ambiente climatizzato (V_{risc}), pari a 9888,45 m³ nel caso in esame;
- il volume netto dell'ambiente climatizzato (V_N), pari a 6364,86 m³;
- la superficie utile di pavimento (o netta calpestabile) dell'ambiente climatizzato (A_{pav}), pari a 1772,62 m², considerando la somma delle superfici utili di tutti i piani dello stabile;
- le superfici di tutti i componenti dell'involucro (superficie esterna) (S), pari a 4177,76 m²;
- gli orientamenti di tutti i componenti dell'involucro edilizio e le rispettive superfici delle componenti vetrate (S_{serr}), pari a 133,74 m² per le superfici vetrate esposte a sud, a 234,72 m² per quelle esposte ad est sommate a quelle esposte ad ovest, a 158,87 m² per quelle esposte a nord;
- gli spessori e la stratigrafia di tutti i componenti dell'involucro edilizio.

I dati relativi alle caratteristiche termiche e costruttive dell'edificio comprendono:

- le trasmittanze termiche dei componenti dell'involucro edilizio (U), che verranno successivamente analizzate;
- le emissività delle facce esterne dei componenti dell'involucro (ϵ);
- la conduttività termica (λ) dei materiali utilizzati nella costruzione, la quale misura dell'attitudine di una sostanza a trasmettere il calore.

I dati climatici necessari sono:

- la zona climatica e i gradi giorno (GG, si tratta della somma nell'arco di un periodo annuale di riscaldamento delle differenze positive giornaliere fra la temperatura dell'ambiente convenzionale e la temperatura media esterna giornaliera) della zona su cui sorge il fabbricato, in base all'allegato A al DPR 412/1993. Nel caso in esame si tratta di zona E e GG pari a 2383;
- l'irradiazione solare totale media mensile per ciascun orientamento (I_{sol}), da cui si calcola l'irradiazione delle componenti vetrate nel periodo di riscaldamento (per la zona climatica di cui fa parte il territorio di Padova, ovvero la zona E, il periodo di riscaldamento va dal 15 ottobre al 15 aprile), che verrà analizzata in seguito.

Infine, si hanno i dati relativi all'utenza:

- il numero di ricambi d'aria (n);
- il numero di ore di riscaldamento al giorno (n_{ore});
- la durata del periodo di riscaldamento (N_H);
- gli apporti di calore interni (Q_{int}).

Per quanto riguarda la definizione della temperatura interna, essa viene assunta costante e pari a 20°C per il periodo invernale.

¹²⁴ UNI 10351:1994 – Materiali da costruzione. Conduttività termica e permeabilità al vapore.

¹²⁵ UNI 10355:1994 – Murature e solai. Valori della resistenza termica e metodo di calcolo.

11.3.2 Perdite per ventilazione Q_v

Le perdite di calore per ventilazione sono calcolabili secondo la norma UNI EN ISO 13790:2008 e sono pari a:

$$Q_v = \frac{\rho \cdot c_p \cdot n \cdot V_N \cdot GG \cdot n_{ore}}{3600 \cdot 1000}$$

dove:

ρ è la densità dell'aria, pari a 1,225 kg/m³;

c_p è il calore specifico a pressione costante dell'aria, pari a 1005 J/kgK;

n è il numero di ricambi d'aria che si assume pari a 0,3 Vol/h;

n_{ore} si assume pari a 8.

Il valore delle perdite per ventilazione di Palazzo Moretti-Scarpari risulta pari a 12376,64 kWh.

11.3.3 Perdite per trasmissione Q_t

Per il calcolo delle perdite per trasmissione va calcolata la trasmittanza termica di ogni elemento che compone l'involucro, ovvero la quantità di calore che passa attraverso un metro quadrato di superficie quando tra due ambienti si ha una differenza di temperatura di 1° K.

La trasmittanza termica dei componenti opachi va calcolata in modo differente rispetto a quella dei componenti vetrati.

La prima infatti si ottiene dall'inverso della somma delle resistenze termiche di ogni materiale che compone l'elemento considerato, ovvero la capacità del materiale di opporre resistenza al flusso di calore:

$$U = \frac{1}{\frac{1}{\varepsilon_i} + \sum \frac{s}{\lambda} + \frac{1}{\varepsilon_e}}$$

dove s è lo spessore dei diversi strati che compongono l'elemento.

Nel caso in esame le pareti verticali sono state classificate in quattro tipologie principali:

1. Intonaco interno, muratura in mattoni pieni, intonaco esterno
2. Intonaco interno, muratura in mattoni pieni, pietra esterna
3. Intonaco interno, muratura in mattoni pieni, rivestimento esterno in materiale metallico
4. Intonaco interno, muratura in blocchi di pietra squadrati.

La conduttività termica λ dei materiali, necessaria per il calcolo della trasmittanza, è stata ricavata sulla base delle norme UNI 10351:1994 "*Materiali da costruzione. Conduttività termica e permeabilità al vapore*" e UNI 10355:1994 "*Murature e solai – Valori della resistenza termica e metodo di calcolo*".

Per non effettuare il calcolo della trasmittanza per ogni singola parete di cui è composto lo stabile, si è scelto di calcolare lo spessore medio delle pareti per ogni tipologia muraria e di calcolare la trasmittanza di una ipotetica parete dello spessore individuato.

Vengono di seguito riportate le tabelle con i risultati ottenuti a seconda della tipologia di parete.

Tipologia 1				
Strato	s [m]	λ [W/mK]	ϵ [W/m ² K]	R [m ² K/W]
1. Adduttanza interna			8	0,125
2. Intonaco interno	0,015	0,52		0,029
3. Muratura in mattoni pieni	0,415	0,78		0,532
4. Intonaco esterno	0,02	0,87		0,023
5. Adduttanza esterna			25	0,04
TOT				0,749
U [W/m²K]	1,335			

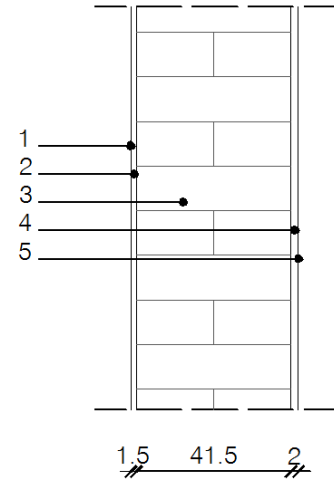


Tabella 11.3.3-01: Trasmittanza della parete di tipologia 1.

Tipologia 2				
Strato	s [m]	λ [W/mK]	ϵ [W/m ² K]	R [m ² K/W]
1. Adduttanza interna			8	0,125
2. Intonaco interno	0,015	0,52		0,029
3. Muratura in mattoni pieni	0,415	0,78		0,532
4. Rivestimento esterno in pietra	0,21	2,3		0,091
5. Adduttanza esterna			25	0,04
TOT				0,817
U [W/m²K]	1,224			

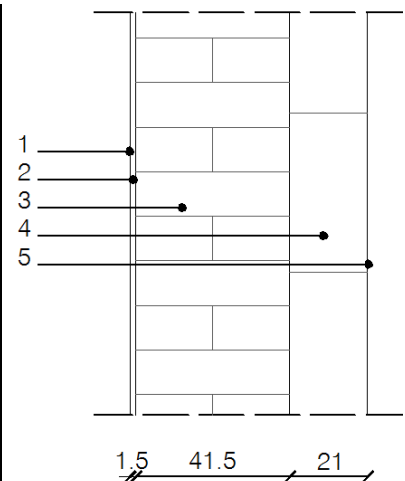


Tabella 11.3.3-02: Trasmittanza della parete di tipologia 2.

Tipologia 3, caso 1				
Strato	s [m]	λ [W/mK]	ϵ [W/m ² K]	R [m ² K/W]
1. Adduttanza interna			8	0,125
2. Intonaco interno	0,015	0,52		0,029
3. Muratura in mattoni pieni	0,33	0,78		0,423
4. Rivestimento metallico	0,075	30		0,003
5. Adduttanza esterna			25	0,04
TOT				0,619
U [W/m²K]	1,614			

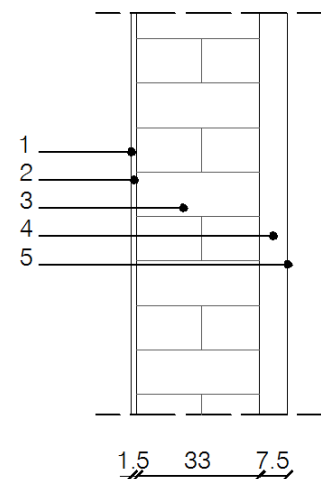


Tabella 11.3.3-03: Trasmittanza della parete di tipologia 3, caso 1.

Tipologia 3, caso 2				
Strato	s [m]	λ [W/mK]	ϵ [W/m ² K]	R [m ² K/W]
1. Adduttanza interna			8	0,125
2. Intonaco interno	0,015	0,52		0,029
3. Muratura in mattoni pieni	0,33	0,78		0,423
4. Cappotto esterno	0,07	0,05		1,400
5. Rivestimento metallico	0,005	30		0,000
6. Adduttanza esterna			25	0,04
TOT				2,017
U [W/m²K]	0,496			

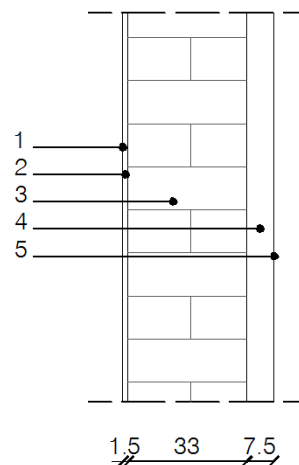


Tabella 11.3.3-04: Trasmittanza della parete di tipologia 3, caso 2.

Tipologia 4				
Strato	s [m]	λ [W/mK]	ϵ [W/m ² K]	R [m ² K/W]
1. Adduttanza interna			8	0,125
2. Intonaco interno	0,015	0,52		0,029
3. Muratura in pietra	0,515	2,3		0,224
4. Adduttanza esterna			25	0,04
TOT				0,418
U [W/m²K]	2,394			

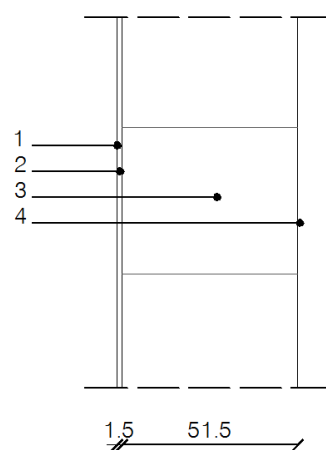


Tabella 11.3.3-05: Trasmittanza della parete di tipologia 4.

Per quanto riguarda la tipologia 3 si è effettuato il calcolo sia ipotizzando la stratigrafia sopra descritta sia ipotizzando l'inserimento di un cappotto esterno dal primo all'ultimo piano dello stabile in seguito ai lavori per la costruzione della passerella di collegamento con Palazzo Moroni. La differenza ottenuta è elevata se si considera la trasmittanza della parete stessa, ma, nel calcolo della trasmittanza globale di tutte le pareti verticali, risulta essere minima, in quanto la parete considerata è di dimensioni ridotte rispetto al resto dello stabile. Per il calcolo finale si è comunque scelto di considerare la situazione peggiore, ovvero quella in assenza di cappotto.

La trasmittanza finale è stata ottenuta in seguito al calcolo della media delle trasmittanze pesata sulla superficie totale di ogni tipologia di parete.

La trasmittanza finale delle componenti opache verticali risulta quindi essere pari a 1,36 W/m²K.

Per il calcolo della trasmittanza delle superfici orizzontali è stato utilizzato lo stesso metodo. I risultati vengono riportati nelle tabelle sottostanti.

Solaio su interrato				
Strato	s [m]	λ [W/mK]	ϵ [W/m ² K]	R [m ² K/W]
1. Adduttanza interna			10	0,1
2. Piastrelle in ceramica	0,035	0,19		0,184
3. Sottofondo in cemento magro	0,04	0,8		0,050
4. Cemento armato	0,1	1,5		0,067
5. Adduttanza esterna			20	0,05
TOT				0,451
U [W/m²K]	2,218			

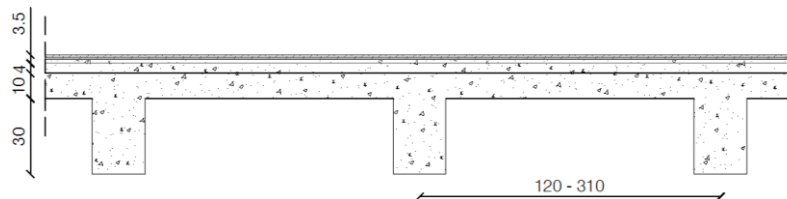


Tabella 11.3.3-06: Trasmittanza del solaio a contatto con l'interrato.

Solaio in c.a. su ambiente esterno				
Strato	s [m]	λ [W/mK]	ϵ [W/m ² K]	R [m ² K/W]
1. Adduttanza interna			10	0,1
2. Parquet ligneo	0,035	0,19		0,184
3. Sottofondo in cemento magro	0,04	0,8		0,050
4. Cemento armato	0,1	1,5		0,067
5. Controsoffitto ligneo	0,03	0,2		0,150
6. Adduttanza esterna			25	0,04
TOT				0,591
U [W/m²K]	1,692			

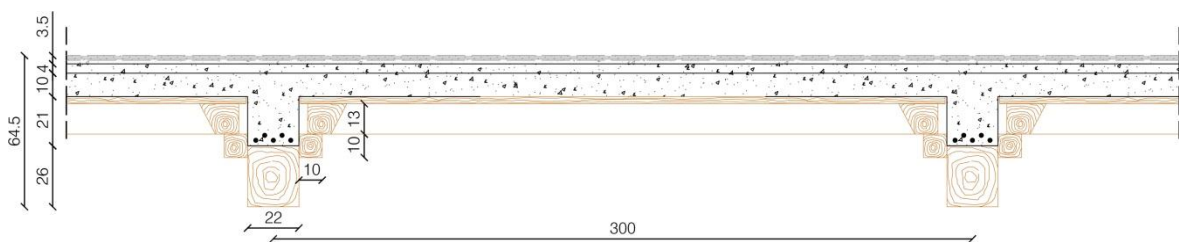


Tabella 11.3.3-07: Trasmittanza del solaio in c.a. a contatto con l'ambiente esterno.

Solaio in putrelle e tavelloni su ambiente esterno				
Strato	s [m]	λ [W/mK]	ϵ [W/m ² K]	R [m ² K/W]
1. Adduttanza interna			10	0,1
2. Parquet ligneo	0,035	0,19		0,184
3. Sottofondo in cemento magro	0,05	0,8		0,063
4. Getto di riempimento.	0,08	1,5		0,053
5. Tavelloni				0,250
6. Intonaco interno	0,03	0,9		0,033

7. Adduttanza esterna			25	0,04
TOT				0,723
U [W/m²K]	1,382			

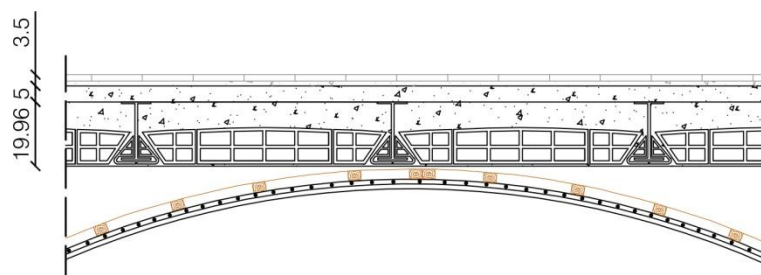


Tabella 11.3.3-08: Trasmittanza del solaio in putrelle e tavelloni a contatto con l'ambiente esterno.

Solaio di sottotetto				
Strato	s [m]	λ [W/mK]	ϵ [W/m ² K]	R [m ² K/W]
1. Adduttanza superiore			15	0,067
2. Controsoffitto in cartongesso	0,03	0,21		0,143
3. Adduttanza inferiore			10	0,1
TOT				0,310
U [W/m²K]	3,231			

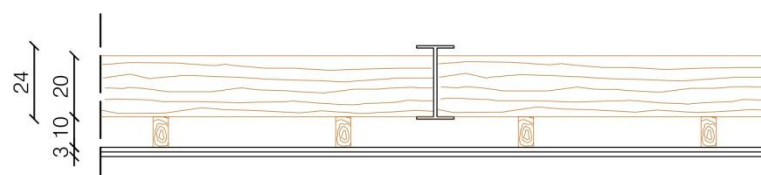


Tabella 11.3.3-09: Trasmittanza del solaio di sottotetto.

Solaio di copertura delle terrazze				
Strato	s [m]	λ [W/mK]	ϵ [W/m ² K]	R [m ² K/W]
1. Adduttanza esterna			25	0,04
2. Membrana di protezione	0,005	0,136		0,037
3. Getto di riempimento	0,075	1,5		0,050
4. Tavelloni				0,200
5. Intonaco interno	0,03	0,9		0,033
6. Adduttanza interna			10	0,1
TOT				0,460
U [W/m²K]	2,173			

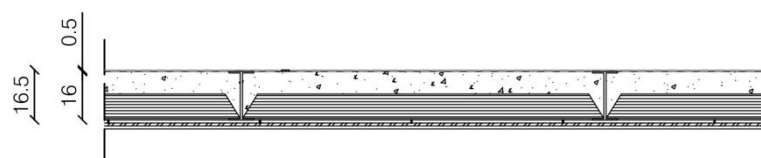


Tabella 11.3.3-10: Trasmittanza del solaio di copertura delle terrazze.

Il calcolo della trasmittanza delle componenti vetrate è invece avvenuto secondo la UNI EN ISO 10077-1 *“Trasmittanza termica di finestre, porte e schermi – Parte 1 Metodo semplificato”*, con l'utilizzo della formula:

$$U_w = \frac{A_g \cdot U_g + A_t \cdot U_t + l_g \cdot \Psi_g}{A_g + A_t}$$

dove:

A_g è l'area del vetro;

U_g è la trasmittanza del vetro;

A_g è l'area del vetro;

U_g è la trasmittanza del vetro;

l_g è il perimetro del vetro;

Ψ_g è la trasmittanza termica lineare del vetro.

Per il calcolo dei parametri sopra esposti si è assunta una superficie del telaio pari al 20% dell'area dell'intera finestra.

Inoltre per il calcolo della trasmittanza delle finestre sono state individuate due principali tipologie di finestre:

1. vetro singolo e telaio ligneo;
2. vetro doppio e telaio metallico.

Per le prime si è ottenuto un valore di trasmittanza pari a 5,04 W/m²K, per le seconde un valore pari a 4,08 W/m²K.

E' quindi stata calcolata la superficie vetrata corrispondente al tipo 1 e quella corrispondente al tipo 2 ed è stata calcolata la media pesata sulle superfici delle trasmittanze ottenute.

La trasmittanza finale delle componenti vetrate risulta quindi essere pari a 4,67 W/m²K.

Successivamente al calcolo delle trasmittanze è necessario calcolare il coefficiente globale di scambio termico per trasmissione, che si ricava come somma dei seguenti contributi, secondo la norma UNI EN ISO 13790:2008:

$$H_t = H_D + H_g + H_u + H_A$$

dove:

H_D è il coefficiente di scambio termico diretto per trasmissione verso l'ambiente esterno [W/K];

H_g è il coefficiente di scambio termico stazionario per trasmissione verso il terreno [W/K];

H_u è il coefficiente di scambio termico per trasmissione attraverso gli ambienti non climatizzati [W/K];

H_A è il coefficiente di scambio termico per trasmissione verso altre zone (interne o meno all'edificio) climatizzate a temperatura diversa [W/K].

La trasmissione di calore da una zona termica può avvenire verso l'aria esterna, verso il terreno, verso altre zone climatizzate o non climatizzate. Per questo, a seconda dei casi, si utilizza un fattore correttivo F_T che assume diversi valori e va moltiplicato per la il coefficiente di scambio termico di ogni elemento.

I casi in esame e i rispettivi fattori correttivi sono i seguenti:

- per ambienti esterni o sottotetti aerati il fattore correttivo è pari a 1;
- per cantine con serramenti aperti (si è considerato che il piano interrato di Palazzo Moretti-Scarpari appartenesse a questa categoria) il fattore correttivo è pari a 0,9;
- per i corpi scala il fattore correttivo è pari a 0,6.

Il coefficiente di scambio termico in generale è pari a:

$$H_{ti} = U_i \cdot S_i \cdot F_T$$

Per le superfici opache verticali, considerando $U = 1,36 \text{ W/m}^2\text{K}$, $S = 2055,99 \text{ m}^2$ e $F_T = 1$ si ottiene $H_{t1} = 2795,01 \text{ W/K}$.

Per le superfici vetrate verticali, considerando $U = 4,67 \text{ W/m}^2\text{K}$, $S = 560,53 \text{ m}^2$ e $F_T = 1$ si ottiene $H_{t2} = 2617,68 \text{ W/K}$.

Per le superfici opache orizzontali che sono a contatto con l'interrato, considerando $U = 2,24 \text{ W/m}^2\text{K}$, $S = 247,1 \text{ m}^2$ e $F_T = 0,9$ si ottiene $H_{t3} = 493,25 \text{ W/K}$.

Per le superfici opache orizzontali costituite da solaio in c.a. che sono a contatto con l'ambiente esterno, considerando $U = 1,69 \text{ W/m}^2\text{K}$, $S = 160,71 \text{ m}^2$ e $F_T = 1$ si ottiene $H_{t4} = 271,99 \text{ W/K}$.

Per le superfici opache orizzontali costituite da solaio in putrelle e tavelloni che sono a contatto con l'ambiente esterno, considerando $U = 1,39 \text{ W/m}^2\text{K}$, $S = 357,91 \text{ m}^2$ e $F_T = 1$ si ottiene $H_{t5} = 494,78 \text{ W/K}$.

Per le superfici opache orizzontali di sottotetto, considerando $U = 3,22 \text{ W/m}^2\text{K}$, $S = 476,86 \text{ m}^2$ e $F_T = 1$ si ottiene $H_{t6} = 1540,63 \text{ W/K}$.

Per le superfici opache orizzontali di copertura degli ambienti che precedentemente erano terrazze e sono stati trasformati in uffici, considerando $U = 2,17 \text{ W/m}^2\text{K}$, $S = 277,53 \text{ m}^2$ e $F_T = 1$ si ottiene $H_{t7} = 603,2 \text{ W/K}$.

Le perdite per trasmissione possono quindi essere calcolate con la seguente formula:

$$Q_t = \frac{\sum H_{ti} \cdot GG \cdot n_{ore}}{1000}$$

dove:

n_{ore} si assume pari a 14 per tenere conto dell'inerzia termica dello stabile.

Il valore delle perdite per trasmissione risulta quindi pari a 294136,47 kWh.

11.3.4 Apporti interni Q_i

Gli apporti interni di calore dipendono dalla presenza di occupanti e dal calore generato dall'utilizzo delle apparecchiature elettriche presenti e quindi variano a seconda della destinazione d'uso dei locali.

Il calcolo avviene con la seguente formula:

$$Q_i = \frac{\Phi_{int} \cdot A_{pav} \cdot n_{ore} \cdot GG}{1000}$$

dove:

Φ_{int} rappresenta il valore degli apporti interni e, nel caso in esame, si è assunto pari a 5 W/m^2 ;
 n_{ore} si assume pari a 8, periodo di lavoro in un ufficio.

Il valore degli apporti gratuiti interni risulta quindi pari a 12833,77 kWh.

11.3.5 Apporti solari Q_s

Per il calcolo degli apporti solari si fa riferimento alla seguente formula:

$$Q_s = \frac{0,3 \cdot \sum I_{\text{sol},i} \cdot S_{\text{serr},i}}{3,6}$$

dove:

0,3 è un coefficiente moltiplicativo che tiene conto dell'ombreggiamento dovuto ad elementi sporgenti e, soprattutto, all'ubicazione del fabbricato oggetto di studio nel centro storico di Padova, dove si ha la presenza di edifici posti nelle immediate vicinanze, i quali non permettono alle superfici vetrate di ricevere la luce solare come nel caso di un edificio isolato;
3,6 è il fattore che permette il passaggio da MJ a kWh.

Dalla norma UNI 10349:1994 "Riscaldamento e raffrescamento degli edifici – Dati climatici" (Prospetti IX, XI, XIII) sono stati ricavati i valori dell'irradiazione giornaliera media mensile per gli orientamenti Sud, Est-Ovest, Nord su superfici verticali.

Irradiazione giornaliera media mensile [MJ/m ²]								
	G	F	M	A	O	N	D	TOT
S, $I_{\text{sol},i}$	6,9	9,5	10,5	9,6	12	8,2	8,1	
E-O, $I_{\text{sol},i}$	3,2	5,4	8	10	7,2	4	3,5	
N, $I_{\text{sol},i}$	1,6	2,5	3,7	5,2	2,9	1,8	1,5	
n_{giorni}	31	28	31	15	15	30	31	
$n \cdot S, I_{\text{sol},i}$	213,9	266	325,5	144	180	246	251,1	1626,5
$n \cdot E-O, I_{\text{sol},i}$	99,2	151,2	248	150	108	120	108,5	984,9
$n \cdot N, I_{\text{sol},i}$	49,6	70	114,7	78	43,5	54	46,5	456,3

Tabella 11.3.5-01: Irradiazione giornaliera media mensile e irradiazione mensile .

Moltiplicando i valori ottenuti per le superfici dei serramenti a seconda dei vari orientamenti si è ottenuto il valore finale di $\sum I_{\text{sol},i} \cdot S_{\text{serr},i}$.

	SUD	EST-OV	NORD	TOT
$S_{\text{serr},i}$	133,74	234,715	158,87	
$I_{\text{sol},i} \cdot S_{\text{serr},i}$	217528,1	231170,8	72492,38	521191,3

Tabella 11.3.5-02: Valore da inserire nella formula per il calcolo degli apporti solari .

Il valore degli apporti gratuiti solari risulta quindi pari a 43432,61 kWh.

11.3.6 Fabbisogno di energia termica per il riscaldamento

Per calcolare il fabbisogno di energia termica per il riscaldamento è sufficiente sommare le perdite e sottrarre gli apporti gratuiti:

$$Q_H = +Q_V + Q_t - Q_i - Q_s = 250246,73 \text{ kWh}$$

E' possibile ottenere anche il valore del fabbisogno rapportato all'area di pavimento dello stabile oggetto di studio.

In questo caso si ha:

$$Q_H = \frac{250322,74}{A_{pav}} = 141,22 \text{ kWh/m}^2$$

Se si avessero a disposizione le perdite relative agli impianti di riscaldamento sarebbe possibile calcolare il fabbisogno specifico di energia primaria (Q) per il riscaldamento, ovvero il valore rappresentativo dei consumi teorici del sistema edificio – impianto rapportato ai m² di superficie calpestabile, tramite la formula:

$$Q = Q_H / \eta_g$$

Una volta calcolato il fabbisogno di energia primaria, si divide il valore ottenuto per la superficie utile riscaldata (A_{pav}), ottenendo l'indice di prestazione energetica (EP) (espresso in kWh/m²a). Questo indice determina la classe di efficienza energetica in cui ricade l'edificio.

Per arrivare a questo risultato sarebbe necessario calcolare il rendimento globale degli impianti, ma nel caso oggetto di studio non si conosce nessun dato relativo all'impianto di riscaldamento, di conseguenza ci si limiterà ad esporre il metodo nel paragrafo successivo senza svolgere però il calcolo.

11.3.7 Rendimento globale degli impianti

Il rendimento globale degli impianti η_g si calcola stimando le perdite di rendimento dei vari componenti del sistema impiantistico nelle loro fasi operative:

- rendimento di produzione η_p (capacità del generatore di calore);
- rendimento di distribuzione η_d (perdite di calore nella rete di tubazioni dalla centrale ai corpi scaldanti);
- rendimento di emissione η_e (efficacia del corpo scaldante di produrre comfort a parità di temperatura della fonte di calore);
- rendimento di regolazione η_r (possibilità o meno di regolare il flusso tramite la termoregolazione).

Il rendimento globale risulta essere pari a:

$$\eta_g = \eta_p \cdot \eta_d \cdot \eta_e \cdot \eta_r$$

11.3.7.1 Rendimento di produzione

Il rendimento di produzione medio stagionale è il rapporto fra l'energia termica utile prodotta dal generatore nella stagione di riscaldamento e l'energia fornita nello stesso periodo sotto forma di combustibile ed energia elettrica, ovvero l'energia richiesta alla sorgente energetica.

$$\eta_p = Q_u / (Q_c + Q_e)$$

dove:

Q_u è l'energia utile prodotta dal generatore in una stagione di riscaldamento;

Q_c è l'energia utile fornita dal combustibile;

Q_e è l'energia utile fornita dalla rete elettrica per l'azionamento del bruciatore e delle pompe.

11.3.7.2 Rendimento di distribuzione

Il rendimento di distribuzione è il rapporto tra l'energia termica globale richiesta dalle varie zone dell'edificio e quella immessa nella rete.

Esso è caratterizzato dall'influenza della rete di distribuzione sulla perdita di energia termica non direttamente ceduta agli ambienti da riscaldare, di conseguenza ciò che incide in modo determinante sul rendimento in questione è la coibentazione delle tubazioni.

I valori di rendimento di distribuzione sono definiti dalla norma UNI/TS 11300-2 .

11.3.7.3 Rendimento di emissione

Il rendimento di emissione dipende dal tipo di corpi scaldanti utilizzati. Il suo valore può variare da un massimo di 0,95-0,99 per pannelli radianti a pavimento, ad un minimo di 0,90-0,94 per bocchette in sistemi di aria calda o termoconvettori. I classici radiatori presentano un rendimento di emissione pari a 0,92-0,96. I valori si riferiscono ad un impianto in buono stato e sono calcolati sulla base della norma UNI/TS 11300-2.

11.3.7.4 Rendimento di regolazione

Il rendimento di regolazione è il rapporto tra il fabbisogno energetico utile di riscaldamento degli ambienti con una regolazione teorica perfetta e quello richiesto per il riscaldamento degli stessi ambienti con la regolazione reale.

Attraverso un sistema di regolazione si è in grado di controllare il funzionamento dell'impianto in seguito a variazioni di temperatura interna o esterna all'ambiente e il valore del rendimento di regolazione dipende proprio dalla qualità dei sistemi di regolazione.

I valori di rendimento di regolazione sono definiti dalla norma UNI/TS 11300-2 .

11.4 Conclusioni

Come si è visto il fabbisogno di energia termica per il riscaldamento risulta essere molto elevato, soprattutto a causa delle perdite per trasmissione. La maggior parte degli elementi che compongono l'involucro edilizio infatti sono caratterizzati da alti valori di trasmittanza.

Verranno di conseguenza valutati degli interventi che possano ridurre questi valori.

Infatti, trattandosi di un edificio esistente, gli apporti gratuiti interni e solari e le perdite per ventilazione sono difficilmente modificabili.

MIGLIORAMENTO DELLE PRESTAZIONI ENERGETICHE

MIGLIORAMENTO DELLE PRESTAZIONI ENERGETICHE	321
12.1 ISOLAMENTO DELLE SUPERFICI OPACHE VERTICALI	323
12.1.1 Stima dei costi degli interventi	326
12.2 MIGLIORAMENTO DELLE PRESTAZIONI DEGLI INFISSI	328
12.3 ISOLAMENTO DELLE SUPERFICI OPACHE ORIZZONTALI	329
12.4 SISTEMA INTEGRATO PER IL MIGLIORAMENTO STRUTTURALE E DELLE PRESTAZIONI ENERGETICHE	331
12.5 CONCLUSIONI	333

12 MIGLIORAMENTO DELLE PRESTAZIONI ENERGETICHE

Per poter migliorare le prestazioni energetiche dell'edificio è necessario operare tramite degli interventi, i quali però non dovrebbero modificarne il carattere, ma dovrebbero implementarne le sue potenzialità.

Come si sostiene nell'articolo "*Energy behaviour in historical buildings: limits and potentials for the project evaluation*"¹²⁶, la strada giusta potrebbe essere la stessa dell'approccio sismico: per gli edifici storici non è richiesto il raggiungimento dello stesso livello di sicurezza sismica di un edificio nuovo, ma, nel progetto dell'intervento è comunque necessario arrivare ad un miglioramento strutturale rispetto alla condizione precedente.

Diventa quindi necessario per il progettista dimostrare che, in seguito all'intervento, è possibile ottenere un miglioramento delle prestazioni energetiche dello stabile, compatibilmente con le esigenze di conservazione dell'edificio.

12.1 Isolamento delle superfici opache verticali

Per l'edificio oggetto di studio si è scelto di prendere in considerazione l'isolamento delle superfici opache verticali.

Infatti, come è stato riportato nel capitolo 11.3.3, la trasmittanza media delle pareti verticali è elevata, inoltre le pareti stesse influiscono molto sul comportamento generale dello stabile in quanto costituiscono la maggior parte della superficie dello stesso.

L'obiettivo dell'intervento sarà quindi quello di ridurre la trasmittanza, il coefficiente di scambio termico e, di conseguenza, il coefficiente di trasmissione delle pareti.

Per ottenere questo risultato, si ritiene opportuno intervenire con la coibentazione delle pareti, le quali allo stato attuale non presentano alcun tipo di materiale isolante.

Nell'analisi delle possibili tipologie di coibentazione è stata esclusa da subito l'applicazione di un isolamento esterno, in quanto Palazzo Moretti-Scarpari presenta un rivestimento in pietra di pregio su tutte le facciate, ad eccezione dell'incompleta facciata ovest verso Palazzo Moroni. Un cappotto esterno quindi, che spesso risulta essere la soluzione migliore, non è in questo caso applicabile, come avviene in molti altri edifici storici.

Come l'isolamento posto all'esterno, anche un cappotto isolante interno limita la dispersione di calore attraverso le superfici opache verticali, configurandosi come intervento ottimale nei contesti tutelati. In questo caso non vengono però corretti i ponti termici presenti nel fabbricato. L'intervento risulta però essere un ottimo compromesso per un edificio storico in cui è necessario ottenere un miglioramento delle prestazioni energetiche, non trascurando il criterio di conservazione.

L'intervento inoltre risulta essere più economico rispetto ad un isolamento esterno, in quanto per l'installazione dell'isolante non sono necessari ponteggi.

¹²⁶ R. S. Adhikari, E. Longo, V. Pracchi, A. Rogora, E. Rosina, G. Schippa, *Energy behaviour in historical buildings: limits and potentials for the project evaluation*, tratto dalla 27th Conference in Passive and Low Energy Architecture, Louvain-la-Neuve, Belgio, 13-15 luglio 2011.

Sarà poi necessario verificare che, in seguito a questo intervento, non si abbia la formazione di condensa interstiziale. In tal caso andrà inserita una barriera al vapore fra la muratura e l'isolante, per evitare la diffusione di vapore e la formazione di condense.

I materiali che possono essere utilizzati per una coibentazione delle pareti verticali sono svariati. Nella gamma dei prodotti disponibili si è scelto di fare un confronto fra un isolamento tramite *pannelli in fibra di poliestere* e tramite *VIP (Vacuum Insulation Panels)*, ovvero pannelli isolanti sottovuoto.

I primi sono costituiti da poliestere, il quale non è un prodotto naturale, ma è considerato comunque ecosostenibile, in quanto proviene dal riciclo della raccolta urbana differenziata e non contiene sostanze tossiche, motivo per il quale non è dannoso in nessuna delle fasi di produzione, montaggio e utilizzo.

Nella produzione della fibra di poliestere inoltre non vengono aggiunti altri materiali quali collanti, resine o additivi chimici e questo garantisce la conservazione nel tempo del pannello, che non perde le sue caratteristiche di isolante termoacustico.

La conduttività termica λ della fibra di poliestere è pari a 0,036-0,050 W/mK.

I VIP invece sono pannelli costituiti da un prodotto a base di minerale in polvere pressato, inserito in un involucro di alluminio sottovuoto. I pannelli vengono quindi privati dell'aria al loro interno fino a ottenere una pressione di pochi millibar e sigillati. Questo processo, riducendo la mobilità delle molecole nei pori, consente di ottenere pannelli in grado di trasferire una quantità minima di calore e questo permette l'installazione di pannelli di spessore molto ridotto, con le stesse prestazioni di un pannello di materiale e spessore standard. Il costo dei VIP però è molto maggiore rispetto agli altri pannelli in commercio, in quando è necessario un processo di lavorazione complesso e una produzione su misura.

La conduttività termica λ dei VIP è pari a 0,004-0,008 W/mK.



Fig. 12.1-01: Pannello in fibra di poliestere.

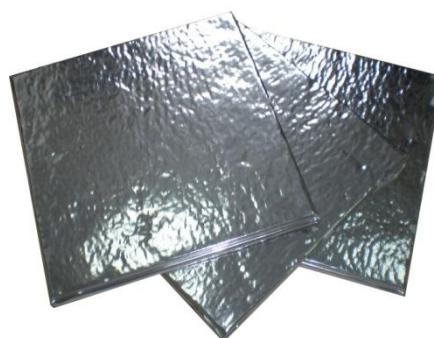


Fig. 12.1-02: VIP.

E' stato quindi fissato un valore massimo di trasmittanza per le pareti (pari a 0,34 W/m²K) ed è stato calcolato lo spessore di materiale isolante necessario, considerando $\lambda = 0,038$ W/mK per la fibra di poliestere e $\lambda = 0,008$ W/mK per i VIP (per i VIP si è scelto il valore di conducibilità termica peggiore in modo da tenere conto di eventuali punti deboli nell'accostamento dei pannelli). In entrambi i casi per coprire lo strato di isolante si è ipotizzato l'utilizzo di cartongesso ($\lambda = 0,021$ W/mK, spessore = 1,5 cm).

Si sono quindi ottenuti i seguenti risultati:

	Tipologia 1		Tipologia 2		Tipologia 3		Tipologia 4	
	Poliestere	VIP	Poliestere	VIP	Poliestere	VIP	Poliestere	VIP
Spessore [cm]	8,2	1,7	7,9	1,7	8,7	1,8	9,4	2,0

Tabella 12.1-01: Confronto fra gli spessori ottenuti con pannelli in fibra di poliestere e VIP, ($U_{parete}=0,34 \text{ W/m}^2\text{K}$).

Come si può notare dalla tabella 12.1-01, la differenza di spessore dei due pannelli isolanti è notevole.

E' stato poi ricalcolato il fabbisogno di energia termica per il riscaldamento dello stabile, successivamente all'installazione dei pannelli isolanti sulle pareti verticali, considerando l'effettivo spessore dei pannelli isolanti, in base ai formati in commercio.

Si è ipotizzato di applicare pannelli con i seguenti spessori:

	Tipologia 1		Tipologia 2		Tipologia 3		Tipologia 4	
	Poliestere	VIP	Poliestere	VIP	Poliestere	VIP	Poliestere	VIP
Spessore [cm]	8,0	2,0	8,0	2,0	10,0	2,0	10,0	2,0

Tabella 12.1-02: Spessore ipotizzato dei pannelli isolanti.

Si sono quindi ottenuti i seguenti coefficienti di scambio termico di trasmissione per le pareti verticali:

- $H_t = 692,02 \text{ W/K}$, con l'utilizzo di pannelli in fibra di poliestere;
- $H_t = 623,86 \text{ W/K}$, con l'utilizzo di VIP.

Le dispersioni di energia termica risultano pari a:

- $Q_t = 223976,46 \text{ kWh}$, con l'utilizzo di pannelli in fibra di poliestere;
- $Q_t = 221702,42 \text{ kWh}$, con l'utilizzo di VIP.

Il fabbisogno di energia termica ottenuto è pari a:

- $Q_H = 180086,73 \text{ kWh}$, con l'utilizzo di pannelli in fibra di poliestere;
- $Q_H = 177812,69 \text{ kWh}$, con l'utilizzo di VIP.

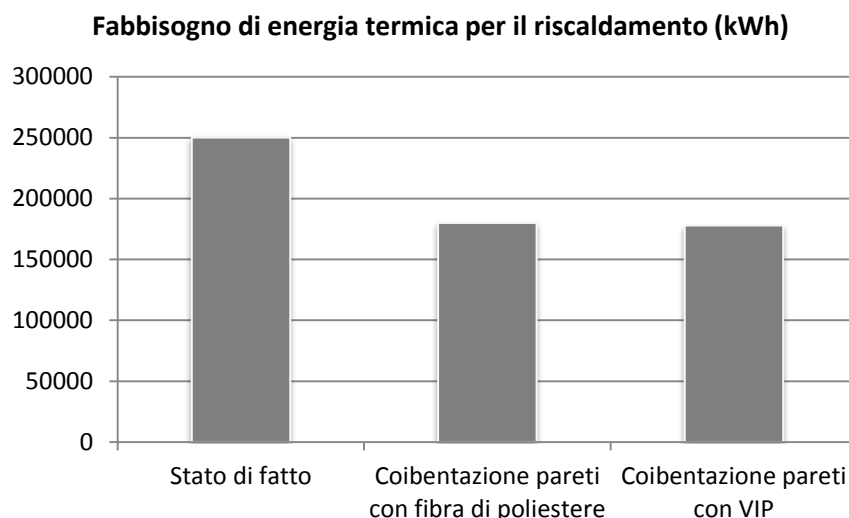


Grafico 12.1-01: Confronto fra il fabbisogno di energia termica (kWh) per il riscaldamento prima dell'intervento, dopo l'intervento con pannelli in fibra di poliestere, dopo l'intervento con VIP.

Si nota che, in entrambi i casi, il risparmio di energia termica per il riscaldamento è notevole. Il fabbisogno di energia termica per il riscaldamento è diminuito del 28% in seguito all'intervento.

12.1.1 Stima dei costi degli interventi

Per poter confrontare le due tipologie di intervento è stato necessario stimare i costi necessari per l'installazione di entrambe.

Dal confronto di diverse aziende produttrici si è stimato che il costo dei pannelli in fibra di poliestere sia di circa 25 €/mq per pannelli di 8 cm, mentre per pannelli di 10 cm aumenti a circa 30,50 €/mq.

I VIP invece hanno un costo di circa 150 €/mq.

E' quindi stata calcolata la superficie interna (netta) delle pareti in cui è necessario installare i pannelli isolanti che è risultata pari a 1398 mq.

Si è ipotizzata l'applicazione di VIP di spessore 2 cm su tutta la superficie, mentre i pannelli in fibra di poliestere da 8 cm sono stati applicati su 1197 mq e quelli da 10 cm sui rimanenti 201 mq.

Confronto dei costi			
	Pannelli in fibra di poliestere		VIP
	Sp. 8 cm	Sp. 10 cm	Sp. 2 cm
Costo al mq (€)	25	30,5	150
mq	1197	201	1398
Costo (€)	29925	6161	209700
Costo totale (€)	36086		209700

Tabella 12.1-03: Confronto dei costi.

Come si può vedere dalla tabella 12.1-03, il costo finale dei VIP è 5,8 volte maggiore rispetto a quello dei pannelli in fibra di poliestere.

L'utilizzo di VIP però, come si è visto precedentemente, consente un notevole risparmio di superficie in pianta, alla quale può essere attribuito un valore commerciale.

L'OMI (Osservatorio del Mercato Immobiliare) pubblica periodicamente sul sito dell'Agenzia delle Entrate (www.agenziaentrate.gov.it) una valutazione del valore commerciale delle superfici immobiliari, che varia in base al comune considerato e alla zona del comune stesso.

Consultando quindi la Banca dati delle quotazioni immobiliari, relativamente al I semestre del 2014 e alla zona centrale del Comune di Padova (zona B1), si sono ricavati i seguenti valori commerciali delle superfici:

Zona OMI B1, Comune di Padova – Valore superficie lorda (€/mq)		
	Stato	
	Normale	Ottimo
Residenziale	2500 - 3800	3500 - 4900
Commerciale	2300 - 4000	4300 - 9200
Terziaria	2200 - 2950	2650 - 4100

Tabella 12.1-04: Valore commerciale della superficie lorda (€/mq), zona OMI B1, Comune di Padova.

Questa valutazione non è comunque valida per il caso di Palazzo Moretti-Scarpari, trattandosi di un'amministrazione pubblica, ma può in ogni caso fornire un'indicazione per un corretto confronto fra le due tipologie di intervento.

Sono quindi stati considerati dei valori commerciali di superficie compresi fra 2000 e 9000 €/mq ed è stata calcolata la superficie in pianta risparmiata con l'installazione di VIP, pari a circa 33 mq. Moltiplicando la superficie risparmiata per il valore commerciale in €/mq si ottiene il valore commerciale della superficie considerata.

Valore commerciale della superficie risparmiata		
€/mq	mq risparmiati	Valore commerciale superficie (€)
2000	33	66000
3000	33	99000
4000	33	132000
5000	33	165000
6000	33	198000
7000	33	231000
8000	33	264000
9000	33	297000

Tabella 12.1-05: Valore commerciale della superficie risparmiata.

La differenza dei costi fra i VIP e i pannelli in fibra di poliestere ammonta a 173614 €.

Si è calcolato che l'installazione di uno o dell'altro pannello equivale economicamente se la superficie risparmiata ha un valore commerciale superiore a 5245 €/mq. Se invece il valore della superficie è minore è conveniente economicamente installare pannelli in fibra di poliestere, mentre se il valore è maggiore conviene economicamente installare VIP.

L'utilizzo di VIP conviene inoltre, a prescindere dal valore economico della superficie in pianta risparmiata, se la dimensione degli ambienti in cui devono essere applicati i pannelli non può subire riduzioni.

12.2 Miglioramento delle prestazioni degli infissi

Per ottenere un ulteriore miglioramento delle prestazioni energetiche è possibile operare anche sugli infissi di Palazzo Moretti-Scarpari che presentano prestazioni peggiori; si tratta quindi degli infissi con telaio ligneo e vetro singolo, la cui trasmittanza è pari a $5,04 \text{ W/m}^2\text{K}$.

Si è cercato di ricorrere ad un intervento che conservasse le finestre storiche esistenti, le quali contribuiscono all'aspetto esterno ed interno dello stabile.

Si è quindi ipotizzato il recupero di telaio e controtelaio lignei originari e la sostituzione del vetro singolo esistente con vetri doppi (di cui uno con trattamento superficiale basso emissivo $\epsilon \leq 0,2$) ed intercapedine di Argon (vetrocamera 4-8-4).

Per la realizzazione di questo intervento è necessario smontare il serramento esistente, rimuovere il vetro originario, restaurare telaio e controtelaio, allargare la sede in cui verrà inserito il nuovo vetro, isolare il telaio inserendo specifiche guarnizioni, inserire il vetrocamera e stuccare le zone tra telaio e vetro per evitare infiltrazioni d'aria o acqua e infine montare nuovamente il serramento.

Tramite le formule viste nel capitolo 11.3.3 per il calcolo della trasmittanza degli elementi vetrati si è calcolata la nuova trasmittanza dei serramenti, pari a $2,1 \text{ W/m}^2\text{K}$.

Considerando poi che i vetri delle finestre della loggia al secondo piano dell'ala su via Oberdan non possono essere sostituiti a causa della loro particolarità ed unicità, è stata calcolata la nuova trasmittanza media.

La superficie degli infissi con trasmittanza di $2,1 \text{ W/m}^2\text{K}$ è pari a $306,21 \text{ m}^2$, quella degli infissi con trasmittanza di $5,04 \text{ W/m}^2\text{K}$ è pari a $36,27 \text{ m}^2$, quella degli infissi con trasmittanza di $4,08 \text{ W/m}^2\text{K}$ è pari a $214,44 \text{ m}^2$.

La trasmittanza media finale risulta quindi di $3,05 \text{ W/m}^2\text{K}$.

Per un calcolo più corretto andrebbero analizzati gli infissi con trasmittanza pari a $4,08 \text{ W/m}^2\text{K}$, in quanto questi potrebbero essere di tipologia diversa rispetto a quella considerata e la trasmittanza potrebbe quindi essere minore.

In ogni caso, considerando questi valori, si ottiene un coefficiente di scambio termico di trasmissione per i componenti vetrati pari a $H_t = 1698,58 \text{ W/K}$.

Le dispersioni di energia termica in seguito agli interventi di restauro degli infissi e di applicazione di cappotto interno con pannelli in fibra di poliestere risultano pari a $Q_t = 193313,45 \text{ kWh}$.

Il fabbisogno di energia termica ottenuto è pari a $Q_H = 149423,71 \text{ kWh}$.

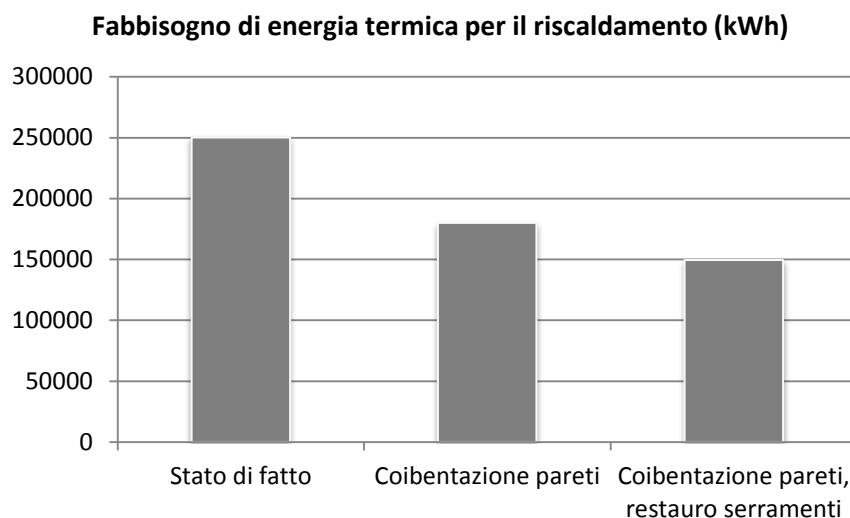


Grafico 12.2-01: Confronto fra il fabbisogno di energia termica (kWh) per il riscaldamento prima degli interventi, dopo l'intervento con pannelli in fibra di poliestere, dopo l'intervento con pannelli in fibra di poliestere e restauro dei serramenti.

Il fabbisogno di energia termica per il riscaldamento è diminuito del 40,3% in seguito agli interventi.

12.3 Isolamento delle superfici opache orizzontali

Un ulteriore intervento che potrebbe diminuire le perdite per trasmissione dello stabile consiste nell'isolamento delle superfici orizzontali a contatto con l'ambiente esterno o con l'interrato.

In particolare si è riscontrato che una superficie molto disperdente risulta essere quella del sottotetto, il quale consiste in un sottile strato di controsoffitto (in gesso o arelle probabilmente), non coibentato, a contatto con l'ambiente freddo al di sotto della copertura, anch'essa non coibentata.

Una soluzione poco invasiva potrebbe essere l'applicazione, al di sopra del controsoffitto, di uno strato di materiale isolante di derivazione naturale, come pannelli in fibra di legno, pannelli o rotoli in fibra di canapa, fibra di cellulosa o eventualmente è possibile utilizzare ancora la fibra di poliestere.

In generale la conduttività termica dei materiali considerati è pari a circa 0,04 W/mK.

Il sottotetto di Palazzo Moretti-Scarpari risulta però non essere nemmeno ispezionabile, perciò la posa di questi elementi sarebbe difficoltosa. Si ritiene comunque che il sottotetto di questo palazzo storico dovrebbe poter essere periodicamente ispezionato a causa della possibilità di infiltrazioni e della presenza di capriate lignee che necessitano periodicamente di manutenzione. Inoltre, per poter svolgere un'eventuale verifica statica sullo stabile è necessario conoscere le condizioni degli elementi strutturali presenti quali le capriate stesse e le travi IPE al di sotto delle capriate.

Pertanto, nell'ipotesi di rendere il sottotetto ispezionabile, è stata supposta l'applicazione di uno strato di coibentazione fra gli elementi lignei che reggono il controsoffitto.

Nel caso in cui il posizionamento di pannelli o rotoli non fosse possibile, si potrebbe ricorrere alla tecnica dell'insufflaggio, in cui il materiale in fiocchi viene soffiato nelle zone da isolare.

Considerando quindi una conduttività termica di $0,04 \text{ W/mK}$ e uno spessore di 7 cm di isolante, si è ottenuto un valore di trasmittanza del controsoffitto di sottotetto pari a $0,49 \text{ W/m}^2\text{K}$.

Si è poi ottenuto un coefficiente di scambio termico di trasmissione per questa tipologia di superficie opaca orizzontale pari a $H_t = 231,54 \text{ W/K}$.

Le dispersioni di energia termica in seguito agli interventi di coibentazione del sottotetto, di restauro degli infissi e di applicazione di cappotto interno con pannelli in fibra di poliestere risultano pari a $Q_t = 149639,73 \text{ kWh}$.

Il fabbisogno di energia termica ottenuto è pari a $Q_H = 105750 \text{ kWh}$.

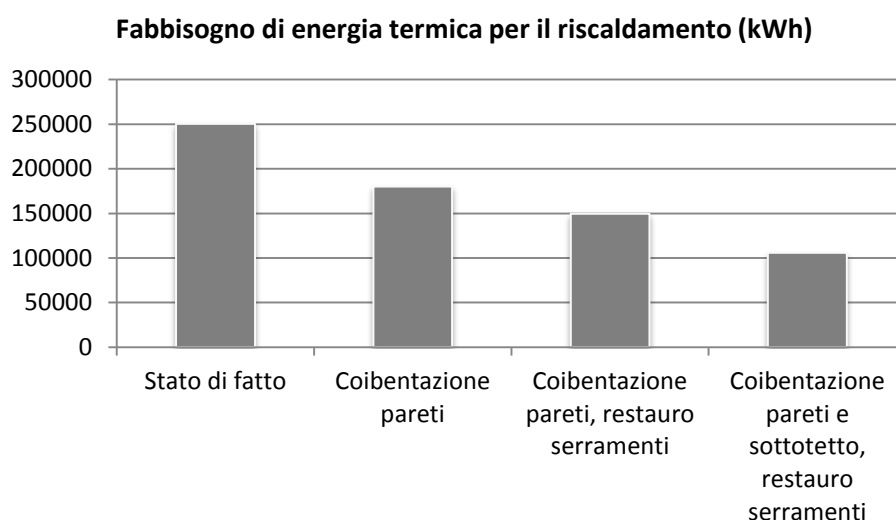


Grafico 12.2-01: Confronto fra il fabbisogno di energia termica (kWh) per il riscaldamento prima degli interventi, dopo l'intervento con pannelli in fibra di poliestere, dopo l'intervento con pannelli in fibra di poliestere e restauro dei serramenti.

Il fabbisogno di energia termica per il riscaldamento è diminuito del 57,7% in seguito agli interventi.

Ulteriori interventi possono essere effettuati sulle superfici opache orizzontali, quali le coperture delle terrazze o i solai a contatto con gli ambienti dell'interrato.

Per quanto riguarda invece i solai a contatto con l'ambiente esterno un eventuale intervento risulta essere più complesso e dispendioso, in quanto nella parte inferiore del solaio non è possibile intervenire a causa della presenza delle volte non strutturali e nella parte superiore sarebbe necessario rimuovere la pavimentazione.

12.4 Sistema integrato per il miglioramento strutturale e delle prestazioni energetiche

Vista la necessità di intervenire sull'edificio sia per ottenere un miglioramento della risposta sismica sia per migliorarne le prestazioni energetiche si è presa in considerazione l'installazione di un sistema che permettesse di ottenere contemporaneamente entrambi i risultati.

Esistono infatti dei pacchetti appositamente studiati per le pareti verticali, composti da un pannello isolante che può essere di diverse tipologie, il quale permette di coibentare le pareti stesse e da una rete antisismica in fibre di vetro e fibre sintetiche che consente alla muratura di dissipare le forze sismiche, sviluppando una maggior resistenza a taglio.

I materiali da cui la rete è composta la rendono esente dalla corrosione e anche la malta utilizzata in combinazione con la rete dev'essere compatibile con la muratura esistente, come ad esempio la malta di calce idraulica naturale (NHL).

L'installazione di un simile sistema permette sicuramente un risparmio in termini di costi e di tempi in quanto, con un'unica soluzione, è possibile migliorare l'edificio sia energeticamente sia strutturalmente.



Fig. 12.4-01: Esempio di soluzione integrata, composta da pannello isolante in sughero, rete antisismica e intonaco NHL¹²⁷.

Il sistema è stato testato in particolare sulle pareti di tamponatura, dando esiti positivi.

Le applicazioni del pacchetto però sono state effettuate sempre all'esterno degli edifici, in modo da creare una rete antisismica continua, come si può vedere nella figura 12.4-02. Questo sistema infatti si adatta bene ad installazioni in edifici dallo scarso valore architettonico, il cui miglioramento strutturale ed energetico permette anche di migliorare l'aspetto architettonico stesso.

¹²⁷ Immagine tratta dalla scheda tecnica del prodotto "Röfix SismaCalce", p. 13.

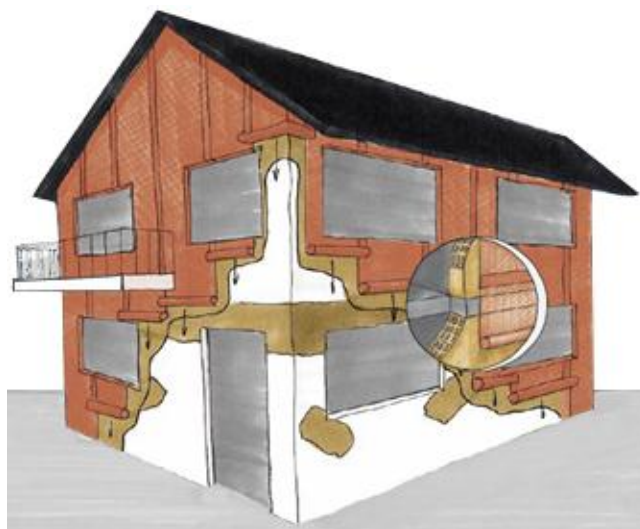


Fig. 12.4-02: Applicazione della rete antisismica all'esterno di un edificio¹²⁸.

Nel caso di Palazzo Moretti-Scarpari quindi si ritiene che l'applicazione del sistema non sia possibile in quanto l'edificio presenta delle facciate di pregio e l'installazione di un pacchetto esterno non ne permetterebbe la conservazione, agendo contro i principi del restauro.

Infatti, l'applicazione dello stesso pacchetto all'interno non garantirebbe un effettivo miglioramento strutturale (energeticamente le pareti potrebbero invece raggiungere un miglioramento della trasmittanza, come avviene intervenendo con altre tipologie di pannello), in quanto non verrebbe garantita la continuità della rete antisismica a causa delle interruzioni dovute alla presenza delle partizioni interne e dei solai.

Inoltre un intervento del genere potrebbe essere assimilato all'applicazione di intonaco armato da un solo lato della parete, intervento che si è dimostrato non essere utile all'ottenimento di un effettivo miglioramento strutturale¹²⁹, come viene riportato anche nella Circolare¹³⁰.

¹²⁸ Immagine tratta dalla scheda tecnica del prodotto "Röfix SismaCalce", p. 28.

¹²⁹ C. Modena, F. Pineschi, M. R. Valluzzi, *Valutazione della vulnerabilità sismica di alcune classi di strutture esistenti: sviluppo e valutazione di metodi di rinforzo*, CNR-Gruppo nazionale per la difesa dei terremoti, Roma, 2000.

¹³⁰ Circolare n° 617, cap. C8A.5.6, p. 409.

12.5 Conclusioni

Gli interventi proposti hanno permesso di ottenere una forte diminuzione del fabbisogno di energia termica per il riscaldamento grazie alla diminuzione delle perdite per trasmissione che risultavano essere molto elevate a causa dell'elevata trasmittanza delle superfici opache verticali e orizzontali e delle scarse prestazioni energetiche dei serramenti. Si è quindi arrivati ad un miglioramento delle prestazioni energetiche del fabbricato, evitando comunque di modificare il carattere dello stesso.

In ogni caso l'effettivo progetto di eventuali interventi, che potrebbero essere diversi da quelli proposti, deve avvenire nel rispetto delle esigenze di conservazione di Palazzo Moretti-Scarpari, evitando l'esecuzione di interventi invasivi e non compatibili con la natura dello stabile.

CONCLUSIONI

Grazie alla collaborazione fra il Comune di Padova e l'Università degli studi di Padova si è potuto analizzare uno dei palazzi storici sede del Comune della città, ovvero Palazzo Moretti-Scarpari, oggetto del presente lavoro di tesi.

Prima di procedere con le analisi necessarie per la valutazione della vulnerabilità sismica si è seguito un percorso di conoscenza dello stabile, sulla base delle direttive fornite dalle *Linee guida per la valutazione e la 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*, ReLUIs, 9 febbraio 2011, dallo *Schema di capitolato prestazionale* in allegato alle *Linee Guida*, dal *Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni* e dalla relativa *Circolare n° 617 del 2 febbraio 2009 – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni"* di cui al *DM 14 gennaio 2008*.

Le ricerche svolte all'Archivio Generale del Comune di Padova, la ricerca bibliografica, l'analisi storico-critica e i sopralluoghi effettuati hanno permesso di aumentare il livello di conoscenza sul fabbricato, la cui costruzione è iniziata nel 1922 ed è stata completata nel 1930, per quanto riguarda le ali su via VIII Febbraio e su via del Municipio. L'ala dello stabile su via Oberdan è stata invece edificata nel 1933. Successivamente, a causa dell'esigenza di nuovi spazi da adibire ad uffici, sono state chiuse le tre terrazze poste in sommità, tramite una copertura e delle finestre a nastro ed è stata eretta la passerella che collega il terzo piano dell'edificio con Palazzo Moroni. L'analisi storico-critica e l'analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni hanno quindi permesso di identificare la principali fasi di costruzione del manufatto e, successivamente, di individuare i punti di maggiore vulnerabilità dello stesso, quali la zona di collegamento fra le due ali del palazzo erette in momenti diversi o quella di collegamento fra le nuove coperture delle terrazze e la struttura portante esistente.

Un punto particolarmente critico risulta essere la zona di contatto fra Palazzo Moretti-Scarpari e Palazzo degli Anziani, in cui, dalle lesioni riscontrate in seguito al rilievo del quadro fessurativo, si evince che le due costruzioni potrebbero non essere ammassate.

Inoltre, in seguito ai sopralluoghi che hanno permesso di rilevare lo stato di degrado degli ambienti, si è riscontrato che parte del piano interrato e il sottotetto non sono in buone condizioni. La copertura poi, essendo nascosta dal sottotetto, risulta essere non ispezionabile, ad eccezione di alcune zone in cui sono presenti delle botole. Sarebbe però importante avere la possibilità di effettuare un controllo sulla struttura portante della stessa, in modo da verificarne le condizioni e da eseguire le eventuali verifiche statiche.

Questi e numerosi altri aspetti andrebbero indagati più approfonditamente in modo da poter sviluppare delle analisi che si avvicinano il più possibile alla realtà. Infatti dalle ricerche svolte non è emersa la natura di alcuni degli elementi che costituiscono il palazzo oggetto di studio, quali le tipologie dei solai presenti, che quindi sono state ipotizzate sulla base di documenti d'archivio (in particolare il *Capitolato speciale d'appalto*). Per questi motivi è stato redatto un piano di indagini, con la cui esecuzione infatti sarebbe possibile passare da un livello di conoscenza LC1 ad un livello di conoscenza LC2. Ciò permetterebbe di sfruttare le informazioni acquisite, eseguendo delle analisi meno gravose.

Sulla base delle indicazioni fornite dalle *Linee Guida* e dalle *NTC* si sono quindi svolte le analisi allo SLV dei meccanismi locali di collasso tramite macroelementi e le analisi dei meccanismi globali di collasso.

Le prime sono state eseguite individuando i cinematismi che possono instaurarsi su ogni macroelemento individuato, in seguito alle precedenti considerazioni sviluppate nella fase di conoscenza. I risultati delle analisi cinematiche lineari, o non lineari nel caso in cui le analisi lineari non fossero soddisfatte, svolte in LC1 con un fattore di confidenza pari a 1,32, hanno permesso di concludere che l'edificio oggetto di studio risulta essere vulnerabile per quanto riguarda i meccanismi di ribaltamento semplice o composto di parete fuori piano. Le analisi in generale hanno invece dato esito positivo per quanto riguarda i meccanismi di flessione verticale o di ribaltamento del cantonale.

Ulteriori elementi di vulnerabilità sono costituiti dalla torre campanaria e dalle statue poste in sommità. Per il primo elemento si sono svolte le analisi in riferimento a due cinematismi: il meccanismo di ribaltamento nel piano in seguito alla rottura a taglio dei pilastri che reggono la cupola e il meccanismo di ribaltamento globale attorno ad un polo di rotazione. La prima analisi non è risultata verificata, mentre la seconda ha dato esito positivo. Anche le verifiche del cinematismo di ribaltamento semplice sulle statue poste in sommità non sono risultate soddisfatte. Di conseguenza sarebbe opportuno procedere con ulteriori indagini in modo da capire l'effettiva natura degli elementi che costituiscono Palazzo Moretti-Scarpari e da poter eseguire le analisi avendo a disposizione dati più accurati.

Si è quindi ipotizzato di effettuare nuovamente le analisi disponendo di sufficienti informazioni, in modo da arrivare ad un livello di conoscenza LC2. Il fattore di confidenza che si è considerato è pari a 1,20.

Dai risultati è emerso che molte analisi dei meccanismi di ribaltamento semplice di parete in quota non verificate con un livello di conoscenza LC1, sono risultate soddisfatte nel caso di livello di conoscenza LC2. Si ritiene quindi fondamentale l'esecuzione di un numero adeguato di indagini, in modo da aumentare il grado di conoscenza sullo stabile.

L'analisi globale si è svolta tramite diverse analisi statiche non lineari, dette di push-over, considerando un livello di conoscenza LC1, grazie all'ausilio del software "3muri" della società S.T.A. Data.

Sono stati elaborati tre modelli dell'edificio oggetto di studio, uno libero, uno vincolato rigidamente a Palazzo degli Anziani e uno vincolato al suddetto palazzo tramite vincoli cedevoli elasticamente, tenendo conto quindi dell'aggregazione con l'utilizzo di valori di rigidezza nei nodi ricavati dall'effettiva rigidezza dei setti resistenti di Palazzo degli Anziani. Essendo i setti posti in un'unica direzione, le principali variazioni fra i risultati delle analisi dei tre modelli si sono riscontrate nella direzione in cui sono stati posti i vincoli, la quale, nel modello libero, risultava essere la direzione più vulnerabile.

I risultati ottenuti nel modello vincolato tramite vincoli cedevoli elasticamente, ovvero il modello che si considera più realistico, non sono comunque soddisfacenti, in quanto la struttura risulta essere in grado di sopportare solamente il 53,2% dell'azione sismica di progetto allo SLV, relativamente ad un tempo di ritorno di 949 anni, avendo considerato l'edificio ricadente in classe IV. Questo potrebbe essere dovuto a fattori negativi che si riscontrano nella conformazione geometrica dello stabile, quali le numerose aperture e la loro disposizione poco regolare sia nelle pareti portanti esterne sia nelle interne, i portici al piano terra che occupano la maggior parte delle pareti esterne, la forma a C dell'edificio e la scarsa presenza di setti ortogonali ai setti portanti presenti nelle tre ali del fabbricato.

Nel caso invece di analisi svolta in LC2 e di modello vincolato tramite vincoli cedevoli elasticamente a Palazzo degli Anziani la struttura è risultata essere in grado di sopportare il 64,2% dell'azione sismica di progetto allo SLV. Come avviene quindi nell'analisi locale, il raggiungimento di un livello di conoscenza maggiore consentirebbe di ottenere risultati migliori.

In seguito ai risultati delle analisi locali e globali si è quindi reso opportuno riflettere sui possibili parametri che permettessero di conseguire un miglioramento sismico dello stabile.

Per quanto riguarda l'analisi locale sono state calcolate le spinte necessarie ad inibire i cinematismi non verificati e sono stati inseriti dei tiranti dove possibile.

Per il miglioramento del comportamento globale dell'edificio sono stati presi in considerazione altri tre modelli, supponendo di aver raggiunto un livello di conoscenza LC1 e sviluppando diverse tipologie di intervento, e un quarto modello, ipotizzando il raggiungimento di un livello di conoscenza LC2 e considerando di applicare gli interventi che nei modelli in LC1 avevano fornito risultati migliori. Con quest'ultima modellazione la struttura è stata in grado di sopportare il 75,6% dell'azione sismica di progetto allo SLV, raggiungendo quindi un valore di vita nominale residua di almeno 20 anni, come prescritto dalle *Linee Guida*.

Risultati simili sono stati conseguiti anche con una modellazione in LC2, considerando però il fabbricato ricadente nella classe d'uso III.

In conclusione, dai risultati ottenuti dalle analisi locali e globali, si evince che il raggiungimento di un maggiore livello di conoscenza dello stabile è di fondamentale importanza per una corretta impostazione delle analisi stesse e per la progettazione di interventi mirati.

Successivamente si è proceduto con la valutazione dell'efficienza energetica di Palazzo Moretti Scarpari. Si è riscontrato infatti che spesso le fabbriche storiche risultano essere progettate in modo inadeguato non solamente rispetto alle azioni sismiche del sito su cui sorgono, ma anche rispetto alle prestazioni energetiche necessarie affinché i consumi non siano eccessivi.

Nel presente lavoro di tesi è stato quindi calcolato il fabbisogno di energia termica per il riscaldamento, utilizzando il metodo "quasi-stazionario". Ciò è stato possibile tramite la stima delle perdite per ventilazione e per trasmissione e degli apporti gratuiti di energia interni e solari.

Si è riscontrato che il fabbisogno di energia risulta essere molto elevato a causa delle perdite per trasmissione, di conseguenza si è provveduto a limitare le suddette perdite tramite delle ipotesi di intervento, quali l'apposizione di uno strato coibente all'interno delle superfici opache verticali disperdenti, il restauro dei serramenti con inserimento di vetrocamera e l'apposizione di uno strato coibente al di sopra del controsoffitto di sottotetto.

Con l'applicazione del primo intervento si è riscontrata una diminuzione del fabbisogno di energia termica per il riscaldamento del 28%, con l'applicazione dei primi due interventi il fabbisogno di energia è diminuito del 40,3%, infine con l'applicazione di tutti e tre gli interventi si è riscontrata una diminuzione del fabbisogno di energia termica per il riscaldamento del 57,7%.

Per la coibentazione delle superfici opache verticali sono state confrontate due diverse tipologie di pannelli isolanti: i pannelli in fibra di poliestere e i VIP (Vacuum Insulation Panels). Per ottenere un adeguato valore di trasmittanza delle pareti opache verticali è stata necessaria l'installazione di pannelli della prima tipologia dello spessore di 8-10 cm, mentre lo stesso risultato è stato conseguito con 1,5-2 cm di spessore dei VIP. Il costo fra le due tipologie di pannelli è però molto diverso e si è scelto quindi di calcolare la spesa necessaria per le due tipologie di intervento, a parità di superficie opaca verticale da isolare. La differenza fra i due risultati è risultata essere

molto elevata, per questo si è ritenuto necessario stimare la quantità di superficie in pianta risparmiata grazie all'applicazione dei VIP.

Si sono poi calcolati i possibili valori commerciali della superficie in pianta risparmiata ed è emerso che se il valore commerciale della superficie fosse pari a 5245 €/mq sarebbe economicamente equivalente installare una tipologia di pannello o l'altra. Se invece la superficie in pianta valesse meno di 5245 €/mq risulterebbe conveniente l'applicazione dei pannelli in fibra di poliestere, se valesse di più risulterebbe conveniente l'applicazione di VIP.

Infine è stato preso in considerazione un sistema integrato per il miglioramento sismico e delle prestazioni energetiche da installare sulle pareti verticali disperdenti, che risulterebbe essere una soluzione ottimale vista la necessità di intervenire su entrambi gli aspetti. L'applicazione del sistema però dovrebbe avvenire sulle superfici esterne dello stabile e questo comporterebbe un'irrimediabile variazione delle caratteristiche dello stesso, di conseguenza non si è ritenuto opportuno soffermarsi su questa tipologia di intervento.

Nell'ipotesi di tutti gli interventi volti al miglioramento delle prestazioni energetiche o al miglioramento strutturale infatti si è sempre cercato di non intaccare i caratteri architettonici di Palazzo Moretti-Scarpari, il quale, essendo un edificio monumentale di pregio tutelato deve essere salvaguardato e conservato, nel rispetto dei criteri del restauro e dei vincoli imposti dalla sua storicità.

RIFERIMENTI

Bibliografia

- M. Acampora, A. Cornoldi, A. Verdi, *Soluzioni di arredo urbano a Padova*, Cleup, Padova, 1985.
- F. Benucci, *Stemmi e fregi di Palazzo Scarpari*, in *Padova e il suo territorio*, n°102, 2003.
- G. Cappellato, *Giambattista Scarpari. Progetti e Architetture 1884-1962*, Associazione Culturale Minelliana, Rovigo, 1996.
- R. Cessi, *Le prime sedi comunali padovane*, in *Bollettino del Museo Civico*, 1964.
- Padova I rilievi del centro storico*, a cura di G. Croce, testo di R. Castelli, La Garangola, Padova, 1988.
- La città di Padova nel suo catasto storico (1815-1873)*, a cura di F. Fantini D'Onofrio, Canova, Treviso, 2012.
- C. Formenti, R. Cortelletti, *La pratica del fabbricare*, Hoepli, Milano, 1893.
- S. Ghironi, *Piante e vedute: 1449-1865*, Panda Edizioni, Padova, 1985.
- P. Giuriati, *Padova fra passato e presente. Raffronti fotografici*, C.R.S.R., Padova, 1992.
- R. Lamon, *Palazzo Moroni e gli edifici comunali circostanti*, Comune di Padova, 2008.
- R. Lamon, *Palazzo Moretti Scarpari "Altare della Patria" padovano e Palazzo degli Anziani*, Comune di Padova, 2009.
- G. Lenci, *Il palazzo Municipale, altare della patria padovano*, in *Padova e il suo territorio*, n° 89, 2001.
- L. Puppi, *Padova case e palazzi*, Neri Pozza Editore, Vicenza, 1977.
- C. Semenzato, *Vecchia Padova. La memoria di una città*, Studio Editoriale Programma, Padova, 1986.
- Attività e servizi municipali; il nuovo palazzo comunale*, in *Padova*, n°11, 1927.
- Concorso per la sistemazione del palazzo Municipale di Padova*, in *L'Architettura Italiana*, n°7, anno XVII, Torino, 1922.

Il concorso per il nuovo braccio del palazzo comunale di Padova. Estratto dal fascicolo V di "Architettura e Arti Decorative", anno I, Casa editrice d'arte Bestetti&Tumminelli, Milano - Roma, 1922.

Manualistica e letteratura scientifica

Linee guida per la compilazione della scheda per la valutazione della qualità muraria.

Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi, Allegato alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento degli elementi strutturali, Tamponature e Partizioni – ReLUIS agosto 2009.

S.T.A. Data, *Manuale d'uso di 3muri*.

R. S. Adhikari, E. Longo, V. Pracchi, A. Rogora, E. Rosina, G. Schippa, *Energy behaviour in historical buildings: limits and potentials for the project evaluation*, tratto dalla 27th Conference in Passive and Low Energy Architecture, Louvain-la-Neuve, Belgio, 13-15 luglio 2011.

R. S. Adhikari, E. Lucchi, V. Pracchi, *Energy Modelling of Historic Buildings: Applicability, Problems and Compared Results*, tratto dal 3rd European Workshop on Cultural Heritage Preservation, 2013.

Efficienza e certificazione energetica degli edifici, a cura di F. Arecco, P. Cavalletti, Wolters Kluwer Italia, Milano, 2010.

L. E. Bejarano Urrego, *Methodology for Seismic Assessment applied to the Case Study of Tower Anziani in Padua (Italy)*, tesi di master, supervisori: prof.ssa F. Da Porto, ing. G. Bettiol, 2014.

N. Bonvento, *Indagini conoscitive e analisi di vulnerabilità sismica del complesso Cavalli: ex casa Fontana e ala sud-est del museo di geologia e paleontologia*, tesi di laurea, relatore prof.ssa M.R. Valluzzi, Anno Accademico 2013-2014.

Studio, sviluppo e definizione di schede tecniche di intervento per l'efficienza energetica negli edifici di pregio, a cura di M. Boriani, M. Giambruno, A. Garzulino, ENEA Agenzia Nazionale per le Nuove Tecnologie, l'Energia e lo Sviluppo Economico Sostenibile, Report RdS/2011/64.

Trattato sul consolidamento, a cura di L. Bussi, direttore scientifico P. Rocchi, Gruppo Mancosu Editore, Roma, 2003.

F. Cucco, *Statica e consolidamento degli edifici storici*, Grafill, Palermo, 2008.

M. De Carli, *Simulation and numerical methods, Energy modeling for buildings and components*, TERK Kft., Budapest, 2013.

L. De Stefani, *Tecniche innovative per il miglioramento sismico di edifici storico-monumentali*, tesi di dottorato, coordinatore dottorato prof. S. Lanzoni, 2012.

D. Donghi, *Materiali, elementi costruttivi e finimenti esterni delle fabbriche. Manuale dell'architetto, volume 1*, UTET, Torino, 1906.

S. Ferrari, *Procedure di calcolo semplificate e valutazioni dinamiche*, in Costruire in Laterizio n°131, Faenza Editrice, Faenza, settembre/ottobre 2009.

C. Ferrero, *Consolidamento e adeguamento sismico del teatro politeama "Giuseppe Verdi" di Carrara*, tesi di laurea, relatore prof. Sergio Lagomarsino, Anno Accademico 2011-2012.

E. Mattiello, *Analisi di vulnerabilità sismica di palazzo Donghi dell'università di Padova: studio globale e verifica locale dei macroelementi*, relatore prof. C. Modena, Anno Accademico 2012-2013.

A. Martini, S. Tarallo, *Indagini conoscitive e analisi di vulnerabilità sismica del complesso dell'Orto Botanico di Padova*, relatori prof. C. Modena, prof.ssa M.R. Valluzzi, Anno Accademico 2013-2014.

C. Modena, F. Pineschi, M. R. Valluzzi, *Valutazione della vulnerabilità sismica di alcune classi di strutture esistenti: sviluppo e valutazione di metodi di rinforzo*, CNR-Gruppo nazionale per la difesa dei terremoti, Roma, 2000.

Studio, sviluppo e definizione di linee guida per interventi di miglioramento per l'efficienza energetica negli edifici di pregio e per la gestione efficiente del sistema edificio-impianto, a cura di M. Morandotti, D. Besana, M. Pia Riccardi, B. Messiga, V. Cinieri, E. Basso, M. Malagodi, V. Guidetti, R. Avagliano, M. Grandi, S. Olivero, F. Stirano, D. D. Donfrancesco, R. Sabbatelli, ENEA Agenzia Nazionale per le Nuove Tecnologie, l'Energia e lo Sviluppo Economico Sostenibile, Report RdS/2011/63.

M. Pengo, *Analisi di vulnerabilità sismica finalizzata agli interventi di miglioramento di Palazzo Cà Borin*, tesi di laurea, relatore prof. C. Modena, Anno Accademico 2012-2013.

F. Romaro, *A study on seismic behaviour of masonry towers*, tesi di dottorato, coordinatore dottorato prof. A. Di Tommaso, 2011.

M. Stara, *Riqualificazione energetica dell'edilizia storica. Criticità e strategie d'intervento*, tesi di dottorato, coordinatore dottorato prof. U. Sanna, Anno Accademico 2012-2013.

Documentazione archivistica

Capitolato speciale d'appalto, documento conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

Comunicazione dell'impresa Minozzi Girolamo & Figli alla direzione dei lavori, del 10 agosto 1928, documento conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

Comunicazione dell'ingegnere capo al Sig. Podestà, del 19 dicembre 1928, documento conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

Ordinanza del 21 dicembre 1928, documento conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

Preventivo di spesa per la costruzione di soffitto a volta nei portici del nuovo Palazzo municipale, documento conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

Preventivo di spesa per la costruzione di un solaio a volterrane, del 16 dicembre 1928, documento conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

Preventivo per la costruzione di soffitti a crociera, del 17 dicembre 1928, documento conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

Normativa di riferimento

Circolare n° 617 del 2 febbraio 2009 – Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 14 gennaio 2008.

Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.

Linee Guida per il rilievo, l'analisi ed il progetto di interventi di riparazione e consolidamento sismico di edifici in muratura in aggregato, ReLUIS, Bozza dell'ottobre 2010.

Linee guida per la valutazione e la 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, ReLUIS, 9 febbraio 2011.

Linee Guida per modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione, miglioramento e ricostruzione di edifici inagibili, ReLUIS, 2012.

Raccomandazioni Normal 1/88 – *Alterazioni macroscopiche dei materiali lapidei: lessico* (CNR – ICR, 1990, Roma).

Schema di capitolato prestazionale, allegato alle *Linee guida per la valutazione e la 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*, ReLUIS, 9 febbraio 2011.

Allegato A al DPR 412/1993 (gradi GG).

DM 26/01/2010, “Aggiornamento del decreto 11 marzo 2008 in materia di riqualificazione energetica degli edifici”.

UNI EN 1182:2006, “Beni culturali - Materiali lapidei naturali ed artificiali - Descrizione della forma di alterazione - Termini e definizioni”.

UNI EN ISO 10077-1:2007, “Trasmittanza termica di finestre, porte e schermi – Parte 1 Metodo semplificato”.

UNI 10349:1994 “Riscaldamento e raffrescamento degli edifici – Dati climatici”.

UNI 10351:1994, “Materiali da costruzione. Conduttività termica e permeabilità al vapore”.

UNI 10355:1994, “Murature e solai. Valori della resistenza termica e metodo di calcolo”.

UNI/TS 11300-1:2008, “Determinazione del fabbisogno di energia termica dell'edificio estiva ed invernale”.

UNI/TS 11300-2:2008, *“Determinazione del fabbisogno di energia primaria e dei rendimenti per la climatizzazione invernale e per la produzione di acqua calda sanitaria”*.

UNI EN 12504-2:2012, *“Prove sul calcestruzzo nelle strutture. Parte 2: Prove non distruttive – Determinazione dell’indice sclerometrico”*.

UNI EN ISO 13790:2008, *“Prestazione energetica degli edifici – Calcolo del fabbisogno di energia per il riscaldamento e il raffrescamento”*.

Siti consultati

<http://www.agenziaentrate.gov.it>

<http://www.cab.unipd.it>

<http://cartadeisuoli.provincia.padova.it>

<http://www.cslp.it>

<http://dicata.ing.unibs.it>

<http://www.emidius.mi.ingv.it>

<http://www.fibrenet.it>

<http://www.google.it/maps>

<http://www.mi.ingv.it>

<http://www.padovanet.it>

<http://www.protezionecivile.gov.it>

<http://www.reluis.it>

<http://www.scribt.com>

<http://www.stadata.com>

I link potrebbero essere soggetti a variazioni nel tempo, quelli riportati in questa pagina sono aggiornati a febbraio 2015.

RINGRAZIAMENTI

Innanzitutto voglio ringraziare la Prof.ssa Da Porto, relatrice della tesi, per avermi dato la possibilità di lavorare su questo tema che ritengo essere molto interessante ed attuale e per avermi fatto capire l'importanza della materia della sicurezza sismica.

Ringrazio il Prof. De Carli, correlatore di questo lavoro, che mi ha permesso di approfondire le mie conoscenze su un aspetto importante che mi ha da sempre incuriosita.

Ringrazio l'Ing. Bettiol, correlatrice di questa tesi, che mi ha seguita ed aiutata durante il mio percorso.

Un ringraziamento all'Ing. Pengo per l'aiuto durante la stesura della tesi e per l'assistenza nei sopralluoghi.

Ringrazio la Prof.ssa Valluzzi per avermi permesso di iniziare questo lavoro durante il laboratorio di Restauro e per avermi trasmesso la passione per la materia nei corsi seguiti nell'ultimo anno di università.

Un sentito ringraziamento a Gabriella, con cui ho condiviso la prima fase di questo lavoro.

Ringrazio in modo particolare Letizia, Giacomo e Luigi, colleghi, ma soprattutto amici, che mi hanno supportato nel percorso di tesi. Grazie a tutti loro, che sono stati compagni di università, ma anche di lavori e progetti, ho imparato molto e insieme siamo riusciti ad ottenere grandi risultati e soddisfazioni.

Ringrazio di cuore tutti gli amici, vecchi e nuovi, che mi sono stati vicini e che mi hanno sempre sostenuta ed aiutata.

Un ringraziamento speciale ai miei colleghi universitari con cui ho condiviso quest'esperienza. In particolare voglio ringraziare coloro che, in questi anni, hanno fatto parte non solo della mia vita universitaria, ma anche della mia quotidianità, accompagnandomi nei momenti difficili e diventando per me un punto di riferimento.

Il più importante ringraziamento va ai miei genitori che, con la loro pazienza, mi sono sempre stati vicini e mi hanno permesso di portare a termine questo percorso.

**ALLEGATO 1: ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO
TRAMITE MACROELEMENTI**

ALLEGATO 1: ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO TRAMITE MACROELEMENTI 349

A.1 Analisi dei meccanismi locali di collasso tramite macroelementi

Vengono di seguito riportati i cinematismi analizzati.

Macroelemento 2 – Meccanismo A1: ribaltamento semplice di parete in quota

Si è scelto di esaminare anche il comportamento della parete nel caso di ribaltamento della porzione posta al di sopra della zona porticata.

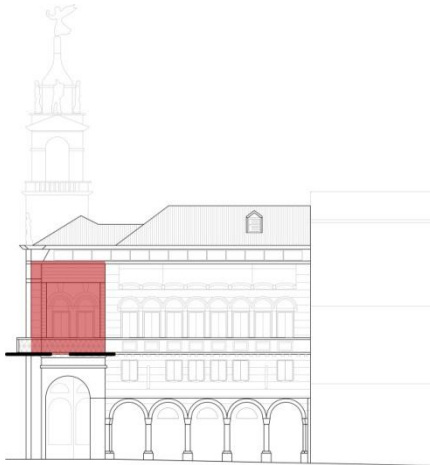


Fig. A.1-01: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

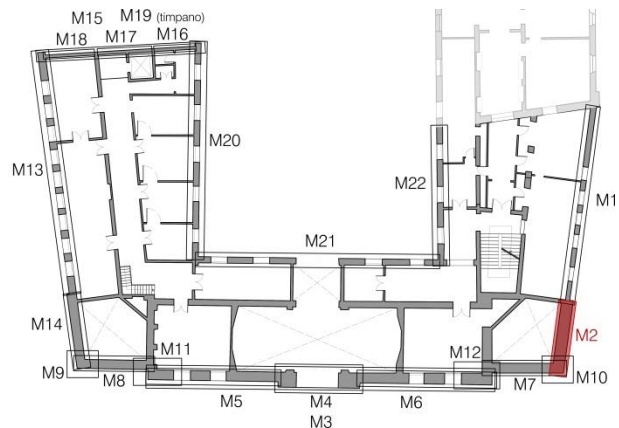


Fig. A.1-02: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]
Parete 1	0,75	4,9	3,1	0,55	16,58	18
Parete 2	0,75	1,6	5,9	0,55	9,46	18
Parete 3	0	0	0	0	0	18
Parete 4	0	0	0	0	0	18
TOT		6,5				
	P [kN]	N [kN]	N _o [kN]	x _{bar} [m]	y _{bar} [m]	
Parete 1	223,83	105,84	0	0,375	2,65	
Parete 2	127,71	33,8	0	0,375	0,8	
Parete 3	0	0	0	0	0	
Parete 4	0	0	0	0	0	
TOT	351,54	139,64	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani				3		
γ				1,286		
z ₀ : altezza del cinematismo da terra				8,9	[m]	
H: altezza totale pareti				6,5	[m]	
H _{TOT} : altezza dell'edificio				15,4	[m]	
Z: baricentro delle linee di vincolo				8,9	[m]	
Ψ(z)				0,578		
t: arretramento della cerniera				0,077	[m]	

Tabella A.1-01: Caratteristiche e dati geometrici del macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		170,5817	[kNm]	α_0	0,08283
M_r/α_0		2059,413	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,153846		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,407692	0,753846			
2	0,876923	1	M^*	44,61444	[kN]
3	0	0	e^*	0,891053	
4	0	0	a_0^*	0,911915	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	NON VERIFICATO	
a_2	1,523242	[m/s ²]			

Tabella A.1-02: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R_p [m]	R_N [m]	β_p [°]	β_N [°]	R_{No} [m]	β_{No} [°]
1	2,666651	4,922732	1,458986	1,474657	0	0
2	5,70776	6,517154	1,518644	1,498226	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	4,735015					
Parametri per la verifica non lineare						
h_{bar} [m]	4,192786	d_u^* [m]	0,155369	T_s [s]	1,789677	
$\delta_{x,bar}$	0,645044	d_s^* [m]	0,062147	$S_e(T_s)$ [m/s ²]	1,190707	
d_{k0} [m]	0,346104	a_s^* [m/s ²]	0,766008	$S_{De}(T_s)$ [m]	0,096604	
d_0^* [m]	0,388421					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d_1	0,096604	[m]	$d_u^* \geq \max\{d_1; d_2\}$	VERIFICATO		
d_2	0,068333	[m]				

Tabella A.1-03: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

L'analisi non lineare è verificata, di conseguenza non è necessario l'inserimento di tiranti.

Macroelemento 2 – Meccanismo B1: ribaltamento composto di parete in quota

Si è scelto di esaminare anche il comportamento del macroelemento nel caso di ribaltamento della parte sommitale dello stesso e di ammassamento con la parete posta su via VIII Febbraio. Il procedimento seguito è il medesimo del ribaltamento composto di parete, ma in questo caso i termini a_2 e d_2 saranno diversi da zero; di conseguenza le verifiche dovranno essere soddisfatte anche per questi valori.

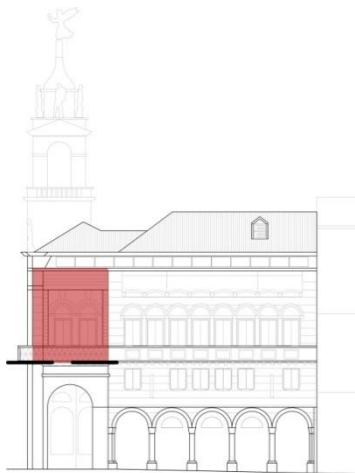


Fig. A.1-03: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

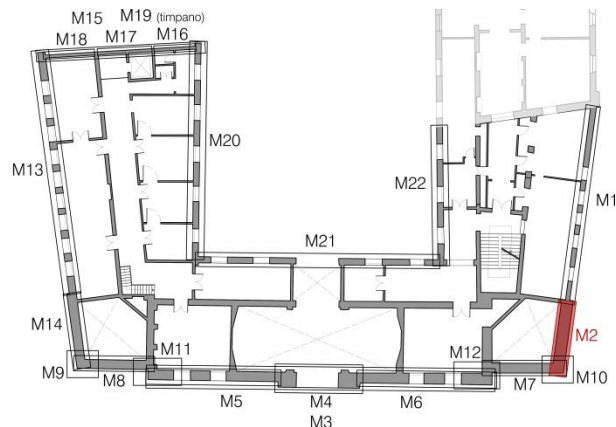


Fig. A.1-04: Pianta con individuazione del macroelemento.

I dati geometrici includono anche le caratteristiche della parete di connessione su via VIII Febbraio.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m²]	γ [kN/m³]
Parete 1	0,75	4,9	3,1	0,55	16,58	18
Parete 2	0,75	1,6	5,9	0,55	9,46	18
Parete 3	0	0	0	0	0	18
Parete 4	0	0	0	0	0	18
TOT		6,5				
	P [kN]	N [kN]	N_o [kN]	x_{bar} [m]	y_{bar} [m]	
Parete 1	223,83	105,84	0	0,375	2,65	
Parete 2	127,44	33,8	0	0,375	0,8	
Parete 3	0	0	0	0	0	
Parete 4	0	0	0	0	0	
TOT	351,27	139,64	0			
	s [m]	h [m]	b [m]	d [m]	A [m²]	γ [kN/m³]
P. conn. A	0,9	6,5	2,5	1,667	8,125	18
P. conn. B	0	0	0	0	0	18
P. conn. C	0	0	0	0	0	18
P. conn. D	0	0	0	0	0	18
TOT						

	P [kN]	N [kN]	N _o [kN]	x _{bar} [m]	y _{bar} [m]	
P. conn. A	131,625	3,45	0	0,83	4,333	
P. conn. B	0	0	0	0,00	0	
P. conn. C	0	0	0	0,00	0	
P. conn. D	0	0	0	0,00	0	
TOT	131,625	3,45	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani				3		
Y				1,286		
z ₀ : altezza del cinematismo da terra				8,9		[m]
H: altezza totale pareti				6,5		[m]
H _{TOT} : altezza dell'edificio				15,4		[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo				8,9		[m]
Ψ(z)				0,578		
t: arretramento della cerniera				0,099		[m]

Tabella A.1-04: Caratteristiche e dati geometrici del macroelemento e della parete di connessione.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α						
M_s		363,4737	[kNm]	α_0	0,137125	
M_r/α_0		2650,674	[kNm]			
Calcolo dell'accelerazione spettrale						
ϑ	0,153846			punto di riferimento: punto di applicazione di N1		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}				
1	0,407692	0,753846				
2	0,876923	1				
3	0	0		Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
4	0	0				
A	0,666667	1				
B	0	0		M^*	58,23347	[kN]
C	0	0		e^*	0,912594	
D	0	0		a_0^*	1,474036	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare						
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		NON VERIFICATO	
a_2	1,523242	[m/s ²]				

Tabella A.1-05: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _p [m]	R _N [m]	β _p [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	2,664363	4,920737	1,466916	1,478958	0	0
2	5,706692	6,515647	1,522364	1,50148	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0

	R _P [m]	R _N [m]	β _P [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
A	4,580595	6,900932	1,240727	1,228248	0	0
B	0	0	0	0	0	0
C	0	0	0	0	0	0
D	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	7,807991					
Parametri per la verifica non lineare						
h _{bar} [m]	4,234404	d _u * [m]	0,252143	T _s [s]		1,793244
δ _{x,bar}	0,651447	d _s * [m]	0,100857	S _e (T _s) [m/s ²]		1,188339
d _{k0} [m]	0,57526	a _s *[m/s ²]	1,23819	S _{De} (T _s) [m]		0,096796
d ₀ * [m]	0,630356					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d ₁	0,096796	[m]	d _u * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		VERIFICATO	
d ₂	0,068433	[m]				

Tabella A.1-06: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

Neanche in questo caso è necessario procedere con il calcolo dei tiranti.

Macroelemento 3 – Meccanismo A: ribaltamento semplice di parete

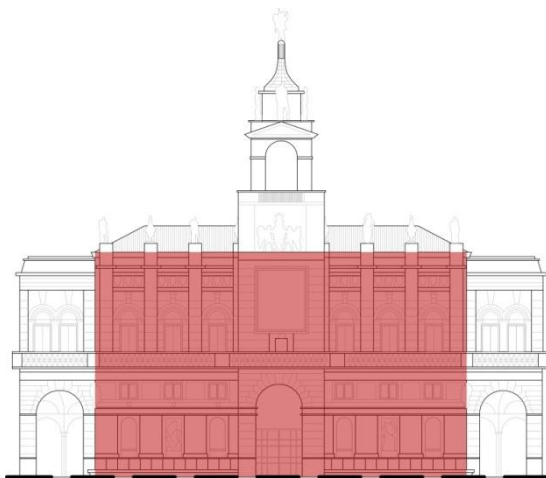


Fig. A.1-05: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

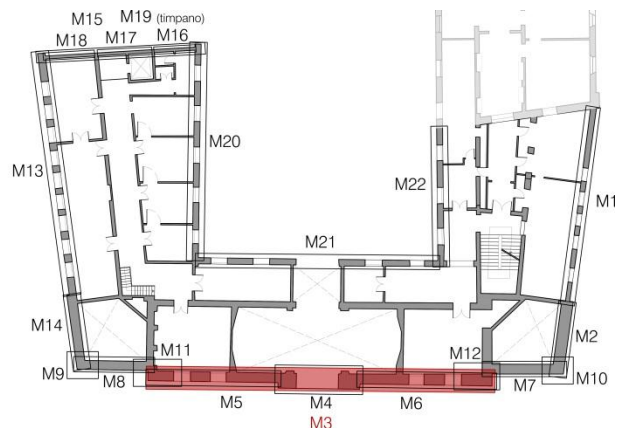


Fig. A.1-06: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]
Parete 1	0,9	5,3	25,02	0,7	132,69	18
Parete 2	0,85	3,6	16,06	0,65	84,82	18
Parete 3	0,85	4,9	19,32	0,65	110,53	18
Parete 4	0,46	4	28,62	0,26	114,48	18
TOT		17,8				

	P [kN]	N [kN]	N _o [kN]	x _{bar} [m]	y _{bar} [m]	
Parete 1	2149,578	207,34	36,43	0,45	2,65	
Parete 2	1297,746	296,52	0	0,425	1,83	
Parete 3	1691,109	573,76	0	0,425	2,67	
Parete 4	947,8944	171,23	0	0,23	2	
TOT	6086,327	1248,85	36,43			
Dati geometrici						
n: numero di piani				4		
Y				1,333		
z ₀ : altezza del cinematismo da terra				0		[m]
H: altezza totale pareti				17,8		[m]
H _{TOT} : altezza dell'edificio				17,8		[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo				0		[m]
Ψ(z)				0		
t: arretramento della cerniera				0,143		[m]

Tabella A.1-07: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		1966,508	[kNm]	α_0	0,030633
M_r/α_0		64195,89	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,05618		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,148876	0,297753			
2	0,400562	0,5	M^*	570,0719	[kN]
3	0,65	0,775281	e^*	0,762409	
4	0,88764	1	a_0^*	0,394157	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		NON VERIFICATO
a_2	0	[m/s ²]			

Tabella A.1-08: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _P [m]	R _N [m]	β _P [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	2,667686	5,329154	1,455584	1,466148	5,353742	1,428986
2	7,135562	8,914411	1,531312	1,513928	0	0
3	11,57343	13,8093	1,546456	1,534098	0	0
4	15,80024	17,80038	1,565311	1,564242	0	0
ϑ [°]	1,753836					
Parametri per la verifica non lineare						
h _{bar} [m]	8,751784	d _u * [m]	0,140529	T _s [s]		2,588922
δ _{x,bar}	0,491673	d _s * [m]	0,056212	S _e (T _s) [m/s ²]		0,823115
d _{k0} [m]	0,267852	a _s *[m/s ²]	0,331092	S _{De} (T _s) [m]		0,139746
d ₀ * [m]	0,351323					

Verifica SLV con analisi non lineare				
d ₁	0,139746	[m]	d _u * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }	VERIFICATO
d ₂	0	[m]		
Verifica a sfilamento travi				
t _N	0,010037	[m]	d _{uN} * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }	NON VERIFICATO
s	0,249963	[m]		
d _{uN} *	0,1229	[m]		

Tabella A.1-09: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare e verifica delle situazioni localmente incompatibili (sfilamento delle travi).

L'analisi non lineare è verificata, ma la verifica a sfilamento travi no, di conseguenza è necessario l'inserimento di tiranti.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	18	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]
Muratura	s	0,46	[m]
	f_{vd}	0,034091	[MPa]
	f_{md}	1,363636	[MPa]
Verifica meccanismi tirante	T'	43,62326	[kN]
	T''	47,67273	[kN]
	T'''	122,7273	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$	T	43,62326	[kN]

Tabella A.1-10: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{\min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T \cdot H_i$ [kNm]	M_s	5072,484	[kNm]
1	0	0	51,95579	0	M_r/α_0	64195,89	[kNm]
2	0	0	87,24652	0	α_0	0,079016	
3	0	0	135,2811	0	Accelerazione spettrale		
4	4	174,493	174,493	3105,976	M^*	570,0719	[kN]
TOT				3105,976	e^*	0,762409	
					a_0^*	1,016704	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	VERIFICATO			
a_2	0	[m/s ²]					

Tabella A.1-11: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Macroelemento 3 – Meccanismo A1: ribaltamento semplice di parete in quota

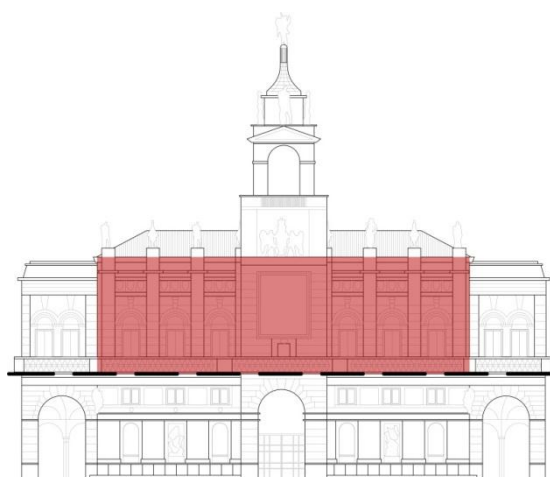


Fig. A.1-07: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

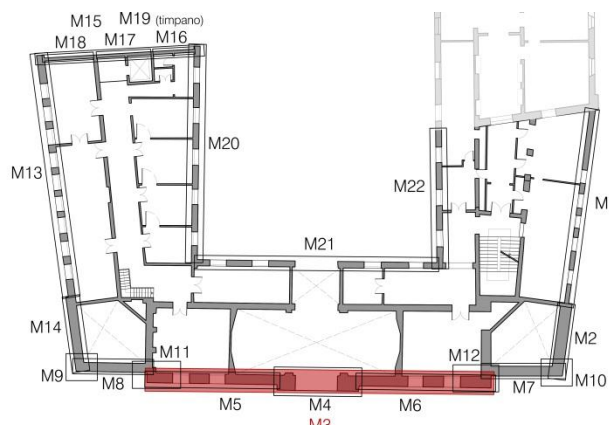


Fig. A.1-08: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]
Parete 1	0,85	4,9	19,32	0,65	110,53	18
Parete 2	0,46	4	28,62	0,26	114,48	18
Parete 3	0	0	0	0	0	18
Parete 4	0	0	0	0	0	18
TOT		8,9				
	P [kN]	N [kN]	N _o [kN]	x _{bar} [m]	y _{bar} [m]	
Parete 1	1691,109	573,76	0	0,425	2,67	
Parete 2	947,894	171,23	0	0,23	2	
Parete 3	0	0	0	0	0	
Parete 4	0	0	0	0	0	
TOT	2639,003	744,99	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani				4		
γ				1,333		
z ₀ : altezza del cinematismo da terra				8,9	[m]	
H: altezza totale pareti				8,9	[m]	
H _{TOT} : altezza dell'edificio				17,8	[m]	
Z: baricentro delle linee di vincolo				8,9	[m]	
Ψ(z)				0,5		
t: arretramento della cerniera				0,086	[m]	

Tabella A.1-12: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α				
M _s	1064,425	[kNm]	α ₀	0,069158
M _r /α ₀	15391,1	[kNm]		

Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,11236		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,3	0,550562			
2	0,775281	1	M^*	285,6866	[kN]
3	0	0	e^*	0,828189	
4	0	0	a_0^*	0,819191	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	NON VERIFICATO	
a_2	1,36667	[m/s ²]			

Tabella A.1-13: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _P [m]	R _N [m]	β _P [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	2,691481	4,932394	1,44437	1,456124	0	0
2	6,90151	8,901708	1,549876	1,551207	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	3,956189					
Parametri per la verifica non lineare						
h _{bar} [m]	4,548207	d _u * [m]	0,151558	T _s [s]		1,864953
δ _{x,bar}	0,511035	d _s * [m]	0,060623	S _e (T _s) [m/s ²]		1,142646
d _{k0} [m]	0,313797	a _s * [m/s ²]	0,68812	S _{De} (T _s) [m]		0,100667
d ₀ * [m]	0,378896					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d ₁	0,100667	[m]	d _u * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		VERIFICATO	
d ₂	0,072596	[m]				
Verifica a sfilamento travi						
t _N	0,012999	[m]	d _{uN} * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		VERIFICATO	
s	0,247001	[m]				
d _{uN} *	0,126226	[m]				

Tabella A.1-14: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare e verifica delle situazioni localmente incompatibili (sfilamento delle travi).

L'analisi non lineare e la verifica a sfilamento travi sono verificate, di conseguenza non è necessario l'inserimento di tiranti.

Macroelemento 4 - Meccanismo A1: ribaltamento semplice di parete in quota, caso 1

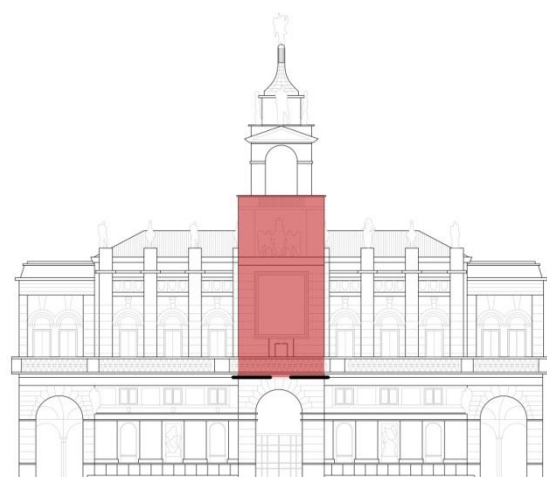


Fig. A.1-09: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

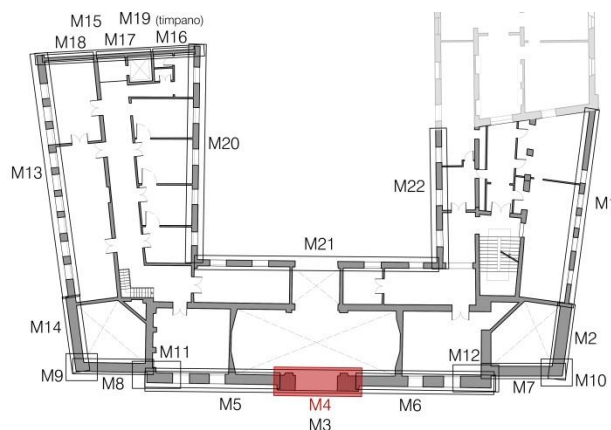


Fig. A.1-10: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m²]	γ [kN/m³]
Parete 1	0,7	4,9	5,75	0,5	30,26	18
Parete 2	0,55	4	6,65	0,4	26,47	18
Parete 3	0,55	3,75	6,65	0,4	24,73	18
Parete 4	0,4	1	4,15	0	5,35	18
TOT		13,65				
	P [kN]	N [kN]	N_o [kN]	x_{bar} [m]	y_{bar} [m]	
Parete 1	381,276	74	0	0,35	2,54	
Parete 2	262,053	17,15	0	0,275	2	
Parete 3	244,827	96,67	0	0,275	1,88	
Parete 4	38,52	0	0	0,2	0,53	
TOT	926,676	187,82	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani				5		
γ				1,364		
z₀: altezza del cinematismo da terra				8,9	[m]	
H: altezza totale pareti				13,65	[m]	
H_{TOT}: altezza dell'edificio				22,55	[m]	
Z: baricentro delle linee di vincolo				8,9	[m]	
Ψ(z)				0,395		
t: arretramento della cerniera				0,095	[m]	

Tabella A.1-15: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α						
M_s			257,462	[kNm]	α_0	0,033604
M_r/α_0			7661,646	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale						
ϑ	0,07326		punto di riferimento: N4			
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale			
1	0,186081	0,358974				
2	0,505495	0,652015	M^*	87,12148	[kN]	
3	0,789744	0,92674	e^*	0,766859		
4	0,965568	1	a_0^*	0,429877	[m/s ²]	
Verifica SLV con analisi lineare						
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		NON VERIFICATO	
a_2	1,103309	[m/s ²]				

Tabella A.1-16: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R_P [m]	R_N [m]	β_P [°]	β_N [°]	R_{No} [m]	β_{No} [°]
1	2,552792	4,916729	1,470644	1,488282	0	0
2	6,902354	8,905233	1,54468	1,536513	0	0
3	10,78151	12,65368	1,554078	1,546671	0	0
4	13,18042	0	1,562812	0	0	0
ϑ [°]	1,924643					
Parametri per la verifica non lineare						
h_{bar} [m]	6,874539	d_u^* [m]	0,12043	T_s [s]	2,294906	
$\delta_{x,bar}$	0,503629	d_s^* [m]	0,048172	$S_e(T_s)$ [m/s ²]	0,92857	
d_{ko} [m]	0,230882	a_s^* [m/s ²]	0,361097	$S_{De}(T_s)$ [m]	0,123875	
d_0^* [m]	0,301074					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d_1	0,123875	[m]	$d_u^* \geq \max\{d_1; d_2\}$	NON VERIFICATO		
d_2	0,085367	[m]				

Tabella A.1-17: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

L'analisi non lineare non è verificata, di conseguenza è necessario l'inserimento di tiranti.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	18	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]
Muratura	s	0,4	[m]
	f_{vd}	0,034091	[MPa]
	f_{md}	1,363636	[MPa]

Verifica meccanismi tirante	T'	43,62326	[kN]
	T''	38,18182	[kN]
	T'''	122,7273	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$	T	38,18182	[kN]

Tabella A.1-18: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{\min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T \cdot H_i$ [kNm]	M_s	740,462	[kNm]
1	0	0	13,70629	0	M_r/α_0	7661,646	[kNm]
2	0	0	24,8951	0	α_0	0,096645	
3	1	38,18182	38,18182	483	Accelerazione spettrale		
4	0	0	0	0	M^*	87,12148	[kN]
TOT				483	e^*	0,766859	
					a_0^*	1,236329	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		VERIFICATO		
a_2	1,103309	[m/s ²]					

Tabella A.1-19: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Macroelemento 4 - Meccanismo A1: ribaltamento semplice di parete in quota, caso 2

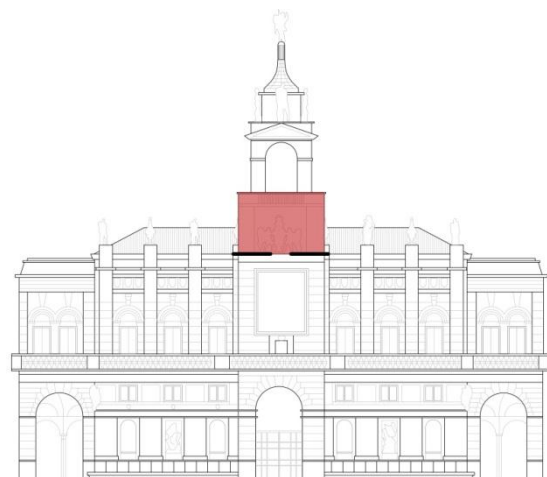


Fig. A.1-11: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

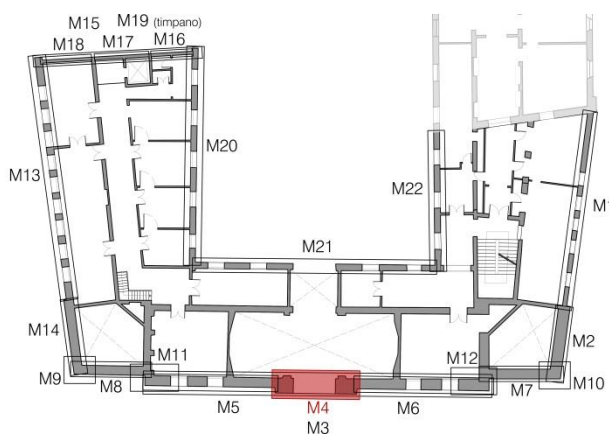


Fig. A.1-12: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]
Parete 1	0,55	3,75	6,65	0,4	24,73	18
Parete 2	0,4	1	4,15	0	5,35	18
Parete 3	0	0	0	0	0	18
Parete 4	0	0	0	0	0	18
TOT		4,75				

	P [kN]	N [kN]	N _o [kN]	x _{bar} [m]	y _{bar} [m]	
Parete 1	244,827	96,67	0	0,275	1,88	
Parete 2	38,52	0	0	0,2	0,53	
Parete 3	0	0	0	0	0	
Parete 4	0	0	0	0	0	
TOT	283,347	96,67	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani				5		
γ				1,364		
z ₀ : altezza del cinematismo da terra				17,8		[m]
H: altezza totale pareti				4,75		[m]
H _{TOT} : altezza dell'edificio				22,55		[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo				17,8		[m]
Ψ(z)				0,789		
t: arretramento della cerniera				0,028		[m]

Tabella A.1-20: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α						
M_s			103,0826	[kNm]	α_0	0,104371
M_r/α_0			987,6529	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale						
ϑ	0,210526		punto di riferimento: N4			
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale			
1	0,395789	0,789474				
2	0,901053	1	M^*	33,93268	[kN]	
3	0	0	e^*	0,87596		
4	0	0	a_0^*	1,168869	[m/s ²]	
Verifica SLV con analisi lineare						
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		NON VERIFICATO	
a_2	2,206618	[m/s ²]				

Tabella A.1-21: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _P [m]	R _N [m]	β _P [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	1,896164	3,768412	1,440129	1,471903	0	0
2	4,283457	0	1,530617	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	5,958461					
Parametri per la verifica non lineare						
h _{bar} [m]	2,59897	d _u * [m]	0,123199	T _s [s]		1,407635
δ _{x,bar}	0,547152	d _s * [m]	0,049279	S _e (T _s) [m/s ²]		1,513873
d _{k0} [m]	0,269792	a _s *[m/s ²]	0,98185	S _{De} (T _s) [m]		0,075982
d ₀ * [m]	0,307996					

Verifica SLV con analisi non lineare				
d ₁	0,075982	[m]	$d_u^* \geq \max\{d_1; d_2\}$	NON VERIFICATO
d ₂	0,12757	[m]		

Tabella A.1-22: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

L'analisi non lineare non è verificata, di conseguenza è necessario l'inserimento di tiranti.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	18	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]
Muratura	s	0,4	[m]
	f_{vd}	0,034091	[MPa]
	f_{md}	1,363636	[MPa]
Verifica meccanismi tirante	T'	43,62326	[kN]
	T''	38,18182	[kN]
	T'''	122,7273	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$		T	38,18182 [kN]

Tabella A.1-23: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T \cdot H_i$ [kNm]	M_s	246,2644	[kNm]
1	1	38,18182	38,18182	143,1818	M_r/α_0	987,6529	[kNm]
2	0	0	0	0	α_0	0,249343	
3	0	0	0	0	Accelerazione spettrale		
4	0	0	0	0	M^*	33,93268	[kN]
TOT				143,1818	e^*	0,87596	
					a_0^*	2,792429	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a ₁	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	VERIFICATO			
a ₂	2,206618	[m/s ²]					

Tabella A.1-24: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Macroelemento 5 – Meccanismo A: ribaltamento semplice di parete



Fig. A.1-13: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

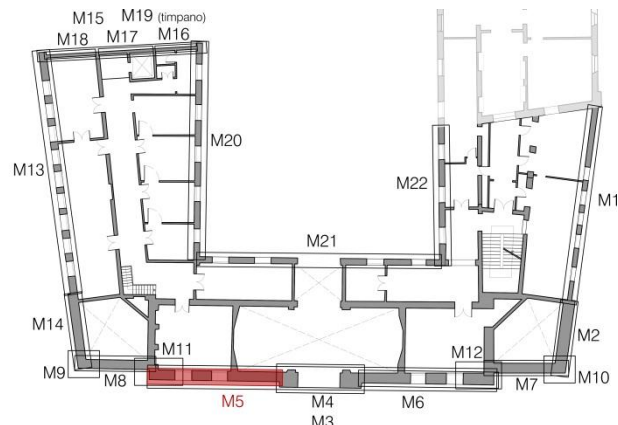


Fig. A.1-14: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]
Parete 1	0,9	5,3	11	0,7	58,52	18
Parete 2	0,85	3,6	6,8	0,65	34,19	18
Parete 3	0,85	4,9	6,8	0,65	37,01	18
Parete 4	0,46	4	11	0,26	44,16	18
TOT		17,8				
	P [kN]	N [kN]	N _o [kN]	x _{bar} [m]	y _{bar} [m]	
Parete 1	948,024	103,668	0	0,45	2,65	
Parete 2	523,107	134,1	0	0,425	1,75	
Parete 3	566,253	298,095	0	0,425	2,69	
Parete 4	365,6448	52,22	0	0,23	2	
TOT	2403,029	588,083	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani				4		
γ				1,333		
z₀: altezza del cinematismo da terra				0		[m]
H: altezza totale pareti				17,8		[m]
H_{TOT}: altezza dell'edificio				17,8		[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo				0		[m]
Ψ(z)				0		
t: arretramento della cerniera				0,133		[m]

Tabella A.1-25: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α				
M_s	943,1253	[kNm]	α₀	0,037239
M_r/α₀	25326,39	[kNm]		

Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,05618		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,148876	0,297753			
2	0,396067	0,5	M^*	227,9417	[kN]
3	0,651124	0,775281	e^*	0,747584	
4	0,88764	1	a_0^*	0,488658	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	NON VERIFICATO	
a_2	0	[m/s ²]			

Tabella A.1-26: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _P [m]	R _N [m]	β _P [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	2,6689	5,330249	1,451716	1,464209	0	0
2	7,056047	8,915007	1,529393	1,512765	0	0
3	11,59368	13,80968	1,545602	1,533346	0	0
4	15,8003	17,80045	1,564653	1,563658	0	0
ϑ [°]	2,132644					
Parametri per la verifica non lineare						
h _{bar} [m]	8,467215	d _u * [m]	0,168592	T _s [s]		2,546746
δ _{x,bar}	0,475686	d _s * [m]	0,067437	S _e (T _s) [m/s ²]		0,836747
d _{k0} [m]	0,315091	a _s *[m/s ²]	0,410473	S _{De} (T _s) [m]		0,137469
d ₀ * [m]	0,421479					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d ₁	0,137469	[m]	d _u * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		VERIFICATO	
d ₂	0	[m]				
Verifica a sfilamento travi						
t _N	0,006963	[m]	d _{uN} * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		NON VERIFICATO	
s	0,253037	[m]				
d _{uN} *	0,120366	[m]				

Tabella A.1-27: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

L'analisi non lineare non è verificata, di conseguenza è necessario l'inserimento di tiranti.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	18	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]
Muratura	s	0,46	[m]
	f_{vd}	0,034091	[MPa]

	f_{md}	1,363636	[MPa]
Verifica meccanismi tirante	T'	43,62326	[kN]
	T''	47,67273	[kN]
	T'''	122,7273	[kN]
	$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$	43,62326	[kN]

Tabella A.1-28: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T \cdot H_i$ [kNm]	M_s	1719,619	[kNm]
1	0	0	12,98895	0	M_r/α_0	25326,39	[kNm]
2	0	0	21,81163	0	α_0	0,067898	
3	0	0	33,82028	0	Accelerazione spettrale		
4	1	43,62326	43,62326	776,494	M^*	227,9417	[kN]
TOT				776,494	e^*	0,747584	
					a_0^*	0,89098	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		VERIFICATO		
a_2	0	[m/s ²]					

Tabella A.1-29: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Macroelemento 5 – Meccanismo A1: ribaltamento semplice di parete in quota

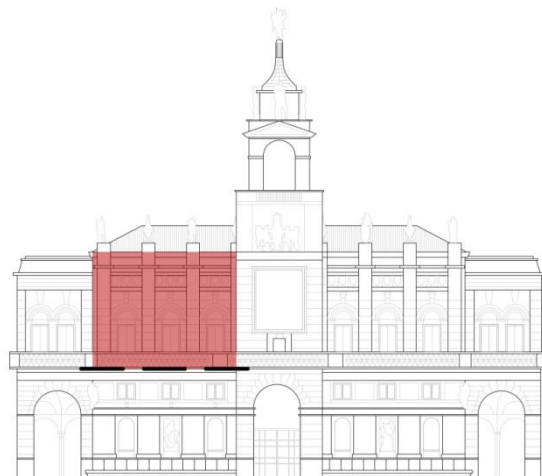


Fig. A.1-15: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

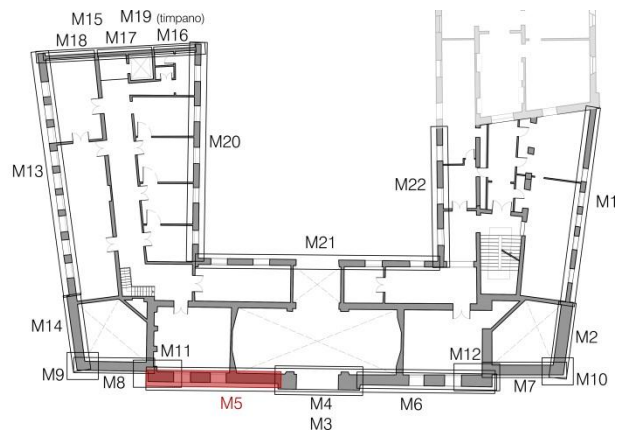


Fig. A.1-16: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]
Parete 1	0,85	4,9	4,8	0,65	37,01	18
Parete 2	0,46	4	11	0,26	44,16	18
Parete 3	0	0	0	0	0	18
Parete 4	0	0	0	0	0	18
TOT		8,9				

	P [kN]	N [kN]	N _o [kN]	x _{bar} [m]	y _{bar} [m]	
Parete 1	566,253	298,095	0	0,425	2,69	
Parete 2	365,6448	52,22	0	0,23	2	
Parete 3	0	0	0	0	0	
Parete 4	0	0	0	0	0	
TOT	931,8978	350,315	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani				4		
Y				1,333		
z ₀ : altezza del cinematismo da terra				8,9		[m]
H: altezza totale pareti				8,9		[m]
H _{TOT} : altezza dell'edificio				17,8		[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo				8,9		[m]
Ψ(z)				0,5		
t: arretramento della cerniera				0,131		[m]

Tabella A.1-30: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		364,6432	[kNm]	α_0	0,061063
M_r/α_0		5971,593	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,11236		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,302247	0,550562			
2	0,775281	1	M^*	110,8269	[kN]
3	0	0	e^*	0,847919	
4	0	0	a_0^*	0,706468	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		NON VERIFICATO
a_2	1,36667	[m/s ²]			

Tabella A.1-31: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _p [m]	R _N [m]	β _p [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	2,706062	4,927452	1,461786	1,46519	0	0
2	6,900716	8,900941	1,556391	1,556258	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	3,494312					
Parametri per la verifica non lineare						
h _{bar} [m]	4,657256	d _u * [m]	0,133908	T _s [s]		1,887673
δ _{x,bar}	0,523287	d _s * [m]	0,053563	S _e (T _s) [m/s ²]		1,128893
d _{k0} [m]	0,283857	a _s * [m/s ²]	0,593434	S _{De} (T _s) [m]		0,101893
d ₀ * [m]	0,334769					

Verifica SLV con analisi non lineare				
d ₁	0,101893	[m]	d _u * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }	VERIFICATO
d ₂	0,073219	[m]		
Verifica a sfilamento travi				
t _N	0,015956	[m]	d _{uN} * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }	VERIFICATO
s	0,244044	[m]		
d _{uN} *	0,127705	[m]		

Tabella A.1-32: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

Macroelemento 5 – Meccanismo C: flessione verticale di parete, caso 1

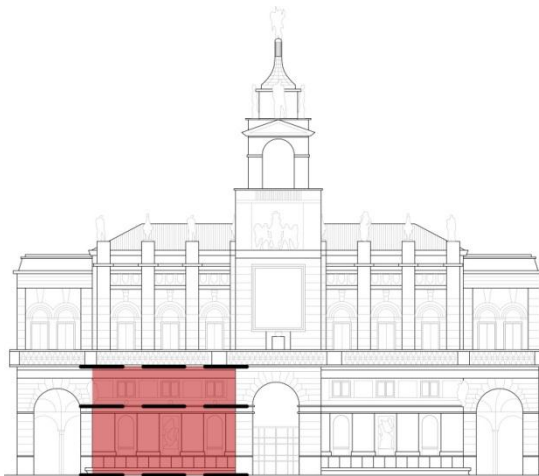


Fig. A.1-17: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

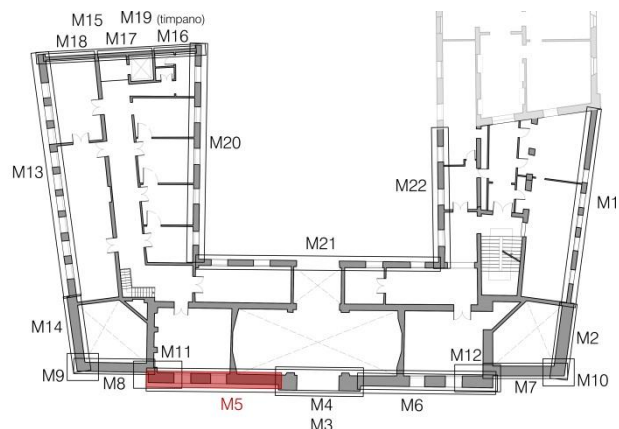


Fig. A.1-18: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]
Parete 1	0,9	5,3	11	0,7	58,52	18
Parete 2	0,85	3,6	6,8	0,65	34,19	18
TOT		8,9				
	P [kN]	N [kN]	N_o [kN]	x_{bar} [m]	y_{bar} [m]	
Parete 1	948,024	103,668	0	0,45	2,65	
Parete 2	523,107	1415,1	0	0,425	1,75	
TOT	1471,131	1518,768	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani				4		
γ				1,333		
z_0: altezza del cinematismo da terra				0		[m]
H: altezza totale pareti				8,9		[m]
H_{TOT}: altezza dell'edificio				8,9		[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo				4,45		[m]
$\Psi(z)$				0,5		
t: arretramento della cerniera				0,133		[m]

Tabella A.1-33: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Spostamenti rispetto al polo A e a ϑ						
	φ (ϑ)	1,472222	ϑ			
	$\delta_{b,x}$ (ϑ)	5,3	ϑ			
	$\delta_{b,y}$ (ϑ)	0,9	ϑ			
	$\delta_{x,\alpha Pi}$ (ϑ)	$\delta_{y,Pi}$ (ϑ)	$\delta_{x,\alpha Ni}$ (ϑ)	$\delta_{y,Ni}$ (ϑ)	$\delta_{x,No}$ (ϑ)	
1	2,65	0,45	5,3	0,7	5,3	
2	2,723611	1,525694	0	1,194444	0	
Coefficiente di attivazione del meccanismo α						
α_0				0,665903364		
Calcolo dell'accelerazione spettrale (punto di riferimento: B)						
ϑ	0,188679		Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale			
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	M^*		152,5507	[kN]
1	0,5	1	e^*		0,950294	
2	0,513889	0	a_0^*		6,8742	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare						
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$			VERIFICATO
a_2	1,36667	[m/s ²]				

Tabella A.1-34: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Macroelemento 5 – Meccanismo C: flessione verticale di parete, caso 2

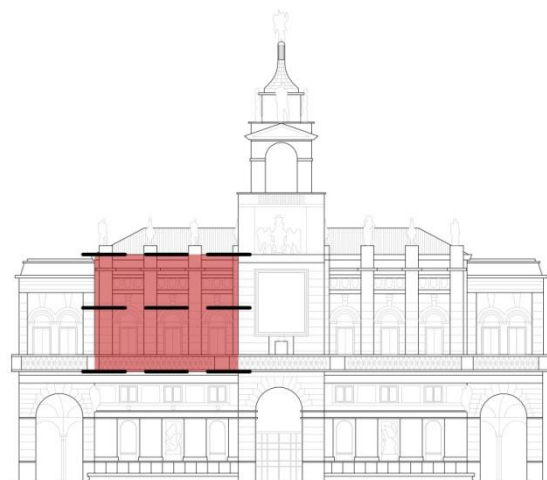


Fig. A.1-19: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

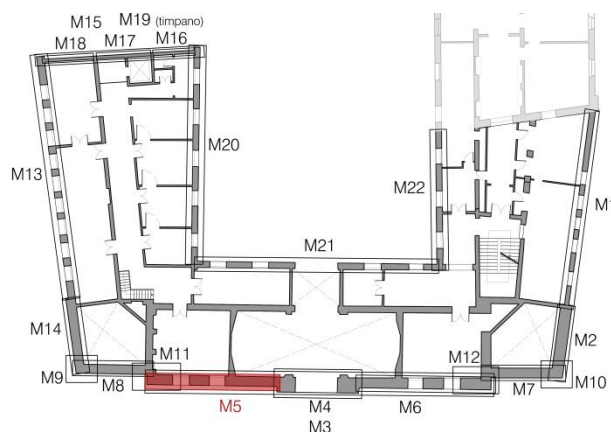


Fig. A.1-20: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]
Parete 1	0,85	4,9	6,8	0,65	37,01	18
Parete 2	0,46	4	11	0,26	44,16	18
TOT		8,9				

	P [kN]	N [kN]	N _o [kN]	x _{bar} [m]	y _{bar} [m]	
Parete 1	566,253	298,095	0	0,425	2,69	
Parete 2	365,6448	52,22	0	0,23	2	
TOT	931,8978	350,315	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani				4		
γ				1,333		
z₀: altezza del cinematismo da terra				8,9		[m]
H: altezza totale pareti				8,9		[m]
H_{TOT}: altezza dell'edificio				17,8		[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo				13,35		[m]
Ψ(z)				0,75		
t: arretramento della cerniera				0,092		[m]

Tabella A.1-35: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Spostamenti rispetto al polo A e a ϑ						
	φ (ϑ)	1,225	ϑ			
	$\delta_{b,x}$ (ϑ)	4,9	ϑ			
	$\delta_{b,y}$ (ϑ)	0,85	ϑ			
	$\delta_{x,\alpha Pi}$ (ϑ)	$\delta_{y,Pi}$ (ϑ)	$\delta_{x,\alpha Ni}$ (ϑ)	$\delta_{y,Ni}$ (ϑ)	$\delta_{x,No}$ (ϑ)	
1	2,69	0,425	4,9	0,65	4,9	
2	2,45	1,13175	0	1,095	0	
Coefficiente di attivazione del meccanismo α						
α_0				0,233372421		
Calcolo dell'accelerazione spettrale (punto di riferimento: B)						
ϑ	0,204082		Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale			
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	M^*		114,0839	[kN]
1	0,54898	1	e^*		0,909894	
2	0,5	0	a_0^*		2,516099	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare						
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$			VERIFICATO
a_2	2,050006	[m/s ²]				

Tabella A.1-36: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

L'analisi è verificata, di conseguenza non è necessario l'inserimento di tiranti.

Macroelemento 6 – Meccanismo A: ribaltamento semplice di parete



Fig. A.1-21: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

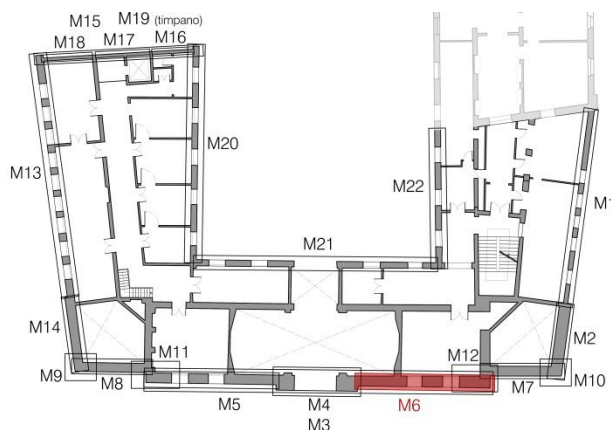


Fig. A.1-22: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m²]	γ [kN/m³]
Parete 1	0,9	5,3	11	0,7	58,52	18
Parete 2	0,85	3,6	6,8	0,65	34,19	18
Parete 3	0,85	4,9	6,8	0,65	37,01	18
Parete 4	0,46	4	11	0,26	44,16	18
TOT		17,8				
	P [kN]	N [kN]	N_o [kN]	x_{bar} [m]	y_{bar} [m]	
Parete 1	948,024	103,668	0	0,45	2,65	
Parete 2	523,107	134,1	0	0,425	1,75	
Parete 3	566,253	200,4	0	0,425	2,69	
Parete 4	365,6448	52,22	0	0,23	2	
TOT	2403,029	490,388	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani			4			
γ			1,333			
z₀: altezza del cinematismo da terra			0	[m]		
H: altezza totale pareti			17,8	[m]		
H_{TOT}: altezza dell'edificio			17,8	[m]		
Z: baricentro delle linee di vincolo			0	[m]		
Ψ(z)			0			
t: arretramento della cerniera			0,129	[m]		

Tabella A.1-37: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α				
M_s	905,1742	[kNm]	α₀	0,03775
M_r/α₀	23978,19	[kNm]		

Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,05618		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,148876	0,297753			
2	0,396067	0,5	M^*	218,4911	[kN]
3	0,651124	0,775281	e^*	0,740784	
4	0,88764	1	a_0^*	0,499911	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	NON VERIFICATO	
a_2	0	[m/s ²]			

Tabella A.1-38: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _P [m]	R _N [m]	β _P [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	2,669419	5,330713	1,450101	1,463399	0	0
2	7,056228	8,91526	1,528778	1,512279	0	0
3	11,59379	13,80985	1,545228	1,533031	0	0
4	15,80033	17,80049	1,564378	1,563414	0	0
ϑ [°]	2,161883					
Parametri per la verifica non lineare						
h _{bar} [m]	8,287155	d _u * [m]	0,168803	T _s [s]	2,519497	
δ _{x,bar}	0,465571	d _s * [m]	0,067521	S _e (T _s) [m/s ²]	0,845796	
d _{k0} [m]	0,312617	a _s *[m/s ²]	0,419926	S _{De} (T _s) [m]	0,135998	
d ₀ * [m]	0,422008					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d ₁	0,135998	[m]	d _u * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		VERIFICATO	
d ₂	0	[m]				
Verifica a sfilamento travi						
t _N	0,006963	[m]	d _{uN} * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		NON VERIFICATO	
s	0,253037	[m]				
d _{uN} *	0,117807	[m]				

Tabella A.1-39: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

L'analisi non lineare non è verificata, di conseguenza è necessario l'inserimento di tiranti.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	18	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]
Muratura	s	0,46	[m]
	f_{vd}	0,034091	[MPa]

	f_{md}	1,363636	[MPa]
Verifica meccanismi tirante	T'	43,62326	[kN]
	T''	47,67273	[kN]
	T'''	122,7273	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$	T	43,62326	[kN]

Tabella A.1-40: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T \cdot H_i$ [kNm]	M_s	1681,668	[kNm]
1	0	0	12,98895	0	M_r/α_0	23978,19	[kNm]
2	0	0	21,81163	0	α_0	0,070133	
3	0	0	33,82028	0	Accelerazione spettrale		
4	1	43,62326	43,62326	776,494	M^*	218,4911	[kN]
TOT				776,494	e^*	0,740784	
					a_0^*	0,928755	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		VERIFICATO		
a_2	0	[m/s ²]					

Tabella A.1-41: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Macroelemento 6 – Meccanismo A1: ribaltamento semplice di parete in quota

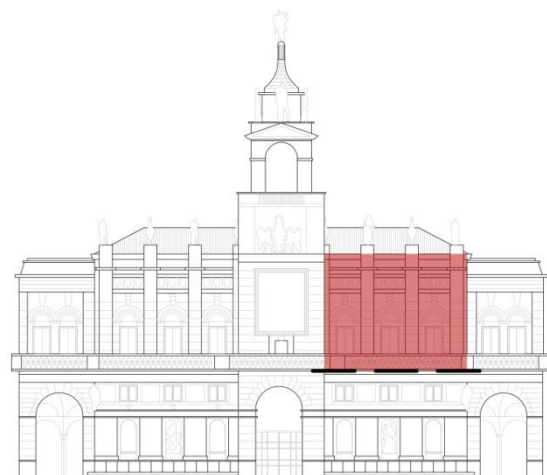


Fig. A.1-23: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

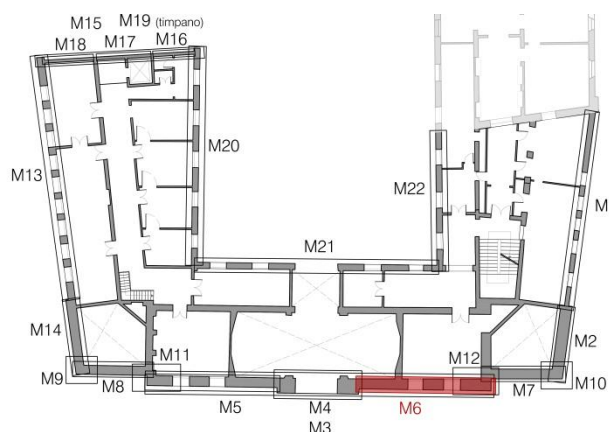


Fig. A.1-24: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]
Parete 1	0,85	4,9	4,8	0,65	37,01	18
Parete 2	0,46	4	11	0,26	44,16	18
Parete 3	0	0	0	0	0	18
Parete 4	0	0	0	0	0	18
TOT		8,9				

	P [kN]	N [kN]	N _o [kN]	x _{bar} [m]	y _{bar} [m]	
Parete 1	566,253	200,4	0	0,425	2,69	
Parete 2	365,6448	52,22	0	0,23	2	
Parete 3	0	0	0	0	0	
Parete 4	0	0	0	0	0	
TOT	931,8978	252,62	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani				4		
γ				1,333		
z ₀ : altezza del cinematismo da terra				8,9		[m]
H: altezza totale pareti				8,9		[m]
H _{TOT} : altezza dell'edificio				17,8		[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo				8,9		[m]
Ψ(z)				0,5		
t: arretramento della cerniera				0,121		[m]

Tabella A.1-42: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		325,6865	[kNm]	α_0	0,059292
M_r/α_0		5492,888	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,11236		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,302247	0,550562			
2	0,775281	1	M^*	100,993	[kN]
3	0	0	e^*	0,836409	
4	0	0	a_0^*	0,695423	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		NON VERIFICATO
a_2	1,36667	[m/s ²]			

Tabella A.1-43: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _p [m]	R _N [m]	β _p [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	2,707163	4,928511	1,458132	1,463182	0	0
2	6,900866	8,901091	1,554949	1,55514	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	3,393232					
Parametri per la verifica non lineare						
h _{bar} [m]	4,637235	d _u * [m]	0,131261	T _s [s]	1,883711	
δ _{x,bar}	0,521038	d _s * [m]	0,052505	S _e (T _s) [m/s ²]	1,131267	
d _{ko} [m]	0,274471	a _s * [m/s ²]	0,584155	S _{De} (T _s) [m]	0,10168	
d ₀ * [m]	0,328154					

Verifica SLV con analisi non lineare				
d ₁	0,10168	[m]	d _u * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }	VERIFICATO
d ₂	0,07311	[m]		
Verifica a sfilamento travi				
t _N	0,015956	[m]	d _{uN} * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }	VERIFICATO
s	0,244044	[m]		
d _{uN} *	0,127156	[m]		

Tabella A.1-44: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

Macroelemento 6 – Meccanismo C: flessione verticale di parete, caso 1

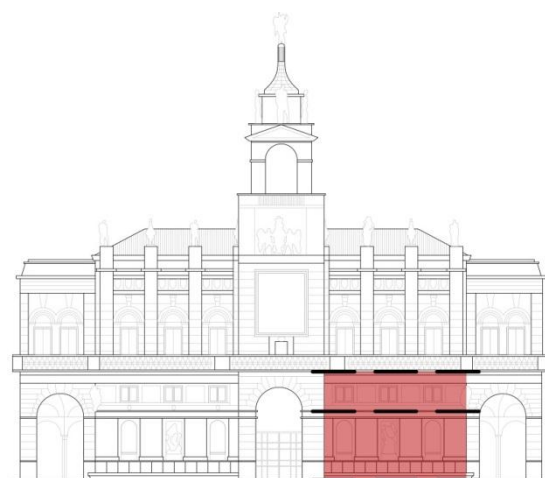


Fig. A.1-25: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

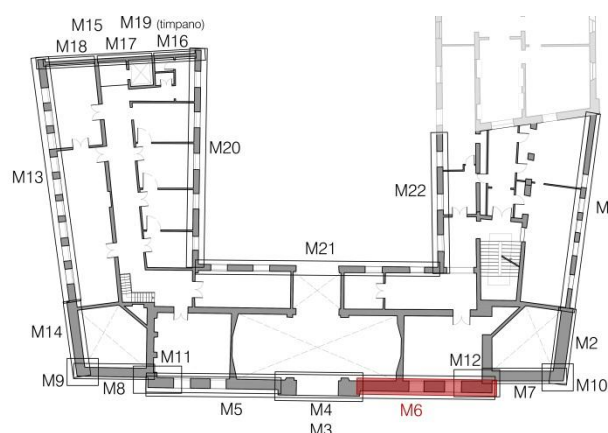


Fig. A.1-26: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]
Parete 1	0,9	5,3	11	0,7	58,52	18
Parete 2	0,85	3,6	6,8	0,65	34,19	18
TOT		8,9				
	P [kN]	N [kN]	N_o [kN]	x_{bar} [m]	y_{bar} [m]	
Parete 1	948,024	103,668	0	0,45	2,65	
Parete 2	523,107	1415,1	0	0,425	1,75	
TOT	1471,131	1518,768	0			
Dati geometrici						
n : numero di piani				4		
γ				1,333		
z_0 : altezza del cinematismo da terra				0	[m]	
H : altezza totale pareti				8,9	[m]	
H_{TOT} : altezza dell'edificio				8,9	[m]	
Z : baricentro delle linee di vincolo				4,45	[m]	
$\Psi(z)$				0,5		
t : arretramento della cerniera				0,133	[m]	

Tabella A.1-45: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Spostamenti rispetto al polo A e a ϑ						
	φ (ϑ)	1,472222	ϑ			
	$\delta_{b,x}$ (ϑ)	5,3	ϑ			
	$\delta_{b,y}$ (ϑ)	0,9	ϑ			
	$\delta_{x,\alpha Pi}$ (ϑ)	$\delta_{y,Pi}$ (ϑ)	$\delta_{x,\alpha Ni}$ (ϑ)	$\delta_{y,Ni}$ (ϑ)	$\delta_{x,No}$ (ϑ)	
1	2,65	0,45	5,3	0,7	5,3	
2	2,723611	1,525694	0	1,194444	0	
Coefficiente di attivazione del meccanismo α						
α_0				0,665903364		
Calcolo dell'accelerazione spettrale (punto di riferimento: B)						
ϑ	0,188679		Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale			
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	M^*		152,5507	[kN]
1	0,5	1	e^*		0,950294	
2	0,513889	0	a_0^*		6,8742	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare						
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$			VERIFICATO
a_2	1,36667	[m/s ²]				

Tabella A.1-46: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Macroelemento 6 – Meccanismo C: flessione verticale di parete, caso 2

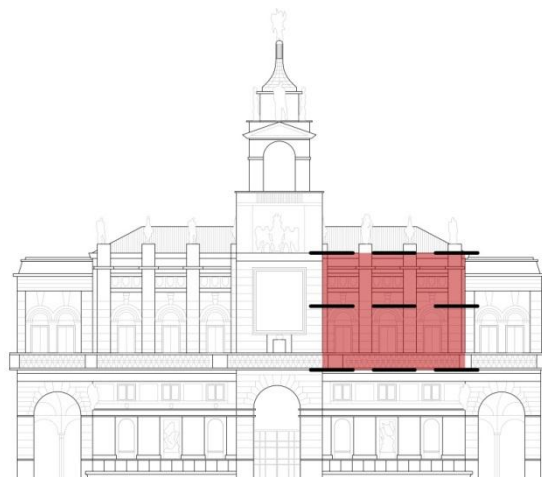


Fig. A.1-27: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

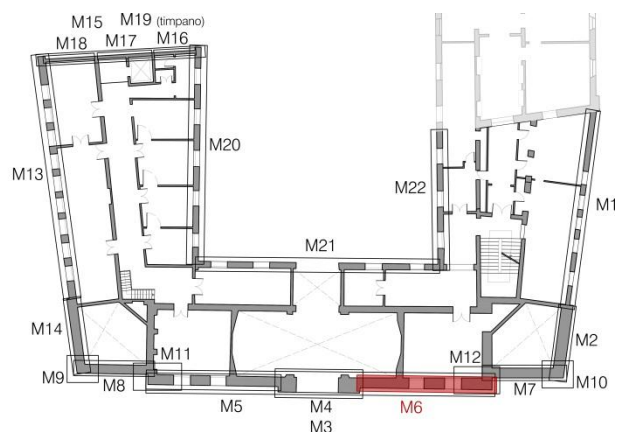


Fig. A.1-28: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]
Parete 1	0,85	4,9	6,8	0,65	37,01	18
Parete 2	0,46	4	11	0,26	44,16	18
TOT		8,9				

	P [kN]	N [kN]	N _o [kN]	x _{bar} [m]	y _{bar} [m]	
Parete 1	566,253	200,4	0	0,425	2,69	
Parete 2	365,6448	52,22	0	0,23	2	
TOT	931,8978	252,62	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani				4		
γ				1,333		
z ₀ : altezza del cinematismo da terra				8,9		[m]
H: altezza totale pareti				8,9		[m]
H _{TOT} : altezza dell'edificio				17,8		[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo				13,35		[m]
Ψ(z)				0,75		
t: arretramento della cerniera				0,085		[m]

Tabella A.1-47: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Spostamenti rispetto al polo A e a ϑ						
	φ (ϑ)	1,225	ϑ			
	$\delta_{b,x}$ (ϑ)	4,9	ϑ			
	$\delta_{b,y}$ (ϑ)	0,85	ϑ			
	$\delta_{x,\alpha Pi}$ (ϑ)	$\delta_{y,Pi}$ (ϑ)	$\delta_{x,\alpha Ni}$ (ϑ)	$\delta_{y,Ni}$ (ϑ)	$\delta_{x,No}$ (ϑ)	
1	2,69	0,425	4,9	0,65	4,9	
2	2,45	1,13175	0	1,095	0	
Coefficiente di attivazione del meccanismo α						
α_0				0,247549065		
Calcolo dell'accelerazione spettrale (punto di riferimento: B)						
ϑ	0,204082		Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale			
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	M^*		106,1875	[kN]
1	0,54898	1	e^*		0,919987	
2	0,5	0	a_0^*		2,639664	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare						
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$			VERIFICATO
a_2	2,050006	[m/s ²]				

Tabella A.1-48: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

L'analisi è verificata, di conseguenza non è necessario l'inserimento di tiranti.

Macroelemento 7 – Meccanismo A: ribaltamento semplice di parete



Fig. A.1-29: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

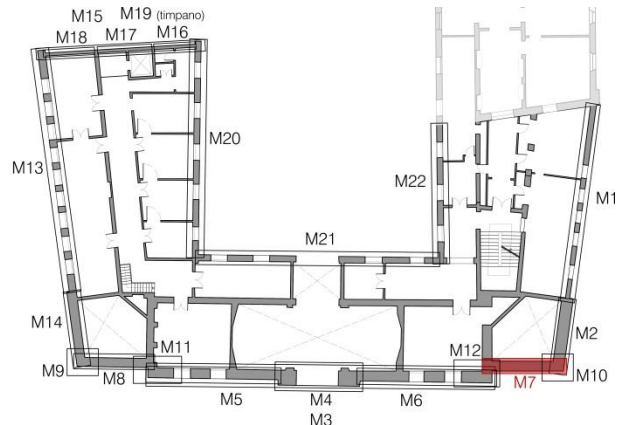


Fig. A.1-30: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]
Parete 1	0,9	8,9	2,35	0,7	29,22	18
Parete 2	0,9	4,9	3,05	0,7	16,14	18
Parete 3	0,9	1,6	5,85	0,7	9,31	18
Parete 4	0	0	0	0	0	18
TOT		15,4				
	P [kN]	N [kN]	N _o [kN]	x _{bar} [m]	y _{bar} [m]	
Parete 1	473,364	18,94	64,03	0,45	5,46	
Parete 2	261,468	18,4	-43,62	0,45	2,66	
Parete 3	150,822	5,88	0	0,45	0,8	
Parete 4	0	0	0	0	0	
TOT	885,654	43,22	20,41			
Dati geometrici						
n: numero di piani				3		
γ				1,286		
z₀: altezza del cinematismo da terra				0		[m]
H: altezza totale pareti				15,4		[m]
H_{TOT}: altezza dell'edificio				15,4		[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo				0		[m]
Ψ(z)				0		
t: arretramento della cerniera				0,193		[m]

Tabella A.1-49: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α				
M_s	281,3908	[kNm]	α₀	0,033812
M_r/α₀	8322,177	[kNm]		

Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,064935		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,354545	0,577922			
2	0,750649	0,896104	M^*	80,59299	[kN]
3	0,948052	1	e^*	0,851157	
4	0	0	a_0^*	0,389702	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	NON VERIFICATO	
a_2	0	[m/s ²]			

Tabella A.1-50: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R_P [m]	R_N [m]	β_P [°]	β_N [°]	R_{No} [m]	β_{No} [°]
1	5,466034	8,914416	1,523805	1,513919	8,928018	1,491551
2	11,56285	13,8093	1,548589	1,534091	13,81809	1,519627
3	14,60226	15,40834	1,553212	1,537902	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	1,933208					
Parametri per la verifica non lineare						
h_{bar} [m]	8,959425	d_u^* [m]	0,142038	T_s [s]	2,617617	
$\delta_{x,bar}$	0,581781	d_s^* [m]	0,056815	$S_e(T_s)$ [m/s ²]	0,814092	
d_{k0} [m]	0,302241	a_s^* [m/s ²]	0,32735	$S_{De}(T_s)$ [m]	0,141295	
d_0^* [m]	0,355095					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d_1	0,141295	[m]	$d_u^* \geq \max\{d_1; d_2\}$	VERIFICATO		
d_2	0	[m]				

Tabella A.1-51: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare e verifica delle situazioni localmente incompatibili (sfilamento delle travi).

Macroelemento 7 – Meccanismo A1: ribaltamento semplice di parete in quota



Fig. A.1-31: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

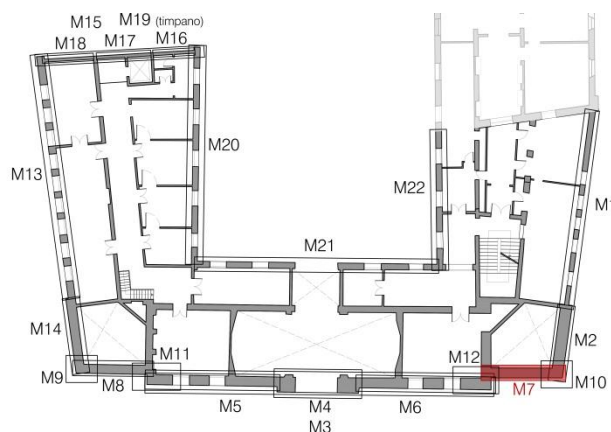


Fig. A.1-32: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]
Parete 1	0,9	4,9	3,05	0,7	16,14	18
Parete 2	0,9	1,6	5,85	0,7	9,31	18
Parete 3	0	0	0	0	0	18
Parete 4	0	0	0	0	0	18
TOT		6,5				
	P [kN]	N [kN]	N _o [kN]	x _{bar} [m]	y _{bar} [m]	
Parete 1	261,468	18,4	0	0,45	2,66	
Parete 2	150,822	5,88	0	0,45	0,8	
Parete 3	0	0	0	0	0	
Parete 4	0	0	0	0	0	
TOT	412,29	24,28	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani				3		
γ				1,286		
z ₀ : altezza del cinematismo da terra				8,9		[m]
H: altezza totale pareti				6,5		[m]
H _{TOT} : altezza dell'edificio				15,4		[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo				8,9		[m]
Ψ(z)				0,578		
t: arretramento della cerniera				0,070		[m]

Tabella A.1-52: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		171,976	[kNm]	α_0	0,10215
M_r/α_0		1683,57	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,153846		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,409231	0,753846			
2	0,876923	1	M^*	38,83233	[kN]
3	0	0	e^*	0,872587	
4	0	0	a_0^*	1,14841	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	NON VERIFICATO	
a_2	1,523242	[m/s ²]			

Tabella A.1-53: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _P [m]	R _N [m]	β _P [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	2,687009	4,940337	1,428891	1,442922	0	0
2	5,712654	6,530461	1,504224	1,474172	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	5,83251					
Parametri per la verifica non lineare						
h _{bar} [m]	3,856358	d _u * [m]	0,179643	T _s [s]		1,714855
δ _{x,bar}	0,593286	d _s * [m]	0,071857	S _e (T _s) [m/s ²]		1,24266
d _{k0} [m]	0,391886	a _s *[m/s ²]	0,964665	S _{De} (T _s) [m]		0,092565
d ₀ * [m]	0,449109					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d ₁	0,092565	[m]	d _u * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		VERIFICATO	
d ₂	0,066263	[m]				

Tabella A.1-54: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

Macroelemento 8 – Meccanismo A: ribaltamento semplice di parete

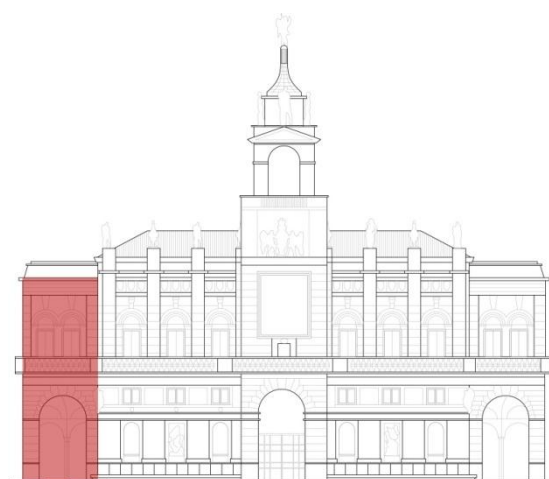


Fig. A.1-33: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

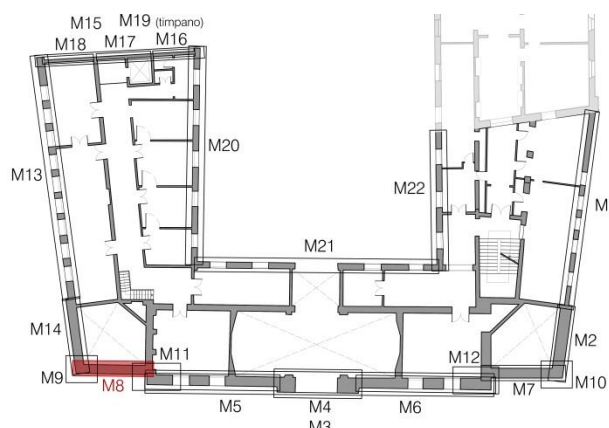


Fig. A.1-34: Pianta con individuazione del macroelemento.

Essendo l'elemento analizzato analogo al macroelemento 7, sia per quanto riguarda la geometria sia per i carichi applicati, i risultati delle analisi sono gli stessi ottenuti per il meccanismo A del suddetto macroelemento.

Macroelemento 8 – Meccanismo A1: ribaltamento semplice di parete in quota

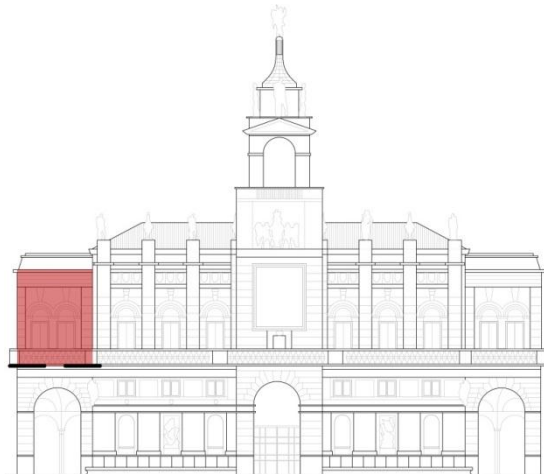


Fig. A.1-35: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

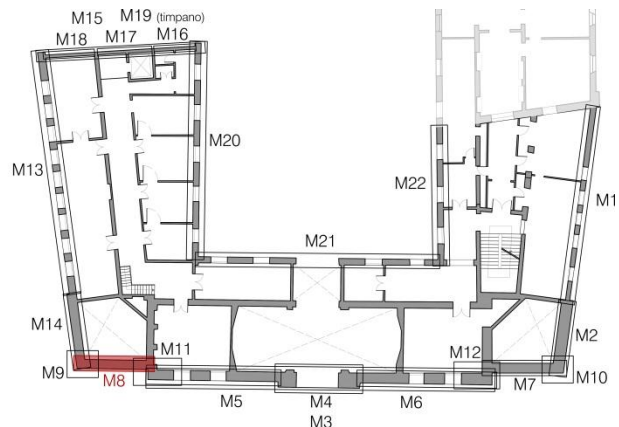


Fig. A.1-36: Pianta con individuazione del macroelemento.

Essendo l'elemento analizzato analogo al macroelemento 7, sia per quanto riguarda la geometria sia per i carichi applicati, i risultati delle analisi sono gli stessi ottenuti per il meccanismo A1 del suddetto macroelemento.

Macroelemento 9 – Meccanismo D: ribaltamento del cantonale

Si è scelto di studiare il meccanismo di ribaltamento del cantonale in questo punto in quanto sono presenti delle aperture in prossimità dell'angolata, le quali potrebbero favorire l'innescarsi del cinematismo, nonostante la copertura in questo punto non sia spingente.



Fig. A.1-37: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

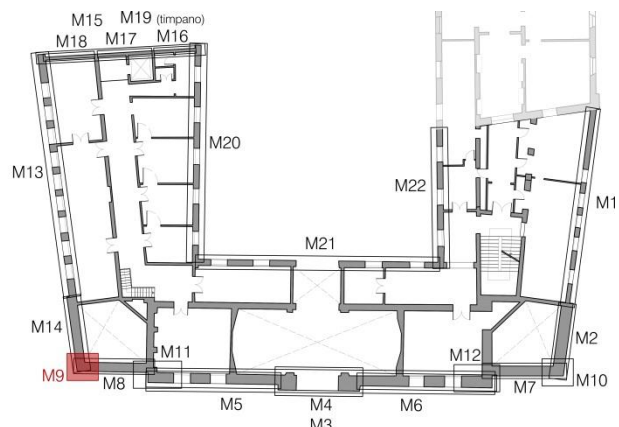


Fig. A.1-38: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti							
	b [m]	h [m]	s [m]	V	x_G	y_G	z_G
Elem. 1	0,8	6,5	0,85	4,42	0,425	4,333	1,117
Elem. 2	0,85	6,5	0,85	4,69625	0,425	3,250	0,425
Elem. 3	0,95	6,5	0,85	5,24875	1,167	4,333	0,425
TOT				14,365	0,696	3,979	0,638
γ [kN/m³]	18	N_{punt} [kN]	0	N_{v1} [kN]	2,35	N_{v3} [kN]	7,29
P [kN]	258,57	N_v [kN]	0,000	d₁ [m]	1,344	d₃ [m]	1,344
x_{bar} [m]	0,984	N_H [kN]	0,000	N_{v2} [kN]	0,894	N_{v4} [kN]	2,77
y_{bar} [m]	3,979	d [m]	0	d₂ [m]	1,400	d₄ [m]	1,400
						h_{3,4} [m]	4,9

Tabella A.1-55: Caratteristiche geometriche del macroelemento 11.

Dati geometrici		
n: numero di piani	3	
γ	1,286	
z₀: altezza del cinematismo da terra	8,9	[m]
H: altezza totale pareti	6,5	[m]
H_{TOT}: altezza dell'edificio	15,4	[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo	8,9	[m]
Ψ(z)	0,578	

Tabella A.1-56: Dati geometrici del macroelemento 11.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α						
M_s		272,5874	[kNm]	α_0		0,247971
M_r/α_0		1099,273	[kNm]			
Calcolo dell'accelerazione spettrale (punto di riferimento: N_{punt})						
ϑ	0,153846			Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
δ_{xPi}	0,612179	δ_{xNv2i}	1			
δ_{xNvi}	1	δ_{xNv3i}	0,754	M^*	27,54031	[kN]
δ_{xNHi}	1	δ_{xNv4i}	0,754	e^*	0,993734	
δ_{xNv1i}	1			a_0^*	1,854493	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare						
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	VERIFICATO		
a_2	1,523242	[m/s ²]				

Tabella A.1-57: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

L'analisi cinematica lineare del meccanismo di ribaltamento del cantonale risulta verificata, di conseguenza non è necessario procedere con l'analisi non lineare.

Macroelemento 10 – Meccanismo D: ribaltamento del cantonale

Si è scelto di studiare il meccanismo di ribaltamento del cantonale in questo punto per le stesse motivazioni esposte per il macroelemento 9.



Fig. A.1-39: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

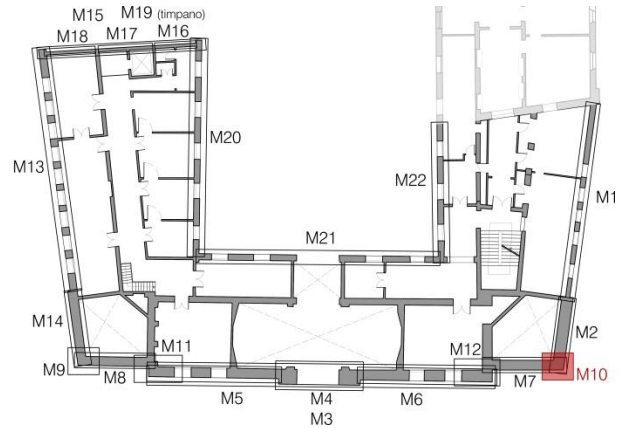


Fig. A.1-40: Pianta con individuazione del macroelemento.

Essendo l'elemento analizzato analogo al macroelemento 9, sia per quanto riguarda la geometria sia per i carichi applicati, i risultati delle analisi sono gli stessi ottenuti per il meccanismo D del suddetto macroelemento.

Macroelemento 12 – Meccanismo D: ribaltamento del cantonale

Si è scelto di studiare il meccanismo di ribaltamento del cantonale in questo punto per le stesse motivazioni esposte per il macroelemento 11, nel capitolo 8.3.8 della relazione di tesi.

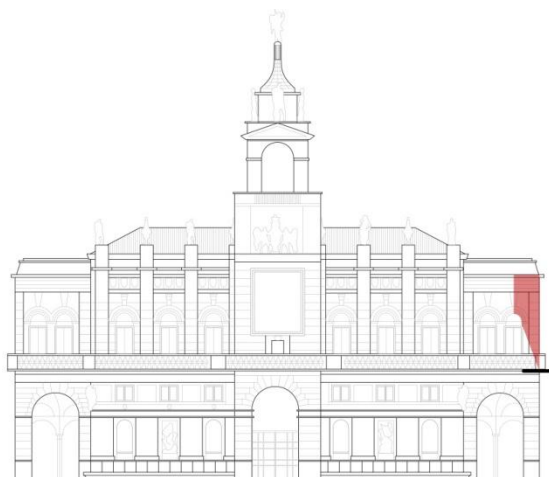


Fig. A.1-41: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

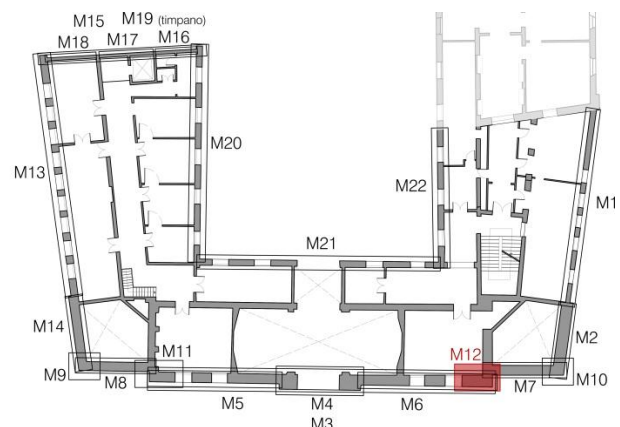


Fig. A.1-42: Pianta con individuazione del macroelemento.

Essendo l'elemento analizzato analogo al macroelemento 11, sia per quanto riguarda la geometria sia per i carichi applicati, i risultati delle analisi sono gli stessi ottenuti per il meccanismo D del suddetto macroelemento.

Macroelemento 13 – Meccanismo A: ribaltamento semplice di parete

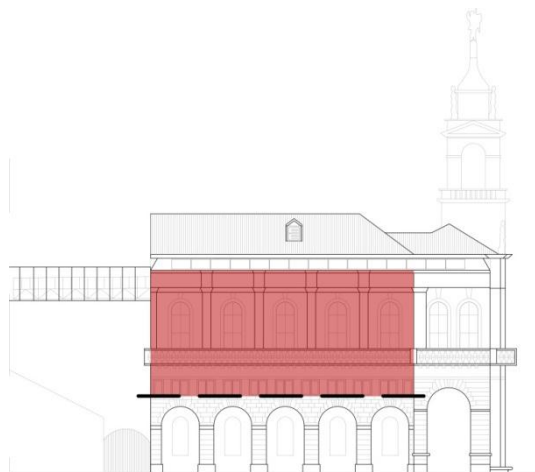


Fig. A.1-43: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

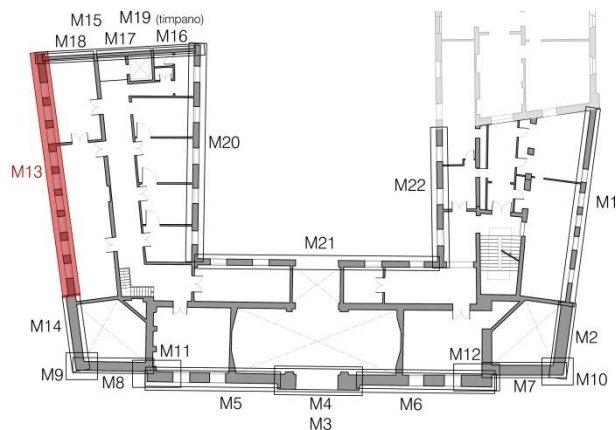


Fig. A.1-44: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m²]	γ [kN/m³]
Parete 1	0,62	2,9	7,6	0,42	43,26	20
Parete 2	0,62	4,9	13,2	0,42	69,36	18
Parete 3	0,62	1,6	20,2	0,42	32,75	18
Parete 4	0	0	0	0	0	18
TOT		9,4				
	P [kN]	N [kN]	N_o [kN]	x_{bar} [m]	y_{bar} [m]	
Parete 1	536,424	298,19	0	0,31	1,78	
Parete 2	774,0576	300,38	0	0,31	2,57	
Parete 3	365,49	96,2	0	0,31	0,8	
Parete 4	0	0	0	0	0	
TOT	1675,972	694,77	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani				4		
γ				1,333		
z₀: altezza del cinematismo da terra				6	[m]	
H: altezza totale pareti				9,4	[m]	
H_{TOT}: altezza dell'edificio				15,4	[m]	
Z: baricentro delle linee di vincolo				6	[m]	
Ψ(z)				0,390		
t: arretramento della cerniera				0,153	[m]	

Tabella A.1-58: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		449,8074	[kNm]	α_0	0,036146
M_r/α_0		12444,14	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,106383		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,189362	0,308511			
2	0,581915	0,829787	M^*	194,4639	[kN]
3	0,914894	1	e^*	0,804681	
4	0	0	a_0^*	0,440663	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		NON VERIFICATO
a_2	1,064938	[m/s ²]			

Tabella A.1-59: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _P [m]	R _N [m]	β _P [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	1,786954	2,912311	1,482545	1,478817	0	0
2	5,472267	7,804585	1,542012	1,536515	0	0
3	8,601442	9,403805	1,552485	1,542347	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	2,070119					
Parametri per la verifica non lineare						
h _{bar} [m]	5,249049	d _u * [m]	0,094253	T _s [s]		2,00523
δ _{x,bar}	0,558409	d _s * [m]	0,037701	S _e (T _s) [m/s²]		1,062711
d _{k0} [m]	0,189609	a _s * [m/s²]	0,370157	S _{De} (T _s) [m]		0,108239
d ₀ * [m]	0,235632					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d ₁	0,108239	[m]	d _u * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		NON VERIFICATO	
d ₂	0,052006	[m]				

Tabella A.1-60: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

L'analisi non lineare non è verificata, di conseguenza è necessario l'inserimento di tiranti.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	18	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
	a	0,3	[m]
Capochiave	b	0,3	[m]
	s	0,62	[m]
Muratura	f_{vd}	0,034091	[MPa]
	f_{md}	1,363636	[MPa]

Verifica meccanismi tirante	T'	43,62326	[kN]
	T''	77,78182	[kN]
	T'''	122,7273	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$	T	43,62326	[kN]

Tabella A.1-61: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{\min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T \cdot H_i$ [kNm]	M_s	1269,925	[kNm]
1	0	0	26,91648	0	M_r/α_0	12444,14	[kNm]
2	0	0	72,39605	0	α_0	0,10205	
3	2	87,24652	87,24652	820,1173	Accelerazione spettrale		
4	0	0	0	0	M^*	194,4639	[kN]
TOT				820,1173	e^*	0,804681	
					a_0^*	1,244109	[m/s²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		VERIFICATO		
a_2	1,064938	[m/s ²]					

Tabella A.1-62: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Macroelemento 14 – Meccanismo A: ribaltamento semplice di parete

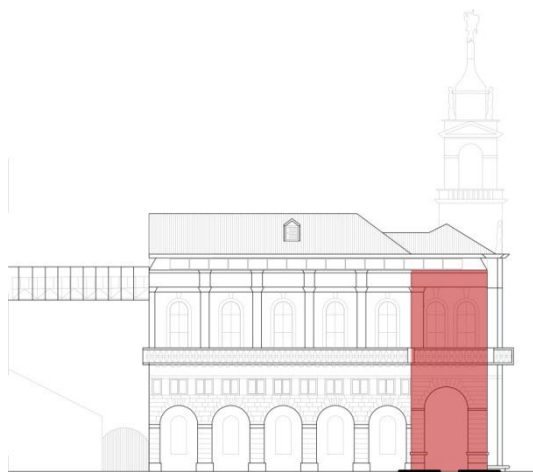


Fig. A.1-45: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

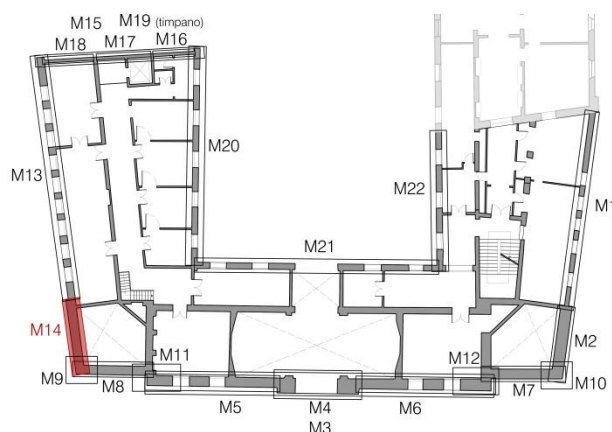


Fig. A.1-46: Pianta con individuazione del macroelemento.

Essendo l'elemento analizzato analogo al macroelemento 2, sia per quanto riguarda la geometria sia per i carichi applicati, i risultati delle analisi sono gli stessi ottenuti per il meccanismo A del suddetto macroelemento, nel capitolo 8.3.8 della relazione di tesi.

Macroelemento 14 – Meccanismo A1: ribaltamento semplice di parete in quota

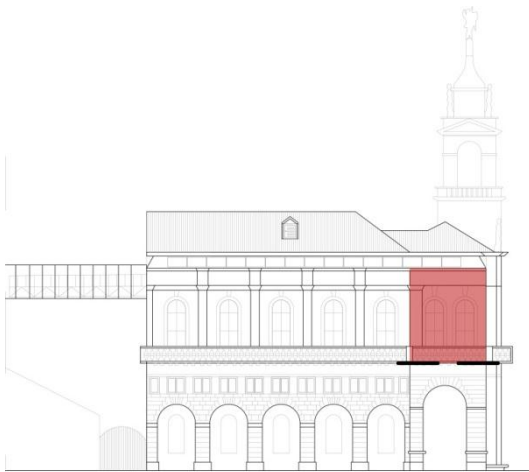


Fig. A.1-47: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

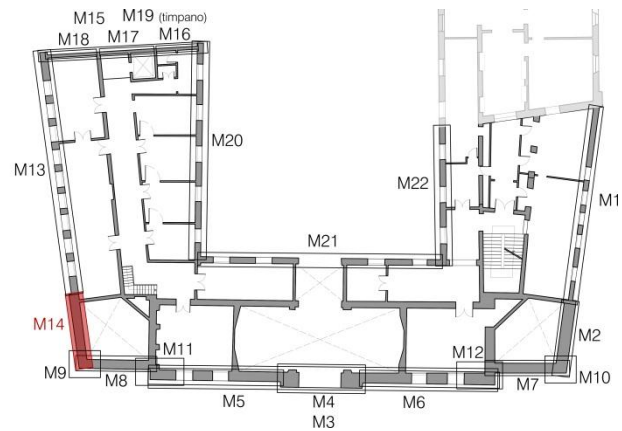


Fig. A.1-48: Pianta con individuazione del macroelemento.

Essendo l'elemento analizzato analogo al macroelemento 2, sia per quanto riguarda la geometria sia per i carichi applicati, i risultati delle analisi sono gli stessi ottenuti per il meccanismo A del suddetto macroelemento.

Macroelemento 14 – Meccanismo B: ribaltamento composto di parete

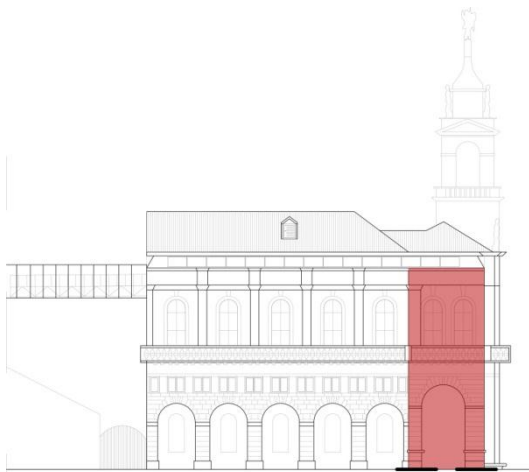


Fig. A.1-49: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

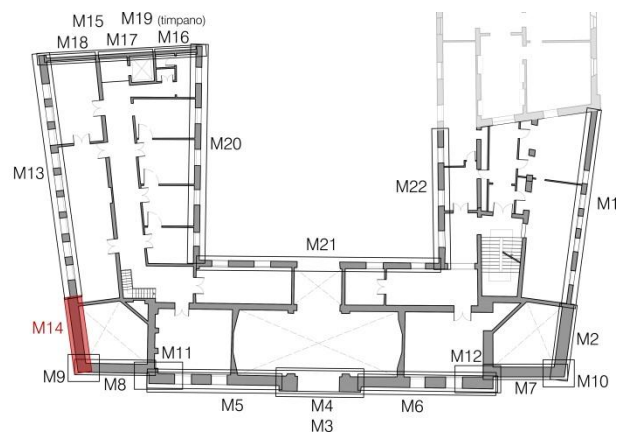


Fig. A.1-50: Pianta con individuazione del macroelemento.

Essendo l'elemento analizzato analogo al macroelemento 2, sia per quanto riguarda la geometria sia per i carichi applicati, i risultati delle analisi sono gli stessi ottenuti per il meccanismo B del suddetto macroelemento, nel capitolo 8.3.8 della relazione di tesi.

Macroelemento 14 – Meccanismo B1: ribaltamento composto di parete in quota

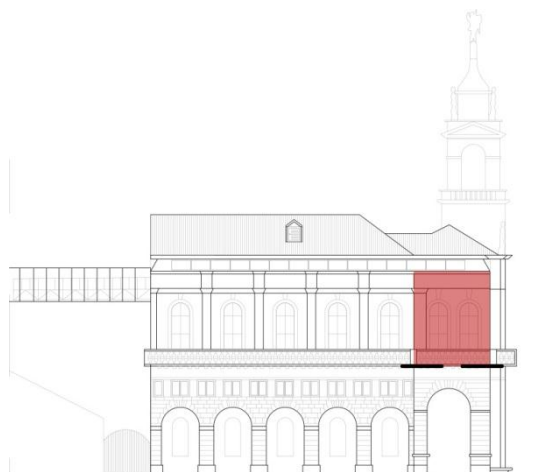


Fig. A.1-51: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

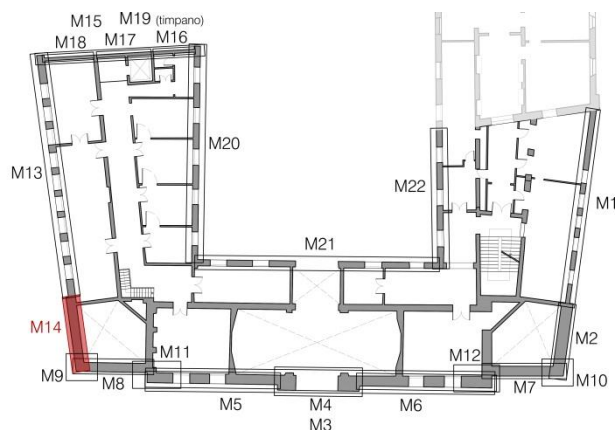


Fig. A.1-52: Pianta con individuazione del macroelemento.

Essendo l'elemento analizzato analogo al macroelemento 2, sia per quanto riguarda la geometria sia per i carichi applicati, i risultati delle analisi sono gli stessi ottenuti per il meccanismo B1 del suddetto macroelemento.

Macroelemento 15 – Meccanismo A: ribaltamento semplice di parete

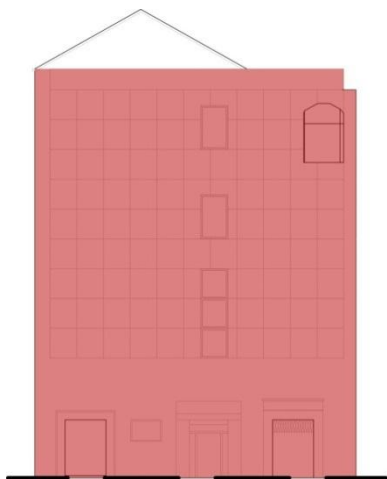


Fig. A.1-53: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

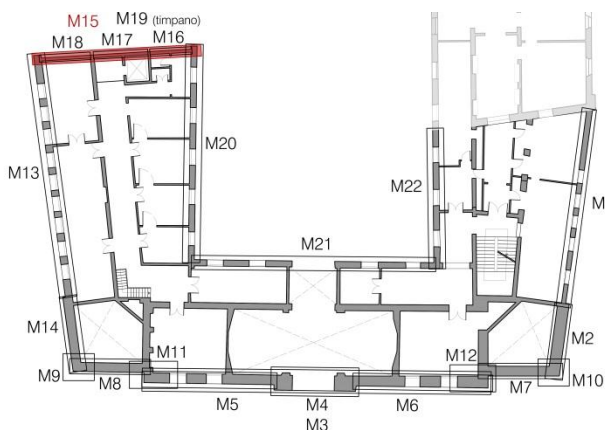


Fig. A.1-54: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m²]	γ [kN/m³]
Parete 1	0,35	5,3	8,35	0,2	60,21	18
Parete 2	0,35	3,6	12,3	0,2	45,79	18
Parete 3	0,35	4,9	12,3	0,2	65,46	18
Parete 4	0,35	4	10,6	0,2	48,56	18
TOT		17,8				

	P [kN]	N [kN]	N _o [kN]	x _{bar} [m]	y _{bar} [m]	
Parete 1	379,323	61,24	0	0,175	2,95	
Parete 2	288,477	30,23	0	0,175	1,79	
Parete 3	412,398	30,66	0	0,175	2,44	
Parete 4	305,928	9,07	0	0,175	2,05	
TOT	1386,126	131,2	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani				4		
γ				1,333		
z ₀ : altezza del cinematismo da terra				0		[m]
H: altezza totale pareti				17,8		[m]
H _{TOT} : altezza dell'edificio				17,8		[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo				0		[m]
Ψ(z)				0		
t: arretramento della cerniera				0,089		[m]

Tabella A.1-63: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		134,0147	[kNm]	α_0	0,009664
M_r/α_0		13868,03	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,05618		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,16573	0,297753			
2	0,398315	0,5	M^*	122,1339	[kN]
3	0,637079	0,775281	e^*	0,789635	
4	0,890449	1	a_0^*	0,120055	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		NON VERIFICATO
a_2	0	[m/s ²]			

Tabella A.1-64: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _p [m]	R _N [m]	β _p [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	2,951258	5,301166	1,541597	1,549826	0	0
2	7,090524	8,900694	1,558644	1,558307	0	0
3	11,34033	13,80045	1,563198	1,562741	0	0
4	15,85023	17,80035	1,56536	1,564551	0	0
ϑ [°]	0,553664					
Parametri per la verifica non lineare						
h _{bar} [m]	9,139783	d _u * [m]	0,044739	T _s [s]	2,646815	
δ _{x,bar}	0,513471	d _s * [m]	0,017896	S _e (T _s) [m/s ²]	0,805111	
d _{ko} [m]	0,088319	a _s * [m/s ²]	0,100846	S _{De} (T _s) [m]	0,142871	
d ₀ * [m]	0,111848					

Verifica SLV con analisi non lineare				
d ₁	0,142871	[m]	d _u * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }	NON VERIFICATO
d ₂	0	[m]		
Verifica a sfilamento travi				
t _N	0,001593	[m]	d _{uN} * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }	NON VERIFICATO
s	0,198407	[m]		
d _{uN} *	0,101876	[m]		

Tabella A.1-65: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

L'analisi non lineare non è verificata, di conseguenza è necessario l'inserimento di tiranti.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	18	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]
Muratura	s	0,35	[m]
	f_{vd}	0,034091	[MPa]
	f_{md}	1,363636	[MPa]
Verifica meccanismi tirante	T'	43,62326	[kN]
	T''	31,02273	[kN]
	T'''	122,7273	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$		T	31,02273 [kN]

Tabella A.1-66: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{\min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T^* H_i$ [kNm]	M_s	1238,424	[kNm]
1	0	0	18,47421	0	M_r/α_0	13868,03	[kNm]
2	0	0	31,02273	0	α_0	0,089301	
3	0	0	48,10266	0	Accelerazione spettrale		
4	2	62,04545	62,04545	1104,409	M^*	122,1339	[kN]
TOT				1104,409	e^*	0,789635	
					a_0^*	1,109423	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	VERIFICATO			
a_2	0	[m/s ²]					

Tabella A.1-67: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Macroelemento 16 – Meccanismo A: ribaltamento semplice di parete

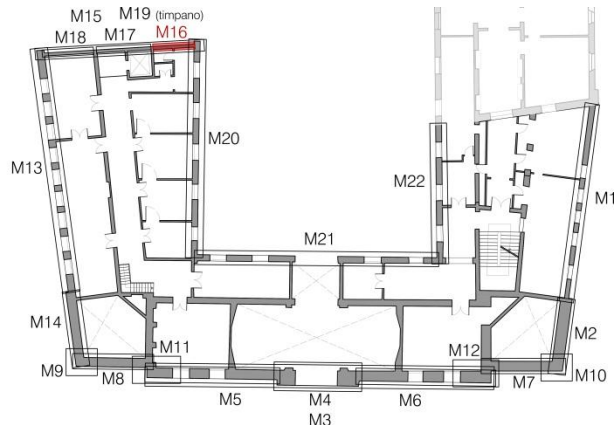
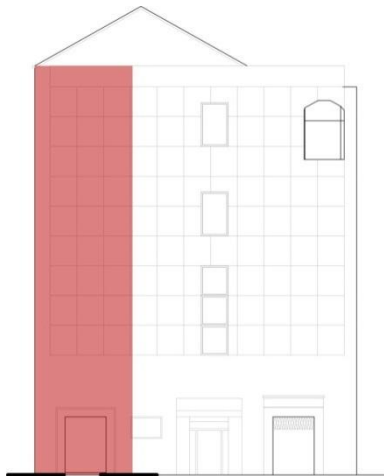


Fig. A.1-55: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

Fig. A.1-56: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]
Parete 1	0,35	5,3	2,45	0,2	17,81	18
Parete 2	0,35	3,6	4,2	0,2	15,08	18
Parete 3	0,35	4,9	4,2	0,2	20,53	18
Parete 4	0,35	4	4,2	0,2	16,76	18
TOT		17,8				
	P [kN]	N [kN]	N _o [kN]	x _{bar} [m]	y _{bar} [m]	
Parete 1	112,203	8,93	0	0,175	3	
Parete 2	95,004	8,78	0	0,175	1,8	
Parete 3	129,339	8,63	0	0,175	2,45	
Parete 4	105,588	2,46	0	0,175	2	
TOT	442,134	28,8	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani				4		
γ				1,333		
z₀: altezza del cinematismo da terra				0		[m]
H: altezza totale pareti				17,8		[m]
H_{TOT}: altezza dell'edificio				17,8		[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo				0		[m]
Ψ(z)				0		
t: arretramento della cerniera				0,094		[m]

Tabella A.1-68: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α				
M_s	38,87826	[kNm]	α₀	0,008765
M_r/α₀	4435,778	[kNm]		

Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,05618		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,168539	0,297753			
2	0,398876	0,5	M^*	38,43191	[kN]
3	0,63764	0,775281	e^*	0,800573	
4	0,88764	1	a_0^*	0,1074	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	NON VERIFICATO	
a_2	0	[m/s ²]			

Tabella A.1-69: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _P [m]	R _N [m]	β _P [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	3,001094	5,30106	1,543794	1,550794	0	0
2	7,100462	8,900632	1,559385	1,558884	0	0
3	11,35029	13,80041	1,563658	1,563113	0	0
4	15,80021	17,80032	1,565668	1,56484	0	0
ϑ [°]	0,502167					
Parametri per la verifica non lineare						
h _{bar} [m]	9,419109	d _u * [m]	0,041247	T _s [s]		2,686967
δ _{x,bar}	0,529163	d _s * [m]	0,016499	S _e (T _s) [m/s ²]		0,79308
d _{k0} [m]	0,082552	a _s *[m/s ²]	0,090216	S _{De} (T _s) [m]		0,145038
d ₀ * [m]	0,103117					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d ₁	0,145038	[m]	d _u * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		NON VERIFICATO	
d ₂	0	[m]				
Verifica a sfilamento travi						
t _N	0,001473	[m]	d _{uN} * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		NON VERIFICATO	
s	0,198527	[m]				
d _{uN} *	0,105053	[m]				

Tabella A.1-70: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

L'analisi non lineare non è verificata, di conseguenza è necessario l'inserimento di tiranti.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	18	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]
Muratura	s	0,35	[m]
	f_{vd}	0,034091	[MPa]
	f_{md}	1,363636	[MPa]

Verifica meccanismi tirante	T'	43,62326	[kN]
	T''	31,02273	[kN]
	T'''	122,7273	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$	T	31,02273	[kN]

Tabella A.1-71: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{\min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T \cdot H_i$ [kNm]	M_s	591,0828	[kNm]
1	0	0	9,237104	0	M_r/α_0	4435,778	[kNm]
2	0	0	15,51136	0	α_0	0,133253	
3	0	0	24,05133	0	Accelerazione spettrale		
4	1	31,02273	31,02273	552,2045	M^*	38,43191	[kN]
TOT				552,2045	e^*	0,800573	
					a_0^*	1,632851	[m/s²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		VERIFICATO		
a_2	0	[m/s ²]					

Tabella A.1-72: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Macroelemento 17 – Meccanismo A: ribaltamento semplice di parete

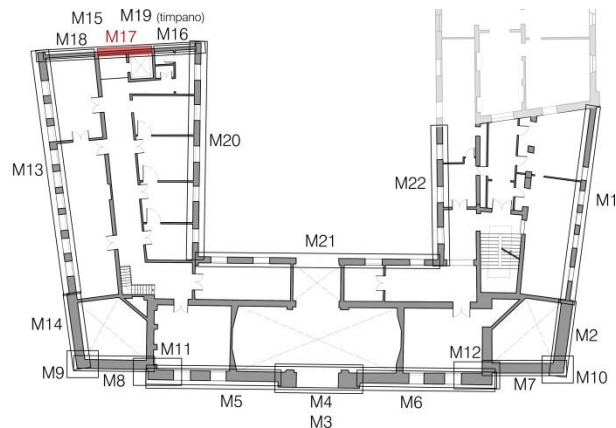
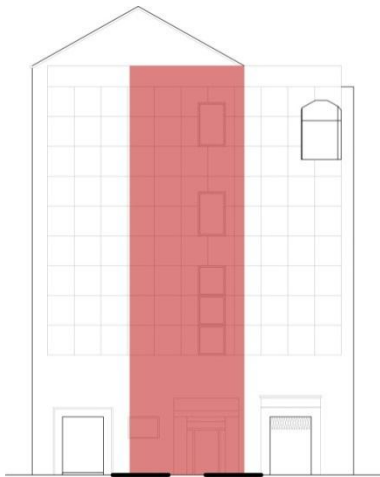


Fig. A.1-57: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

Fig. A.1-58: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]
Parete 1	0,35	5,3	3,25	0,2	21,94	18
Parete 2	0,35	3,6	3,7	0,2	13,8	18
Parete 3	0,35	4,9	3,7	0,2	21,92	18
Parete 4	0,35	4	3,7	0,2	17,49	18
TOT		17,8				

	P [kN]	N [kN]	N _o [kN]	x _{bar} [m]	y _{bar} [m]	
Parete 1	138,222	40,33	0	0,175	2,91	
Parete 2	86,94	7,43	0	0,175	1,77	
Parete 3	138,096	7,3	0	0,175	2,42	
Parete 4	110,187	2,08	0	0,175	2,04	
TOT	473,445	57,14	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani				4		
Y				1,333		
z ₀ : altezza del cinematismo da terra				0		[m]
H: altezza totale pareti				17,8		[m]
H _{TOT} : altezza dell'edificio				17,8		[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo				0		[m]
Ψ(z)				0		
t: arretramento della cerniera				0,080		[m]

Tabella A.1-73: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		51,9325	[kNm]	α_0	0,010949
M_r/α_0		4743,141	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,05618		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,163483	0,297753			
2	0,397191	0,5	M^*	41,97952	[kN]
3	0,635955	0,775281	e^*	0,77616	
4	0,889888	1	a_0^*	0,138386	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		NON VERIFICATO
a_2	0	[m/s ²]			

Tabella A.1-74: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _p [m]	R _N [m]	β _p [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	2,911556	5,301363	1,538098	1,548124	0	0
2	7,070641	8,900811	1,557334	1,557293	0	0
3	11,3204	13,80052	1,562388	1,562087	0	0
4	15,84029	17,80041	1,564787	1,564044	0	0
ϑ [°]	0,627305					
Parametri per la verifica non lineare						
h_{bar} [m]	8,939455	d_u* [m]	0,050439	T_s [s]		2,61763
δ_{x,bar}	0,502217	d_s* [m]	0,020176	S_e(T_s) [m/s²]		0,814088
d_{k0} [m]	0,097872	a_s* [m/s²]	0,116244	S_{De}(T_s) [m]		0,141295
d₀* [m]	0,126098					

Verifica SLV con analisi non lineare				
d ₁	0,141295	[m]	d _u * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }	NON VERIFICATO
d ₂	0	[m]		
Verifica a sfilamento travi				
t _N	0,000939	[m]	d _{uN} * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }	NON VERIFICATO
s	0,199061	[m]		
d _{uN} *	0,099972	[m]		

Tabella A.1-75: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

L'analisi non lineare non è verificata, di conseguenza è necessario l'inserimento di tiranti.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	18	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]
Muratura	s	0,35	[m]
	f_{vd}	0,034091	[MPa]
	f_{md}	1,363636	[MPa]
Verifica meccanismi tirante	T'	43,62326	[kN]
	T''	31,02273	[kN]
	T'''	122,7273	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$		T	31,02273 [kN]

Tabella A.1-76: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{\min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T \cdot H_i$ [kNm]	M_s	604,137	[kNm]
1	0	0	9,237104	0	M_r/α_0	4743,141	[kNm]
2	0	0	15,51136	0	α_0	0,127371	
3	0	0	24,05133	0	Accelerazione spettrale		
4	1	31,02273	31,02273	552,2045	M^*	41,97952	[kN]
TOT				552,2045	e^*	0,77616	
					a_0^*	1,609856	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	VERIFICATO			
a_2	0	[m/s ²]					

Tabella A.1-77: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Macroelemento 18 - Meccanismo A: ribaltamento semplice di parete

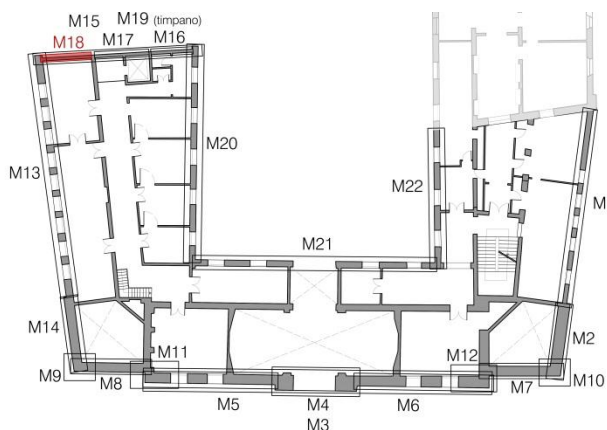
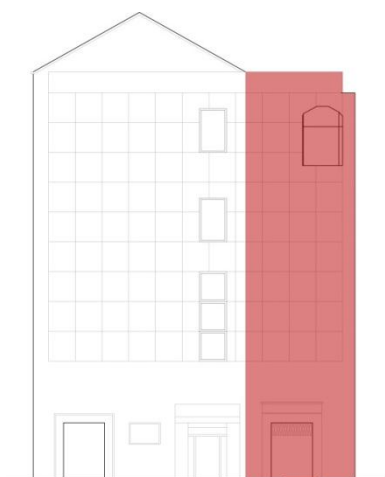


Fig. A.1-59: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

Fig. A.1-60: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]
Parete 1	0,35	5,3	2,95	0,2	20,46	18
Parete 2	0,35	3,6	4,7	0,2	16,91	18
Parete 3	0,35	4,9	4,7	0,2	23,01	18
Parete 4	0,35	4	3	0,2	14,31	18
TOT		17,8				
	P [kN]	N [kN]	N _o [kN]	x _{bar} [m]	y _{bar} [m]	
Parete 1	128,898	11,98	0	0,175	2,95	
Parete 2	106,533	14,02	0	0,175	1,8	
Parete 3	144,963	14,74	0	0,175	2,45	
Parete 4	90,153	4,52	0	0,175	2,13	
TOT	470,547	45,26	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani				4		
γ				1,333		
z₀: altezza del cinematismo da terra				0		[m]
H: altezza totale pareti				17,8		[m]
H_{TOT}: altezza dell'edificio				17,8		[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo				0		[m]
Ψ(z)				0		
t: arretramento della cerniera				0,085		[m]

Tabella A.1-78: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α				
M_s	47,30544	[kNm]	α₀	0,010086
M_r/α₀	4690,241	[kNm]		

Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,05618		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,16573	0,297753			
2	0,398876	0,5	M^*	41,73502	[kN]
3	0,63764	0,775281	e^*	0,793748	
4	0,894944	1	a_0^*	0,124653	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	NON VERIFICATO	
a_2	0	[m/s ²]			

Tabella A.1-79: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R_p [m]	R_N [m]	β_p [°]	β_N [°]	R_{No} [m]	β_{No} [°]
1	2,951358	5,301237	1,540461	1,549193	0	0
2	7,100564	8,900737	1,558189	1,55793	0	0
3	11,35035	13,80048	1,562909	1,562498	0	0
4	15,93025	17,80037	1,565177	1,564363	0	0
ϑ [°]	0,577862					
Parametri per la verifica non lineare						
h_{bar} [m]	9,093015	d_u^* [m]	0,046215	T_s [s]	2,640029	
$\delta_{x,bar}$	0,510844	d_s^* [m]	0,018486	$S_e(T_s)$ [m/s ²]	0,807181	
d_{ko} [m]	0,091707	a_s^* [m/s ²]	0,104708	$S_{De}(T_s)$ [m]	0,142504	
d_0^* [m]	0,115537					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d_1	0,142504	[m]	$d_u^* \geq \max\{d_1; d_2\}$	NON VERIFICATO		
d_2	0	[m]				

Tabella A.1-80: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

L'analisi non lineare non è verificata, di conseguenza è necessario l'inserimento di tiranti.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	18	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]
Muratura	s	0,35	[m]
	f_{vd}	0,034091	[MPa]
	f_{md}	1,363636	[MPa]
Verifica meccanismi tirante	T'	43,62326	[kN]
	T''	31,02273	[kN]
	T'''	122,7273	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$	T	31,02273	[kN]

Tabella A.1-81: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{\min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T \cdot H_i$ [kNm]	M_s	475,4191	[kNm]
1	0	0	9,237104	0	M_r/α_0	4690,241	[kNm]
2	0	0	15,51136	0	α_0	0,101363	
3	1	31,02273	31,02273	428,1136	Accelerazione spettrale		
4	0	0	0	0	M^*	41,73502	[kN]
TOT				428,1136	e^*	0,793748	
					a_0^*	1,252761	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		VERIFICATO		
a_2	0	[m/s ²]					

Tabella A.1-82: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Macroelemento 18 – Meccanismo A1: ribaltamento semplice di parete in quota

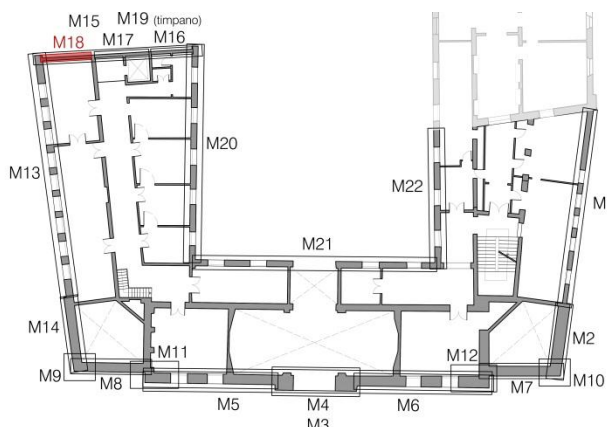
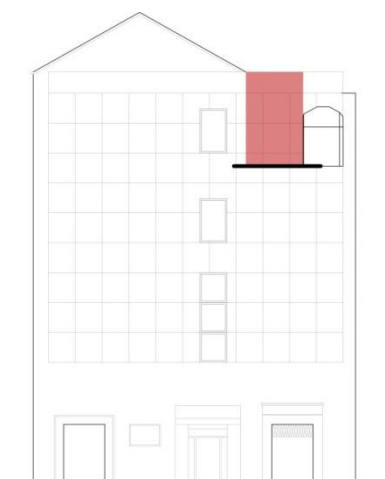


Fig. A.1-61: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

Fig. A.1-62: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]
Parete 1	0,35	4	2,5	0,2	9,91	18
Parete 2	0	0	0	0	0	18
Parete 3	0	0	0	0	0	18
Parete 4	0	0	0	0	0	18
TOT		4				
	P [kN]	N [kN]	N_o [kN]	x_{bar} [m]	y_{bar} [m]	
Parete 1	62,433	2,87	0	0,175	2	
Parete 2	0	0	0	0	0	
Parete 3	0	0	0	0	0	
Parete 4	0	0	0	0	0	
TOT	62,433	2,87	0			

Dati geometrici		
n: numero di piani	4	
γ	1,333	
z_0 : altezza del cinematismo da terra	13,8	[m]
H: altezza totale pareti	4	[m]
H_{TOT} : altezza dell'edificio	17,8	[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo	13,8	[m]
$\Psi(z)$	0,775	
t: arretramento della cerniera	0,013	[m]

Tabella A.1-83: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		10,66583	[kNm]	α_0	0,078226
M_r/α_0		136,346	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,25		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,5	1			
2	0	0	M^*	6,40966	[kN]
3	0	0	e^*	0,962877	
4	0	0	a_0^*	0,796986	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	NON VERIFICATO	
a_2	2,119107	[m/s ²]			

Tabella A.1-84: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R_p [m]	R_N [m]	β_p [°]	β_N [°]	R_{No} [m]	β_{No} [°]
1	2,006569	4,004379	1,489859	1,524023	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	4,472985					
Parametri per la verifica non lineare						
h_{bar} [m]	2,087898	d_u^* [m]	0,067644	T_s [s]	1,263168	
$\delta_{x,bar}$	0,521974	d_s^* [m]	0,027058	$S_e(T_s)$ [m/s ²]	1,687013	
d_{k0} [m]	0,162833	a_s^* [m/s ²]	0,669468	$S_{De}(T_s)$ [m]	0,068184	
d_0^* [m]	0,169111					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d_1	0,068184	[m]	$d_u^* \geq \max\{d_1; d_2\}$	NON VERIFICATO		
d_2	0,088735	[m]				

Tabella A.1-85: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

L'analisi non lineare non è verificata, di conseguenza è necessario l'inserimento di tiranti.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	18	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]
Muratura	s	0,35	[m]
	f_{vd}	0,034091	[MPa]
	f_{md}	1,363636	[MPa]
Verifica meccanismi tirante	T'	43,62326	[kN]
	T''	31,02273	[kN]
	T'''	122,7273	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$		T	31,02273 [kN]

Tabella A.1-86: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T \cdot H_i$ [kNm]	M_s	134,7567	[kNm]
1	1	31,02273	31,02273	124,0909	M_r/α_0	136,346	[kNm]
2	0	0	0	0	α_0	0,988344	
3	0	0	0	0	Accelerazione spettrale		
4	0	0	0	0	M^*	6,40966	[kN]
TOT				124,0909	e^*	0,962877	
					a_0^*	10,06946	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		VERIFICATO		
a_2	2,119107	[m/s ²]					

Tabella A.1-87: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Macroelemento 19 – Meccanismo A1: ribaltamento semplice di parete in quota

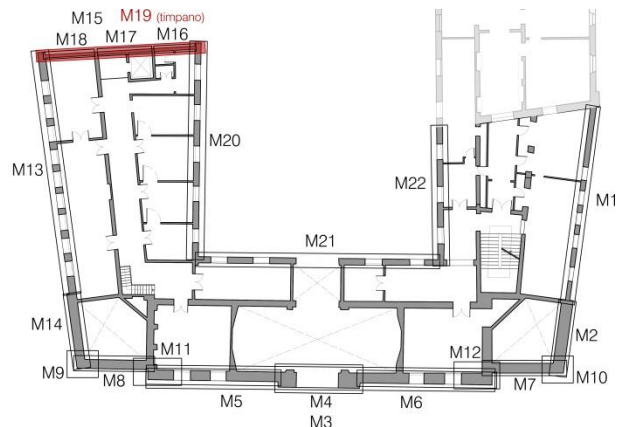
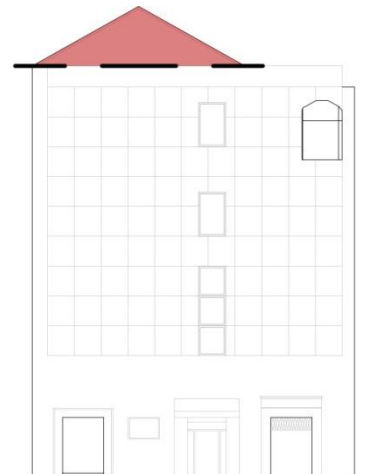


Fig. A.1-63: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

Fig. A.1-64: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]
Parete 1	0,35	1,84	9,11	0,175	8,3812	18
Parete 2	0	0	0	0	0	18
Parete 3	0	0	0	0	0	18
Parete 4	0	0	0	0	0	18
TOT		1,84				
	P [kN]	N [kN]	N _o [kN]	x _{bar} [m]	y _{bar} [m]	
Parete 1	52,80156	7,6	0	0,175	0,61	
Parete 2	0	0	0	0	0	
Parete 3	0	0	0	0	0	
Parete 4	0	0	0	0	0	
TOT	52,80156	7,6	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani				5		
γ				1,364		
z ₀ : altezza del cinematismo da terra				17,8	[m]	
H: altezza totale pareti				1,84	[m]	
H _{TOT} : altezza dell'edificio				19,64	[m]	
Z: baricentro delle linee di vincolo				17,8	[m]	
Ψ(z)				0,906		
t: arretramento della cerniera				0,003	[m]	

Tabella A.1-88: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α				
M _s	10,37448	[kNm]	α ₀	0,22459
M _r /α ₀	46,19295	[kNm]		

Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,543478		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,331522	1			
2	0	0	M^*	4,793325	[kN]
3	0	0	e^*	0,778498	
4	0	0	a_0^*	2,830102	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	VERIFICATO	
a_2	2,533565	[m/s ²]			

Tabella A.1-89: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

L'analisi lineare è verificata, di conseguenza non è necessario l'inserimento di tiranti.

Macroelemento 20 – Meccanismo A1: ribaltamento semplice di parete in quota, caso 1

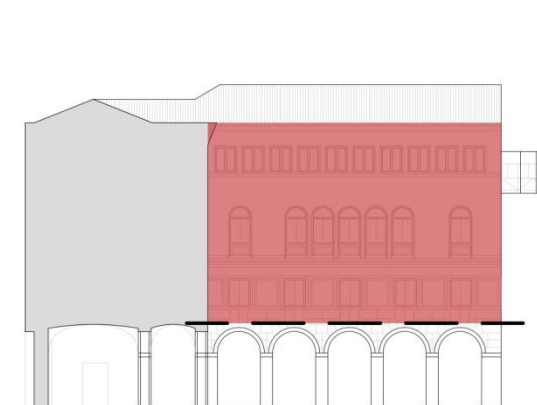


Fig. A.1-65: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

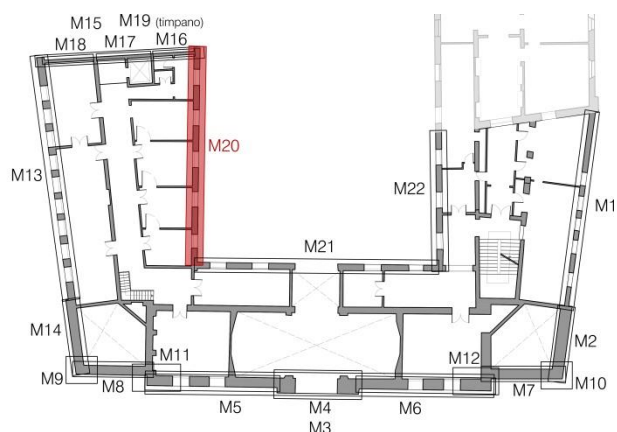


Fig. A.1-66: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]
Parete 1	0,5	5,3	11,25	0,3	53,3	18
Parete 2	0,5	3,6	8,55	0,3	68,5	18
Parete 3	0,5	4,9	5,3	0,3	52,5	18
Parete 4	0	0	0	0	0	18
TOT		13,8				
	P [kN]	N [kN]	N_o [kN]	x_{bar} [m]	y_{bar} [m]	
Parete 1	479,7	373,05	0	0,25	1,75	
Parete 2	616,5	373,05	0	0,25	2,31	
Parete 3	472,5	107,85	0	0,25	1,87	
Parete 4	0	0	0	0	0	
TOT	1568,7	853,95	0			

Dati geometrici		
n: numero di piani	4	
γ	1,333	
z_0: altezza del cinematismo da terra	5,3	[m]
H: altezza totale pareti	13,8	[m]
H_{TOT}: altezza dell'edificio	19,1	[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo	5,3	[m]
$\Psi(z)$	0,277	
t: arretramento della cerniera	0,105	[m]

Tabella A.1-90: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		393,302	[kNm]	α_0	0,022596
M_r/α_0		17405,51	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,072464		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,126812	0,384058			
2	0,551449	0,644928	M^*	202,4436	[kN]
3	0,780435	1	e^*	0,819752	
4	0	0	a_0^*	0,270412	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		NON VERIFICATO
a_2	0,758466	[m/s ²]			

Tabella A.1-91: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R_p [m]	R_N [m]	β_p [°]	β_N [°]	R_{No} [m]	β_{No} [°]
1	1,755974	5,303576	1,488287	1,534073	0	0
2	7,611376	8,90213	1,551782	1,548921	0	0
3	10,77097	13,80137	1,55736	1,556687	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	1,294458					
Parametri per la verifica non lineare						
h_{bar} [m]	7,18449	d_u^* [m]	0,079196	T_s [s]	2,346433	
$\delta_{x,bar}$	0,520615	d_s^* [m]	0,031678	$S_e(T_s)$ [m/s²]	0,908179	
d_{k0} [m]	0,162302	a_s^* [m/s²]	0,227146	$S_{De}(T_s)$ [m]	0,126657	
d_0^* [m]	0,197989					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d_1	0,126657	[m]	$d_u^* \geq \max\{d_1; d_2\}$	NON VERIFICATO		
d_2	0,050991	[m]				

Verifica a sfilamento travi				
t_N	0,01406	[m]	$d_{uN}^* \geq \max\{d_1; d_2\}$	VERIFICATO
s	0,28594	[m]		
d_{uN}^*	0,148864	[m]		

Tabella A.1-92: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

L'analisi non lineare non è verificata, di conseguenza è necessario l'inserimento di tiranti.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	18	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]
Muratura	s	0,5	[m]
	f_{vd}	0,034091	[MPa]
	f_{md}	1,363636	[MPa]
Verifica meccanismi tirante	T'	43,62326	[kN]
	T''	54,54545	[kN]
	T'''	122,7273	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$		T	43,62326 [kN]

Tabella A.1-93: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T \cdot H_i$ [kNm]	M_s	1597,304	[kNm]
1	0	0	33,50772	0	M_r/α_0	17405,51	[kNm]
2	0	0	56,26768	0	α_0	0,09177	
3	2	87,24652	87,24652	1204,002	Accelerazione spettrale		
4	0	0	0	0	M^*	202,4436	[kN]
TOT				1204,002	e^*	0,819752	
					a_0^*	1,098215	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	VERIFICATO			
a_2	0,758466	[m/s ²]					

Tabella A.1-94: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Macroelemento 20 – Meccanismo A1: ribaltamento semplice di parete in quota, caso 2

Per quanto riguarda l'ultimo livello di questo macroelemento si hanno delle incertezze: esso infatti potrebbe essere costituito interamente di muratura in laterizio oppure i pilastri posti fra le aperture potrebbero essere in pietra. Pertanto si è ritenuto opportuno analizzare due cinematismi distinti che prendessero in considerazione entrambe le ipotesi. Nel primo caso la porzione di parete ribalta ruotando attorno ad una cerniera cilindrica che si forma sul solaio fra il secondo e il terzo piano; nel secondo caso invece la cerniera cilindrica si forma nel punto in cui ipoteticamente si ha il cambio di materiale (da pietra dei pilastri a laterizio della muratura sottostante).

Viene ora esaminato il primo dei due casi.



Fig. A.1-67: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

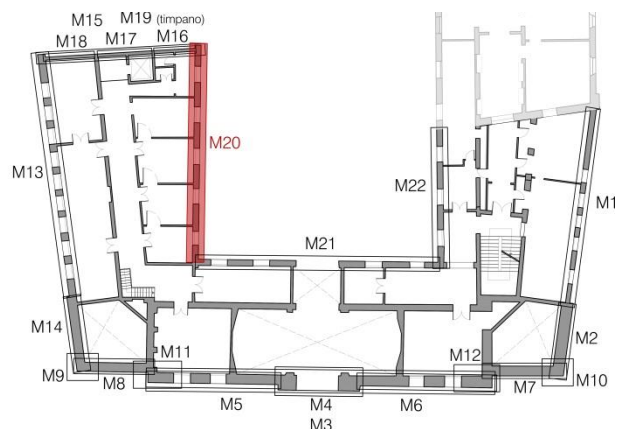


Fig. A.1-68: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]
Parete 1	0,5	4	5,3	0,3	52,5	18
Parete 2	0	0	0	0	0	18
Parete 3	0	0	0	0	0	18
Parete 4	0	0	0	0	0	18
TOT		4				
	P [kN]	N [kN]	N _o [kN]	x _{bar} [m]	y _{bar} [m]	
Parete 1	472,5	107,85	0	0,25	1,87	
Parete 2	0	0	0	0	0	
Parete 3	0	0	0	0	0	
Parete 4	0	0	0	0	0	
TOT	472,5	107,85	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani				4		
γ				1,333		
z₀: altezza del cinematismo da terra				13,8		[m]
H: altezza totale pareti				4		[m]
H_{TOT}: altezza dell'edificio				17,8		[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo				13,8		[m]

$\Psi(z)$	0,775	
t: arretramento della cerniera	0,054	[m]

Tabella A.1-95: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		119,4119	[kNm]	α_0	0,090809
M_r/α_0		1314,975	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,25		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,4675	1			
2	0	0	M^*	52,18204	[kN]
3	0	0	e^*	0,882064	
4	0	0	a_0^*	1,009948	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	NON VERIFICATO	
a_2	2,119107	[m/s ²]			

Tabella A.1-96: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _P [m]	R _N [m]	β _P [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	1,880292	4,007586	1,466118	1,509257	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	5,188761					
Parametri per la verifica non lineare						
h _{bar} [m]	2,265831	d _u * [m]	0,092925	T _s [s]	1,315188	
δ _{x,bar}	0,566458	d _s * [m]	0,03717	S _e (T _s) [m/s ²]	1,620286	
d _{k0} [m]	0,204915	a _s *[m/s ²]	0,848357	S _{De} (T _s) [m]	0,070992	
d ₀ * [m]	0,232314					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d ₁	0,070992	[m]	d _u * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }	VERIFICATO		
d ₂	0,090575	[m]				
Verifica a sfilamento travi						
t _N	0,029845	[m]	d _{uN} * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }	VERIFICATO		
s	0,270155	[m]				
d _{uN} *	0,153031	[m]				

Tabella A.1-97: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

L'analisi non lineare è verificata, di conseguenza non è necessario l'inserimento di tiranti.

Macroelemento 20 – Meccanismo A1: ribaltamento semplice di parete in quota, caso 3

Di seguito si espone il caso in cui i pilastri fra le aperture sono stati ipotizzati in pietra.

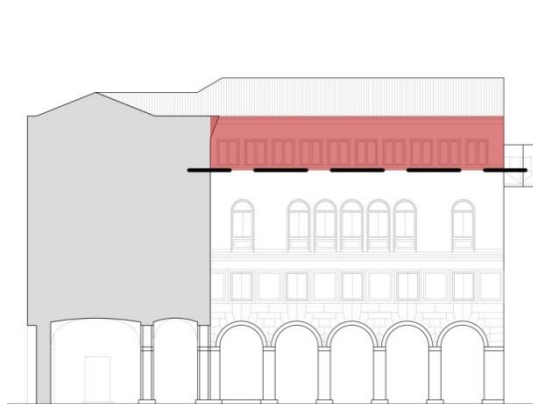


Fig. A.1-69: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

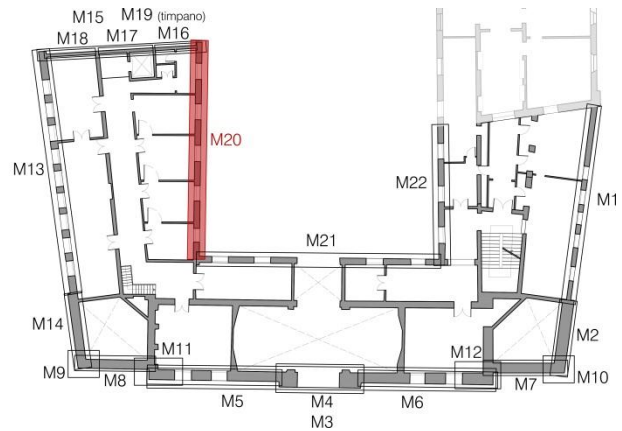


Fig. A.1-70: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]
Parete 1	0,5	2,43	5,3	0,3	24,32	22
Parete 2	0	0	0	0	0	22
Parete 3	0	0	0	0	0	22
Parete 4	0	0	0	0	0	22
TOT		2,43				
	P [kN]	N [kN]	N _o [kN]	x _{bar} [m]	y _{bar} [m]	
Parete 1	267,52	107,85	0	0,25	1,57	
Parete 2	0	0	0	0	0	
Parete 3	0	0	0	0	0	
Parete 4	0	0	0	0	0	
TOT	267,52	107,85	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani				4		
γ				1,333		
z ₀ : altezza del cinematismo da terra				15,37	[m]	
H: altezza totale pareti				2,43	[m]	
H _{TOT} : altezza dell'edificio				17,8	[m]	
Z: baricentro delle linee di vincolo				15,37	[m]	
Ψ(z)				0,863		
t: arretramento della cerniera				0,017	[m]	

Tabella A.1-98: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α				
M _s	92,73635	[kNm]	α ₀	0,135961
M _r /α ₀	682,0819	[kNm]		

Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,411523		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,646091	1			
2	0	0	M^*	36,58593	[kN]
3	0	0	e^*	0,956145	
4	0	0	a_0^*	1,394951	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	NON VERIFICATO	
a_2	2,360194	[m/s ²]			

Tabella A.1-99: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _P [m]	R _N [m]	β _P [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	1,587149	2,446388	1,423659	1,454985	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	7,742522					
Parametri per la verifica non lineare						
h _{bar} [m]	1,817092	d _u * [m]	0,102412	T _s [s]	1,174806	
δ _{x,bar}	0,747775	d _s * [m]	0,040965	S _e (T _s) [m/s ²]	1,8139	
d _{k0} [m]	0,244802	a _s *[m/s ²]	1,171759	S _{De} (T _s) [m]	0,063414	
d ₀ * [m]	0,25603					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d ₁	0,063414	[m]	d _u * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		VERIFICATO	
d ₂	0,095551	[m]				
Verifica a sfilamento travi						
t _N	0,014923	[m]	d _{uN} * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		VERIFICATO	
s	0,285077	[m]				
d _{uN} *	0,213174	[m]				

Tabella A.1-100: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

L'analisi non lineare è verificata, di conseguenza non è necessario l'inserimento di tiranti.

Macroelemento 20 – Meccanismo C: flessione verticale di parete, caso 1

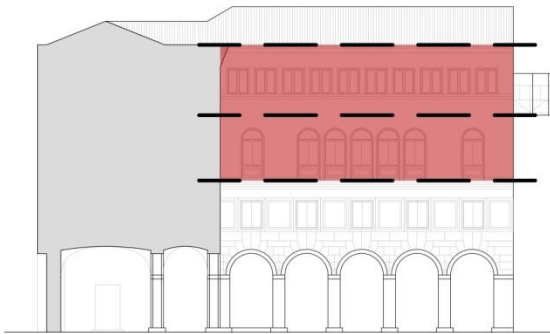


Fig. A.1-71: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

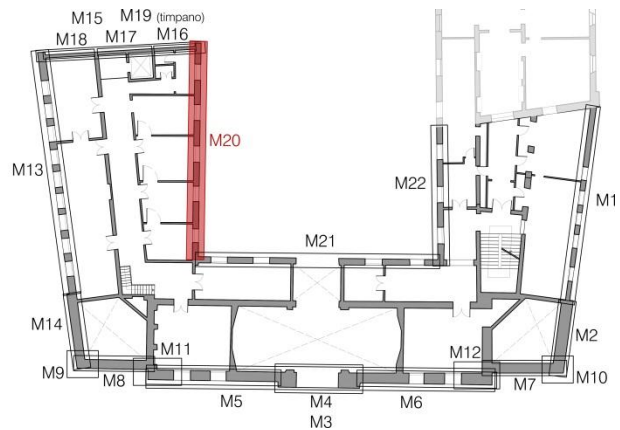


Fig. A.1-72: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m²]	γ [kN/m³]
Parete 1	0,5	4,9	8,55	0,3	68,5	18
Parete 2	0,5	4	5,3	0,3	52,5	18
TOT		8,9				
	P [kN]	N [kN]	N_o [kN]	x_{bar} [m]	y_{bar} [m]	
Parete 1	616,5	373,05	0	0,25	2,31	
Parete 2	472,5	107,85	0	0,25	1,87	
TOT	1089	480,9	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani				4		
γ				1,333		
z₀: altezza del cinematismo da terra				8,9	[m]	
H: altezza totale pareti				8,9	[m]	
H_{TOT}: altezza dell'edificio				17,8	[m]	
Z: baricentro delle linee di vincolo				13,35	[m]	
Ψ(z)				0,75		
t: arretramento della cerniera				0,090	[m]	

Tabella A.1-101: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Spostamenti rispetto al polo A e a θ					
	φ (θ)	1,225	θ		
	δ_{b,x} (θ)	4,9	θ		
	δ_{b,y} (θ)	0,5	θ		
	δ_{x,αPi} (θ)	δ_{y,Pi} (θ)	δ_{x,αNi} (θ)	δ_{y,Ni} (θ)	δ_{x,No} (θ)
1	2,31	0,25	4,9	0,3	4,9
2	2,60925	0,80625	0	0,745	0

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
α_0			0,162174499		
Calcolo dell'accelerazione spettrale (punto di riferimento: B)					
ϑ	0,204082		Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	M^*	132,5973	[kN]
1	0,471429	1	e^*	0,889695	
2	0,5325	0	a_0^*	1,788176	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		NON VERIFICATO
a_2	2,050006	[m/s ²]			

Tabella A.1-102: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

L'analisi non è verificata, di conseguenza è necessario l'inserimento di tiranti.

Macroelemento 20 – Meccanismo C: flessione verticale di parete, caso 2

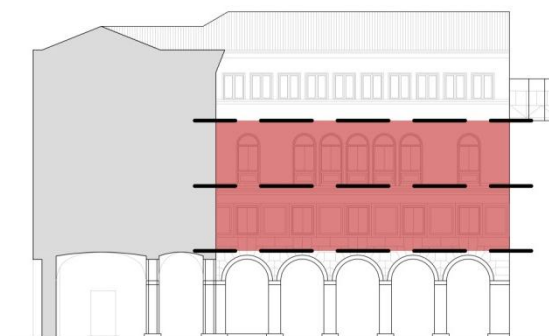


Fig. A.1-73: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

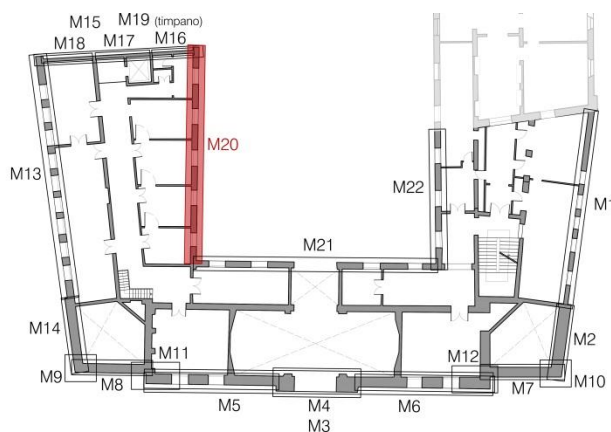


Fig. A.1-74: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]
Parete 1	0,5	3,6	11,25	0,3	53,3	18
Parete 2	0,5	4,9	8,55	0,3	68,5	18
TOT		8,5				
	P [kN]	N [kN]	N_o [kN]	x_{bar} [m]	y_{bar} [m]	
Parete 1	479,7	373,05	0	0,25	1,75	
Parete 2	616,5	953,4	0	0,25	2,31	
TOT	1096,2	1326,45	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani				4		
γ				1,333		
z_0 : altezza del cinematismo da terra				5,3		[m]
H: altezza totale pareti				8,5		[m]

H_{TOT} : altezza dell'edificio	13,8	[m]
Z : baricentro delle linee di vincolo	9,55	[m]
Ψ(z)	0,692	
t : arretramento della cerniera	0,105	[m]

Tabella A.1-103: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Spostamenti rispetto al polo A e a ϑ						
	φ (ϑ)	0,734694	ϑ			
	$\delta_{b,x}$ (ϑ)	3,6	ϑ			
	$\delta_{b,y}$ (ϑ)	0,5	ϑ			
	$\delta_{x,\alpha Pi}$ (ϑ)	$\delta_{y,Pi}$ (ϑ)	$\delta_{x,\alpha Ni}$ (ϑ)	$\delta_{y,Ni}$ (ϑ)	$\delta_{x,No}$ (ϑ)	
1	1,75	0,25	3,6	0,3	3,6	
2	1,902857	0,683673	0	0,646939	0	
Coefficiente di attivazione del meccanismo α						
α_0				0,378510201		
Calcolo dell'accelerazione spettrale (punto di riferimento: B)						
ϑ	0,277778		Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale			
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	M^*		134,4635	[kN]
1	0,486111	1	e^*		0,897796	
2	0,528571	0	a_0^*		4,135888	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare						
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$			VERIFICATO
a_2	1,891551	[m/s ²]				

Tabella A.1-104: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

L'analisi è verificata, di conseguenza non è necessario l'inserimento di tiranti.

Macroelemento 21 – Meccanismo A1: ribaltamento semplice di parete in quota

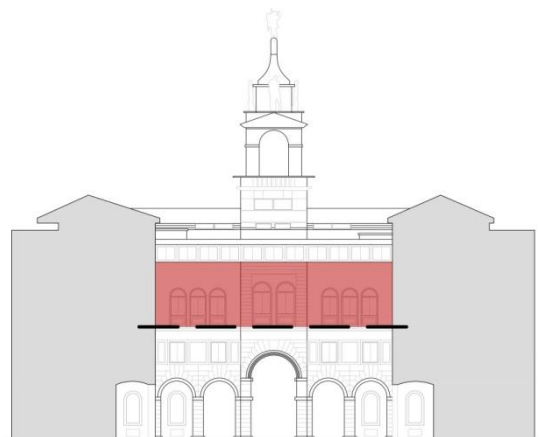


Fig. A.1-75: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

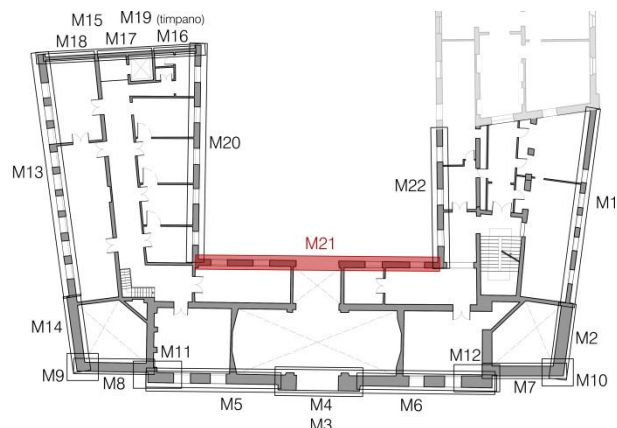


Fig. A.1-66: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]
Parete 1	0,5	4,9	9,05	0,3	73,39	18
Parete 2	0,5	1,6	19,85	0,3	32,25	18
Parete 3	0	0	0	0	0	18
Parete 4	0	0	0	0	0	18
TOT		6,5				
	P [kN]	N [kN]	N _o [kN]	x _{bar} [m]	y _{bar} [m]	
Parete 1	660,51	228,24	11,45	0,25	2,21	
Parete 2	290,25	72,89	0	0,25	0,81	
Parete 3	0	0	0	0	0	
Parete 4	0	0	0	0	0	
TOT	950,76	301,13	11,45			
Dati geometrici						
n: numero di piani				4		
γ				1,333		
z ₀ : altezza del cinematismo da terra				8,9		[m]
H: altezza totale pareti				6,5		[m]
H _{TOT} : altezza dell'edificio				15,4		[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo				8,9		[m]
Ψ(z)				0,578		
t: arretramento della cerniera				0,068		[m]

Tabella A.1-105: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		187,2609	[kNm]	α_0	0,039765
M_r/α_0		4709,216	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,153846		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,34	0,753846			
2	0,878462	1	M^*	106,3874	[kN]
3	0	0	e^*	0,833667	
4	0	0	a_0^*	0,467923	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		NON VERIFICATO
a_2	1,579658	[m/s ²]			

Tabella A.1-106: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R_p [m]	R_N [m]	β_p [°]	β_N [°]	R_{No} [m]	β_{No} [°]
1	2,217512	4,905507	1,488462	1,523409	4,919039	1,482785
2	5,712912	6,504152	1,538868	1,535062	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	2,274765					
Parametri per la verifica non lineare						
h_{bar} [m]	3,761685	d_u^* [m]	0,071639	T_s [s]		1,696514
$\delta_{x,bar}$	0,578721	d_s^* [m]	0,028656	$S_e(T_s)$ [m/s ²]		1,256094
d_{k0} [m]	0,149308	a_s^* [m/s ²]	0,393056	$S_{De}(T_s)$ [m]		0,091575
d_0^* [m]	0,179097					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d_1	0,091575	[m]	$d_u^* \geq \max\{d_1; d_2\}$		NON VERIFICATO	
d_2	0,068194	[m]				

Tabella A.1-107: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

L'analisi non lineare non è verificata, di conseguenza è necessario l'inserimento di tiranti.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	20	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]
Muratura	s	0,5	[m]
	f_{vd}	0,034091	[MPa]
	f_{md}	1,363636	[MPa]
Verifica meccanismi tirante	T'	53,85587	[kN]
	T''	54,54545	[kN]
	T'''	122,7273	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$	T	53,85587	[kN]

Tabella A.1-108: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T \cdot H_i$ [kNm]	M_s	715,0485	[kNm]
1	2	107,7117	107,7117	527,7876	M_r/α_0	4709,216	[kNm]
2	0	0	0	0	α_0	0,15184	
3	0	0	0	0	Accelerazione spettrale		
4	0	0	0	0	M^*	106,3874	[kN]
TOT				527,7876	e^*	0,833667	
					a_0^*	1,786747	[m/s ²]

Verifica SLV con analisi lineare				
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	VERIFICATO
a_2	1,579658	[m/s ²]		

Tabella A.1-109: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Macroelemento 22 – Meccanismo A1: ribaltamento semplice di parete in quota

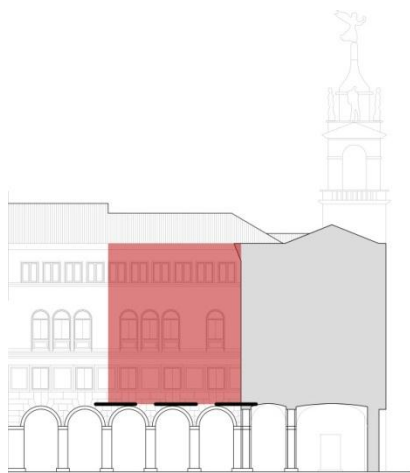


Fig. A.1-77: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

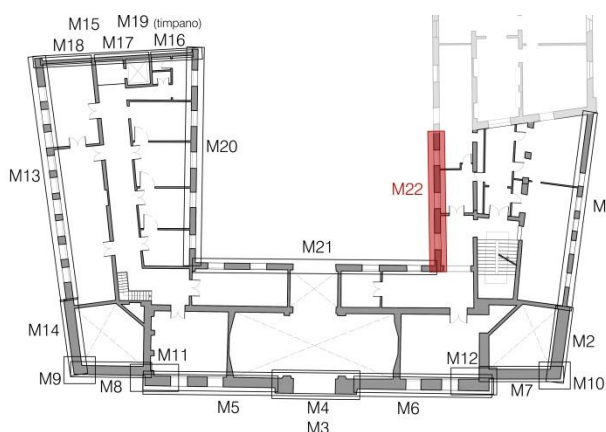


Fig. A.1-78: Pianta con individuazione del macroelemento.

Caratteristiche geometriche delle pareti						
	s [m]	h [m]	l [m]	d [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]
Parete 1	0,5	3,6	6,95	0,3	30,12	18
Parete 2	0,5	4,9	5,6	0,3	39,23	18
Parete 3	0,5	4	3,38	0,3	29,69	18
Parete 4	0	0	0	0	0	18
TOT		12,5				
	P [kN]	N [kN]	N _o [kN]	x _{bar} [m]	y _{bar} [m]	
Parete 1	271,08	114,4	0	0,25	1,74	
Parete 2	353,07	116,12	0	0,25	2,25	
Parete 3	267,21	29,17	0	0,25	1,86	
Parete 4	0	0	0	0	0	
TOT	891,36	259,69	0			
Dati geometrici						
n: numero di piani	4					
γ	1,333					
z ₀ : altezza del cinematismo da terra	5,3 [m]					
H: altezza totale pareti	12,5 [m]					
H _{TOT} : altezza dell'edificio	17,8 [m]					
Z: baricentro delle linee di vincolo	5,3 [m]					
Ψ(z)	0,298					
t: arretramento della cerniera	0,081 [m]					

Tabella A.1-110: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		207,5475	[kNm]	α_0	0,029361
M_r/α_0		7068,919	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,08		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,1392	0,288			
2	0,468	0,68	M^*	90,93809	[kN]
3	0,8288	1	e^*	0,775034	
4	0	0	a_0^*	0,371632	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	NON VERIFICATO	
a_2	0,81386	[m/s ²]			

Tabella A.1-111: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _p [m]	R _N [m]	β _p [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	1,748191	3,606657	1,473956	1,510029	0	0
2	5,852441	8,502822	1,54191	1,545034	0	0
3	10,36138	12,50192	1,554482	1,553276	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	1,681753					
Parametri per la verifica non lineare						
h _{bar} [m]	6,141279	d _u * [m]	0,09302	T _s [s]		2,16921
δ _{x,bar}	0,491302	d _s * [m]	0,037208	S _e (T _s) [m/s ²]		0,982376
d _{k0} [m]	0,180234	a _s * [m/s ²]	0,312171	S _{De} (T _s) [m]		0,11709
d ₀ * [m]	0,23255					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d ₁	0,11709	[m]	d _u * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		NON VERIFICATO	
d ₂	0,048276	[m]				
Verifica a sfilamento travi						
t _N	0,006156	[m]	d _{uN} * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		VERIFICATO	
s	0,293844	[m]				
d _{uN} *	0,144366	[m]				

Tabella A.1-112: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

L'analisi non lineare non è verificata, di conseguenza è necessario l'inserimento di tiranti.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	18	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]

Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]
Muratura	s	0,5	[m]
	f_{vd}	0,034091	[MPa]
	f_{md}	1,363636	[MPa]
Verifica meccanismi tirante	T'	43,62326	[kN]
	T''	54,54545	[kN]
	T'''	122,7273	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$		T	43,62326 [kN]

Tabella A.1-113: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T \cdot H_i$ [kNm]	M_s	752,8382	[kNm]
1	0	0	12,5635	0	M_i/α_0	7068,919	[kNm]
2	0	0	29,66382	0	α_0	0,1065	
3	1	43,62326	43,62326	545,2907	Accelerazione spettrale		
4	0	0	0	0	M^*	90,93809	[kN]
TOT				545,2907	e^*	0,775034	
					a_0^*	1,348022	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		VERIFICATO		
a_2	0,81386	[m/s ²]					

Tabella A.1-114: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

**ALLEGATO 2: ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO
TRAMITE MACROELEMENTI IN LC2**

ALLEGATO 2: ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO TRAMITE MACROELEMENTI IN LC2 419

A.2 Analisi dei meccanismi locali di collasso tramite macroelementi in LC2

Vengono di seguito riportate le analisi non verificate dei cinematismi analizzati nel capitolo 8.3.8 e nell'allegato 1 della presente relazione di tesi, facendo riferimento ad un livello di conoscenza LC2 e utilizzando quindi 1,20 come fattore di confidenza F_C .

Per tutti i macroelementi non viene riportata la tabella "Caratteristiche geometriche delle pareti", in quanto le caratteristiche geometriche non variano nel caso di verifica con un livello di conoscenza LC1 o LC2.

Macroelemento 1 – Meccanismo A: ribaltamento semplice di parete

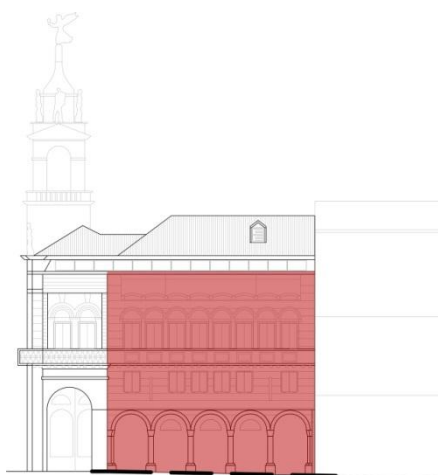


Fig. A.2-01: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

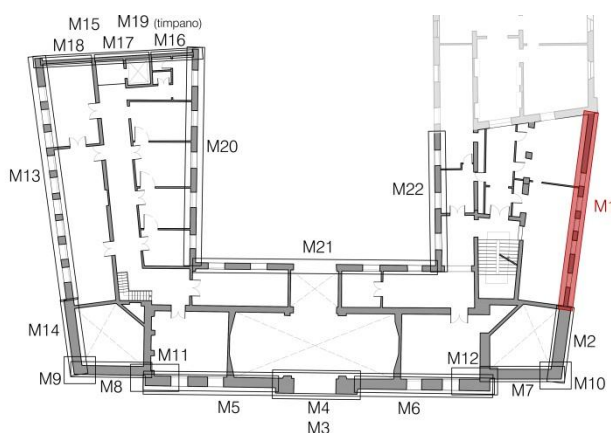


Fig. A.2-02: Pianta con individuazione del macroelemento.

Dati geometrici		
n: numero di piani	4	
γ	1,333	
z_0 : altezza del cinematismo da terra	0	[m]
H: altezza totale pareti	15,4	[m]
H_{TOT} : altezza dell'edificio	15,4	[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo	0	[m]
$\Psi(z)$	0	
t: arretramento della cerniera	0,238	[m]

Tabella A.2-01: Dati geometrici.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		81,20084	[kNm]	α_0	0,004749
M_r/α_0		17098,91	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,064935		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,238961	0,344156			

2	0,461688	0,577922	M^*	164,1694	[kN]
3	0,722727	0,896104	e^*	0,835609	
4	0,948052	1	a_0^*	0,055752	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	NON VERIFICATO	
a_2	0	[m/s ²]			

Tabella A.2-02: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

In questo caso, a differenza delle precedenti verifiche svolte in LC1, il coefficiente di attivazione del cinematismo α nell'analisi lineare risultava essere positivo anche senza l'inserimento di una spinta orizzontale negativa.

Per questo motivo la spinta non è stata inserita e l'analisi lineare risulta essere più gravosa del precedente caso.

Configurazione ruotata						
	R_P [m]	R_N [m]	β_P [°]	β_N [°]	R_{No} [m]	β_{No} [°]
1	3,682551	5,309179	1,53357	1,511986	0	0
2	7,110101	8,900008	1,542674	1,542714	0	0
3	11,13006	13,80001	1,552829	1,552682	0	0
4	14,60005	15,4	1,557099	1,554564	0	0
ϑ [°]	1,351442					
Parametri per la verifica non lineare						
h_{bar} [m]	8,871777	d_u^* [m]	0,100162	T_s [s]	5,811554	
$\delta_{x,bar}$	0,576089	d_s^* [m]	0,040065	$S_e(T_s)$ [m/s ²]	0,36668	
d_{ko} [m]	0,20924	a_s^* [m/s ²]	0,046831	$S_{De}(T_s)$ [m]	0,313698	
d_0^* [m]	0,250404					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d_1	0,313698	[m]	$d_u^* \geq \max\{d_1; d_2\}$	NON VERIFICATO		
d_2	0	[m]				

Tabella A.2-03: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

L'analisi non lineare non è soddisfatta, di conseguenza è necessario procedere con l'inserimento dei tiranti.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	18	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]
Muratura	s	0,4	[m]
	f_{vd}	0,0475	[MPa]
	f_{md}	2	[MPa]

Verifica meccanismi tirante	T'	43,62326	[kN]
	T''	53,2	[kN]
	T'''	180	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$	T	43,62326	[kN]

Tabella A.2-04: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{\min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	T [kN]	M_s	1285,203	[kNm]
1	0	0	30,0264	0	M_r/α_0	17098,91	[kNm]
2	0	0	50,42169	0	α_0	0,075163	
3	2	87,24652	87,24652	1204,002	Accelerazione spettrale		
4	0	0	0	0	M^*	164,1694	[kN]
TOT				1204,002	e^*	0,835609	
					a_0^*	0,882407	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		VERIFICATO		
a_2	0	[m/s ²]					

Tabella A.2-05: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Macroelemento 1 – Meccanismo A1: ribaltamento semplice di parete in quota

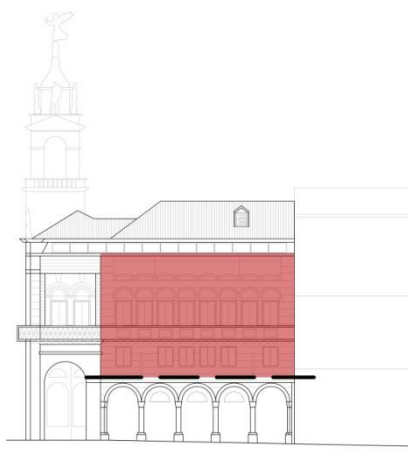


Fig. A.2-03: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

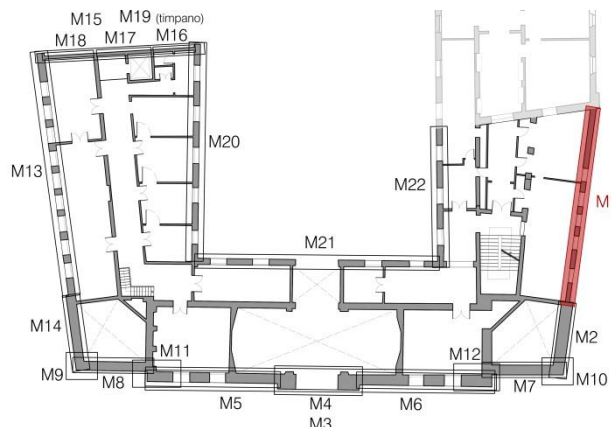


Fig. A.2-04: Pianta con individuazione del macroelemento.

Dati geometrici		
n: numero di piani	4	
γ	1,333	
z_0 : altezza del cinematismo da terra	5,3	[m]
H: altezza totale pareti	10,1	[m]
H_{TOT} : altezza dell'edificio	15,4	[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo	5,3	[m]
$\Psi(z)$	0,344	
t: arretramento della cerniera	0,050	[m]

Tabella A.2-06: Caratteristiche e dati geometrici del macroelemento 2.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		227,0322	[kNm]	α_0	0,030126
M_r/α_0		7536,186	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,09901		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,179208	0,356436			
2	0,577228	0,841584	M^*	108,4658	[kN]
3	0,920792	1	e^*	0,785829	
4	0	0	a_0^*	0,376077	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		NON VERIFICATO
a_2	0,940695	[m/s ²]			

Tabella A.2-07: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R_p [m]	R_N [m]	β_p [°]	β_N [°]	R_{No} [m]	β_{No} [°]
1	1,816192	3,605543	1,488195	1,515339	0	0
2	5,831926	8,502349	1,536504	1,541393	0	0
3	9,301207	10,10198	1,549294	1,546049	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	2,030886					
Parametri per la verifica non lineare						
h_{bar} [m]	5,565671	d_u^* [m]	0,100397	T_s [s]	2,24023	
$\delta_{x,bar}$	0,551057	d_s^* [m]	0,040159	$S_e(T_s)$ [m/s ²]	0,951233	
d_{k0} [m]	0,197237	a_s^* [m/s ²]	0,315905	$S_{De}(T_s)$ [m]	0,120924	
d_0^* [m]	0,250993					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d_1	0,120924	[m]	$d_u^* \geq \max\{d_1; d_2\}$	NON VERIFICATO		
d_2	0,050082	[m]				

Tabella A.2-08: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	18	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]
Muratura	s	0,4	[m]
	f_{vd}	0,0475	[MPa]
	f_{md}	2	[MPa]

Verifica meccanismi tirante	T'	43,62326	[kN]
	T''	53,2	[kN]
	T'''	180	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$	T	43,62326	[kN]

Tabella A.2-09: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{\min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T \cdot H_i$ [kNm]	M_s	597,8299	[kNm]
1	0	0	15,54888	0	M_r/α_0	7536,186	[kNm]
2	1	43,62326	43,62326	370,7977	α_0	0,079328	
3	0	0	0	0	Accelerazione spettrale		
4	0	0	0	0	M^*	108,4658	[kN]
TOT				370,7977	e^*	0,785829	
					a_0^*	0,990301	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		VERIFICATO		
a_2	0,940695	[m/s ²]					

Tabella A.2-10: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Macroelemento 2 – Meccanismo A: ribaltamento semplice di parete

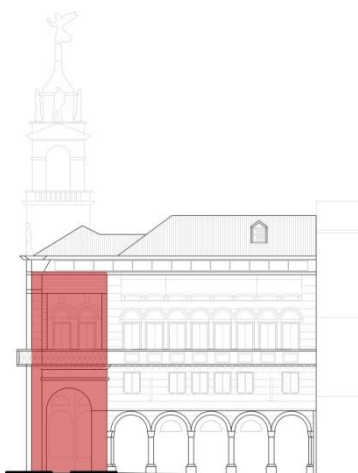


Fig. A.2-05: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

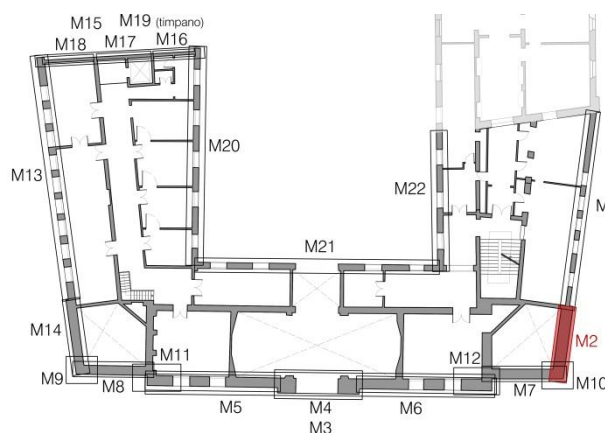


Fig. A.2-06: Pianta con individuazione del macroelemento.

Dati geometrici		
n: numero di piani	3	
γ	1,286	
z_0 : altezza del cinematismo da terra	0	[m]
H: altezza totale pareti	15,4	[m]
H_{TOT} : altezza dell'edificio	15,4	[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo	0	[m]
$\Psi(z)$	0	
t: arretramento della cerniera	0,146	[m]

Tabella A.2-11: Caratteristiche e dati geometrici del macroelemento 2.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		346,373	[kNm]	α_0	0,035404
M_r/α_0		9783,463	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,064935		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,35	0,577922			
2	0,75	0,896104	M^*	91,84643	[kN]
3	0,948052	1	e^*	0,85601	
4	0	0	a_0^*	0,405734	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		NON VERIFICATO
a_2	0	[m/s ²]			

Tabella A.2-12: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Anche in questo caso, come nelle precedenti verifiche svolte in LC1, il coefficiente di attivazione del cinematismo α nell'analisi lineare risultava essere negativo, di conseguenza è stato necessario inserire una spinta orizzontale negativa.

Configurazione ruotata						
	R_p [m]	R_N [m]	β_p [°]	β_N [°]	R_{No} [m]	β_{No} [°]
1	5,397206	8,914248	1,519115	1,514249	8,927785	1,491881
2	11,55227	13,80591	1,550989	1,541543	13,8132	1,52707
3	14,60179	15,40529	1,555126	1,544581	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	2,023779					
Parametri per la verifica non lineare						
h_{bar} [m]	9,294807	d_u^* [m]	0,153381	T_s [s]	2,665849	
$\delta_{x,bar}$	0,603559	d_s^* [m]	0,061352	$S_e(T_s)$ [m/s ²]	0,799363	
d_{k0} [m]	0,328239	a_s^* [m/s ²]	0,340816	$S_{De}(T_s)$ [m]	0,143898	
d_0^* [m]	0,383452					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d_1	0,143898	[m]	$d_u^* \geq \max\{d_1; d_2\}$	VERIFICATO		
d_2	0	[m]				

Tabella A.2-13: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

L'analisi non lineare è soddisfatta, di conseguenza non è necessario procedere con il calcolo dei tiranti, ma un tirante è già stato inserito precedentemente per ottenere un coefficiente di attivazione del cinematismo per α positivo.

Macroelemento 2 – Meccanismo B: ribaltamento composto di parete

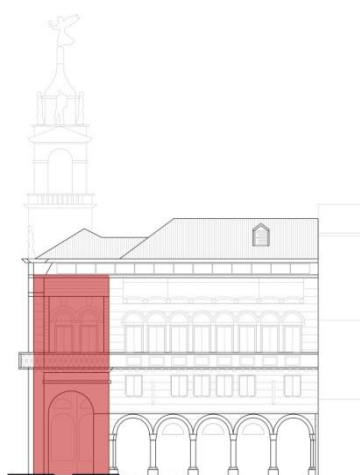


Fig. A.2-07: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

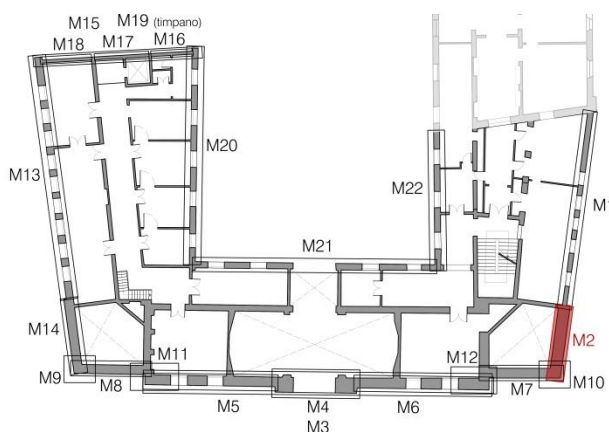


Fig. A.2-08: Pianta con individuazione del macroelemento.

Dati geometrici		
n: numero di piani	3	
γ	1,286	
z_0 : altezza del cinematismo da terra	0	[m]
H: altezza totale pareti	15,4	[m]
H_{TOT} : altezza dell'edificio	15,4	[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo	0	[m]
$\Psi(z)$	0,000	
t: arretramento della cerniera	0,195	[m]

Tabella A.2-14: Caratteristiche e dati geometrici del macroelemento 2 e della parete di connessione.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α						
M_s		301,3491	[kNm]	α_0	0,022499	
M_r/α_0		13393,87	[kNm]			
Calcolo dell'accelerazione spettrale						
ϑ	0,064935			punto di riferimento:		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}		punto di applicazione di N1		
1	0,35	0,577922				
2	0,75	0,896104				
3	0,948052	1		Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
4	0	0				
A	0,666667	1				
B	0	0		M^*	127,635	[kN]
C	0	0		e^*	0,891192	
D	0	0		a_0^*	0,247663	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare						
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	NON VERIFICATO		
a_2	0	[m/s ²]				

Tabella A.2-15: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R_P [m]	R_N [m]	β_P [°]	β_N [°]	R_{No} [m]	β_{No} [°]
1	5,394899	8,911616	1,528176	1,519732	8,92406	1,497348
2	11,5514	13,80456	1,555225	1,545087	0	0
3	14,60111	15,40409	1,558477	1,547757	0	0
4	0	0	0	0	0	0
	R_P [m]	R_N [m]	β_P [°]	β_N [°]	R_{No} [m]	β_{No} [°]
A	10,39654	15,62154	1,412565	1,402183	0	0
B	0	0	0	0	0	0
C	0	0	0	0	0	0
D	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	1,284857					
Parametri per la verifica non lineare						
h_{bar} [m]	9,533203	d_u^* [m]	0,095945	T_s [s]		2,698679
$\delta_{x,bar}$	0,619039	d_s^* [m]	0,038378	$S_e(T_s)$ [m/s ²]		0,789638
d_{k0} [m]	0,213764	a_s^* [m/s ²]	0,208037	$S_{De}(T_s)$ [m]		0,14567
d_0^* [m]	0,239863					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d_1	0,14567	[m]	$d_u^* \geq \max\{d_1; d_2\}$	NON VERIFICATO		
d_2	0	[m]				

Tabella A.2-16: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	20	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]
Muratura	s	0,75	[m]
	f_{vd}	0,0475	[MPa]
	f_{md}	2	[MPa]
Verifica meccanismi tirante	T'	53,85587	[kN]
	T''	149,625	[kN]
	T'''	180	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$		T	53,85587 [kN]

Tabella A.2-17: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T \cdot H_i$ [kNm]	M_s	1044,56	[kNm]
1	0	0	31,1245	0	M_r/α_0	13393,87	[kNm]
2	1	53,85587	53,85587	743,2111	α_0	0,077988	

3	0	0	0	0	Accelerazione spettrale		
4	0	0	0	0	M*	127,635	[kN]
TOT				743,2111	e*	0,891192	
					a₀*	0,858469	[m/s²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a ₁	0,787253	[m/s ²]	a₀* ≥ max{a₁; a₂}		VERIFICATO		
a ₂	0	[m/s ²]					

Tabella A.2-18: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Nel caso delle analisi del cinematismo in LC1 era necessario inserire due tiranti $\Phi 18$ affinché le verifiche risultassero soddisfatte.

In LC2 invece è sufficiente inserire un solo tirante di diametro $\Phi 20$.

Macroelemento 3 – Meccanismo A: ribaltamento semplice di parete

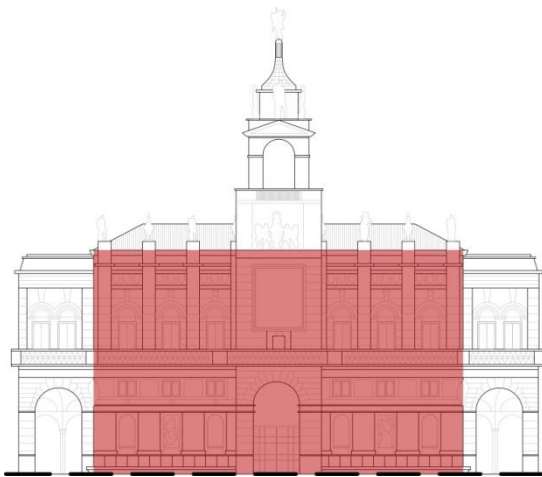


Fig. A.2-09: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

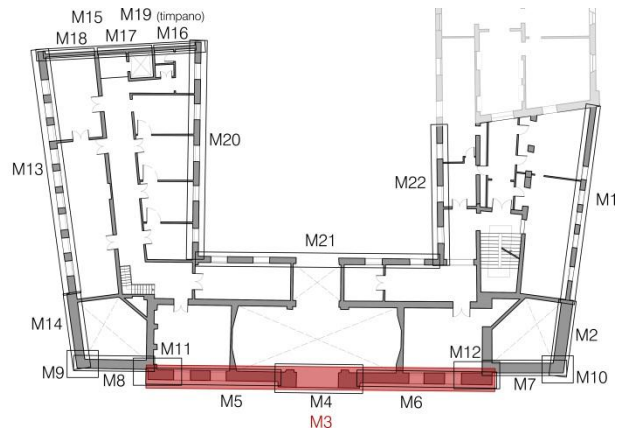


Fig. A.2-10: Pianta con individuazione del macroelemento.

Dati geometrici		
n: numero di piani	4	
y	1,333	
z₀: altezza del cinematismo da terra	0	[m]
H: altezza totale pareti	17,8	[m]
H_{TOT}: altezza dell'edificio	17,8	[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo	0	[m]
Ψ(z)	0	
t: arretramento della cerniera	0,098	[m]

Tabella A.2-19: Dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α				
M_s	2301,026	[kNm]	α₀	0,035844
M_r/α₀	64195,89	[kNm]		

Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,05618		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,148876	0,297753			
2	0,400562	0,5	M^*	570,0719	[kN]
3	0,65	0,775281	e^*	0,762409	
4	0,88764	1	a_0^*	0,461206	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	NON VERIFICATO	
a_2	0	[m/s ²]			

Tabella A.2-20: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _P [m]	R _N [m]	β _P [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	2,673312	5,334111	1,438637	1,457645	5,360377	1,420564
2	7,137507	8,917119	1,524927	1,508822	0	0
3	11,57463	13,81105	1,542517	1,530798	0	0
4	15,80055	17,80074	1,562425	1,56168	0	0
θ [°]	2,051888					
Parametri per la verifica non lineare						
h _{bar} [m]	8,751784	d _u * [m]	0,164402	T _s [s]		2,588666
δ _{x,bar}	0,491673	d _s * [m]	0,065761	S _e (T _s) [m/s ²]		0,823197
d _{k0} [m]	0,313354	a _s *[m/s ²]	0,387413	S _{De} (T _s) [m]		0,139732
d ₀ * [m]	0,411005					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d ₁	0,139732	[m]	d _u * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		VERIFICATO	
d ₂	0	[m]				
Verifica a sfilamento travi						
t _N	0,006844	[m]	d _{uN} * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		NON VERIFICATO	
s	0,253156	[m]				
d _{uN} *	0,12447	[m]				

Tabella A.2-21: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

L'analisi non lineare è verificata, ma la verifica a sfilamento travi no, di conseguenza è necessario l'inserimento di tiranti.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	18	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]
Muratura	s	0,46	[m]
	f_{vd}	0,0475	[MPa]

	f_{md}	2	[MPa]
Verifica meccanismi tirante	T'	43,62326	[kN]
	T''	66,424	[kN]
	T'''	180	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$		T	43,62326 [kN]

Tabella A.2-22: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T \cdot H_i$ [kNm]	M_s	5407,002	[kNm]
1	0	0	51,95579	0	M_r/α_0	64195,89	[kNm]
2	0	0	87,24652	0	α_0	0,084227	
3	0	0	135,2811	0	Accelerazione spettrale		
4	4	174,493	174,493	3105,976	M^*	570,0719	[kN]
TOT				3105,976	e^*	0,762409	
					a_0^*	1,083753	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		VERIFICATO		
a_2	0	[m/s ²]					

Tabella A.2-23: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Macroelemento 4 – Meccanismo A1: ribaltamento semplice di parete in quota, caso 1

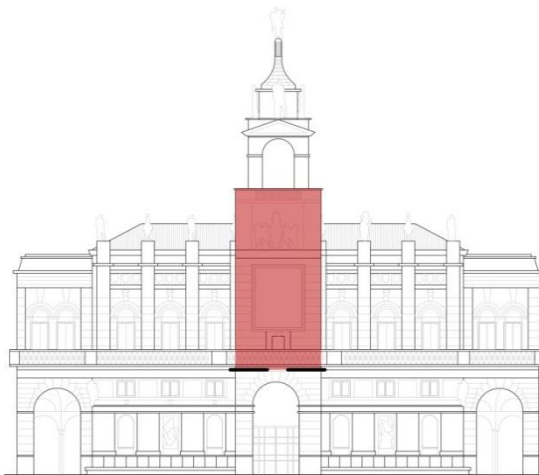


Fig. A.2-11: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

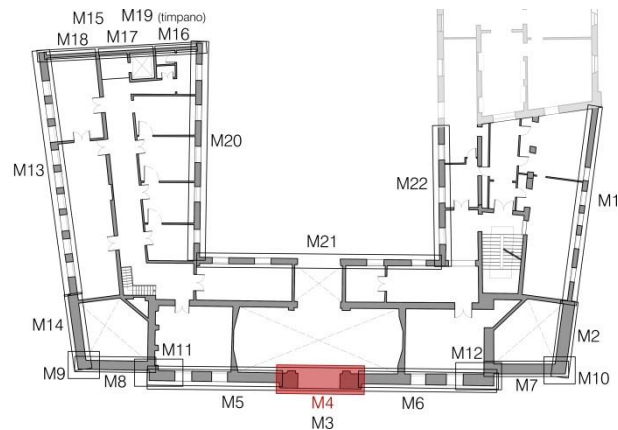


Fig. A.2-12: Pianta con individuazione del macroelemento.

Dati geometrici		
n : numero di piani	5	
y	1,364	
z_0 : altezza del cinematismo da terra	8,9	[m]
H : altezza totale pareti	13,65	[m]
H_{TOT} : altezza dell'edificio	22,55	[m]

Z: baricentro delle linee di vincolo	8,9	[m]
$\Psi(z)$	0,395	
t: arretramento della cerniera	0,065	[m]

Tabella A.2-24: Dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		291,0647	[kNm]	α_0	0,03799
M_r/α_0		7661,646	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,07326		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,186081	0,358974			
2	0,505495	0,652015	M^*	87,12148	[kN]
3	0,789744	0,92674	e^*	0,766859	
4	0,965568	1	a_0^*	0,485983	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	NON VERIFICATO	
a_2	1,103309	[m/s ²]			

Tabella A.2-25: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R_p [m]	R_N [m]	β_p [°]	β_N [°]	R_{No} [m]	β_{No} [°]
1	2,555983	4,919305	1,458907	1,482174	0	0
2	6,903207	8,906317	1,540314	1,53313	0	0
3	10,78205	12,65445	1,551282	1,544289	0	0
4	13,1807	0	1,560524	0	0	0
ϑ [°]	2,175612					
Parametri per la verifica non lineare						
h_{bar} [m]	6,874539	d_u^* [m]	0,136126	T_s [s]	2,294726	
$\delta_{x,bar}$	0,503629	d_s^* [m]	0,054451	$S_e(T_s)$ [m/s²]	0,928643	
d_{k0} [m]	0,260974	a_s^* [m/s²]	0,408225	$S_{De}(T_s)$ [m]	0,123866	
d_0^* [m]	0,340316					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d_1	0,123866	[m]	$d_u^* \geq \max\{d_1; d_2\}$	VERIFICATO		
d_2	0,085362	[m]				

Tabella A.2-26: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

Macroelemento 4 – Meccanismo A1: ribaltamento semplice di parete in quota, caso 2

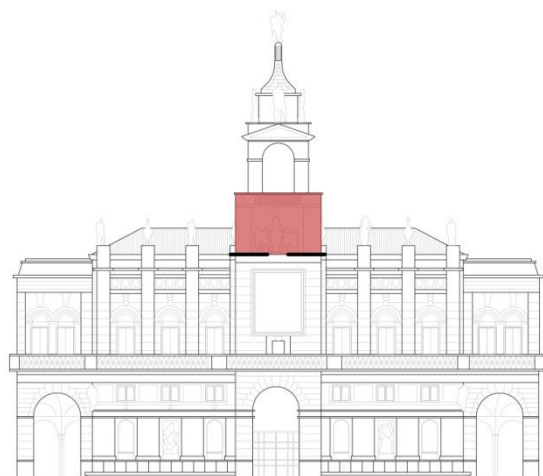


Fig. A.2-13: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

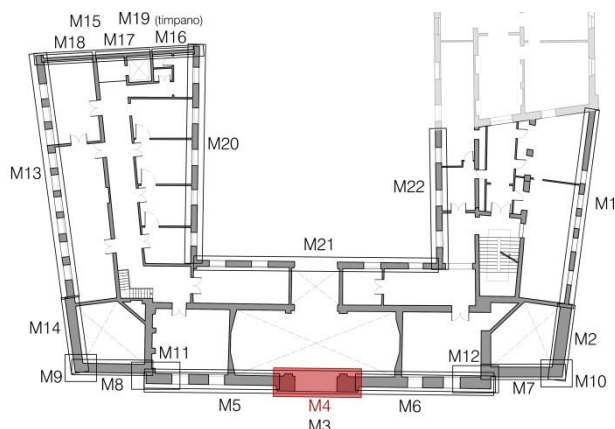


Fig. A.2-14: Pianta con individuazione del macroelemento.

Dati geometrici		
n: numero di piani	5	
γ	1,364	
z_0 : altezza del cinematismo da terra	17,8	[m]
H: altezza totale pareti	4,75	[m]
H_{TOT} : altezza dell'edificio	22,55	[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo	17,8	[m]
$\Psi(z)$	0,789	
t: arretramento della cerniera	0,019	[m]

Tabella A.2-27: Dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		106,4607	[kNm]	α_0	0,107792
M_r/α_0		987,6529	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,210526		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,395789	0,789474			
2	0,901053	1	M^*	33,93268	[kN]
3	0	0	e^*	0,87596	
4	0	0	a_0^*	1,207174	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		NON VERIFICATO
a_2	2,206618	[m/s ²]			

Tabella A.2-28: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R_p [m]	R_N [m]	β_p [°]	β_N [°]	R_{No} [m]	β_{No} [°]
1	1,897343	3,7693	1,435484	1,469557	0	0
2	4,283823	0	1,528543	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	6,15225					
Parametri per la verifica non lineare						
h_{bar} [m]	2,59897	d_u^* [m]	0,12719	T_s [s]	1,407382	
$\delta_{x,bar}$	0,547152	d_s^* [m]	0,050876	$S_e(T_s)$ [m/s ²]	1,514145	
d_{k0} [m]	0,278534	a_s^* [m/s ²]	1,014026	$S_{De}(T_s)$ [m]	0,075968	
d_0^* [m]	0,317975					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d_1	0,075968	[m]	$d_u^* \geq \max\{d_1; d_2\}$		NON VERIFICATO	
d_2	0,12756	[m]				

Tabella A.2-29: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

L'analisi non lineare non è verificata, ma il rapporto C/D è pari a 0,997, perciò può essere considerata verificata. Non è quindi necessario procedere con il calcolo dei tiranti.

Macroelemento 5 – Meccanismo A: ribaltamento semplice di parete



Fig. A.2-15: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

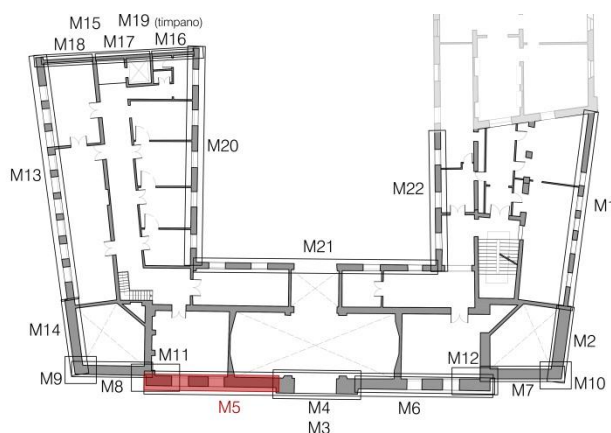


Fig. A.2-16: Pianta con individuazione del macroelemento.

Dati geometrici		
n : numero di piani	4	
y	1,333	
z₀ : altezza del cinematismo da terra	0	[m]
H : altezza totale pareti	17,8	[m]
H_{TOT} : altezza dell'edificio	17,8	[m]
Z : baricentro delle linee di vincolo	0	[m]
Ψ(z)	0	
t : arretramento della cerniera	0,091	[m]

Tabella A.2-30: Dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		1069,645	[kNm]	α_0	0,042234
M_r/α_0		25326,39	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,05618		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,148876	0,297753			
2	0,396067	0,5	M^*	227,9417	[kN]
3	0,651124	0,775281	e^*	0,747584	
4	0,88764	1	a_0^*	0,554211	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		NON VERIFICATO
a_2	0	[m/s ²]			

Tabella A.2-31: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _P [m]	R _N [m]	β _P [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	2,674255	5,334915	1,436011	1,456325	0	0
2	7,057924	8,91756	1,523405	1,508029	0	0
3	11,59482	13,81133	1,541955	1,530285	0	0
4	15,80061	17,80081	1,561976	1,561282	0	0
θ [°]	2,418417					
Parametri per la verifica non lineare						
h _{bar} [m]	8,467215	d _u * [m]	0,19117	T _s [s]	2,546493	
δ _{x,bar}	0,475686	d _s * [m]	0,076468	S _e (T _s) [m/s ²]	0,83683	
d _{k0} [m]	0,357289	a _s * [m/s ²]	0,465537	S _{De} (T _s) [m]	0,137456	
d ₀ * [m]	0,477925					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d ₁	0,137456	[m]	d _u * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		VERIFICATO	
d ₂	0	[m]				
Verifica a sfilamento travi						
t _N	0,004747	[m]	d _{uN} * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		NON VERIFICATO	
s	0,255253	[m]				
d _{uN} *	0,12142	[m]				

Tabella A.2-32: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

L'analisi non lineare non è verificata, di conseguenza è necessario l'inserimento di tiranti.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	18	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]

	b	0,3	[m]
Muratura	s	0,46	[m]
	f_{vd}	0,0475	[MPa]
	f_{md}	2	[MPa]
Verifica meccanismi tirante	T'	43,62326	[kN]
	T''	66,424	[kN]
	T'''	180	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$	T	43,62326	[kN]

Tabella A.2-33: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T \cdot H_i$ [kNm]	M_s	1846,139	[kNm]
1	0	0	12,98895	0	M_r/α_0	25326,39	[kNm]
2	0	0	21,81163	0	α_0	0,072894	
3	0	0	33,82028	0	Accelerazione spettrale		
4	1	43,62326	43,62326	776,494	M^*	227,9417	[kN]
TOT				776,494	e^*	0,747584	
					a_0^*	0,956533	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		VERIFICATO		
a_2	0	[m/s ²]					

Tabella A.2-34: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Macroelemento 6 - Meccanismo A: ribaltamento semplice di parete



Fig. A.2-17: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

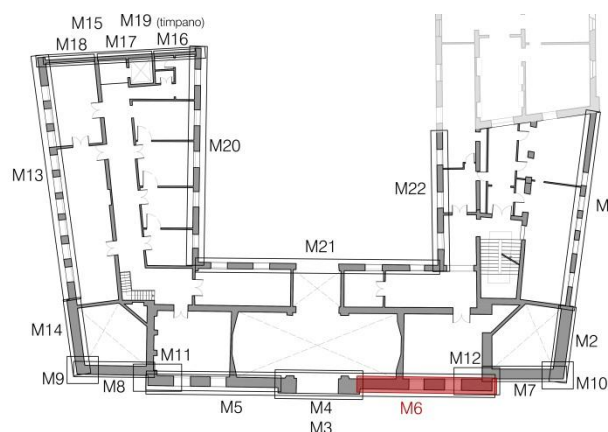


Fig. A.2-18: Pianta con individuazione del macroelemento.

Dati geometrici		
n: numero di piani	4	
y	1,333	

z_0 : altezza del cinematismo da terra	0	[m]
H : altezza totale pareti	17,8	[m]
H_{TOT} : altezza dell'edificio	17,8	[m]
Z : baricentro delle linee di vincolo	0	[m]
$\Psi(z)$	0	
t : arretramento della cerniera	0,088	[m]

Tabella A.2-35: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		1023,564	[kNm]	α_0	0,042687
M_r/α_0		23978,19	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,05618		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,148876	0,297753			
2	0,396067	0,5	M^*	218,4911	[kN]
3	0,651124	0,775281	e^*	0,740784	
4	0,88764	1	a_0^*	0,565296	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		NON VERIFICATO
a_2	0	[m/s ²]			

Tabella A.2-36: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _P [m]	R _N [m]	β _P [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	2,674654	5,335254	1,434914	1,455774	0	0
2	7,058065	8,917747	1,522986	1,507698	0	0
3	11,59491	13,81145	1,5417	1,530071	0	0
4	15,80064	17,80083	1,561789	1,561116	0	0
ϑ [°]	2,444318					
Parametri per la verifica non lineare						
h _{bar} [m]	8,287155	d _u * [m]	0,190843	T _s [s]		2,519247
δ _{x,bar}	0,465571	d _s * [m]	0,076337	S _e (T _s) [m/s ²]		0,84588
d _{k0} [m]	0,353434	a _s * [m/s ²]	0,474849	S _{De} (T _s) [m]		0,135985
d ₀ * [m]	0,477108					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d ₁	0,135985	[m]	d _u * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		VERIFICATO	
d ₂	0	[m]				
Verifica a sfilamento travi						
t _N	0,004747	[m]	d _{uN} * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		NON VERIFICATO	
s	0,255253	[m]				
d _{uN} *	0,118838	[m]				

Tabella A.2-37: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

L'analisi non lineare non è verificata, di conseguenza è necessario l'inserimento di tiranti.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	18	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]
Muratura	s	0,46	[m]
	f_{vd}	0,0475	[MPa]
	f_{md}	2	[MPa]
Verifica meccanismi tirante	T'	43,62326	[kN]
	T''	66,424	[kN]
	T'''	180	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$		T	43,62326 [kN]

Tabella A.2-38: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T \cdot H_i$ [kNm]	M_s	1800,058	[kNm]
1	0	0	12,98895	0	M_r/α_0	23978,19	[kNm]
2	0	0	21,81163	0	α_0	0,075071	
3	0	0	33,82028	0	Accelerazione spettrale		
4	1	43,62326	43,62326	776,494	M^*	218,4911	[kN]
TOT				776,494	e^*	0,740784	
					a_0^*	0,99414	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		VERIFICATO		
a_2	0	[m/s ²]					

Tabella A.2-39: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Macroelemento 7 – Meccanismo A: ribaltamento semplice di parete

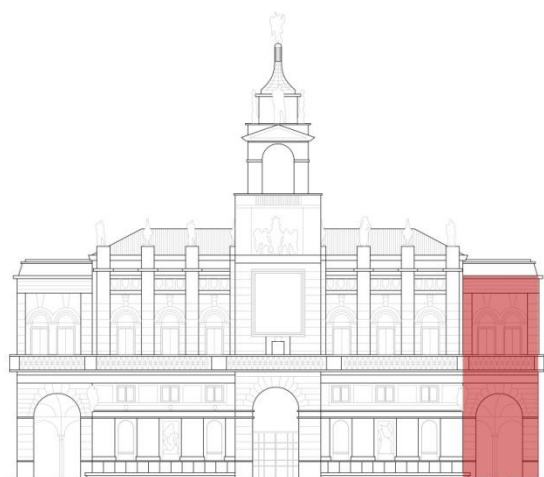


Fig. A.2-19: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

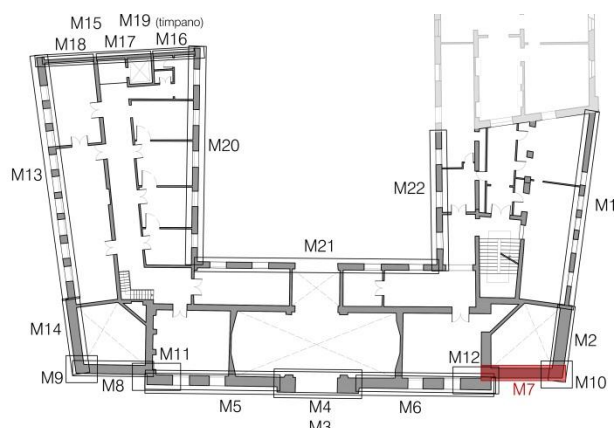


Fig. A.2-20: Pianta con individuazione del macroelemento.

Dati geometrici		
n: numero di piani	3	
γ	1,286	
z_0 : altezza del cinematismo da terra	0	[m]
H: altezza totale pareti	15,4	[m]
H_{TOT} : altezza dell'edificio	15,4	[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo	0	[m]
$\Psi(z)$	0	
t: arretramento della cerniera	0,132	[m]

Tabella A.2-40: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		338,5033	[kNm]	α_0	0,040675
M_r/α_0		8322,177	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,064935		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,354545	0,577922			
2	0,750649	0,896104	M^*	80,59299	[kN]
3	0,948052	1	e^*	0,851157	
4	0	0	a_0^*	0,468798	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		NON VERIFICATO
a_2	0	[m/s ²]			

Tabella A.2-41: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Anche in questo caso, come nelle precedenti verifiche svolte in LC1, il coefficiente di attivazione del cinematismo per α nell'analisi lineare risultava essere negativo, di conseguenza è stato necessario inserire una spinta orizzontale negativa.

Configurazione ruotata						
	R_p [m]	R_N [m]	β_p [°]	β_N [°]	R_{No} [m]	β_{No} [°]
1	5,469267	8,918122	1,512576	1,507035	8,933096	1,48469
2	11,56438	13,81169	1,543273	1,529642	13,82137	1,515184
3	14,60347	15,41048	1,549002	1,533914	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	1,933208					
Parametri per la verifica non lineare						
h_{bar} [m]	8,959425	d_u^* [m]	0,142038	T_s [s]		2,3866
$\delta_{x,bar}$	0,581781	d_s^* [m]	0,056815	$S_e(T_s)$ [m/s ²]		0,892894
d_{k0} [m]	0,302241	a_s^* [m/s ²]	0,39379	$S_{De}(T_s)$ [m]		0,128825
d_0^* [m]	0,355095					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d_1	0,128825	[m]	$d_u^* \geq \max\{d_1; d_2\}$		VERIFICATO	
d_2	0	[m]				

Tabella A.2-42: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

Macroelemento 8 – Meccanismo A: ribaltamento semplice di parete



Fig. A.2-21: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

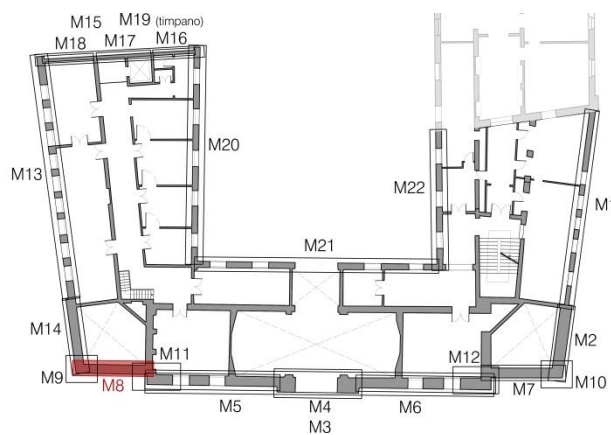


Fig. A.2-22: Pianta con individuazione del macroelemento.

Essendo l'elemento analizzato analogo al macroelemento 7, sia per quanto riguarda la geometria sia per i carichi applicati, i risultati delle analisi sono gli stessi ottenuti per il meccanismo A del suddetto macroelemento.

Macroelemento 13 – Meccanismo A: ribaltamento semplice di parete

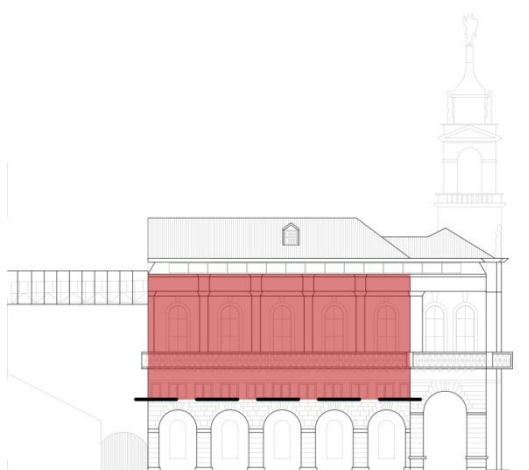


Fig. A.2-23: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

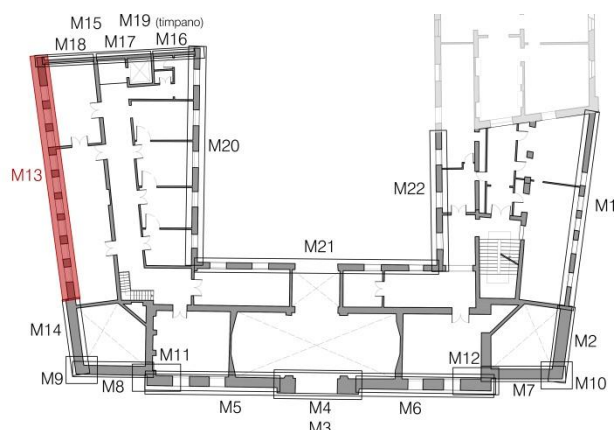


Fig. A.2-24: Pianta con individuazione del macroelemento.

Dati geometrici		
n: numero di piani	4	
y	1,333	
z ₀ : altezza del cinematismo da terra	6	[m]
H: altezza totale pareti	9,4	[m]
H _{TOT} : altezza dell'edificio	15,4	[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo	6	[m]
Ψ(z)	0,390	
t: arretramento della cerniera	0,104	[m]

Tabella A.2-43: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		564,8451	[kNm]	α_0	0,04539
M_r/α_0		12444,14	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,106383		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,189362	0,308511			
2	0,581915	0,829787	M^*	194,4639	[kN]
3	0,914894	1	e^*	0,804681	
4	0	0	a_0^*	0,553362	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		NON VERIFICATO
a_2	1,064938	[m/s ²]			

Tabella A.2-44: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _P [m]	R _N [m]	β _P [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	1,791883	2,917168	1,455567	1,462252	0	0
2	5,473878	7,806399	1,53315	1,530303	0	0
3	8,602467	9,405311	1,546845	1,53719	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	2,598898					
Parametri per la verifica non lineare						
h _{bar} [m]	5,249049	d _u * [m]	0,118314	T _s [s]		2,004853
δ _{x,bar}	0,558409	d _s * [m]	0,047325	S _e (T _s) [m/s ²]		1,062911
d _{k0} [m]	0,238012	a _s *[m/s ²]	0,464824	S _{De} (T _s) [m]		0,108219
d ₀ * [m]	0,295784					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d ₁	0,108219	[m]	d _u * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		VERIFICATO	
d ₂	0,051999	[m]				

Tabella A.2-45: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

Macroelemento 14 – Meccanismo A: ribaltamento semplice di parete

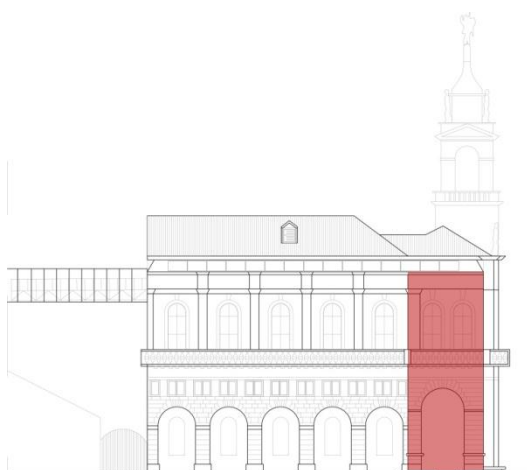


Fig. A.2-25: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

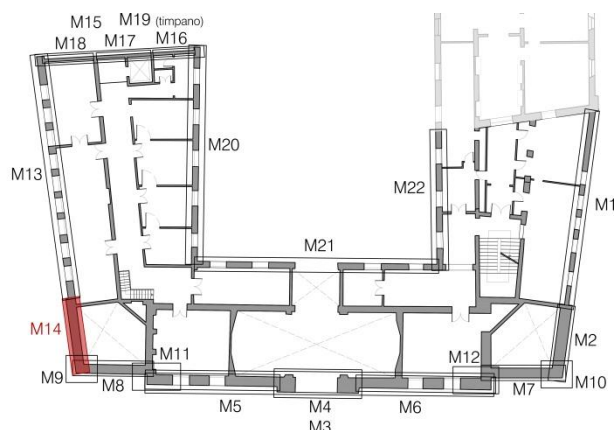


Fig. A.2-26: Pianta con individuazione del macroelemento.

Essendo l'elemento analizzato analogo al macroelemento 2, sia per quanto riguarda la geometria sia per i carichi applicati, i risultati delle analisi sono gli stessi ottenuti per il meccanismo A del suddetto macroelemento, nel capitolo 8.3.8 della relazione di tesi.

Macroelemento 14 – Meccanismo B: ribaltamento composto di parete

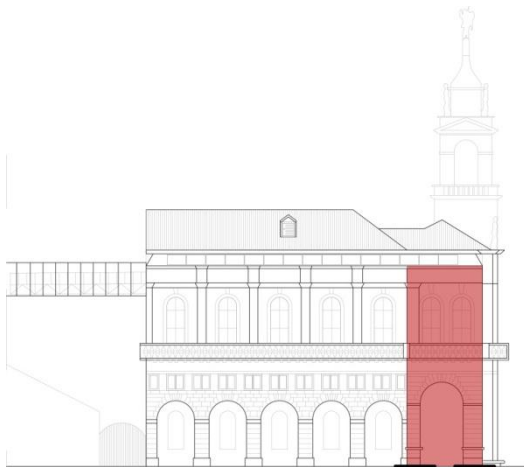


Fig. A.2-27: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

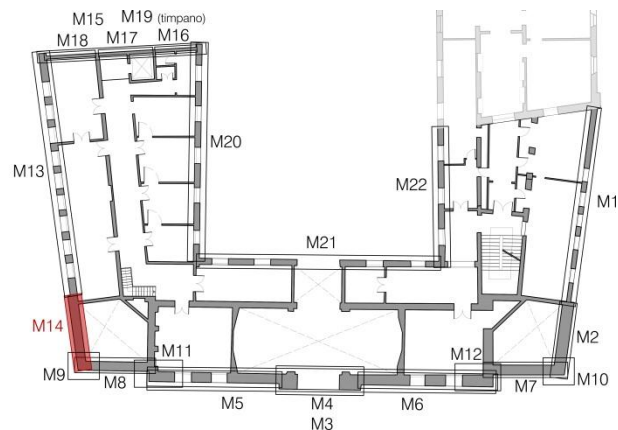


Fig. A.2-28: Pianta con individuazione del macroelemento.

Essendo l'elemento analizzato analogo al macroelemento 2, sia per quanto riguarda la geometria sia per i carichi applicati, i risultati delle analisi sono gli stessi ottenuti per il meccanismo B del suddetto macroelemento, nel capitolo 8.3.8 della relazione di tesi.

Macroelemento 15 – Meccanismo A: ribaltamento semplice di parete

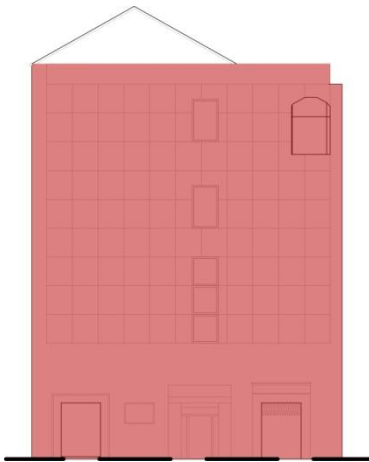


Fig. A.2-29: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

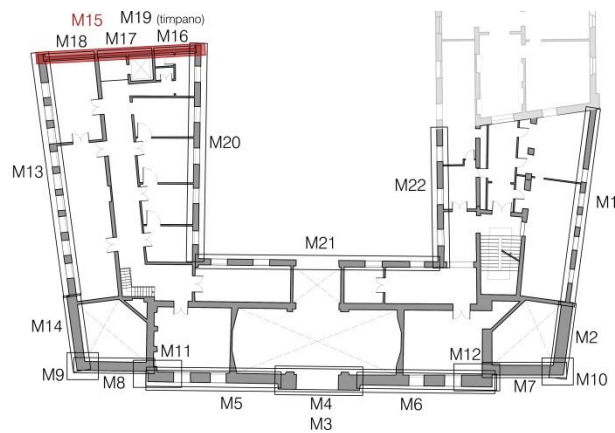


Fig. A.2-30: Pianta con individuazione del macroelemento.

Dati geometrici		
n: numero di piani	4	
y	1,333	
z ₀ : altezza del cinematismo da terra	0	[m]
H: altezza totale pareti	17,8	[m]
H _{TOT} : altezza dell'edificio	17,8	[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo	0	[m]
Ψ(z)	0	
t: arretramento della cerniera	0,061	[m]

Tabella A.2-46: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		176,9047	[kNm]	α_0	0,012756
M_r/α_0		13868,03	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,05618		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,16573	0,297753			
2	0,398315	0,5	M^*	122,1339	[kN]
3	0,637079	0,775281	e^*	0,789635	
4	0,890449	1	a_0^*	0,158477	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		NON VERIFICATO
a_2	0	[m/s ²]			

Tabella A.2-47: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _P [m]	R _N [m]	β _P [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	2,952218	5,301834	1,532027	1,544495	0	0
2	7,090923	8,901092	1,554658	1,555132	0	0
3	11,34058	13,8007	1,560706	1,560693	0	0
4	15,85041	17,80055	1,563577	1,562963	0	0
ϑ [°]	0,730842					
Parametri per la verifica non lineare						
h _{bar} [m]	9,139783	d _u * [m]	0,059055	T _s [s]	2,646769	
δ _{x,bar}	0,513471	d _s * [m]	0,023622	S _e (T _s) [m/s ²]	0,805125	
d _{k0} [m]	0,11658	a _s *[m/s ²]	0,133121	S _{De} (T _s) [m]	0,142868	
d ₀ * [m]	0,147638					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d ₁	0,142868	[m]	d _u * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		NON VERIFICATO	
d ₂	0	[m]				
Verifica a sfilamento travi						
t _N	0,001086	[m]	d _{uN} * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		NON VERIFICATO	
s	0,198914	[m]				
d _{uN} *	0,102136	[m]				

Tabella A.2-48: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	18	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]

Muratura	s	0,35	[m]
	f_{vd}	0,0475	[MPa]
	f_{md}	2	[MPa]
Verifica meccanismi tirante	T'	43,62326	[kN]
	T''	43,225	[kN]
	T'''	180	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$	T	43,225	[kN]

Tabella A.2-49: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T \cdot H_i$ [kNm]	M_s	1715,715	[kNm]
1	0	0	25,74073	0	M_r/α_0	13868,03	[kNm]
2	0	0	43,225	0	α_0	0,123717	
3	0	0	67,02303	0	Accelerazione spettrale		
4	2	86,45	86,45	1538,81	M^*	122,1339	[kN]
TOT				1538,81	e^*	0,789635	
					a_0^*	1,536997	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		VERIFICATO		
a_2	0	[m/s ²]					

Tabella A.2-50: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Macroelemento 16 – Meccanismo A: ribaltamento semplice di parete

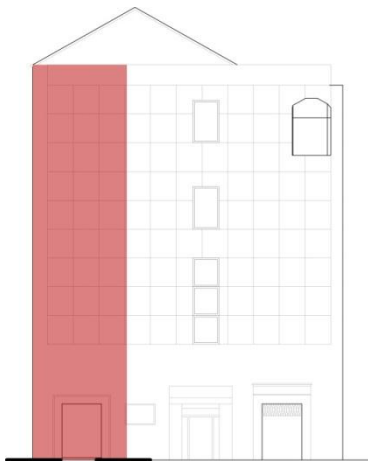


Fig. A.2-31: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

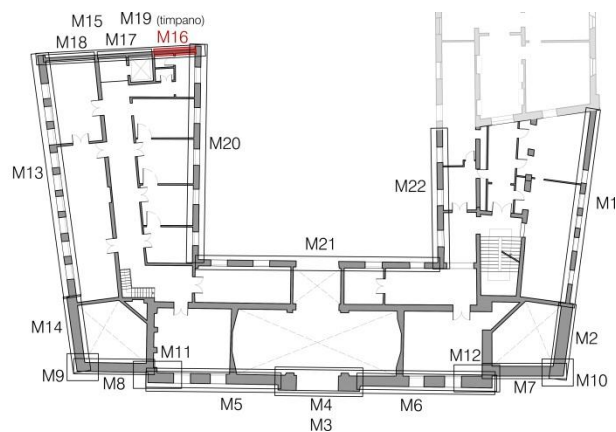


Fig. A.2-32: Pianta con individuazione del macroelemento.

Dati geometrici		
n: numero di piani	4	
y	1,333	
z₀: altezza del cinematismo da terra	0	[m]
H: altezza totale pareti	17,8	[m]

H_{TOT} : altezza dell'edificio	17,8	[m]
Z : baricentro delle linee di vincolo	0	[m]
$\Psi(z)$	0	
t : arretramento della cerniera	0,064	[m]

Tabella A.2-51: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		52,95946	[kNm]	α_0	0,011939
M_r/α_0		4435,778	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,05618		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,168539	0,297753			
2	0,398876	0,5	M^*	38,43191	[kN]
3	0,63764	0,775281	e^*	0,800573	
4	0,88764	1	a_0^*	0,146299	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		NON VERIFICATO
a_2	0	[m/s ²]			

Tabella A.2-52: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _P [m]	R _N [m]	β _P [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	3,00205	5,301743	1,533837	1,545155	0	0
2	7,100866	8,901038	1,555174	1,555525	0	0
3	11,35054	13,80067	1,561023	1,560947	0	0
4	15,80039	17,80052	1,563776	1,56316	0	0
ϑ [°]	0,684031					
Parametri per la verifica non lineare						
h _{bar} [m]	9,419109	d _u * [m]	0,056184	T _s [s]	2,686923	
δ _{x,bar}	0,529163	d _s * [m]	0,022474	S _e (T _s) [m/s²]	0,793093	
d _{ko} [m]	0,112448	a _s * [m/s²]	0,122891	S _{De} (T _s) [m]	0,145036	
d ₀ * [m]	0,14046					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d ₁	0,145036	[m]	d _u * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		NON VERIFICATO	
d ₂	0	[m]				
Verifica a sfilamento travi						
t _N	0,001004	[m]	d _{uN} * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		NON VERIFICATO	
s	0,198996	[m]				
d _{uN} *	0,105301	[m]				

Tabella A.2-53: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	18	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]
Muratura	s	0,35	[m]
	f_{vd}	0,0475	[MPa]
	f_{md}	2	[MPa]
Verifica meccanismi tirante	T'	43,62326	[kN]
	T''	43,225	[kN]
	T'''	180	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$	T	43,225	[kN]

Tabella A.2-54: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T \cdot H_i$ [kNm]	M_s	822,3645	[kNm]
1	0	0	12,87037	0	M_r/α_0	4435,778	[kNm]
2	0	0	21,6125	0	α_0	0,185393	
3	0	0	33,51152	0	Accelerazione spettrale		
4	1	43,225	43,225	769,405	M^*	38,43191	[kN]
TOT				769,405	e^*	0,800573	
					a_0^*	2,271761	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		VERIFICATO		
a_2	0	[m/s ²]					

Tabella A.2-55: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Macroelemento 17 – Meccanismo A: ribaltamento semplice di parete

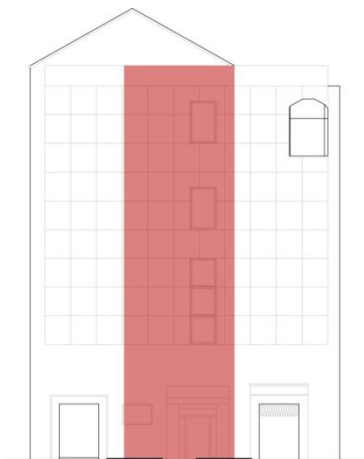


Fig. A.2-33: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

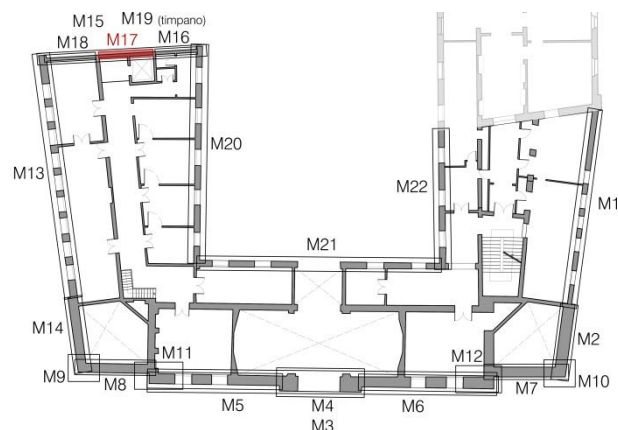


Fig. A.2-34: Pianta con individuazione del macroelemento.

Dati geometrici		
n: numero di piani	4	
γ	1,333	
z_0 : altezza del cinematismo da terra	0	[m]
H: altezza totale pareti	17,8	[m]
H_{TOT} : altezza dell'edificio	17,8	[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo	0	[m]
$\Psi(z)$	0	
t: arretramento della cerniera	0,060	[m]

Tabella A.2-56: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α				
M_s		62,51959	[kNm]	α_0
M_r/α_0		4743,141	[kNm]	
Calcolo dell'accelerazione spettrale				
ϑ	0,05618		punto di riferimento: N4	
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale	
1	0,163483	0,297753		
2	0,397191	0,5	M^*	41,97952 [kN]
3	0,635955	0,775281	e^*	0,77616
4	0,889888	1	a_0^*	0,166597 [m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare				
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	NON VERIFICATO
a_2	0	[m/s ²]		

Tabella A.2-57: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R_p [m]	R_N [m]	β_p [°]	β_N [°]	R_{No} [m]	β_{No} [°]
1	2,912277	5,301852	1,53125	1,544361	0	0
2	7,070937	8,901103	1,554512	1,555052	0	0
3	11,32059	13,80071	1,560625	1,560642	0	0
4	15,84042	17,80055	1,563528	1,562924	0	0
ϑ [°]	0,755175					
Parametri per la verifica non lineare						
h_{bar} [m]	8,939455	d_u^* [m]	0,06072	T_s [s]	2,617595	
$\delta_{x,bar}$	0,502217	d_s^* [m]	0,024288	$S_e(T_s)$ [m/s ²]	0,814099	
d_{ko} [m]	0,117821	a_s^* [m/s ²]	0,139942	$S_{De}(T_s)$ [m]	0,141293	
d_0^* [m]	0,1518					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d_1	0,141293	[m]	$d_u^* \geq \max\{d_1; d_2\}$	NON VERIFICATO		
d_2	0	[m]				

Verifica a sfilamento travi				
t_N	0,000704	[m]	$d_{uN}^* \geq \max\{d_1; d_2\}$	NON VERIFICATO
s	0,199296	[m]		
d_{uN}^*	0,10009	[m]		

Tabella A.2-58: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	18	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]
Muratura	s	0,35	[m]
	f_{vd}	0,043182	[MPa]
	f_{md}	1,818182	[MPa]
Verifica meccanismi tirante	T'	43,62326	[kN]
	T''	39,29545	[kN]
	T'''	163,6364	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$	T	39,29545	[kN]

Tabella A.2-59: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T \cdot H_i$ [kNm]	M_s	761,9787	[kNm]
1	0	0	11,70033	0	M_r/α_0	4743,141	[kNm]
2	0	0	19,64773	0	α_0	0,160649	
3	0	0	30,46502	0	Accelerazione spettrale		
4	1	39,29545	39,29545	699,4591	M^*	41,97952	[kN]
TOT				699,4591	e^*	0,77616	
					a_0^*	2,03046	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	VERIFICATO			
a_2	0	[m/s ²]					

Tabella A.2-60: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Macroelemento 18 - Meccanismo A: ribaltamento semplice di parete

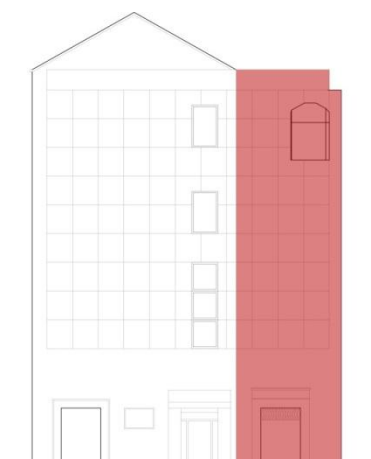


Fig. A.2-35: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

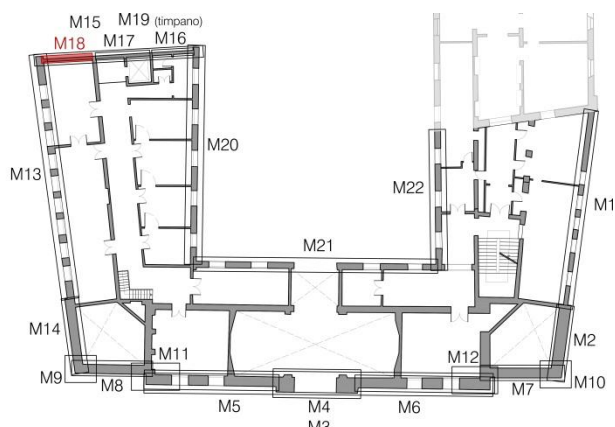


Fig. A.2-36: Pianta con individuazione del macroelemento.

Dati geometrici		
n: numero di piani	4	
y	1,333	
z₀: altezza del cinematismo da terra	0	[m]
H: altezza totale pareti	17,8	[m]
H_{TOT}: altezza dell'edificio	17,8	[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo	0	[m]
Ψ(z)	0	
t: arretramento della cerniera	0,058	[m]

Tabella A.2-61: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		61,3348	[kNm]	α_0	0,013077
M_r/α_0		4690,241	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,05618		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,16573	0,297753			
2	0,398876	0,5	M^*	41,73502	[kN]
3	0,63764	0,775281	e^*	0,793748	
4	0,894944	1	a_0^*	0,161621	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		NON VERIFICATO
a_2	0	[m/s ²]			

Tabella A.2-62: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _p [m]	R _N [m]	β _p [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	2,952308	5,301894	1,531252	1,544064	0	0
2	7,100959	8,901128	1,554359	1,554874	0	0
3	11,3506	13,80073	1,560513	1,560527	0	0
4	15,93043	17,80056	1,56347	1,562835	0	0
ϑ [°]	0,749221					
Parametri per la verifica non lineare						
h _{bar} [m]	9,093015	d _u * [m]	0,059918	T _s [s]		2,639983
δ _{x,bar}	0,510844	d _s * [m]	0,023967	S _e (T _s) [m/s ²]		0,807195
d _{k0} [m]	0,1189	a _s *[m/s ²]	0,135762	S _{De} (T _s) [m]		0,142502
d ₀ * [m]	0,149796					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d ₁	0,142502	[m]	d _u * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		NON VERIFICATO	
d ₂	0	[m]				

Tabella A.2-63: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	18	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]
Muratura	s	0,35	[m]
	f_{vd}	0,0475	[MPa]
	f_{md}	2	[MPa]
Verifica meccanismi tirante	T'	43,62326	[kN]
	T''	43,225	[kN]
	T'''	180	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$	T	43,225	[kN]

Tabella A.2-64: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T^* H_i$ [kNm]	M_s	657,8398	[kNm]
1	0	0	12,87037	0	M_r/α_0	4690,241	[kNm]
2	0	0	21,6125	0	α_0	0,140257	
3	1	43,225	43,225	596,505	Accelerazione spettrale		
4	0	0	0	0	M^*	41,73502	[kN]
TOT				596,505	e^*	0,793748	
					a_0^*	1,733451	[m/s ²]

Verifica SLV con analisi lineare				
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	VERIFICATO
a_2	0	[m/s ²]		

Tabella A.2-65: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Macroelemento 18 – Meccanismo A1: ribaltamento semplice di parete in quota

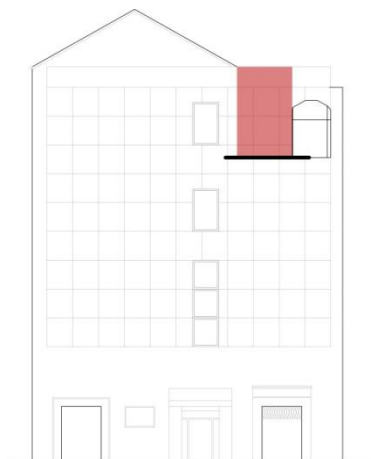


Fig. A.2-37: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

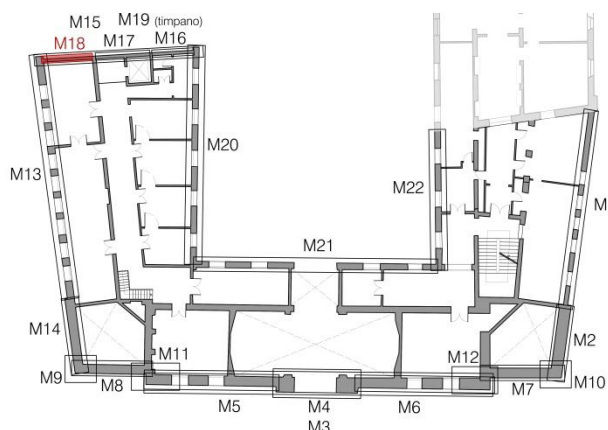


Fig. A.2-38: Pianta con individuazione del macroelemento.

Dati geometrici		
n: numero di piani	4	
γ	1,333	
z_0 : altezza del cinematismo da terra	13,8	[m]
H: altezza totale pareti	4	[m]
H_{TOT} : altezza dell'edificio	17,8	[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo	13,8	[m]
$\Psi(z)$	0,775	
t: arretramento della cerniera	0,009	[m]

Tabella A.3-66: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		10,93118	[kNm]	α_0	0,080172
M_r/α_0		136,346	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,25		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,5	1			
2	0	0	M^*	6,40966	[kN]
3	0	0	e^*	0,962877	
4	0	0	a_0^*	0,816813	[m/s ²]

Verifica SLV con analisi lineare				
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	NON VERIFICATO
a_2	2,119107	[m/s ²]		

Tabella A.2-67: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R_p [m]	R_N [m]	β_p [°]	β_N [°]	R_{No} [m]	β_{No} [°]
1	2,006901	4,004572	1,487841	1,52301	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	4,583733					
Parametri per la verifica non lineare						
h_{bar} [m]	2,087898	d_u^* [m]	0,069316	T_s [s]		1,263062
$\delta_{x,bar}$	0,521974	d_s^* [m]	0,027726	$S_e(T_s)$ [m/s ²]		1,687154
d_{k0} [m]	0,166856	a_s^* [m/s ²]	0,686123	$S_{De}(T_s)$ [m]		0,068178
d_0^* [m]	0,173289					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d_1	0,068178	[m]	$d_u^* \geq \max\{d_1; d_2\}$	NON VERIFICATO		
d_2	0,088731	[m]				

Tabella A.2-68: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	18	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]
Muratura	s	0,35	[m]
	f_{vd}	0,0475	[MPa]
	f_{md}	2	[MPa]
Verifica meccanismi tirante	T'	43,62326	[kN]
	T''	43,225	[kN]
	T'''	180	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$	T	43,225	[kN]

Tabella A.2-69: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T^* H_i$ [kNm]	M_s	183,8312	[kNm]
1	1	43,225	43,225	172,9	M_r/α_0	136,346	[kNm]
2	0	0	0	0	α_0	1,34827	

3	0	0	0	0	Accelerazione spettrale		
4	0	0	0	0	M*	6,40966	[kN]
TOT				172,9	e*	0,962877	
					a₀*	13,73646	[m/s²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a ₁	0,787253	[m/s ²]	a₀* ≥ max{a₁; a₂}		VERIFICATO		
a ₂	2,119107	[m/s ²]					

Tabella A.2-70: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Macroelemento 20 – Meccanismo A1: ribaltamento semplice di parete in quota, caso 1

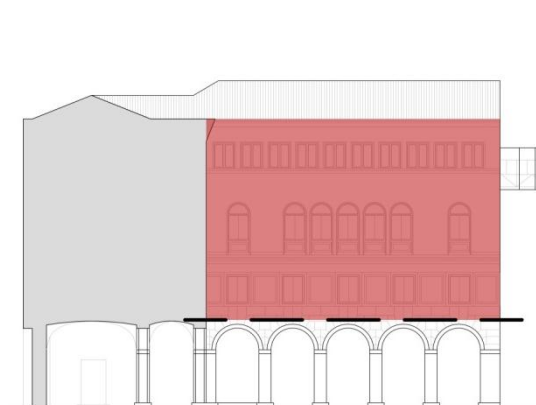


Fig. A.2-39: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

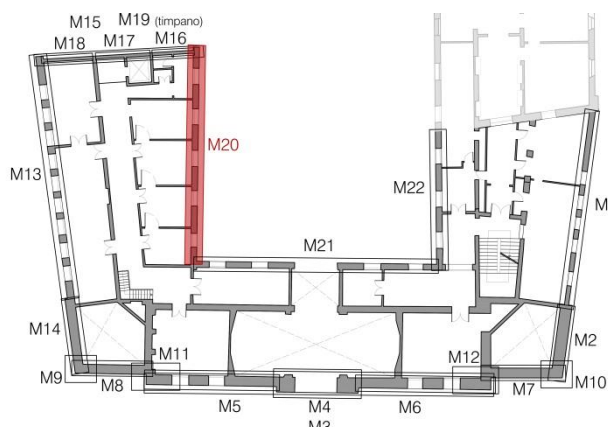


Fig. A.2-40: Pianta con individuazione del macroelemento.

Dati geometrici		
n: numero di piani	4	
y	1,333	
z₀: altezza del cinematismo da terra	5,3	[m]
H: altezza totale pareti	13,8	[m]
H_{TOT}: altezza dell'edificio	19,1	[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo	5,3	[m]
Ψ(z)	0,277	
t: arretramento della cerniera	0,072	[m]

Tabella A.2-71: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		474,4568	[kNm]	α_0	0,027259
M_r/α_0		17405,51	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,072464		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,126812	0,384058			
2	0,551449	0,644928	M^*	202,4436	[kN]
3	0,780435	1	e^*	0,819752	
4	0	0	a_0^*	0,326209	[m/s ²]

Verifica SLV con analisi lineare				
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	NON VERIFICATO
a_2	0,758466	[m/s ²]		

Tabella A.2-72 Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _p [m]	R _N [m]	β _p [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	1,759051	5,304911	1,469307	1,527763	0	0
2	7,612087	8,902926	1,547382	1,545159	0	0
3	10,77147	13,80189	1,55425	1,55426	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	1,56144					
Parametri per la verifica non lineare						
h _{bar} [m]	7,18449	d _u * [m]	0,095526	T _s [s]		2,346298
δ _{x,bar}	0,520615	d _s * [m]	0,03821	S _e (T _s) [m/s ²]		0,908231
d _{k0} [m]	0,195769	a _s * [m/s ²]	0,274016	S _{De} (T _s) [m]		0,126649
d ₀ * [m]	0,238815					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d ₁	0,126649	[m]	d _u * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		NON VERIFICATO	
d ₂	0,050989	[m]				
Verifica a sfilamento travi						
t _N	0,009587	[m]	d _{uN} * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		VERIFICATO	
s	0,290413	[m]				
d _{uN} *	0,151194	[m]				

Tabella A.2-73: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	18	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]
Muratura	s	0,5	[m]
	f_{vd}	0,0475	[MPa]
	f_{md}	2	[MPa]
Verifica meccanismi tirante	T'	43,62326	[kN]
	T''	76	[kN]
	T'''	180	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$		T	43,62326 [kN]

Tabella A.2-74: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{\min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T \cdot H_i$ [kNm]	M_s	1678,459	[kNm]
1	0	0	33,50772	0	M_r/α_0	17405,51	[kNm]
2	0	0	56,26768	0	α_0	0,096433	
3	2	87,24652	87,24652	1204,002	Accelerazione spettrale		
4	0	0	0	0	M^*	202,4436	[kN]
TOT				1204,002	e^*	0,819752	
					a_0^*	1,154013	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		VERIFICATO		
a_2	0,758466	[m/s ²]					

Tabella A.2-75: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Macroelemento 20 – Meccanismo C: flessione verticale di parete, caso 1

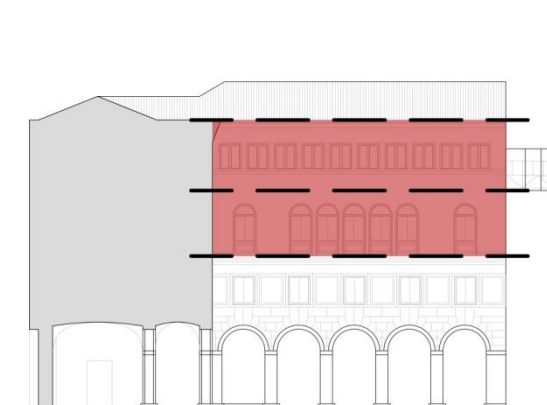


Fig. A.2-41: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

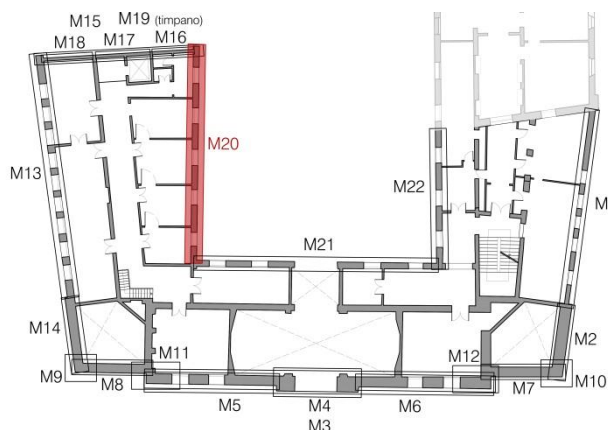


Fig. A.2-42: Pianta con individuazione del macroelemento.

Dati geometrici		
n: numero di piani	4	
γ	1,333	
z_0 : altezza del cinematismo da terra	8,9	[m]
H: altezza totale pareti	8,9	[m]
H_{Tot} : altezza dell'edificio	17,8	[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo	13,35	[m]
$\Psi(z)$	0,75	
t: arretramento della cerniera	0,061	[m]

Tabella A.2-76: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Spostamenti rispetto al polo A e a ϑ						
	$\varphi(\vartheta)$	1,225	ϑ			
	$\delta_{b,x}(\vartheta)$	4,9	ϑ			
	$\delta_{b,y}(\vartheta)$	0,5	ϑ			

	$\delta_{x,\alpha Pi}(\vartheta)$	$\delta_{y,Pi}(\vartheta)$	$\delta_{x,\alpha Ni}(\vartheta)$	$\delta_{y,Ni}(\vartheta)$	$\delta_{x,No}(\vartheta)$	
1	2,31	0,25	4,9	0,3	4,9	
2	2,60925	0,80625	0	0,745	0	
Coefficiente di attivazione del meccanismo α						
α_0				0,162174499		
Calcolo dell'accelerazione spettrale (punto di riferimento: B)						
ϑ	0,204082		Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale			
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	M^*		132,5973	[kN]
1	0,471429	1	e^*		0,889695	
2	0,5325	0	a_0^*		1,788176	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare						
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$			NON VERIFICATO
a_2	2,050006	[m/s ²]				

Tabella A.2-77: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Macroelemento 21 – Meccanismo A1: ribaltamento semplice di parete in quota

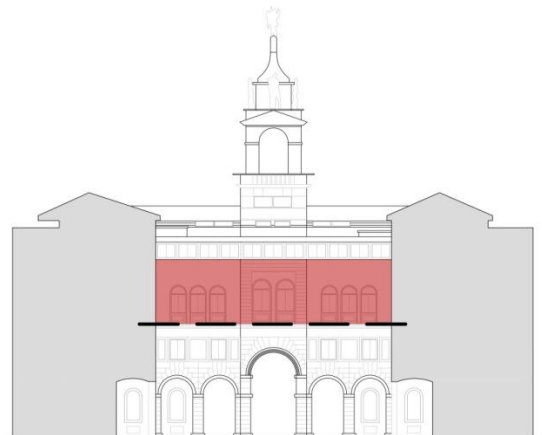


Fig. A.2-43: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

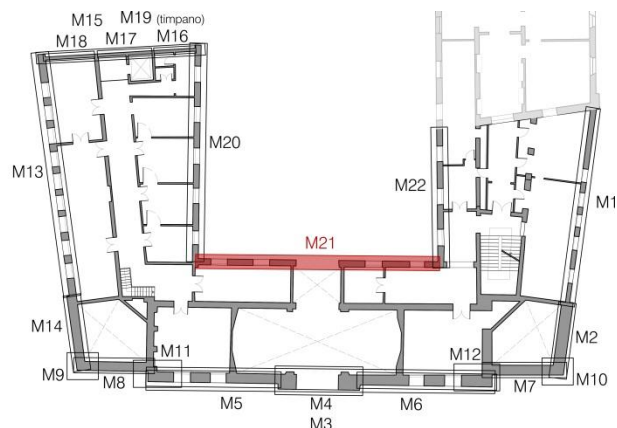


Fig. A.2-44: Pianta con individuazione del macroelemento.

Dati geometrici		
n: numero di piani	4	
y	1,333	
z₀: altezza del cinematismo da terra	8,9	[m]
H: altezza totale pareti	6,5	[m]
H_{TOT}: altezza dell'edificio	15,4	[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo	8,9	[m]
Ψ(z)	0,578	
t: arretramento della cerniera	0,046	[m]

Tabella A.2-78: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		214,1992	[kNm]	α_0	0,045485
M_r/α_0		4709,216	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,153846		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,34	0,753846			
2	0,878462	1	M^*	106,3874	[kN]
3	0	0	e^*	0,833667	
4	0	0	a_0^*	0,535236	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		NON VERIFICATO
a_2	1,579658	[m/s ²]			

Tabella A.2-79: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R_p [m]	R_N [m]	β_p [°]	β_N [°]	R_{No} [m]	β_{No} [°]
1	2,219385	4,906573	1,478799	1,519028	4,920977	1,478429
2	5,713639	6,504957	1,535104	1,531756	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	2,601443					
Parametri per la verifica non lineare						
h_{bar} [m]	3,761685	d_u^* [m]	0,08192	T_s [s]		1,696264
$\delta_{x,bar}$	0,578721	d_s^* [m]	0,032768	$S_e(T_s)$ [m/s ²]		1,256279
d_{k0} [m]	0,170736	a_s^* [m/s ²]	0,449598	$S_{De}(T_s)$ [m]		0,091562
d_0^* [m]	0,204801					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d_1	0,091562	[m]	$d_u^* \geq \max\{d_1; d_2\}$	NON VERIFICATO		
d_2	0,068186	[m]				

Tabella A.2-80: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	20	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]
Muratura	s	0,5	[m]
	f_{vd}	0,0475	[MPa]
	f_{md}	2	[MPa]
Verifica meccanismi tirante	T'	53,85587	[kN]
	T''	76	[kN]

	T'''	180	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$	T	53,85587	[kN]

Tabella A.2-81: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{\min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T \cdot H_i$ [kNm]	M_s	741,9868	[kNm]
1	2	107,7117	107,7117	527,7876	M_r/α_0	4709,216	[kNm]
2	0	0	0	0	α_0	0,157561	
3	0	0	0	0	Accelerazione spettrale		
4	0	0	0	0	M^*	106,3874	[kN]
TOT				527,7876	e^*	0,833667	
					a_0^*	1,85406	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		VERIFICATO		
a_2	1,579658	[m/s ²]					

Tabella A.2-82: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Macroelemento 22 – Meccanismo A1: ribaltamento semplice di parete in quota

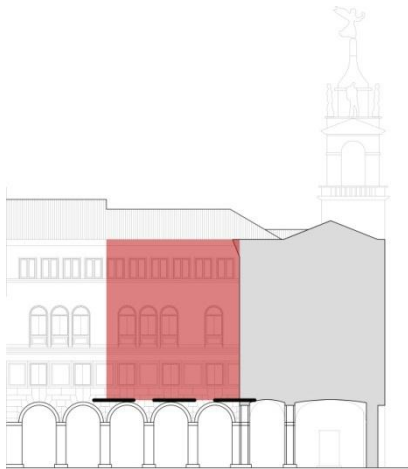


Fig. A.2-45: Prospetto con individuazione del polo di rotazione.

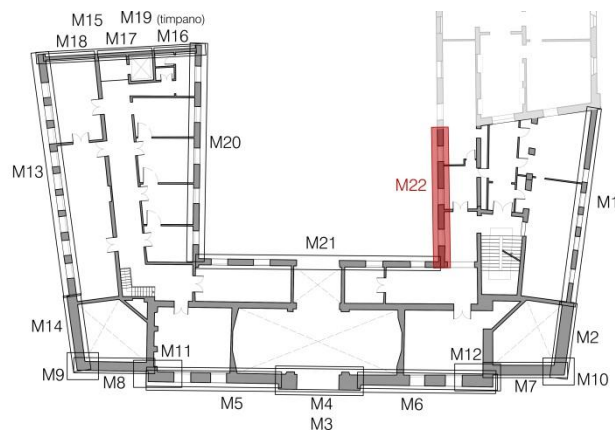


Fig. A.2-46: Pianta con individuazione del macroelemento.

Dati geometrici		
n: numero di piani	4	
γ	1,333	
z_0 : altezza del cinematismo da terra	5,3	[m]
H: altezza totale pareti	12,5	[m]
H_{TOT} : altezza dell'edificio	17,8	[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo	5,3	[m]
$\Psi(z)$	0,298	
t: arretramento della cerniera	0,055	[m]

Tabella A.2-83: Caratteristiche e dati geometrici di due delle pareti costituenti il macroelemento.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		237,2019	[kNm]	α_0	0,033556
M_r/α_0		7068,919	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,08		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,1392	0,288			
2	0,468	0,68	M^*	90,93809	[kN]
3	0,8288	1	e^*	0,775034	
4	0	0	a_0^*	0,424731	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	NON VERIFICATO	
a_2	0,81386	[m/s ²]			

Tabella A.2-84: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _P [m]	R _N [m]	β _P [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	1,75087	3,608313	1,45931	1,502903	0	0
2	5,853242	8,503524	1,537511	1,542005	0	0
3	10,36183	12,5024	1,551996	1,551215	0	0
4	0	0	0	0	0	0
θ [°]	1,921874					
Parametri per la verifica non lineare						
h _{bar} [m]	6,141279	d _u * [m]	0,106296	T _s [s]	2,169067	
δ _{x,bar}	0,491302	d _s * [m]	0,042519	S _e (T _s) [m/s ²]	0,982441	
d _{k0} [m]	0,205958	a _s * [m/s ²]	0,356774	S _{De} (T _s) [m]	0,117083	
d ₀ * [m]	0,265741					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d ₁	0,117083	[m]	d _u * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }	NON VERIFICATO		
d ₂	0,048273	[m]				
Verifica a sfilamento travi						
t _N	0,004197	[m]	d _{uN} * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }	VERIFICATO		
s	0,295803	[m]				
d _{uN} *	0,145329	[m]				

Tabella A.2-85: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

Calcolo dei tiranti			
Barre acciaio AISI304L	Φ	18	[mm]
	f_y	180	[MPa]
	f_{yd}	171	[MPa]
Capochiave	a	0,3	[m]
	b	0,3	[m]

Muratura	s	0,5	[m]
	f_{vd}	0,0475	[MPa]
	f_{md}	2	[MPa]
Verifica meccanismi tirante	T'	43,62326	[kN]
	T''	76	[kN]
	T'''	180	[kN]
$T \leq \min\{T'; T''; T'''\}$	T	43,62326	[kN]

Tabella A.2-86: Calcolo del tiro massimo del sistema tirante-muratura.

Numero di tiranti per piano ipotizzati					Coefficiente di attivazione α		
	n	$n \cdot T_{min}$ [kN]	prop. lin. [kN]	$T \cdot H_i$ [kNm]	M_s	782,4926	[kNm]
1	0	0	12,5635	0	M_r/α_0	7068,919	[kNm]
2	0	0	29,66382	0	α_0	0,110695	
3	1	43,62326	43,62326	545,2907	Accelerazione spettrale		
4	0	0	0	0	M^*	90,93809	[kN]
TOT				545,2907	e^*	0,775034	
					a_0^*	1,401121	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare							
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		VERIFICATO		
a_2	0,81386	[m/s ²]					

Tabella A.2-87: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare dopo l'inserimento dei tiranti.

Macroelemento 23: Torre – Meccanismo E: ribaltamento nel piano

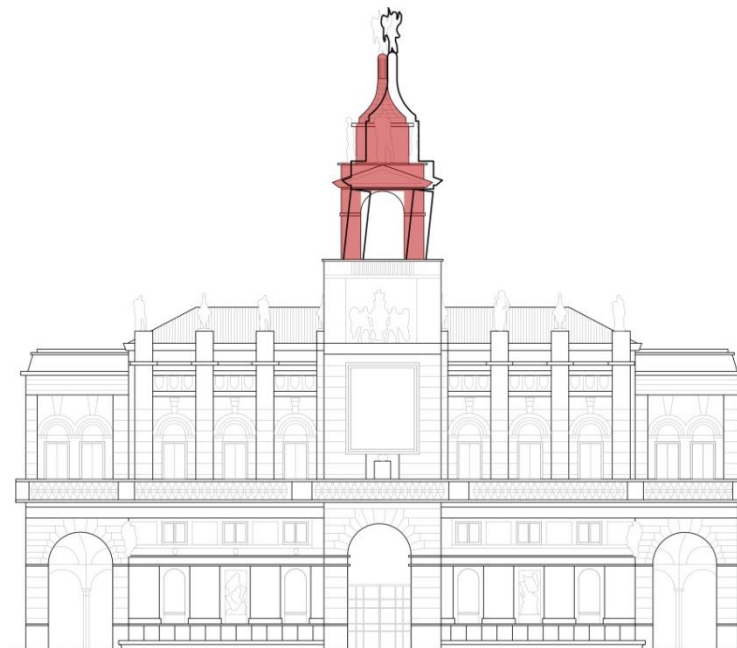


Fig. A.2-47: Macroelemento 23, prospetto e rappresentazione del meccanismo E.

Il peso degli elementi costituenti la torre è lo stesso utilizzato nel caso delle analisi svolte in LC1, di conseguenza non verrà qui riportato.

I nuovi risultati sono stati ottenuti dividendo a_0^* per il fattore di confidenza corrispondente all'LC2, ovvero 1,20, valore che è quindi stato sostituito a 1,32, che corrisponde al fattore di confidenza del livello di conoscenza LC1.

Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	1/h		punto di riferimento: N_A		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
A	0,667	1			
B	0,667	1	M^*	34,76	[kN]
C	0	0	e^*	0,974	
D	0	0	a_0^*	1,7	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	NON VERIFICATO	
a_2	2,3	[m/s ²]			

Tabella A.2-88: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

La verifica non risulta comunque soddisfatta. Sarà quindi necessario cercare di inibire il cinematisimo tramite interventi di controventamento nel piano.

Meccanismo A1: ribaltamento degli elementi non strutturali (statue)

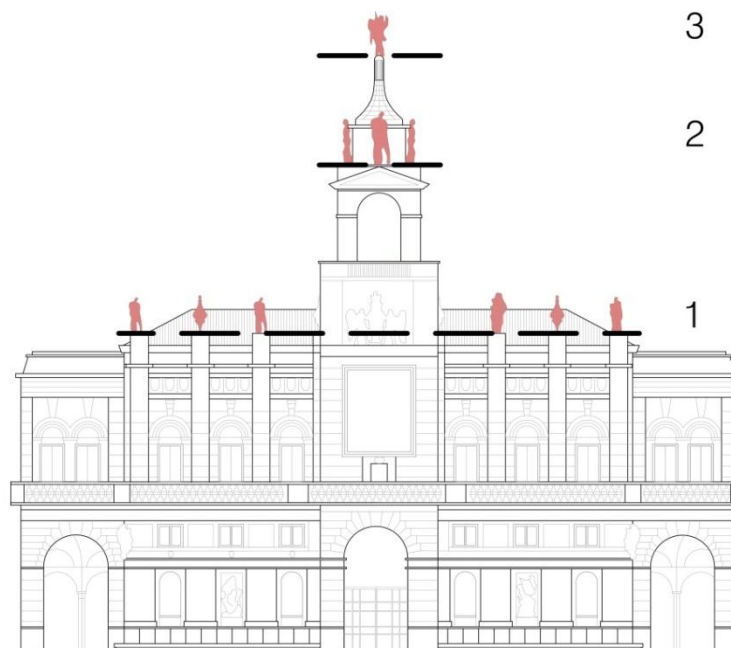


Fig. A.2-48: Statue, prospetto ed rappresentazione del meccanismo A1 ai vari livelli.

Livello 1

Dati geometrici		
n: numero di piani	5	
y	1,364	
z₀: altezza del cinematismo da terra	18,5	[m]
H: altezza totale pareti	2	[m]
H_{TOT}: altezza dell'edificio	20,5	[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo	18,5	[m]
Ψ(z)	0,902	
t: arretramento della cerniera	0,003	[m]

Tabella A.2-89: Caratteristiche e dati geometrici di una statua del livello 1.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		3,103761	[kNm]	α_0	0,254201
M_r/α_0		12,20988	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,5		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,485	1			
2	0	0	M^*	1,283129	[kN]
3	0	0	e^*	1	
4	0	0	a_0^*	2,49371	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	NON VERIFICATO	
a_2	2,522734	[m/s ²]			

Tabella A.2-90: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R _p [m]	R _N [m]	β _p [°]	β _N [°]	R _{No} [m]	β _{No} [°]
1	1,000849	0	1,321868	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	14,26255					
Parametri per la verifica non lineare						
h _{bar} [m]	0,97	d _u * [m]	0,09559	T _s [s]		0,848893
δ _{x,bar}	0,485	d _s * [m]	0,038236	S _e (T _s) [m/s ²]		2,510304
d _{k0} [m]	0,238975	a _s * [m/s ²]	2,094717	S _{De} (T _s) [m]		0,045822
d ₀ * [m]	0,238975					
Verifica SLV con analisi non lineare						
d ₁	0,045822	[m]	d _u * ≥ max{d ₁ ; d ₂ }		NON VERIFICATO	
d ₂	0,117317	[m]				

Tabella A.2-91: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

Le verifiche lineare e non lineare non risultano soddisfatte, di conseguenza è necessario prevedere degli ancoraggi per le statue di livello 1 qualora non fossero presenti, anche nel caso di verifica svolta in LC2.

Livello 2

Dati geometrici		
n: numero di piani	6	
γ	1,385	
z_0 : altezza del cinematismo da terra	28,5	[m]
H: altezza totale pareti	2	[m]
H_{TOT} : altezza dell'edificio	30,5	[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo	28,5	[m]
$\Psi(z)$	0,934	
t: arretramento della cerniera	0,003	[m]

Tabella A.2-92: Caratteristiche e dati geometrici di una statua del livello 2.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		3,103761	[kNm]	α_0	0,254201
M_r/α_0		12,20988	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,5		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,485	1			
2	0	0	M^*	1,283129	[kN]
3	0	0	e^*	1	
4	0	0	a_0^*	2,49371	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$	NON VERIFICATO	
a_2	2,65234	[m/s ²]			

Tabella A.2-93: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R_p [m]	R_N [m]	β_p [°]	β_N [°]	R_{No} [m]	β_{No} [°]
1	1,000849	0	1,321868	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	14,26255					
Parametri per la verifica non lineare						
h_{bar} [m]	0,97	d_u^* [m]	0,09559	T_s [s]	0,848893	
$\delta_{x,bar}$	0,485	d_s^* [m]	0,038236	$S_e(T_s)$ [m/s ²]	2,510304	
d_{k0} [m]	0,238975	a_s^* [m/s ²]	2,094717	$S_{De}(T_s)$ [m]	0,045822	
d_0^* [m]	0,238975					

Verifica SLV con analisi non lineare				
d_1	0,045822	[m]	$d_u^* \geq \max\{d_1; d_2\}$	NON VERIFICATO
d_2	0,278225	[m]		

Tabella A.2-94: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

Le verifiche lineare e non lineare non risultano soddisfatte, di conseguenza è necessario prevedere degli ancoraggi per le statue di livello 2 qualora non fossero presenti, anche nel caso di verifica svolta in LC2.

Livello 3

Dati geometrici		
n: numero di piani	8	
y	1,412	
z_0 : altezza del cinematismo da terra	33,05	[m]
H: altezza totale pareti	2,75	[m]
H_{TOT} : altezza dell'edificio	35,8	[m]
Z: baricentro delle linee di vincolo	33,05	[m]
$\Psi(z)$	0,923	
t: arretramento della cerniera	0,003	[m]

Tabella A.2-95: Caratteristiche e dati geometrici di una statua del livello 3.

Coefficiente di attivazione del meccanismo α					
M_s		4,368832	[kNm]	α_0	0,207549
M_r/α_0		21,0496	[kNm]		
Calcolo dell'accelerazione spettrale					
ϑ	0,363636		punto di riferimento: N4		
	δ_{xPi}	δ_{xNi}	Massa partecipante, frazione di massa partecipante, accelerazione spettrale		
1	0,52	1			
2	0	0	M^*	1,50051	[kN]
3	0	0	e^*	1	
4	0	0	a_0^*	2,03606	[m/s ²]
Verifica SLV con analisi lineare					
a_1	0,787253	[m/s ²]	$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\}$		NON VERIFICATO
a_2	2,671811	[m/s ²]			

Tabella A.2-96: Verifica allo SLV con analisi cinematica lineare.

Configurazione ruotata						
	R_p [m]	R_N [m]	β_p [°]	β_N [°]	R_{No} [m]	β_{No} [°]
1	1,460475	0	1,366152	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
ϑ [°]	11,72524					

Parametri per la verifica non lineare					
h_{bar} [m]	1,43	d_u^* [m]	0,116241	T_s [s]	1,035988
$\delta_{x,bar}$	0,52	d_s^* [m]	0,046496	$S_e(T_s)$ [m/s ²]	2,056955
d_{k0} [m]	0,290603	a_s^* [m/s ²]	1,71029	$S_{De}(T_s)$ [m]	0,055921
d_0^* [m]	0,290603				
Verifica SLV con analisi non lineare					
d_1	0,055921	[m]	$d_u^* \geq \max\{d_1; d_2\}$	NON VERIFICATO	
d_2	0,323932	[m]			

Tabella A.2-97: Verifica allo SLV con analisi cinematica non lineare.

Le verifiche lineare e non lineare non risultano soddisfatte, di conseguenza è necessario prevedere degli ancoraggi per la statua di livello 3 qualora non fossero presenti, anche nel caso di verifica svolta in LC2.

ALLEGATO 3: ANALISI DEI MECCANISMI GLOBALI DI COLLASSO IN LC2

ALLEGATO 3: ANALISI DEI MECCANISMI GLOBALI DI COLLASSO IN LC2	467
--	------------

A.3 Analisi dei meccanismi globali di collasso in LC2

Vengono di seguito riportati i risultati delle analisi più gravose svolte facendo riferimento ad un livello di conoscenza LC2, utilizzando quindi 1,20 come fattore di confidenza F_c .

L'analisi più gravosa in direzione X risulta essere la n° 14. Si tratta dell'analisi in direzione X negativa, con distribuzione delle forze proporzionale alle masse ed eccentricità pari a -137,8 cm. L' α_u ottenuto è pari a 0,642, di conseguenza si ha che la struttura è in grado di sopportare il 64,2% dell'azione sismica di progetto allo SLV, relativo ad un tempo di ritorno di 949 anni, avendo considerato l'edificio ricadente in classe IV.

Per quanto riguarda lo stato limite di danno e lo stato limite di operatività l'analisi risulta essere verificata.

Nello specifico si ha che:

- **SLV:**
 $D_{max} = 3,68 \text{ cm} > D_u = 2,35 \text{ cm}$ NON SODDISFATTA
 $q^* = 2,59 < 3$ SODDISFATTA
- **SLD:**
 $D_{max} = 1,42 \text{ cm} < D_d = 1,79 \text{ cm}$ SODDISFATTA
- **SLO:**
 $D_{max} = 1,11 \text{ cm} < D_d = 1,79 \text{ cm}$ SODDISFATTA

Viene di seguito riportata la curva di capacità relativa all'analisi 14.

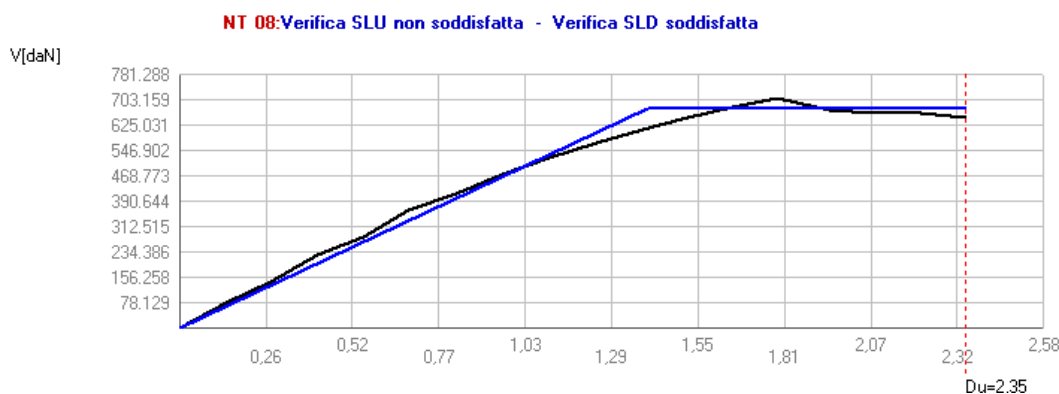


Fig. A.3-01: Curva di capacità relativa all'analisi 14 del modello 4.

Valori dei parametri ottenuti in seguito all'analisi:

					TR_c				TR = cost	
	TR _c	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _c *(TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	293	949	0,309	1,03	0,68	2,62	0,33	0,657	0,66	0,642
SLD	161	101	1,594	0,47	0,55	2,56	0,31	1,176	0,59	1,260
SLO	161	60	2,683	0,38	0,55	2,56	0,31	1,432	0,62	1,609

Tabella A.3-01: Parametri relativi all'analisi 14 del modello 4.

Pareti maggiormente danneggiate:

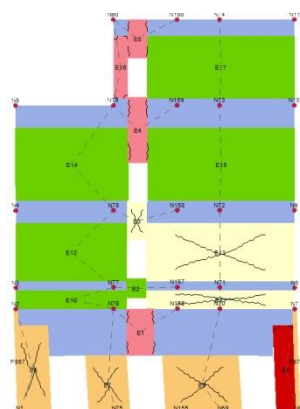


Fig. A.3-02: Parete 1.

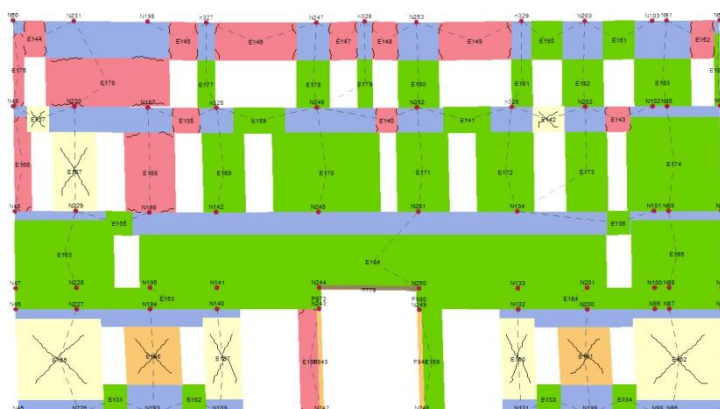


Fig. A.3-03: Parete 6.

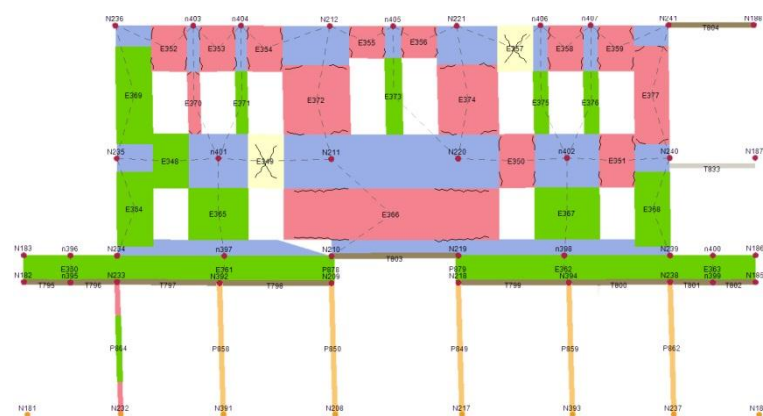


Fig. A.3-04: Parete 23.

Rappresentazione tridimensionale:

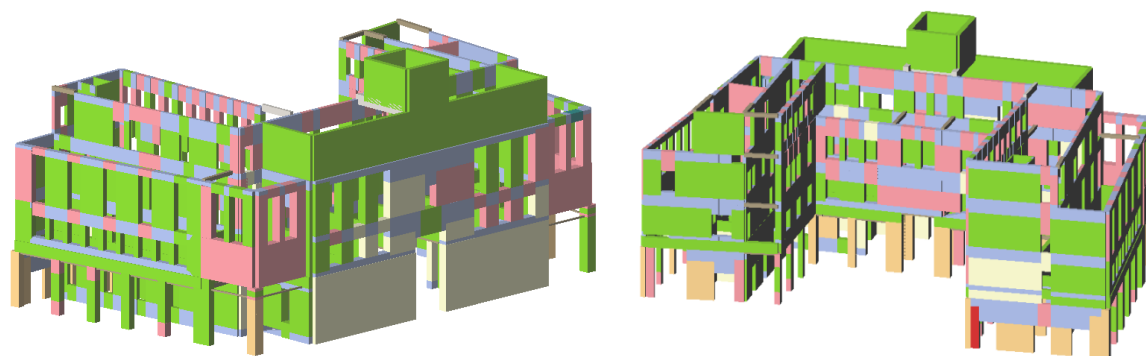


Fig. A.3-05, 06: Rappresentazioni tridimensionali relative all'analisi 14 del modello 4.

L'analisi più gravosa in direzione Y risulta essere la n° 22. Si tratta dell'analisi in direzione Y negativa, con distribuzione delle forze proporzionale alle masse ed eccentricità pari a -228,0 cm. L' α_u ottenuto è pari a 0,675, di conseguenza si ha che la struttura è in grado di sopportare il 67,5% dell'azione sismica di progetto allo SLV, relativo ad un tempo di ritorno di 949 anni, avendo considerato l'edificio ricadente in classe IV.

Per quanto riguarda lo stato limite di danno e lo stato limite di operatività l'analisi risulta essere verificata.

Nello specifico si ha che:

- **SLV:**
 $D_{\max} = 2,23 \text{ cm} > D_u = 1,42 \text{ cm}$ NON SODDISFATTA
 $q^* = 2,06 < 3$ SODDISFATTA
- **SLD:**
 $D_{\max} = 0,85 \text{ cm} < D_d = 1,30 \text{ cm}$ SODDISFATTA
- **SLO:**
 $D_{\max} = 0,71 \text{ cm} < D_d = 1,30 \text{ cm}$ SODDISFATTA

Viene di seguito riportata la curva di capacità relativa all'analisi 22.

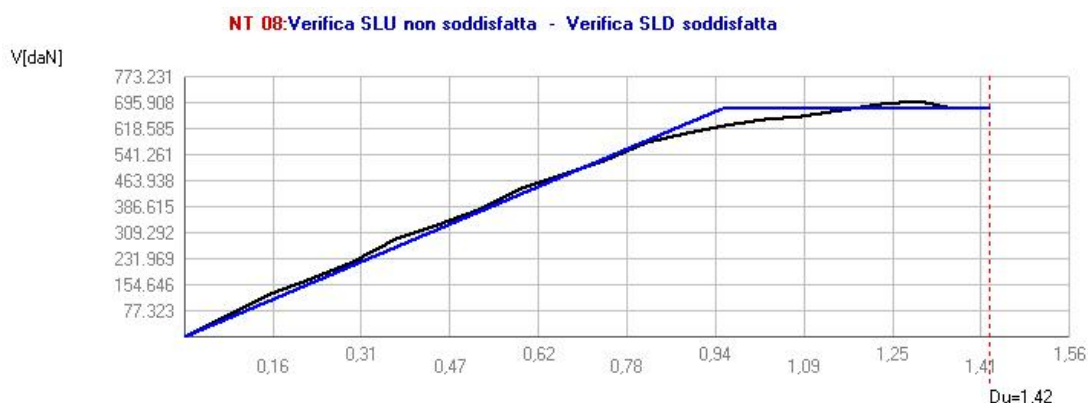


Fig. A.3-07: Curva di capacità relativa all'analisi 22 del modello 4.

Valori dei parametri ottenuti in seguito all'analisi:

	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	TR _C				TR = cost	
					PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _c *(TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	353	949	0,372	1,03	0,70	2,63	0,33	0,676	0,70	0,675
SLD	285	101	2,822	0,47	0,65	2,62	0,33	1,383	0,70	1,486
SLO	285	60	4,750	0,38	0,65	2,62	0,33	1,684	0,69	1,805

Tabella A.3-02: Parametri relativi all'analisi 22 del modello 4.

Pareti maggiormente danneggiate:

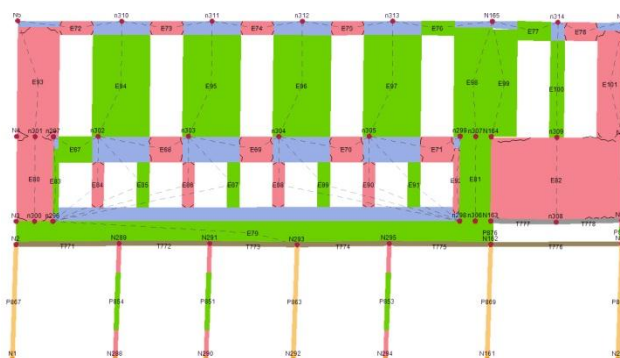


Fig. A.3-08: Parete 4.

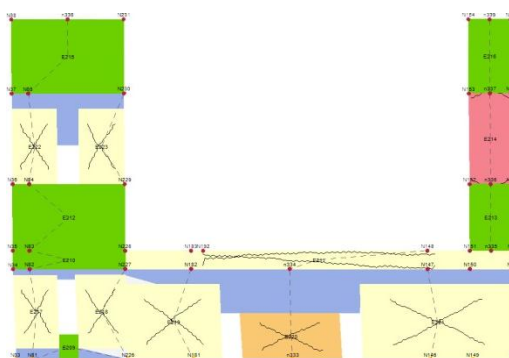


Fig. A.3-09: Parete 8.

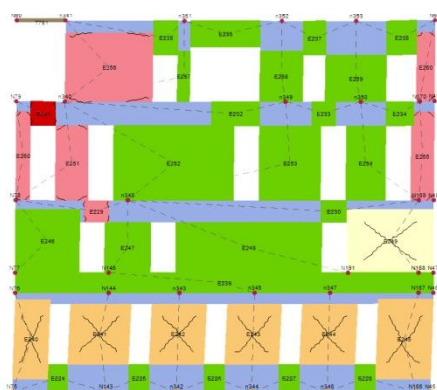


Fig. A.3-10: Parete 9.

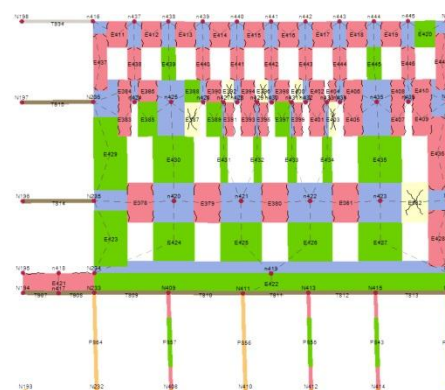


Fig. A.3-11: Parete 26.

Rappresentazione tridimensionale:

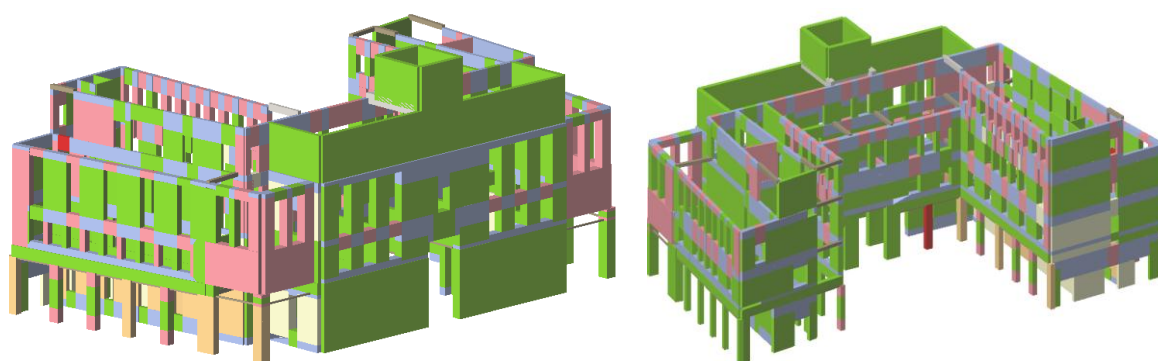


Fig. A.3-12, 13: Rappresentazioni tridimensionali relative all'analisi 22 del modello 4.

**ALLEGATO 4: RIDUZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA
NELL'ANALISI GLOBALE**

ALLEGATO 4: RIDUZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA NELL'ANALISI GLOBALE.....	473
---	------------

A.4 Riduzione della vulnerabilità sismica nell'analisi globale

Vengono di seguito riportati i risultati delle analisi più gravose svolte nei modelli 5, 6, 7, 5.LC2.

Modello 5: interventi sulla muratura

L'analisi più gravosa in direzione X risulta essere la n° 10. L' α_u ottenuto è pari a 0,753.

Per quanto riguarda lo stato limite di danno e lo stato limite di operatività l'analisi risulta essere verificata.

Nello specifico si ha che:

- **SLV:**
 $D_{\max} = 3,83 \text{ cm} > D_u = 2,88 \text{ cm}$ NON SODDISFATTA
 $q^* = 2,45 < 3$ SODDISFATTA
- **SLD:**
 $D_{\max} = 1,48 \text{ cm} < D_d = 2,73 \text{ cm}$ SODDISFATTA
- **SLO:**
 $D_{\max} = 1,16 \text{ cm} < D_d = 2,73 \text{ cm}$ SODDISFATTA

Viene di seguito riportata la curva di capacità relativa all'analisi 10.

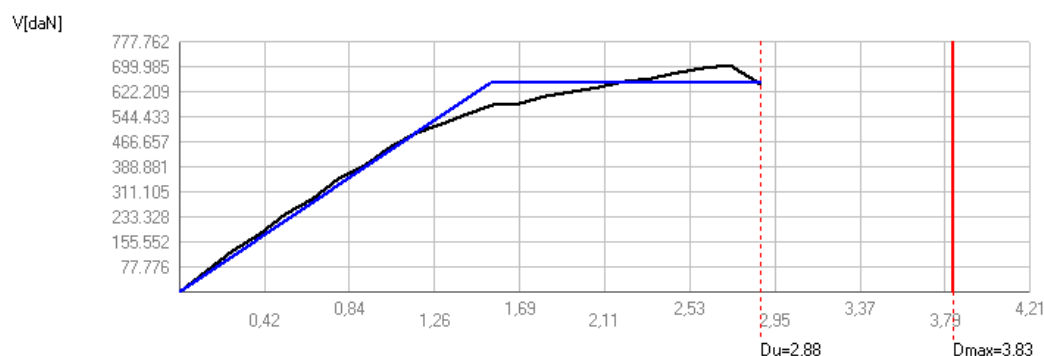


Fig. A.4-01: Curva di capacità.

Valori dei parametri ottenuti in seguito all'analisi:

					TR _c				TR = cost	
	TR _c	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _c (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _c *(TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _c [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	447	949	0,471	1,03	0,79	2,63	0,34	0,767	0,78	0,753
SLD	387	101	3,832	0,47	0,75	2,63	0,33	1,604	0,86	1,840
SLO	387	60	6,450	0,38	0,75	2,63	0,33	1,954	0,91	2,351

Tabella A.4-01: Parametri relativi all'analisi 10.

Pareti maggiormente danneggiate:

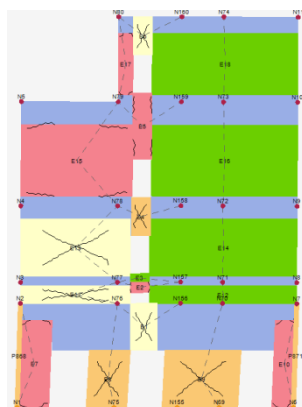


Fig. A.4-02: Parete 1.

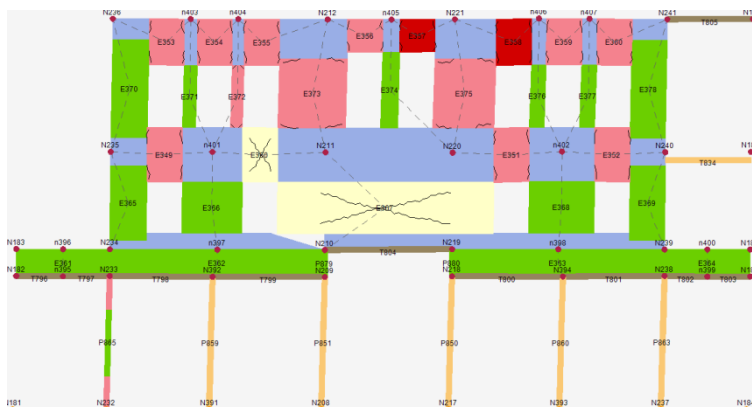


Fig. A.4-03: Parete 23.

L'analisi più gravosa in direzione Y risulta essere la n° 24. L' α_u ottenuto è pari a 0,668.

Per quanto riguarda lo stato limite di danno e lo stato limite di operatività l'analisi risulta essere verificata.

Nello specifico si ha che:

- **SLV:**
 $D_{max} = 4,66 \text{ cm} > D_u = 3,11 \text{ cm}$ NON SODDISFATTA
 $q^* = 2,69 < 3$ SODDISFATTA
- **SLD:**
 $D_{max} = 1,79 \text{ cm} < D_d = 2,51 \text{ cm}$ SODDISFATTA
- **SLO:**
 $D_{max} = 1,40 \text{ cm} < D_d = 2,51 \text{ cm}$ SODDISFATTA

Viene di seguito riportata la curva di capacità relativa all'analisi 24.

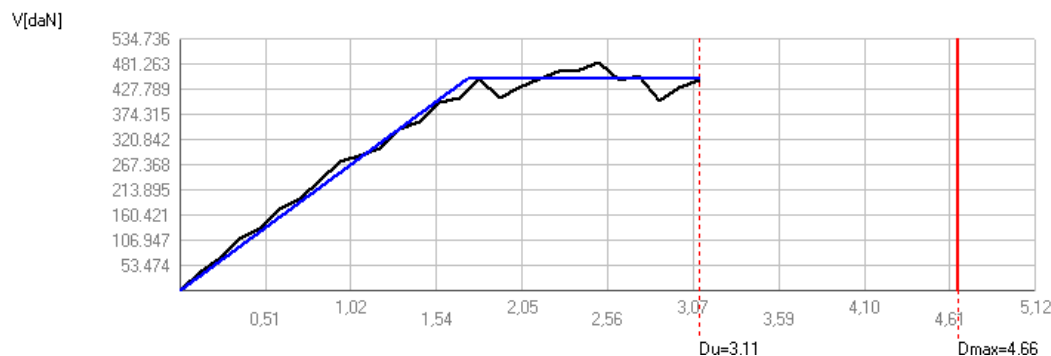


Fig. A.4-04: Curva di capacità.

Valori dei parametri ottenuti in seguito all'analisi:

	TR _c					TR = cost				
	TR _c	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _c (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _c * (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _c [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	333	949	0,351	1,03	0,71	2,63	0,33	0,689	0,69	0,668
SLD	200	101	1,980	0,47	0,59	2,61	0,32	1,259	0,69	1,406
SLO	200	60	3,333	0,38	0,59	2,61	0,32	1,534	0,69	1,796

Tabella A.4-02: Parametri relativi all'analisi 24.

Pareti maggiormente danneggiate:

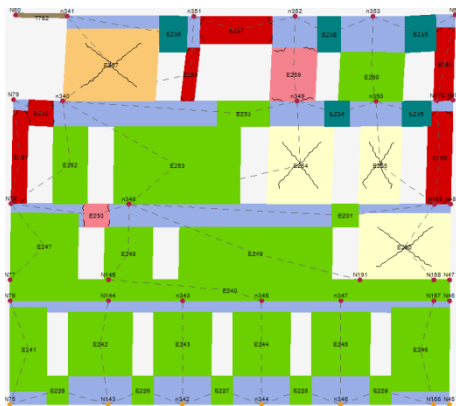


Fig. A.4-05: Parete 9.

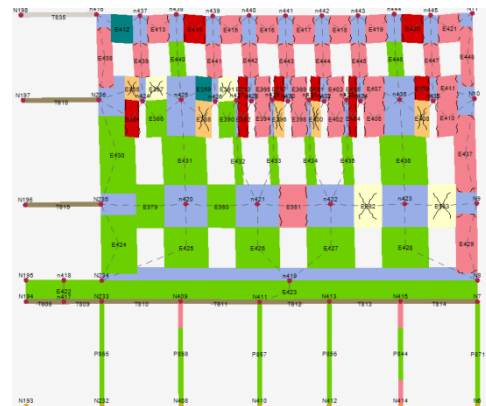


Fig. A.4-06: Parete 26.

Modello 6: interventi sulla geometria

L'analisi più gravosa in direzione X risulta essere la n° 9. L' α_u ottenuto è pari a 0,607.

Per quanto riguarda lo stato limite di danno e lo stato limite di operatività l'analisi risulta essere verificata.

Nello specifico si ha che:

- **SLV:**
 $D_{\max} = 4,14 \text{ cm} > D_u = 2,52 \text{ cm}$ NON SODDISFATTA
 $q^* = 2,63 < 3$ SODDISFATTA
- **SLD:**
 $D_{\max} = 1,59 \text{ cm} < D_d = 2,38 \text{ cm}$ SODDISFATTA
- **SLO:**
 $D_{\max} = 1,24 \text{ cm} < D_d = 2,38 \text{ cm}$ SODDISFATTA

Viene di seguito riportata la curva di capacità relativa all'analisi 9.

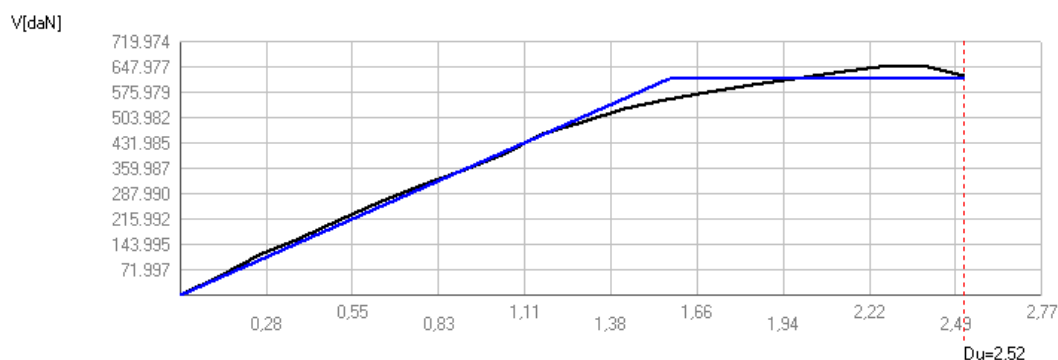


Fig. A.4-07: Curva di capacità.

Valori dei parametri ottenuti in seguito all'analisi:

					TR _c				TR = cost	
	TR _c	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _c (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _c *(TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _c [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	277	949	0,292	1,03	0,67	2,62	0,32	0,643	0,63	0,607
SLD	237	101	2,347	0,47	0,63	2,62	0,32	1,341	0,70	1,503
SLO	237	60	3,950	0,38	0,63	2,62	0,32	1,633	0,74	1,920

Tabella A.4-03: Parametri relativi all'analisi 9.

Pareti maggiormente danneggiate:

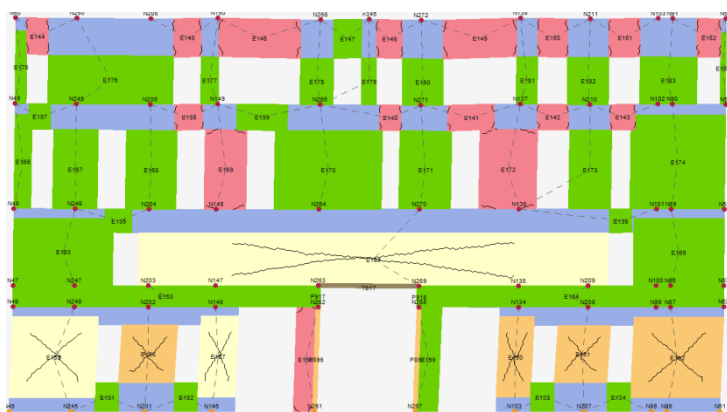


Fig. A.4-08: Parete 6.

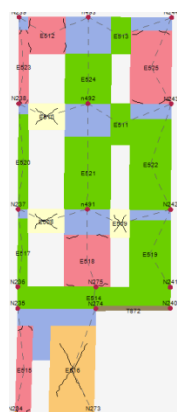


Fig. A.4-09: Parete 31.

L'analisi più gravosa in direzione Y risulta essere la n° 22. L' α_u ottenuto è pari a 0,559.

Per quanto riguarda lo stato limite di danno e lo stato limite di operatività l'analisi risulta essere verificata.

Nello specifico si ha che:

- SLV:
 $D_{\max} = 2,71 \text{ cm} > D_u = 1,47 \text{ cm}$ NON SODDISFATTA
 $q^* = 2,47 < 3$ SODDISFATTA
- SLD:
 $D_{\max} = 1,08 \text{ cm} < D_d = 1,47 \text{ cm}$ SODDISFATTA
- SLO:
 $D_{\max} = 0,84 \text{ cm} < D_d = 1,47 \text{ cm}$ SODDISFATTA

Viene di seguito riportata la curva di capacità relativa all'analisi 22.

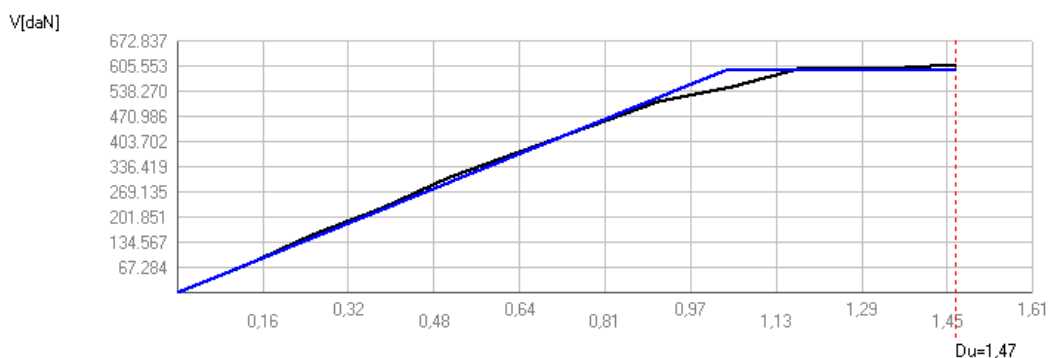


Fig. A.5-10: Curva di capacità.

Valori dei parametri ottenuti in seguito all'analisi:

					TR _C				TR = cost	
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _c *(TR)	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	197	949	0,208	1,03	0,59	2,61	0,32	0,568	0,58	0,559
SLD	197	101	1,950	0,47	0,59	2,61	0,32	1,253	0,64	1,361
SLO	197	60	3,283	0,38	0,59	2,61	0,32	1,526	0,67	1,739

Tabella A.4-04: Parametri relativi all'analisi 22.

Pareti maggiormente danneggiate:



Fig. A.4-11: Parete 9.

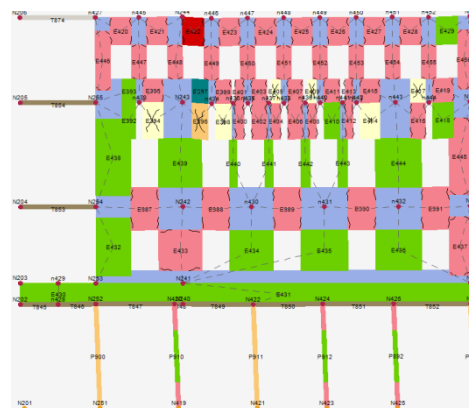


Fig. A.4-12: Parete 26.

Modello 7: interventi sulle aperture

L'analisi più gravosa in direzione X risulta essere la n° 9. L' α_u ottenuto è pari a 0,610.

Per quanto riguarda lo stato limite di danno e lo stato limite di operatività l'analisi risulta essere verificata.

Nello specifico si ha che:

- **SLV:**
 $D_{\max} = 4,24 \text{ cm} > D_u = 2,59 \text{ cm}$ NON SODDISFATTA
 $q^* = 2,40 < 3$ SODDISFATTA
- **SLD:**
 $D_{\max} = 1,62 \text{ cm} < D_d = 2,45 \text{ cm}$ SODDISFATTA
- **SLO:**
 $D_{\max} = 1,27 \text{ cm} < D_d = 2,45 \text{ cm}$ SODDISFATTA

Viene di seguito riportata la curva di capacità relativa all'analisi 9.

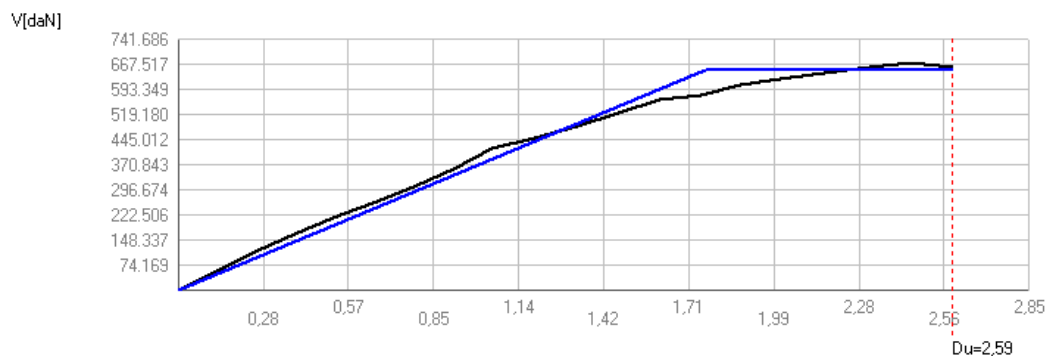


Fig. A.4-13: Curva di capacità.

Valori dei parametri ottenuti in seguito all'analisi:

					TR_c				TR = cost	
	TR _c	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _c *(TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	279	949	0,294	1,03	0,67	2,62	0,32	0,645	0,63	0,610
SLD	141	101	2,386	0,47	0,63	2,62	0,32	1,347	0,71	1,509
SLO	141	60	4,017	0,38	0,63	2,62	0,32	1,641	0,74	1,928

Tabella A.4-05: Parametri relativi all'analisi 9.

Pareti maggiormente danneggiate:

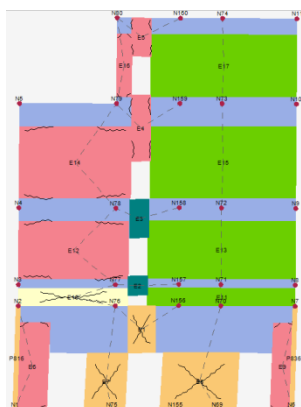


Fig. A.4-14: Parete 1.

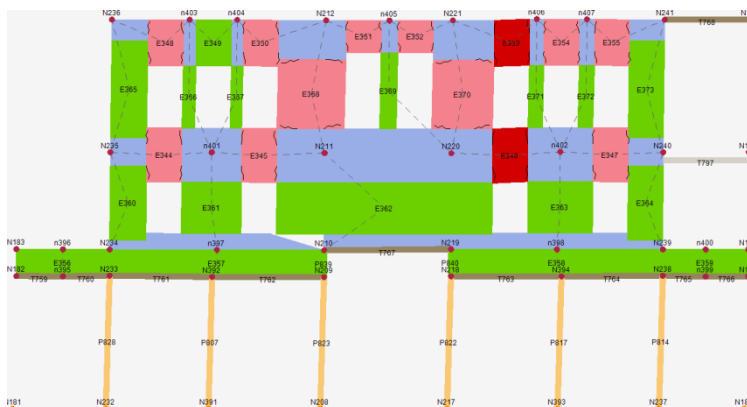


Fig. A.4-15: Parete 23.

L'analisi più gravosa in direzione Y risulta essere la n° 18. L' α_u ottenuto è pari a 0,553.

Per quanto riguarda lo stato limite di danno e lo stato limite di operatività l'analisi risulta essere verificata.

Nello specifico si ha che:

- **SLV:**
 $D_{max} = 4,23 \text{ cm} > D_u = 2,30 \text{ cm}$ NON SODDISFATTA
 $q^* = 2,65 < 3$ SODDISFATTA
- **SLD:**
 $D_{max} = 1,66 \text{ cm} < D_d = 2,30 \text{ cm}$ SODDISFATTA
- **SLO:**
 $D_{max} = 1,30 \text{ cm} < D_d = 1,57 \text{ cm}$ SODDISFATTA

Viene di seguito riportata la curva di capacità relativa all'analisi 18.

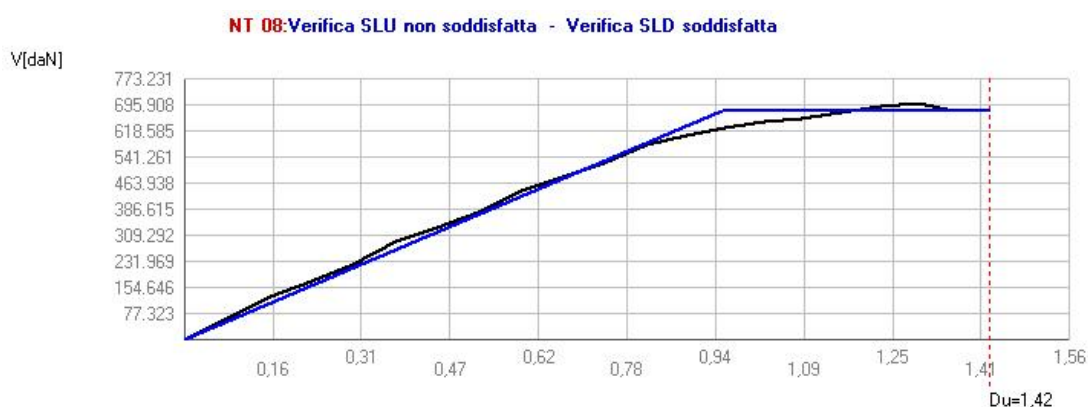


Fig. A.4-16: Curva di capacità.

Valori dei parametri ottenuti in seguito all'analisi:

					TR_c			TR = cost		
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _c *(TR)	$\alpha_{PGA}(TR)$	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	195	949	0,205	1,03	0,59	2,61	0,32	0,566	0,57	0,553
SLD	195	101	1,931	0,47	0,59	2,61	0,32	1,249	0,65	1,386
SLO	87	60	1,450	0,38	0,44	2,51	0,29	1,147	0,47	1,211

Tabella A.4-06: Parametri relativi all'analisi 18.

Miglioramento localizzato delle pareti 26 e 27 nella fascia di piano fra il secondo e il terzo piano:

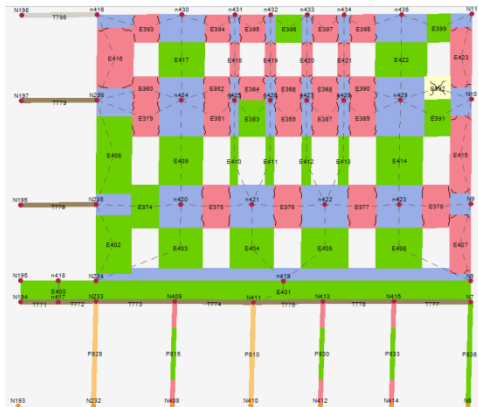


Fig. A.4-17: Parete 26.



Fig. A.4-18: Parete 27.

Modello 5.LC2: interventi sulla muratura in LC2

L'analisi più gravosa in direzione X risulta essere la n° 11. L' α_u ottenuto è pari a 0,756.

Per quanto riguarda lo stato limite di danno e lo stato limite di operatività l'analisi risulta essere verificata.

Nello specifico si ha che:

- **SLV:**
 $D_{\max} = 4,02 \text{ cm} > D_u = 3,04 \text{ cm}$ NON SODDISFATTA
 $q^* = 2,28 < 3$ SODDISFATTA
- **SLD:**
 $D_{\max} = 1,54 \text{ cm} < D_d = 2,87 \text{ cm}$ SODDISFATTA
- **SLO:**
 $D_{\max} = 1,21 \text{ cm} < D_d = 2,87 \text{ cm}$ SODDISFATTA

Viene di seguito riportata la curva di capacità relativa all'analisi 11.

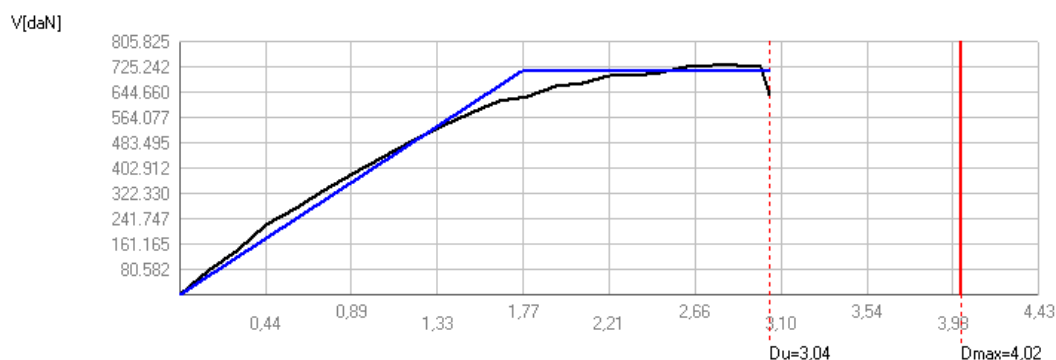


Fig. A.4-19: Curva di capacità.

Valori dei parametri ottenuti in seguito all'analisi:

					TR _c				TR = cost	
	TR _c	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _c (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _c *(TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _c [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	447	949	0,471	1,03	0,79	2,63	0,34	0,767	0,78	0,756
SLD	403	101	3,990	0,47	0,76	2,63	0,33	1,627	0,88	1,866
SLO	403	60	6,717	0,38	0,76	2,63	0,33	1,982	0,92	2,384

Tabella A.4-07: Parametri relativi all'analisi 11.

Pareti maggiormente danneggiate:

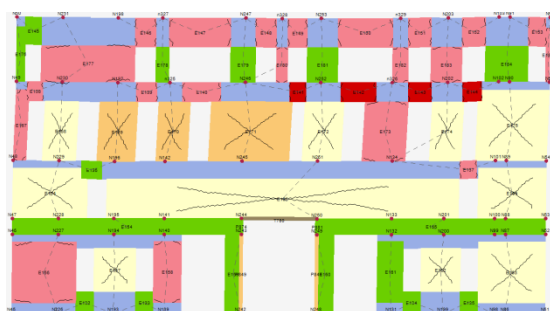


Fig. A.4-20: Parete 6.

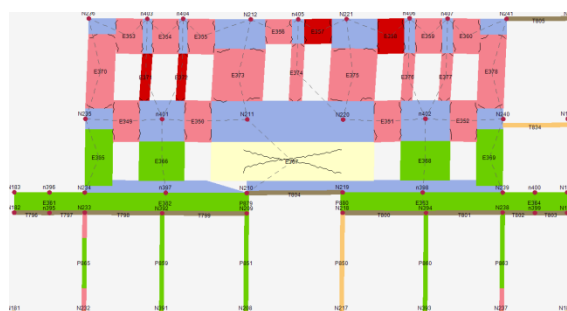


Fig. A.4-21: Parete 23.

L'analisi più gravosa in direzione Y risulta essere la n° 20. L' α_u ottenuto è pari a 0,830.

Per quanto riguarda lo stato limite di danno e lo stato limite di operatività l'analisi risulta essere verificata.

Nello specifico si ha che:

- **SLV:**
 $D_{\max} = 4,09 \text{ cm} > D_u = 3,36 \text{ cm}$ NON SODDISFATTA
 $q^* = 1,61 < 3$ SODDISFATTA
- **SLD:**
 $D_{\max} = 1,65 \text{ cm} < D_d = 3,12 \text{ cm}$ SODDISFATTA
- **SLO:**
 $D_{\max} = 1,29 \text{ cm} < D_d = 1,92 \text{ cm}$ SODDISFATTA

Viene di seguito riportata la curva di capacità relativa all'analisi 20.

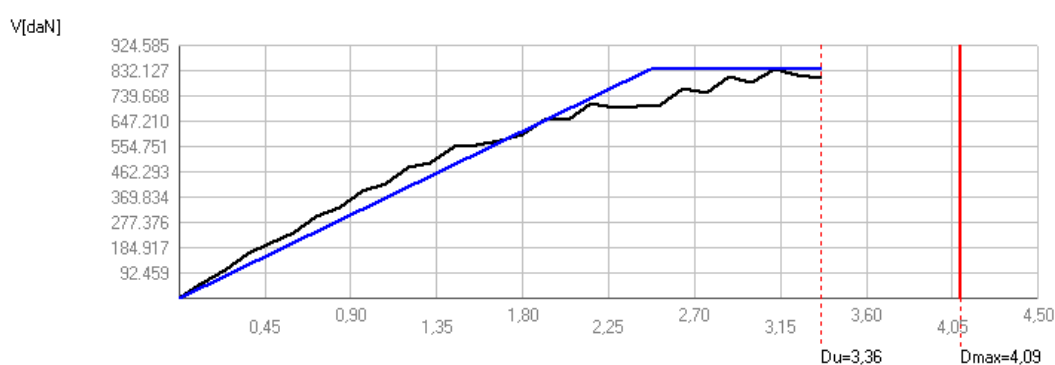


Fig. A.4-22: Curva di capacità.

Valori dei parametri ottenuti in seguito all'analisi:

					TR _c				TR = cost	
	TR _c	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _c *(TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	555	949	0,585	1,03	0,86	2,63	0,34	0,828	0,86	0,830
SLD	455	101	4,505	0,47	0,80	2,63	0,34	1,703	0,89	1,894
SLO	133	60	2,217	0,38	0,52	2,52	0,31	1,345	0,57	1,489

Tabella A.4-08: Parametri relativi all'analisi 20.

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE A CICLO UNICO IN

INGEGNERIA EDILE-ARCHITETTURA

TESI DI LAUREA

ANALISI DI VULNERABILITÀ SISMICA E VALUTAZIONE DELL'EFFICIENZA ENERGETICA FINALIZZATE AL MIGLIORAMENTO STRUTTURALE E DELLE PRESTAZIONI ENERGETICHE DI PALAZZO MORETTI-SCARPARI

ALLEGATO G: TAVOLE GRAFICHE

Relatore:

Prof.ssa Ing. DA PORTO FRANCESCA

Correlatori:

Dott. Ing. BETTIOL GIULIA

Prof. Ing. DE CARLI MICHELE

Laureanda:

CAROLIATO FRANCESCA

Indice delle Tavole Grafiche

1. INQUADRAMENTO E CARATTERIZZAZIONE DEL SITO

- 01-02 Inquadramento geografico
- 03 Planivolumetrico
- 04 Accessi
- 05 P.R.G.
- 06 Catasti storici
- 07 PTCP e Carta dei Suoli
- 08 Caratterizzazione geologica del sito
- 09 Inquadramento sismico

2. ANALISI STORICO CRITICA

- 01 Evoluzione storica del sito
- 02-03 Evoluzione storica dell'aggregato
- 04-16 Evoluzione storica di Palazzo Moretti-Scarpari
- 17 Evoluzione storica di Palazzo Moretti-Scarpari: pianta piano Interrato
- 18 Evoluzione storica di Palazzo Moretti-Scarpari: pianta piano Terra
- 18 Evoluzione storica di Palazzo Moretti-Scarpari: pianta piano Primo
- 18 Evoluzione storica di Palazzo Moretti-Scarpari: pianta piano Secondo
- 19 Evoluzione storica di Palazzo Moretti-Scarpari: pianta piano Terzo

3. RILIEVO FOTOGRAFICO

- 01 Esterni
- 02-03 Interni: piano Interrato
- 04-05 Interni: piano Terra
- 06 Interni: piano Primo
- 07-08 Interni: piano Secondo
- 09-10 Interni: piano Terzo
- 11 Torre e coperture
- 12 Elementi di interesse storico-artistico

4. RILIEVO GEOMETRICO

- 01-03 Pianta piano Interrato
- 04-06 Pianta piano Terra
- 07-09 Pianta piano Primo
- 10-12 Pianta piano Secondo
- 13-15 Pianta piano Terzo
- 16-18 Pianta della Copertura
- 19 Prospetto nord
- 20 Prospetto est
- 21 Prospetto sud

- 22 Prospetto ovest
- 23 Prospetto nord, corte interna
- 24 Prospetto ovest, corte interna
- 25 Prospetto sud, corte interna
- 26 Pianta con indicazione delle sezioni
- 27 Sezione AA
- 28 Sezione BB
- 29 Sezione CC
- 30 Sezione DD
- 31 Destinazioni d'uso dei locali: piano Interrato
- 32 Destinazioni d'uso dei locali: piano Terra
- 33 Destinazioni d'uso dei locali: piano Primo
- 34 Destinazioni d'uso dei locali: piano Secondo
- 35 Destinazioni d'uso dei locali: piano Terzo

5. PIANO DELLE INDAGINI

- Campagna indagini:
- 01 Piano Interrato
- 02 Piano Terra
- 03 Piano Primo
- 04 Piano Secondo
- 05 Piano Terzo
- 06 Copertura e torre

6. RILIEVO STRUTTURALE

- 01 Fondazioni
- 02 Elementi resistenti verticali e fasce di piano: Prospetto nord
- 03 Maschi murari: Prospetto est
- 04 Fasce di piano: Prospetto est
- 05 Elementi resistenti verticali e fasce di piano: Prospetto sud
- 06 Elementi resistenti verticali e fasce di piano: Prospetto ovest
- 07 Elementi resistenti verticali e fasce di piano: Prospetto sud, corte interna
- 08 Elementi resistenti verticali e fasce di piano: Prospetto ovest, corte interna
- 09 Elementi resistenti verticali e fasce di piano: Prospetto nord, corte interna
- 10 Elementi verticali piano Interrato
- 11 Elementi verticali piano Terra
- 12 Elementi verticali piano Terra
- 13 Elementi orizzontali piano Terra
- 14 Elementi verticali piano Primo
- 15 Elementi orizzontali piano Primo
- 16 Elementi verticali piano Secondo
- 17 Elementi orizzontali piano Secondo
- 18 Elementi verticali piano Terzo
- 19 Elementi orizzontali piano Terzo

- 20 Elementi orizzontali e verticali della copertura e della torre
- 21 Torre: prospetto, pianta, dettagli costruttivi
- 22 Torre: dettagli costruttivi

- Quadro fessurativo
- 23 Piano Interrato
- 24 Piano Terra
- 25 Piano Primo
- 26 Piano Secondo
- 27 Piano Terzo

Degrado

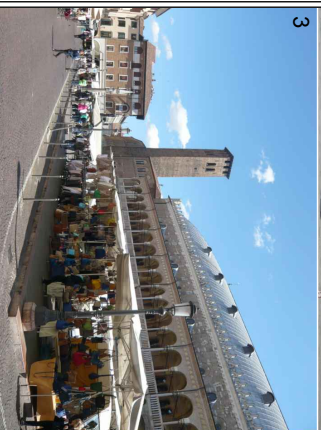
- 28 Prospetto nord
- 29 Prospetto est
- 30 Prospetto sud
- 31 Prospetto ovest
- 32 Prospetto sud, corte interna
- 33 Prospetto ovest, corte interna
- 34 Prospetto nord, corte interna
- 35-37 Piano Interrato
- 38 Portici piano Terra
- 39 Piano Terra
- 40 Piano Primo
- 41 Piano Secondo
- 42-43 Piano Terzo
- 44 Degrado, quadro fessurativo, vulnerabilità di copertura e torre

Vulnerabilità

- 45 Piano Interrato
- 46 Piano Terra
- 47 Piano Primo
- 48 Piano Secondo
- 49 Piano Terzo
- 50 Prospetto nord
- 51 Prospetto est
- 52 Prospetto sud
- 53 Prospetto ovest, corte interna

10. IPOTESI DI INTERVENTO

- 01 Pianta, dettaglio costruttivo
- 02 Prospetti

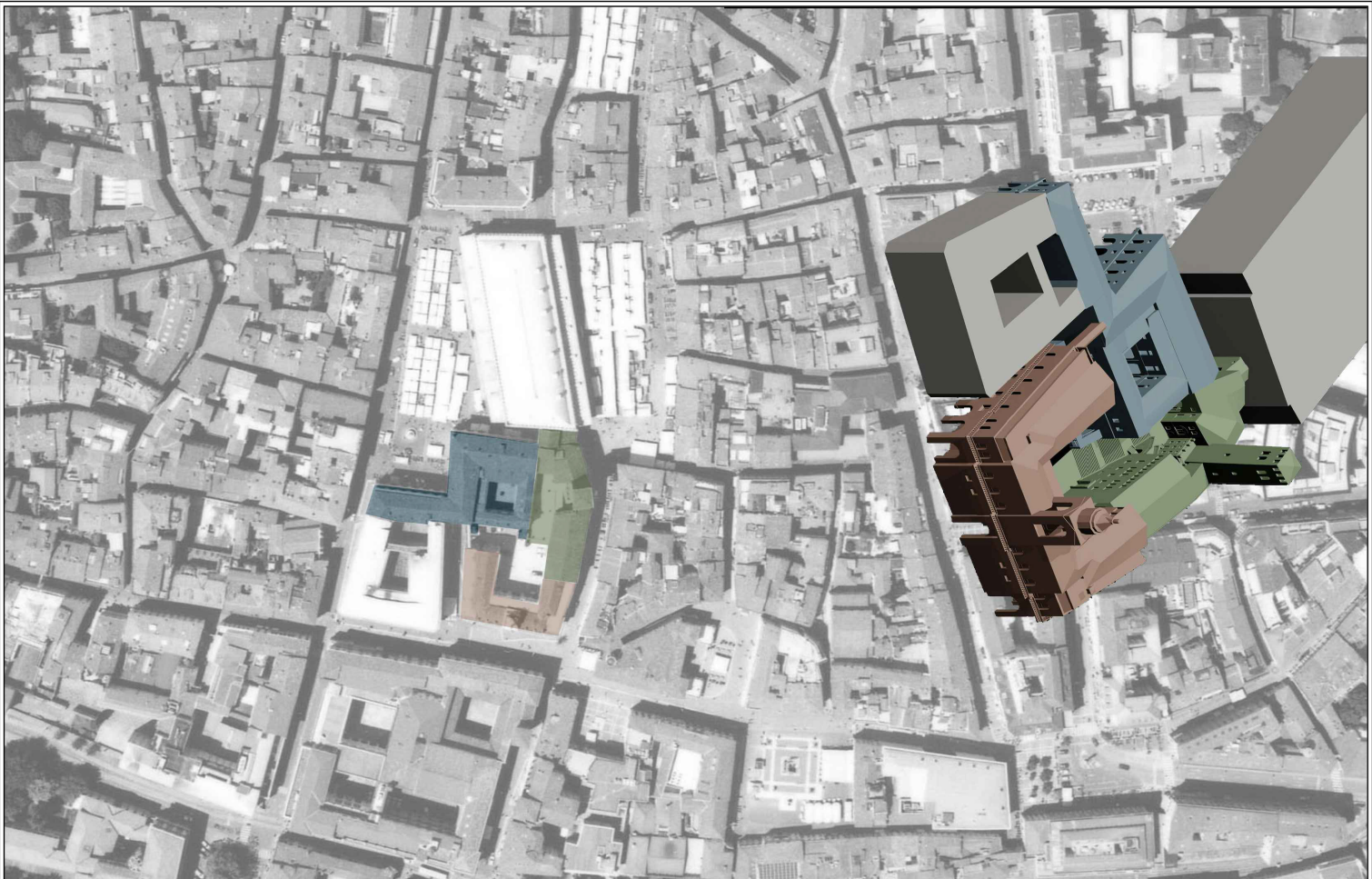


LEGENDA FOTO

- 1 Duomo
- 2 Complesso del Capitano e piazza dei Signori
- 3 Piazza della Trinità e palazzo della Ragione
- 4 Piazza delle erbe
- 5 Caffè Pedrocchi
- 6 Palazzo Bo
- 7 Palazzo Moretti-Scarpini



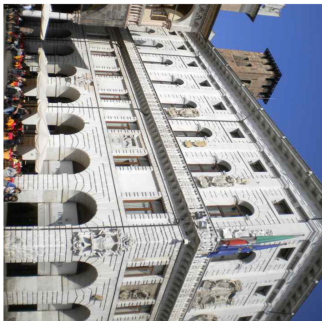
Università degli studi di Padova - ICEA
 Vulnerabilità sismica ed efficienza energetica di Palazzo Moretti-Scarpini
 INQUADRAMENTO E
 CARATTERIZZAZIONE DEL SITO
 Inquadramento geografico
 1.01
 Scala grafica



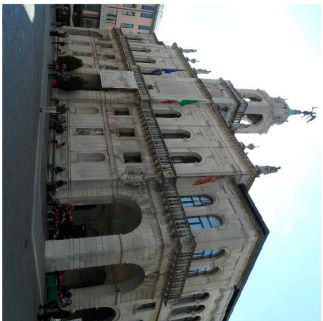
PALAZZO E TORRE DEGLI ANZIANI

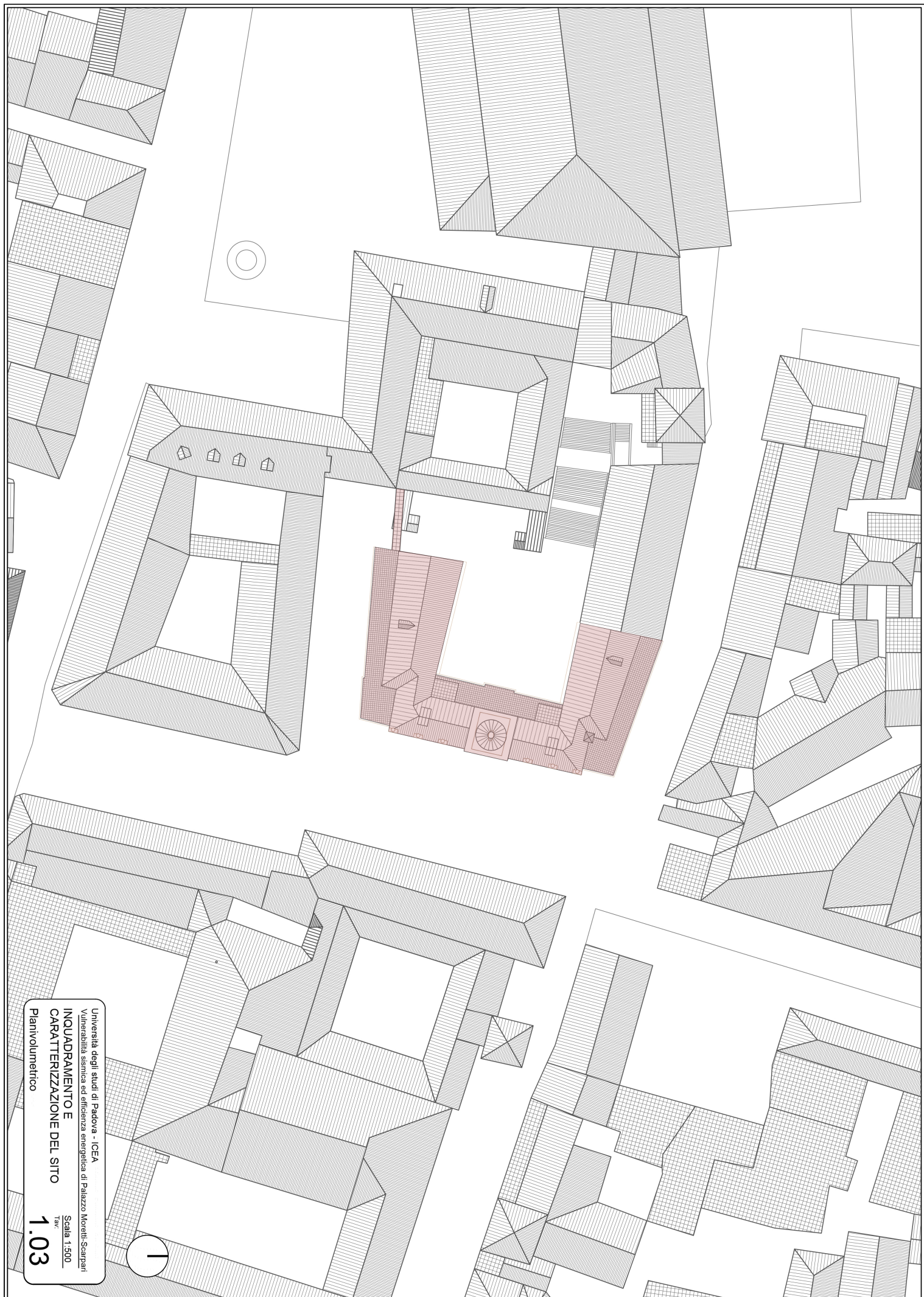


PALAZZO MORONI E ALA MOSCHINI

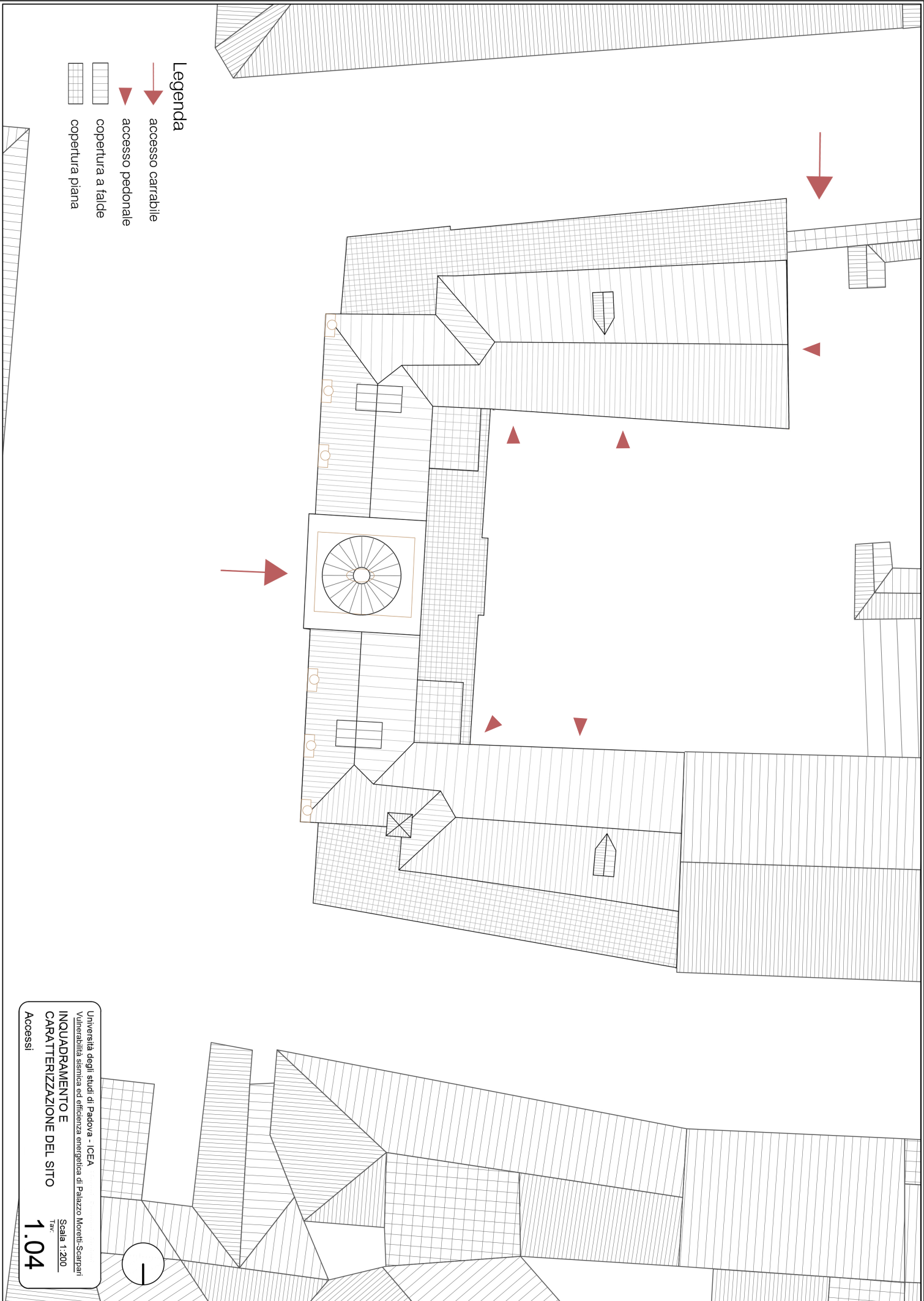


PALAZZO MORETTI-SCARPARI



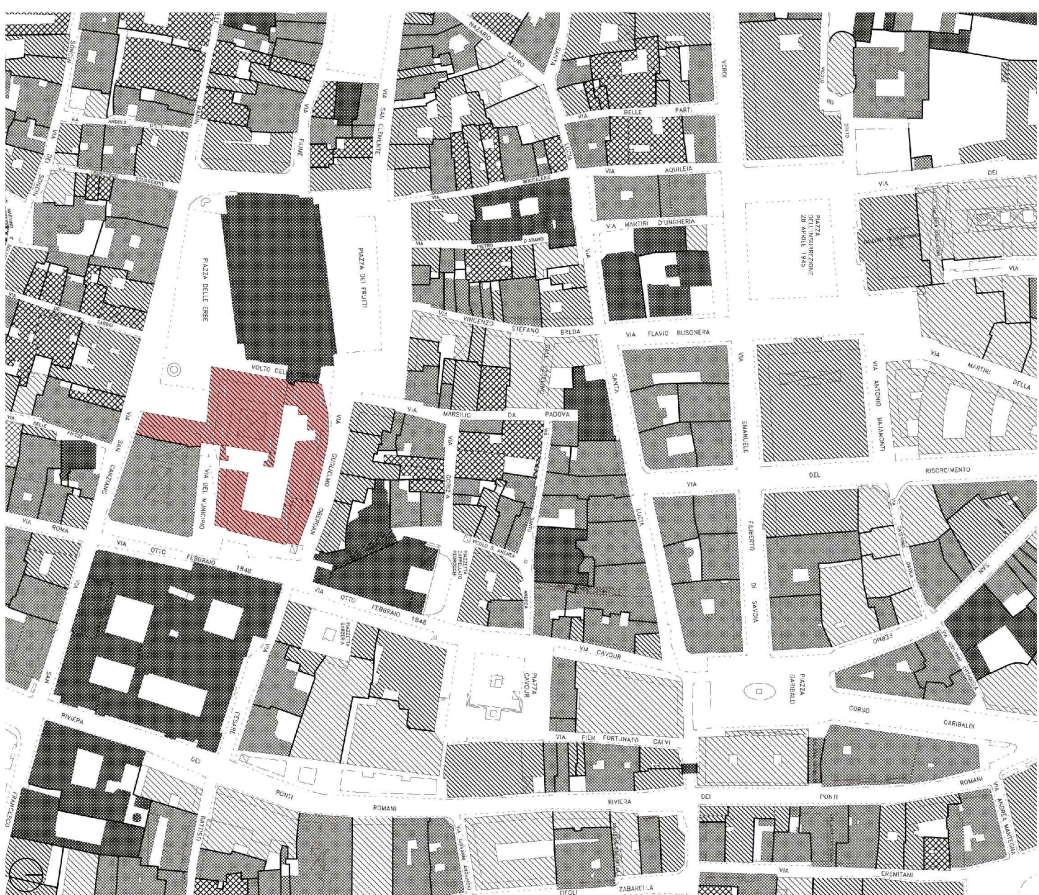


Università degli studi di Padova - ICEA
Vulnerabilità sismica ed efficienza energetica di Palazzo Moratti-Scarpini
**INQUADRAMENTO E
CARATTERIZZAZIONE DEL SITO**
Planivolumetrico
Scala 1:500
Tav. **1.03**



Legenda

- accesso carrabile
- ▲ accesso pedonale
- ▧ copertura a falde
- ▩ copertura piana



Piano Regolatore Generale - Zona del Centro Storico - FG 100 Tavola di P.R.G. B 2
Modalità di attuazione degli interventi nelle unità di piano, nel sistema Prato della Valle e nelle aree del sistema bastionato.

LEGENDA

● ● ● Perimetro del centro storico

Struttura delle unità di piano all'interno degli isolati:

- a: perimetro isolato
- 1: perimetro dell'unità di piano
- 2: unità elementare area coperta
- 3: unità elementare area scoperta

Modalità di attuazione degli interventi nelle unità di piano
(classificazione delle unità di piano derivata dall'edificio con più elevato valore culturale presente)

Restaurio scientifico (Palazzo della Ragione)

Ristrutturazione edilizia (sede banca Antonveneta via VIII febbraio)

Restaurio (aggregato oggetto di studio)



Piano Regolatore Generale - Zona del Centro Storico - FG 100 Tavola di P.R.G. B 2
Destinazioni d'uso

● ● ● Perimetro del centro storico

Struttura delle unità di piano all'interno degli isolati:

- a: perimetro isolato
- 1: perimetro dell'unità di piano
- 2: unità elementare area coperta
- 3: unità elementare area scoperta

Servizi di interesse generale:

Attrezzature di interesse comune (aggregato oggetto di studio e Palazzo della Ragione)

Destinazione residenziale, commerciale, direzionale, turistica e artigianale



Università degli studi di Padova - ICEA
Vulnerabilità sismica ed efficienza energetica di Palazzo Moretti-Sarpari
INQUADRAMENTO E
CARATTERIZZAZIONE DEL SITO
P.R.G.
1:05
Scala grafica



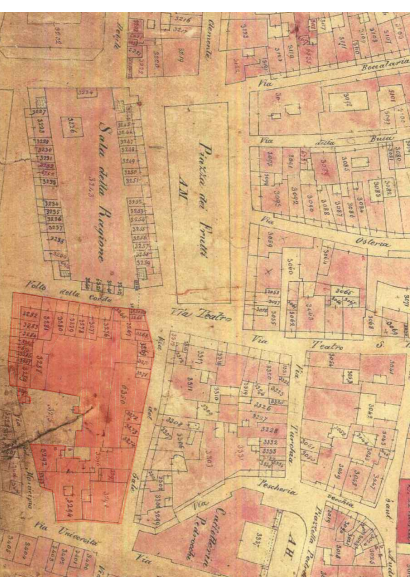
Catasto Napoleonico 1815
foglio VI



Catasto austro-italiano 1852
foglio VII-XII

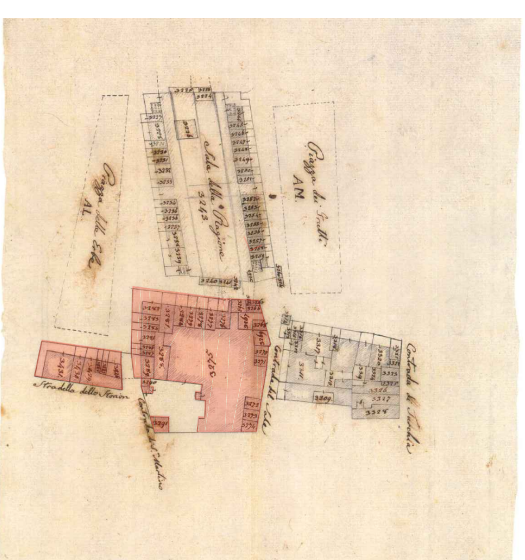


Catasto austriaco 1845
fogli VII E XII



Catasto italiano censo stabile 1873
foglio VII

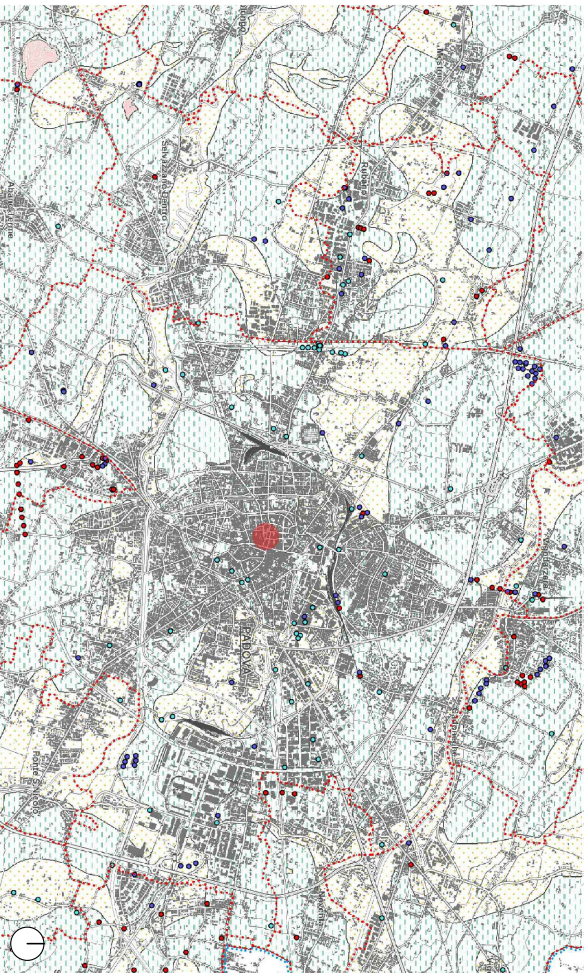
Particelle catastali 1873
 casa civile che si estende sopra il n. 3014 con portico ad uso pubblico: 3013
 casa civile (ai 1108, 2994, 3010, 3216, 1106)
 casa civile che si estende sopra parte delle mura vecchie (1317)
 casa civile con bottega 3018
 porzione di fabbricato nei piani superiori per uso di pare degli uffici municipali (dal 3292 al 3296)



Estratto catastale 1851
 palazzi comunali

Particelle catastali 1815
 casa d'affitto 370
 stanze superiori ad uso degli uffici governativi dal 372 al 406
 magazzini e dispensa del sale 373
 il resto case d'affitto con bottega o con corte
 chiesa soppressa 256
 prefettura 377
 stanze superiori ad uso degli uffici governativi dal 278 al 400
 il resto case d'affitto con bottega o con corte

Particelle catastali 1845
 magazzini terreni 6350
 porzione di fabbricato ai piani superiori per uso dell'r.
 commissario distrettuale e dell'r.
 ufficio delle ipoteche che nel primo e secondo piano si estende sopra la strada del volto di san martino (dai 2381 ai 3288)
 porzione di fabbricato nei piani superiori per uso della congregazione municipale dell'archivio vecchio (3263 a 3275/2)
 porzione di fabbricato nei piani superiori per uso di pare degli uffici municipali
 (dal 3272 al 3275/3)
 le restanti sono case d'affitto

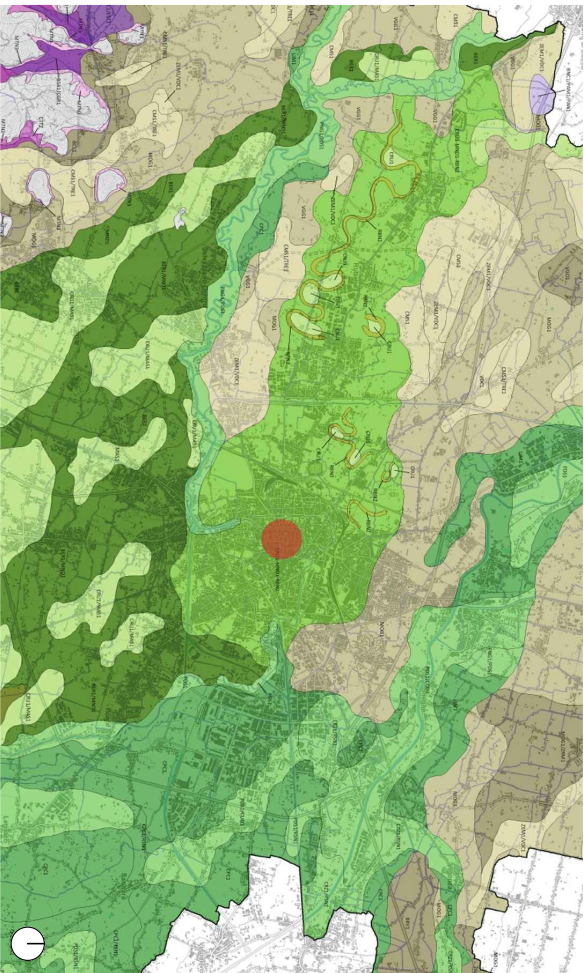


Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale - Carta geolitologica

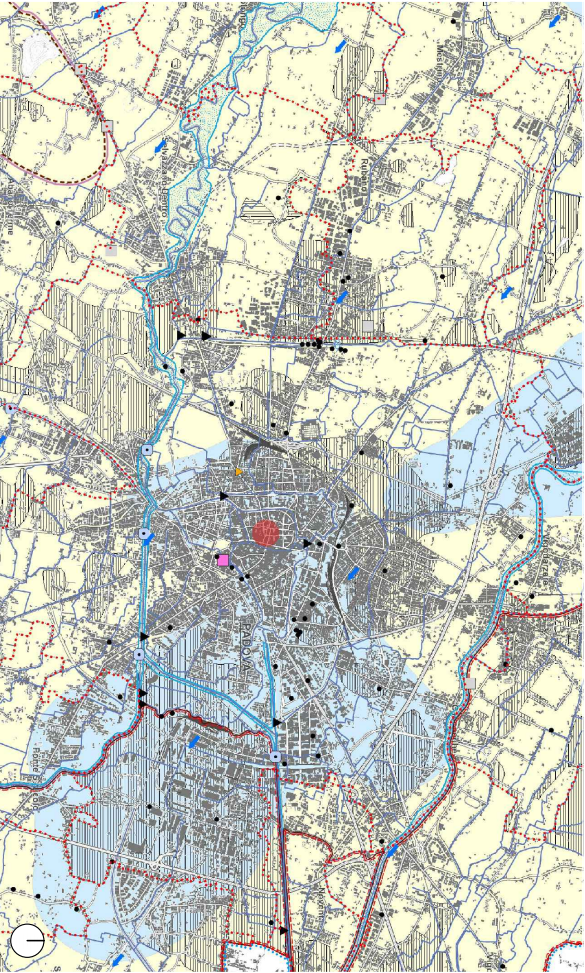
1 : 40 000

LEGENDA

- Localizzazione Complesso Moroni
- Confine comunale
- Aree di pianura:
- L - ALL - 05 - Materiali alluvionali, fluvio-glaciali, morenici o lacustri a tessitura prevalentemente limo - argillosa (aggregato oggetto di studio)



1 : 50 000



Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale - Carta idrogeologica

1 : 40 000

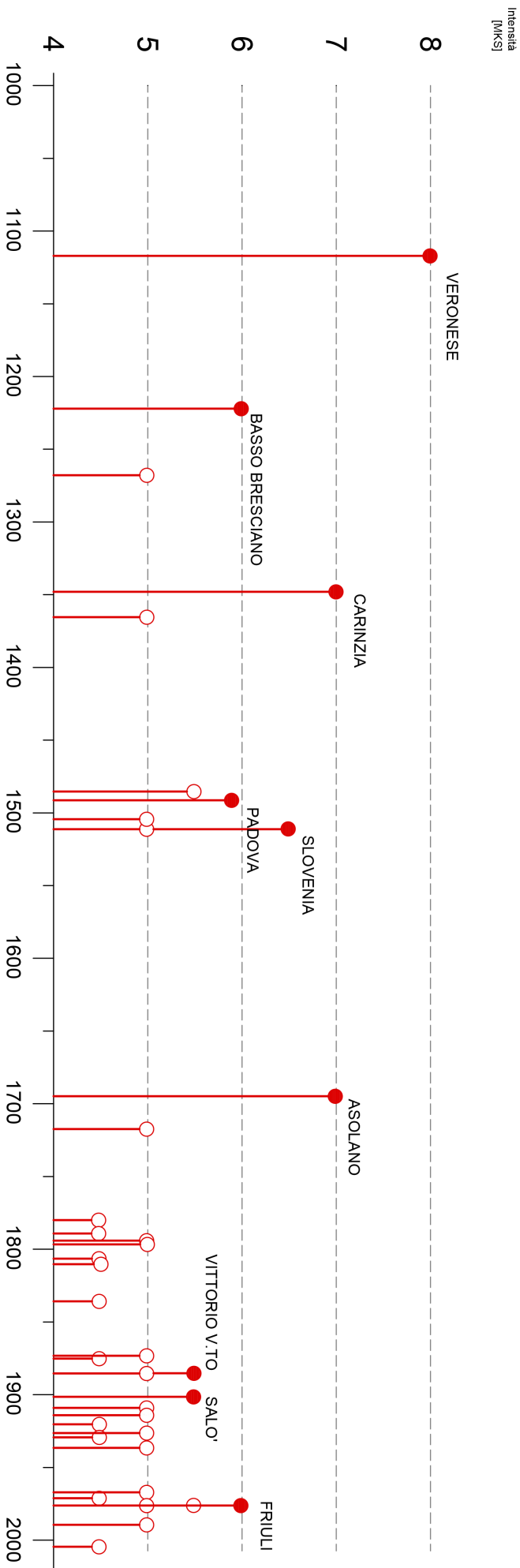
LEGENDA

- Localizzazione Complesso Moroni
- Confine comunale
- Soglia di falda:
- I - SOT - 01b - Area con profondità di falda freatica compresa tra 2 e 5 m dal piano campagna (aggregato oggetto di studio)

Carta dei suoli della provincia di Padova (ARPAV)

LEGENDA

- Localizzazione Complesso Moroni
- Pianura alluvionale del fiume Brenta, a sedimenti fortemente calcarei:
- Bassa pianura recente (olocenica) con suoli a parziale decarbonatazione e con accumulo di carbonati negli orizzonti profondi.
- Piana di divergenza a meandri con evidenti tracce di paleovalle, costituita prevalentemente da limi e sabbie (aggregato oggetto di studio)



Data [aaaa/mm/gg hh:mm:ss]	Area epicentrale	Intensità macrosismica [MKS]	Intensità macrosismica epicentrale [MKS]	Magnitudo Momento	Numero dati puntuali
1117/01/03 15.15	Veronese	8	9-10	6.68 ±0.20	55
1222/12/25 12.30	Basso Bresciano	6	7-8	5.84 ±0.56	18
1348/01/25 15.30	Carinzia	7	9-10	7.02 ±0.18	58
1485/09/01	Padova	5-6	5	4.30 ±0.67	4
1511/03/26 14.40	Slovenia	6-7	9	6.98 ±0.17	66
1695/02/25 05.30	Asolano	7	10	6.48 ±0.18	82
1885/12/29	Vittorio Veneto	5-6	6	5.18 ±0.19	47
1901/10/30 14.49:58	Salò	5-6	8	5.70 ±0.10	190
1976/05/06 20.00:12	Friuli	5-6	9-10	6.46 ±0.09	770

Nel grafico sono riportati i **principali eventi sismici** che si sono verificati nel padovano a partire dall'undicesimo secolo ad oggi, per i quali si specificano successivamente i parametri che li hanno caratterizzati. Si è scelto di rappresentare gli episodi che hanno raggiunto intensità 5-6 della scala MKS, ovvero quelli per i quali gli edifici più vulnerabili possono manifestare danni. Dall'analisi dei dati emerge che, nell'ultimo millennio, il trascorso sismico padovano è stato particolarmente vivace, pur non essendosi manifestati episodi di forte intensità: sono infatti 146 le scosse individuate dal DBMI2011. Il confronto dell'analisi di pericolosità di sito con la sismicità storica risulta fondamentale: l'intensità risentita, infatti, contiene già al suo interno gli effetti di sito. Inoltre, l'acquisizione di dati relativi a danneggiamenti subiti dal manufatto in occasione di eventi pregressi si configura come un metodo indispensabile nell'identificazione di porzioni particolarmente vulnerabili.

La **costruzione di Palazzo Moretti-Scarpari** è comunque avvenuta in **tempi recenti** (1922-1933), di conseguenza il fabbricato non ha risentito degli effetti di eventi sismici a cui invece sono stati sottoposti edifici più antichi e l'unico episodio, fra quelli riportati, che ha effettivamente investito l'edificio è quello del 1976.

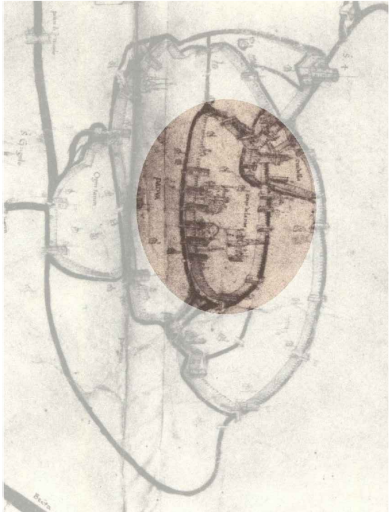
M. Locati, R. Camassi e M. Stucchi (a cura di), 2011, DBMI11
La versione 2011 del Database Macrosismico Italiano
Milano, Bologna,
<http://emidius.mi.lingv.it/DBMI11>, DOI: 10.6092/INGV.IT-DBMI11

Università degli studi di Padova - ICEA
Vulnerabilità sismica ed efficienza energetica di Palazzo Moretti-Scarpari
**INQUADRAMENTO E
CARATTERIZZAZIONE DEL SITO**
Inquadramento sismico

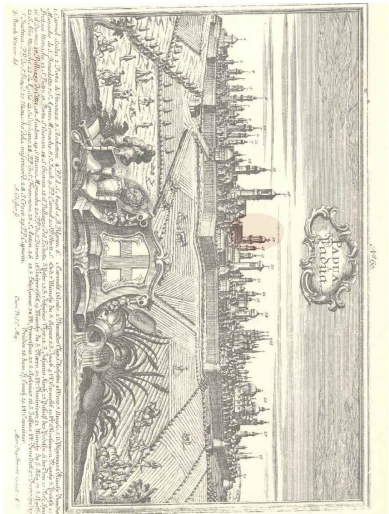
Tab. **1.09**

COMPLESSO MORONI: STORIA DEL SITO

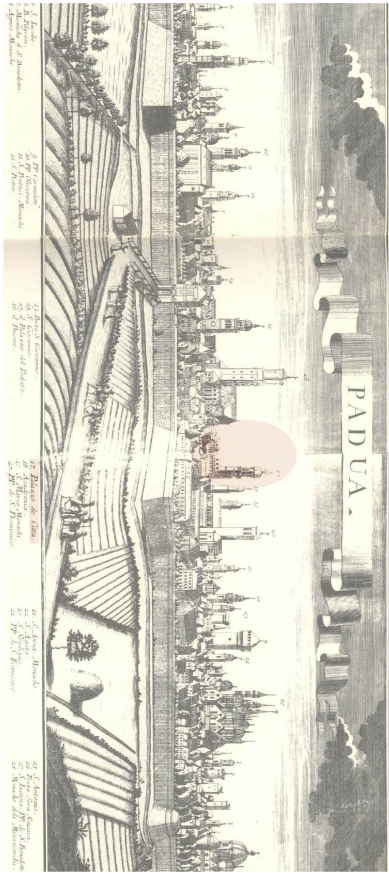
Il comune di Padova sorge su un'area ricca di stratificazioni storiche, testimonianza del fatto che questa zona è sempre stata centrale per lo sviluppo della città. Essa si colloca infatti fra quelli che, in epoca romana, erano il ***Decumanus Maximus***, ***Decumanus Minor*** e la direttrice che congiunge l'Arena al teatro Zairo, che sorgeva su **Prato della Valle**. Al periodo romano appartengono inoltre i ritrovamenti di una struttura termale del IV-VI secolo, sul sedime della quale è poi stata eretta, in epoca longobarda, la **chiesa di S. Martino**, successivamente distrutta e poi ricostruita in età carolingia. Questo stabile ospitò funzioni religiose ma, a partire dal secolo XI, vi si tennero al suo interno anche i primi incontri della vita pubblica padovana.



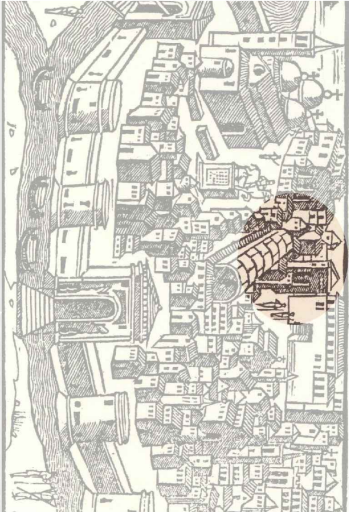
Veduta prospettica di Francesco Squarione, 1465 c.a.
Fonte: Silvano Ghironi, *Padova, Pianta e vedute*, 1985



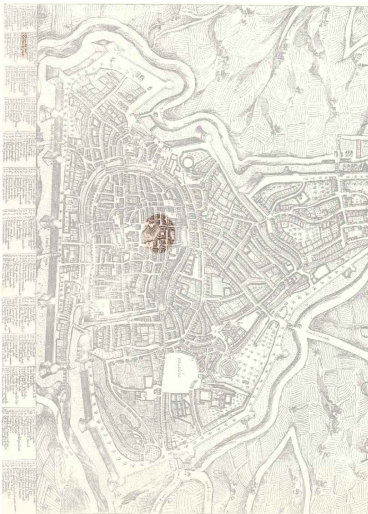
Veduta del Werner edita da Engelbrecht, 1750 c.a.
Fonte: Silvano Ghironi, *Padova, Pianta e vedute*, 1985



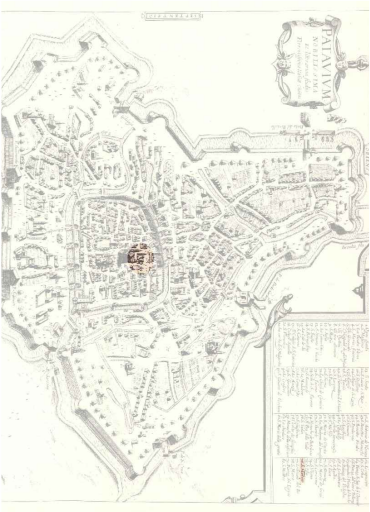
Veduta prospettica del Werner, 1735 c.a.
Fonte: Silvano Ghironi, *Padova, Pianta e vedute*, 1985



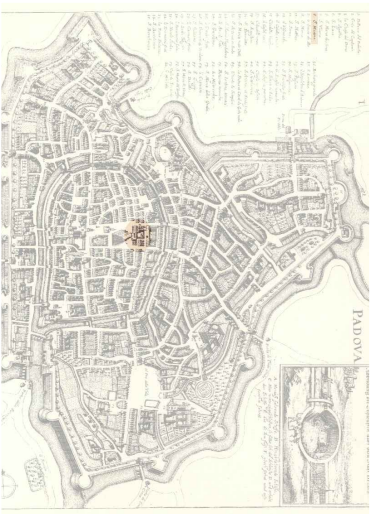
Veduta del foresto, 1553
Fonte: Silvano Ghironi, *Padova, Pianta e vedute*, 1985



Padua di Giuseppe Viola Zanini, 1599
Fonte: Silvano Ghironi, *Padova, Pianta e vedute*, 1985



Padavium nobilissima et litterarum studijs florentissima. Autore Anonimo, 1617
Fonte: Silvano Ghironi, *Padova, Pianta e vedute*, 1985



Padova di Matthaus Merian SR., Autore Anonimo, 1640
Fonte: Silvano Ghironi, *Padova, Pianta e vedute*, 1985



Pianta di Giovanni Valle, 1784

Fonte: Gaetano Croce, Roberto Castelli, *Padova. I rilievi del centro storico*, 1988

Nelle mappe si può notare come, dalla seconda metà del XIII secolo alla seconda metà del XVIII, vi sia stato un notevole cambiamento nel metodo di rappresentazione della città. Nella pianta di Giovanni Valle del 1784 sono ben distinguibili gli elementi che per molti secoli hanno caratterizzato il sito in cui sorge la sede comunale, quali la **chiesa di San Martino**, la **Torre degli Anziani** e la **corte di Palazzo Moroni**.

COMPLESSO MORONI: CRONOLOGIA DEGLI EVENTI*

PRIMA FASE: 600 - 1200 d.C.

- **c.a. 600 d.C.:** edificazione della chiesa di San Martino.
- **1100-1200:** edificazione della Torre e del Palazzo degli Anziani; edificazione della Torre Rossa.

SECONDA FASE: 1200 - 1500 d.C.

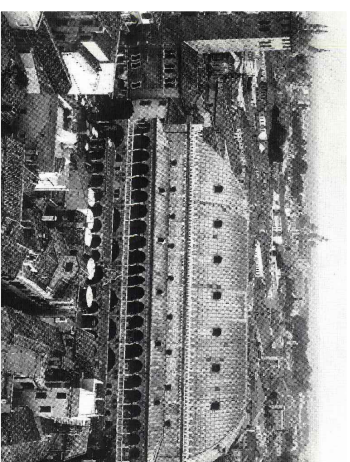
- 1215: vendita della Torre del Comune o Torre degli Anziani, da parte del conte Tiso al Comune.
- **1218-1219:** edificazione del **Palazzo della Ragione**.
- **1281:** costruzione del **Palazzo del Podestà**.
- **1285:** rifacimento ed ampliamento del Palazzo degli Anziani.
- **1285:** costruzione del **Palazzo del Consiglio**.
- **1302:** costruzione del **Fondaco delle Biade**.
- 1420: incendio che interessa il Salone e si estende anche al Palazzo del Podestà, a cui sono seguiti rimaneggiamenti al suddetto palazzo.

TERZA FASE: 1500 - 1900 d.C.

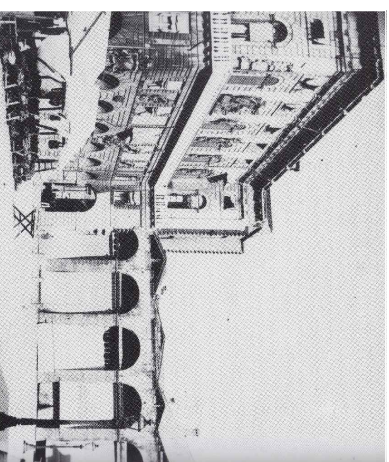
- 1533: incendio della Cancelleria.
- 1538: incendio alle carceri pretorie.
- **1539:** inizio della costruzione di **Palazzo Moroni**.
- 1549: ripresa dei lavori dopo una lunga sosta.
- XVI secolo: il Palazzo degli Anziani e quello del Consiglio furono portati a tre piani.
- 1620: sopraelevazione della Torre del Comune con l'aggiunta di una lanterna.
- **1772:** costruzione del piccolo edificio, su disegno di Domenico Cerato, per custodire le casse del Comune e del Monte di Pietà.
- 1819: demolizione della chiesa di San Martino.
- 1889: piano per la sistemazione dell'area compresa tra via VIII Febbraio, S. Canziano, via San Martino e Piazza delle Erbe, in cui era prevista la realizzazione di una nuova ala del Municipio.

QUARTA FASE: 1900 - STATO ATTUALE

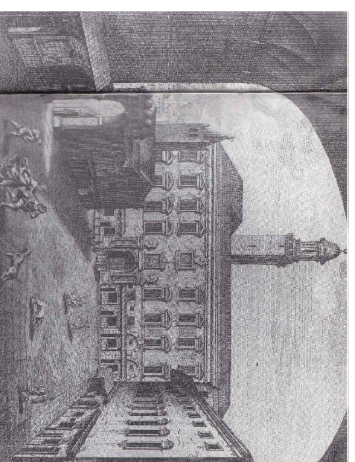
- **1901:** demolizione del Fondaco delle Biade.
- **1904:** edificazione di **ala Moschini**.
- **1922:** inizio dei lavori per la costruzione di **Palazzo Moretti-Scarpari**.
- 1927: ripresa dei lavori per Palazzo Moretti-Scarpari, precedentemente interrotti e completati nel 1930.
- **1933:** costruzione dell'ala progettata dall'ingegnere Scarpari, di collegamento fra **Palazzo degli Anziani** e **Palazzo Moretti-Scarpari**.
- 1939-40: restauro di Palazzo degli Anziani.
- 1939: demolizione della lanterna della Torre del Comune e consolidamento di alcune parti della torre.
- 1961: demolizione dell'Albergo Storione e successiva edificazione del **Palazzo della Banca Antoniana**.
- 1963: costruzione dello **scalone** tra Palazzo Moroni e Palazzo degli Anziani.



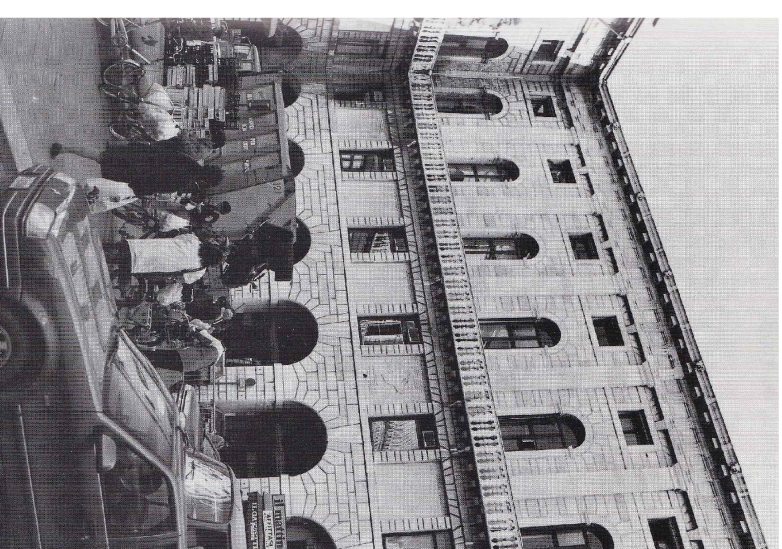
Torre degli Anziani, Palazzo del Consiglio, Palazzo della Ragione.
Fonte: Lionello Puppi e Fulvio Zuliani, *Padova, Case e Palazzi*, 1977



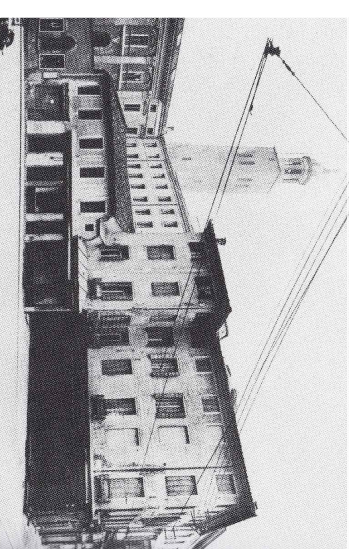
Fondaco delle Biade.
Fonte: Camillo Semenzato, *Vecchia Padova. La memoria di una città*, 1986



Università e chiesa di S. Martino, incisione di Francesco Ballucio degli anni ottanta del Settecento.
Fonte: Mario Acampora, Adriano Cornoldi, Adriano Vercil, *Soluzioni di arredo urbano a Padova*, 1985

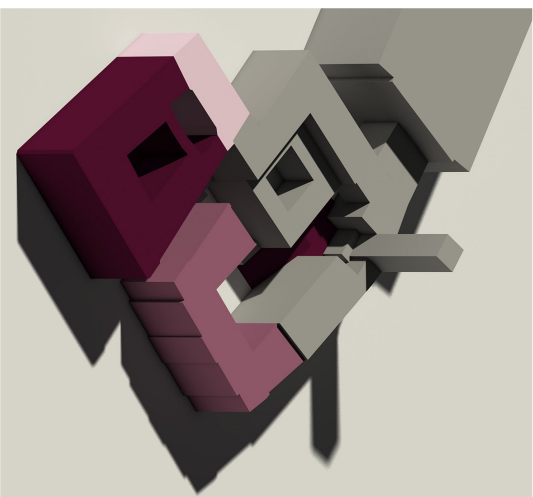
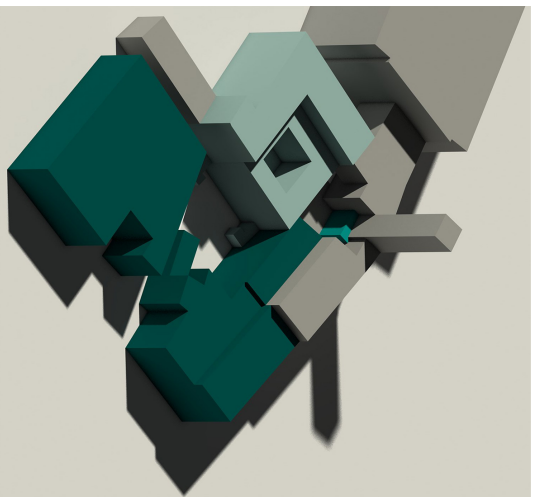
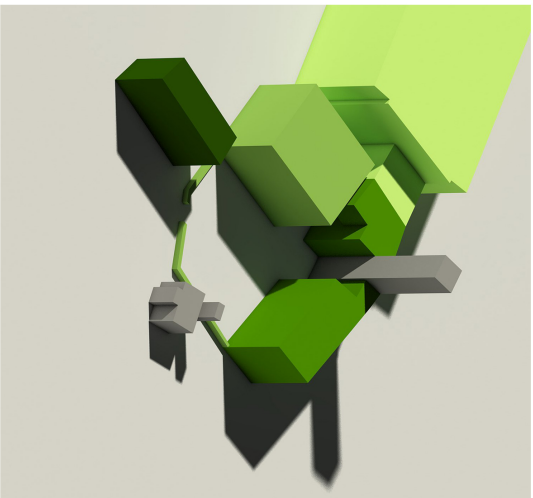
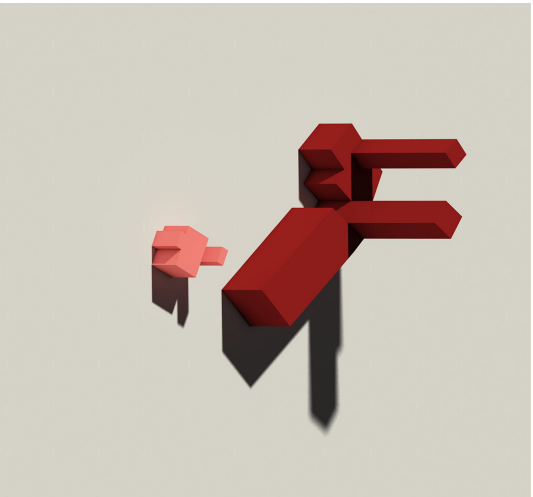


Ala Moschini.
Fonte: Paolo Giurati, *Padova tra passato e presente. Ritratti fotografici*, 1992



Veduta di appartamenti e negozi in Via del Municipio, Torre degli Anziani sul retro.
Fonte: Camillo Semenzato, *Vecchia Padova. La memoria di una città*, 1986

* I colori nella cronologia degli eventi rispecchiano quelli assegnati agli edifici nelle figure nella tavola successiva (2.03).



PRIMA FASE: 600-1200 d.C.

- c.a. 600 d.c.: edificazione della chiesa di San Martino.
- 1100-1200 d.c.: edificazione della Torre del Comune, di Palazzo degli Anziani e della Torre Rubea.

SECONDA FASE: 1200-1500 d.C.

- 1218/1219-1302 d.c.: edificazione di Palazzo della Ragione e del Voitto della Corda.
- 1281 d.c.: edificazione di Palazzo del Podestà.
- 1285 d.c.: edificazione di Palazzo del Consiglio.
- 1302 d.c.: edificazione del Fondaco delle Biade.

TERZA FASE: 1500-1900 d.C.

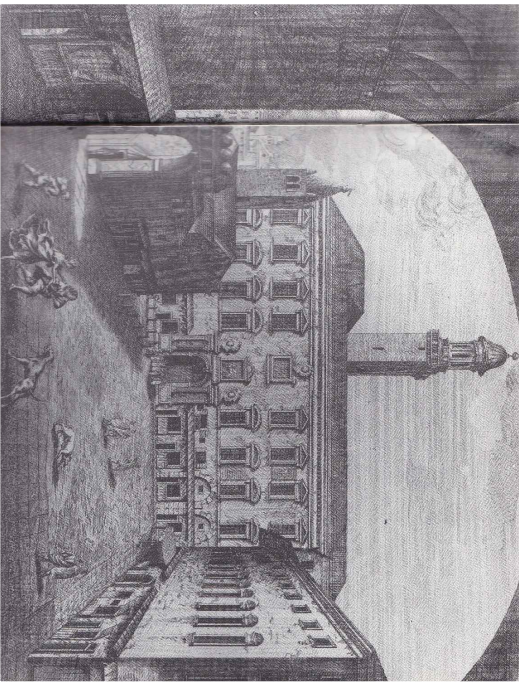
- 1539 d.c.: edificazione di Palazzo Moroni.
- 1772 d.c.: edificazione del palazzetto delle casse del Comune.
- 1800 d.C.: demolizione della chiesa di San Martino (1819) ed edificazione di stabili adibiti ad abitazione e ad uso commerciale.

QUARTA FASE: 1900-stato attuale

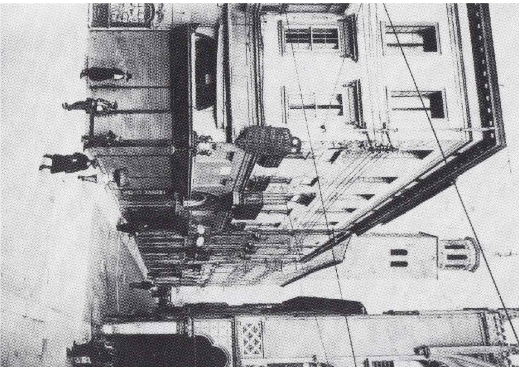
- 1901-1904 d.c.: demolizione del Fondaco delle Biade e successiva edificazione dell'ala Moschini.
- 1922-1933 d.C.: demolizione degli stabili privati ed edificazione di Palazzo Moretti-Scarpari.
- 1961-1963 d.C.: demolizione della sede dell'hotel Storione ed edificazione del Palazzo della Banca Antoniana. Costruzione dello scalone di accesso a palazzo degli Anziani e palazzo Moroni (1963).

PALAZZO MORETTI - SCARPARI: STORIA GENERALE DEL SITO

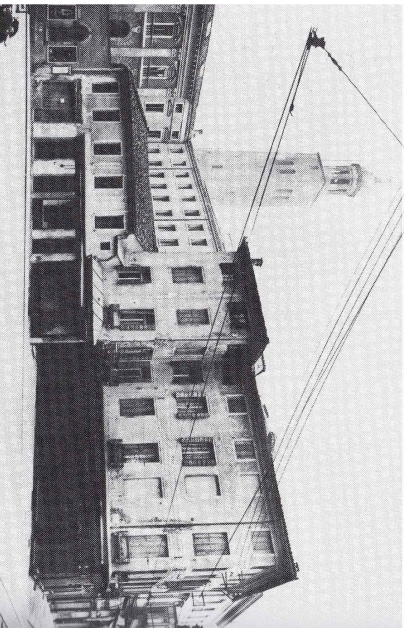
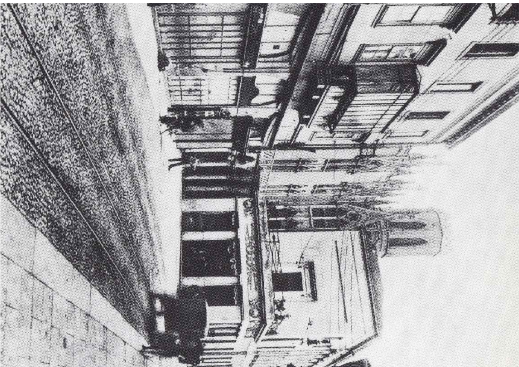
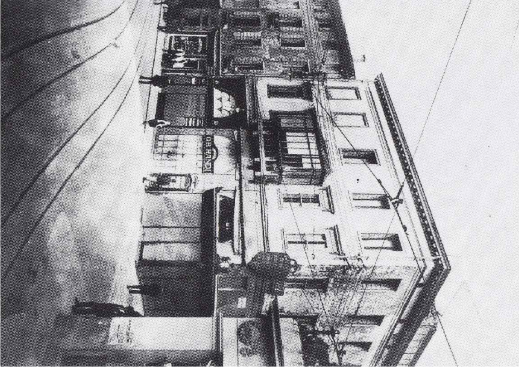
PRIMA FASE: X sec a.C. -600 d.C.	SECONDA FASE: 600-1900 d.C.	TERZA FASE: 1900-stato attuale
• X secolo a.C.: costruzione di un villaggio palafitticolo. • IV-VI sec. d.C.: costruzione di una Domus Romana. • c.a. 600 d.C.: edificazione della chiesa di San Martino.	• Età carolingia: ricostruzione della chiesa di San Martino dopo la sua distruzione. • 1819 d.C.: demolizione della chiesa di San Martino e costruzione di abitazioni ed esercizi commerciali.	• Inizi 1900: progetti di sistemazione di via del Municipio. • 1918: concorso per il nuovo palazzo municipale. • 1922-1933: costruzione di Palazzo Moretti-Scarpari.



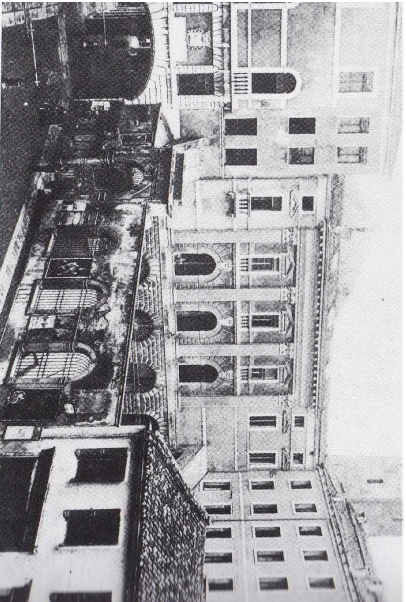
Università e chiesa di S. Martino. Incisione di Francesco Bellucco degli anni ottanta del Settecento.
Fonte: Mario Acampora, Adriano Cornoldi, Adriano Verdi, *Soluzioni di arredo urbano a Padova*, 1985



In sequenza: Via Oberdan, via VIII Febbraio (inquadrata dal Pedrocchi), via VIII Febbraio (inquadrata verso il Pedrocchi), prima del 1922.
Fonte: Camillo Semenzato, *Vecchia Padova. La memoria di una città*, 1986



Via del Municipio, Torre degli Anziani sul retro, prima del 1922.
Fonte: Camillo Semenzato, *Vecchia Padova. La memoria di una città*, 1986



Via del Municipio (inquadratura su palazzo Moroni), prima del 1922.
Fonte: Camillo Semenzato, *Vecchia Padova. La memoria di una città*, 1986



Via del Municipio, ex hotel Stortone, oggi Palazzo della Banca Antoniana, prima del 1922.
Fonte: Camillo Semenzato, *Vecchia Padova. La memoria di una città*, 1986

PALAZZO MORETTI - SCARPARI: I PROGETTI DI INIZIO '900

Agli inizi del 1900 vennero quindi presentati i primi **progetti** per la realizzazione di uno **stabile su via del Municipio**, che si raccordasse con Palazzo Moroni, da un lato e con gli edifici privati esistenti, dall'altro.

Uno dei progetti (immagine 1), il cui autore non è noto, prevedeva la costruzione di un edificio di due piani (con il primo piano di altezza molto ridotta rispetto al piano inferiore) e una grande terrazza sulla copertura.

In un altro progetto, datato 1906, (immagini 2-5) si può notare che lo stabile assumeva un ruolo più importante, andando ad occupare una zona molto più ampia del sito rispetto al precedente. Questo fabbricato doveva infatti sorgere in seguito alla demolizione di una delle abitazioni private presenti (casa Moschini) e doveva essere un edificio a tre piani.

Nessuno di questi interventi venne però realizzato.

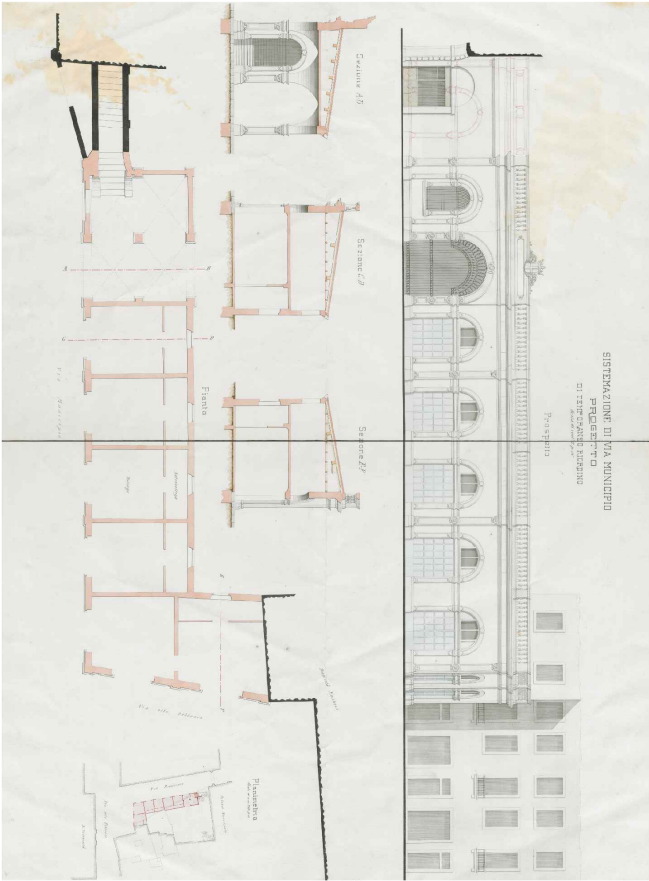


Immagine 1.

Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

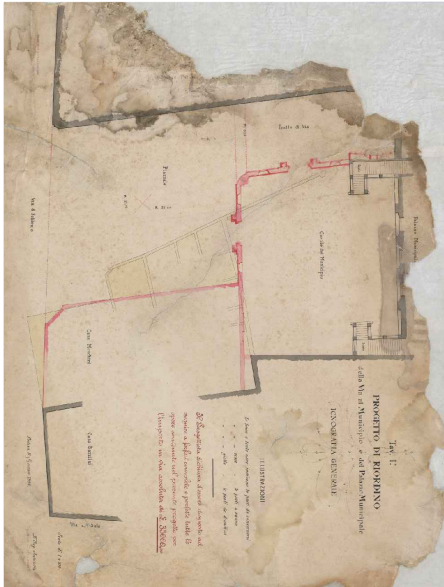


Immagine 2

Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

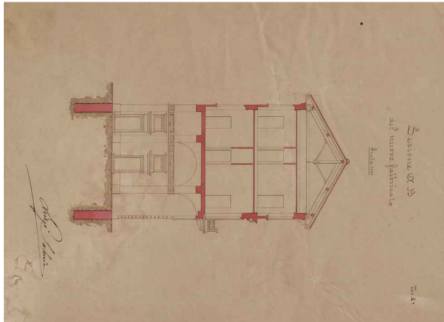


Immagine 3

Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.



Immagine 4.

Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

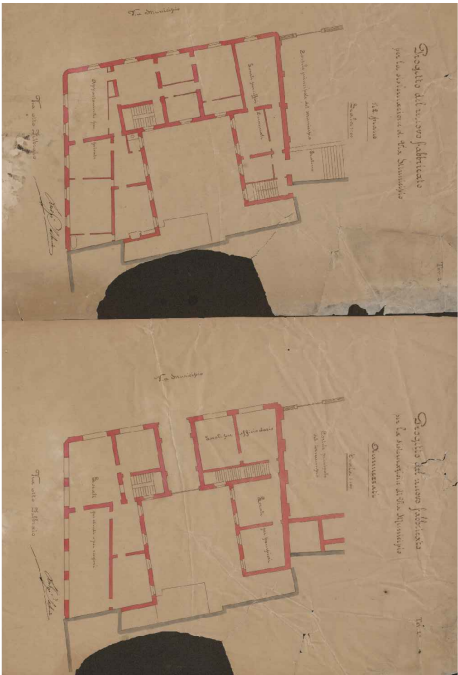


Immagine 5.

Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

PALAZZO MORETTI - SCARPARI: IL CONCORSO DEL 1918

1918: "Concorso per il progetto del nuovo corpo di fabbrica del Palazzo municipale e per la sistemazione delle vie G. Oberdan - 8 Febbraio e Municipio" (immagine a destra). Lo scopo, dichiarato dall'allora sindaco Leopoldo Ferri, era anche quello di demolire gli stabili privati sorti di fronte al Bo', che non venivano ritenuti decorosi vista la loro posizione nel centro storico della città.

Requisiti del progetto:

- finalità patriottica del nuovo stabile;
- stile moderno e armonizzazione con gli edifici comunali esistenti;
- ampio cortile interno;
- scala di rappresentanza per il raggiungimento dell'ufficio del Sindaco;
- studio sul prospetto di Palazzo degli Anziani per ripristinare l'aspetto medievale.

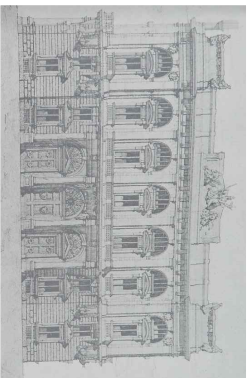
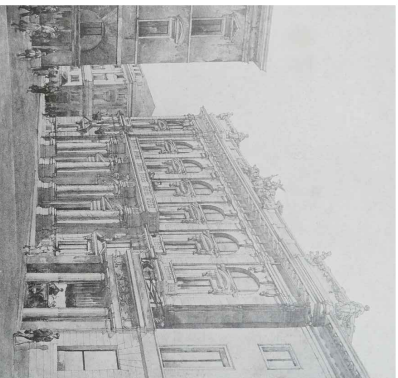
Esito del concorso:

1. **Progetto *Fidentes*, dell'architetto Romeo Moretti e dell'ingegner Giambattista Scarpari**
2. **Progetto *Giocondo* dell'ingegnere Vincenzo Fasolo.**
3. **Progetto *Patavino* dell'ingegnere Max Ongaro**

PROGETTO PATAVINO

Nel **progetto Patavino** (immagini sotto) gli ingressi principali erano collocati su via VIII Febbraio e su via del Municipio, da cui si accedeva allo scalone d'onore; la facciata principale rimaneva comunque quella di via VIII Febbraio.

Il progetto venne criticato per la forte differenza stilistica fra la suddetta facciata e quella di via del Municipio. Nella facciata su via Oberdan l'autore cercava invece di ottenere una transizione fra lo stile medievale di Palazzo degli Anziani e la facciata principale su via VIII Febbraio, senza però raggiungere, secondo la commissione esaminatrice, il risultato sperato.



Progetto *Palatino*, da sinistra verso destra: pianta piano terra, prospetto est su via VII Febbraio, prospettiva su via VIII Febbraio. Fonte: *Il concorso per il nuovo progetto del palazzo comunale di Padova. Estratto dal fascicolo V di "Architettura e Arti Decorative"*, anno I, Casa editrice d'arte Testetti & Tummiselli, Milano - Roma, 1922.

[illegible]

Bando di concorso del 1918, conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova

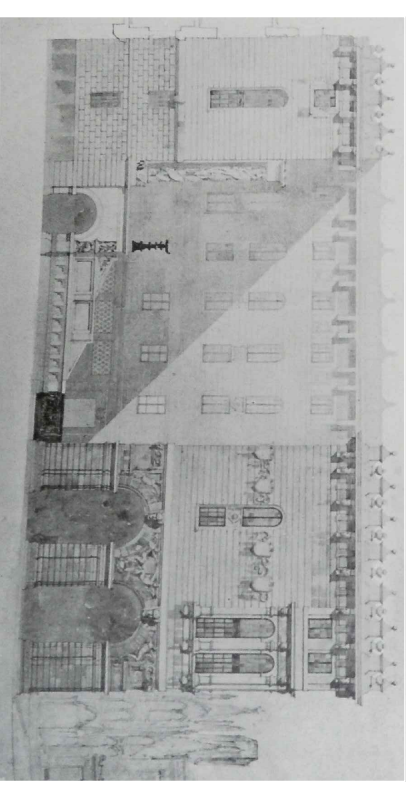
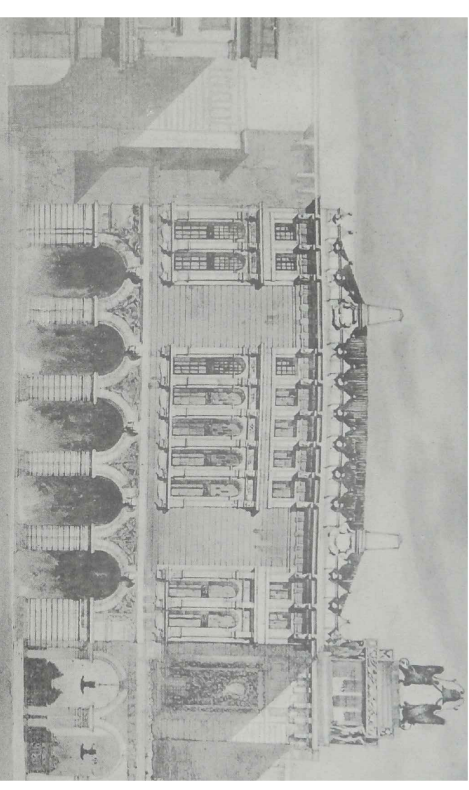
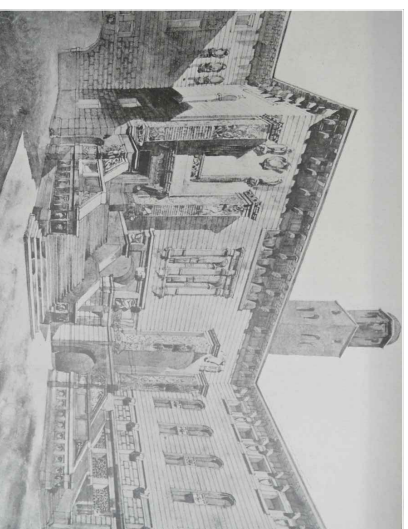
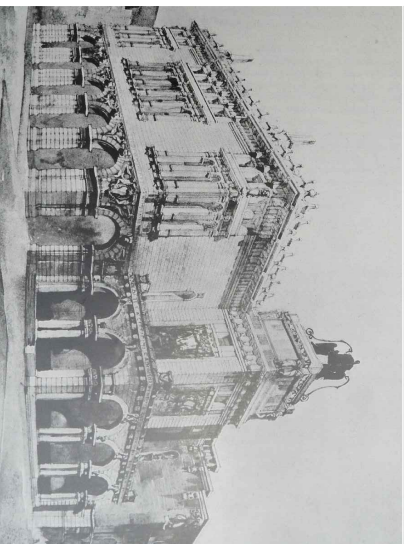
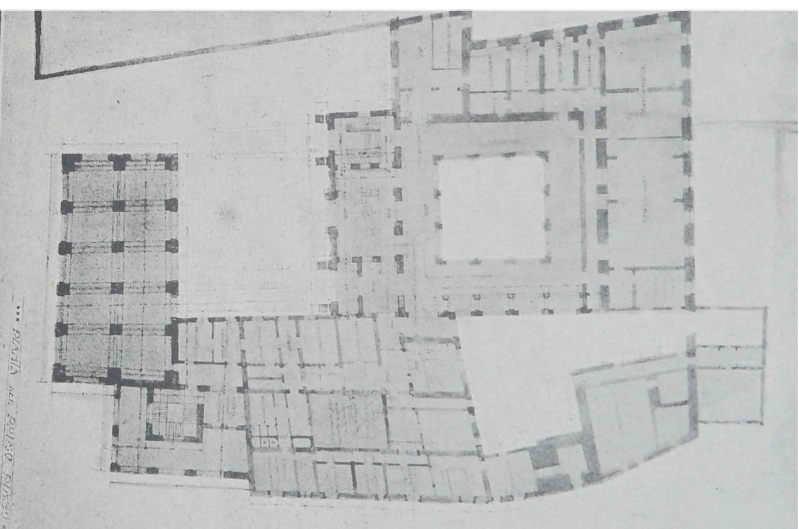
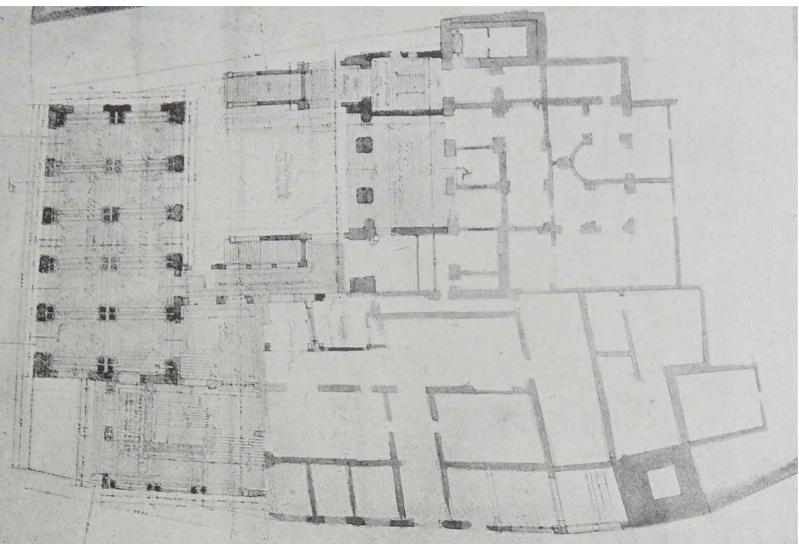
Università degli studi di Padova - ICEA
Vulnerabilità sismica ed efficienza energetica di Palazzo Moretti-Scarpai
ANALISI STORICO CRITICA
Evoluzione storica di Palazzo
Moretti-Scarpai

TAV: _____
2.06

PALAZZO MORETTI - SCARPARI: IL CONCORSO DEL 1918

PROGETTO GIOCONDO

L'impostazione planimetrica del **progetto Giocondo** era molto diversa da quella degli altri due elaborati premiati. Il nuovo stabile si sviluppava infatti per la maggior parte su via VIII Febbraio, mentre, su via del Municipio, trovava spazio un monumentale scalone che permetteva di raggiungere Palazzo Moroni e che veniva poi raddoppiato nel cortile interno. I prospetti erano trattati in modo particolare, con una disposizione asimmetrica degli elementi, quali la torre sopra al loggiato che veniva posta nell'angolo fra via VIII Febbraio e via Oberdan. L'intervento venne ritenuto, dalla commissione, mirabile dal punto di vista artistico, ma carente per quanto riguarda la funzionalità e l'armonizzazione con gli stabili adiacenti.

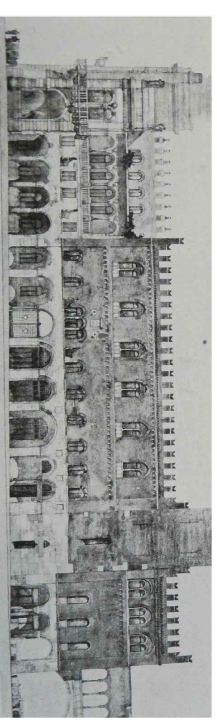
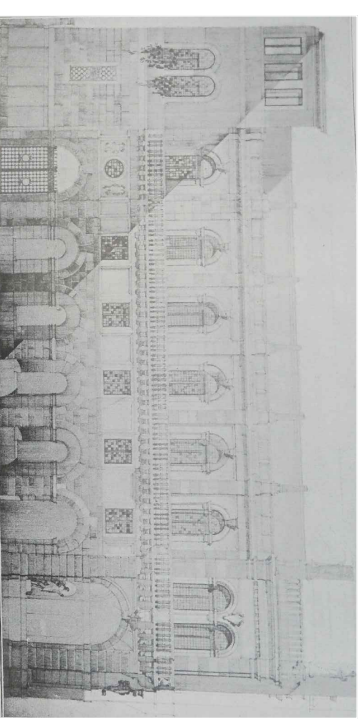
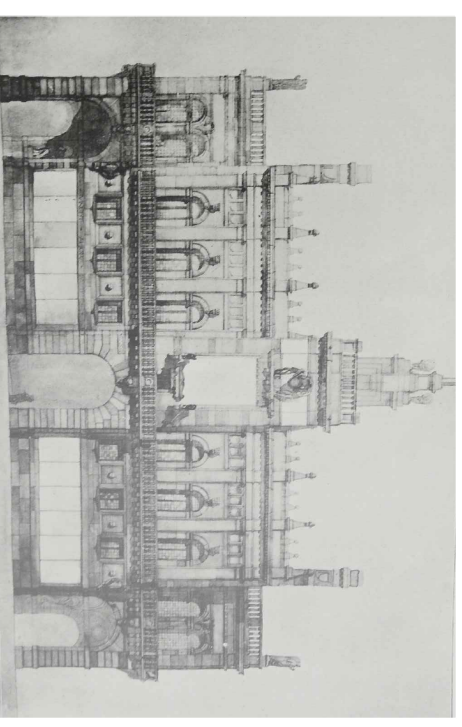
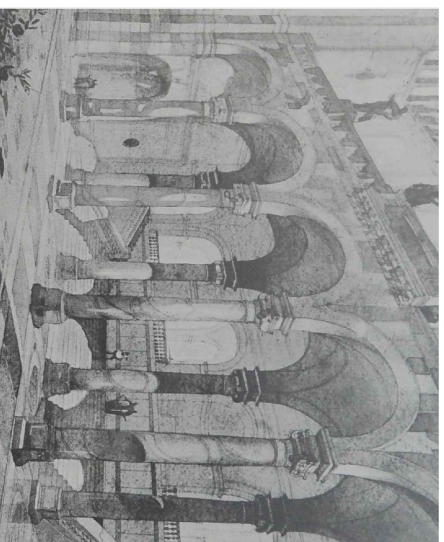
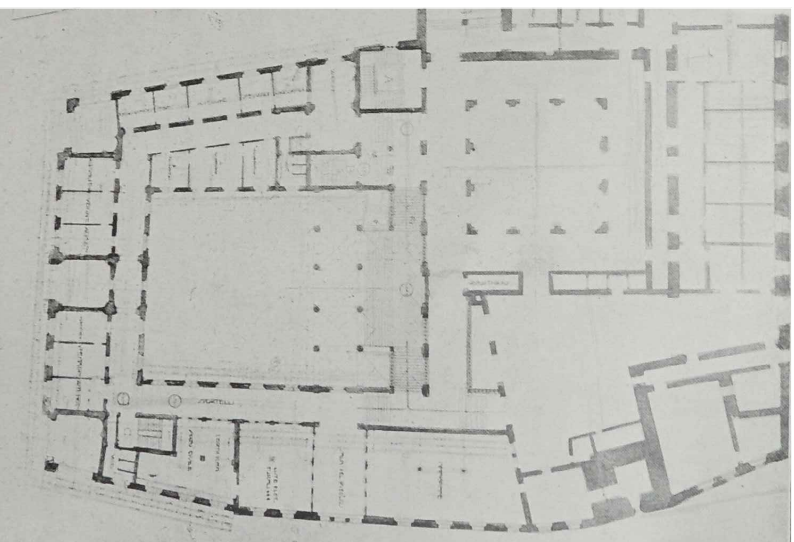
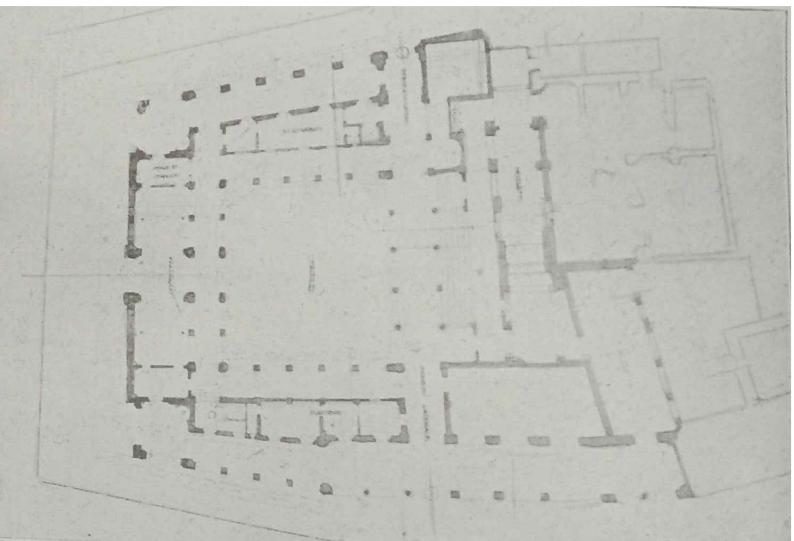


Progetto Giocondo, da sinistra verso destra: pianta piano terra, pianta piano primo, prospetto est su via VIII Febbraio, prospetto sud su via del Municipio. Sotto, da sinistra verso destra: prospettiva su via VIII Febbraio, prospettiva su via del Municipio.
Fonte: *Il concorso per il nuovo braccio del palazzo comunale di Padova*, Estratto dal fascicolo V di "Architetture e Arti Decorative", anno I, Casa editrice d'arte Bazzetti & Tumminelli, Milano - Roma, 1922.

PALAZZO MORETTI - SCARPARI: IL CONCORSO DEL 1918

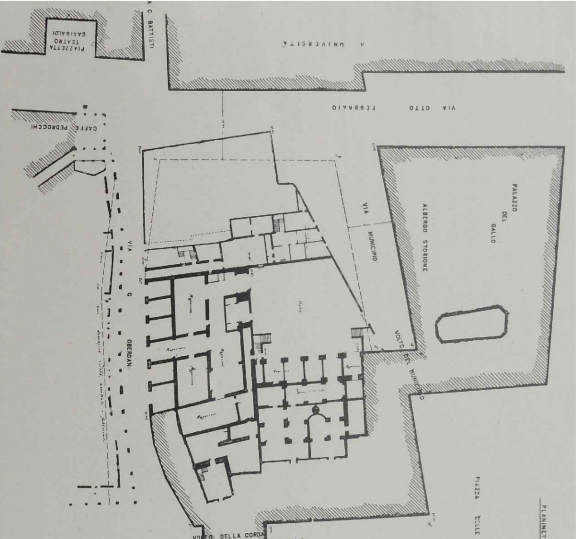
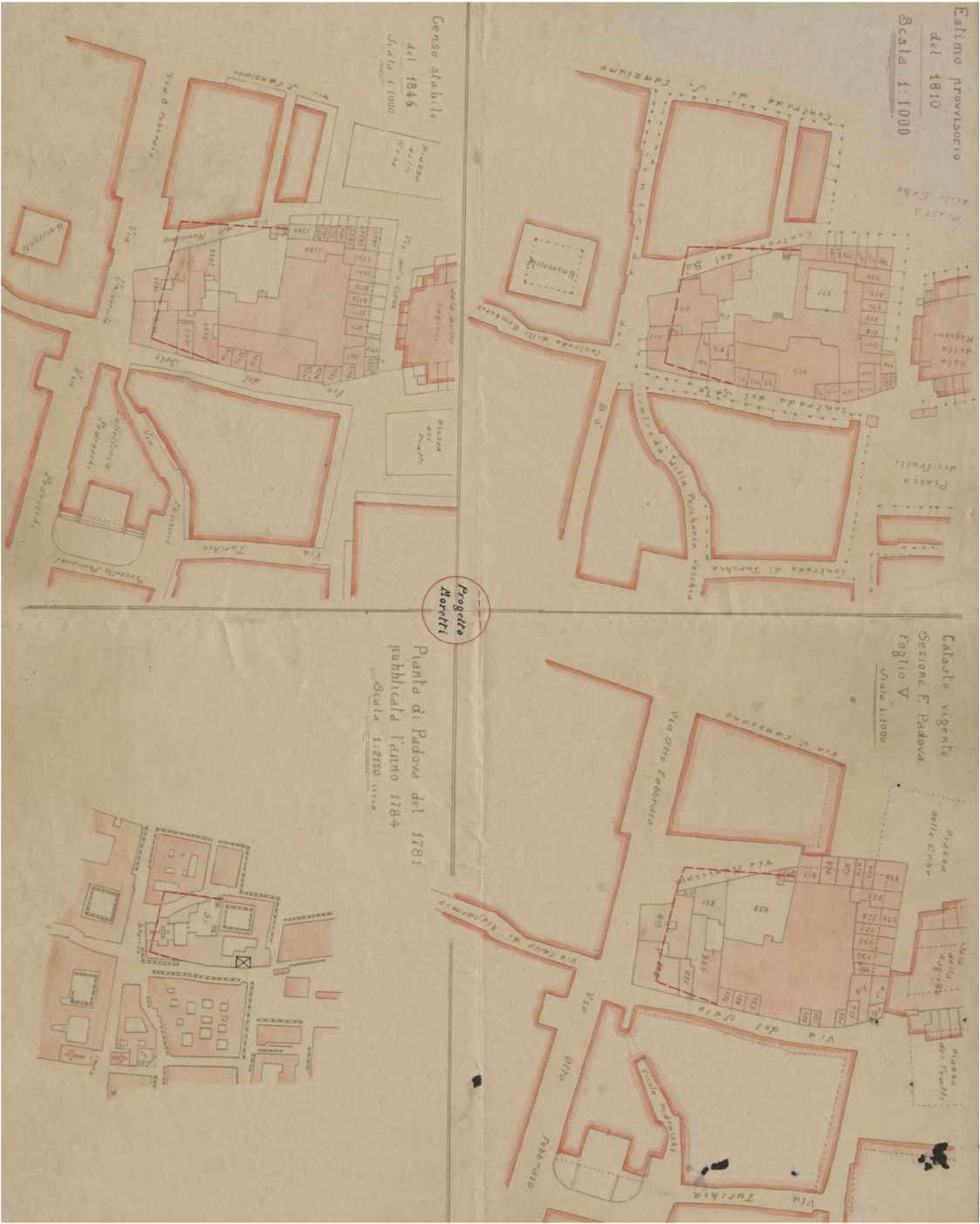
PROGETTO *FIDENTES*

Il **progetto vincitore** del concorso fu quindi ***Fidentes*** in cui il nuovo stabile, nell'idea originale degli autori, doveva raccordarsi, su via del Municipio, con Palazzo Moroni e, su via Oberdan, con Palazzo degli Anziani. In particolare il prospetto su via Oberdan, secondo la commissione, riusciva ad ottenere la giusta armonizzazione con Palazzo degli Anziani e con il fronte principale, su via VIII Febbraio e, nello stesso tempo, i nuovi volumi si collegavano efficacemente con quelli cinquecenteschi di Palazzo Moroni. Inoltre, un importante elemento caratterizzante il nuovo edificio era il ballatoio balustrato posto sui bracci dello stabile su via VIII Febbraio e su via Municipio, che richiamava quello di Palazzo Moroni.



Progetto *Fidentes*, da sinistra verso destra: pianta piano terra, pianta piano primo, prospetto su via VIII Febbraio, prospetto su via del Municipio, prospetto su via Oberdan. Sotto, da sinistra verso destra: prospettiva su via VIII Febbraio, prospettiva sul cortile interno.

Fonte: Il concorso per il nuovo braccio del palazzo comunale di Padova.



Planimetria allegata al bando di concorso con tratteggiato il perimetro da non superare nel progetto del nuovo stabile.
Fonte: il concorso per il nuovo braccio del palazzo comunale di Padova. Estratto dal fascicolo V di 'Architettura e Arti Decorative', anno I, Casa editrice darte Beaselli & Tumminelli, Milano - Roma, 1922.

PLANIMETRIA CATASTALE: in alto: inserimento nell'estimo provvisorio del 1810 in cui si nota la presenza della chiesa di San Martino; inserimento nel catasto vigente all'epoca della costruzione dello stabile (1922), si nota la presenza dell'hotel Storione sul "Canton del Gallo" (attuale incrocio fra via VIII Febbraio e via del Municipio).

Sotto: inserimento nel censo stabile del 1846 in cui gli edifici privati hanno preso il posto della chiesa di San Martino; inserimento in una pianta di Padova del 1781.
Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

Si nota il rispetto del limite non superabile indicato nel bando di concorso del 1918.

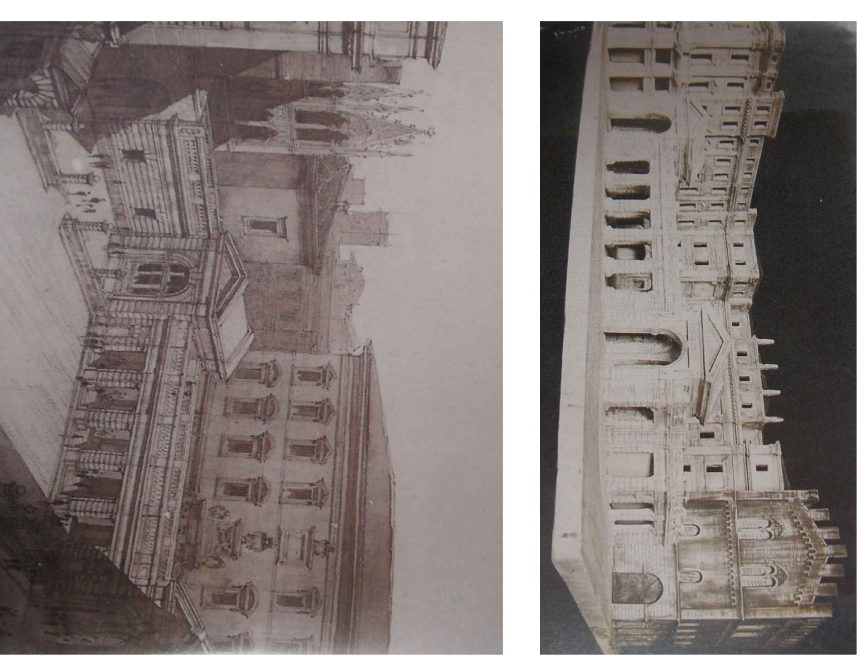
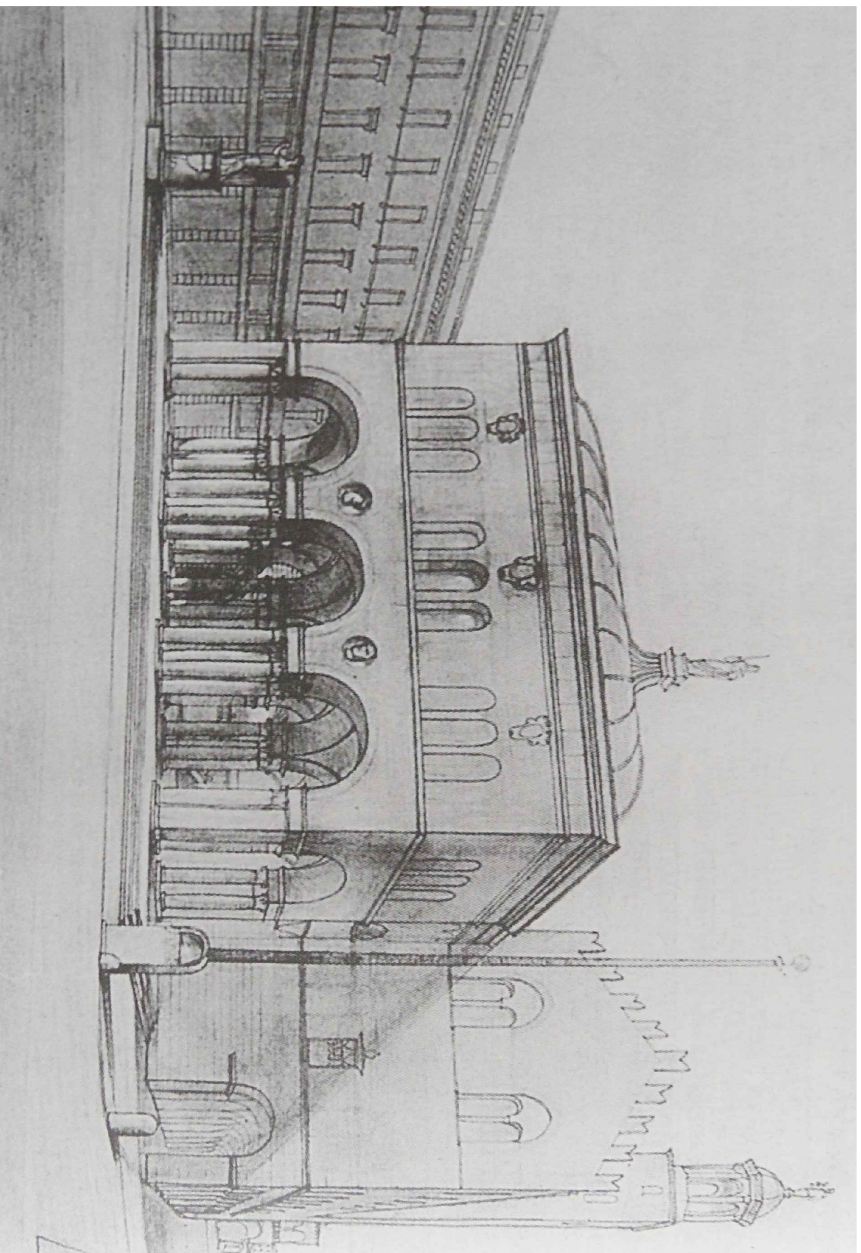
PALAZZO MORETTI - SCARPARI: COSTRUZIONE DELLO STABILE

La realizzazione del nuovo stabile iniziò il 4 novembre **1922** con la posa della **prima pietra** e la demolizione dei fabbricati adibiti ad abitazioni ed esercizi commerciali, ma si interruppe per diversi anni a causa del cambio di amministrazione comunale e degli oppositori alla realizzazione della nuova ala comunale, che avrebbero preferito la creazione di una piazza nella zona antistante al Bo. La demolizione dei vecchi edifici privati aveva inoltre messo in luce la presenza di due **bifore murate nella testata di Palazzo degli Anziani** e un gruppo di intellettuali aveva espresso la volontà che venisse restaurata anche la facciata appena scoperta oltre a tutto il Palazzo degli Anziani.

Così, nel 1926, lo stesso architetto **Romeo Moretti** presentò un **progetto alternativo** che permetteva di salvaguardare Palazzo degli Anziani, rendendo possibile la visibilità della nuova facciata.

Contemporaneamente venne incaricato l'architetto **Guido Cirilli** di elaborare un **nuovo progetto**, anch'esso presentato nel 1926. Si trattava di uno stabile ad un piano nella cui parte centrale si collocava un grande porticato che permetteva l'accesso all'ampio cortile interno.

Nemmeno questi progetti trovarono approvazione.



A sinistra, Secondo progetto per il nuovo palazzo municipale di Romeo Moretti.

A destra, Progetto per il nuovo palazzo municipale, Guido Cirilli.

Fonte: Roberta Lamon, *Palazzo Moretti Scarpari "Altare della Patria" padovano e Palazzo degli Anziani*, Comune di Padova, 2009.

Università degli studi di Padova - ICEA

Vulnerabilità sismica ed efficienza energetica di Palazzo Moretti-Scarpari

ANALISI STORICO CRITICA

Evoluzione storica di Palazzo

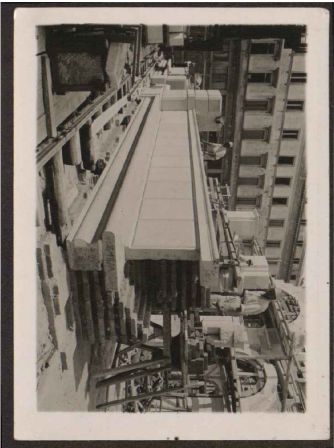
Moretti-Scarpari

PALAZZO MORETTI - SCARPARI: COSTRUZIONE DELLO STABILE

Per risolvere la questione nel 1927 l'allora podestà Francesco Giusti del Giardino decise di affidare la scelta direttamente a Mussolini che ritenne opportuno realizzare l'opera come da progetto dell'architetto Moretti e dell'ingegner Scarpari.

Ripresero quindi i lavori, che però procedettero con lentezza a causa dei ritardi nella consegna degli elaborati esecutivi da parte di Romeo Moretti, al quale era stata affidata la direzione dei lavori delle ali dello stabile su via Municipio e su via VIII Febbraio. All'ingegner Scarpari venne invece affidata la direzione dei lavori dell'ala su via Oberdan e della ristrutturazione di Palazzo degli Anziani.

Dal 1927 al **1930** vennero comunque **terminate le ali del fabbricato su via del Municipio e su via VIII Febbraio**. La zona di raccordo con Palazzo degli Anziani non venne invece realizzata a causa di problemi statici del palazzo esistente e della richiesta di un maggiore studio per ottenere un'adeguata armonizzazione del nuovo stabile con quello antico.



Costruzione della facciata principale su via VIII Febbraio.
Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.



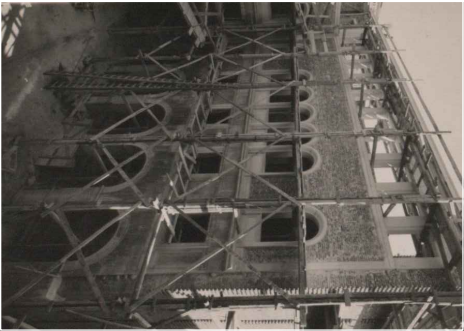
Costruzione dell'ala su via VIII Febbraio.
Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.



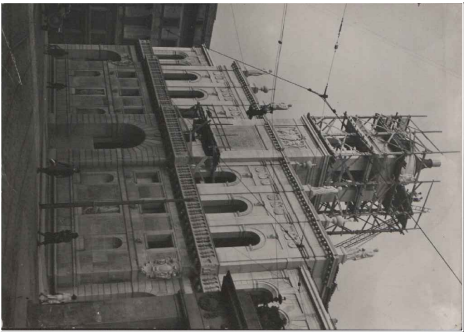
Costruzione dell'ala su via del Municipio.
Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.



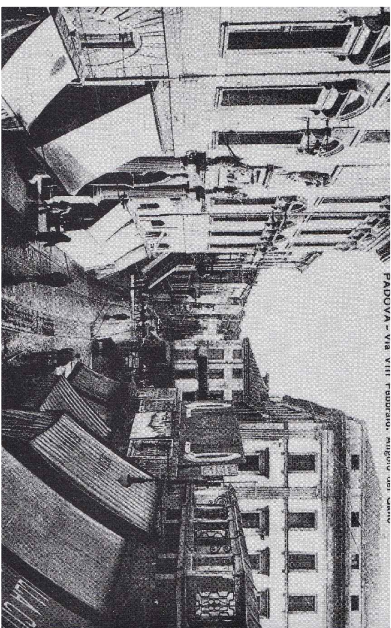
Costruzione dell'ala su via del Municipio.
Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.



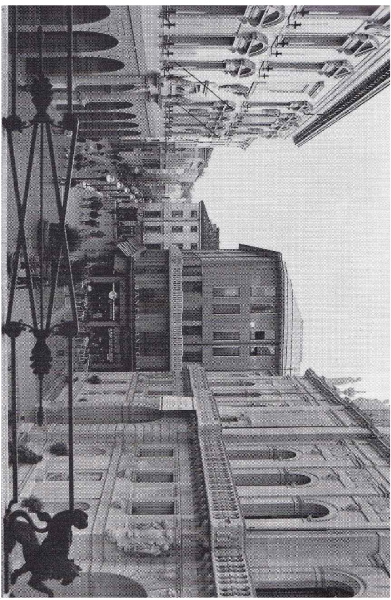
Costruzione della facciata nord, sul cortile interno.
Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.



Costruzione della torre.
Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.



Via VIII Febbraio prima del 1922 (inquadrata dal Pedrocchi).
Fonte: Paolo Giusti, *Padova fra passato e presente. Ritratti fotografici*, C.R.S.R., Padova, 1992.

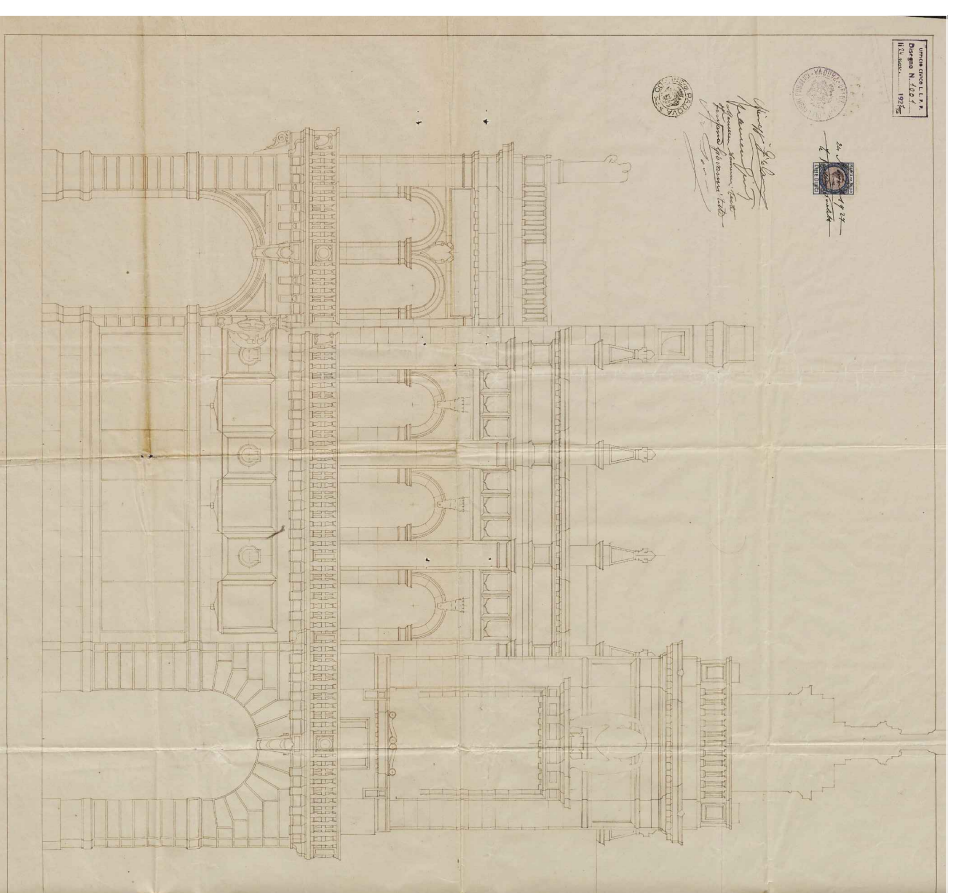
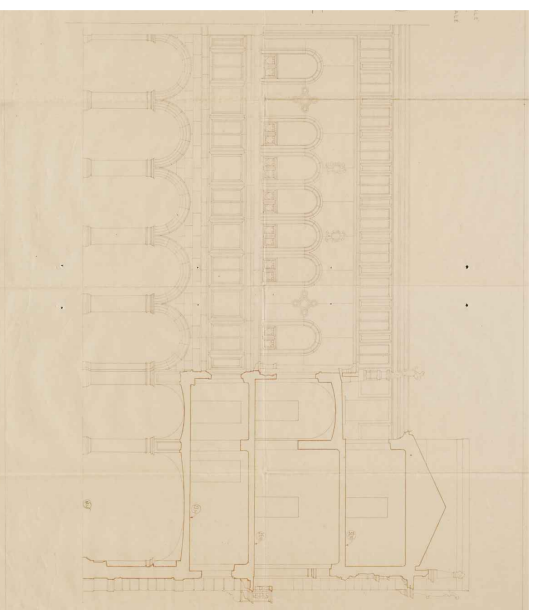
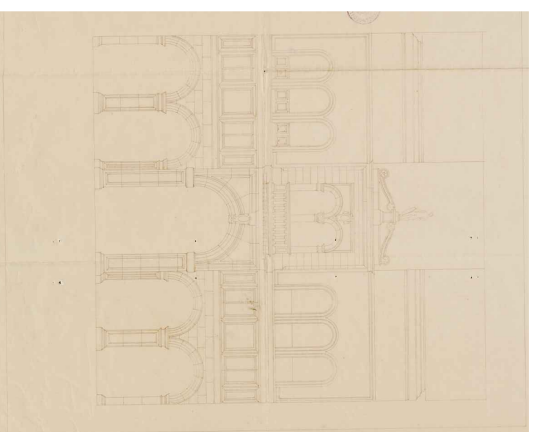
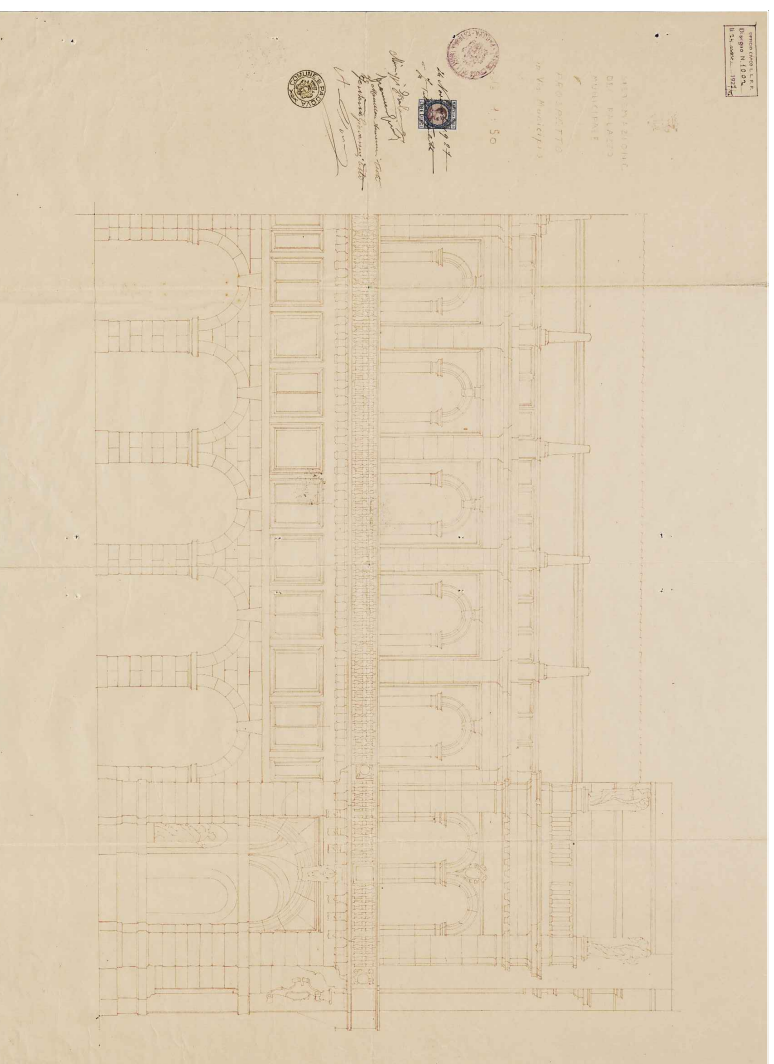


Via VIII Febbraio dopo il 1962 (inquadrata dal Pedrocchi).
Fonte: Paolo Giusti, *Padova fra passato e presente. Ritratti fotografici*, C.R.S.R., Padova, 1992.

1922 1962 (demolizione dell'hotel Storione e costruzione della Banca Antonveneta)



Prospetti e sezione del 1927, anno di ripresa dei lavori.



Da sinistra verso destra, in alto: prospetto sud su via del Municipio, prospetto est su via VIII Febbraio.

In basso, da sinistra verso destra: prospetto ovest sulla corte interna (facciata centrale della corte interna), prospetto sud sulla corte interna e sezione del braccio su via VIII Febbraio.

Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del Comune di Padova.

Tutti i prospetti sono datati 24 novembre 1927. Si nota che la torre non è ancora stata definita, in quanto è stata l'ultimo elemento delle ali su via VIII Febbraio e via del Municipio ad essere costruita.

PALAZZO MORETTI - SCARPARI: COSTRUZIONE DELL'ALA SU VIA OBERDAN

Il progetto dell'ala su via Oberdan venne affidato, nel **1933**, al solo **ingegner Scarpari** che si sarebbe successivamente occupato anche del restauro di Palazzo degli Anziani.

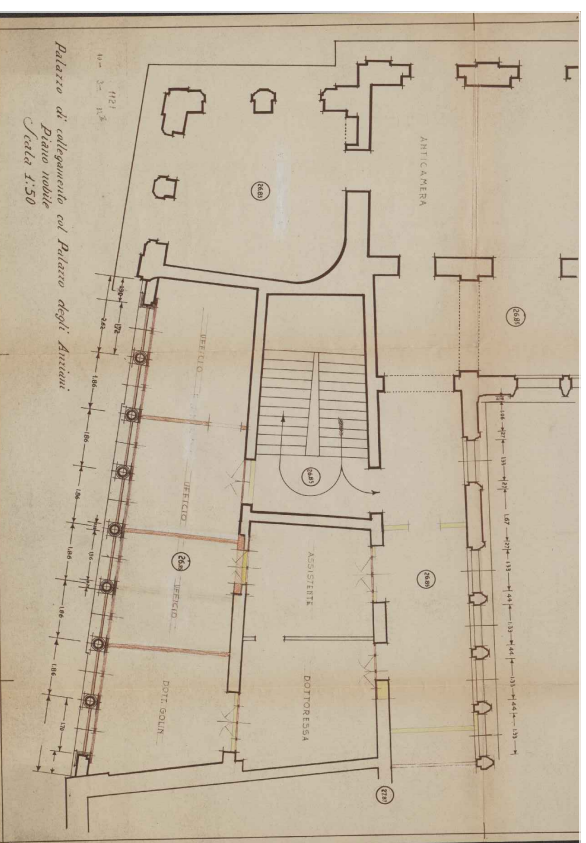
Il progettista risolse il problema del raccordo e dell'armonizzazione fra il nuovo fabbricato e quello esistente con l'inserimento di un portico al piano terra che richiamava quello di Palazzo degli Anziani e con la realizzazione di un loggiato al secondo piano. Al di sotto del loggiato erano presenti quattro finestre quadrate ai cui lati vennero poste due sculture rappresentanti un leone e un ippogrifo, opera dello scultore Samoggia.

Il disegno iniziale prevedeva anche la presenza di una merlatura di tipo guelfo e di una terrazza al terzo piano che richiamava lo stile del resto del fabbricato. La merlatura sommitale, al contrario della terrazza, non venne mai eseguita.

Tutte le **terrazze**, un tempo presenti anche sulle ali del fabbricato su via VIII Febbraio e su via del Municipio, vennero chiuse nel corso degli anni, tramite una copertura piana e delle finestrate continue, forse per bisogno di maggiore spazio da adibire ad uffici.

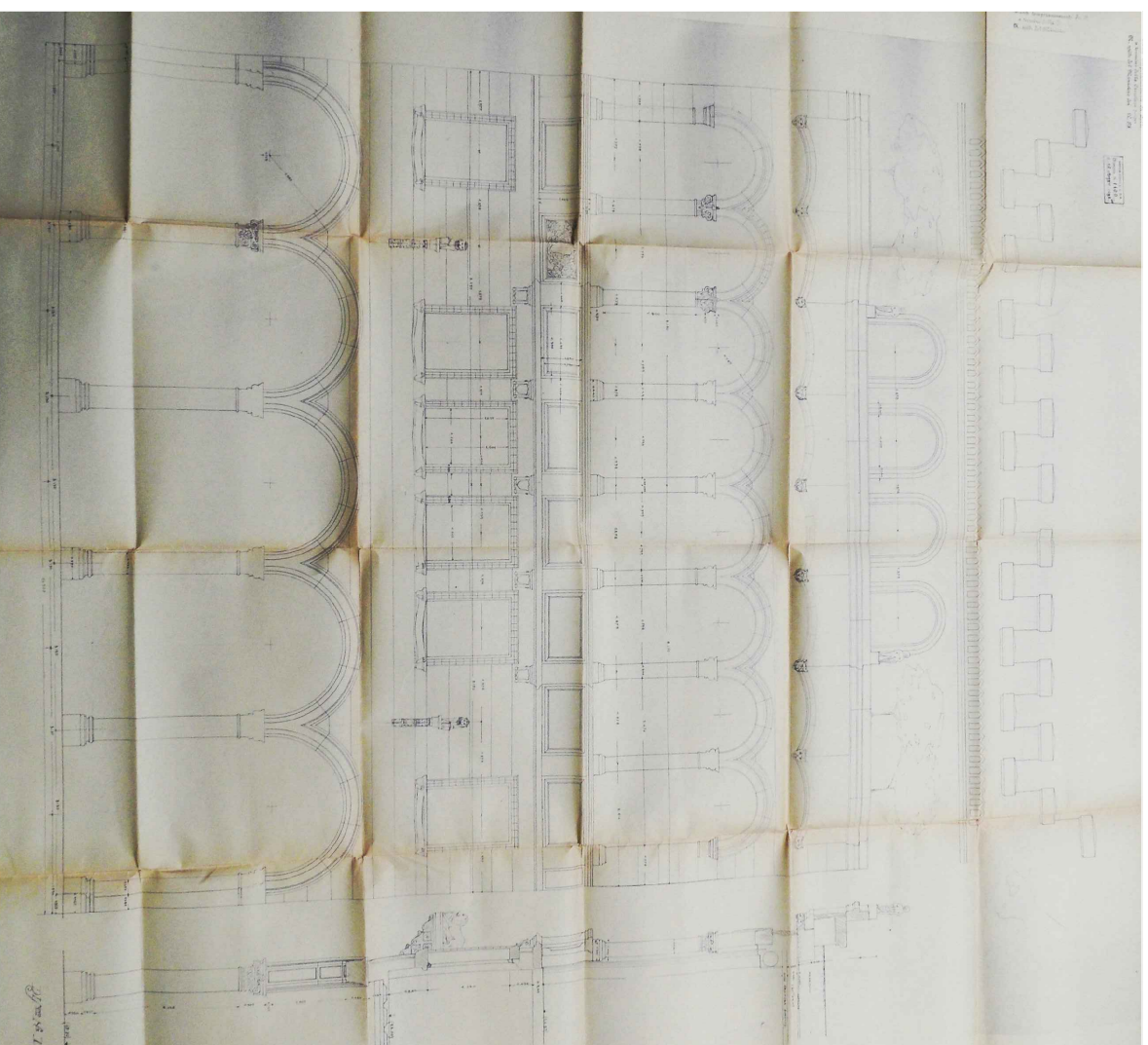
Lo stesso processo è avvenuto per la **loggia** al secondo piano dell'ala su via Oberdan: anch'essa venne chiusa tramite finestre di vetro piombato intorno all'anno 1946 e ora è adibita ad uffici.

Per nessuno di questi interventi è stato possibile risalire ad una datazione certa.



Trasformazione della loggia in uffici.

Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

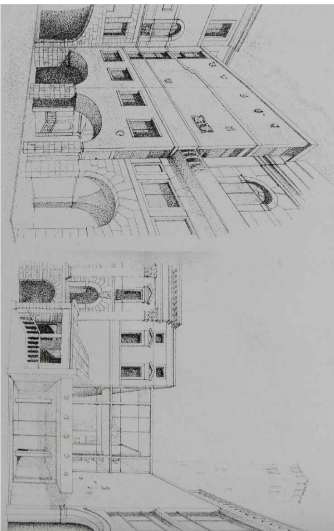


Prospetto nord su via Oberdan, datato 10 maggio 1930, Gianbattista Scarpari.

Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

PALAZZO MORETTI - SCARPARI: COLLEGAMENTO CON PALAZZO MORONI

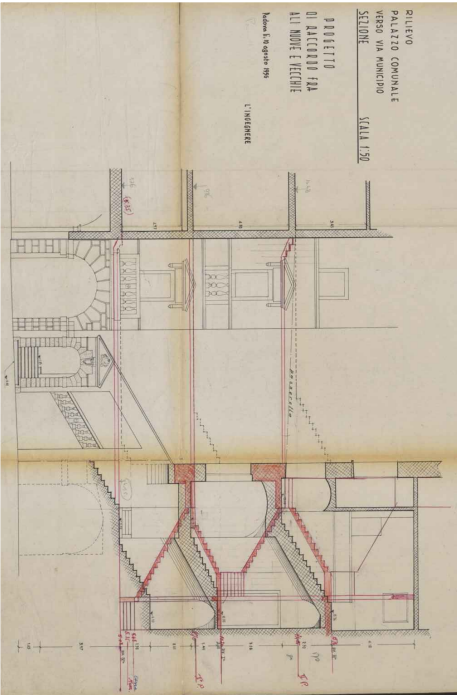
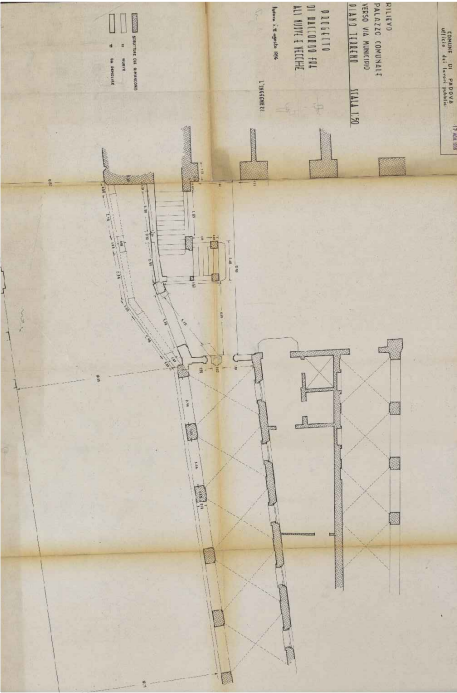
Il **progetto originale** dell'architetto Moretti e dell'ingegner Scarpari rimase **incompiuto**: il **collegamento con Palazzo Moroni non venne realizzato** e lasciò il complesso comunale disarticolato. Per risolvere il problema, nel 1952 il Consiglio comunale deliberò la ripresa dei lavori per il completamento del palazzo secondo un progetto presentato dall'Ufficio Tecnico municipale. Il procedimento venne però bloccato dalla Soprintendenza ai beni architettonici del Veneto. Il raccordo fra le due zone restò quindi senza soluzione e nel **1956** venne presentato un **progetto alternativo** che prevedeva una soluzione meno invasiva nei confronti dell'antico palazzo comunale. Non si conosce l'autore di tale progetto ma dalle piante e dalle sezioni disponibili si può vedere che consisteva nell'inserimento, fra i due edifici, di una serie di passerelle che dovevano permettere la comunicazione fra i piani dei due stabili. Conseguentemente, come si vede in sezione, sarebbe stata necessaria la modifica del vano scale presente a palazzo Moroni.



Prospettiva del progetto di collegamento di Palazzo Moretti-Scarpari e di Palazzo Moroni e del raccordo fra palazzo Moroni e palazzo degli Anziani (Ufficio Tecnico municipale, 1952).
Fonte: Roberta Lamori, *Palazzo Moretti Scarpari "Altare della Patria" padovano e Palazzo degli Anziani*, Comune di Padova, 2009.

Nemmeno questo **progetto** venne **mai attuato** e così il problema venne risolto solo successivamente tramite la costruzione di un'unica **passerella** al terzo piano dei due palazzi. La facciata dell'ala di Palazzo Moretti-Scarpari su cui si innesta la passerella venne poi rivestita in modo da coprire l'interruzione avvenuta durante la costruzione dello stabile e visibile in quanto i muri di spina avrebbero dovuto proseguire fino a palazzo Moroni.

Infine, per risolvere il problema della disarticolazione degli stabili comunali, dovuto al mancato completamento del progetto dell'architetto Moretti e dell'ingegner Scarpari, si costruì nel 1963 lo **scalone** di raccordo fra Palazzo Moroni e Palazzo degli Anziani.



Pianta e sezione del progetto di collegamento di Palazzo Moretti-Scarpari e di Palazzo Moroni del 10 agosto 1956.
Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.



Foto storiche in cui si nota l'assenza del rivestimento di facciata e la presenza, nell'immagine a sinistra, dei muri di spina interrotti.
Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

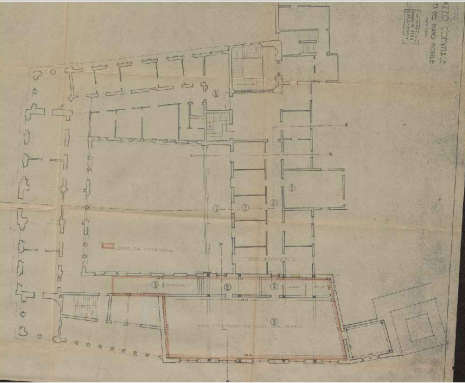


Foto dello stato attuale.

PALAZZO MORETTI - SCARPARI: EVOLUZIONE STORICA DELLO STABILE

Ulteriori importanti interventi, successivi all'edificazione dello stabile, furono:

- **costruzione di due soppalchi**, uno al piano terra, nella zona sud-ovest dello stabile, e uno al secondo piano, sempre nella zona sud-ovest;
- inserimento di un **ascensore** che collega il piano interrato con il piano terra, nella zona a nord del fabbricato;
- inserimento di un ulteriore **ascensore** che collega tutti i piani dello stabile, eccetto l'interrato e la conseguente demolizione del vano scale presente (per quanto riguarda questo intervento non si è certi della demolizione del vano scale in quanto non sono disponibili documentazioni che ne attestino l'effettiva realizzazione fra il 1927 e il 1930, anni di costruzione dell'edificio);
- **demolizione** di alcune porzioni di **muratura portante** ai piani primo (con la conseguente apertura di nuove finestre), secondo e terzo;
- realizzazione di un **vano scale** nella zona sud del fabbricato che collega il piano terra con il primo piano.



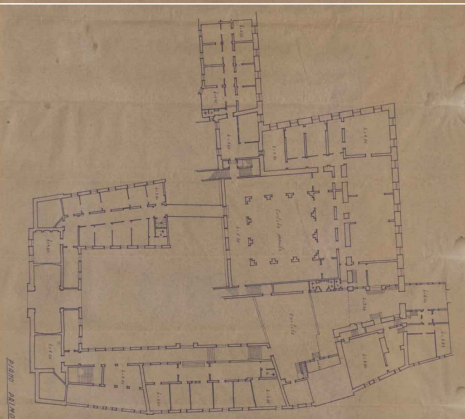
Piano piano secondo.

1932

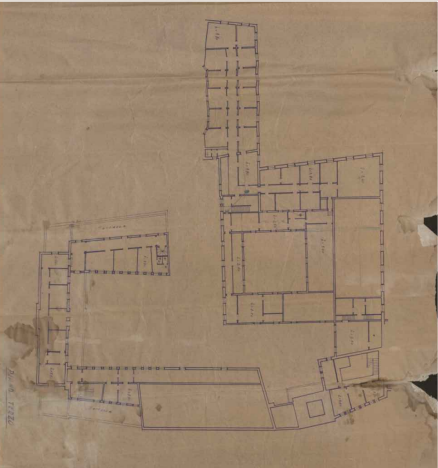
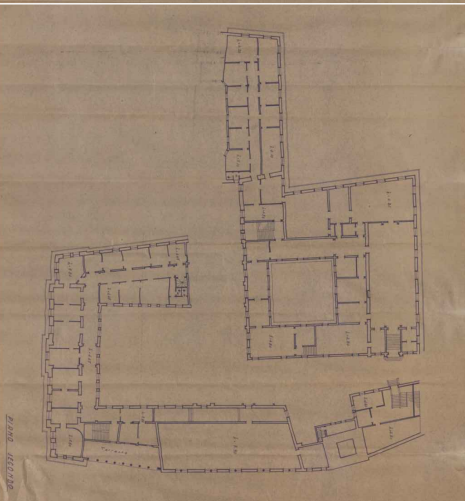


Piano piano interrato e terra.

Piano piano primo.

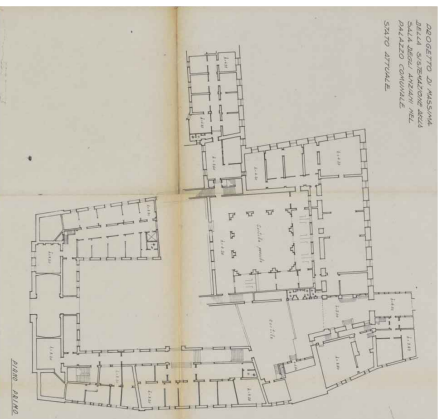


Piano piano secondo.

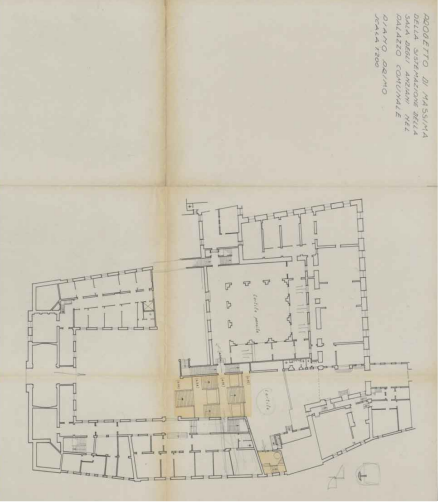


Piano piano terzo.

1940

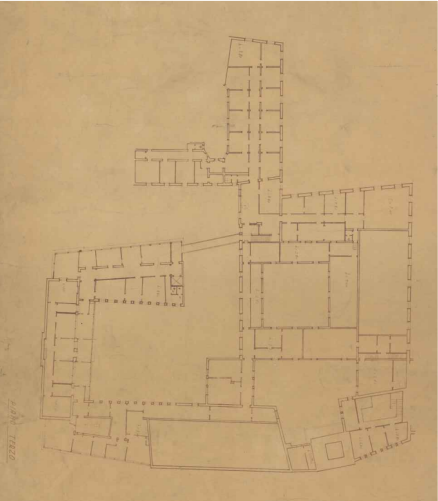


Piano piano primo.



Piano piano primo.

Progettazione dello scalone, c.a. 1963

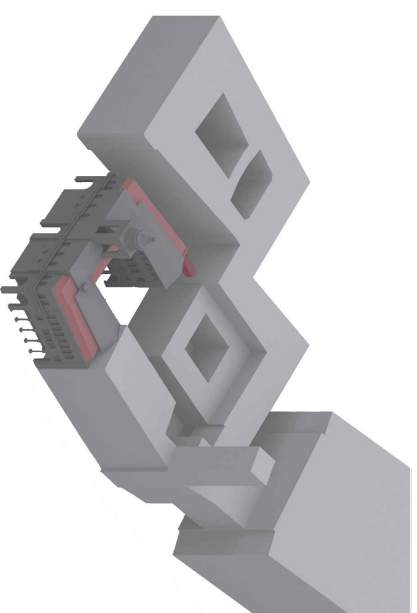
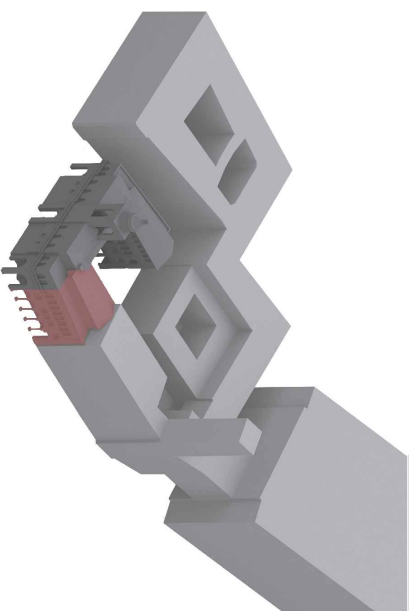
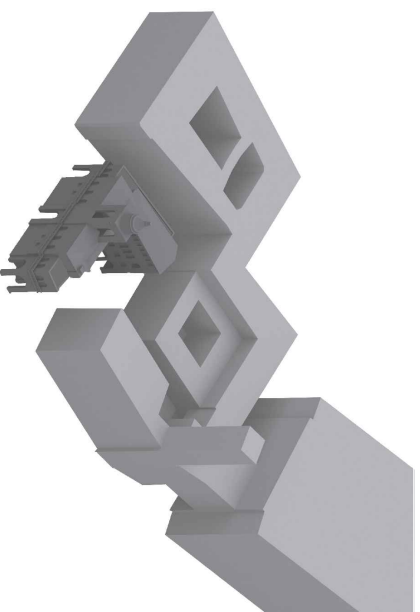


Piano piano terzo.

Presenza degli uffici al posto delle terrazze, non datato

Evoluzione delle piante nel corso del '900.
Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.

- Nella pianta antecedente il 1932 si nota il **raccordo con Palazzo Moroni**.
- Nella pianta del terzo piano antecedente il 1940 si possono osservare le **terrazze** du tre lati dello stabile.
- Nella pianta del primo piano antecedente il 1963 si nota la presenza dello **scalone** di raccordo fra Palazzo Moroni e Palazzo degli Anziani, che però assume una configurazione diversa rispetto all'attuale scalone, in quanto si trattava ancora di una fase progettuale.
- Nell'ultima pianta del terzo piano disponibile si ha la presenza di **uffici al posto delle terrazze**.



PRIMA FASE: 1922-1930

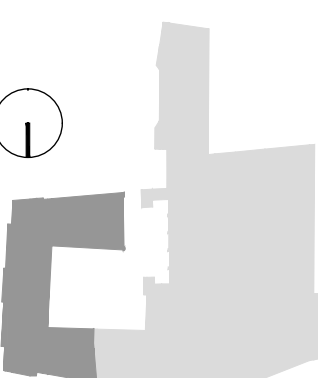
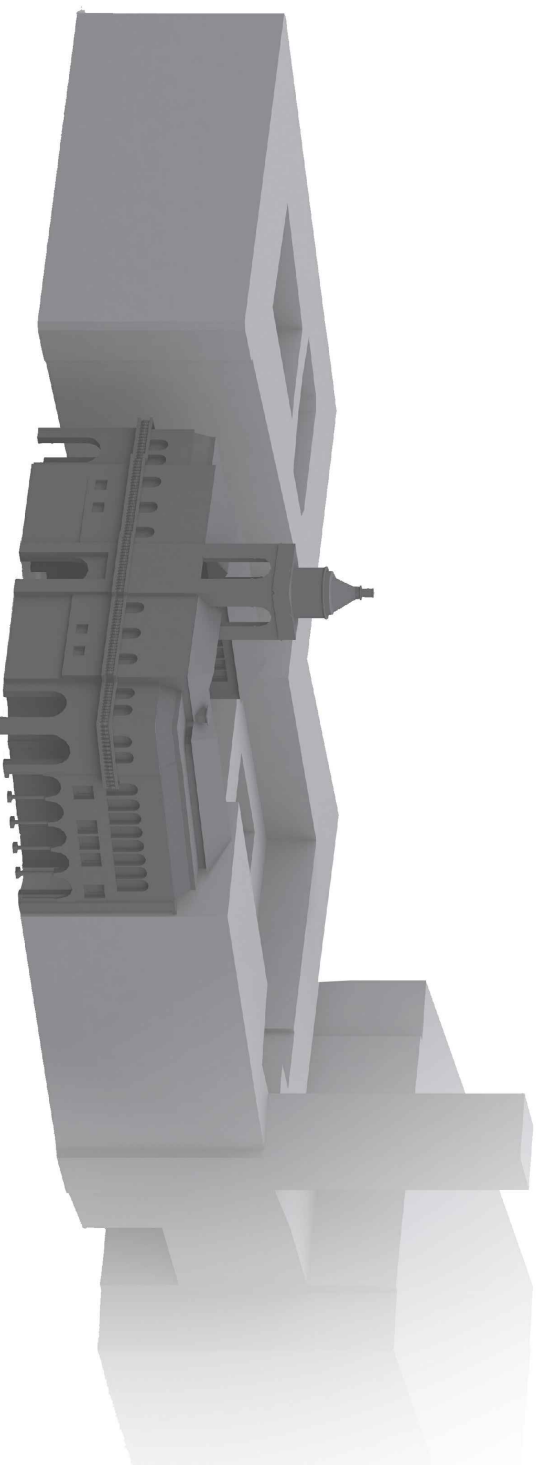
SECONDA FASE: 1933

TERZA FASE: 1933 - stato attuale

Edificazione di una parte di Palazzo Moretti-Scarpari (ala posta su via del Municipio e ala su via VIII Febbraio).

Edificazione dell'ala del fabbricato posta su via Oberdan, su progetto del solo ingegner Scarpari.

Interventi di chiusura delle terrazze volti ad ottenere un maggiore spazio da adibire ad uffici.
Costruzione della passerella di raccordo con Palazzo Moroni e rivestimento della facciata sud di Palazzo Moretti-Scarpari.



Legenda:

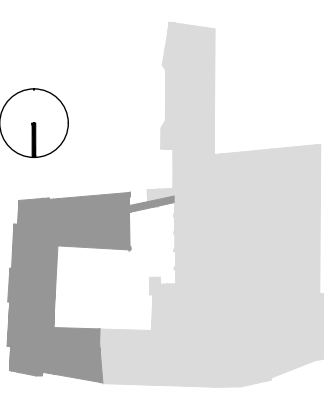
- prima fase (1922-1927)
- seconda fase (1933)
- preesistenze (Palazzo degli Anziani)
- costruzioni successive al 1940*
- demolizioni successive al 1940*
- scale demolite successivamente al 1940*

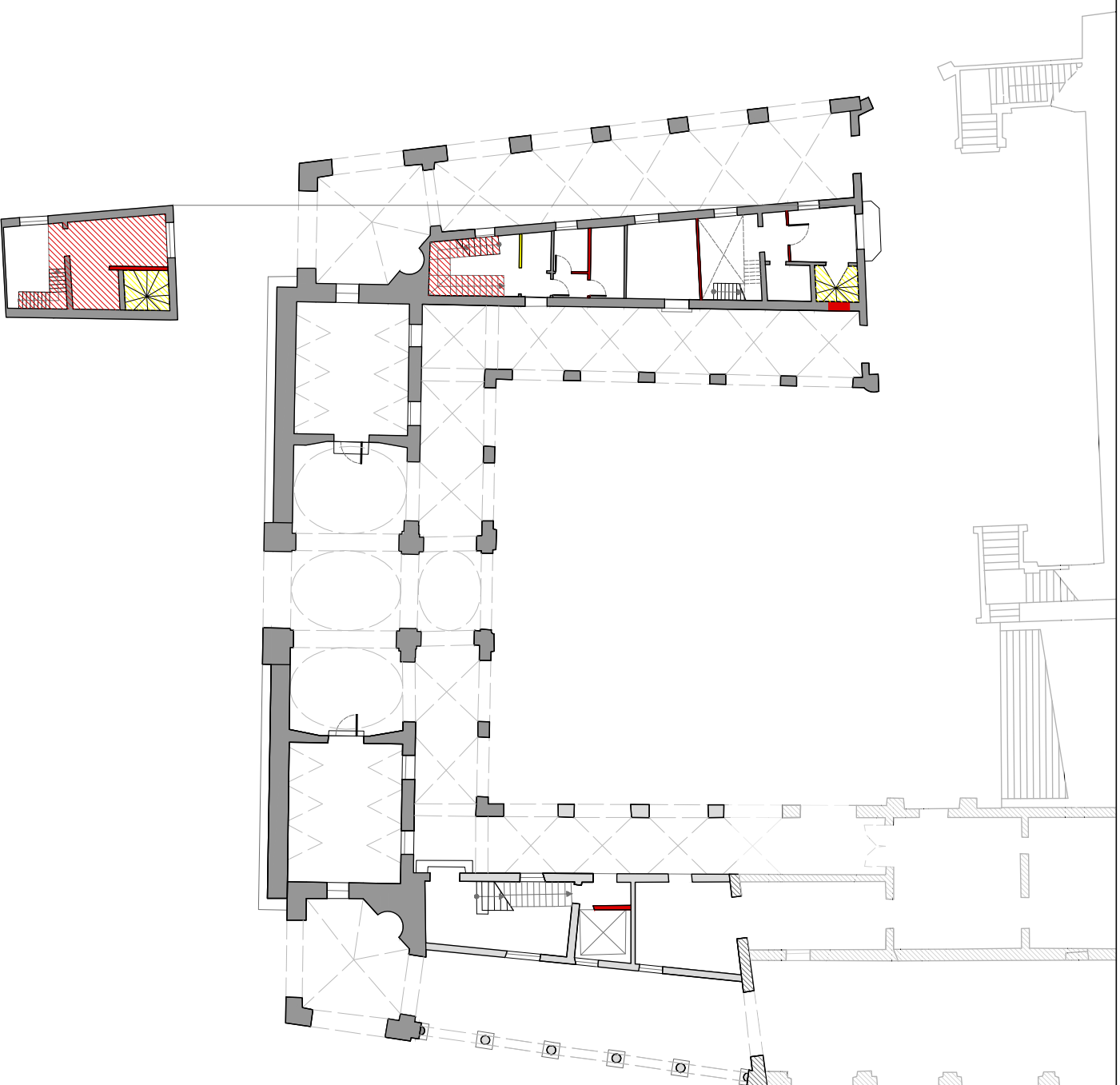
* Le costruzioni e le demolizioni individuate si basano sull'osservazione delle piante datate 8 febbraio 1940 (materiale proveniente dall'Archivio Generale del comune di Padova) e sul confronto delle stesse con le piante attuali, ricavate in seguito al rilievo del fabbricato oggetto di studio. Non sono disponibili dati ulteriori sull'effettiva datazione degli interventi.

Interventi principali avvenuti al piano interrato:

- ala est:
 - demolizione di due porzioni di muratura portante con il fine di ricavare due nicchie;
 - costruzione di una porzione di parete portante;
 - costruzione e demolizione di pareti non portanti.
- ala nord:
 - demolizione di alcuni scalini**
 - costruzione di pareti non portanti.

** Non si ha la certezza della realizzazione di questo intervento, in quanto in nessun documento è stata riscontrata l'effettiva presenza delle scale in questione all'epoca dell'edificazione dello stabile, che quindi potrebbero non essere mai state costruite.





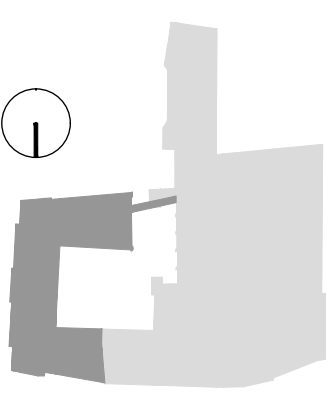
Legenda:

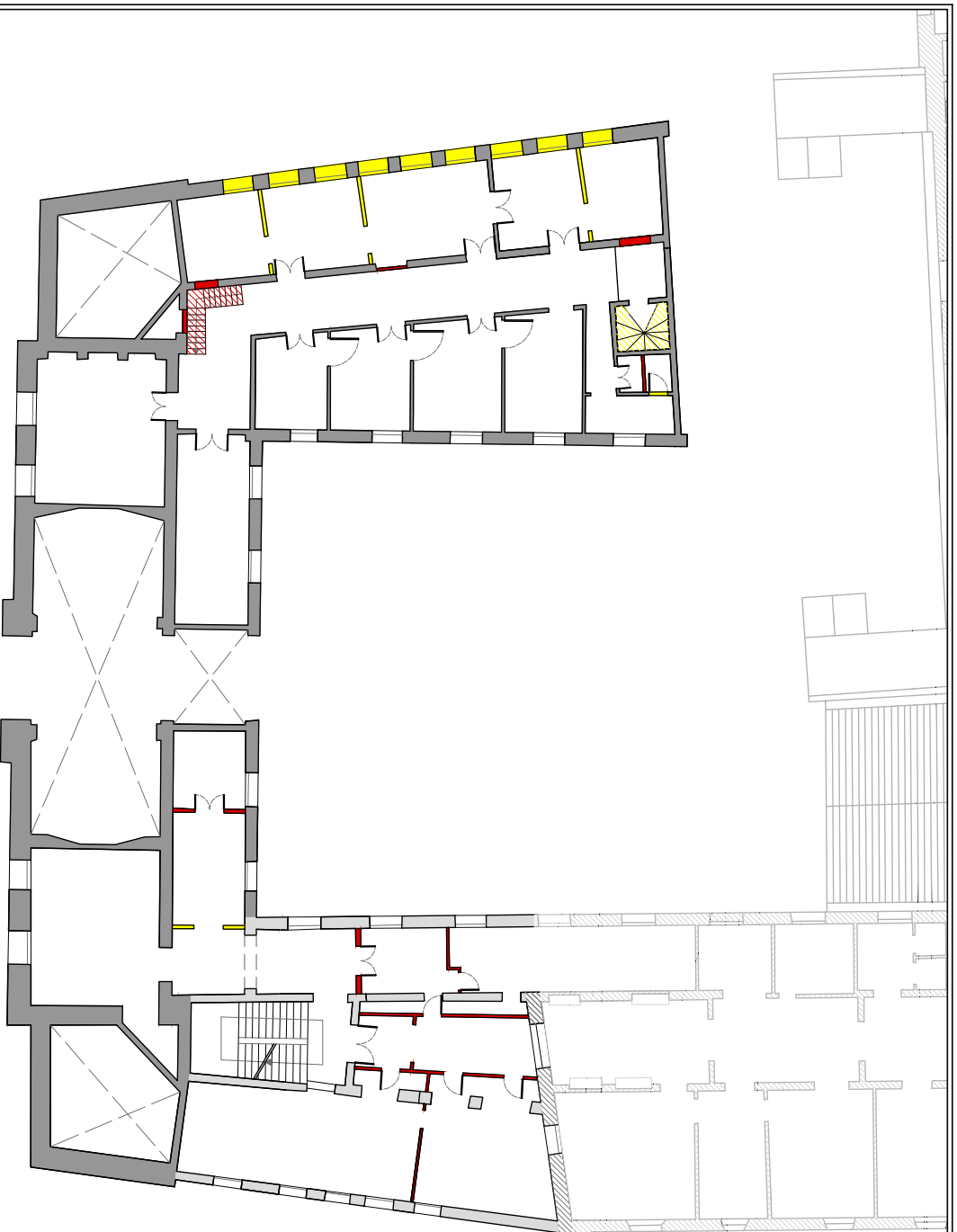
- prima fase (1922-1927)
- seconda fase (1933)
- preesistenze (Palazzo degli Anziani)
- costruzioni successive al 1940*
- demolizioni successive al 1940*
- scale e solaio costruiti successivamente al 1940*
- scale demolite successivamente al 1940*

* Le costruzioni e le demolizioni individuate si basano sull'osservazione delle piante datate 8 febbraio 1940 (materiale proveniente dall'Archivio Generale del comune di Padova) e sul confronto delle stesse con le piante attuali, ricavate in seguito al rilievo del fabbricato oggetto di studio. Non sono disponibili dati ulteriori sull'effettiva datazione degli interventi.

Interventi principali avvenuti al piano terra:

- ala sud:
 - demolizione del vano scale a causa della necessità di un ascensore;
 - costruzione di un vano scale;
 - costruzione e demolizione di pareti non portanti;
- ala nord:
 - costruzione di pareti non portanti.





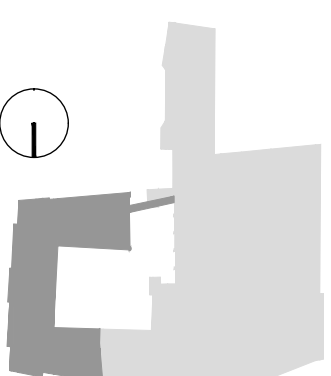
Legenda:

- prima fase (1922-1927)
- seconda fase (1933)
- preesistenze (Palazzo degli Anziani)
- costruzioni successive al 1940*
- demolizioni successive al 1940*
- scale costruite successivamente al 1940*
- scale demolite successivamente al 1940*

* Le costruzioni e le demolizioni individuate si basano sull'osservazione delle piante datate 8 febbraio 1940 (materiale proveniente dall'Archivio Generale del comune di Padova) e sul confronto delle stesse con le piante attuali, ricavate in seguito al rilievo del fabbricato oggetto di studio. Non sono disponibili dati ulteriori sull'effettiva datazione degli interventi.

Interventi principali avvenuti al piano primo:

- ala sud:
 - demolizione del vano scale a causa della necessità di un ascensore;
 - costruzione di un vano scale;
 - demolizione di porzioni di muratura portante per ricavare delle aperture;
 - costruzione e demolizione di pareti non portanti;
- ala est:
 - costruzione e demolizione di pareti non portanti;
- ala nord:
 - costruzione e demolizione di pareti non portanti.





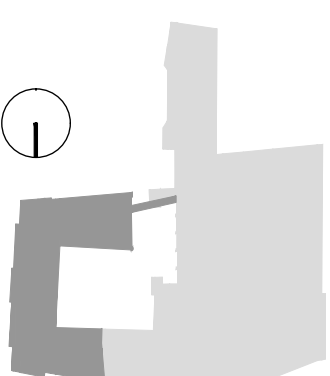
Legenda:

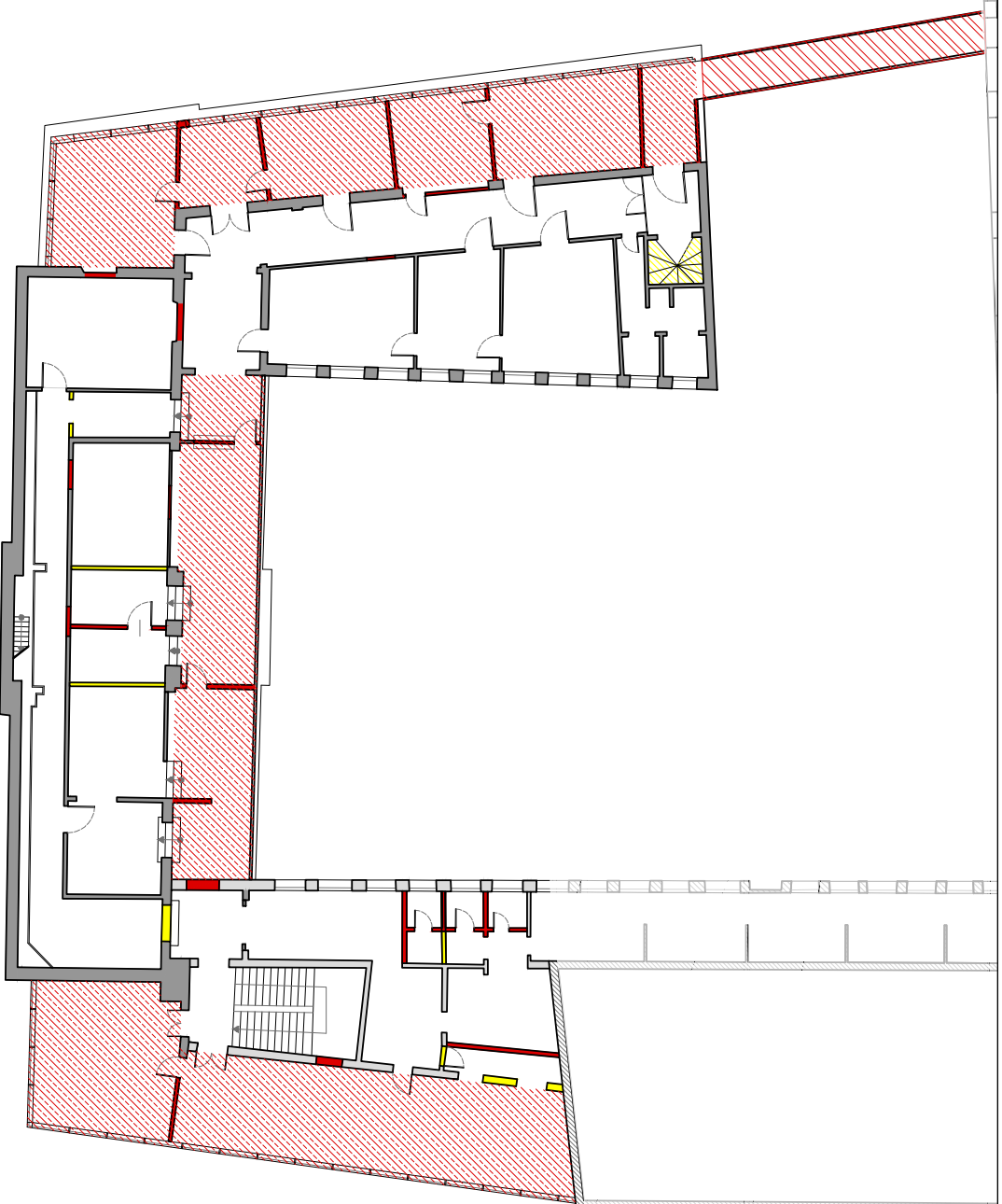
- prima fase (1922-1927)
- seconda fase (1933)
- preesistenze (Palazzo degli Anziani)
- costruzioni successive al 1940*
- demolizioni successive al 1940*
- scale e solaio costruiti successivamente al 1940*
- scale demolite successivamente al 1940*

* Le costruzioni e le demolizioni individuate si basano sull'osservazione delle piante datate 8 febbraio 1940 (materiale proveniente dall'archivio comunale della città di Padova) e sul confronto delle stesse con le piante attuali, ricavate in seguito al rilievo del fabbricato oggetto di studio. Non sono disponibili dati ulteriori sull'effettiva datazione degli interventi.

Interventi principali avvenuti al piano secondo:

- ala sud:
 - demolizione del vano scale a causa della necessità di un ascensore;
 - costruzione di un soppalco in acciaio;
 - costruzione e demolizione di pareti non portanti;
- ala est:
 - costruzione e demolizione di pareti non portanti;
- ala nord:
 - costruzione e demolizione di porzioni di parete portante;
 - costruzione e demolizione di pareti non portanti.





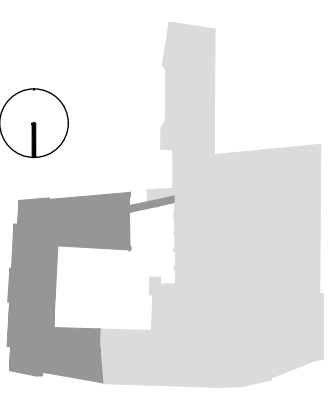
Legenda:

-  prima fase (1922-1927)
-  seconda fase (1933)
-  preesistenze (Palazzo degli Anziani)
-  costruzioni successive al 1940*
-  demolizioni successive al 1940*
-  scale demolite successivamente al 1940*
-  copertura terrazze costruita successivamente al 1940*
-  passerella costruita successivamente al 1940*

* Le costruzioni e le demolizioni individuate si basano sull'osservazione delle piante datate 8 febbraio 1940 (materiale proveniente dall'archivio comunale della città di Padova) e sul confronto delle stesse con le piante attuali, ricavate in seguito al rilievo del fabbricato oggetto di studio. Non sono disponibili dati ulteriori sull'effettiva datazione degli interventi.

Interventi principali avvenuti al piano terzo:

- ala sud:
 - demolizione del vano scale a causa della necessità di un ascensore;
 - costruzione della passerella;
 - costruzione della copertura delle terrazze;
 - costruzione di pareti non portanti;
- ala est:
 - costruzione della copertura delle terrazze;
 - costruzione e demolizione di pareti non portanti;
- ala nord:
 - costruzione della copertura delle terrazze;
 - demolizione di porzioni di muratura portante;
 - costruzione e demolizione di pareti non portanti.



Università degli studi di Padova - ICEA
Vulnerabilità sismica ed efficienza energetica di Palazzo Moretti-Scarpari

ANALISI STORICO CRITICA

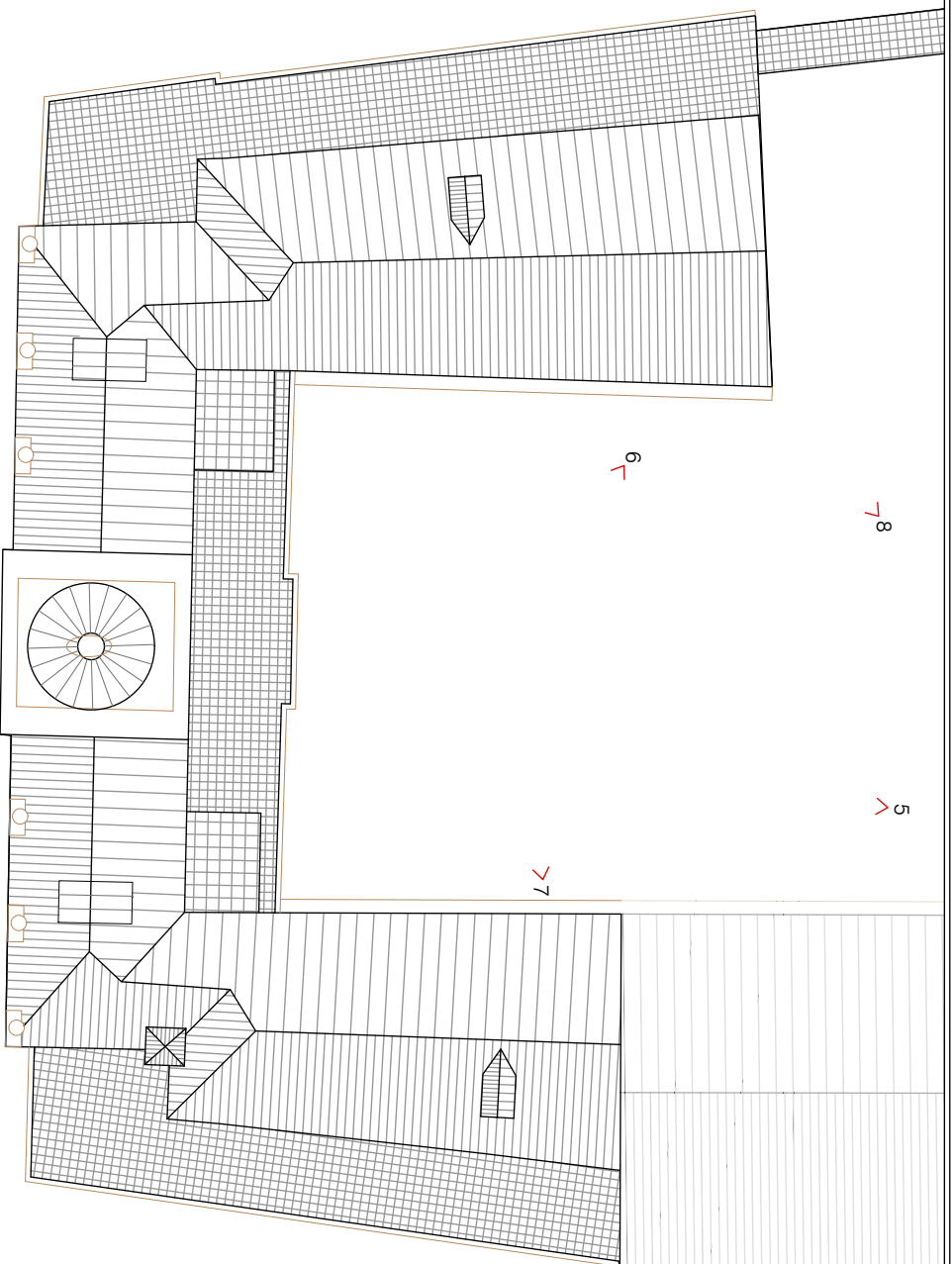
Scala 1:200

Evoluzione storica di Palazzo

Tav.

Moretti-Scarpari: pianta piano Terzo

2.21



8

5

6

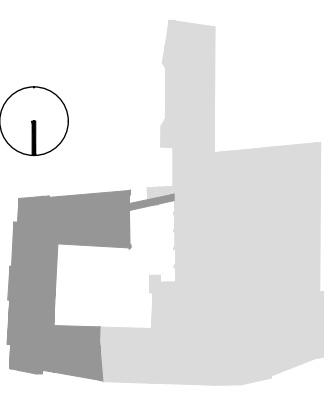
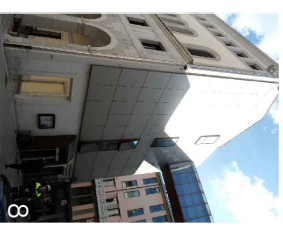
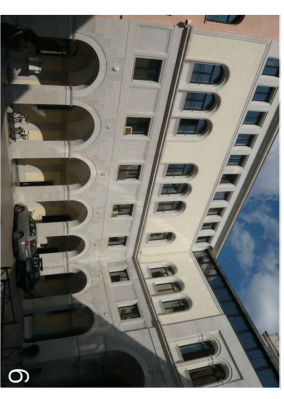
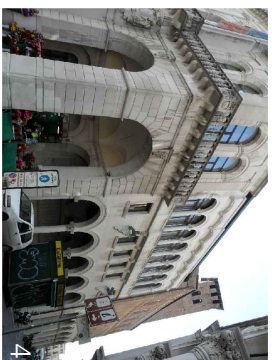
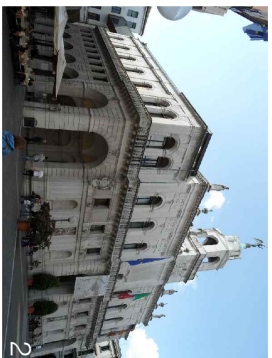
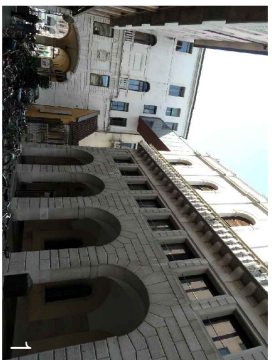
7

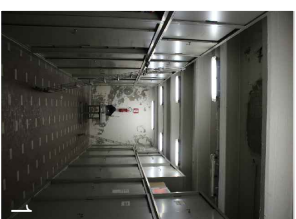
1

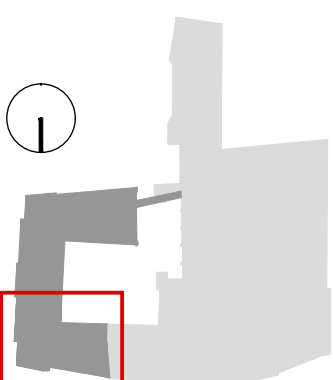
2

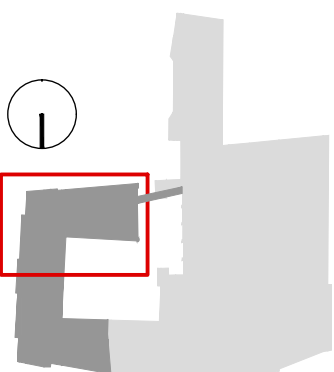
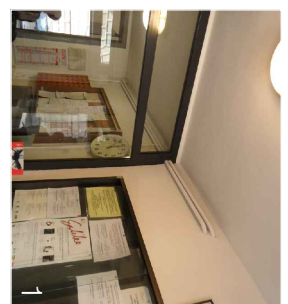
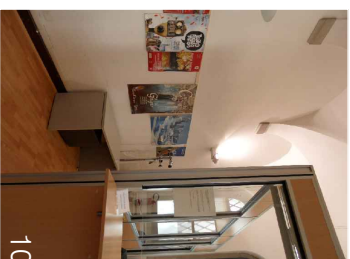
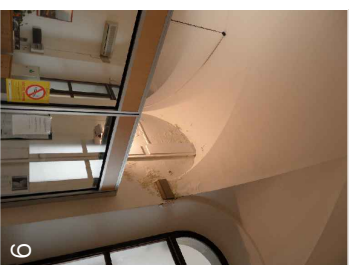
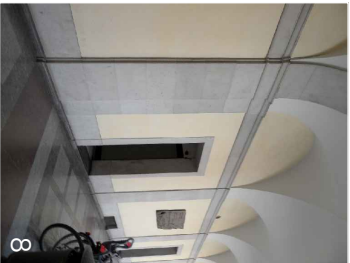
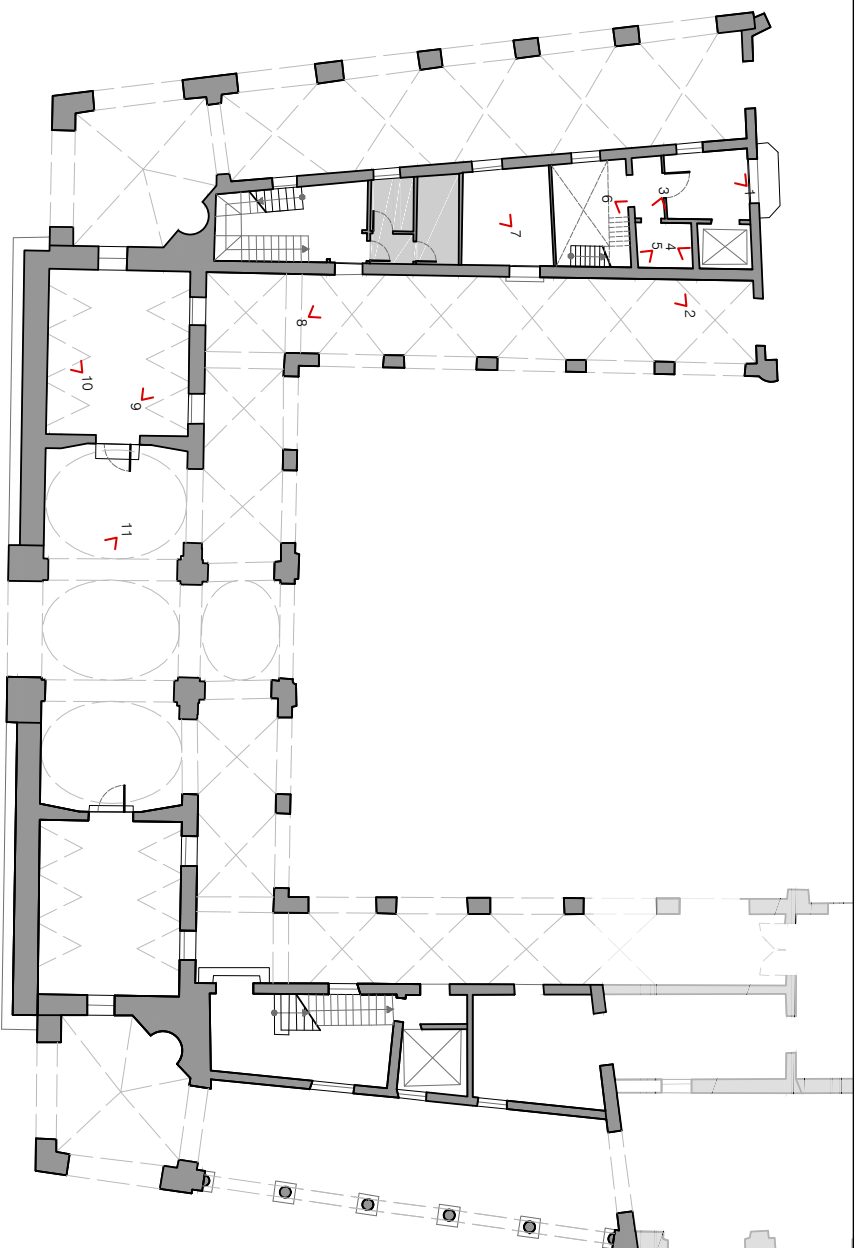
4

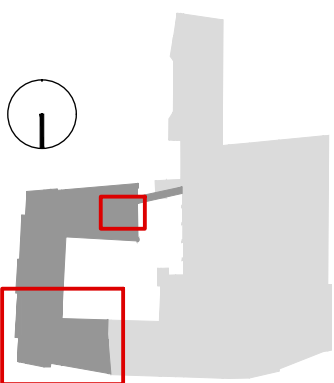
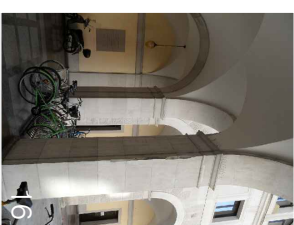
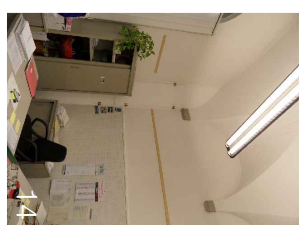
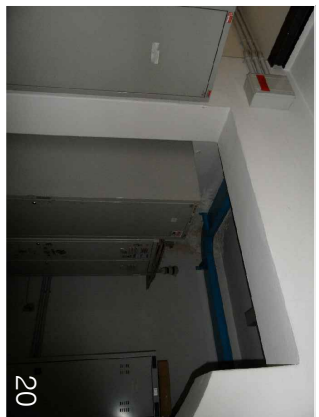
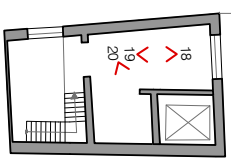
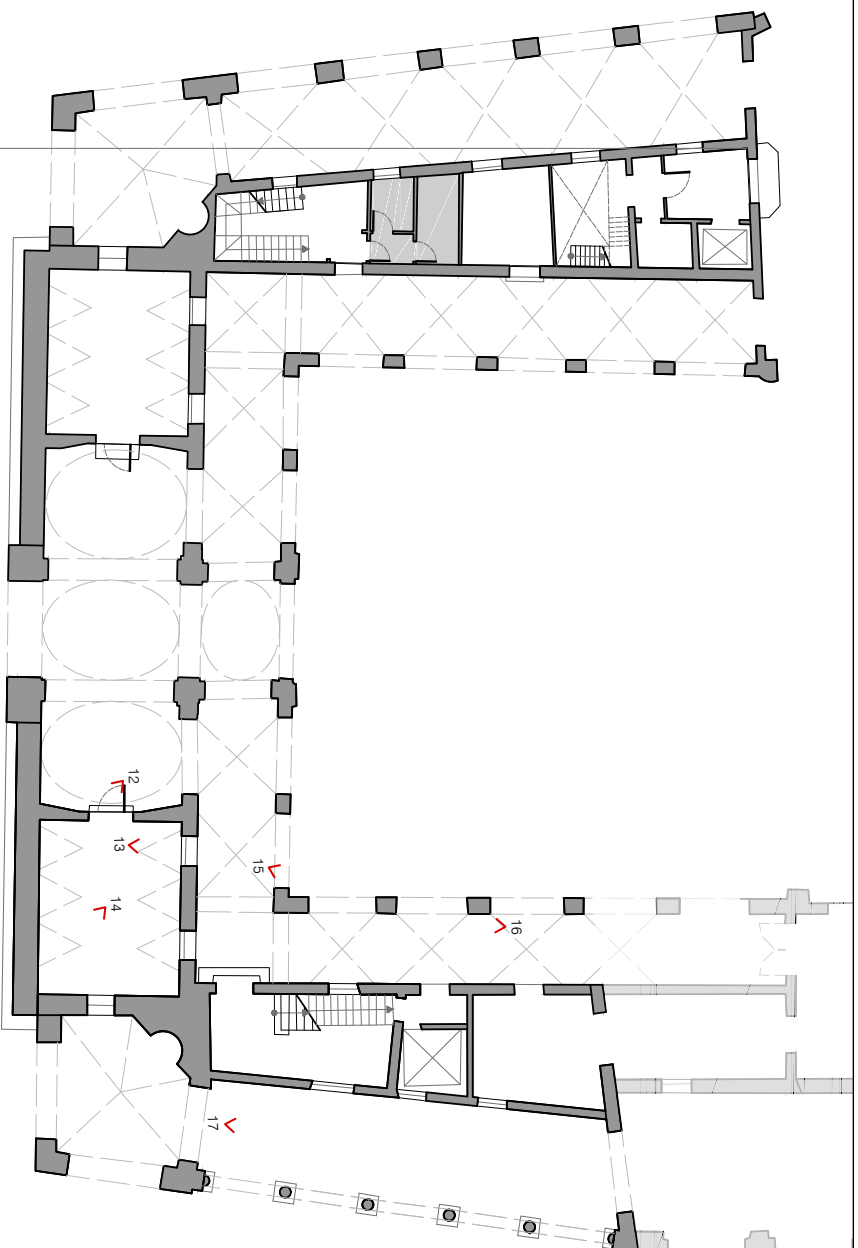
3

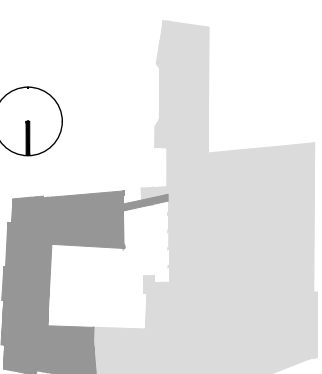
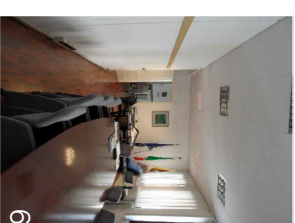
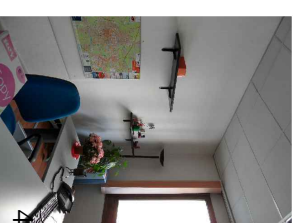
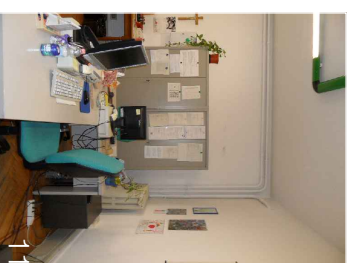
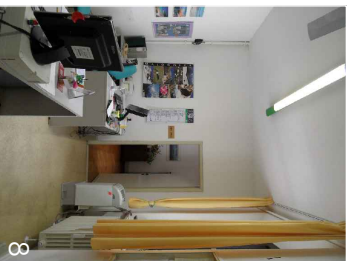
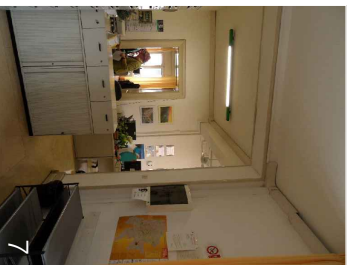
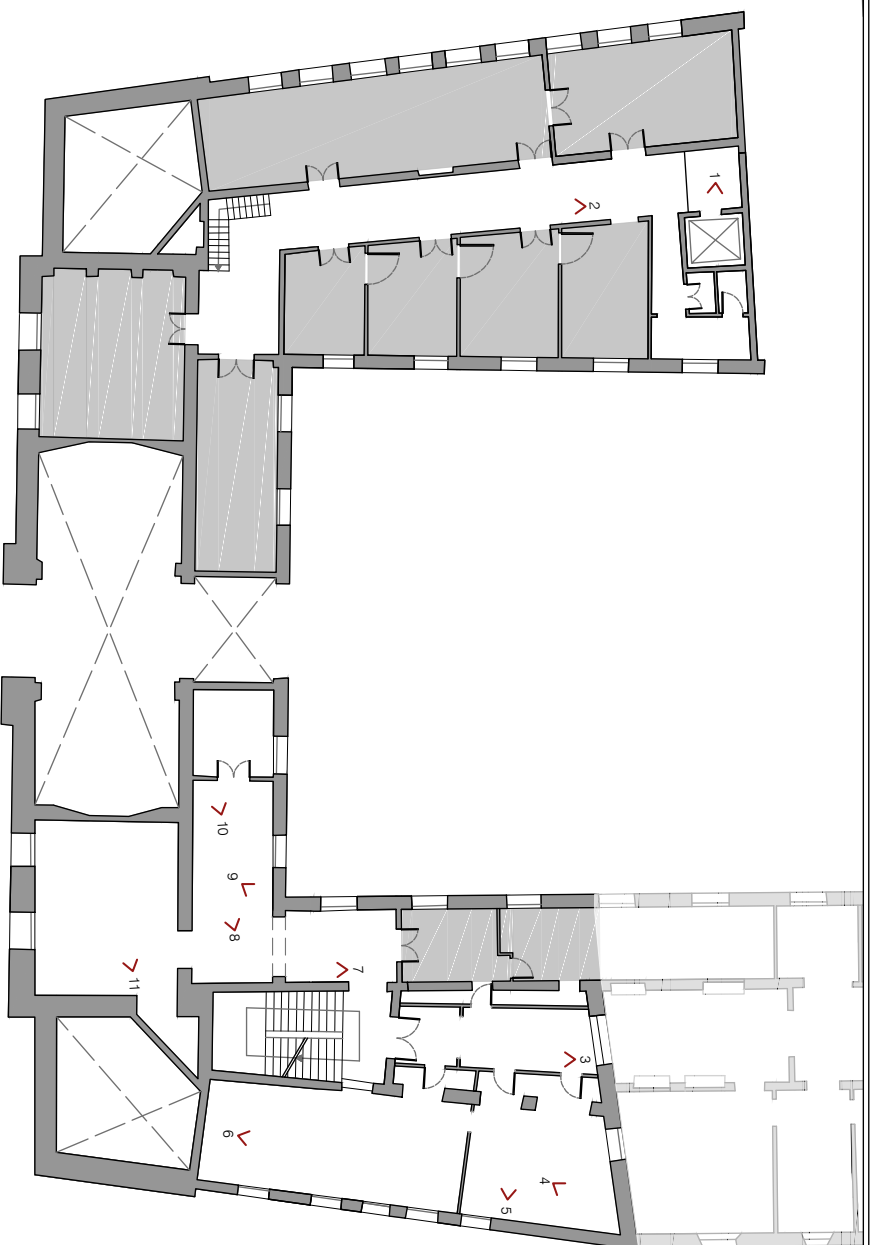


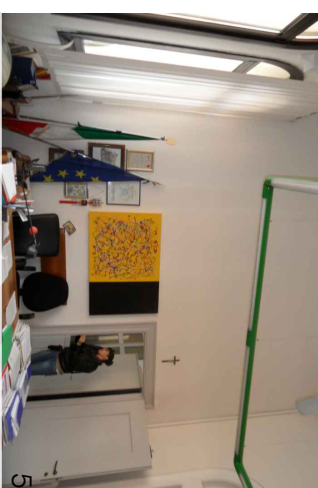
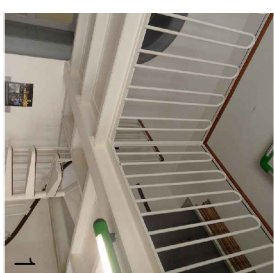
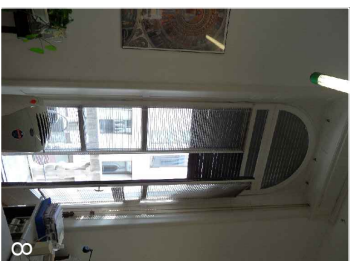
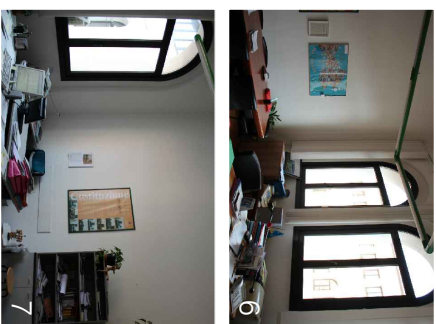
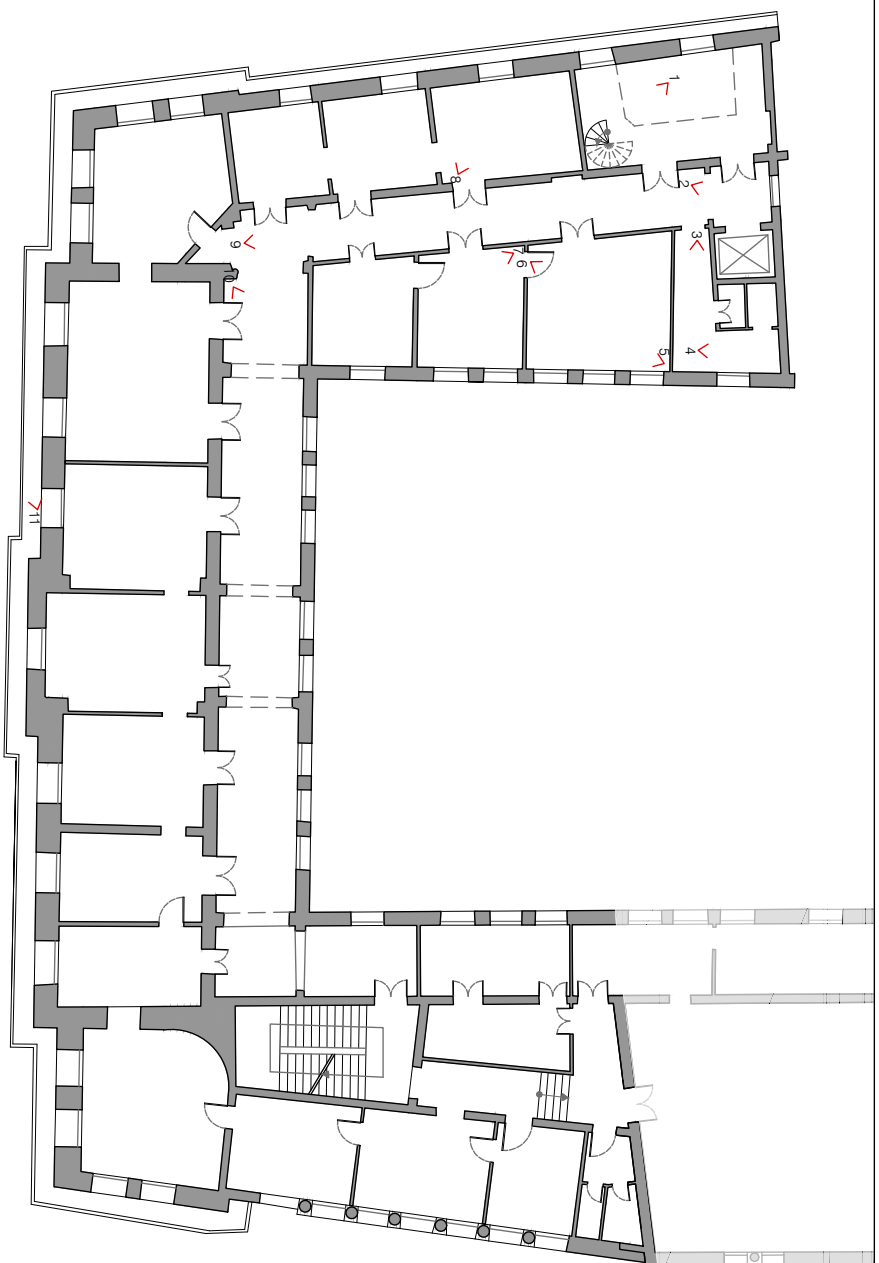


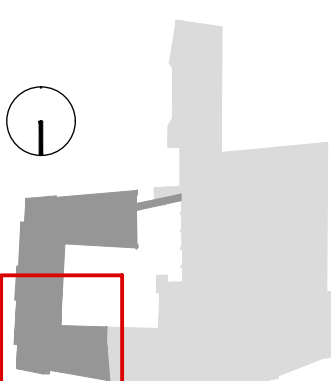
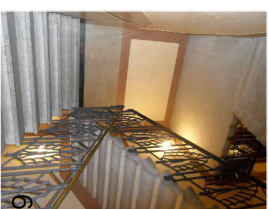
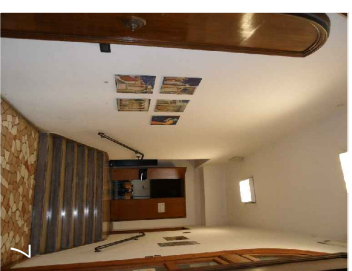
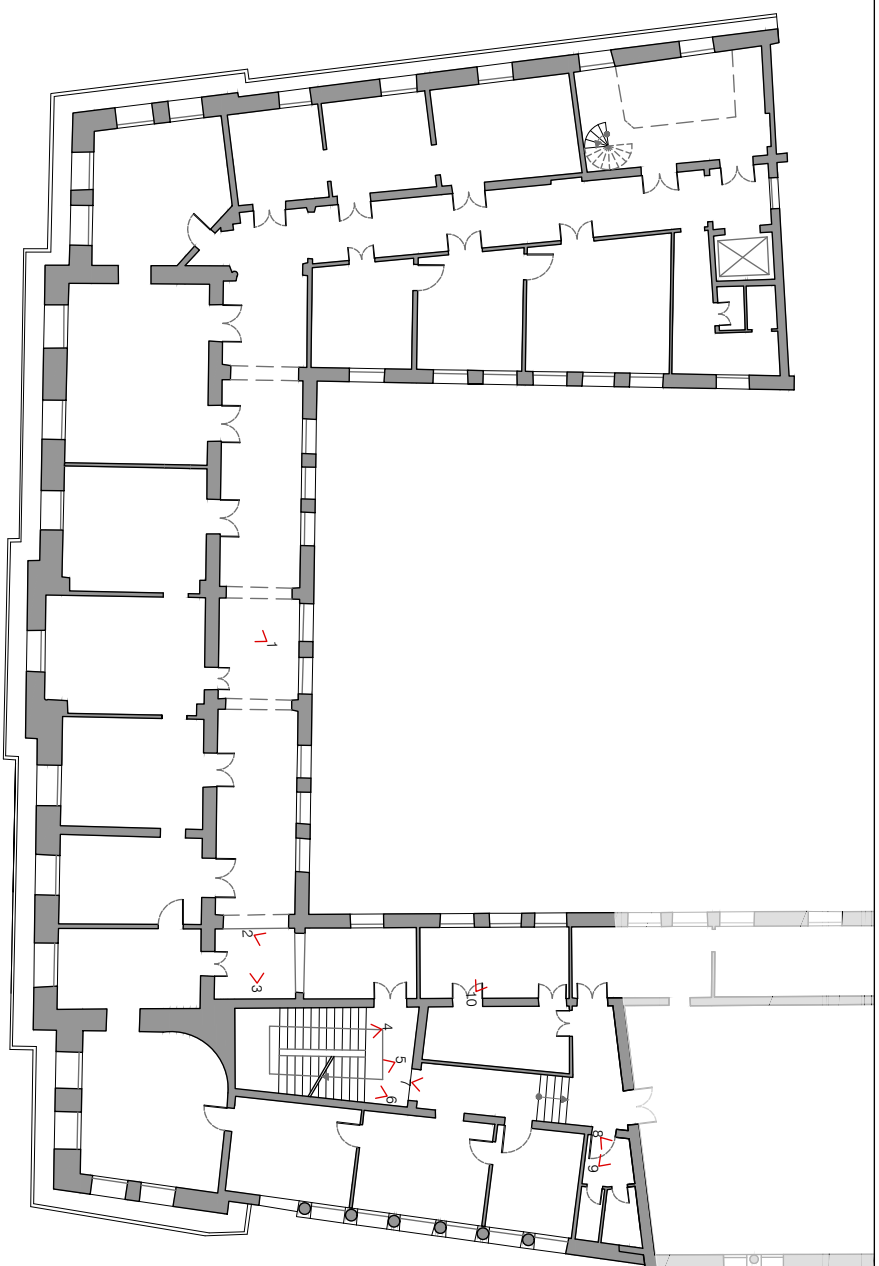


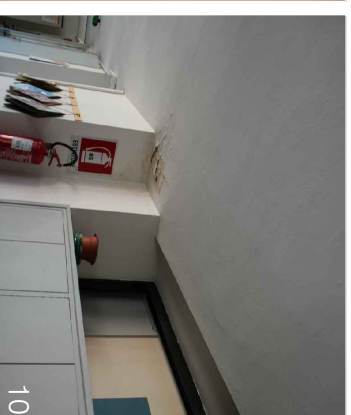
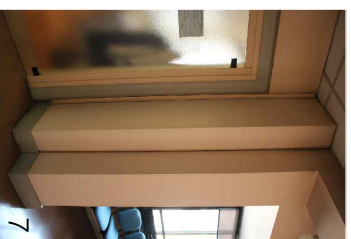
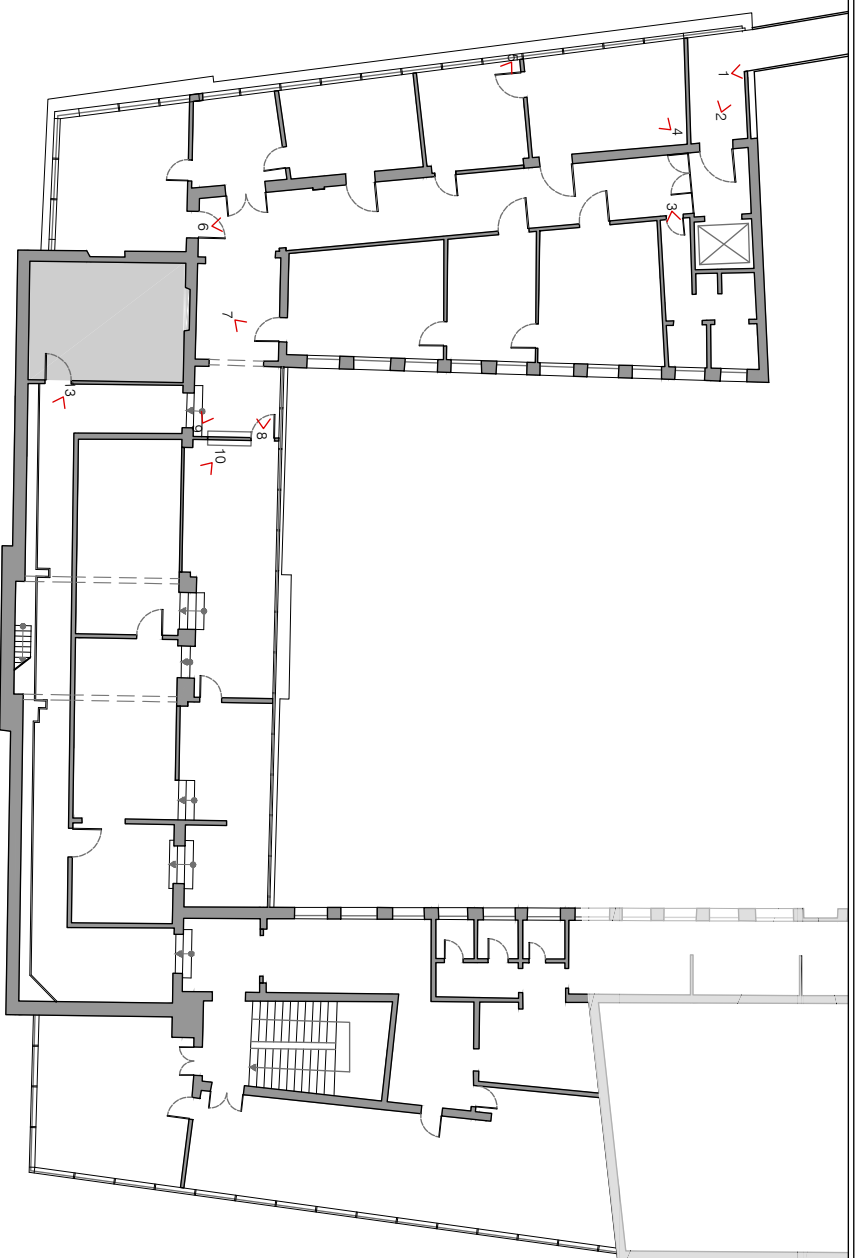


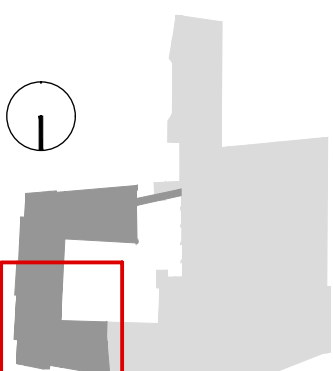
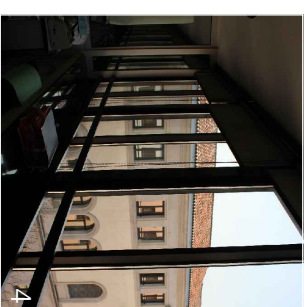
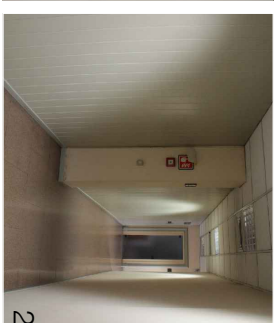
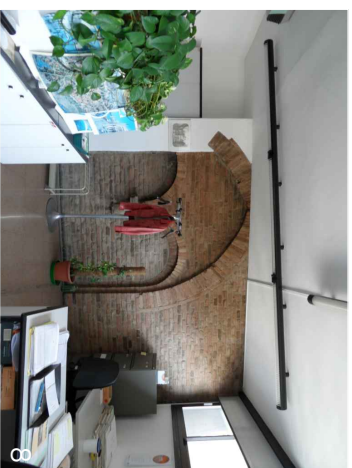
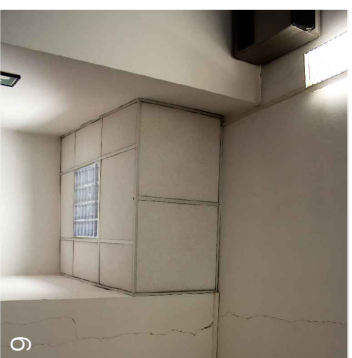
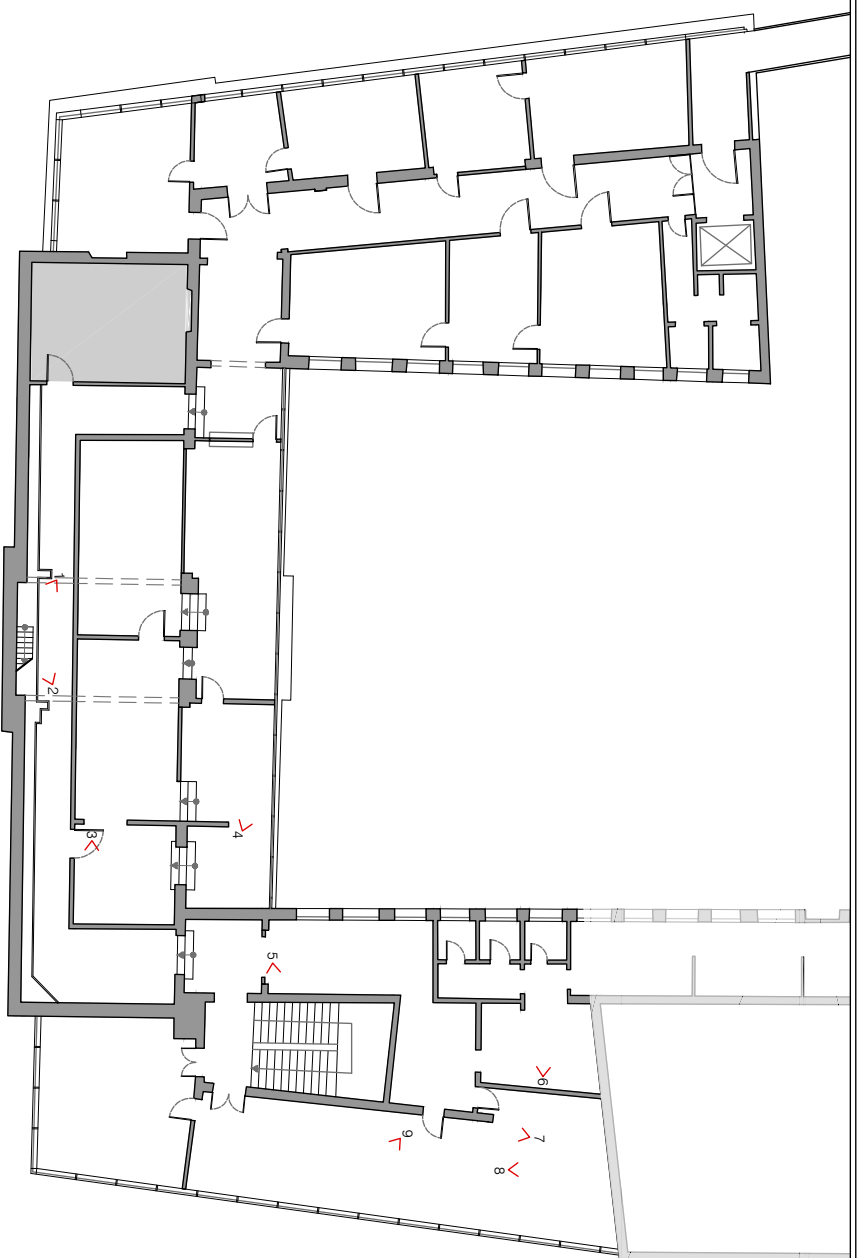


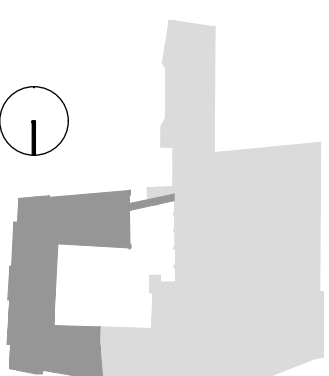
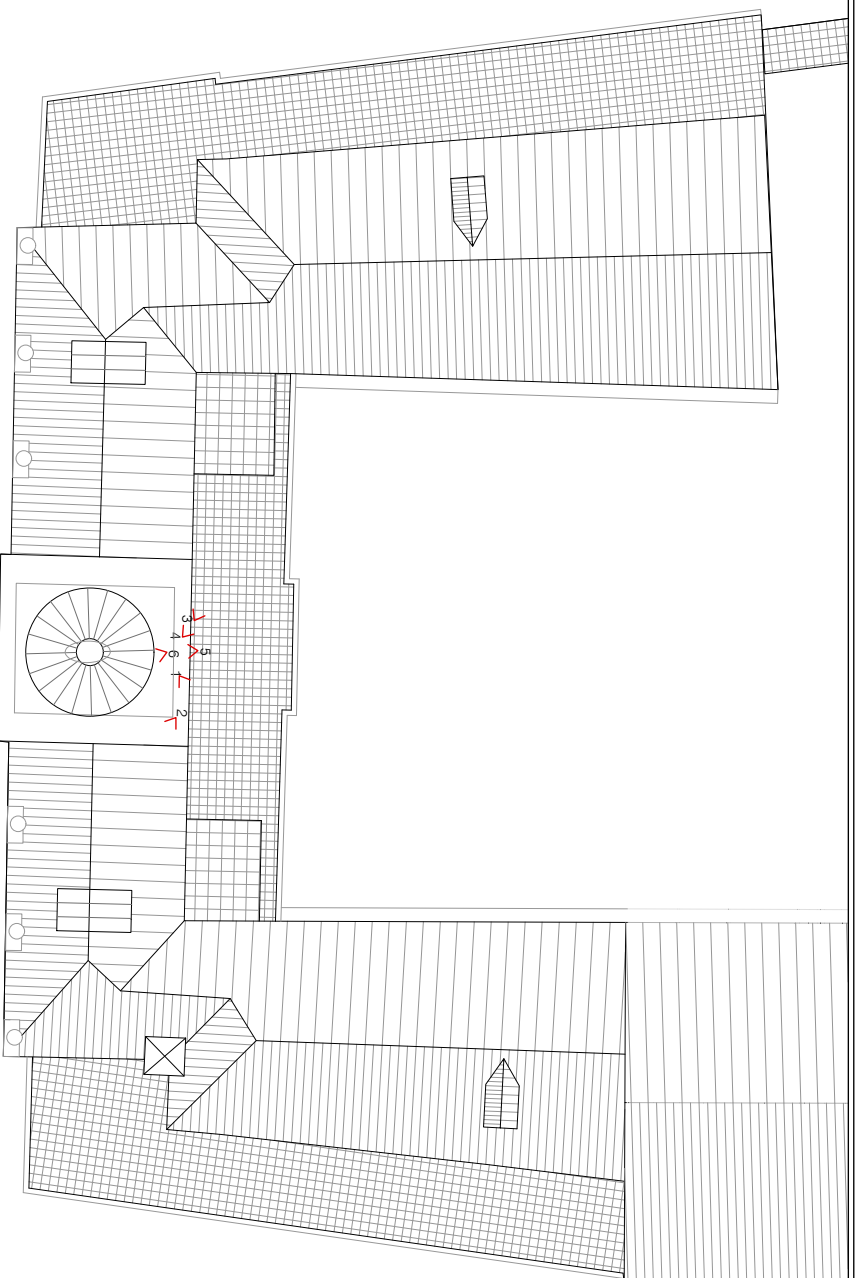


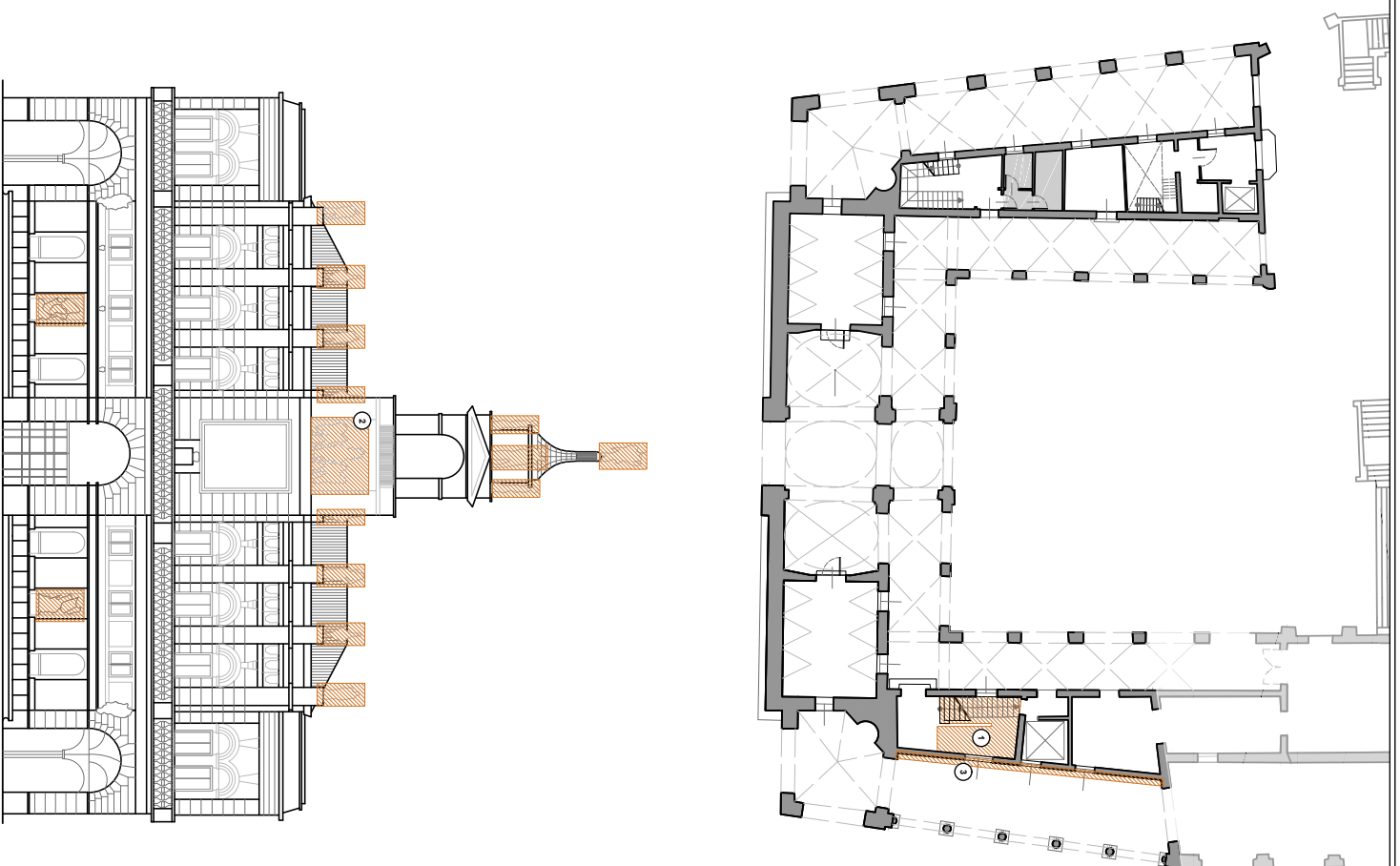






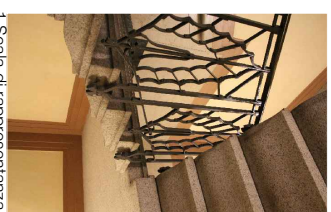




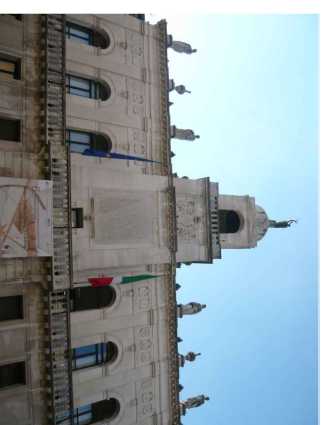
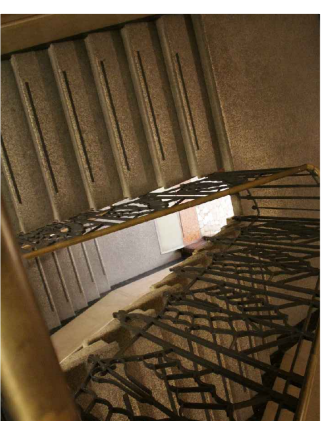


Legenda:

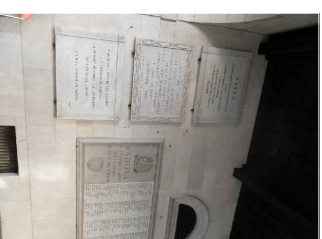
 elemento di interesse storico-artistico



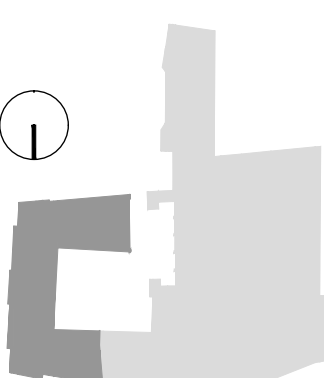
1 Scala di rappresentanza in pietra



2 Statue facciata principale



3 Lapi commemorative





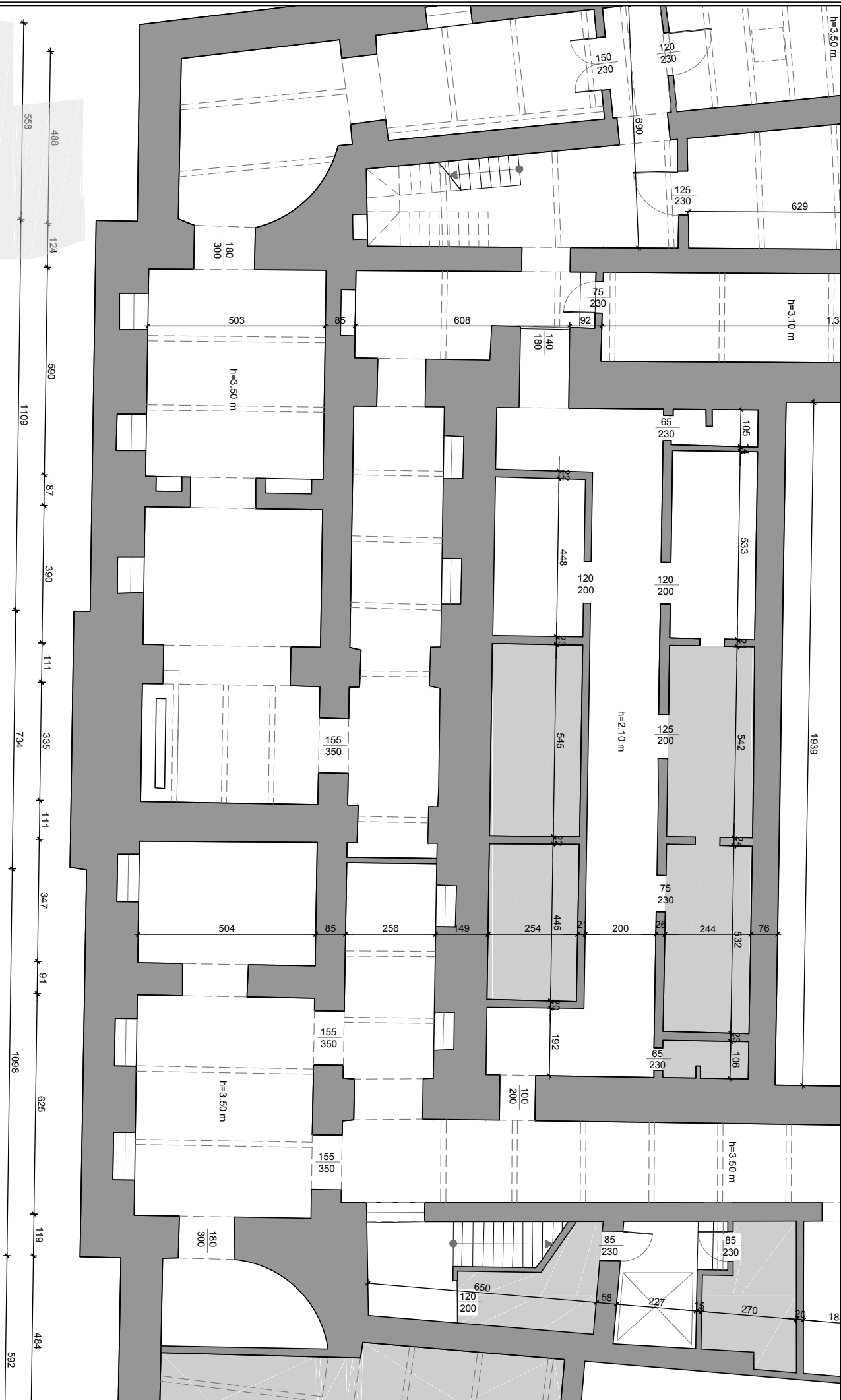


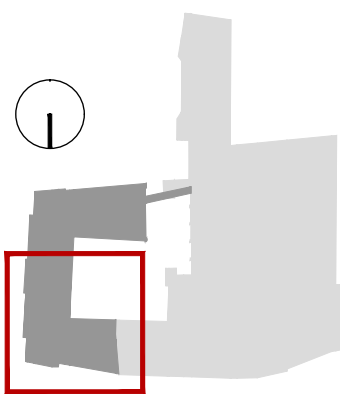
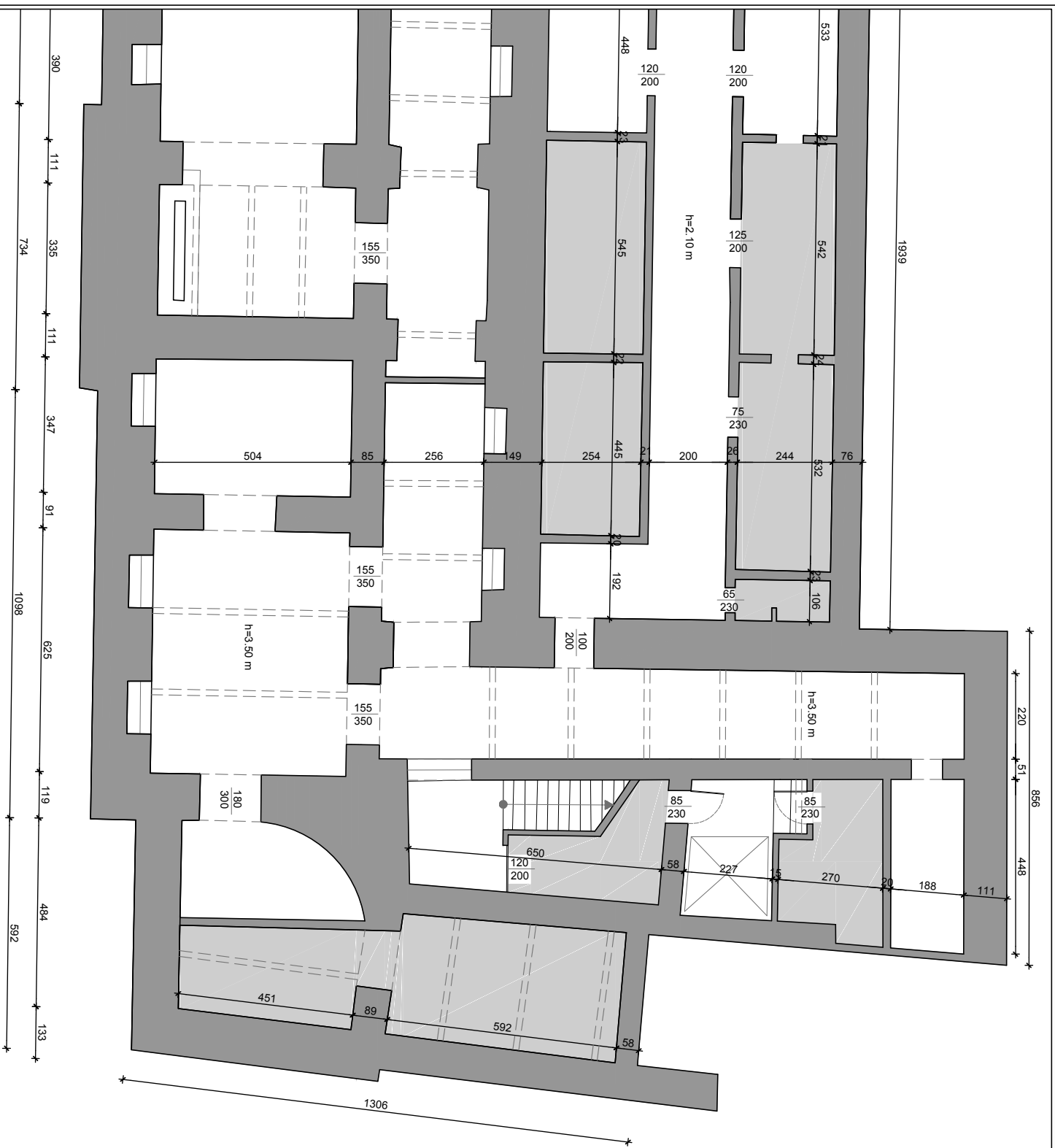
Legenda:

▬ locale non rilevato

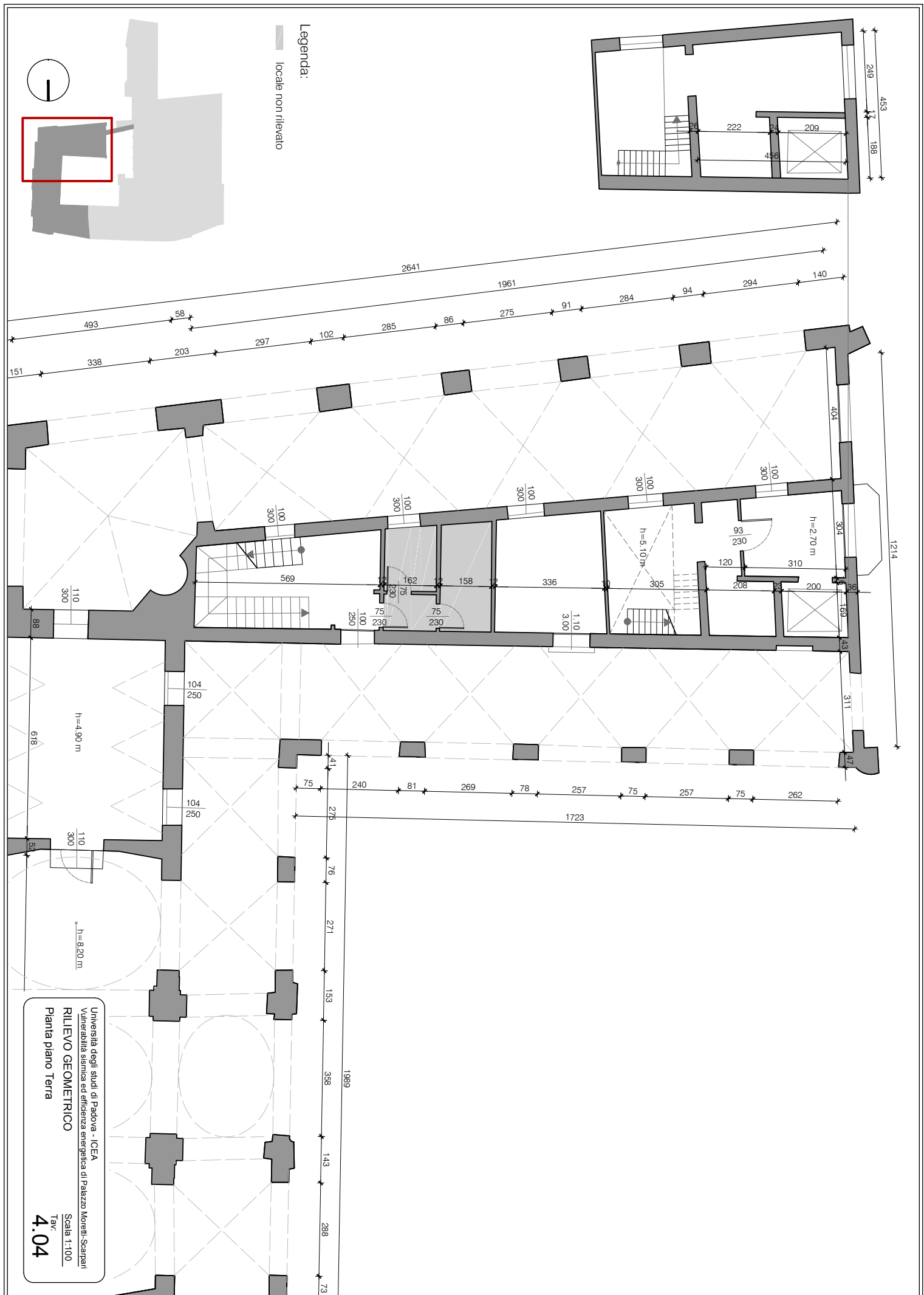
Università degli studi di Padova - ICEA
Vulnerabilità sismica ed efficienza energetica di Palazzo Moretti-Scarpini
RILEVO GEOMETRICO
Pianta piano interrato

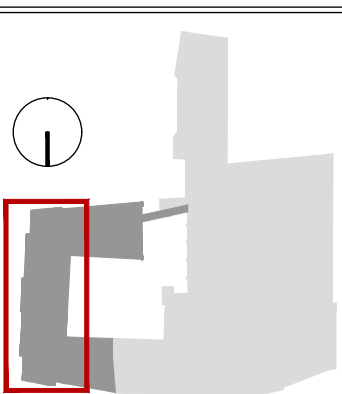
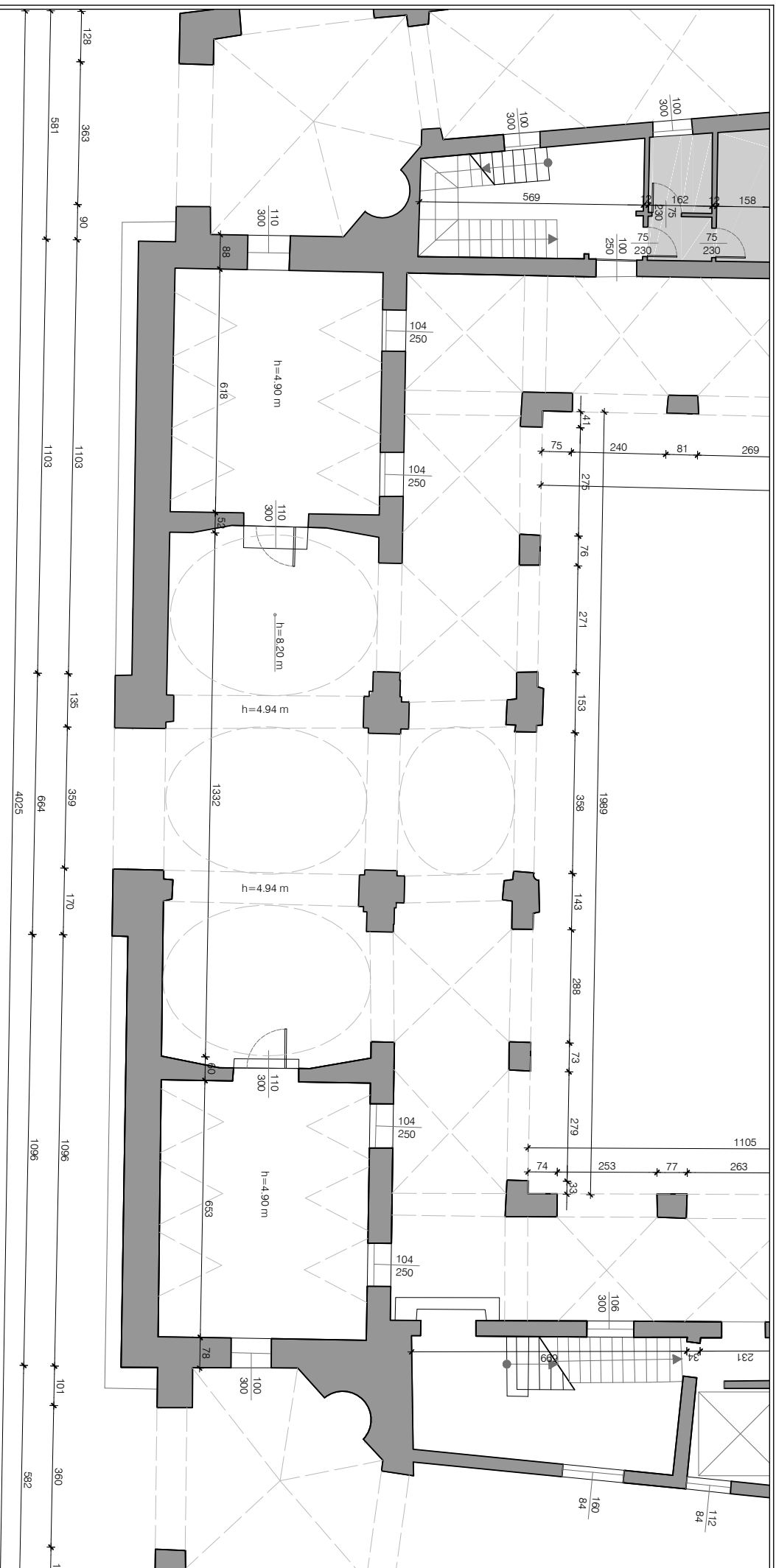
Scala 1:100
Tav.
4.02



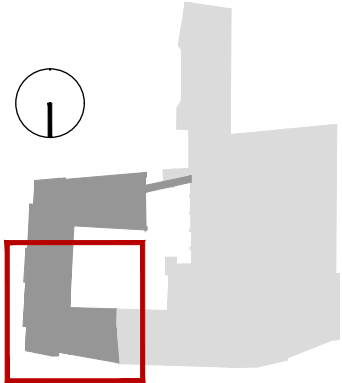
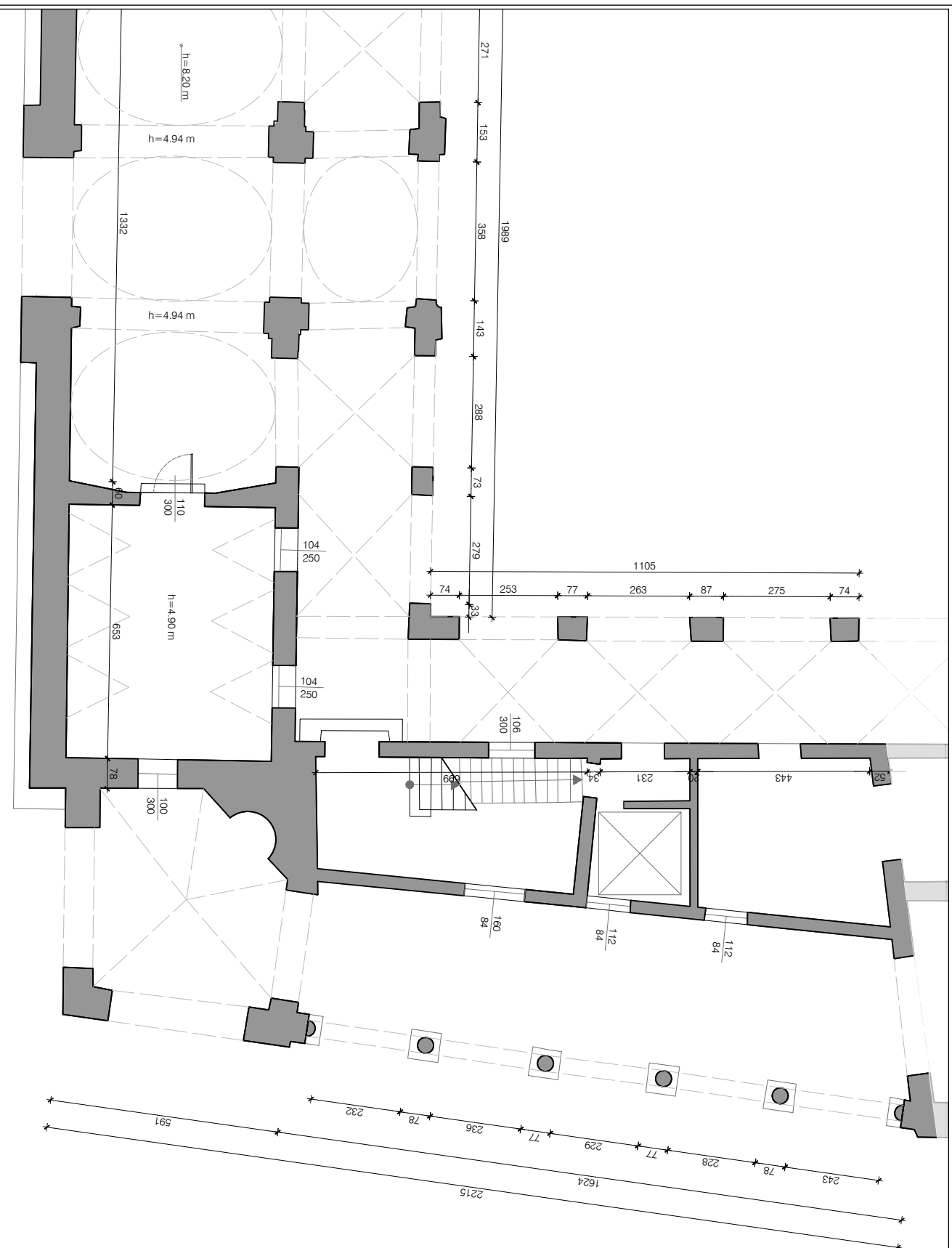


Legenda:
 locale non rilevato



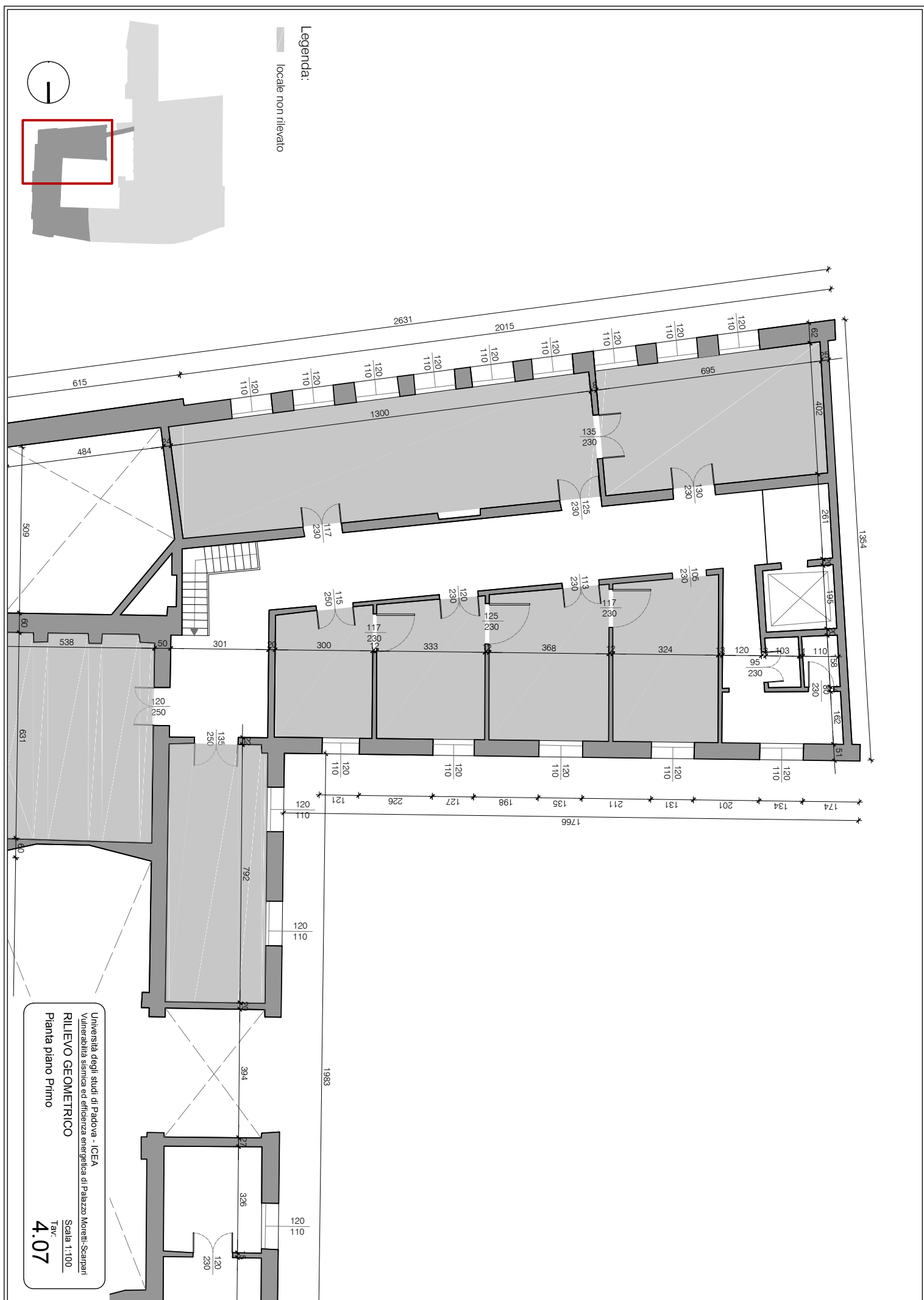


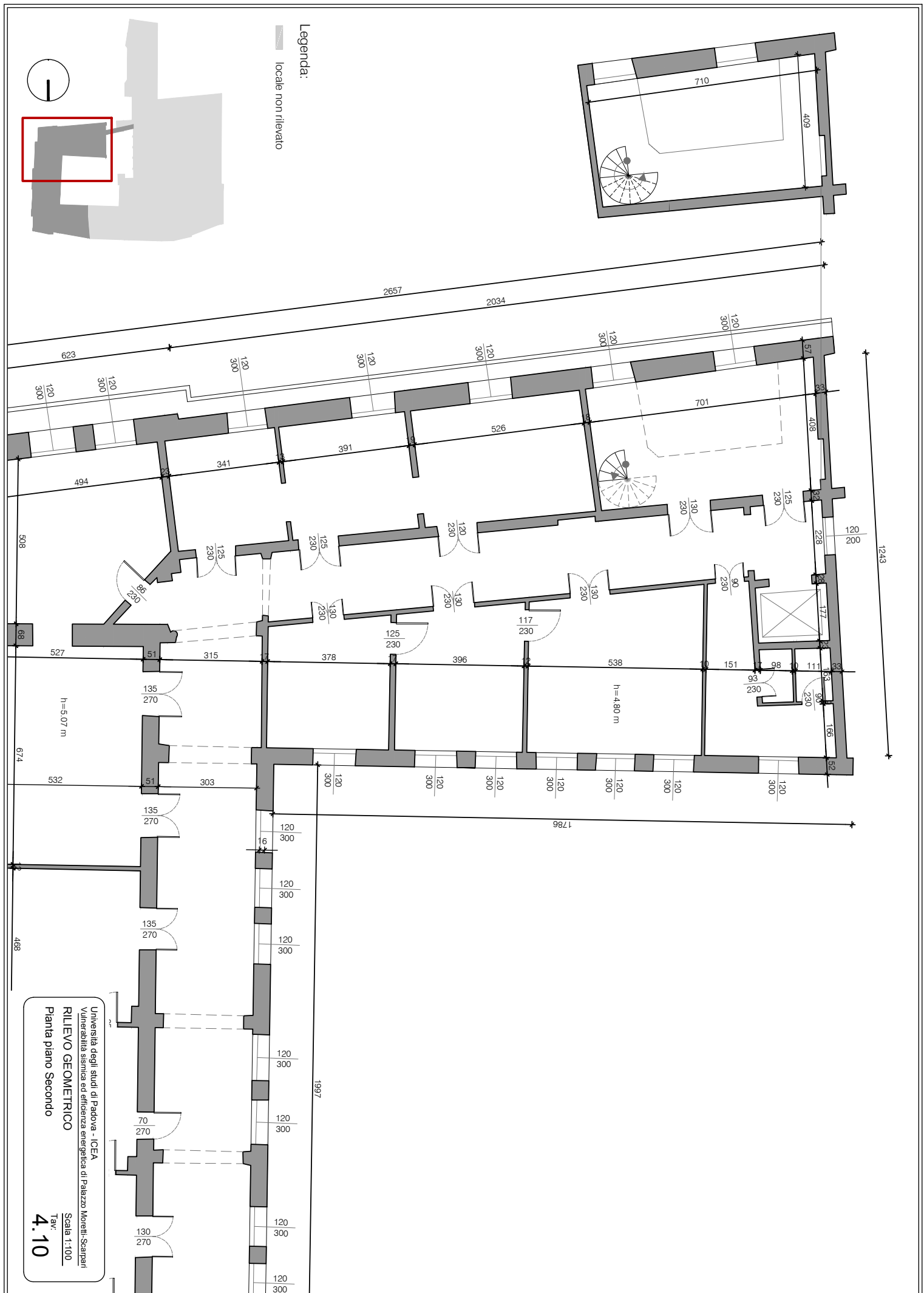
Legenda:
▬ locale non rilevato

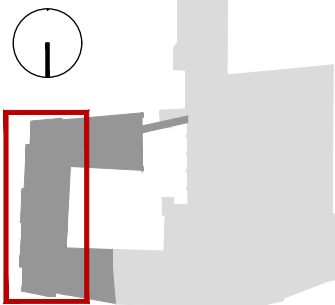


Legenda:
 locale non rilevato



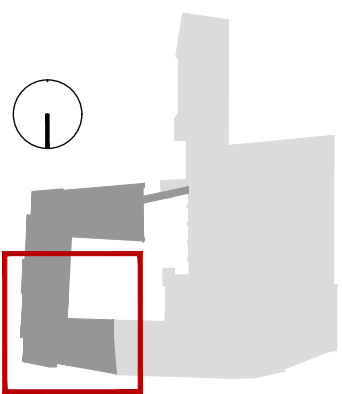
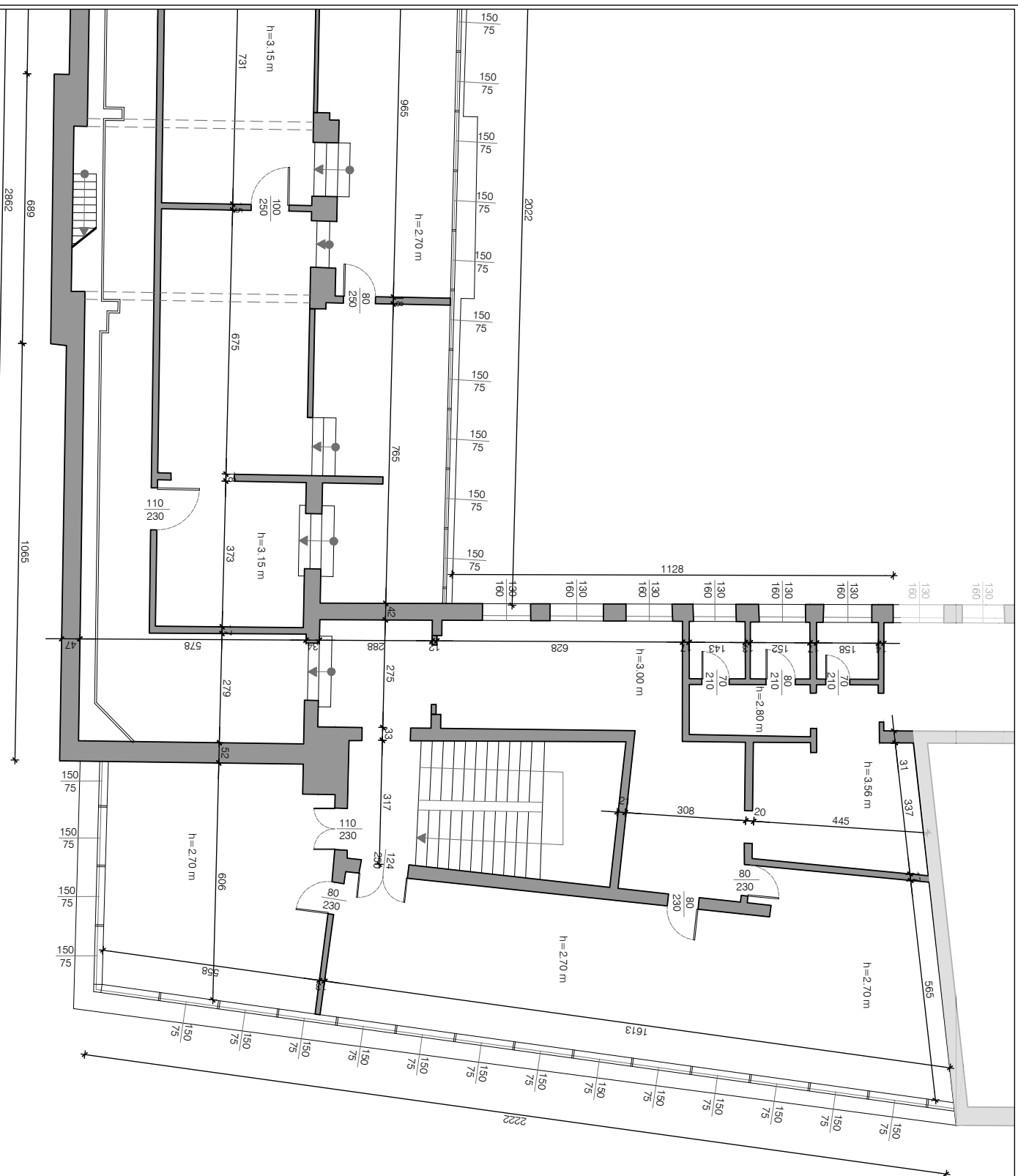






▬ locale non rilevato

4.14

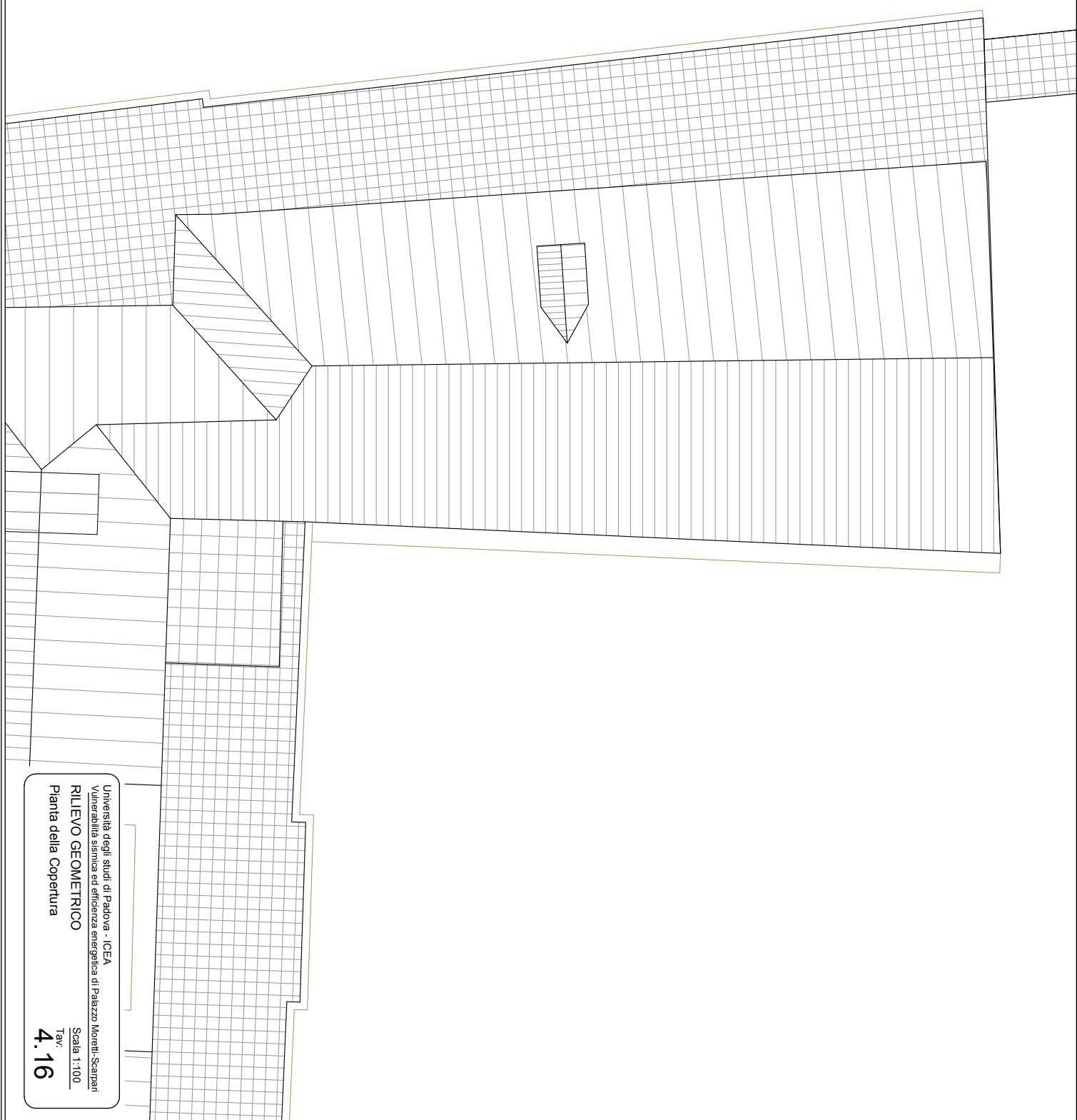


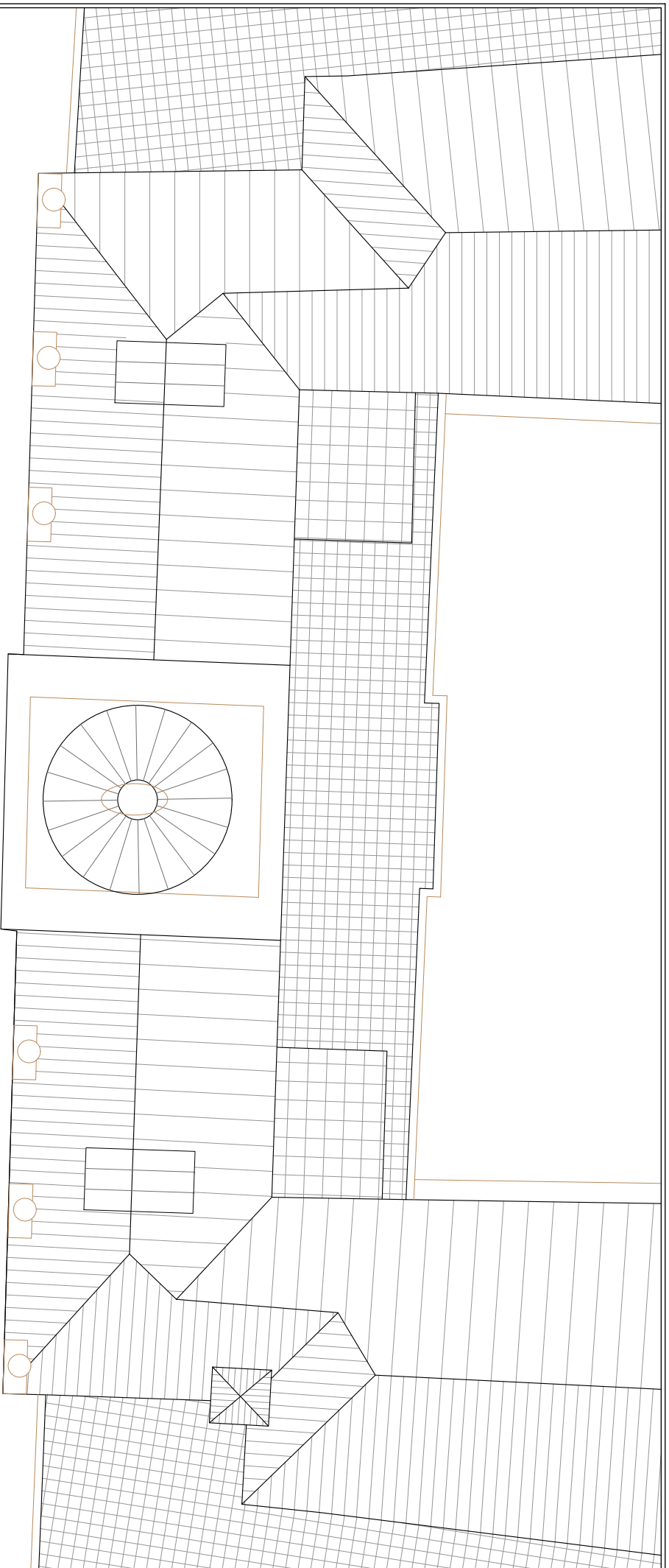
Legenda:
▬ locale non rilevato



Università degli studi di Padova - ICEA
Vulnerabilità sismica ed efficienza energetica di Palazzo Moretti-Scarpari
RILIEVO GEOMETRICO
Pianta della Copertura

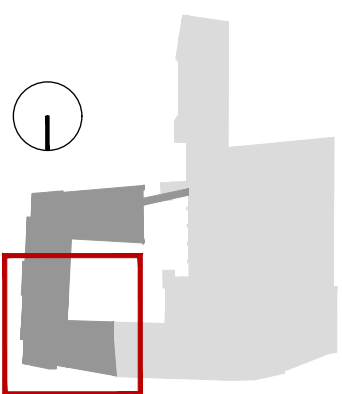
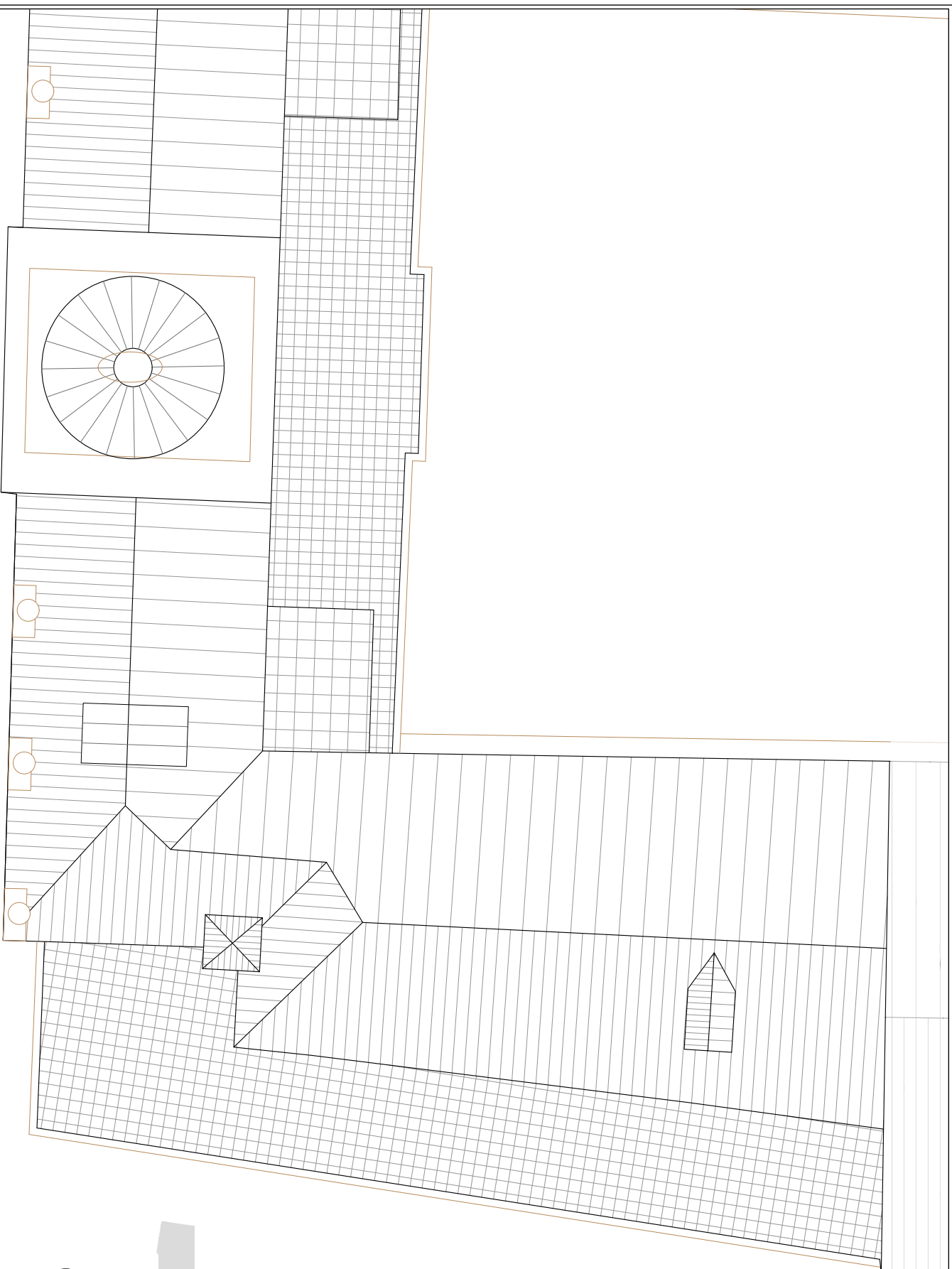
Scala 1:100
Tav.
4.16

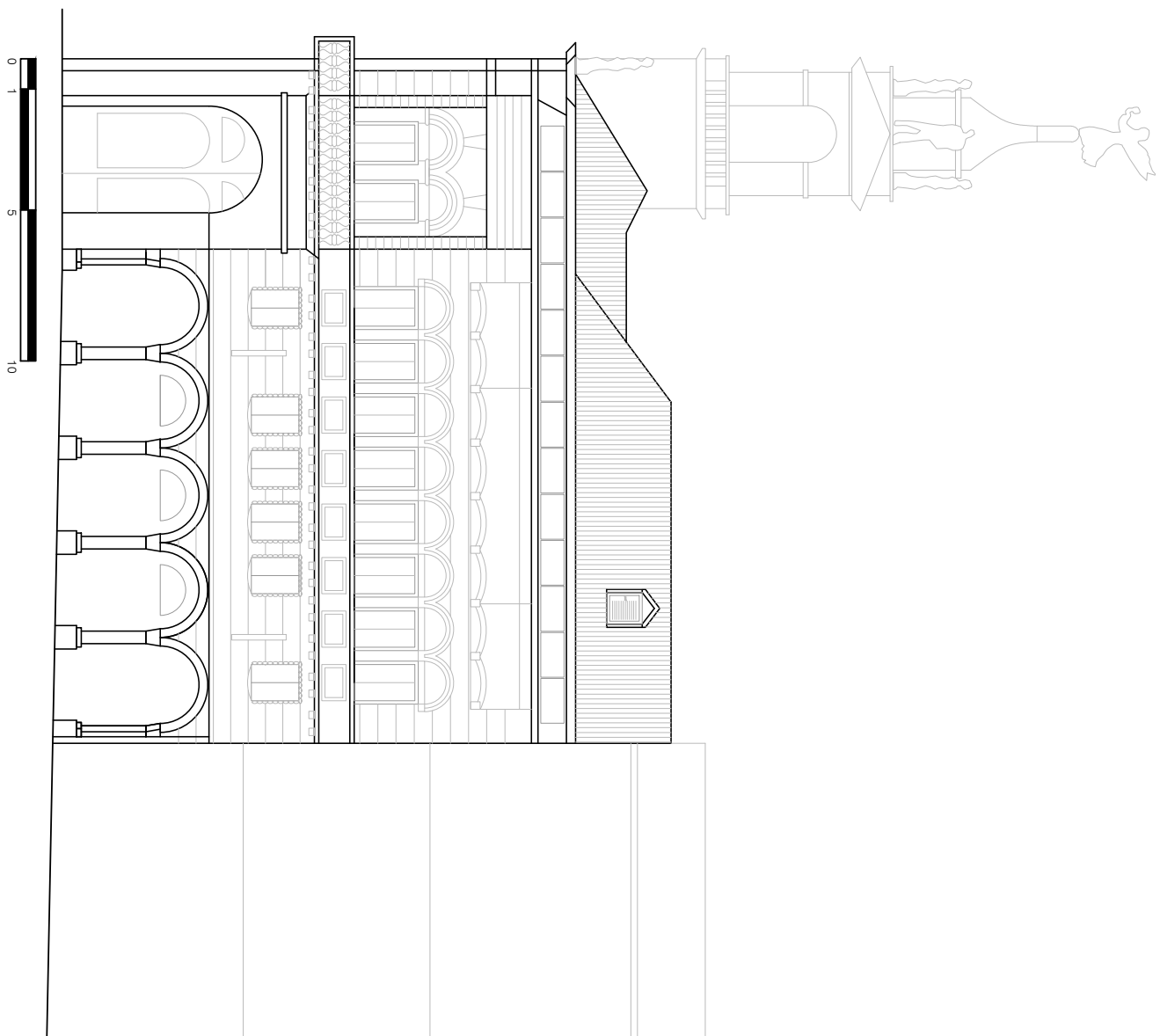


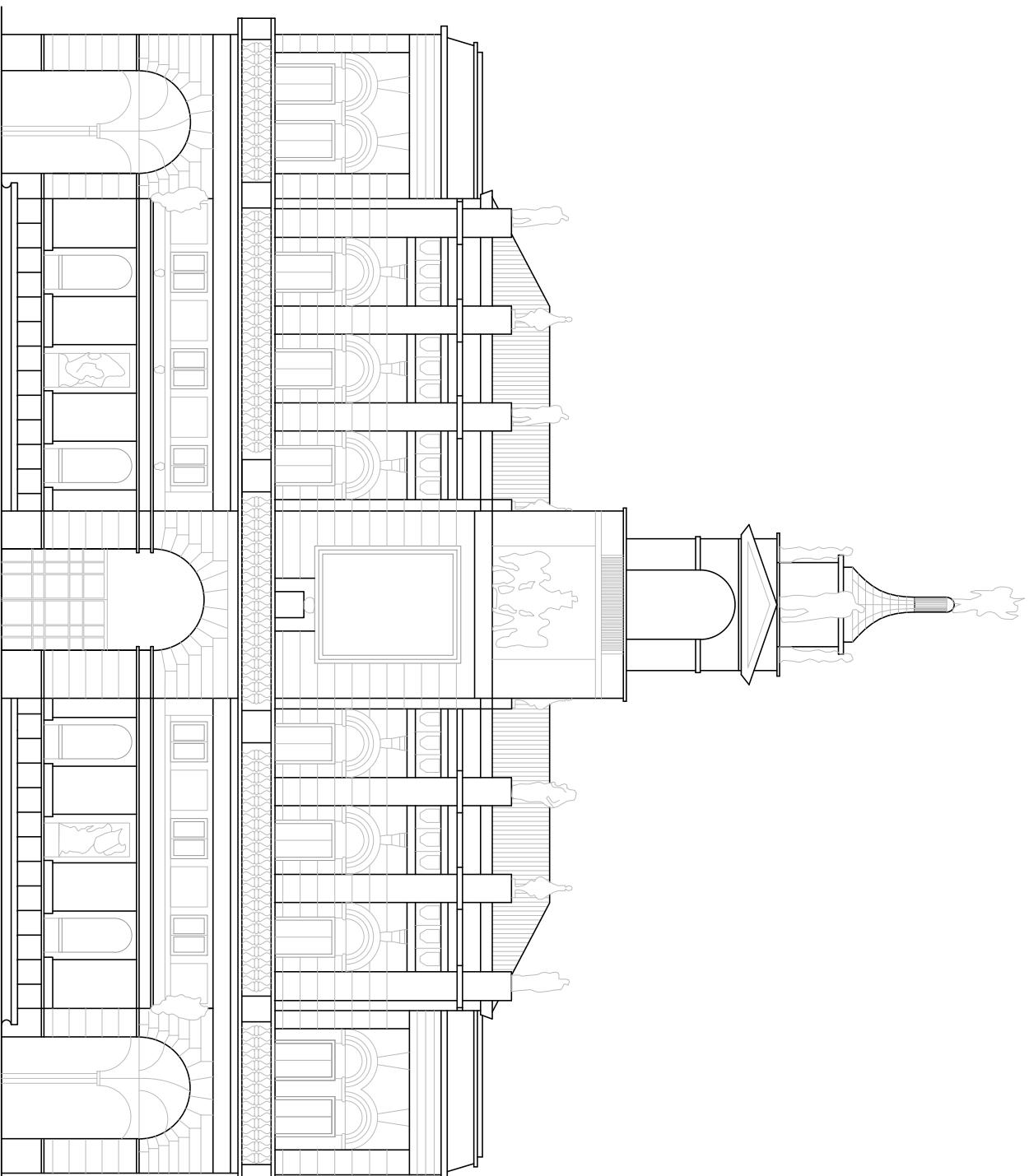


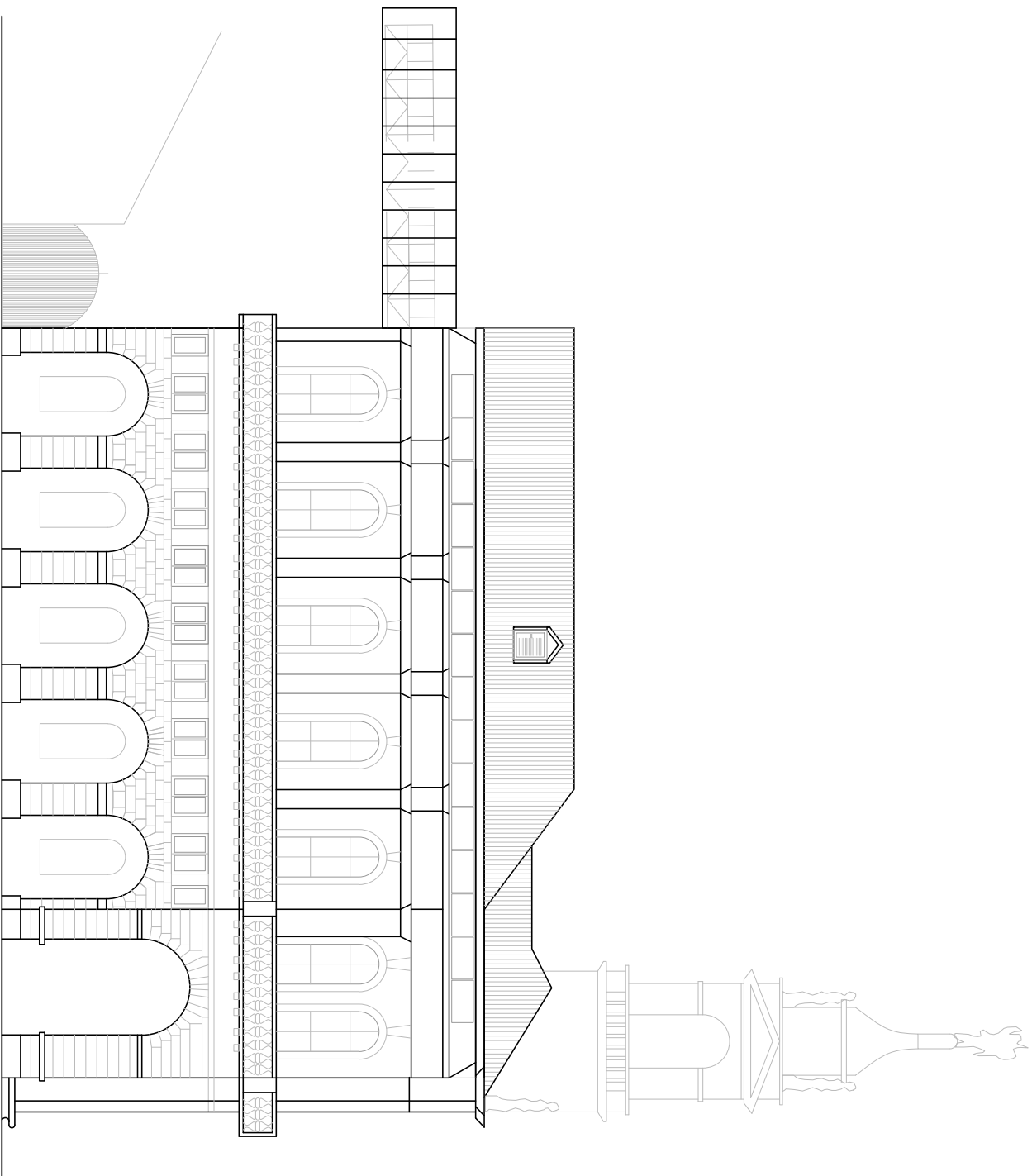
Università degli studi di Padova - ICEA
Vulnerabilità sismica ed efficienza energetica di Palazzo Moretti-Scarpini
RILEVO GEOMETRICO
Pianta della copertura

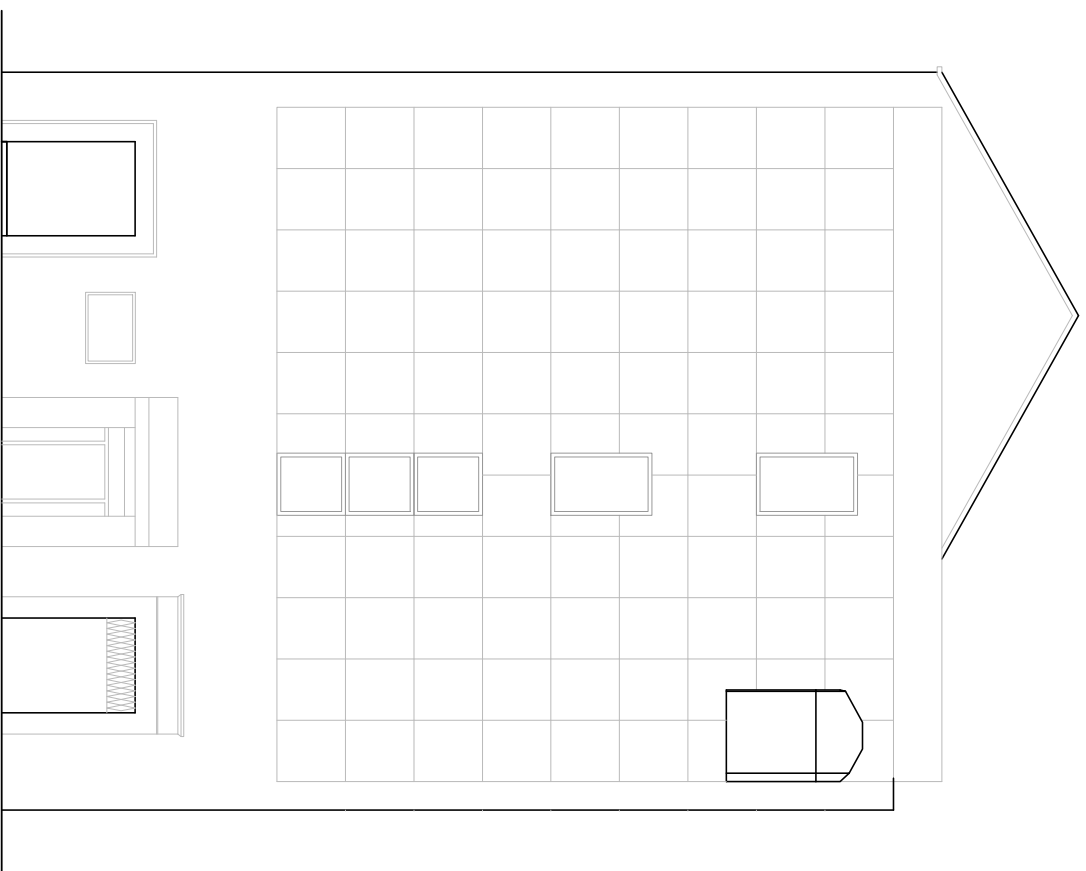
Scala 1:100
Tav.
4.17

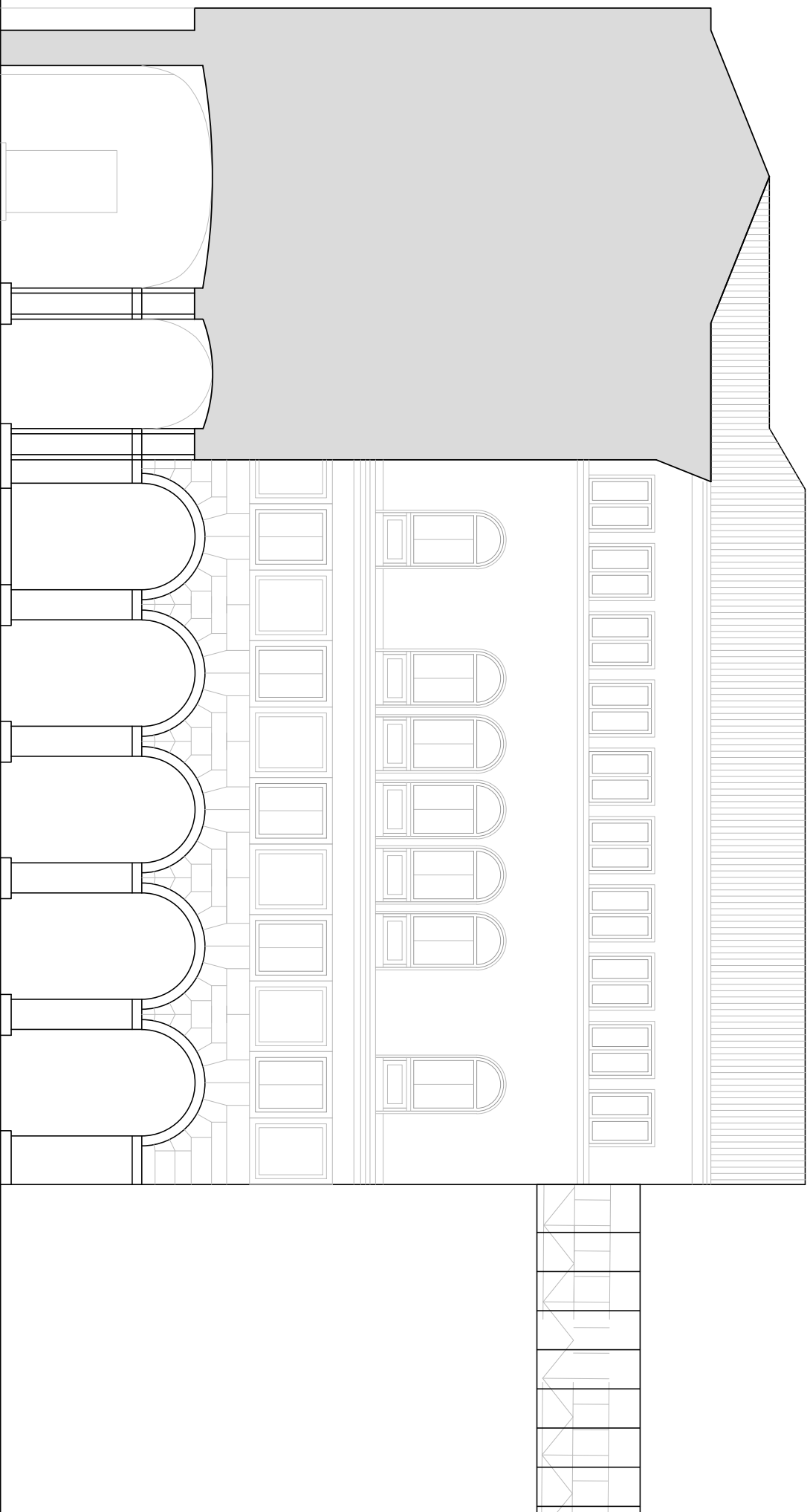


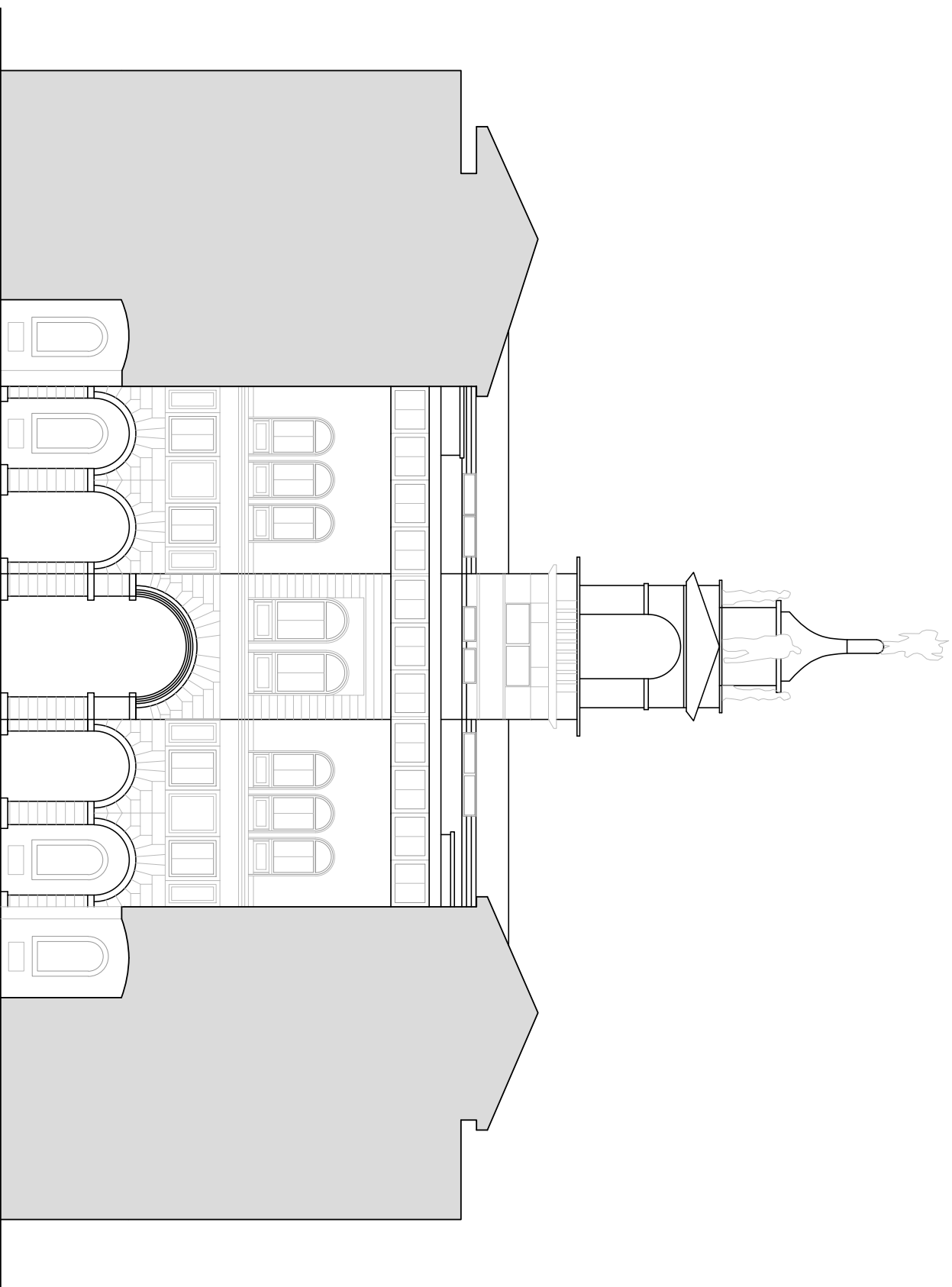


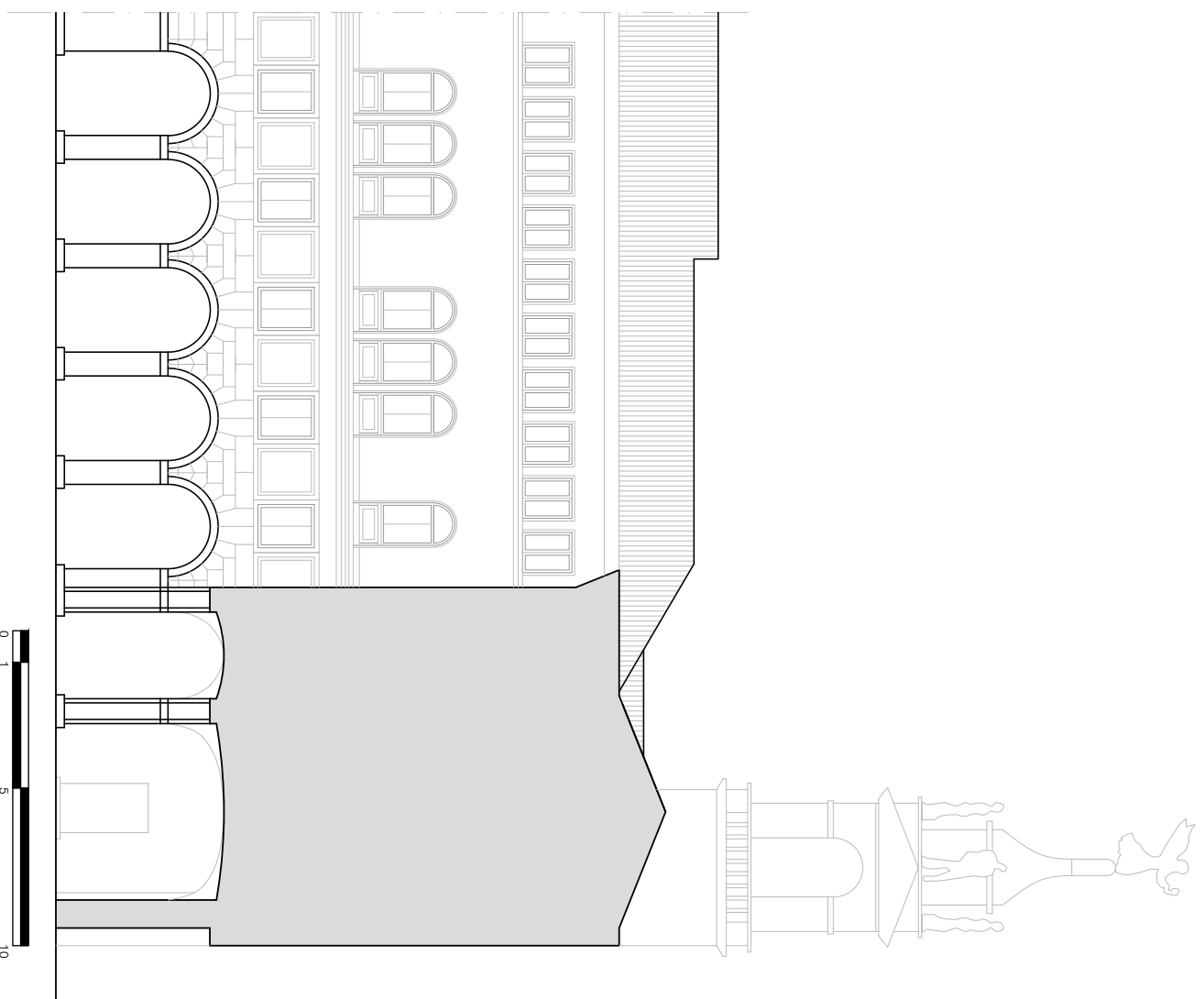


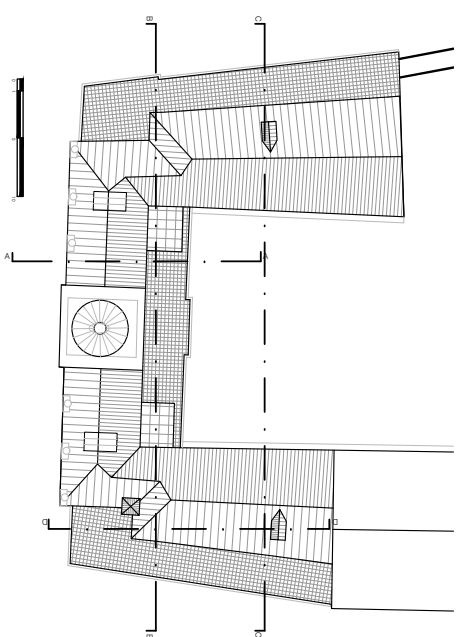
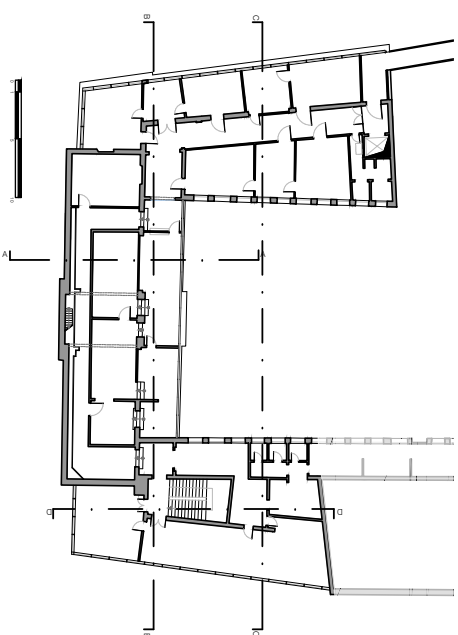
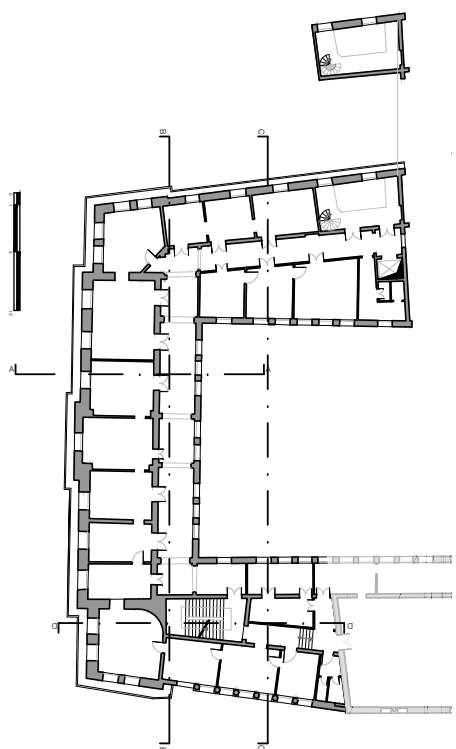
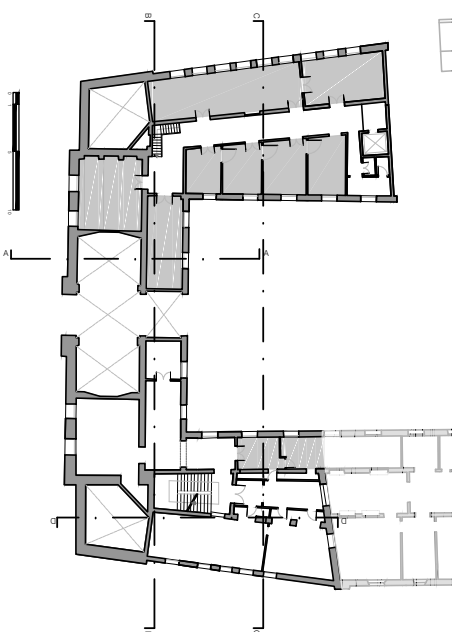
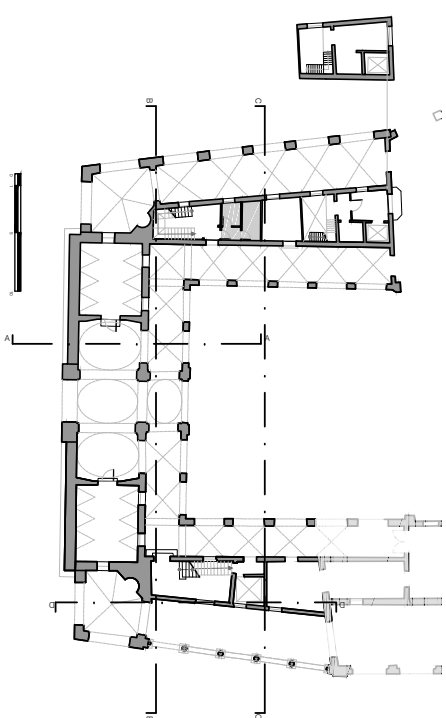
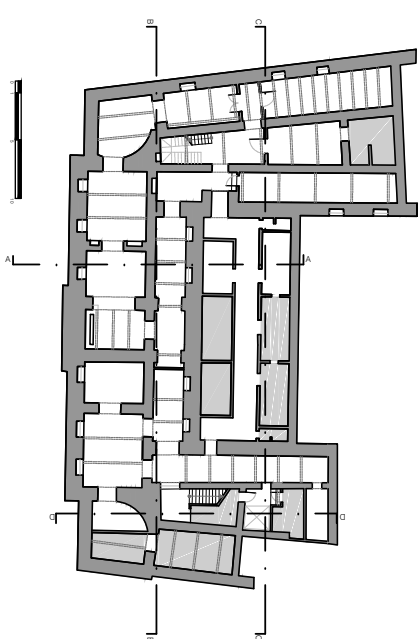






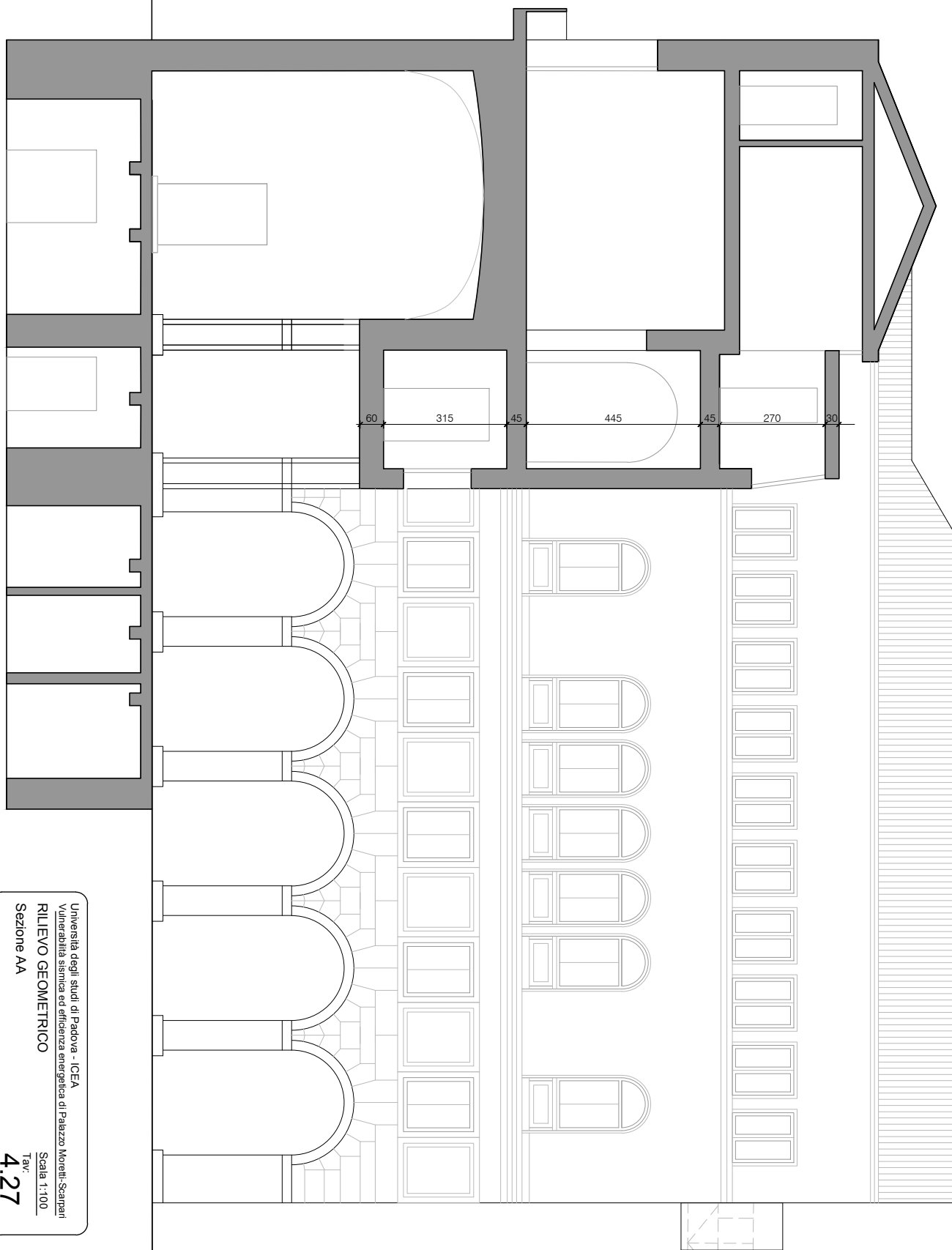






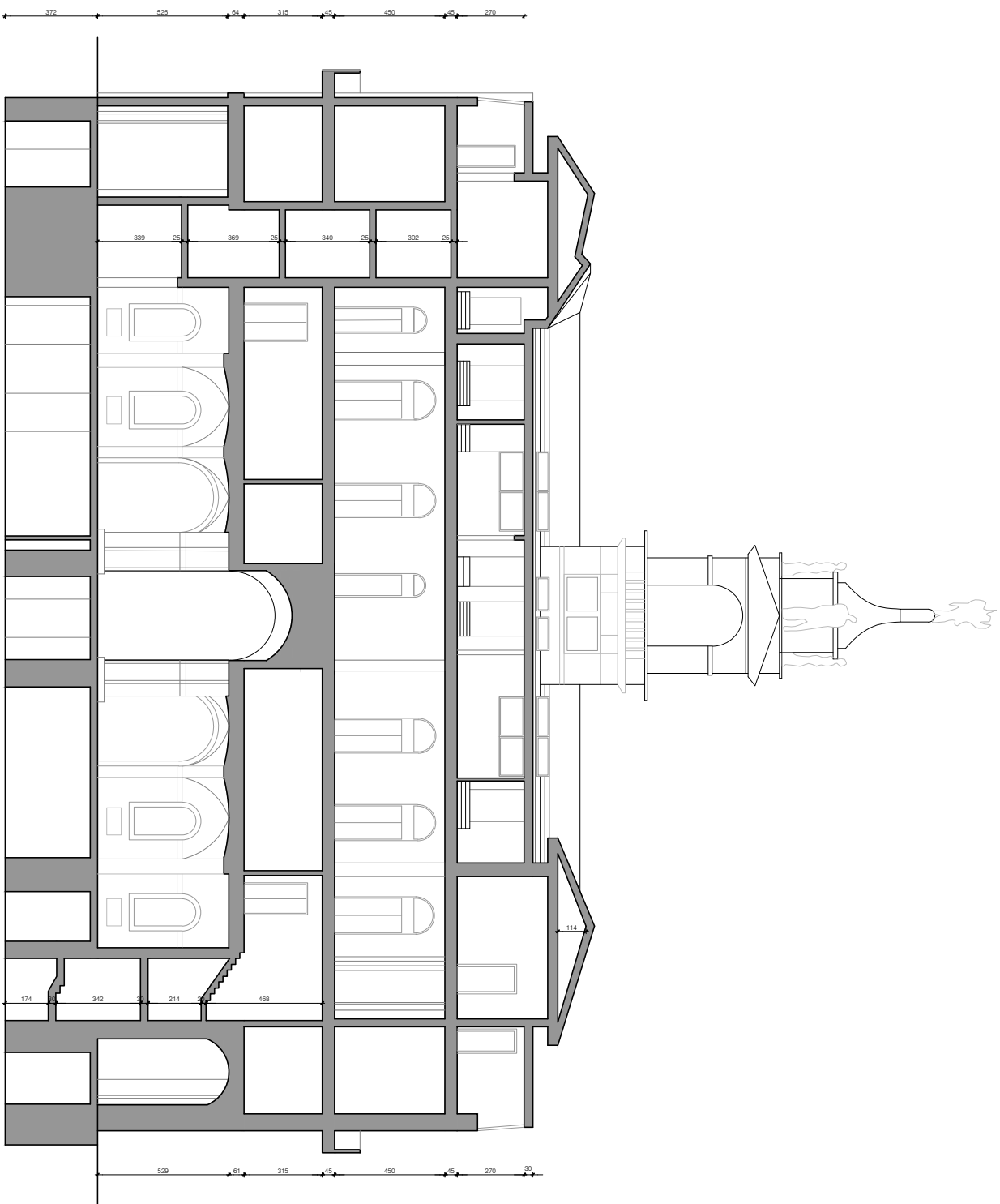
20,04 m

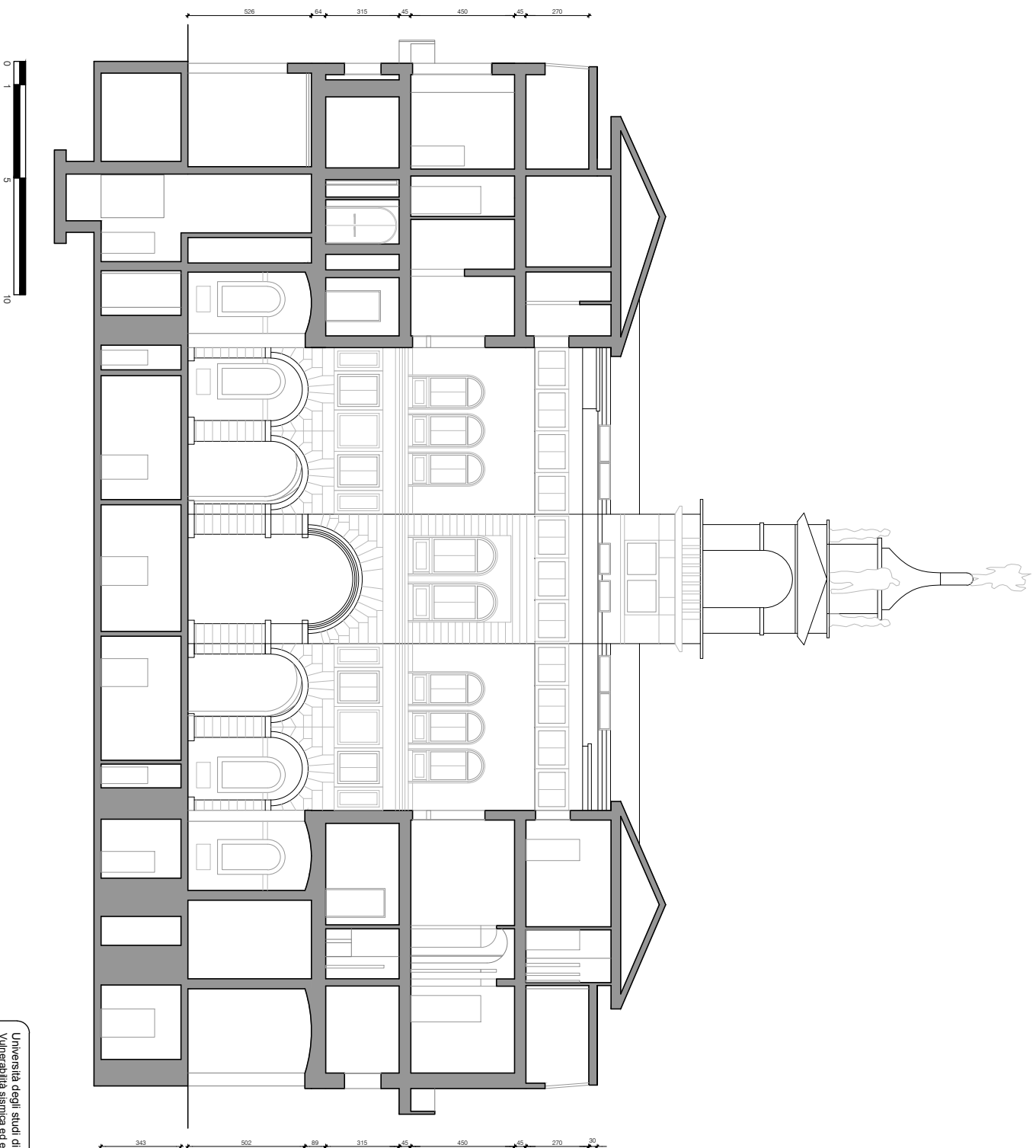
343 28 821 136 507 38 317 188

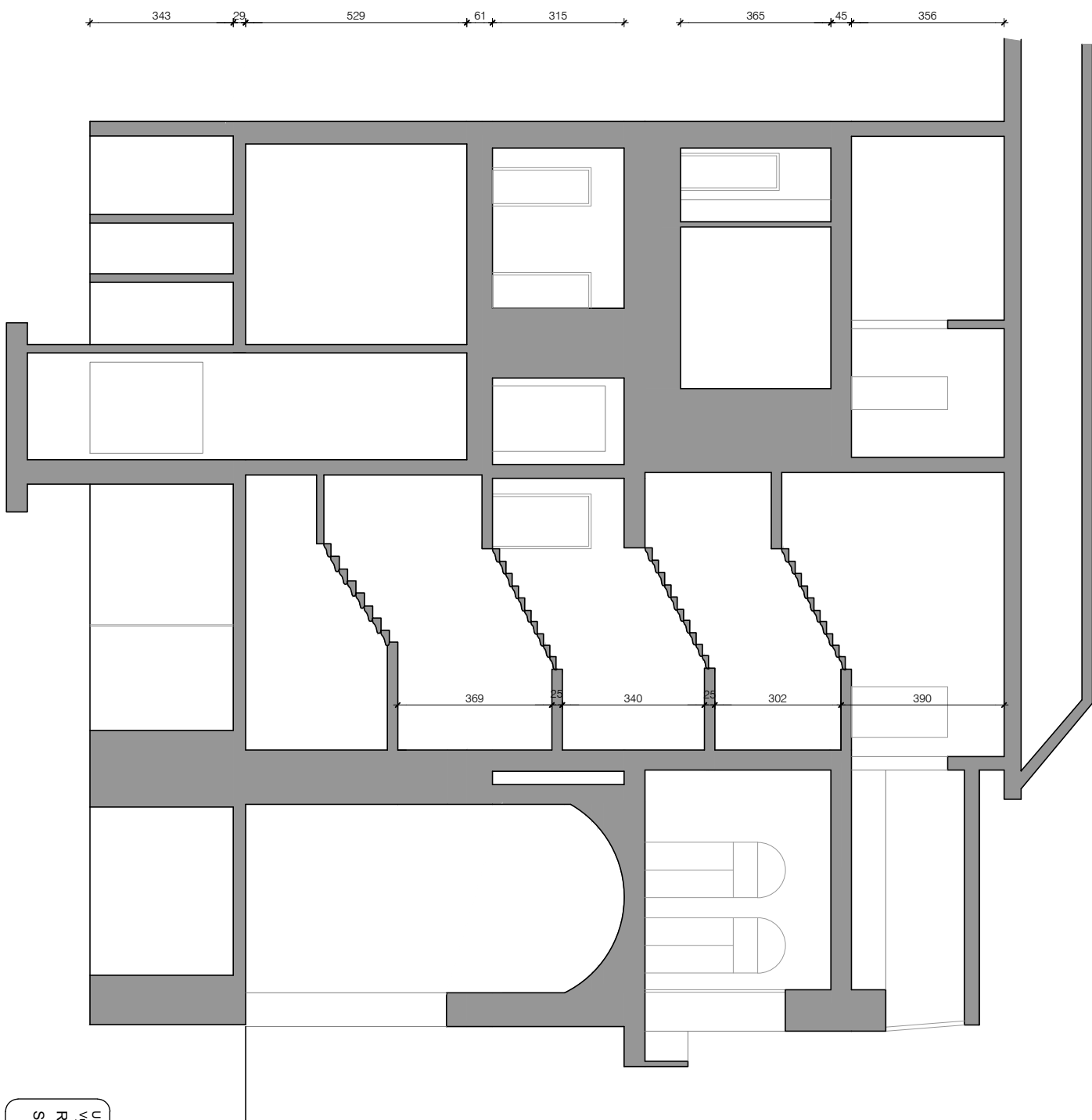


Università degli studi di Padova - ICEA
Vulnerabilità sismica ed efficienza energetica di Palazzo Moretti-Scarpari
RILEVO GEOMETRICO
Sezione AA

Scala 1:100
Tav.
4.27

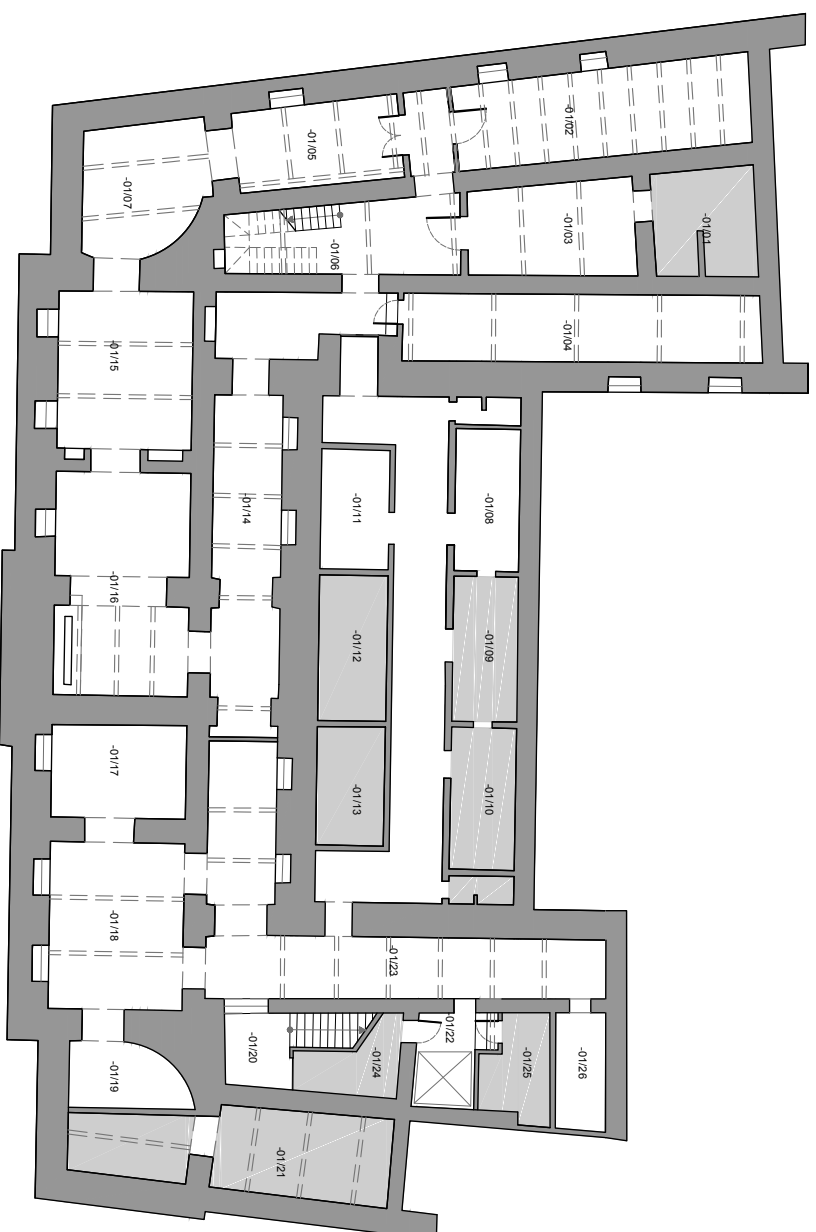




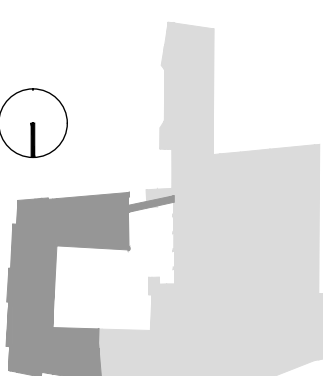


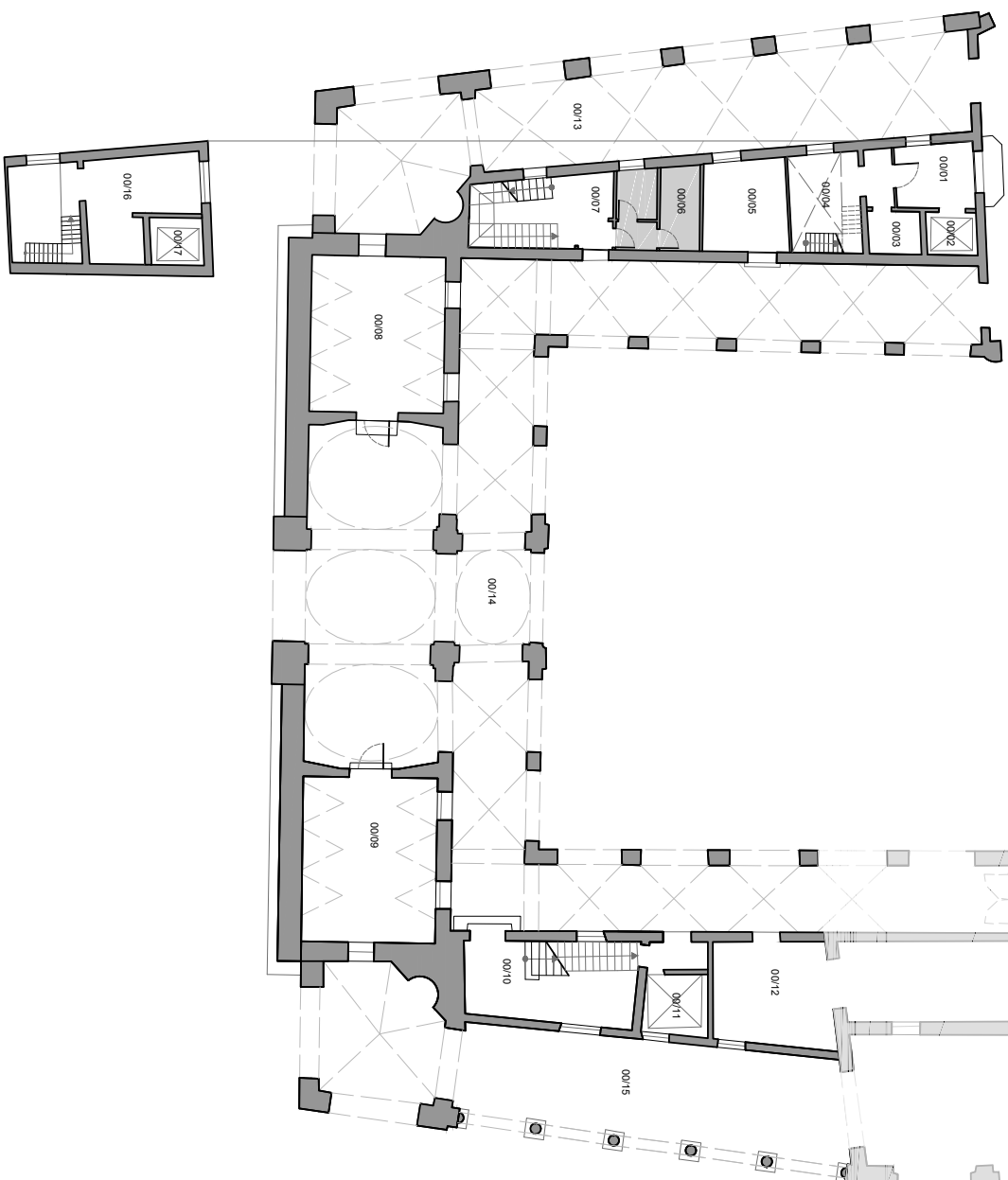
Università degli studi di Padova - ICEA
Vulnerabilità sismica ed efficienza energetica di Palazzo Moretti-Scarpari
RILEVO GEOMETRICO
Sezione DD

Scala 1:100
Tav.
4.30

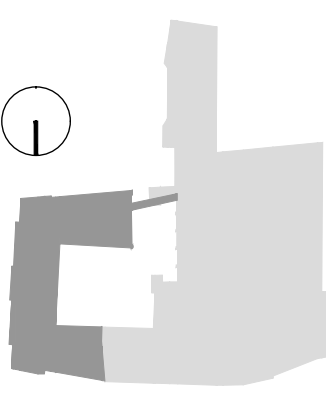


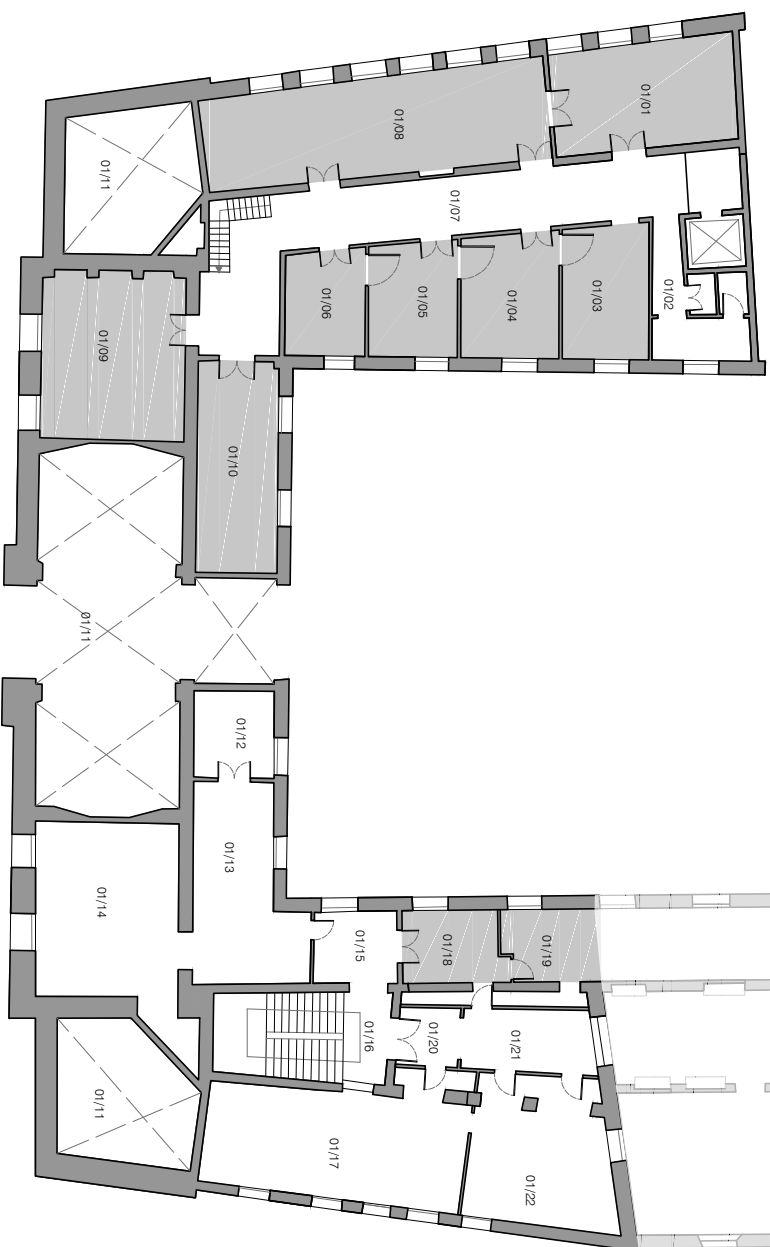
vano	destinazioni d'uso
-01/01	vano tecnico
-01/02	archivio
-01/03	archivio
-01/04	locale dismesso
-01/05	archivio
-01/06	vano scale
-01/07	archivio
-01/08	locale dismesso
-01/09	locale dismesso
-01/10	locale dismesso
-01/11	locale dismesso
-01/12	locale dismesso
-01/13	locale dismesso
-01/14	archivio
-01/15	archivio
-01/16	archivio
-01/17	archivio
-01/18	archivio
-01/19	archivio
-01/20	vano scale
-01/21	destinazione non conosciuta
-01/22	vano tecnico
-01/23	corridoio
-01/24	destinazione non conosciuta
-01/25	destinazione non conosciuta
-01/26	locale dismesso



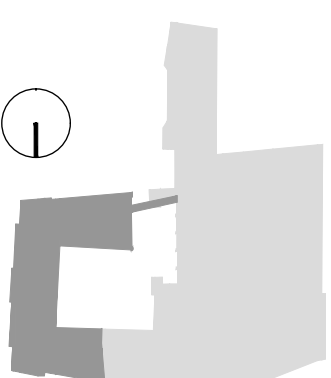


vano	destinazioni d'uso
00/01	ufficio
00/02	vano tecnico
00/03	vano tecnico
00/04	archivio
00/05	ufficio
00/06	servizi igienici
00/07	vano scale
00/08	ufficio
00/09	ufficio
00/10	vano scale
00/11	vano tecnico
00/12	ufficio
00/13	portico
00/14	portico
00/15	portico
00/16	archivio
00/17	vano tecnico



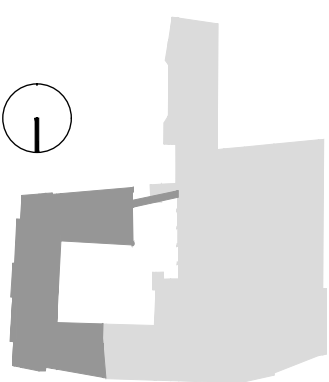


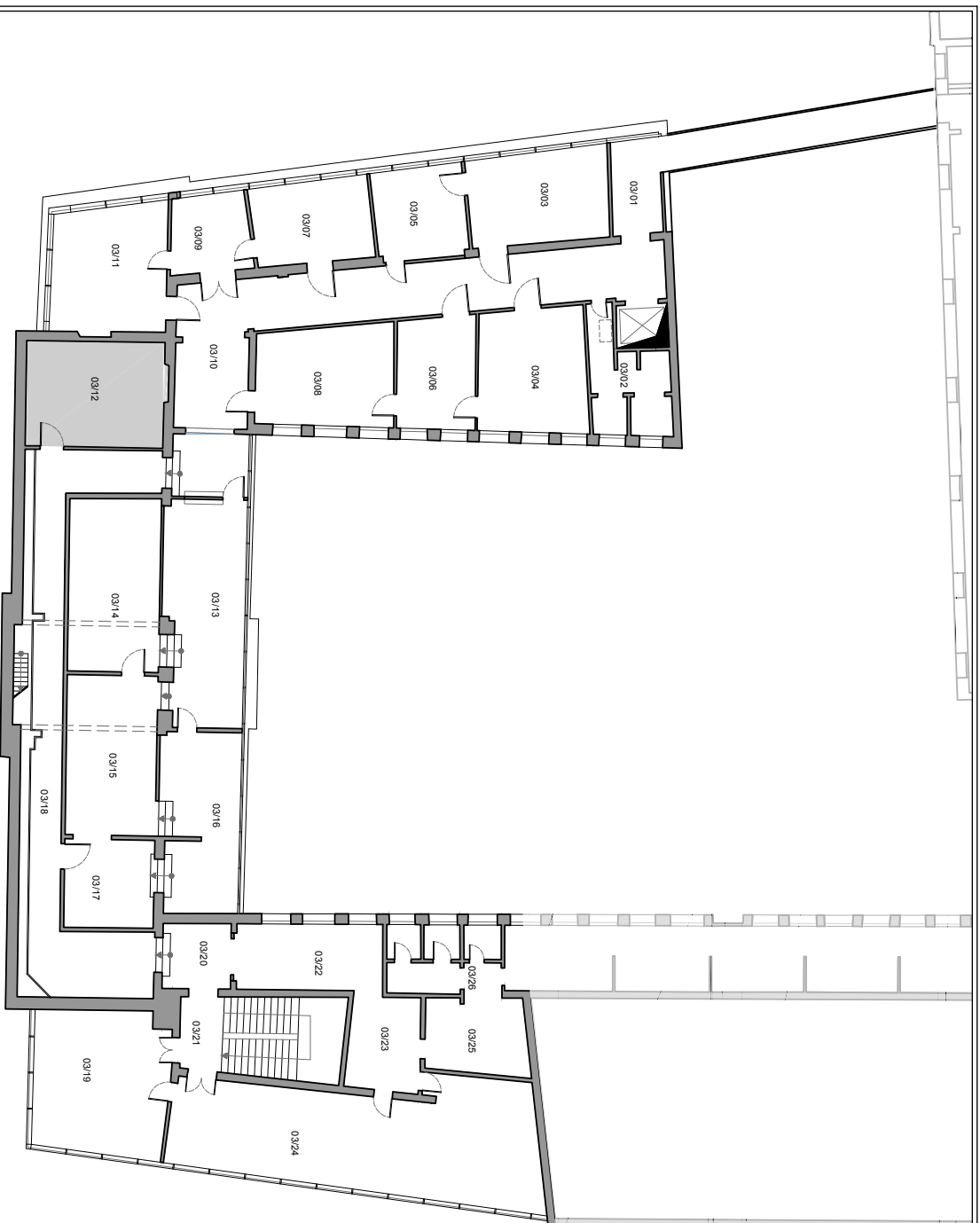
vano	destinazioni d'uso
01/01	destinazione non conosciuta
01/02	servizi igienici
01/03	ufficio
01/04	ufficio
01/05	ufficio
01/06	ufficio
01/07	corridoio
01/08	ufficio
01/09	ufficio
01/10	ufficio
01/11	vuoto
01/12	ufficio
01/13	ufficio
01/14	ufficio
01/15	corridoio
01/16	vano scale
01/17	ufficio
01/18	ufficio
01/19	ufficio
01/20	corridoio
01/21	corridoio
01/22	ufficio



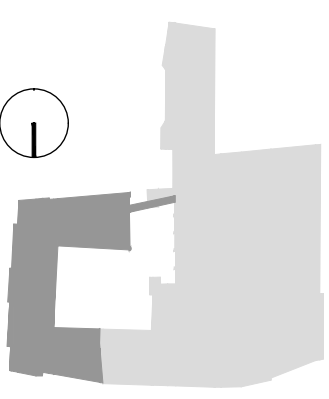


vano	destinazioni d'uso
02/01	ufficio
02/02	vano tecnico
02/03	servizi igienici
02/04	ufficio
02/05	ufficio
02/06	ufficio
02/07	ufficio
02/08	ufficio
02/09	ufficio
02/10	ufficio
02/11	corridoio
02/12	corridoio
02/13	ufficio
02/14	ufficio
02/15	ufficio
02/16	ufficio
02/17	ufficio
02/18	ufficio
02/19	ufficio
02/20	ufficio
02/21	ufficio
02/22	ufficio
02/23	vano scale
02/24	corridoio
02/25	corridoio
02/26	servizi igienici
02/27	ufficio
02/28	ufficio
02/29	archivio





vano	destinazioni d'uso
03/01	corridoio
03/02	servizi igienici
03/03	ufficio
03/04	ufficio
03/05	ufficio
03/06	ufficio
03/07	ufficio
03/08	ufficio
03/09	ufficio
03/10	corridoio
03/11	ufficio
03/12	archivio
03/13	ufficio
03/14	ufficio
03/15	ufficio
03/16	ufficio
03/17	ufficio
03/18	corridoio
03/19	ufficio
03/20	corridoio
03/21	vano scale
03/22	sala attesa
03/23	corridoio
03/24	ufficio
03/25	corridoio
03/26	servizi igienici



Legenda:

Prove non distruttive:

- SON n.4 prove soniche
- SCL n.24 sclerometri *
- P n.26 prove magnetometriche (pacometro) *

Prove debolmente distruttive:

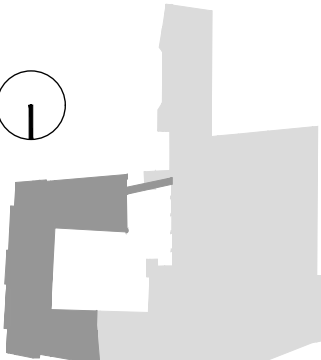
- E n.5 endoscopie *
- POZ n.2 pozzetto di spezione della fondazione
- S n.3 scarifiche

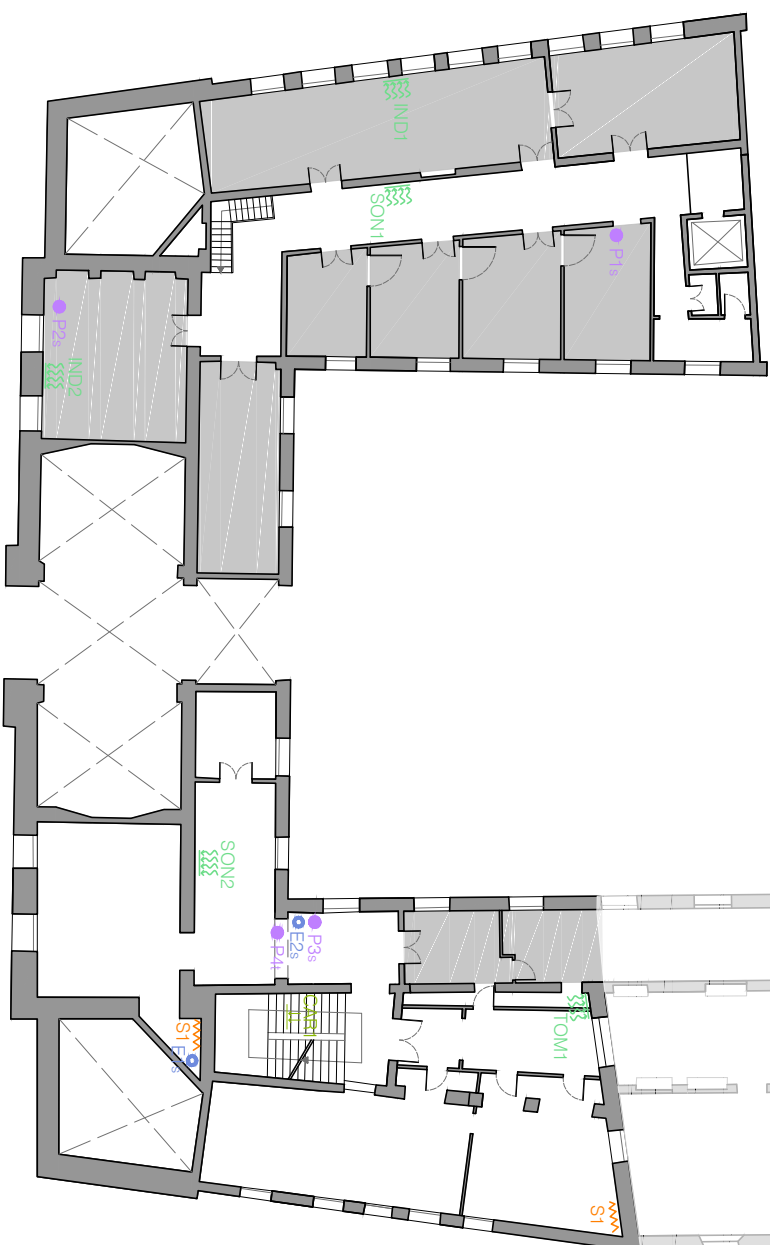
▬ locale non rilevato

ELEMENTI DA INDAGARE:

- ammassamento tra le murature e i solai;
- tipologia e caratteristiche meccaniche dei solai;
- tipologia e caratteristiche meccaniche degli elementi che compongono le murature e delle murature stesse;
- presenza di vuoti all'interno delle murature;
- caratteristiche meccaniche e stato di conservazione delle travi in c.a.;
- armature presenti negli elementi in c.a. e loro stato di conservazione;
- tipologia della fondazione.

* I pedici "m", "s" e "u" indicano che la prova deve essere effettuata rispettivamente sulle murature, sul solaio o sulle travi.





Legenda:

Prove non distruttive:

- SON n.2 prove soniche
- IND n.2 prove soniche indirette
- TOM n.1 tomografia sonica
- P n.4 prove magnetometriche (pacometro) *

Prove debolmente distruttive:

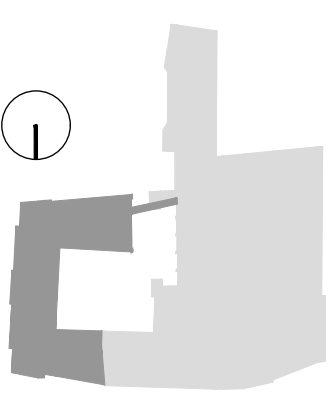
- E n.2 endoscopie *
- S n.2 scarifica
- CAR n.1 prova di carico

▬ locale non rilevato

ELEMENTI DA INDAGARE:

- ammassamento tra le murature dell'ala Moretti-Scarpari e di Palazzo degli Anziani;
- ammassamento tra le murature del fronte principale e dell'ala su via Oberdan, costruita successivamente;
- ammassamento tra le murature nelle zone d'angolo;
- ammassamento tra le murature e i solai;
- presenza di cordoli;
- tipologia e caratteristiche meccaniche dei solai;
- tipologia e caratteristiche meccaniche degli elementi che compongono le murature e delle murature stesse;
- portanza della scala;
- tipologia e caratteristiche meccaniche degli elementi che compongono le colonne e i pilastri.

* I pedici "n1", "s" e "u" indicano che la prova dovesse essere effettuata rispettivamente sulle murature, sul solaio o sulle travi.



Legenda:

Prove non distruttive:

-  SON n.6 prove soniche
-  IND n.1 prova sonica indiretta
-  P n.6 prove magnetometriche (pacometro) *

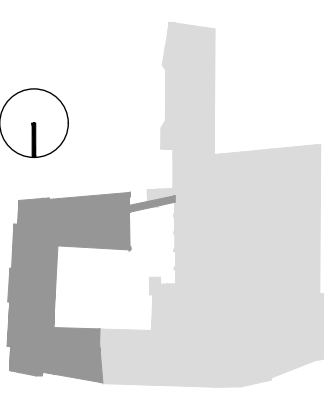
Prove debolmente distruttive:

-  E n.1 endoscopia *

ELEMENTI DA INDAGARE:

- ammassamento tra le murature dell'ala Moretti-Scarpari e di Palazzo degli Anzani;
- ammassamento tra le murature e i solai;
- presenza di cordoli;
- tipologia e caratteristiche meccaniche dei solai;
- tipologia e caratteristiche meccaniche degli elementi che compongono le murature e delle murature stesse;
- tipologia e caratteristiche meccaniche degli elementi che compongono le colonne e i pilastri.

* I pedici "m" ed "s" indicano che la prova dev'essere effettuata, rispettivamente sulle murature o sul solaio. Quando compaiono entrambi i pedici si intende eseguire la prova nell'angolo di intersezione fra la parete e il solaio.



Legenda:

Prove non distruttive:

-  SON n.4 prove soniche
-  IND n.1 prova sonica indiretta
-  P n.4 prove magnetometriche (pacometro) *

Prove debolmente distruttive:

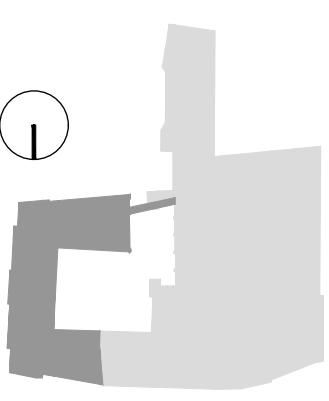
-  S n.3 scarifiche

 locale non rilevato

ELEMENTI DA INDAGARE:

- ammortamento tra le murature dell'ala Moretti-Scarpari e di Palazzo degli Anziani;
- ammortamento tra le murature del fronte principale e dell'ala su via Oberdan, costruita successivamente;
- ammortamento tra le murature nelle zone d'angolo;
- ammortamento tra le murature e i solai;
- zona di raccordo tra la passerella e la muratura esistente;
- presenza di cordoli;
- tipologia e caratteristiche meccaniche dei solai;
- tipologia e caratteristiche meccaniche degli elementi che compongono le murature e delle murature stesse;
- tipologia e caratteristiche meccaniche degli elementi che compongono le colonne e i pilastri.

* I pedici "m" ed "s" indicano che la prova devessere effettuata rispettivamente sulle murature o sul solaio. Quando compaiono entrambi i pedici si intende eseguire la prova nell'angolo di intersezione fra la parete e il solaio.



Legenda:

Prove non distruttive:

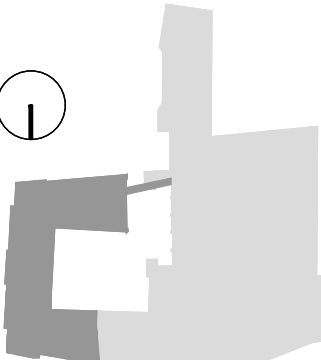
- SON n.2 prove soniche
- SCL n.6 sclerometri *
- P n.6 prove magnetometriche (pacometro) *
- RES n.6 resistograph **
- IGR n.6 igrometri **

ELEMENTI DA INDAGARE:

- tipologia e caratteristiche meccaniche dei solai;
- tipologia e caratteristiche meccaniche degli elementi che compongono le murature e delle murature stesse;
- presenza di vuoti all'interno delle murature;
- caratteristiche meccaniche e stato di conservazione delle travi in c.a.;
- armature presenti negli elementi in c.a. e loro stato di conservazione;
- caratteristiche meccaniche e stato di conservazione delle travi lignee.

* I pedici "s", "t" e "p" indicano che la prova dev'essere effettuata rispettivamente sul solaio, sulle travi o sui pilastri.
** I pedici "a" e "c" indicano che la prova dev'essere effettuata rispettivamente sugli arcarecci e sulle capriate.

Nota: tutti i locali rappresentati in questa tavola non sono stati rilevati.



Università degli studi di Padova - ICEA

Vulnerabilità sismica ed efficienza energetica di Palazzo Moretti-Scampari

PIANO DELLE INDAGINI

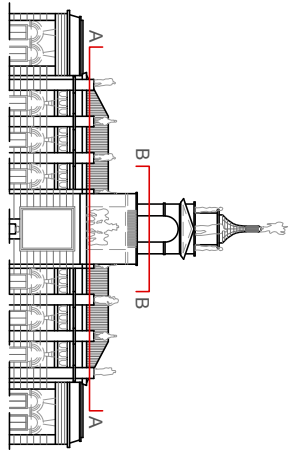
Campagna indagini copertura e torre

Scala 1:200

Tav.

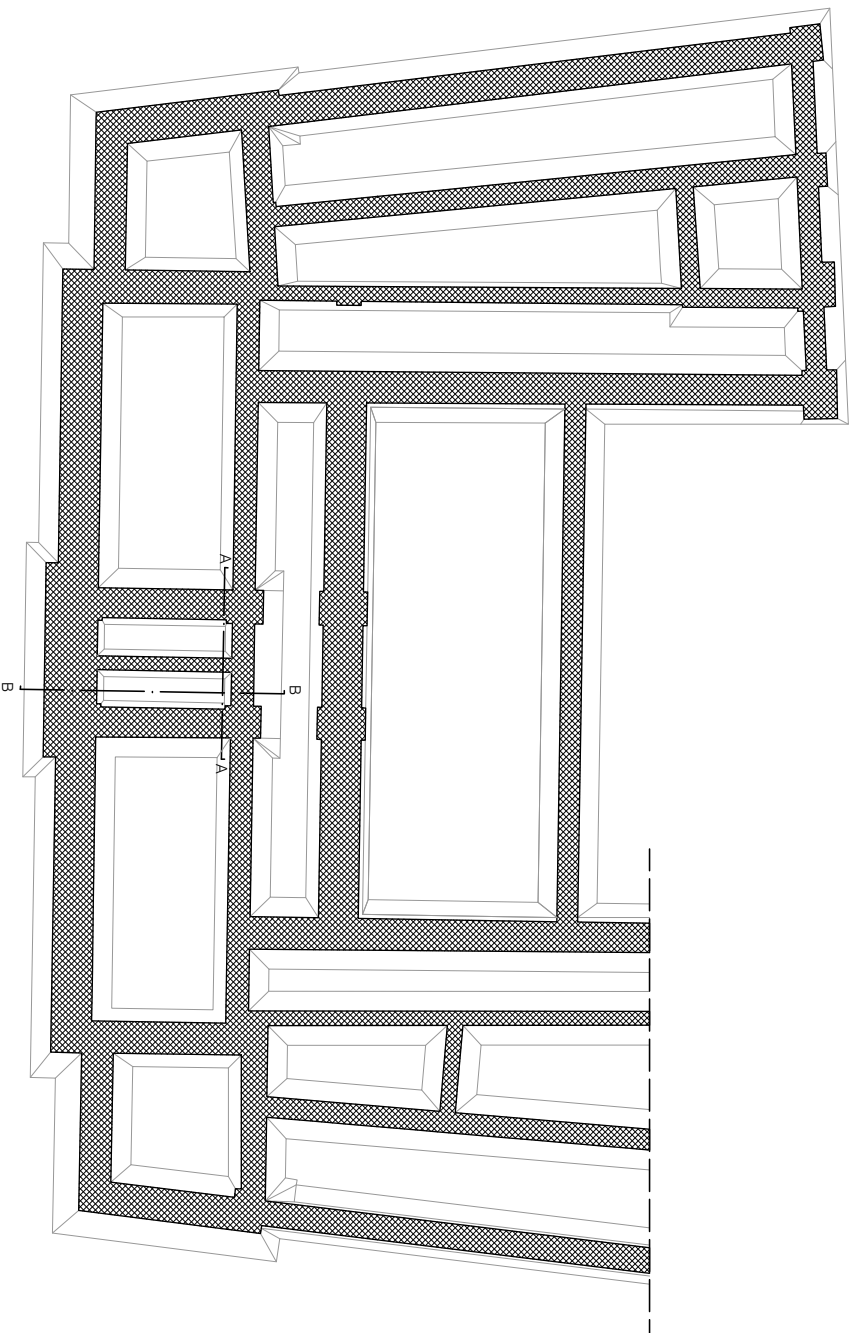
5.06

Scala 1:500

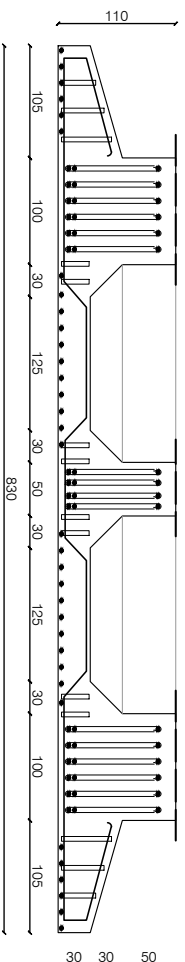


A-A

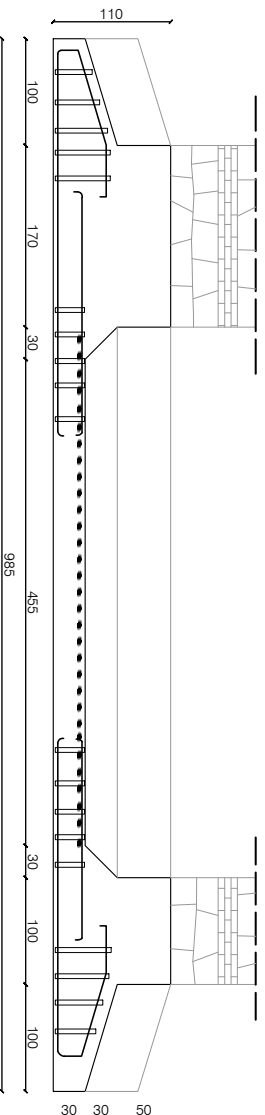
B-B



Sezione A-A



Sezione B-B



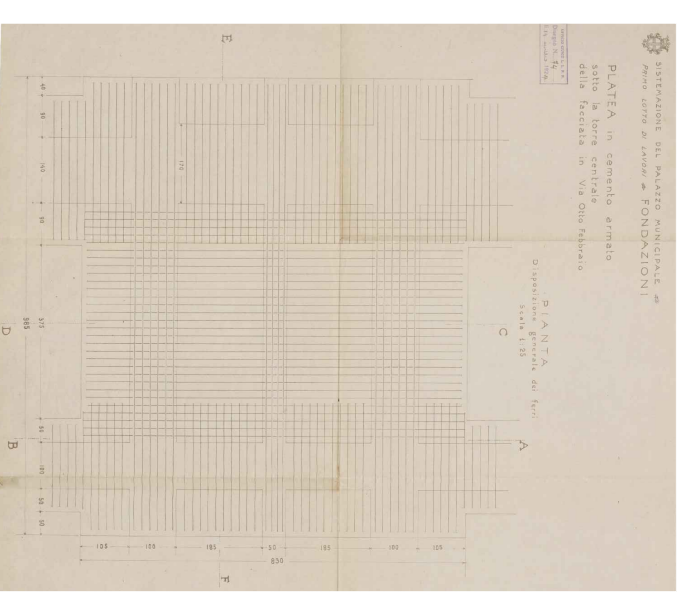
Dettagli costruttivi
Scala 1:50

Fonte: materiale
conservato nell'Archivio Generale del
comune di Padova.

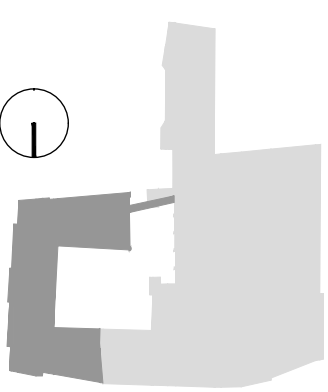
Legenda:

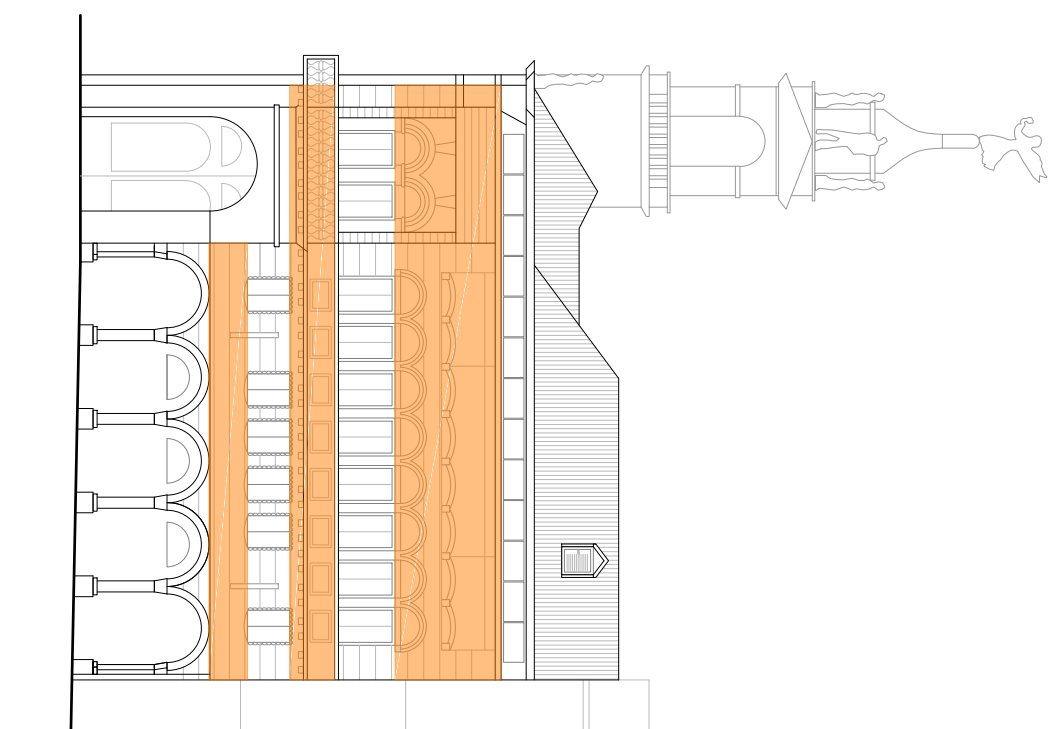
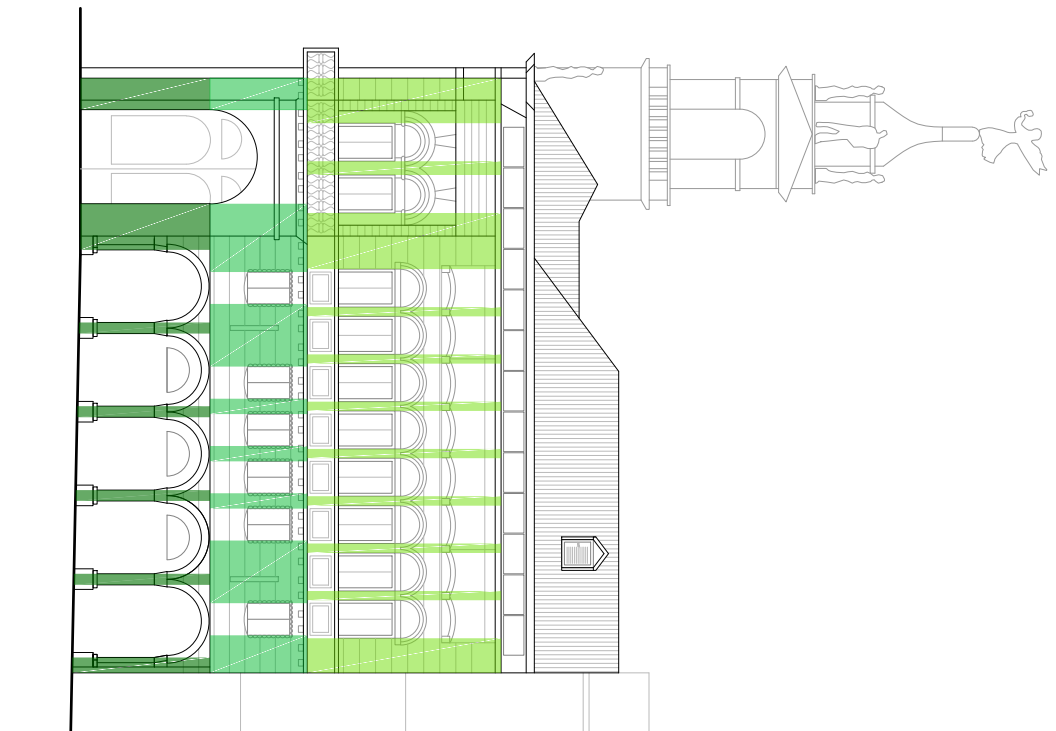
■ muratura portante in cemento armato

— travi rovesce in c.a.



Plata di fondazione sotto la torre di via VIII Febbraio.
Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.



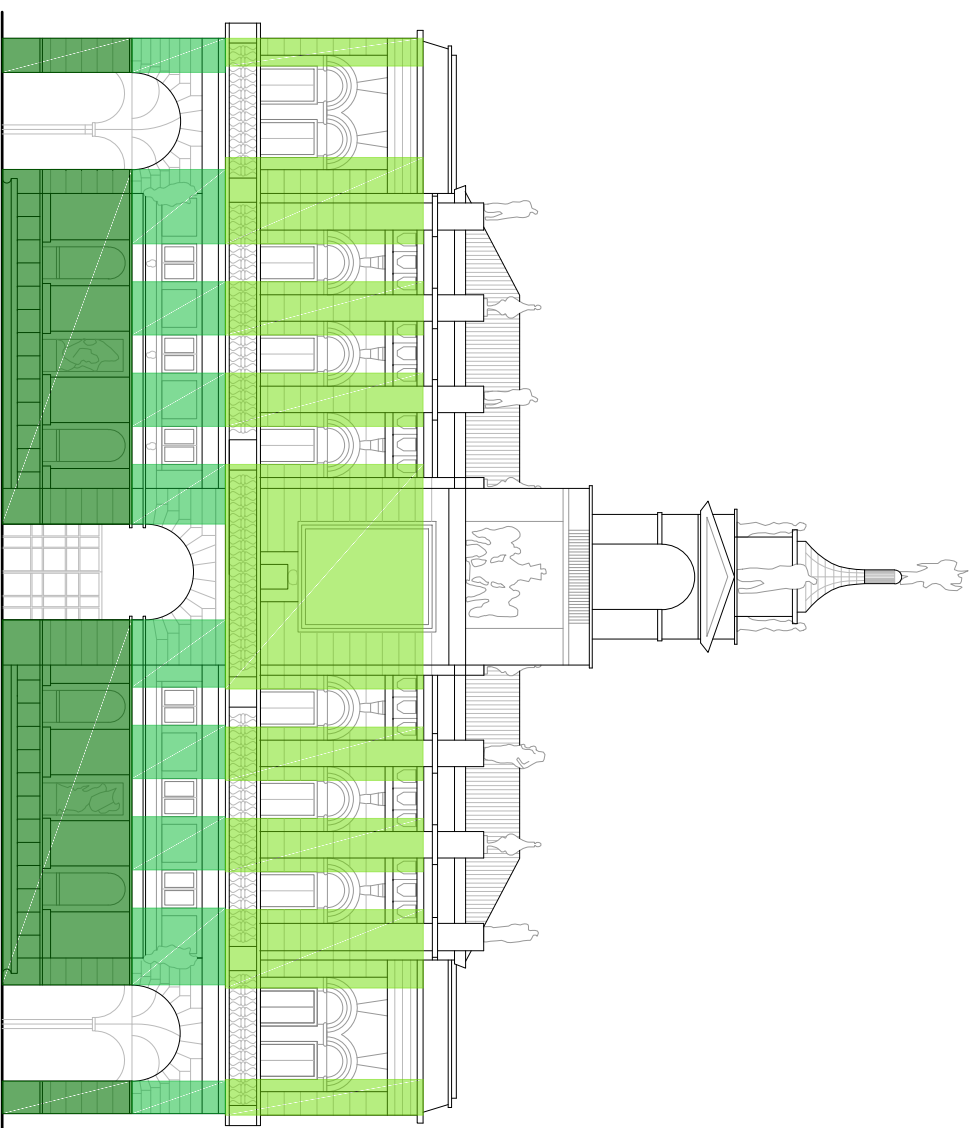


Legenda:

- Elementi resistenti verticali primo livello
- Elementi resistenti verticali secondo livello
- Elementi resistenti verticali terzo livello
- Fasce di piano

Si riscontra una numerosa presenza di aperture al primo e al terzo livello, in cui gli elementi resistenti verticali sono di dimensioni ridotte.



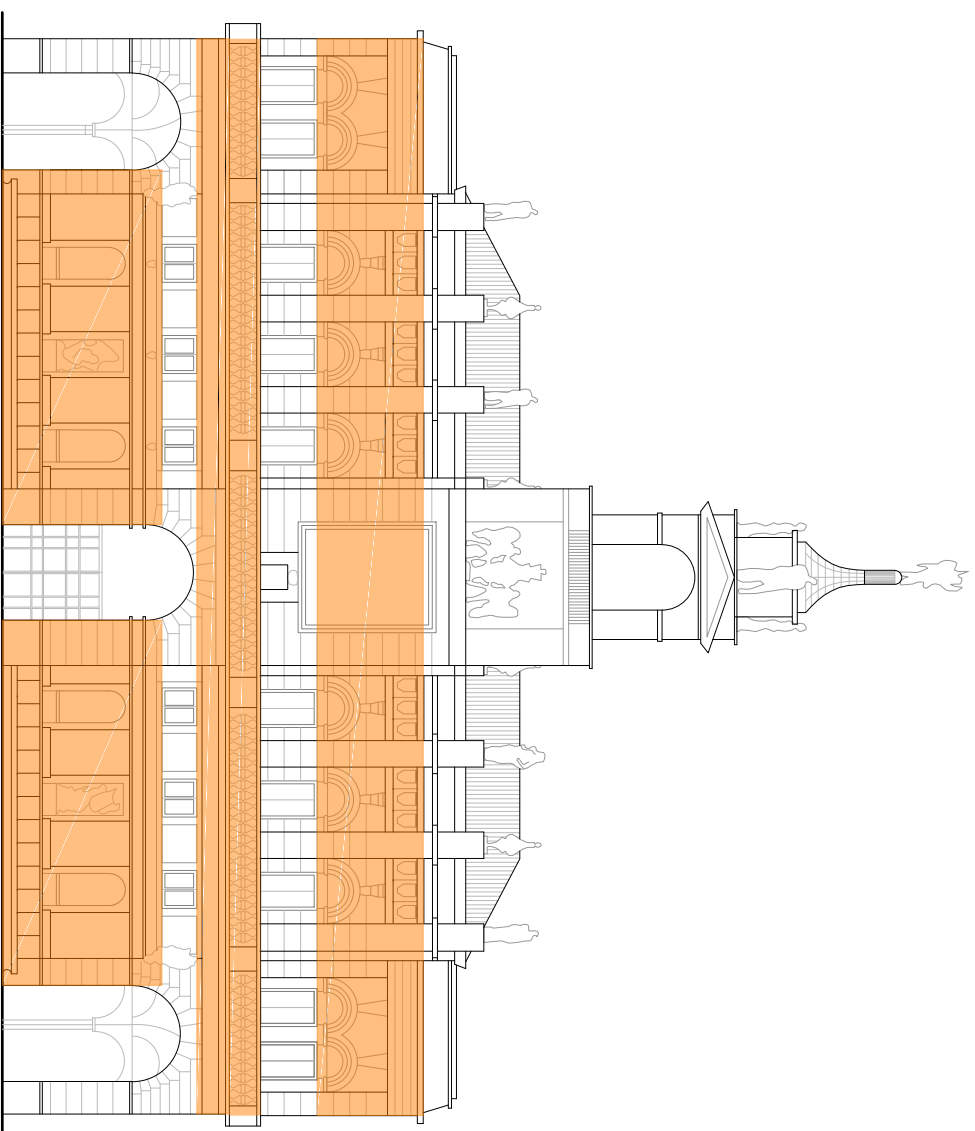


Legenda:

- Elementi resistenti verticali primo livello
- Elementi resistenti verticali secondo livello
- Elementi resistenti verticali terzo livello

Si riscontra una maggiore presenza di aperture al secondo livello. Gli elementi resistenti verticali (maschi murari) sono comunque continui da cielo a terra in quanto non si ha portico al piano terra.



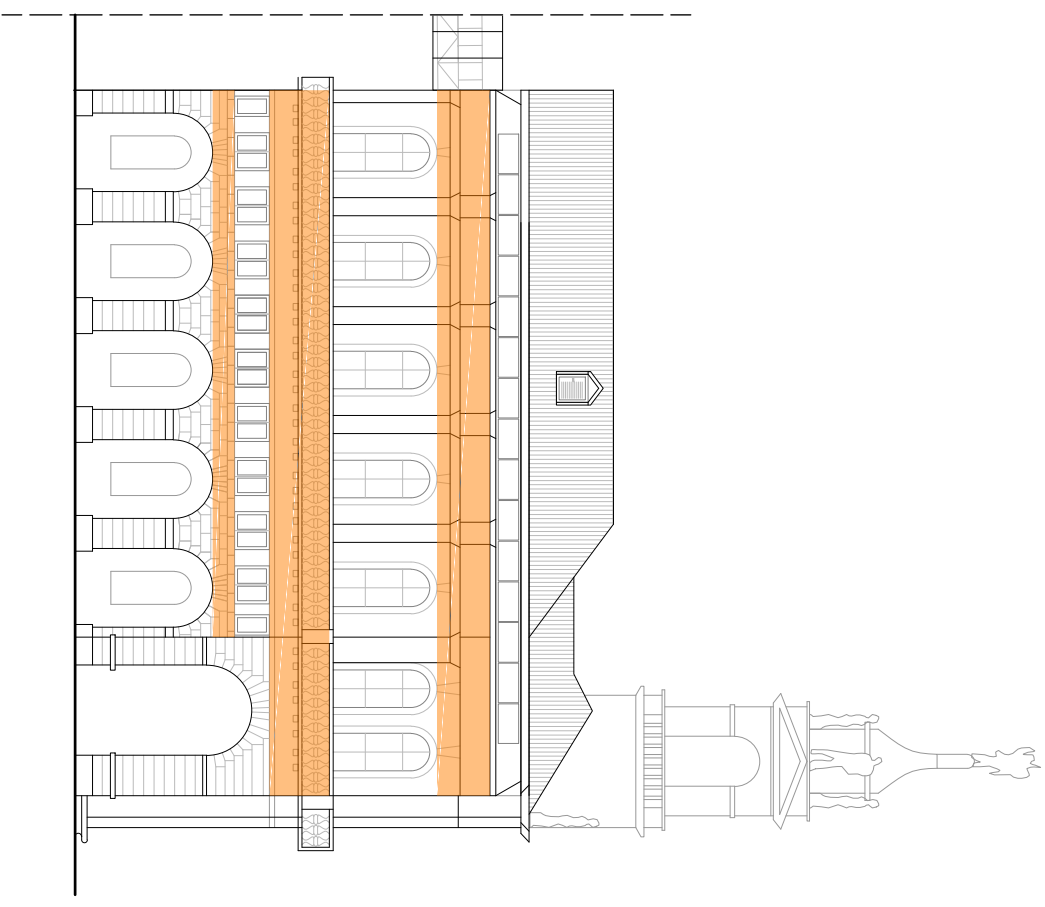
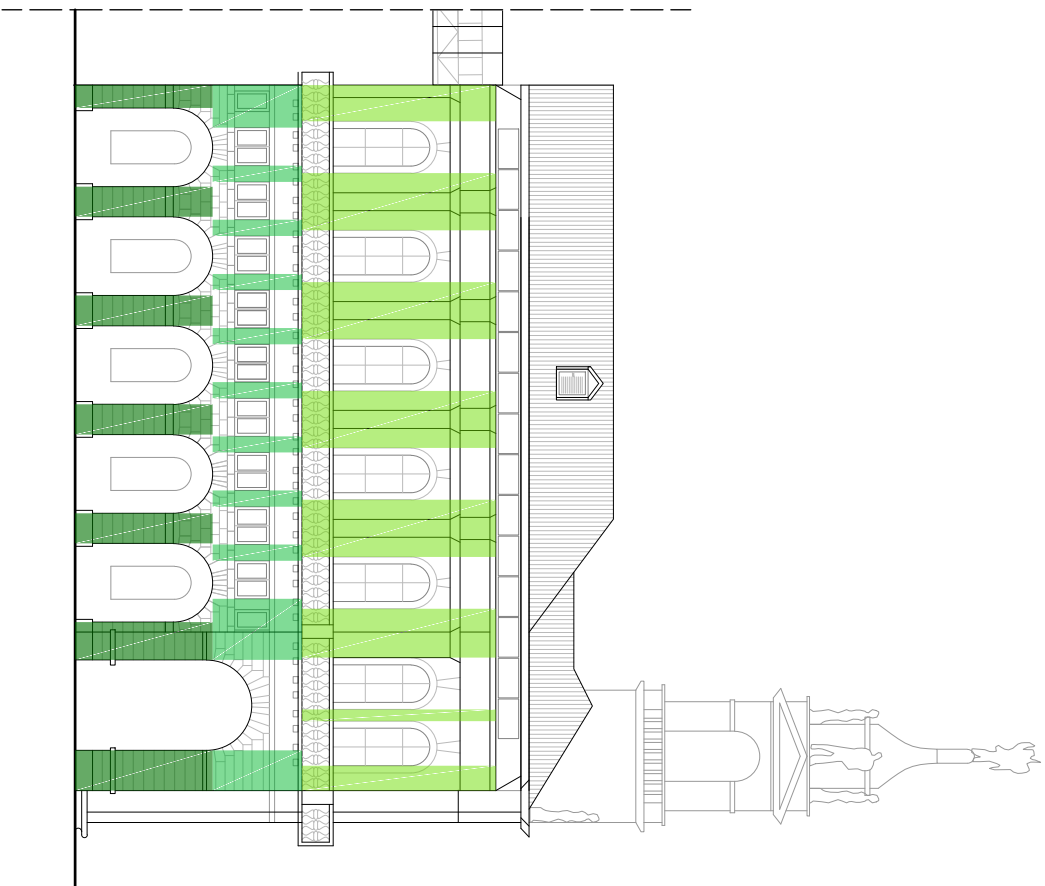


Legenda:



Fasce di piano

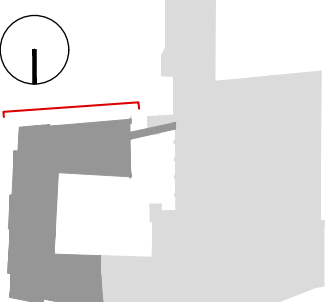


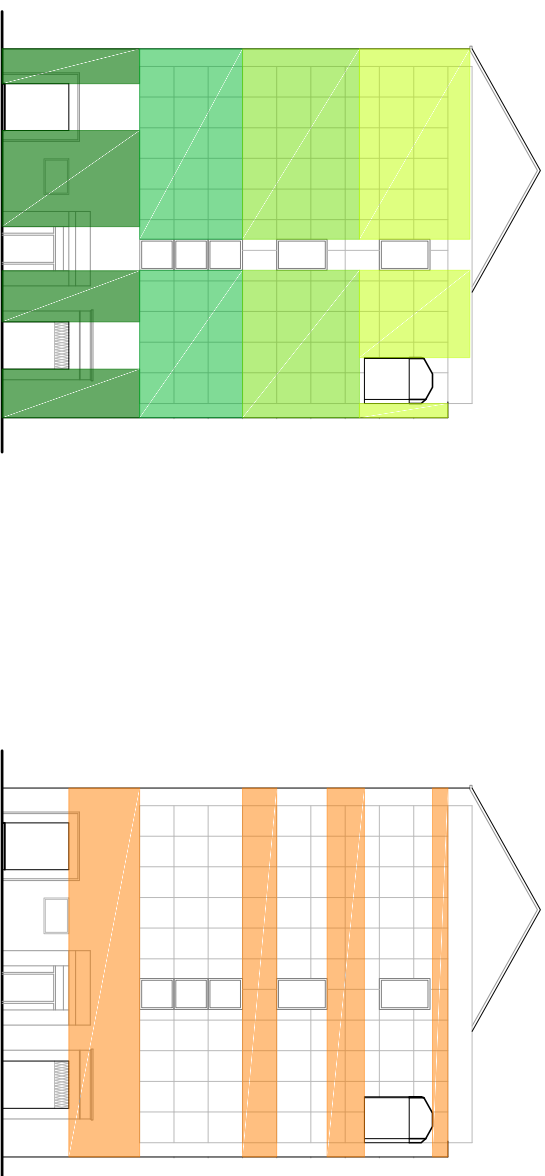


Legenda:

- Elementi resistenti verticali primo livello
- Elementi resistenti verticali secondo livello
- Elementi resistenti verticali terzo livello
- Fasce di piano

Si riscontra una numerosa presenza di aperture al primo e al secondo livello, in cui gli elementi resistenti verticali sono di dimensioni ridotte.

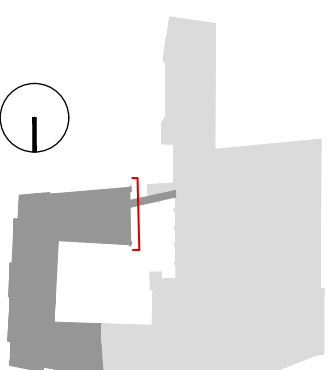


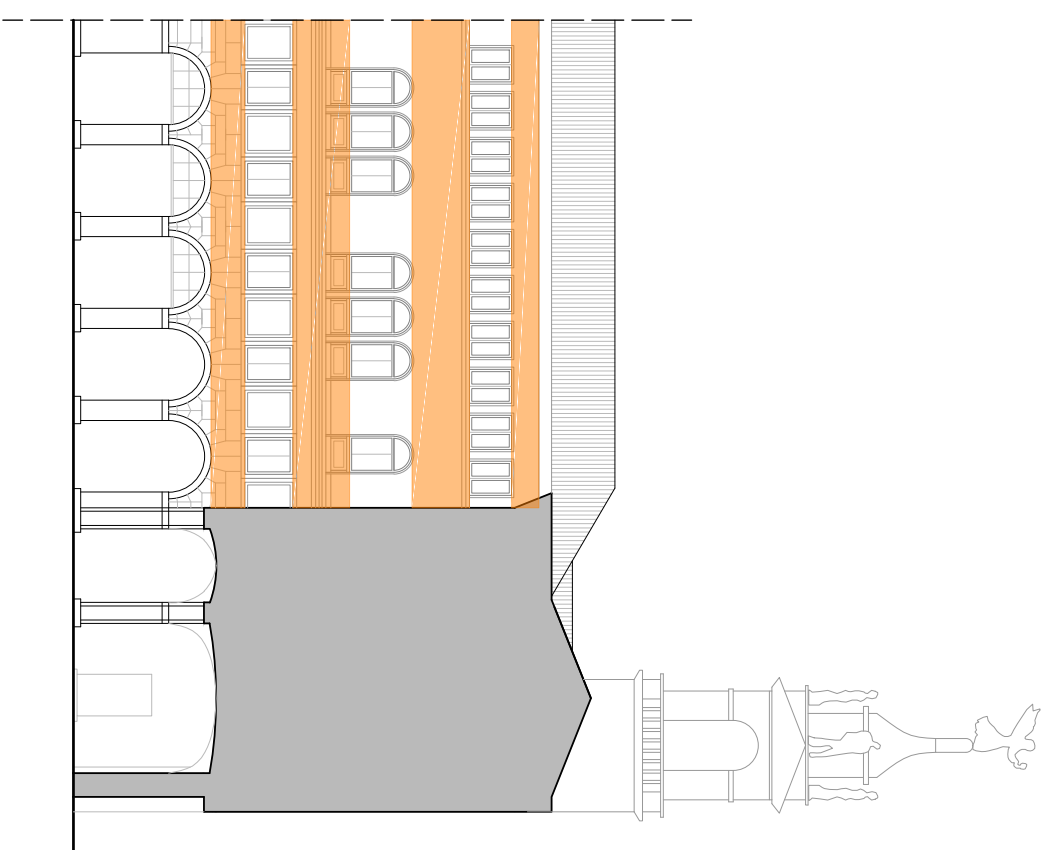
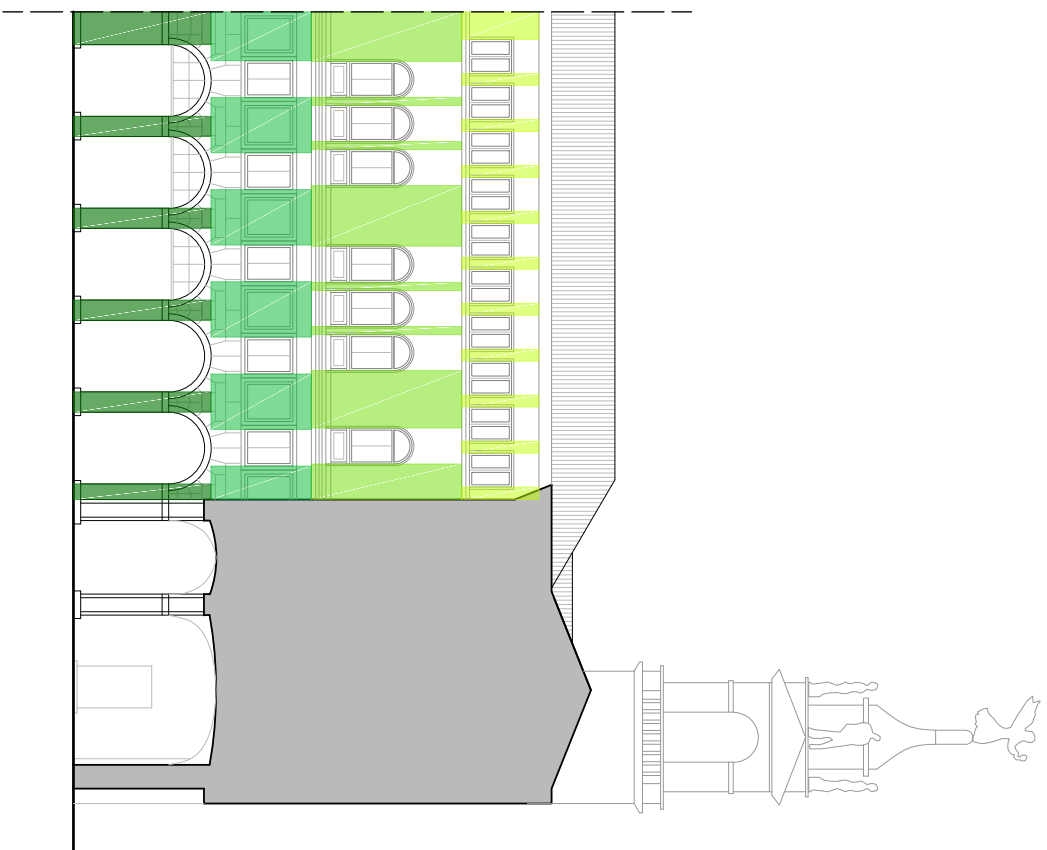


Legenda:

- Elementi resistenti verticali primo livello
- Elementi resistenti verticali secondo livello
- Elementi resistenti verticali terzo livello
- Elementi resistenti verticali quarto livello
- Fasce di piano

Si riscontra una scarsa presenza di aperture in particolare ai livelli superiori al primo.
Le fasce di piano a questi stessi livelli sono di ridotte dimensioni.

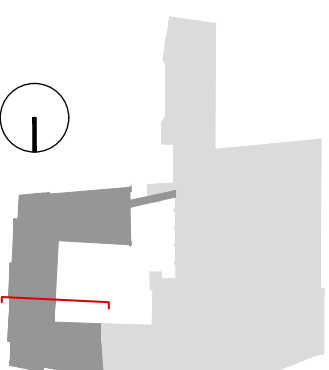


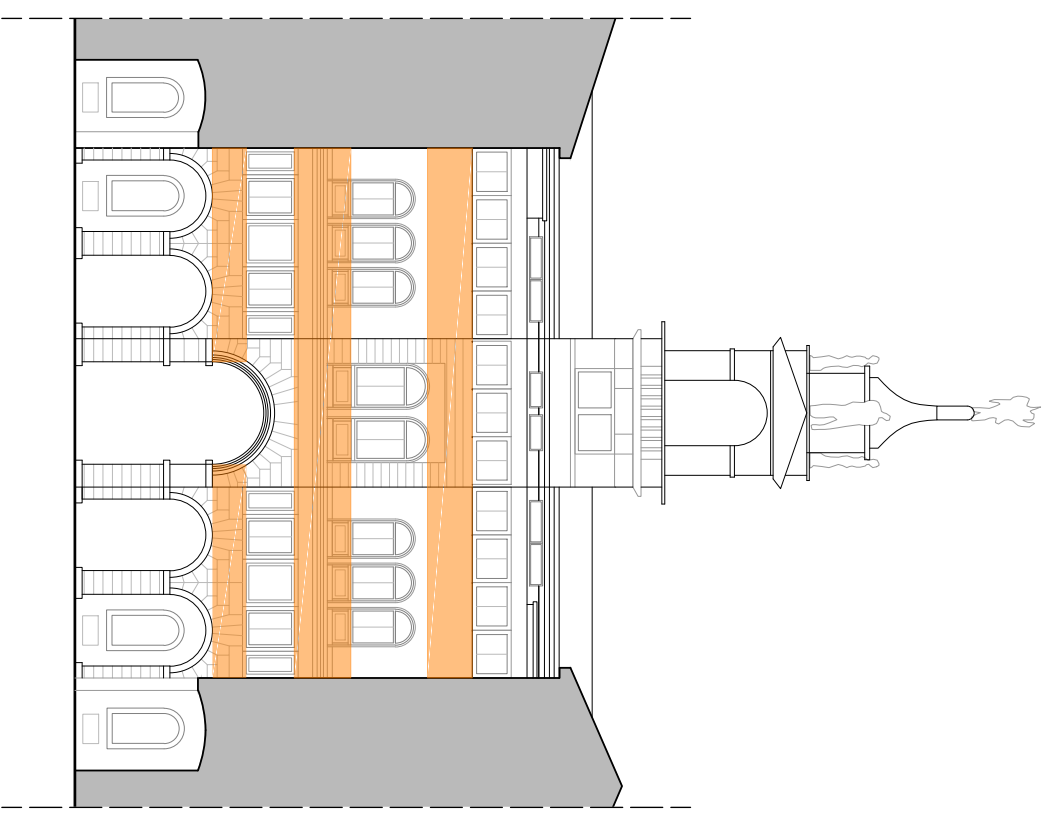
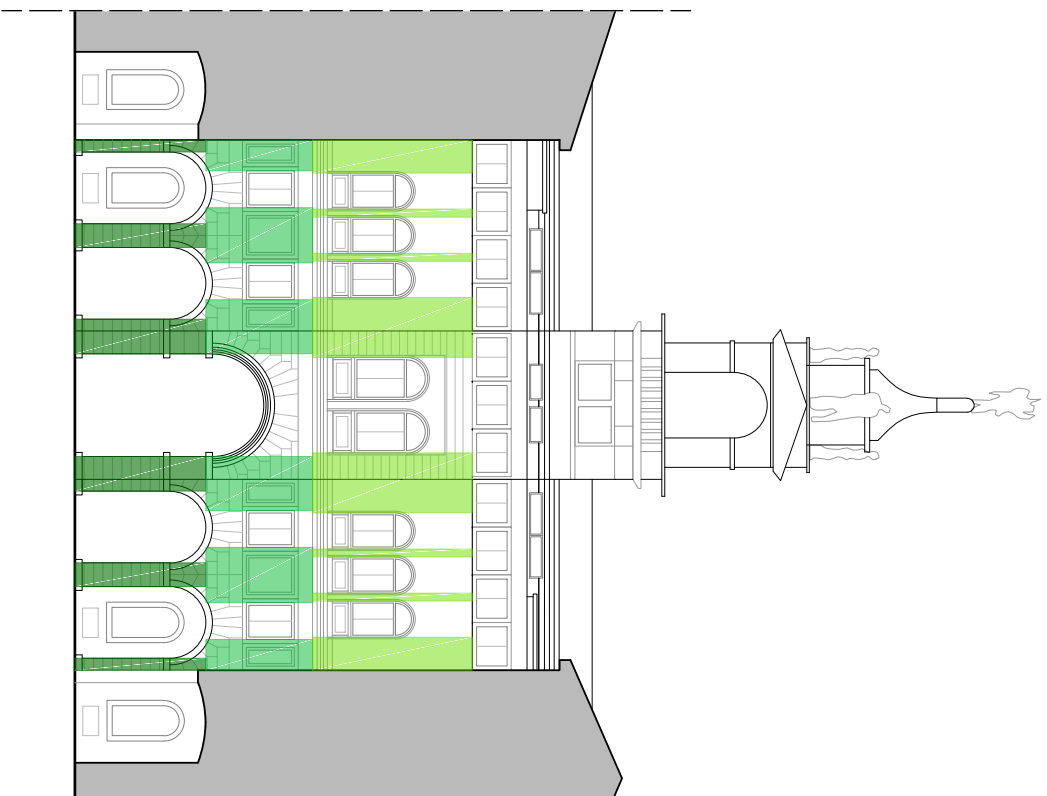


Legenda:

- Elementi resistenti verticali primo livello
- Elementi resistenti verticali secondo livello
- Elementi resistenti verticali terzo livello
- Elementi resistenti verticali quarto livello
- Fasce di piano

Si riscontra una numerosa presenza di aperture al primo e al quarto livello, in cui gli elementi resistenti verticali sono di dimensioni ridotte.

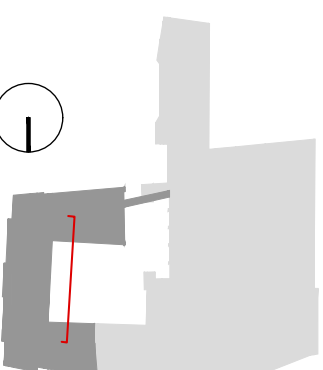


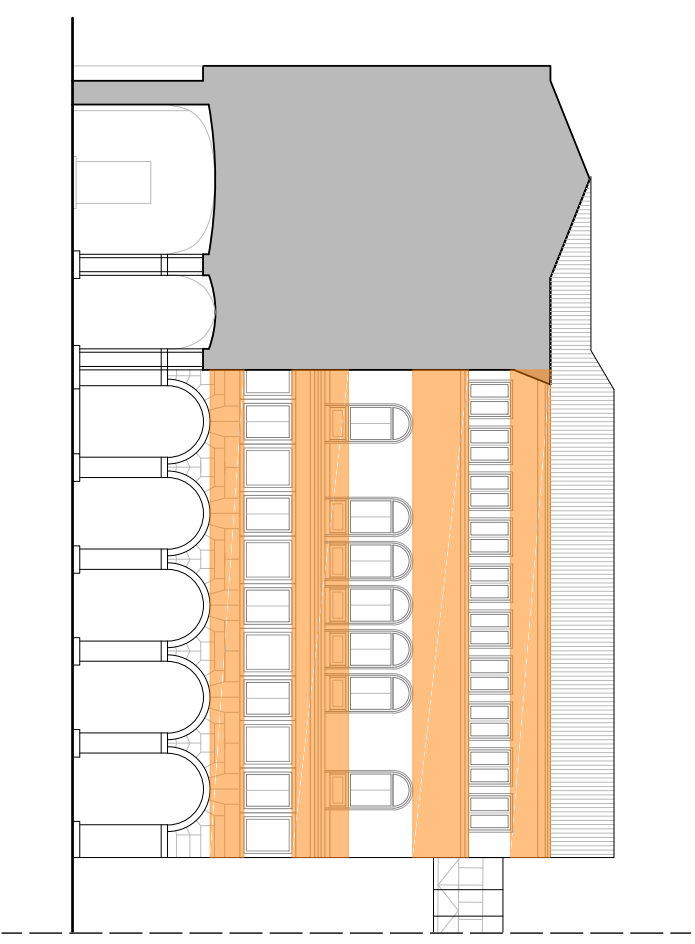
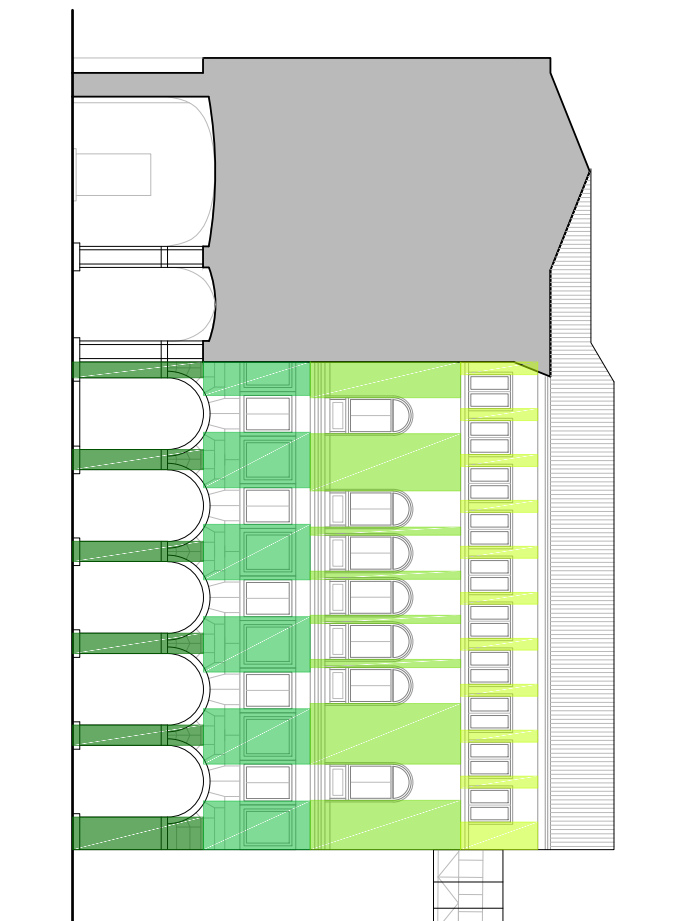


Legenda:

- Elementi resistenti verticali primo livello
- Elementi resistenti verticali secondo livello
- Elementi resistenti verticali terzo livello
- Fasce di piano

Si riscontra una numerosa presenza di aperture al primo livello, in cui gli elementi resistenti verticali sono di dimensioni ridotte.

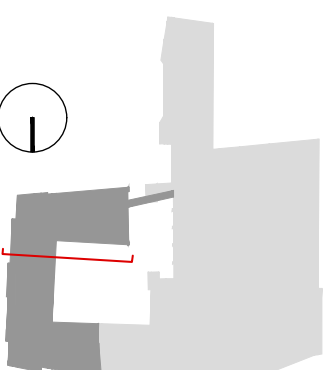




Legenda:

- Elementi resistenti verticali primo livello
- Elementi resistenti verticali secondo livello
- Elementi resistenti verticali terzo livello
- Elementi resistenti verticali quarto livello
- Fasce di piano

Si riscontra una numerosa presenza di aperture al primo e al quarto livello, in cui gli elementi resistenti verticali sono di dimensioni ridotte.



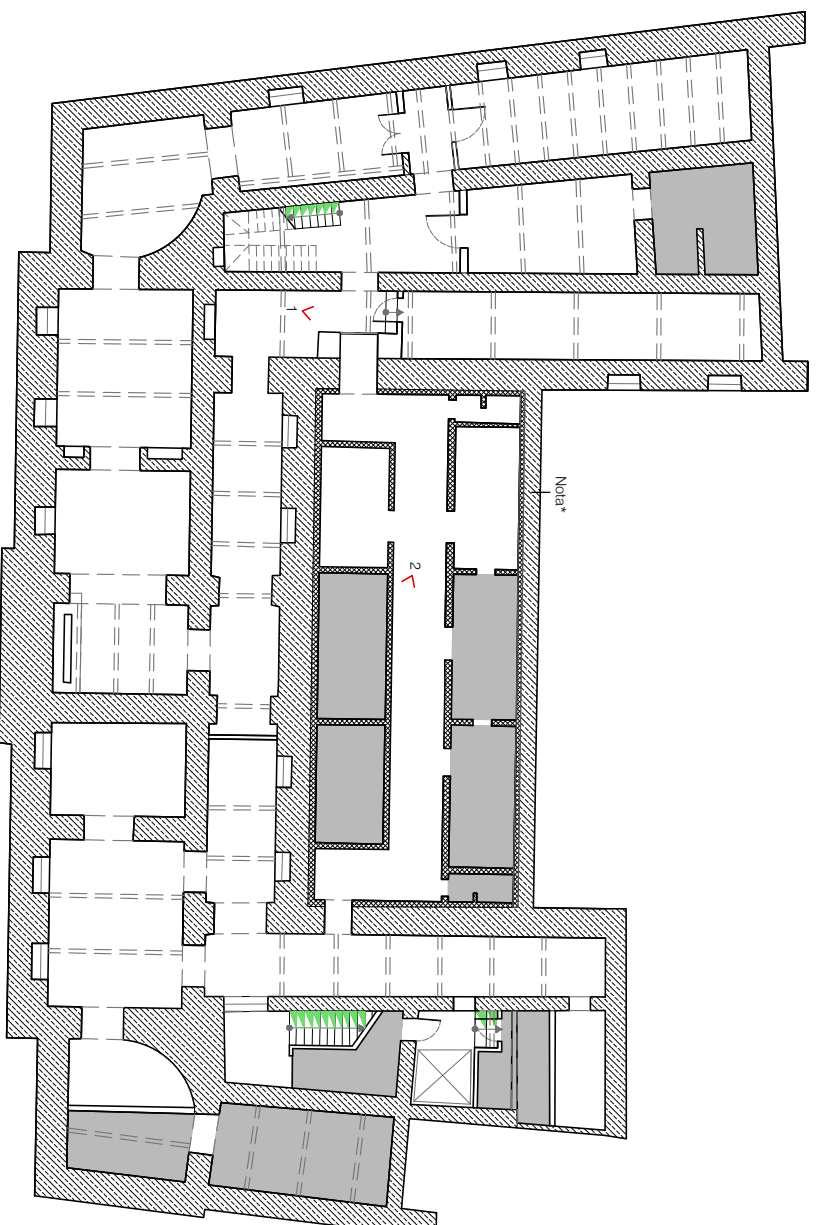
Legenda:

- | | |
|---|--|
|  | muratura portante in pietra con ricorsi in mattoni |
|  | muratura non portante |
|  | muratura in c.a. |

- sistemi di risalita
 - ▀ sistemi di risalita in c.a.

- locale non rilevato

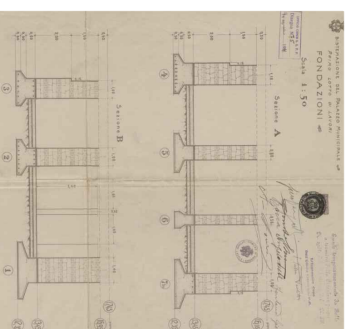
*La tipologia muratoria in cui è presente muratura portante in pietra con ricorsi in mattoni e un rivestimento in c.a. è stata ipotizzata dopo aver consultato materiale d'archivio e aver svolto il sopralluogo. Non sono comunque disponibili dati che possano dare maggiori informazioni al riguardo.



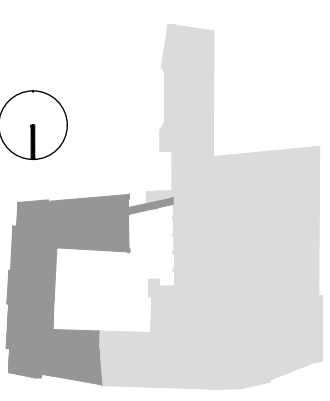
1. Si nota la presenza di muratura non portante in laterizio.



2. Si osserva l'esistenza di muratura in c.a., nonostante il materiale d'archivio indichi la presenza di muratura in pietra con ricorsi in mattoni.



3. Rappresentazione delle fondazioni: muratura in pietra con ricorsi in mattoni.
Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del Comune di Padova.



Università degli studi di Padova - ICEA
Vulnerabilità sismica ed efficienza energetica di Palazzo Moretti-Scarpari

RILIEVO STRUTTURALE

Elementi verticali piano interrato

Scala 1:200

Tav. 6

av:
6.10

Legenda:

 solaio in c.a. *

 apertura nel solaio

 trave in c.a. **

 ipotesi di orditura del solaio

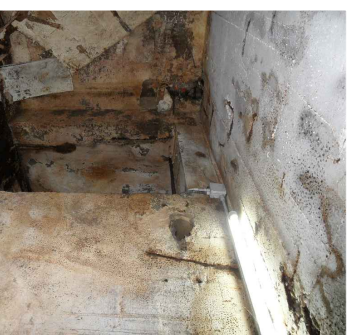
 locale non rilevato

* Le tipologie di solaio presenti sono state ipotizzate dopo aver consultato materiale d'archivio e aver visionato foto storiche. Non sono comunque disponibili dati certi che possano dare maggiori informazioni al riguardo. Nel caso del piano interrato il sopralluogo ha permesso il rilievo delle travi in c.a. e dell'espulsione dei copriferrì nelle travi e nel solaio, per cui l'ipotesi di solaio in c.a. può considerarsi confermata.

** Le travi in c.a. nei locali non rilevati sono state ipotizzate per simmetria con le rimanenti parti del fabbricato.



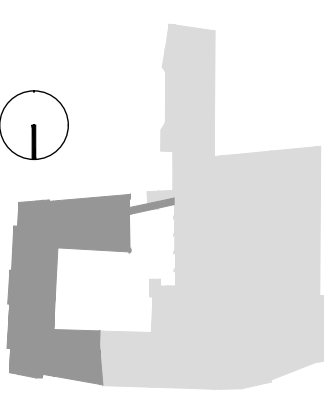
1. Solaio e travi in c.a..

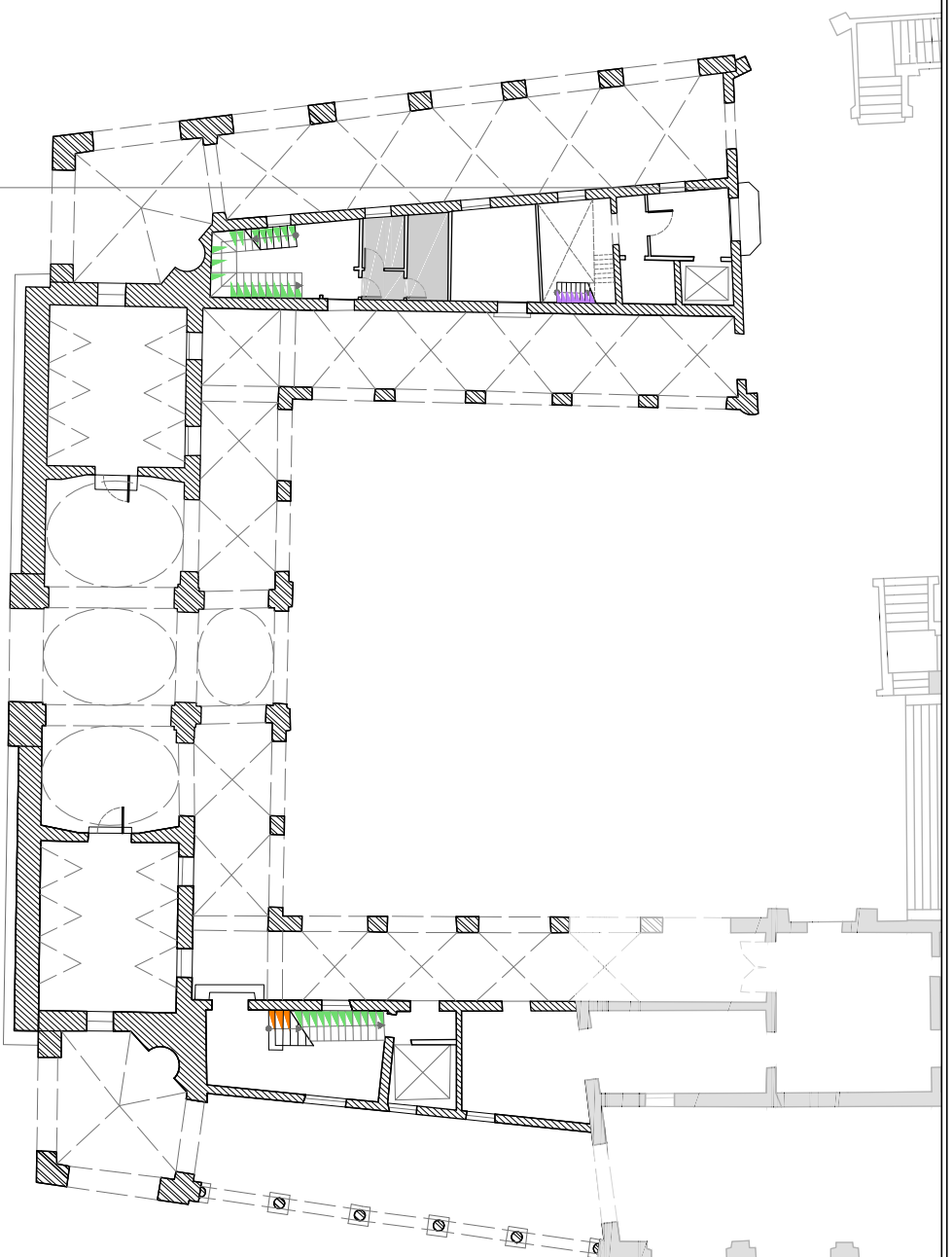


2. Solaio in c.a. nella zona dell'ex rifugio antiaereo.



3. Solaio in c.a. nella zona dell'ex rifugio antiaereo.

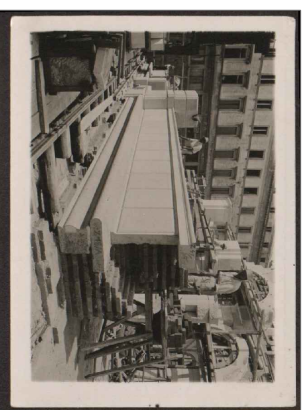
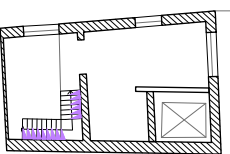




Legenda:

-  muratura portante in laterizio
-  muratura non portante
-  pilastri e colonne in pietra*
-  archi e strutture voltate
-  sistemi di risalita
-  sistemi di risalita in pietra
-  sistemi di risalita in c.a.
-  sistemi di risalita in acciaio
-  locale non rilevato

* Dopo aver consultato materiale d'archivio e aver visionato foto storiche di cantiere, è stato ipotizzato che i pilastri delle zone porticate siano costituiti interamente da pietra, la quale quindi non rappresenterebbe un semplice rivestimento. L'ipotesi andrebbe comunque verificata, in quanto non sono disponibili dati che possano dare informazioni certe al riguardo.



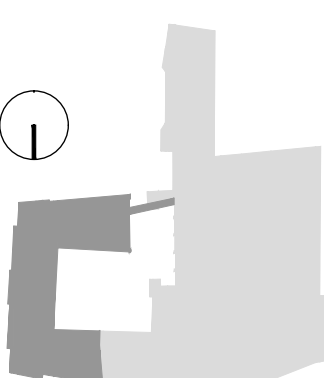
1. Foto storica scattata durante la costruzione del fronte principale. Si notano i pilastri in pietra sul retro e la muratura in laterizio pieno in primo piano.

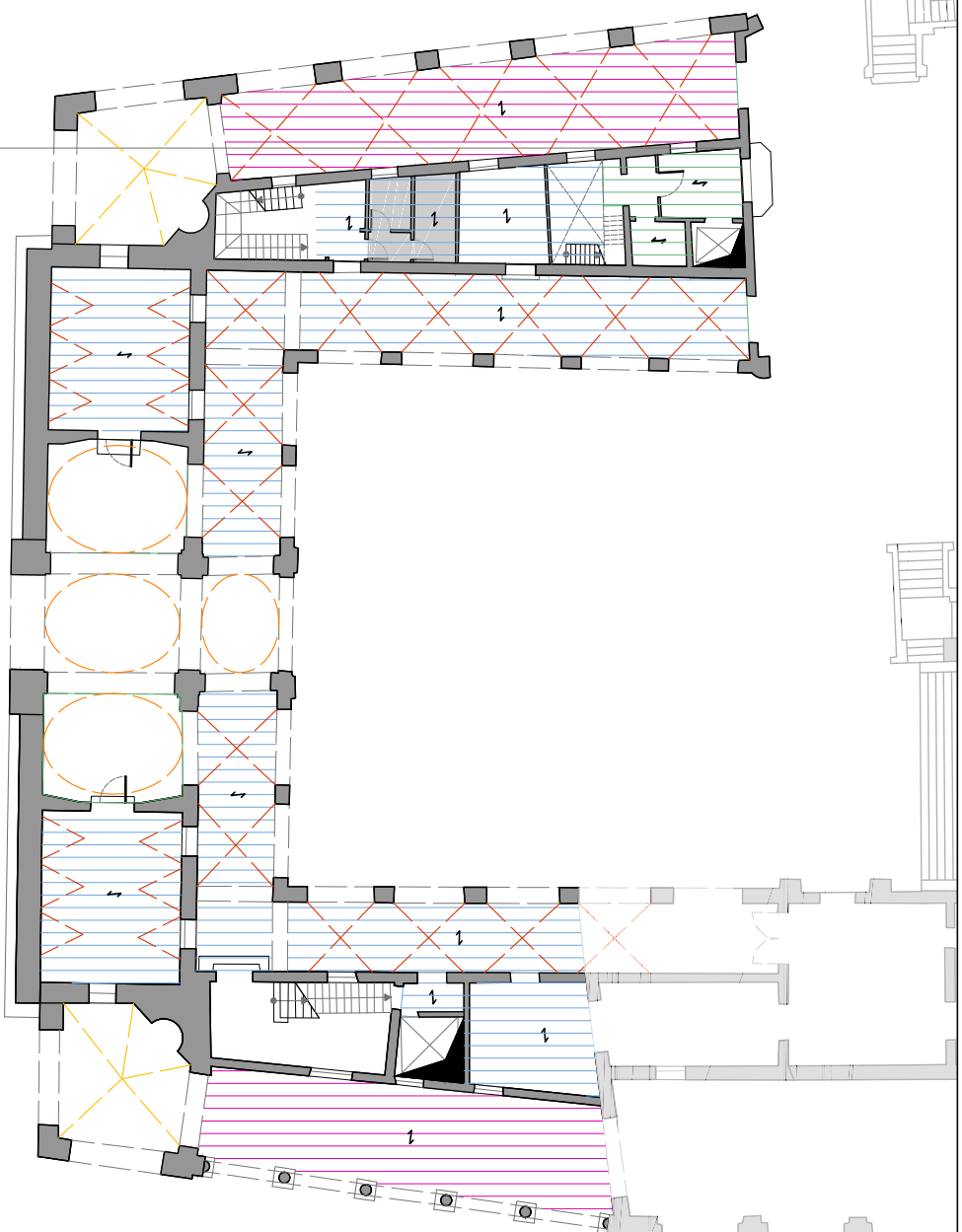
Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.



2. Foto storica scattata dall'incrocio tra via VIII Febbraio e via del Municipio. Si notano i pilastri in pietra in primo piano e la muratura in laterizio sul retro.

Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.





Legenda:

solai in latero-cemento *

solai in poutrelles e tavelloni *

solai in c.a. *

volta a botte lunettata**

volta a crociera**

volta a vela**

volta ad ombrello**

apertura nel solaio

trave in acciaio

ipotesi di orditura del solaio

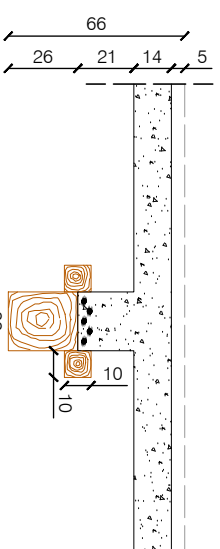
locale non rilevato

* Le tipologie di solaio presenti sono state ipotizzate dopo aver consultato materiale d'archivio (in particolare preventivi di spesa, ordinanze e comunicazioni dell'ingegnere capo datate 1928) e aver visionato foto storiche di cantiere. Non sono comunque disponibili dati che possano dare maggiori informazioni al riguardo.

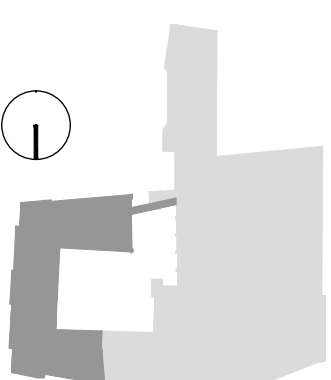
** Secondo l'ordinanza del 21 dicembre 1928, conservata nell'Archivio Generale del comune di Padova, il soffitto delle volte non è strutturale ed è costituito da "ventine in legno di abete ed un rivestimento in rete metallica e cotto speciale", rivestiti da due strati dintonaco.

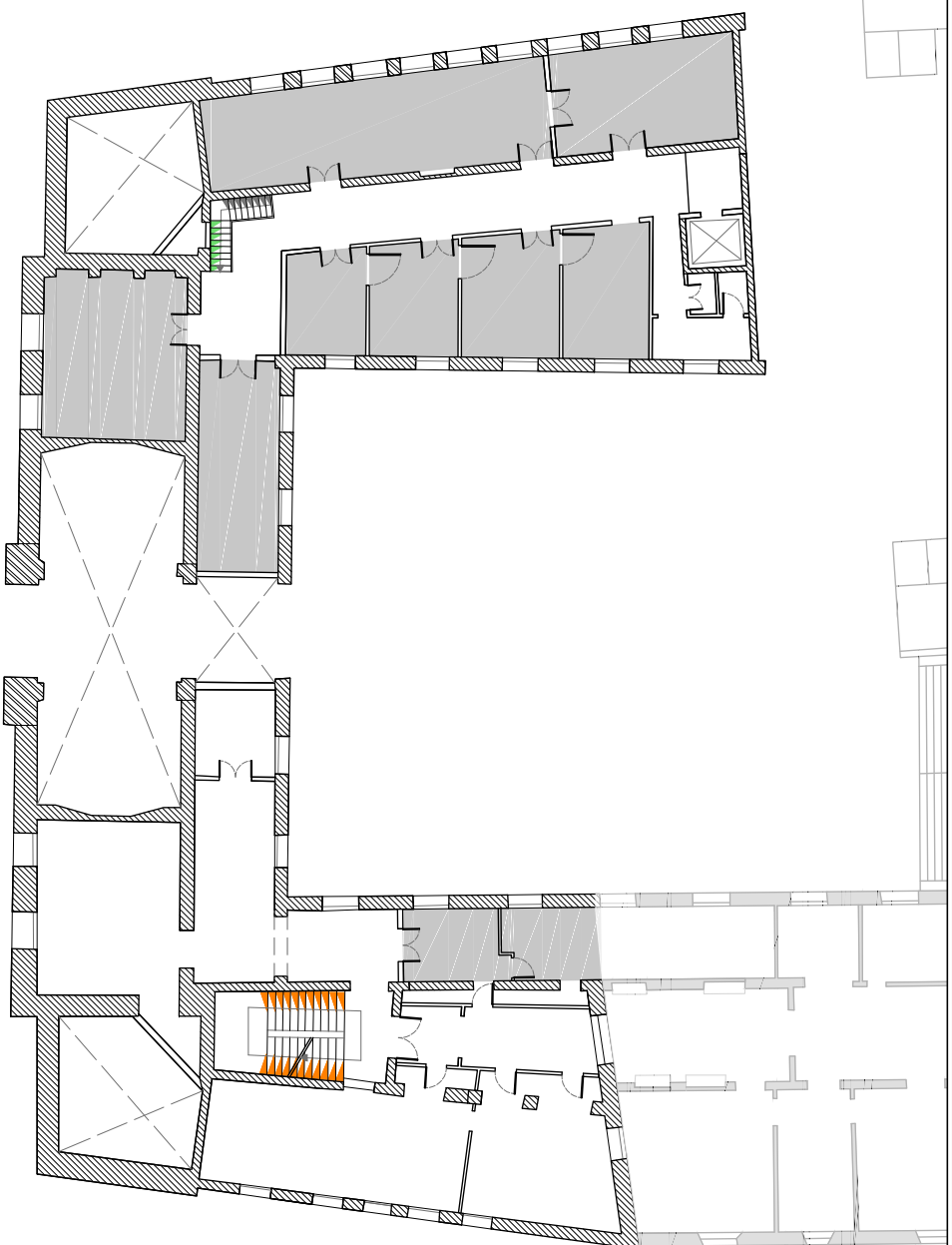
Dettaglio costruttivo
Secondo impalcato su Via Oberdan (solaio in c.a.)

Scala 1:20



Particolare costruttivo ricavato da materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.





Legenda:

-  muratura portante in laterizio
-  muratura non portante
-  pilastri e colonne in pietra*
-  sistemi di risalita
-  sistemi di risalita in pietra
-  sistemi di risalita in c.a.
-  sistemi di risalita in pietra con putrelle in acciaio
-  locale non rilevato

* Dopo aver visionato foto storiche di cantiere, è stato ipotizzato che i pilastri della facciata su via del Municipio siano costituiti interamente da pietra, la quale quindi non rappresenterebbe un semplice rivestimento. L'ipotesi andrebbe comunque verificata, in quanto non sono disponibili dati che possano dare informazioni certe al riguardo.



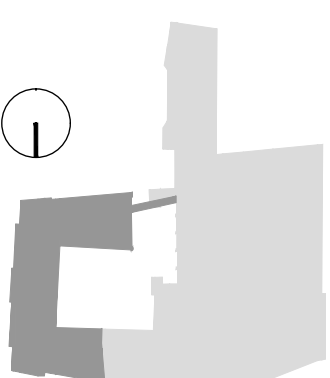
1. Foto storica scattata durante la costruzione del primo piano da via del Municipio. Si notano i pilastri in pietra sulla facciata e la muratura in laterizio sul retro.

Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.



2. Foto storica scattata durante la costruzione del primo piano dal cortile interno. Si notano la muratura in laterizio in primo piano e il rivestimento in pietra.

Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.





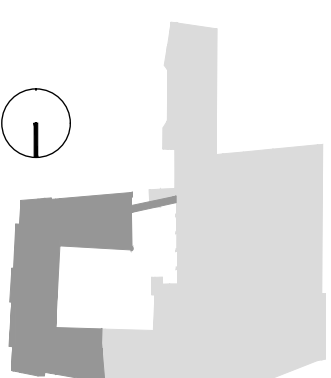
Legenda:

 solaio in latero-cemento *
 solaio in poutrelles e taveloni *

 apertura nel solaio
 ipotesi di orditura del solaio

 locale non rilevato

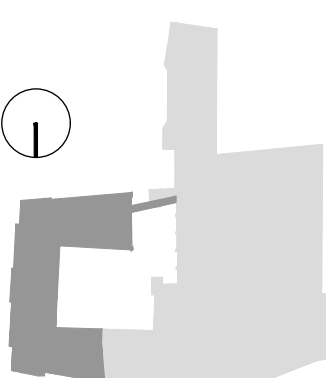
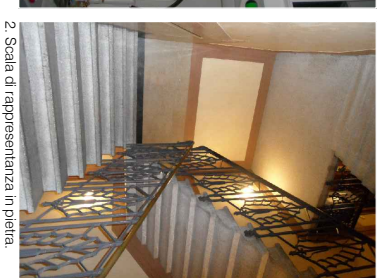
* Le tipologie di solaio presenti sono state ipotizzate dopo aver consultato materiale d'archivio (in particolare preventivi di spesa, ordinanze e comunicazioni dell'ingegnere capo datate 1928) e aver visionato foto storiche di cantiere. Non sono comunque disponibili dati che possano dare maggiori informazioni al riguardo.

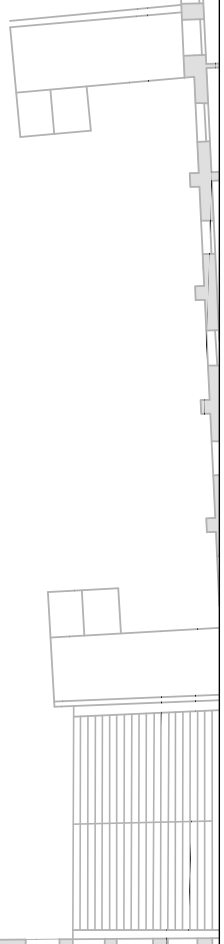
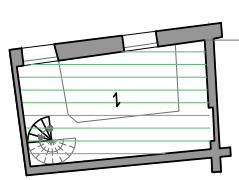




Legenda:

-  muratura portante in laterizio
-  muratura non portante
-  pilastri e colonne in pietra
-  archi e strutture voltate
-  locale non rilevato
-  sistemi di risalita
-  sistemi di risalita in pietra
-  sistemi di risalita in c.a.
-  sistemi di risalita in acciaio





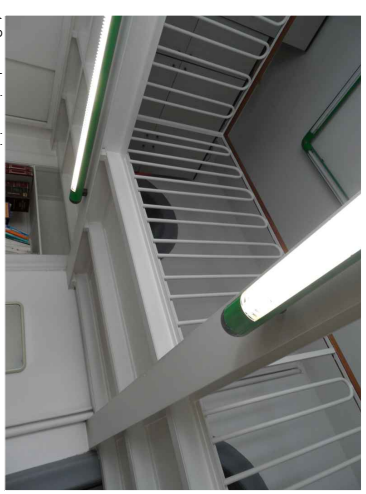
Legenda:

-  solaio in latero-cemento *
-  solaio in poutrelles e tavelloni *
-  solaio in acciaio

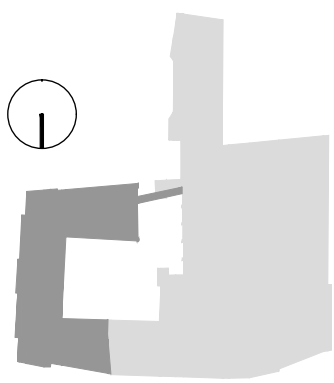
-  apertura nel solaio
-  ipotesi di orditura del solaio

-  locale non rilevato

* Le tipologie di solaio presenti sono state ipotizzate dopo aver consultato materiale d'archivio (in particolare preventivi di spesa, ordinanze e comunicazioni dell'ingegnere capo datate 1928) e aver visionato foto storiche di cantiere. Non sono comunque disponibili dati che possano dare maggiori informazioni al riguardo.



1. Soppalco in acciaio.





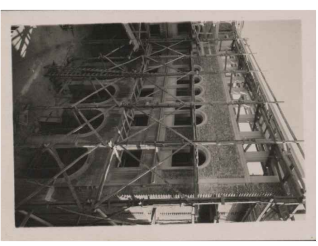
Legenda:

-  muratura portante in laterizio
-  muratura non portante
-  pilastri e colonne in pietra*
-  sistemi di risalita
-  sistemi di risalita in pietra
-  sistemi di risalita in c.a.
-  sistemi di risalita in acciaio
-  locale non rilevato

* Dopo aver aver visionato foto storiche di cantiere, è stato ipotizzato che i pilastri delle facciate nord e sud sulla corte interna siano costituiti interamente da pietra, la quale quindi non rappresenterebbe un semplice rivestimento. L'ipotesi andrebbe comunque verificata, in quanto non sono disponibili dati che possano dare informazioni certe al riguardo.

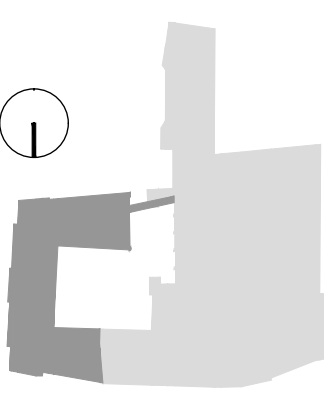


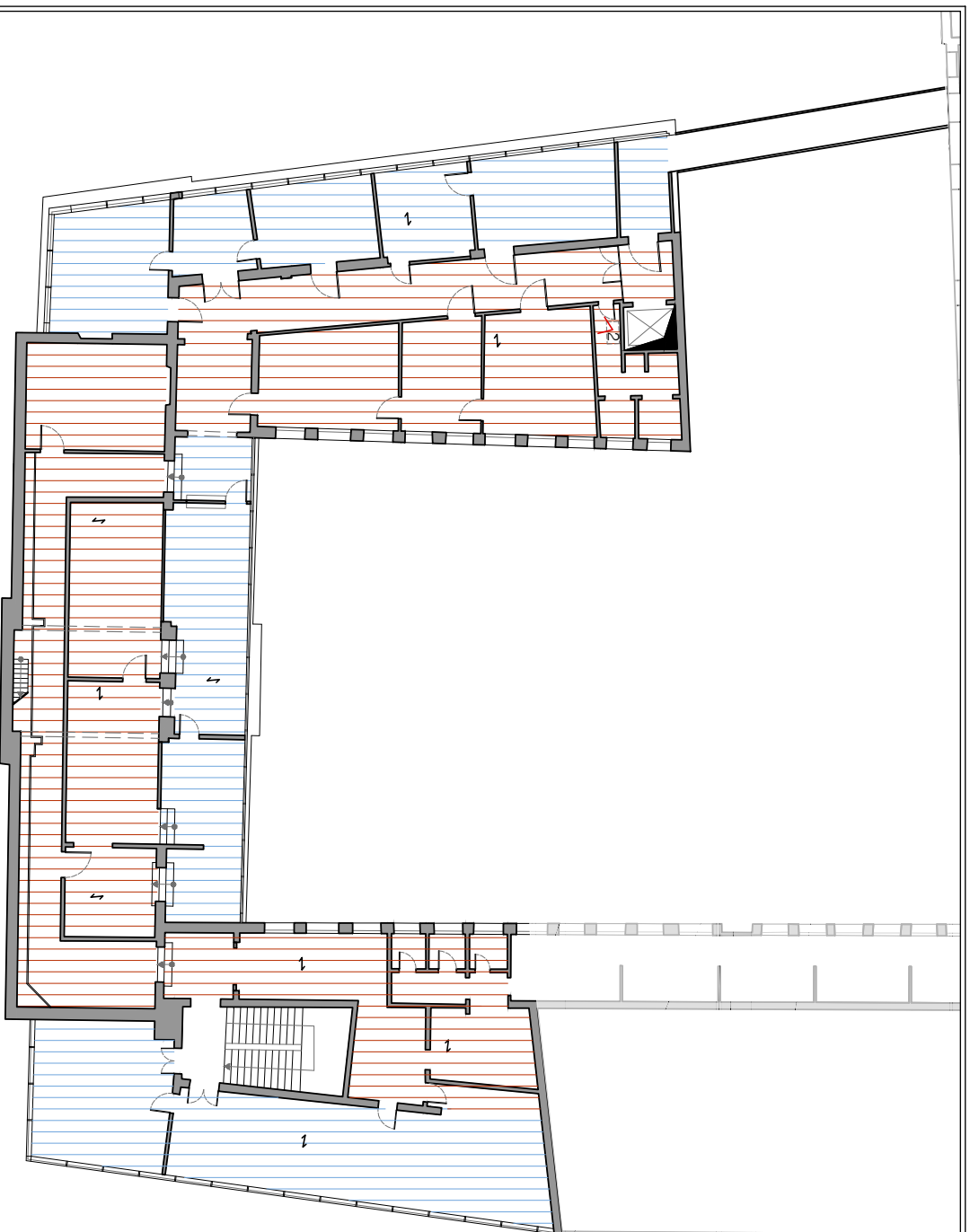
1. Scala in acciaio che permette di raggiungere la torre campanaria.



2. Foto storica scattata durante la costruzione del terzo piano dal cortile interno. Si notano la muratura in laterizio e i pilastri in pietra.

Fonte: Archivio fotografico dell'Archivio Generale del Comune di Padova.





Legenda:

 controsoffitto sostenuto da travi IPE metalliche, travi e travetti lignei *
 solaio in poutrelles e tavelloni *

 apertura nel solaio
 ipotesi di ordinata del solaio

 locale non rilevato

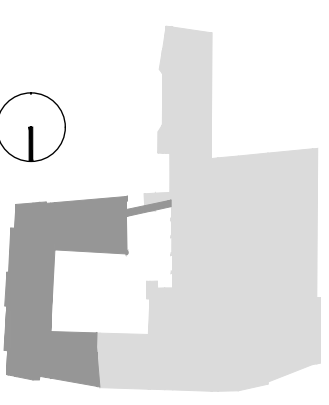
* Il materiale costituente il controsoffitto non è noto in quanto non è stato possibile effettuare indagini approfondite. I solai di copertura delle terrazze sono stati ipotizzati senza l'ausilio di materiale d'archivio, foto storiche o indagini che permettessero una chiara identificazione della tipologia di solaio presente, di conseguenza rappresentano l'elemento di maggior incertezza.



1. Solaio di copertura delle terrazze. Foto scattata dalla torre campanaria.



2. Sistema di sostegno del controsoffitto: trave IPE al di sotto della capriata, trave in legno appoggiata alla trave IPE e travetti in legno sostenuti dalla trave lignea principale.



Legenda:

ELEMENTI VERTICALI:

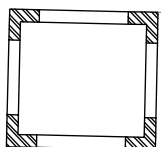
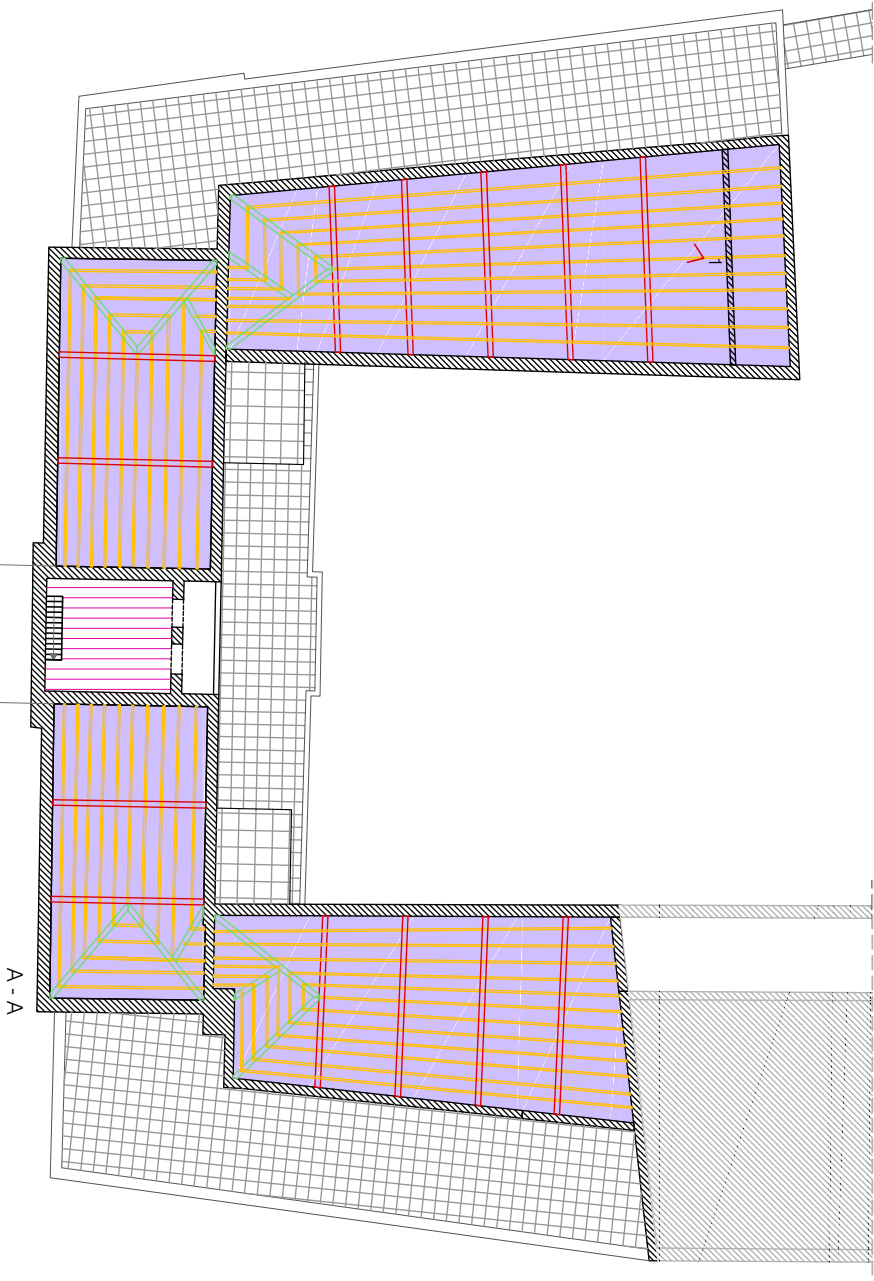
- muratura portante in laterizio
- muratura in pietra squadrata

ELEMENTI ORIZZONTALI:

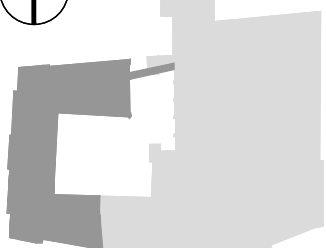
- manto di copertura costituito da tavelle forate e tegole
- solaio in c.a.
- capriata*
- puntoni*
- arcatecci*

* La tipologia di copertura è descritta in alcuni documenti (capitolato speciale d'appalto) conservati nell'Archivio Generale del comune di Padova. Essa però non rispecchia completamente la copertura realizzata (ad esempio si è constatato che non sono presenti i morali, che invece comparivano nel capitolato speciale d'appalto). Non sono comunque state ripetute tavole di progetto e si è potuto visionare solo una piccola zona a sud-ovest dell'edificio. Pertanto la disposizione e l'interasse degli elementi che compongono la struttura sono stati ipotizzati in base all'osservazione delle fotografie scattate.

La disposizione dei puntoni, non essendo visibili, è stata interamente ipotizzata sulla base del rilievo geometrico della copertura (tav. 4.16 - 4.18).

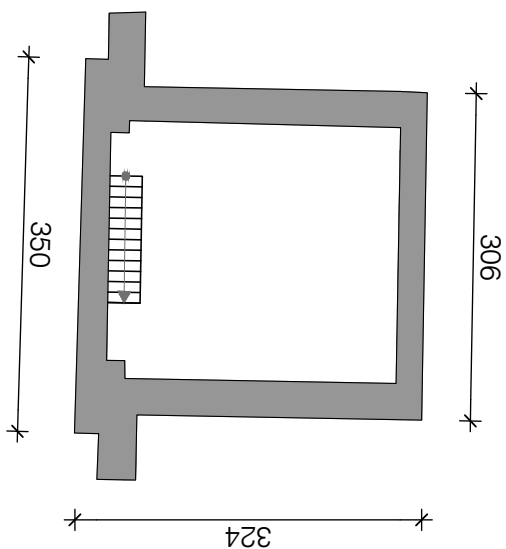
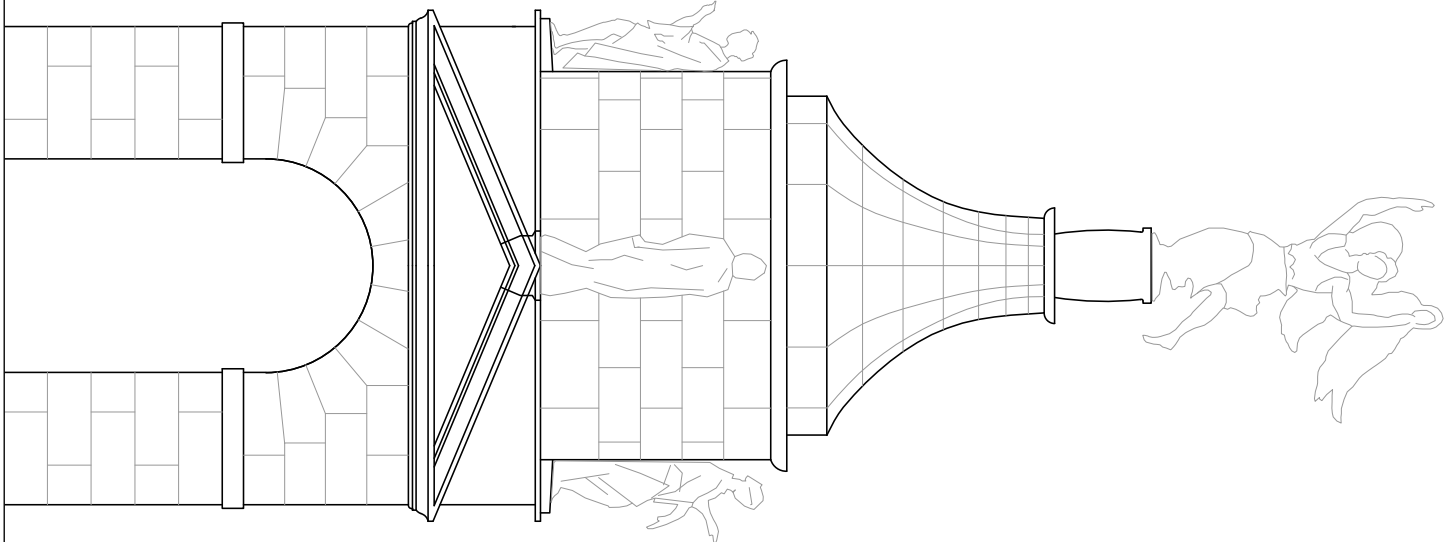


Scala 1:500

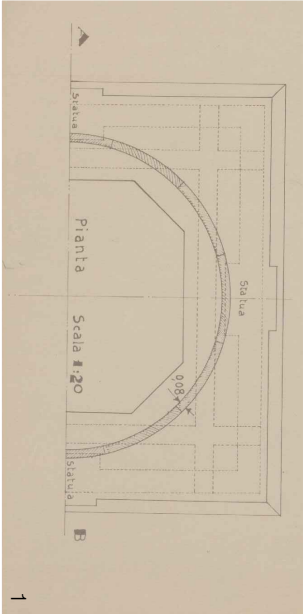


APPROFONDIMENTO SULLA TORRE CAMPANARIA

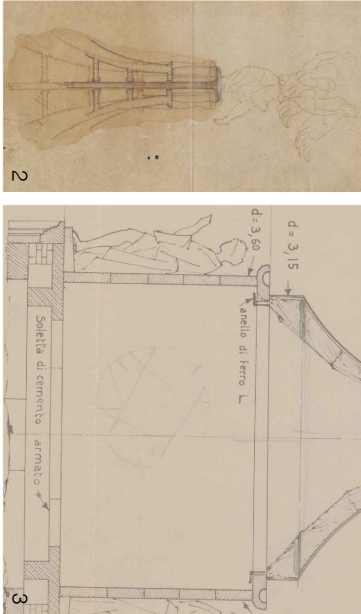
Prospetto
Scala 1:50



Pianta dello stato attuale con accesso alla sottocentrale
tramite la scale in acciaio retrattili.
Scala 1:100



1. Pianta della porzione superiore della torre, in
corrispondenza della cupola. Si nota l'intenzione di
collocare le quattro statue in pietra sulla cornice della
torre.
Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del
comune di Padova.

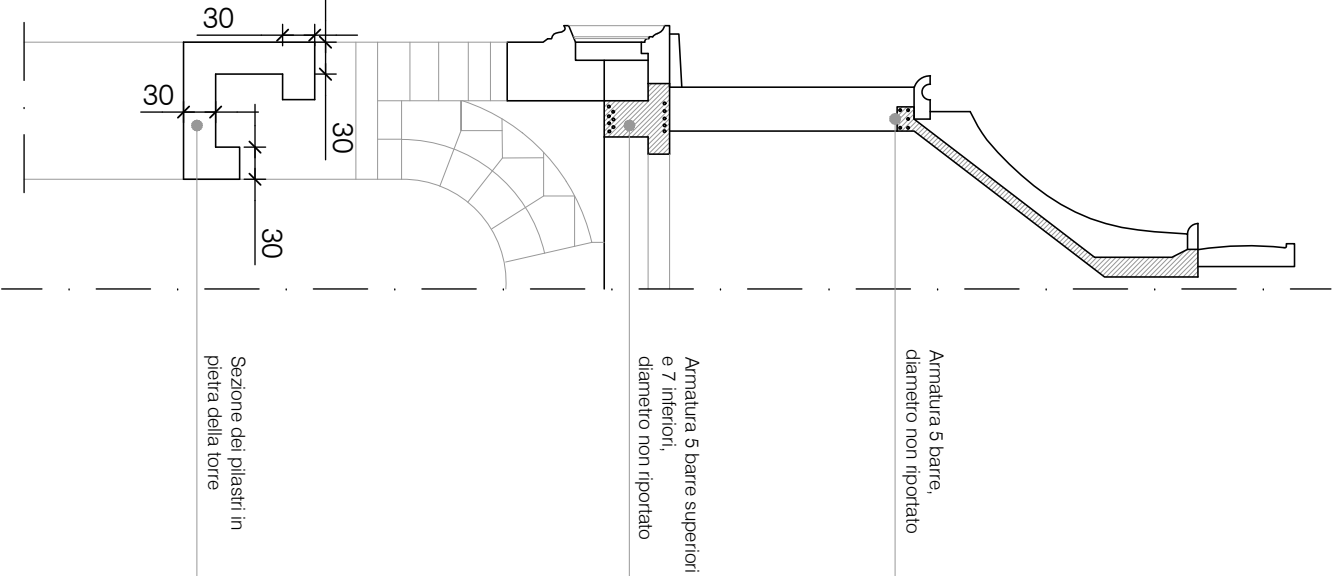


2. Statua della Vittoria Alata sulla sommità della torre
campanaria. Si nota la progettazione del perno della
statua.
Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del
comune di Padova.

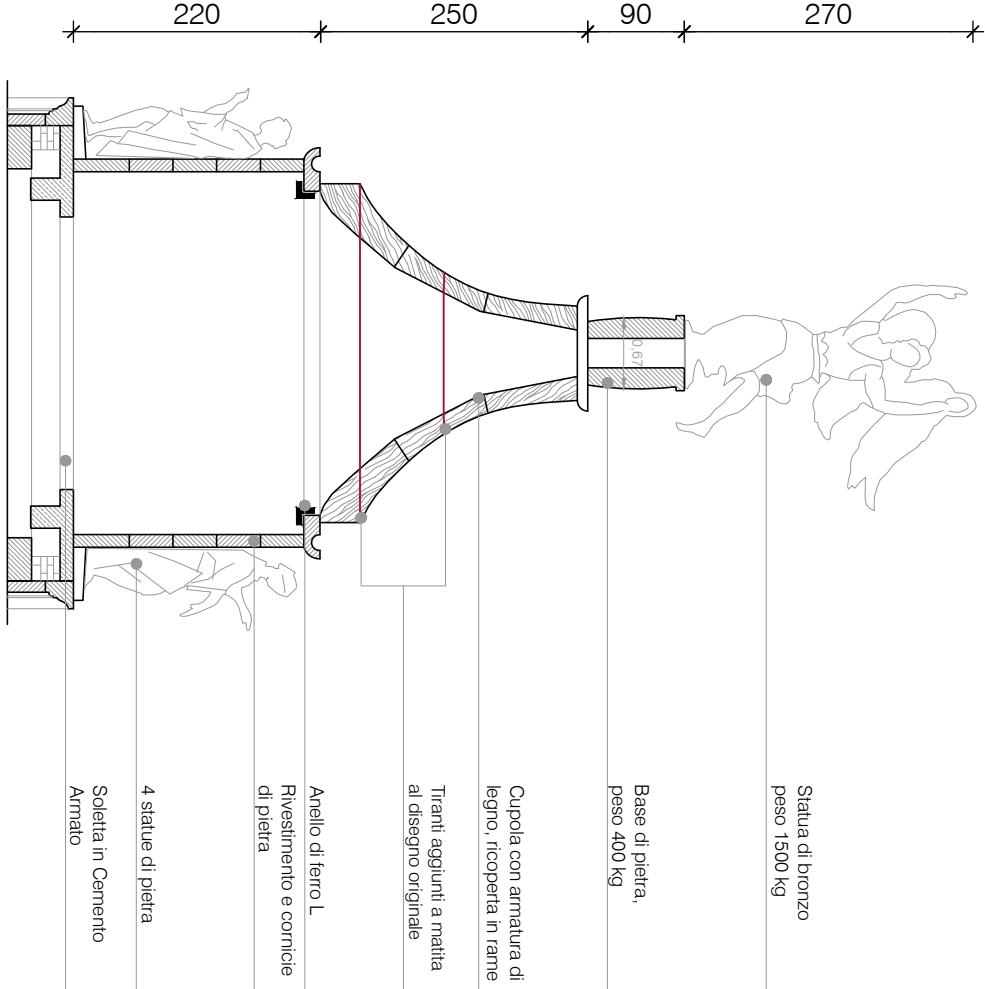
3. Porzione di dettaglio costruttivo datato 20 giugno,
l'anno non è noto (il dettaglio è interamente riportato
nella tavola 6.23). Nella parte centrale dell'immagine
sono stati disegnati a matita dei tiranti che avrebbero
dovuto essere collocati sulla cupola. Non è stato
possibile verificarne l'effettiva presenza.
Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del
comune di Padova.

SEZIONI DELLO SCHELETRO STRUTTURALE DELLA TORRE CAMPANARIA

Il dettaglio costruttivo originale è datato 12 gennaio 1930.
Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.



Il dettaglio costruttivo originale è datato 20 giugno, l'anno non è noto.
Fonte: materiale iconografico conservato nell'Archivio Generale del comune di Padova.



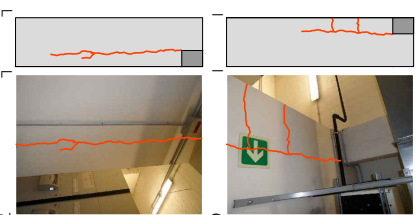
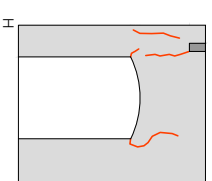
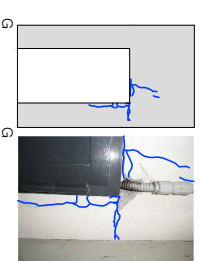
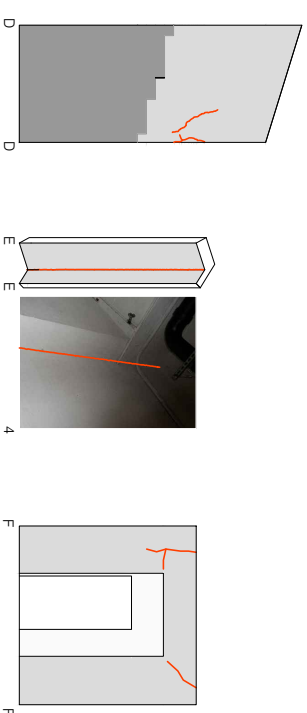
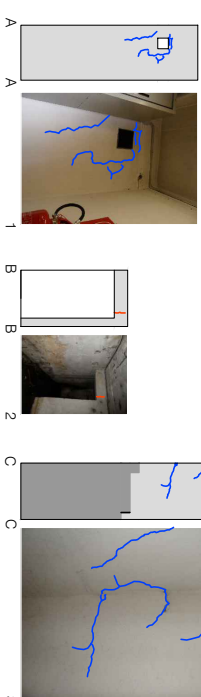
In entrambi i particolari si nota la presenza di una **trave a T** e di una **solella in c.a.**, adibite a reggere la cupola sovrastante. I due particolari presentano poi delle differenze per quanto riguarda la cupola stessa: nel dettaglio a sinistra si osserva che all'introdosso della cupola lignea è stato posto un rinforzo in c.a., probabilmente necessario a causa del notevole peso della statua (1500 kg), in quello a destra la cupola è rappresentata in legno ed è ricoperta di rame. E' in ogni caso difficile sapere quale sia l'effettiva configurazione finale. L'esistenza della trave a T è stata verificata tramite il confronto con le foto fornite dal comune in seguito al sopralluogo del 28 giugno 2012.



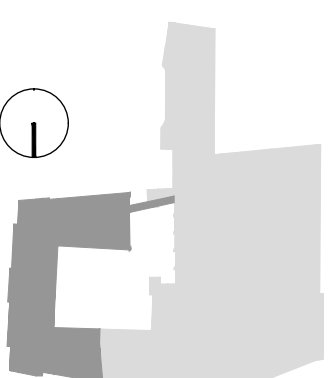
Legenda:

- fessura elemento orizzontale: soffitto
- fessura elemento orizzontale: travi
- fessura orizzontale lungo l'elemento verticale
- lesione non passante
- lesione diffusa sull'elemento verticale

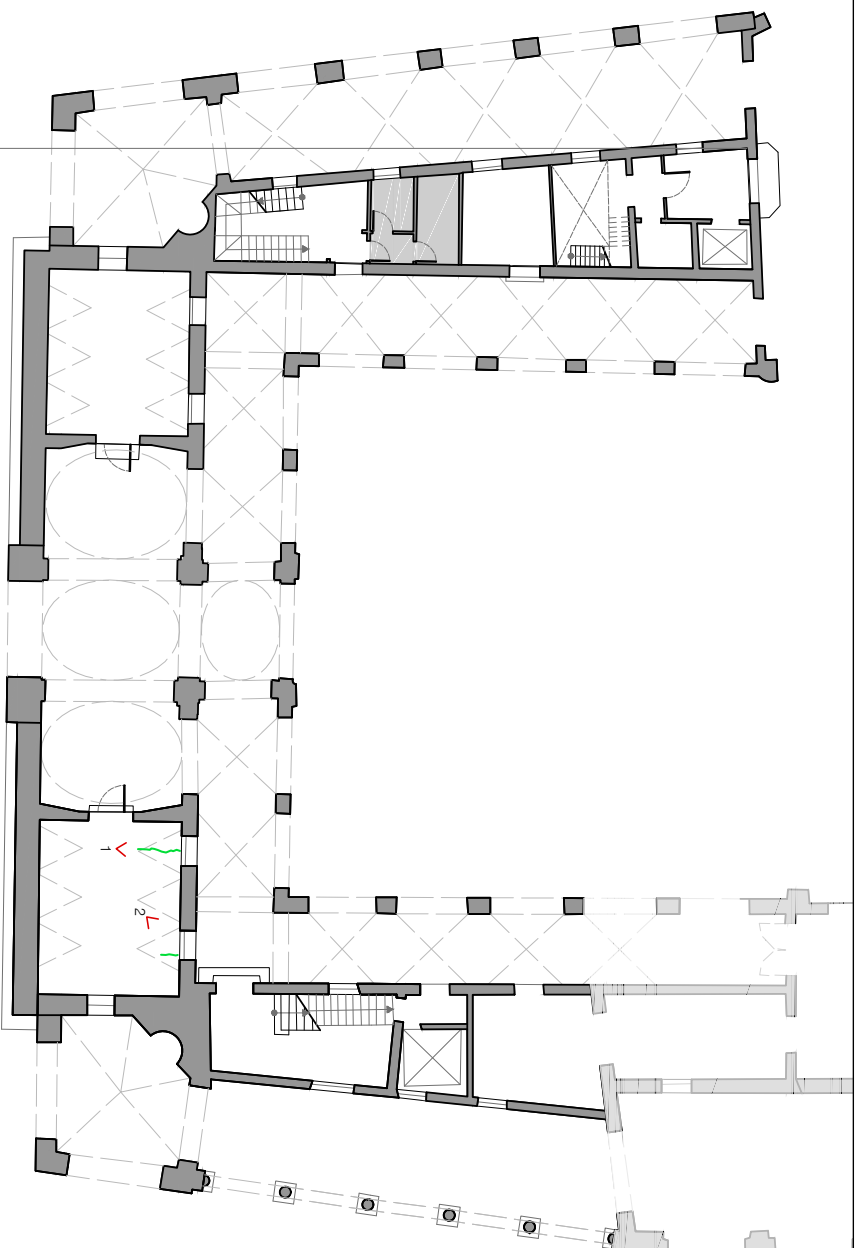
▬ locale non rilevato



I prospetti che mostrano il quadro
fessurativo delle singole pareti
sono rappresentati in scala 1:100.



Università degli studi di Padova - ICEA
Vulnerabilità sismica ed efficienza energetica di Palazzo Moretti-Scamporrino
RILEVO CRITICO DEL DANNO
Quadro fessurativo piano interrato
Tav. 6.23
Scala 1:200

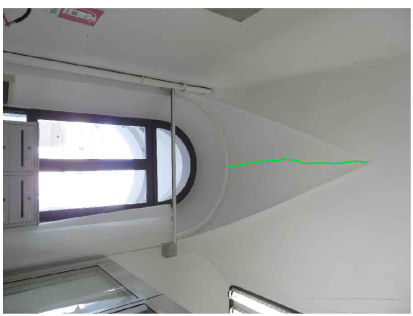
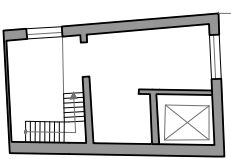


Legenda:

~~~~~ fessura elemento orizzontale: soffitto\*

▬ locale non rilevato

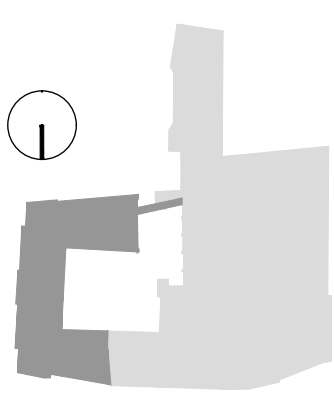
\* Le uniche fessure rilevate al piano terra si collocano sulle volte a botte lunettate, negli uffici sull'ala est, verso via VIII Febbraio. Si ricorda però che, secondo i documenti d'archivio consultati (in particolare ordinanze e preventivi datati 1928), le volte sono non strutturali.

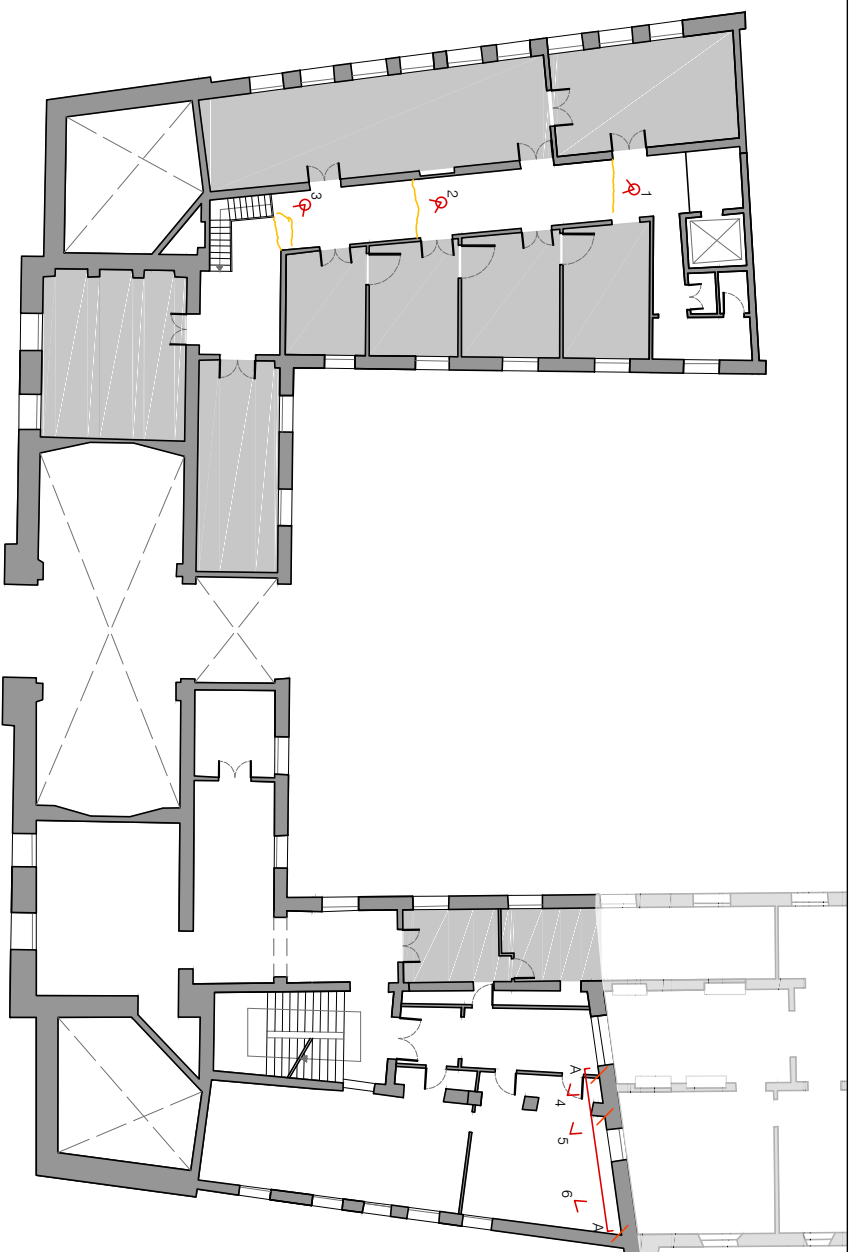


1

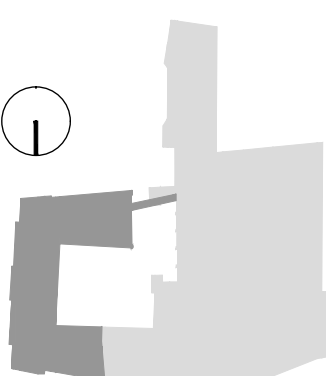
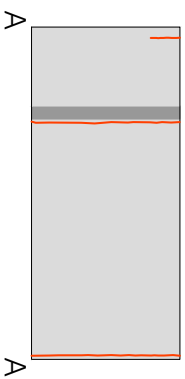


2



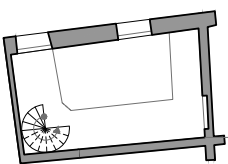
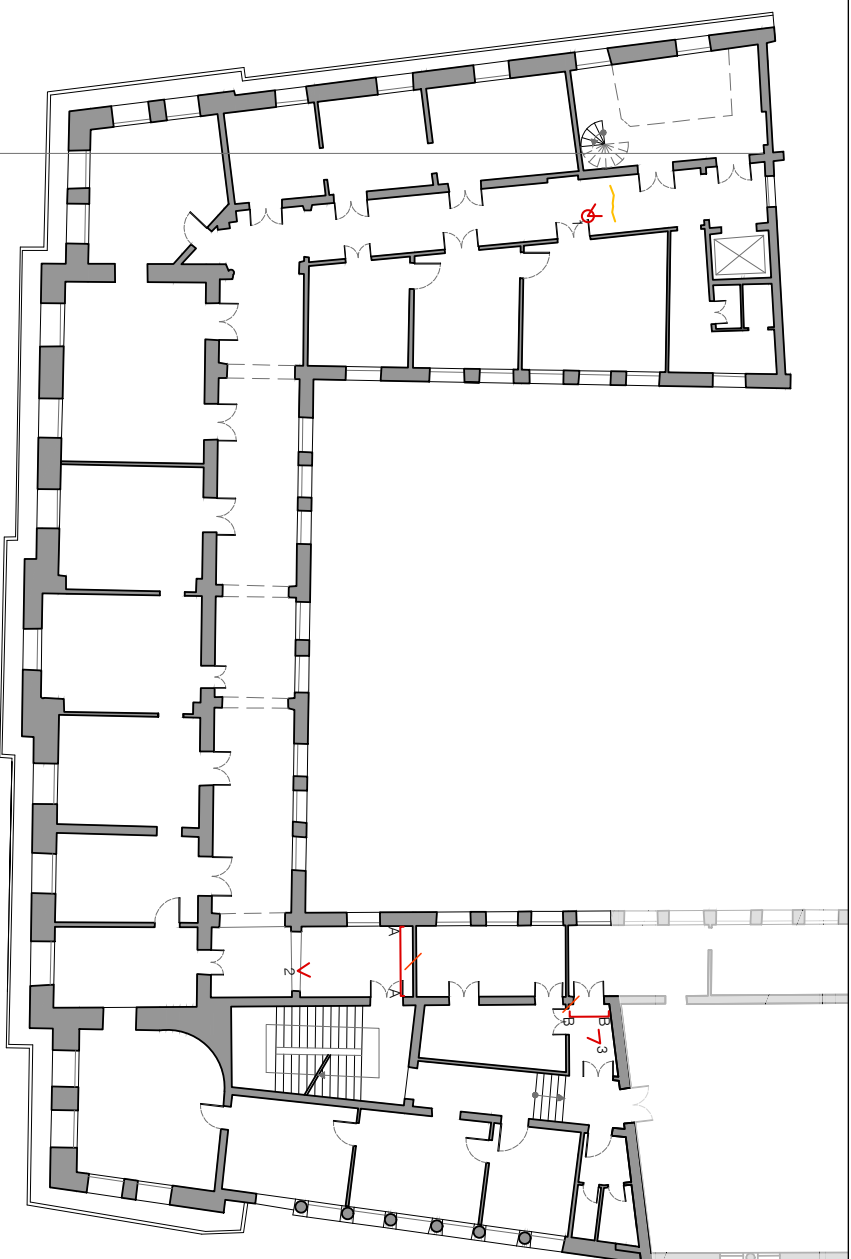


- Legenda:**
- fessura elemento orizzontale: pavimento
  - lesione non passante
  - locale non rilevato



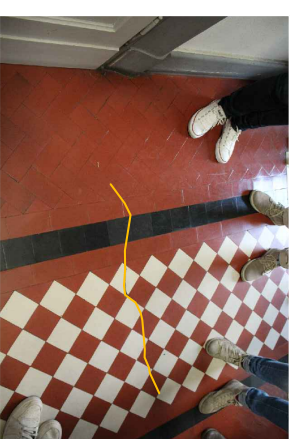
I prospetti che mostrano il quadro  
fessurativo delle singole pareti  
sono rappresentati in scala 1:100.

Università degli studi di Padova - ICEA  
Vulnerabilità sismica ed efficienza energetica di Palazzo Moretti-Scarpini  
**RILIEVO CRITICO DEL DANNO**  
Quadro fessurativo piano Primo  
Tav.  
**6.25**  
Scala 1:200

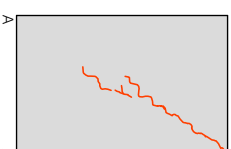


3

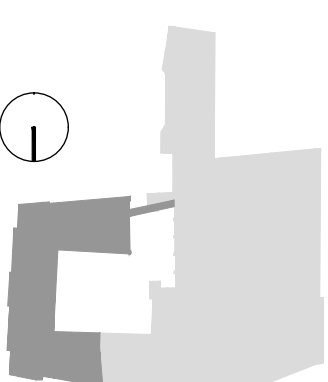
- Legenda:**
- fessura elemento orizzontale: pavimento
  - lesione non passante
  - locale non rilevato



1

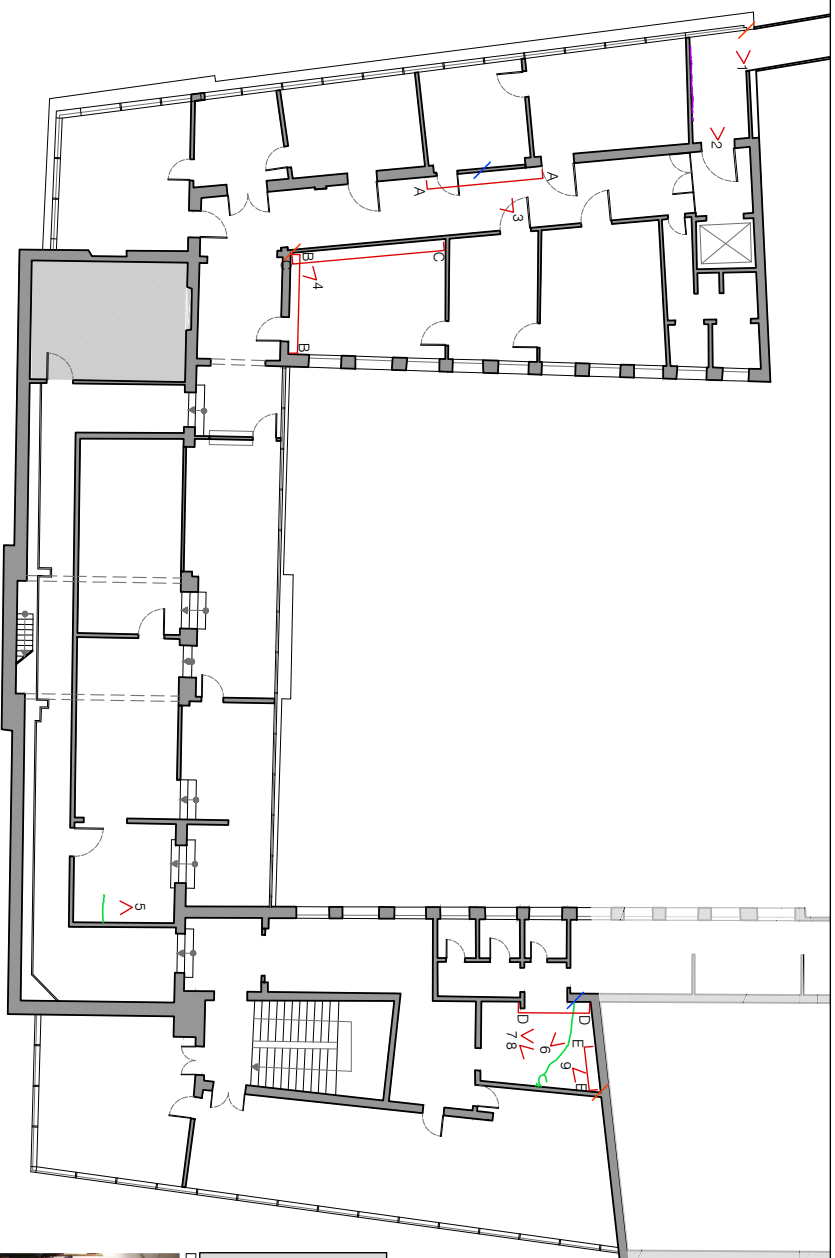


2



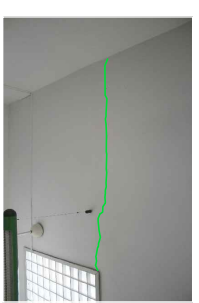
I prospetti che mostrano il quadro  
fessurativo delle singole pareti  
sono rappresentati in scala 1:100.

Università degli studi di Padova - ICEA  
Vulnerabilità sismica ed efficienza energetica di Palazzo Moretti-Scarpini  
**RILEVO CRITICO DEL DANNO**  
Quadro fessurativo piano Secondo  
Tav.  
**6.26**  
Scala 1:200

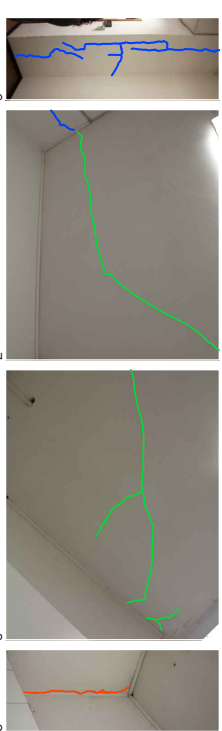
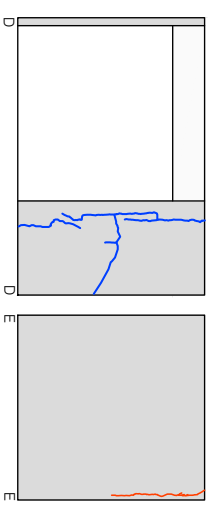


Legenda:

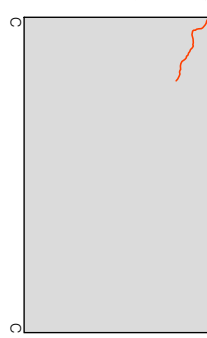
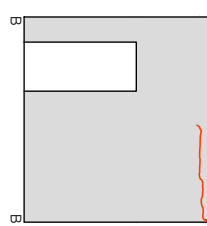
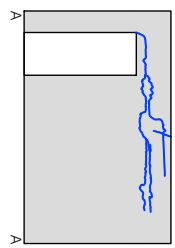
- fessura elemento orizzontale: soffitto
- lesione longitudinale solaio-parete
- lesione non passante
- lesione diffusa sull'elemento verticale
- locale non rilevato



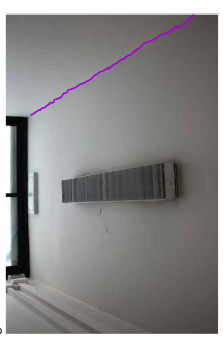
5



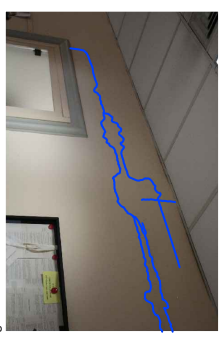
Nelle immagini dalla 6 alla 9 e nei prospetti DD ed EE la lesione rappresentata è la medesima, la quale si propaga sul soffitto e sulle pareti laterali, in una zona nelle immediate vicinanze del raccordo fra Palazzo Moretti-Scarpari e Palazzo degli Anziani.



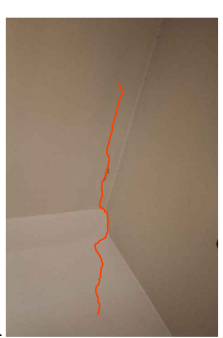
1



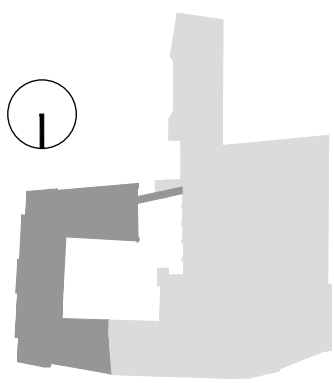
2



3



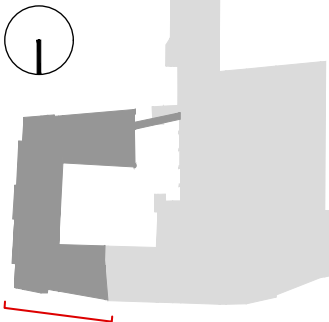
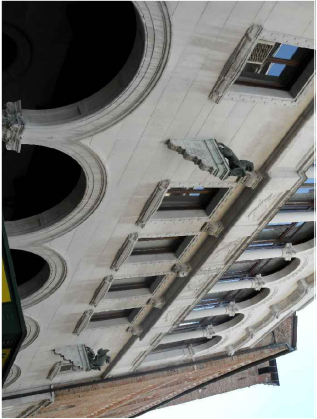
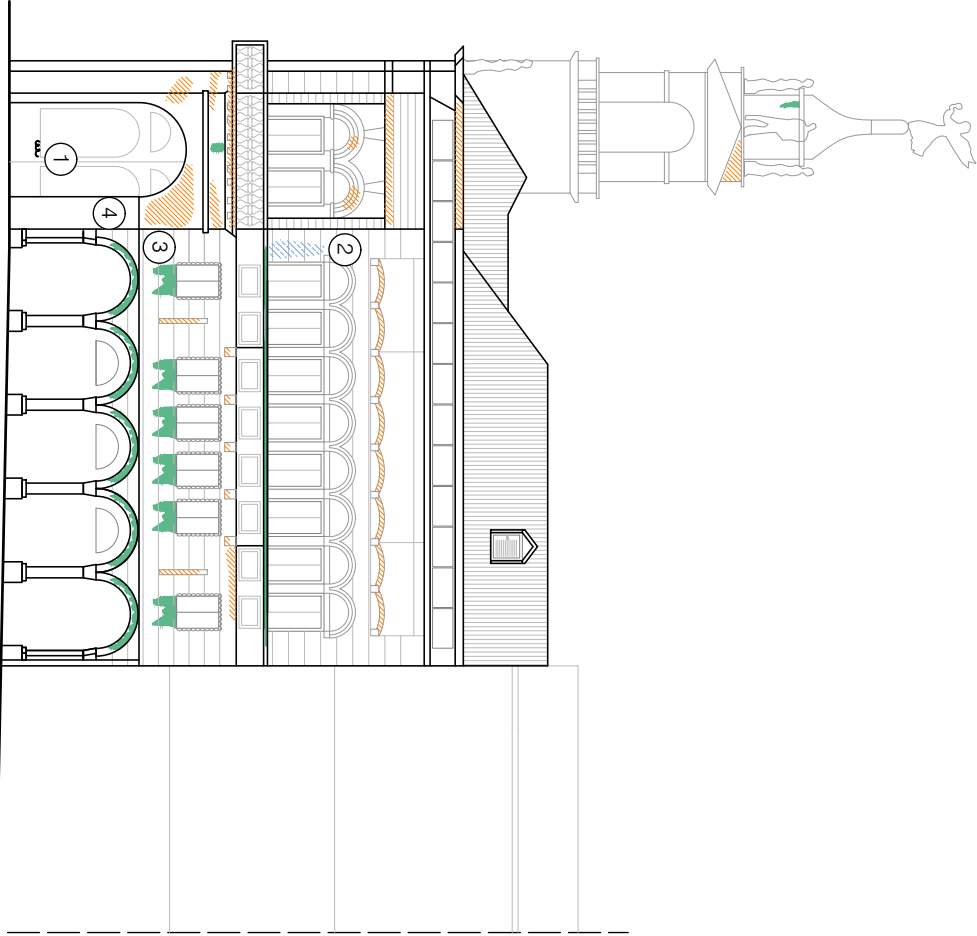
4



I prospetti che mostrano il quadro  
fessurativo delle singole pareti  
sono rappresentati in scala 1:100.

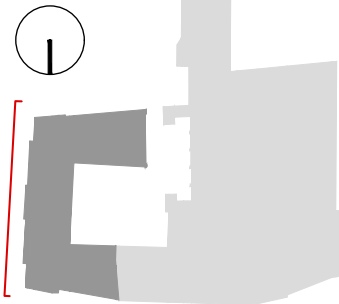
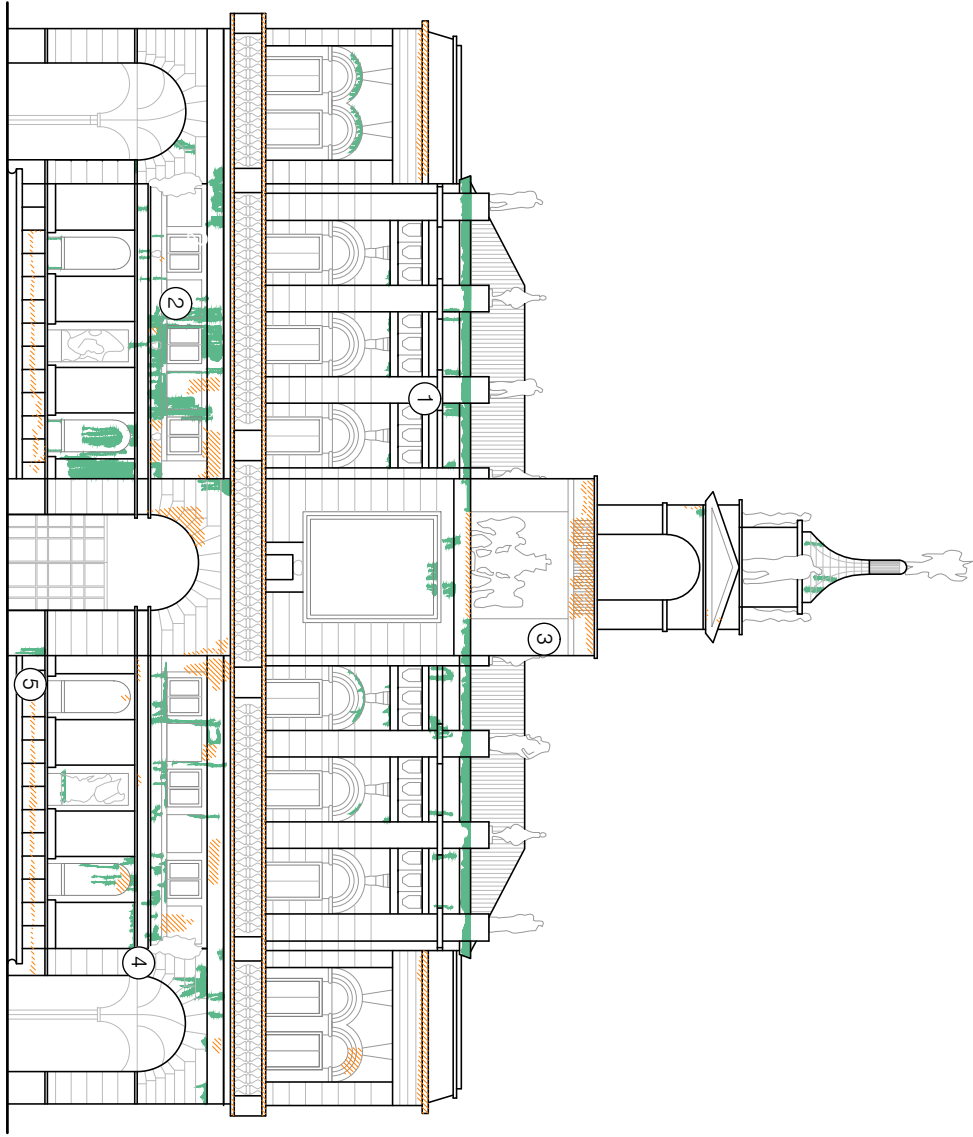


- Legenda:
- colatura
  - alterazione cromatica o patina
  - macchia
  - graffio vandalico



Legenda:  
colatura  
alterazione cromatica o patina

Riferimenti: Norma UNI 1182:2006, Normai 1/88



3

4

5

1

2

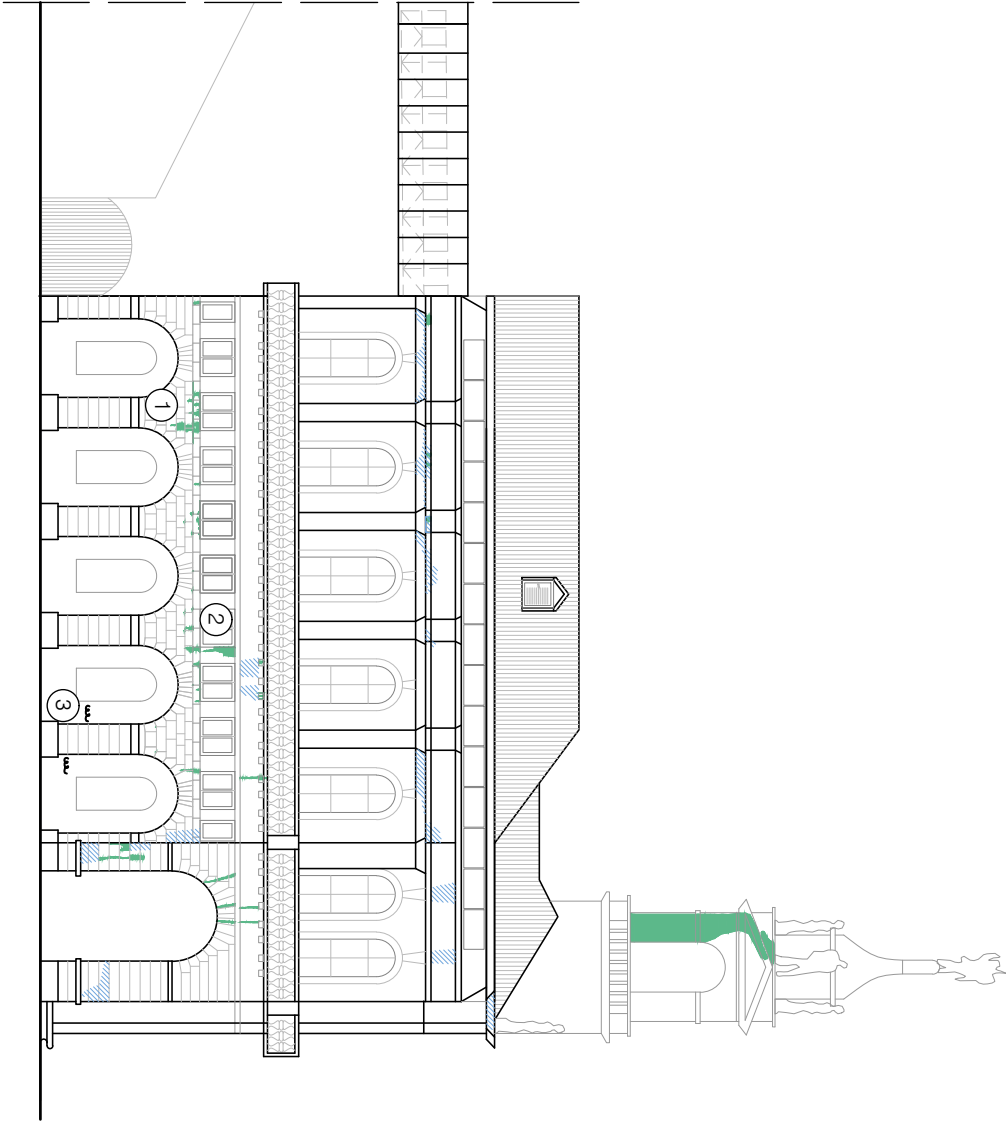
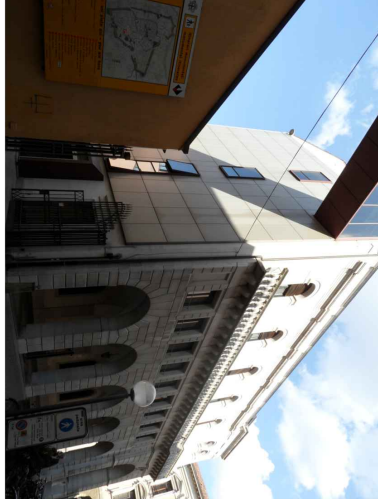
Università degli studi di Padova - ICEA  
Vulnerabilità sismica ed efficienza energetica di Palazzo Moretti-Scarpini  
RILEVO CRITICO DEL DANNO  
Degrado prospetto est  
Scala 1:200  
Tav.  
6.29



Legenda:

- colatura
- macchia
- grafito vandalico

Riferimenti: Norma UNI 1182:2006, Normai 1/88



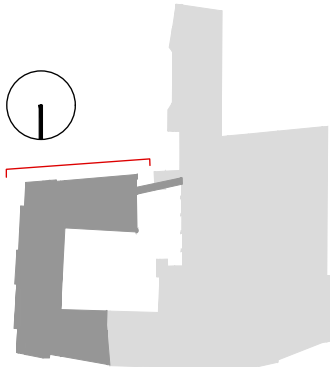
1



2



3



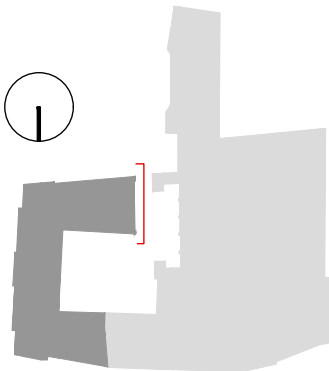
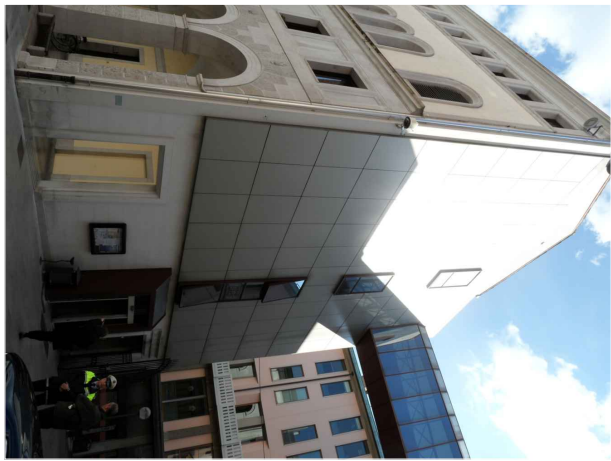
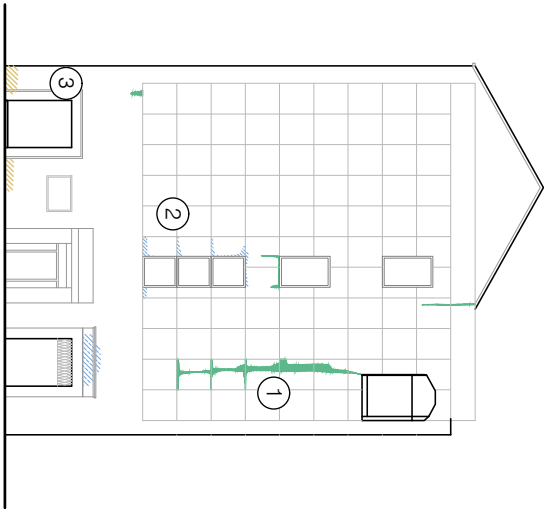
Università degli studi di Padova - ICEA  
Vulnerabilità sismica ed efficienza energetica di Palazzo Moretti-Scarpini  
RILEVO CRITICO DEL DANNO  
Degrado prospetto sud

Scala 1:200  
Tav.  
6.30

Legenda:

- colatura
- macchia
- fronte di risalita

Riferimenti: Norma UNI 1182:2006, Normai 1/88



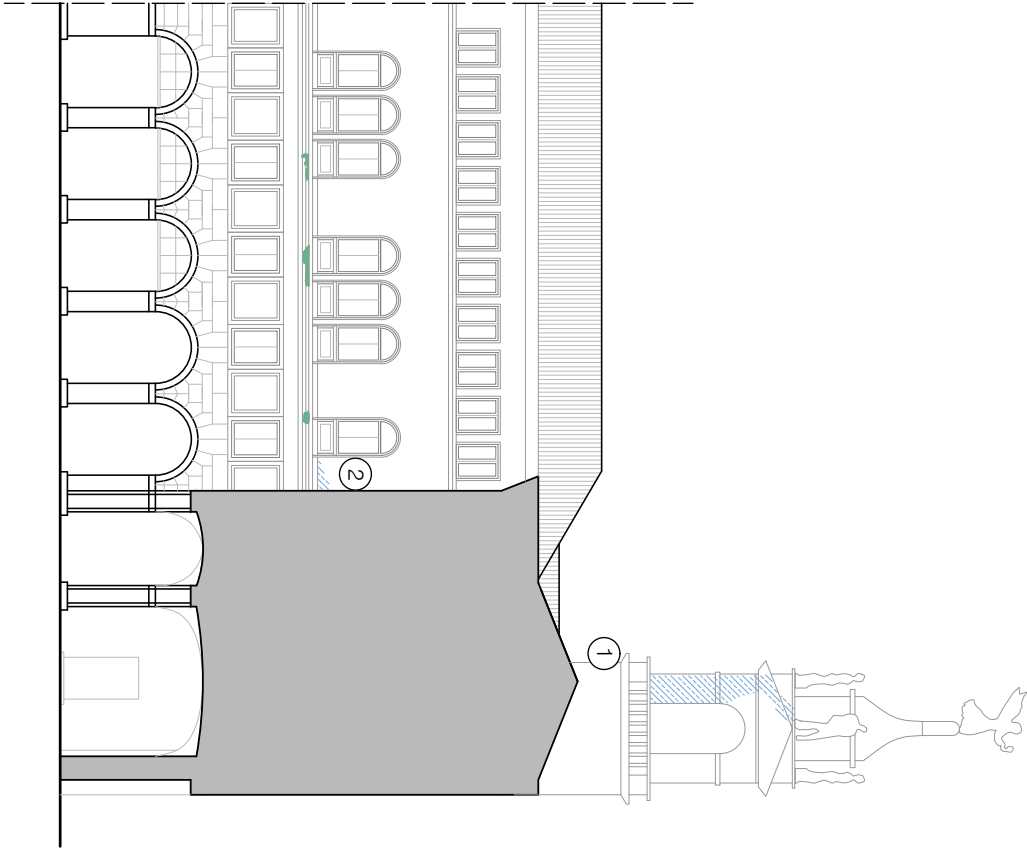
Università degli studi di Padova - ICEA  
Vulnerabilità sismica ed efficienza energetica di Palazzo Moretti-Scarpari  
RILEVO CRITICO DEL DANNO  
Degrado prospetto ovest

Scala 1:200  
Tav.  
6.31

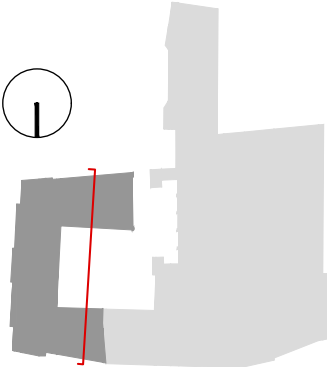
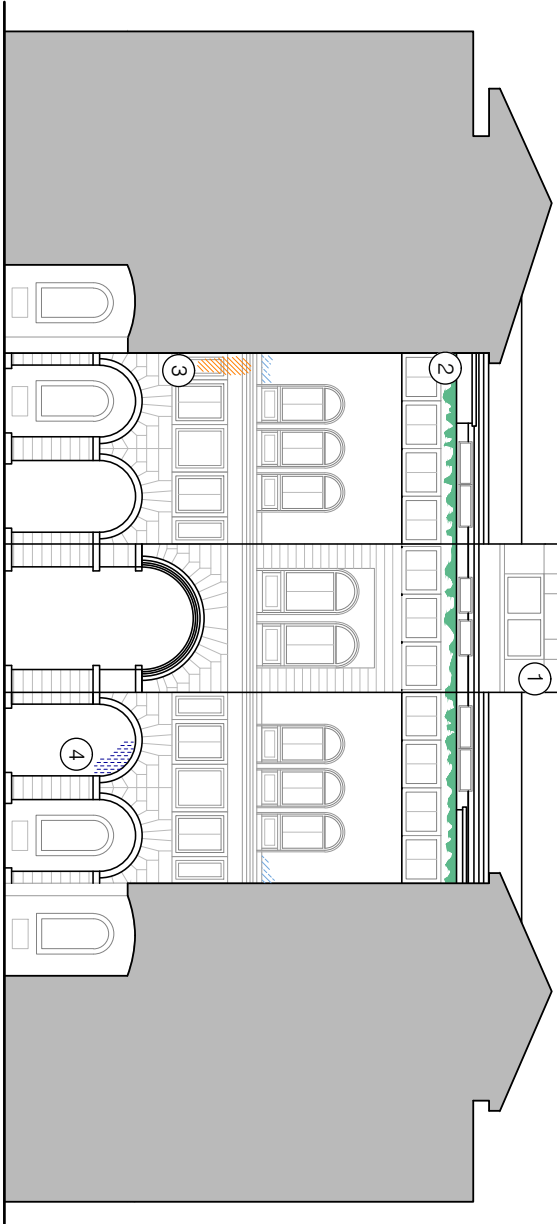
Legenda:

- colatura
- macchia

Riferimenti: Norma UNI 1182:2006, Normai 1/88



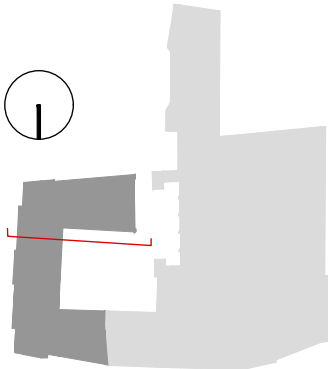
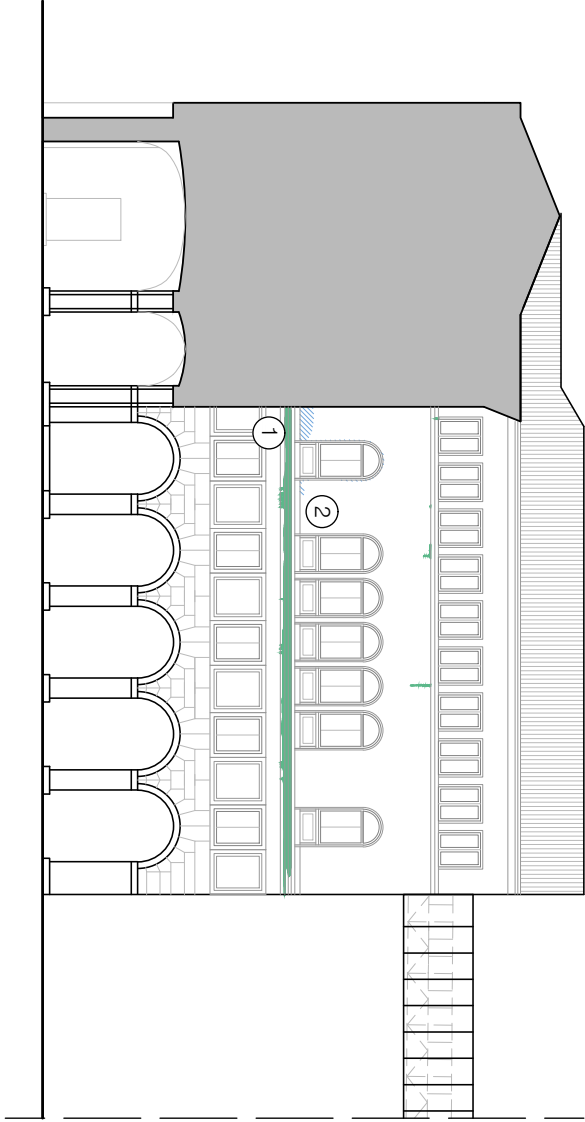
- Legenda:
- colatura
  - alterazione cromatica o patina
  - macchia
  - alterazione cromatica e distacco dovuti ad umidità



Legenda:

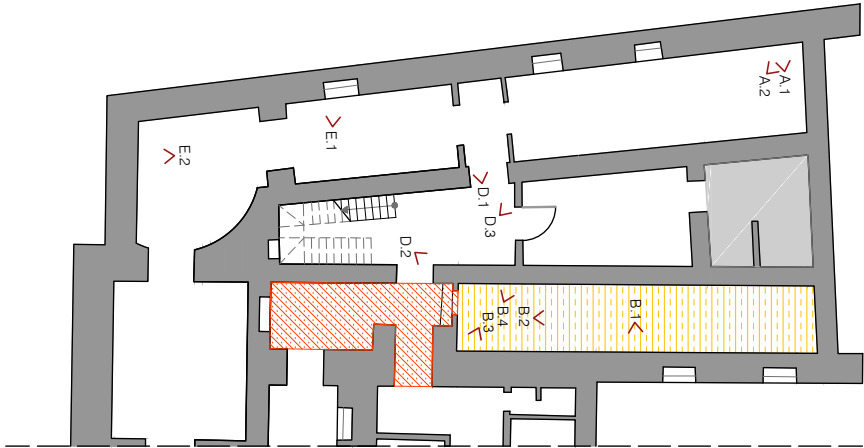
- colatura
- macchia

Riferimenti: Norma UNI 1182:2006, Normai 1/88





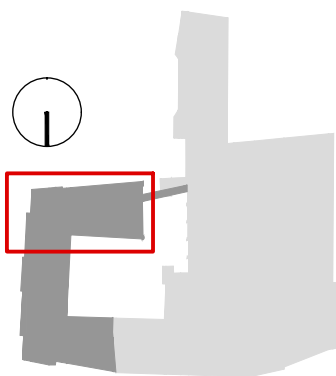
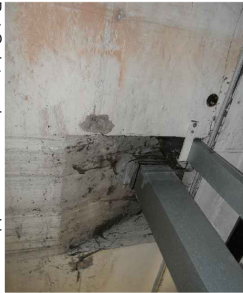
Degrado pavimento



Degrado soffitto



- Legenda:
- distacco, soffitto
  - espulsione del copri ferro, soffitto
  - presenza di liquami
  - umidità di risalita
  - locale non rilevato
- Riferimenti: Norma UNI 1182:2006, Normai 1/88



D.1 Distacco

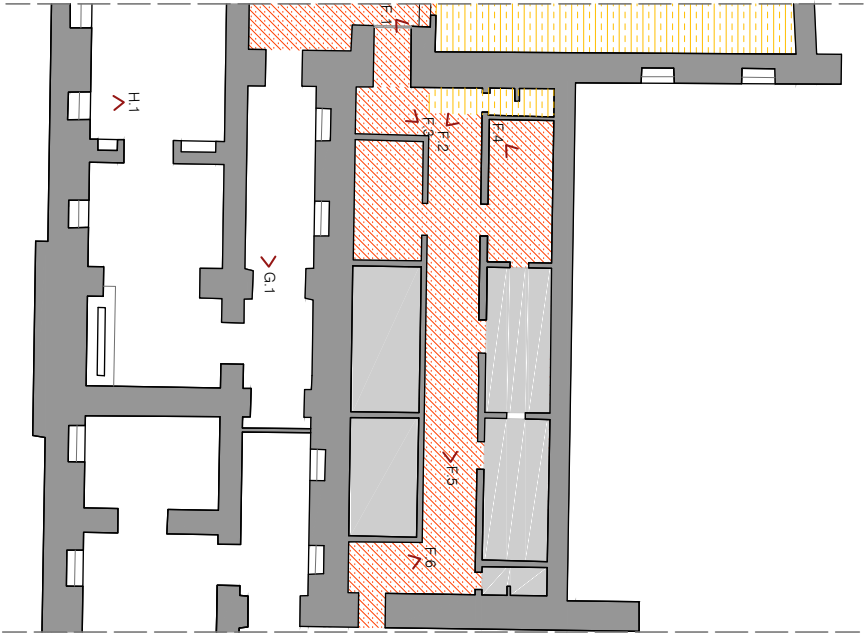
D.2 Distacco, rigonfiamento

D.3 Distacco, rigonfiamento

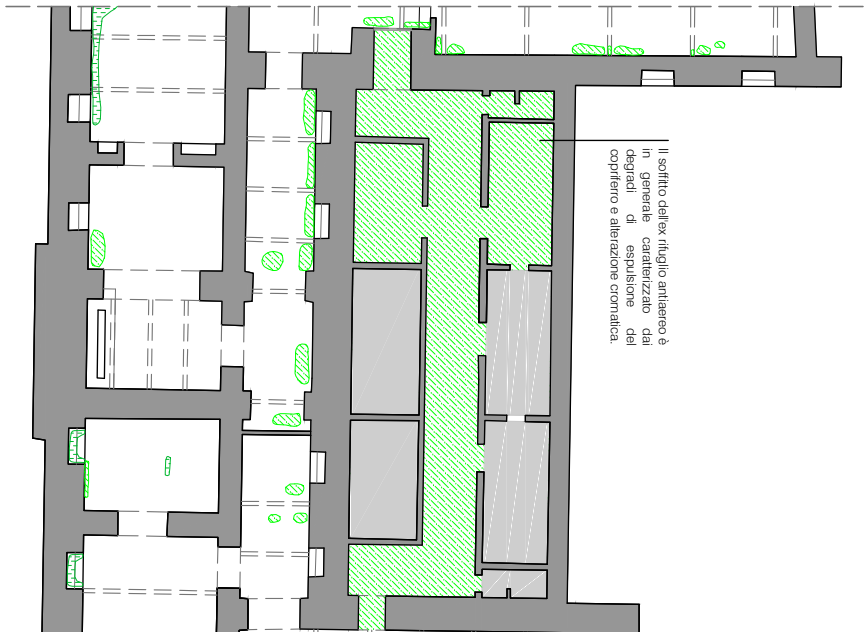
E.1 Distacco

E.2 Distacco

Degrado pavimento



Degrado soffitto



Legenda:

- □ □ □ distacco, soffitto
- ▨ ▨ ▨ ▨ espulsione del copriero, soffitto
- ▨ ▨ ▨ ▨ presenza di liquami
- ▨ ▨ ▨ ▨ umidità di risalita
- ▨ ▨ ▨ ▨ locale non rilevato

Riferimenti: Norma UNI 1182:2006, Norma 1/88



F.1 Alterazione cromatica, distacco, fronte di risalita



F.2 Alterazione cromatica, espulsione del copriero, fronte di risalita



F.3 Alterazione cromatica, espulsione del copriero, fronte di risalita



F.4 Alterazione cromatica, espulsione del copriero, lacuna



F.5 Colatura



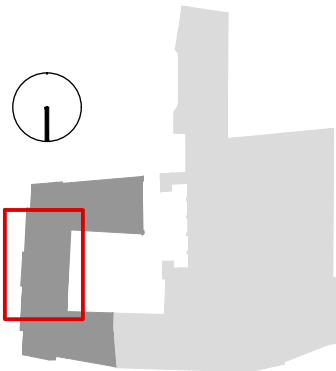
F.6 Alterazione cromatica, distacco, colatura



G.1 Espulsione del copriero

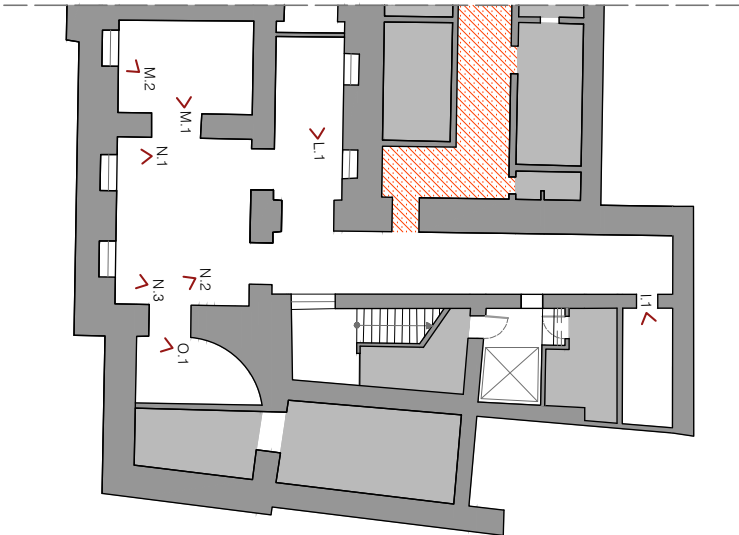


H.1 Espulsione del copriero, colatura





Degrado pavimento



Degrado soffitto



- Legenda:
- □ □ □ distacco, soffitto
  - ▨ ▨ ▨ ▨ espulsione del copriero, soffitto
  - ▤ ▤ ▤ ▤ umidità di risalita
  - ▧ ▧ ▧ ▧ locale non rilevato
- Riferimenti: Norma UNI 1182:2006, Norma 1/88



L.1 Alterazione cromatica, distacco, macchia. L.1 Espulsione del copriero, fessurazione



M.1 Espulsione del copriero. M.2 Distacco



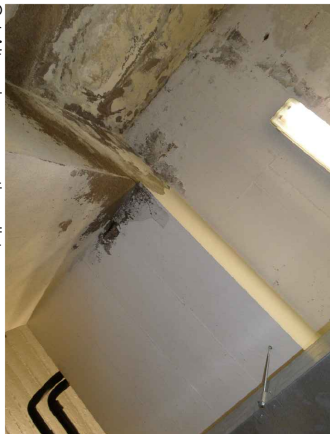
N.1 Distacco, colatura



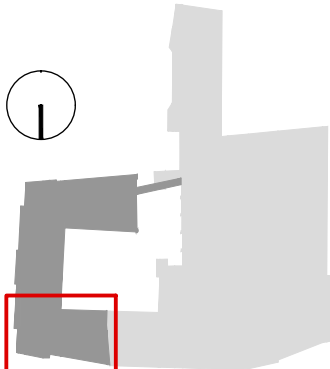
N.2 Distacco, fronte di risalita



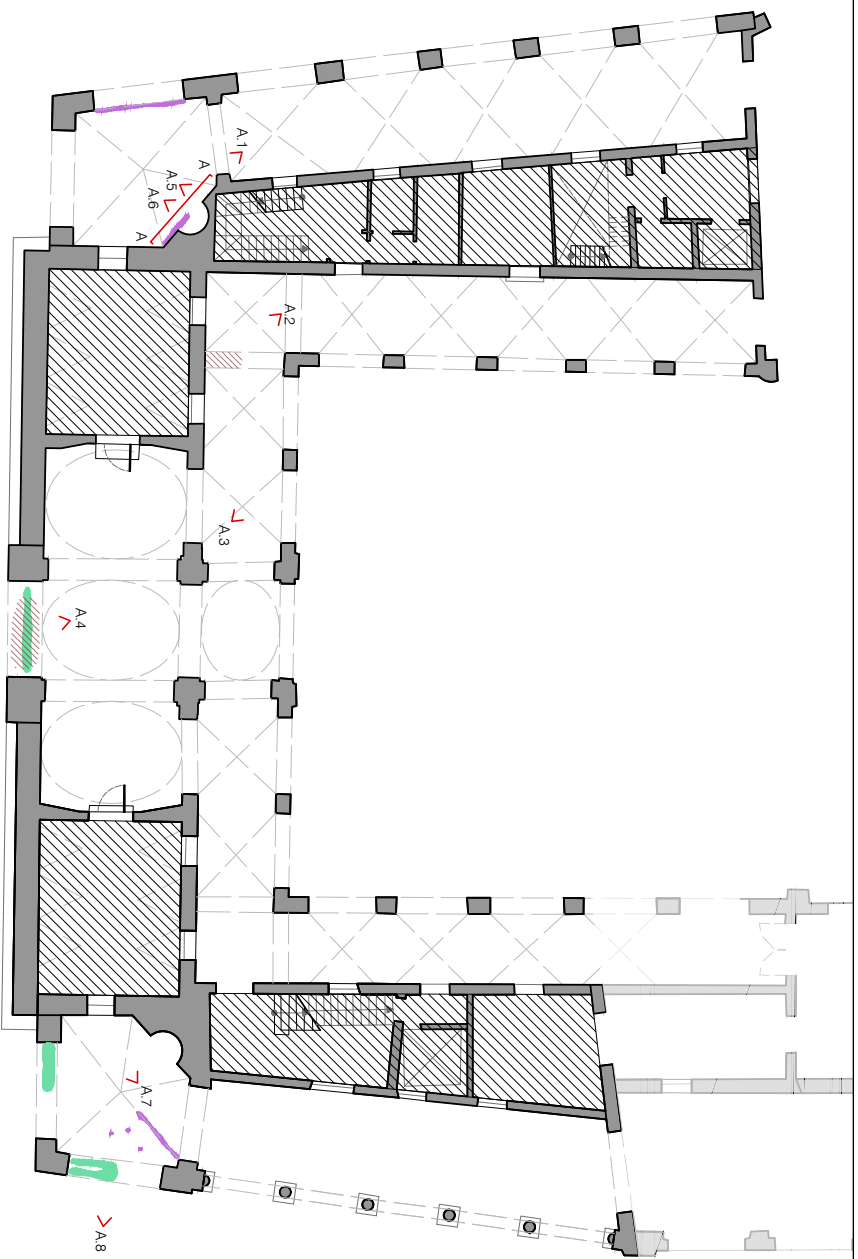
N.3 Distacco, espulsione del copriero, fessurazione



O.1 Alterazione cromatica, distacco



- Legenda:**
- alterazione cromatica, soffitto
  - colatura, soffitto
  - colonizzazione biologica, soffitto
  - estfoliazione, parete
  - mancanza, parete
  - locale non interessato dal rilievo del degrado



A.1 Mancanza



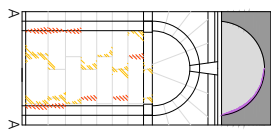
A.2 Alterazione cromatica, distacco



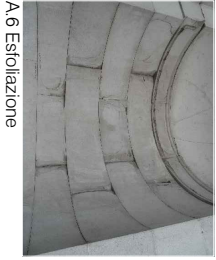
A.3 Mancanza



A.4 Alterazione cromatica, colatura



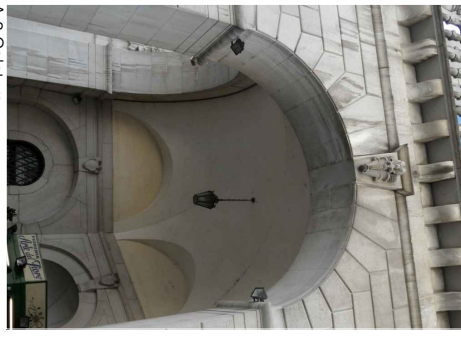
A.5 Mancanza



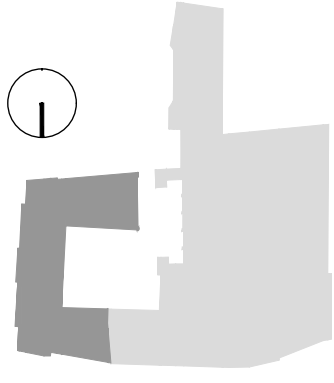
A.6 Estfoliazione



A.7 Graffito vandalico



A.8 Colatura



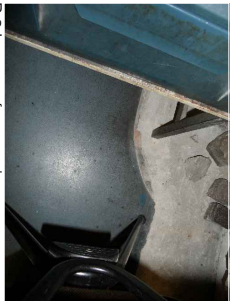
I prospetti che mostrano il degrado delle singole pareti sono rappresentati in scala 1:100.

Legenda:

- distacco, soffitto
- lacuna, pavimento
- alterazione cromatica, parete
- distacco, parete
- rigonfiamento, parete
- locale non rilevato



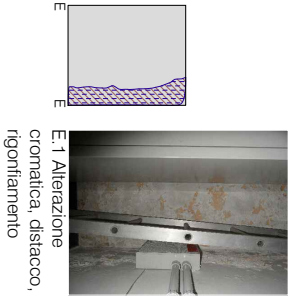
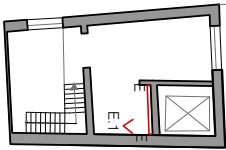
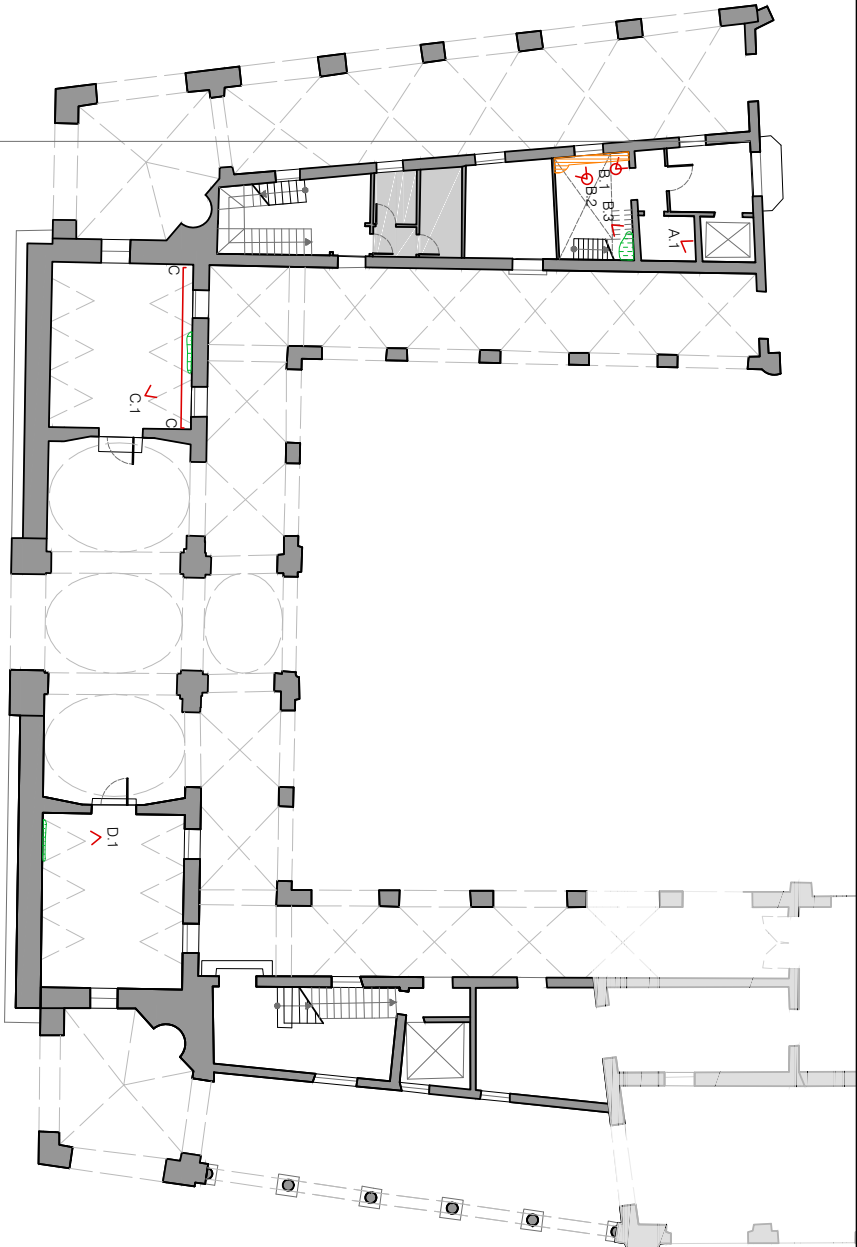
A.1 Alterazione cromatica, distacco



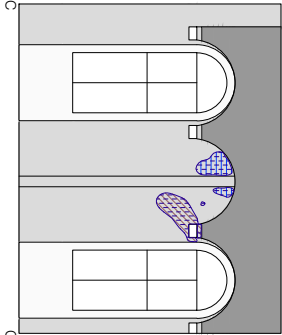
B.2 Lacuna, fessurazione



B.3 Alterazione cromatica, distacco, rigonfiamento



E.1 Alterazione cromatica, distacco, rigonfiamento



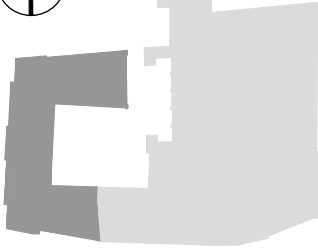
C.1 Alterazione cromatica, distacco, rigonfiamento



D.1 Alterazione cromatica, distacco, rigonfiamento



I prospetti che mostrano il degrado delle singole pareti sono rappresentati in scala 1:100.



Università degli studi di Padova - ICEA

Vulnerabilità sismica ed efficienza energetica di Palazzo Moretti-Scampari

RILIEVO CRITICO DEL DANNO

Degrado piano Terra

Scala 1:200

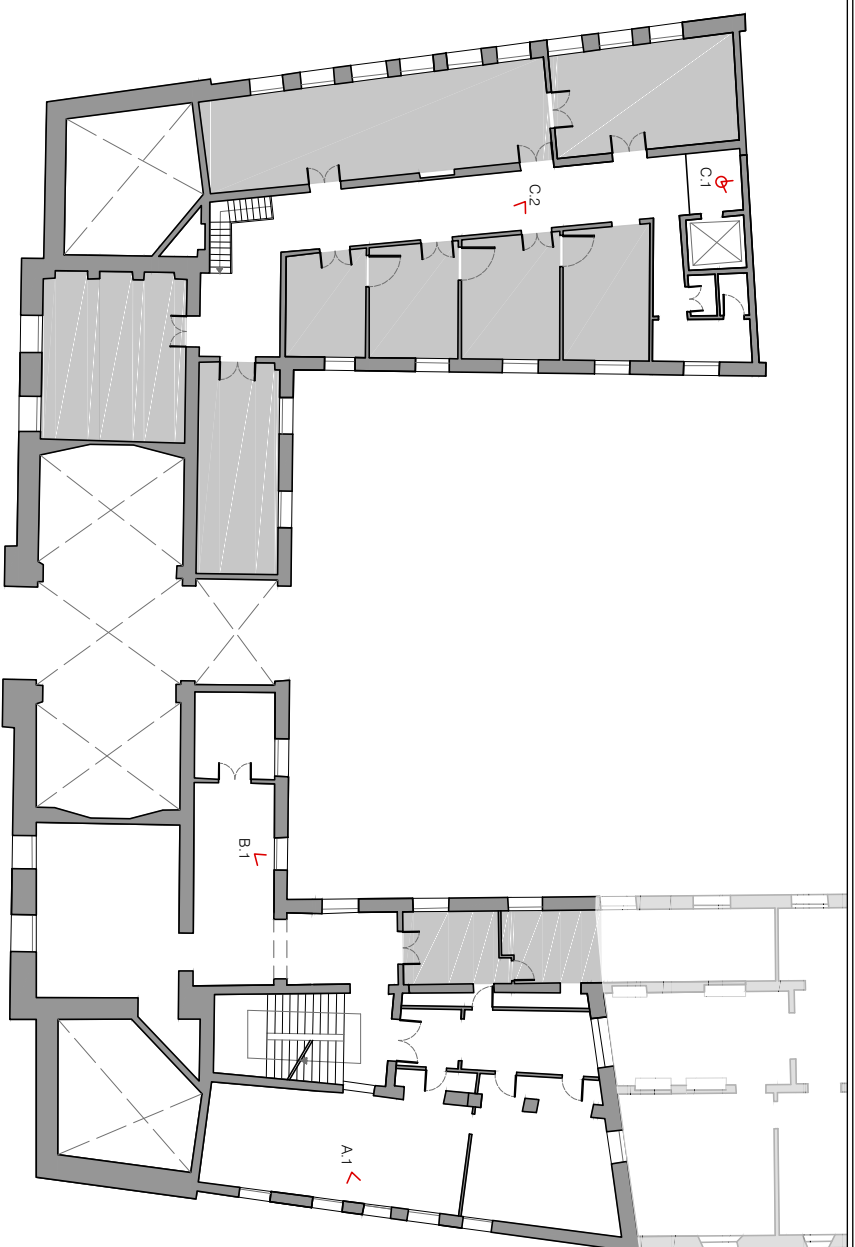
Tav.

6.39

Legenda:

▬ locale non rilevato

Riferimenti: Norma UNI 1182:2006, Normai 1/88



A.1 Distacco



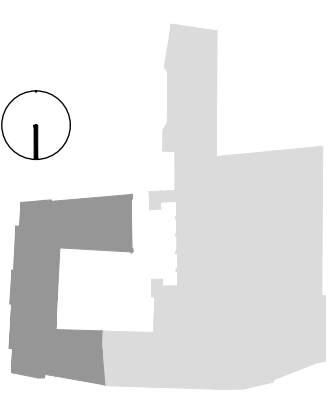
B.1 Distacco



C.1 Distacco



C.2 Distacco

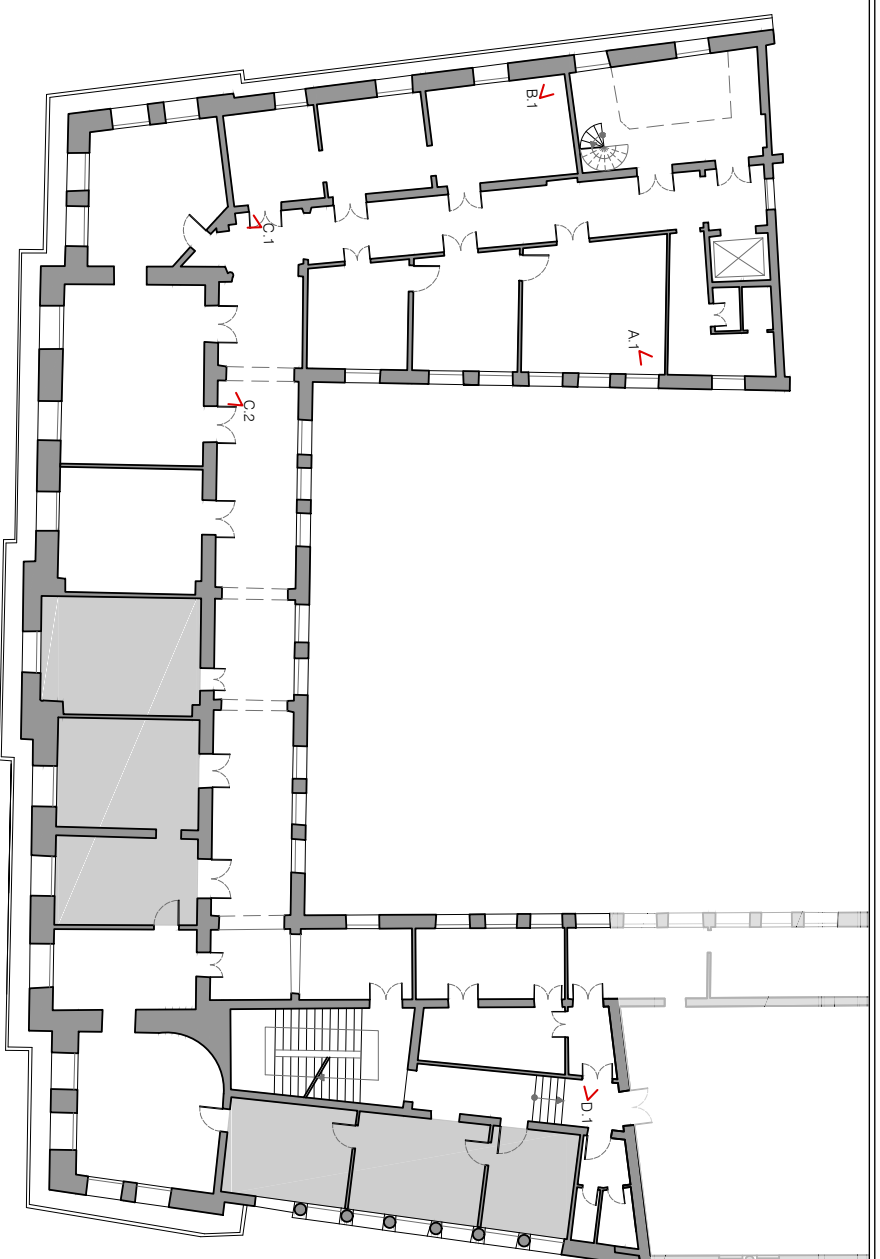




**Legenda:**

▬ locale non rilevato

Riferimenti: Norma UNI 1182:2006, Normai 1/88



D.1 Rigorifiamento



C.2 Patina superficiale



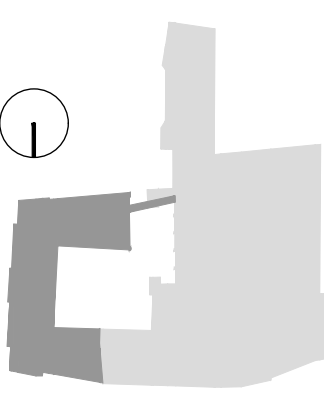
A.1 Distacco



B.1 Distacco



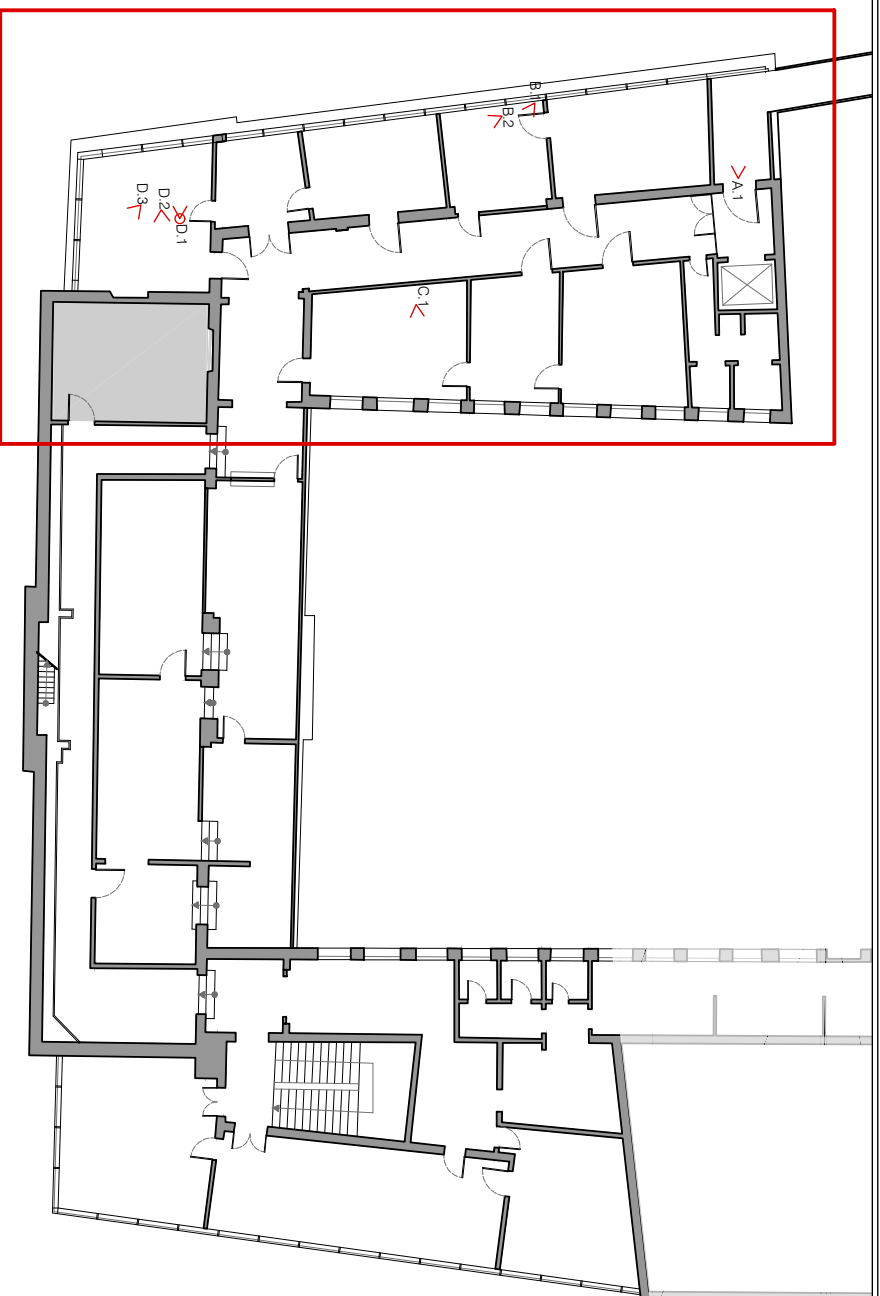
C.1 Patina superficiale



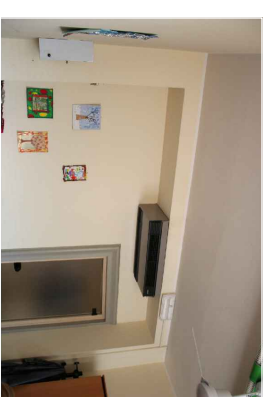
Legenda:

▬ locale non rilevato

Riferimenti: Norma UNI 1182:2006, Normai 1/88



A.1 Distacco



B.1 Rigonfiamento



B.2 Rigonfiamento



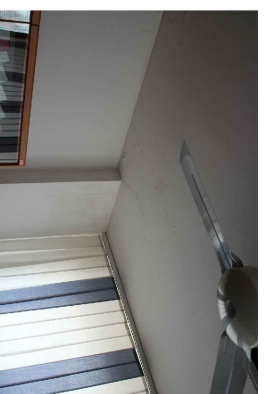
C.1 Macchia



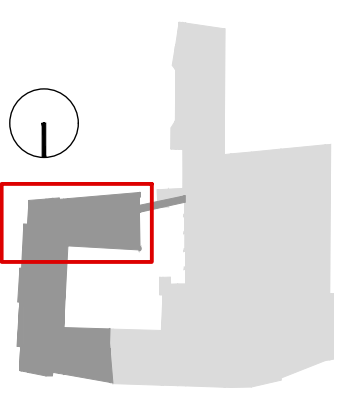
D.2 Distacco

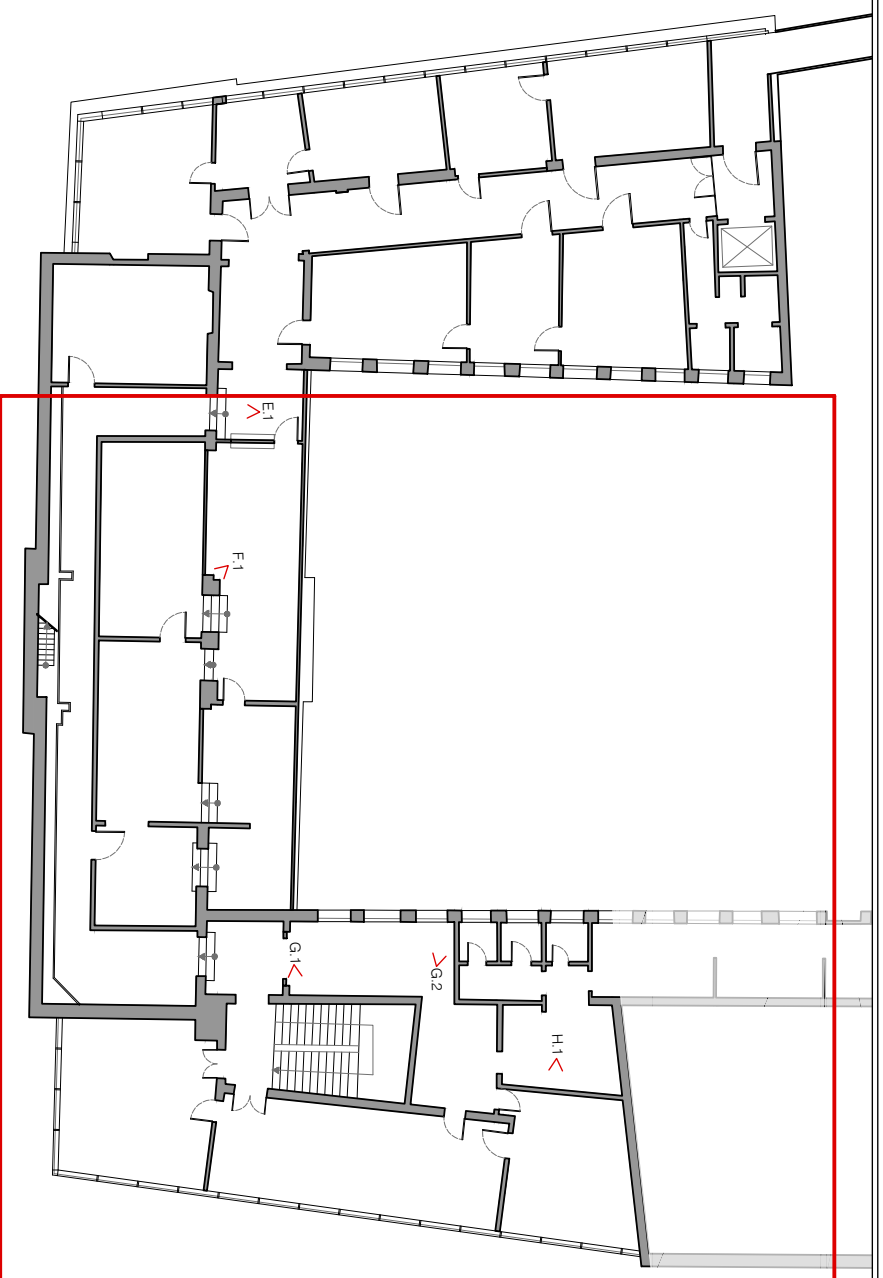


D.1 Distacco



D.3 Macchia dovuta ad umidità





E. 1 Macchia dovuta ad umidità



F. 1 Macchia e distacco



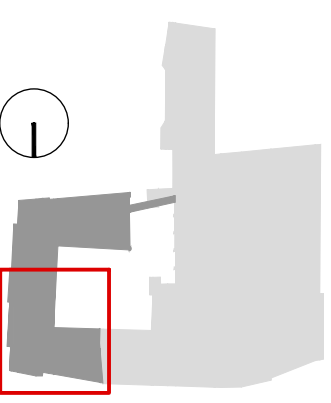
G. 1 Mancanza



G. 2 Distacco



H. 1 Incrostazione





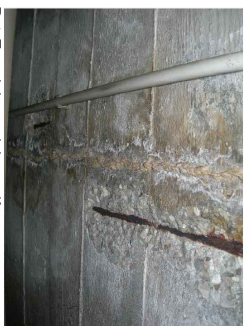
Legenda:

- fessura elemento orizzontale; travi
- espulsione del coprifetto
- parete portante in falso

DEGRADO

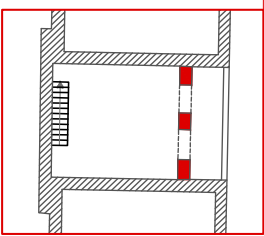


A.1 Degrado del manto impermeabile

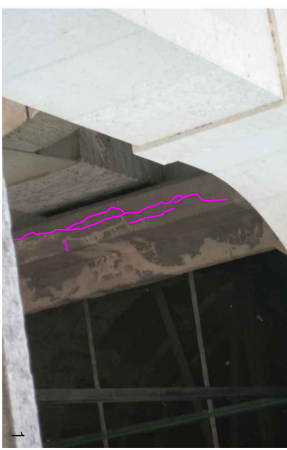


B.1 Espulsione del coprifetto

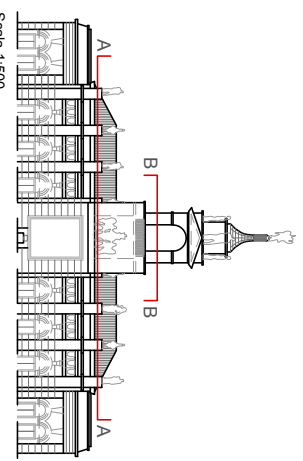
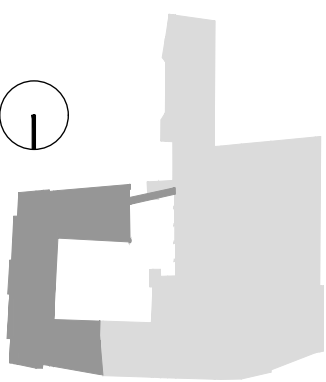
VULNERABILITA'



QUADRO FESSURATIVO



Nota: tutti i locali rappresentati in questa tavola non sono stati rilevati.



Scala 1:500

Legenda:

- canna fumaria
- apertura tamponata
- apertura nel solaio tamponata
- tamrezza non ammorsata
- nicchia ricavata nella muratura

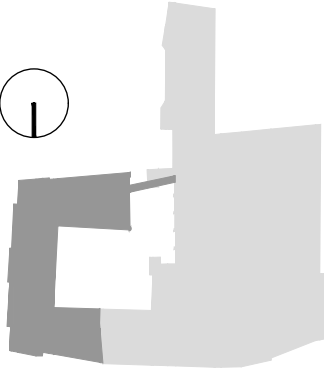
▬ locale non rilevato



1. Apertura tamponata



2. Apertura tamponata



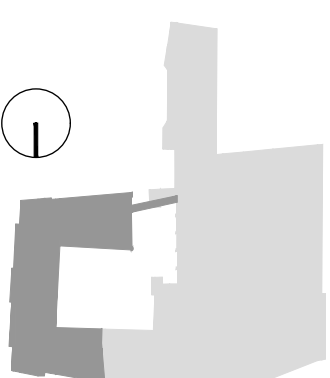


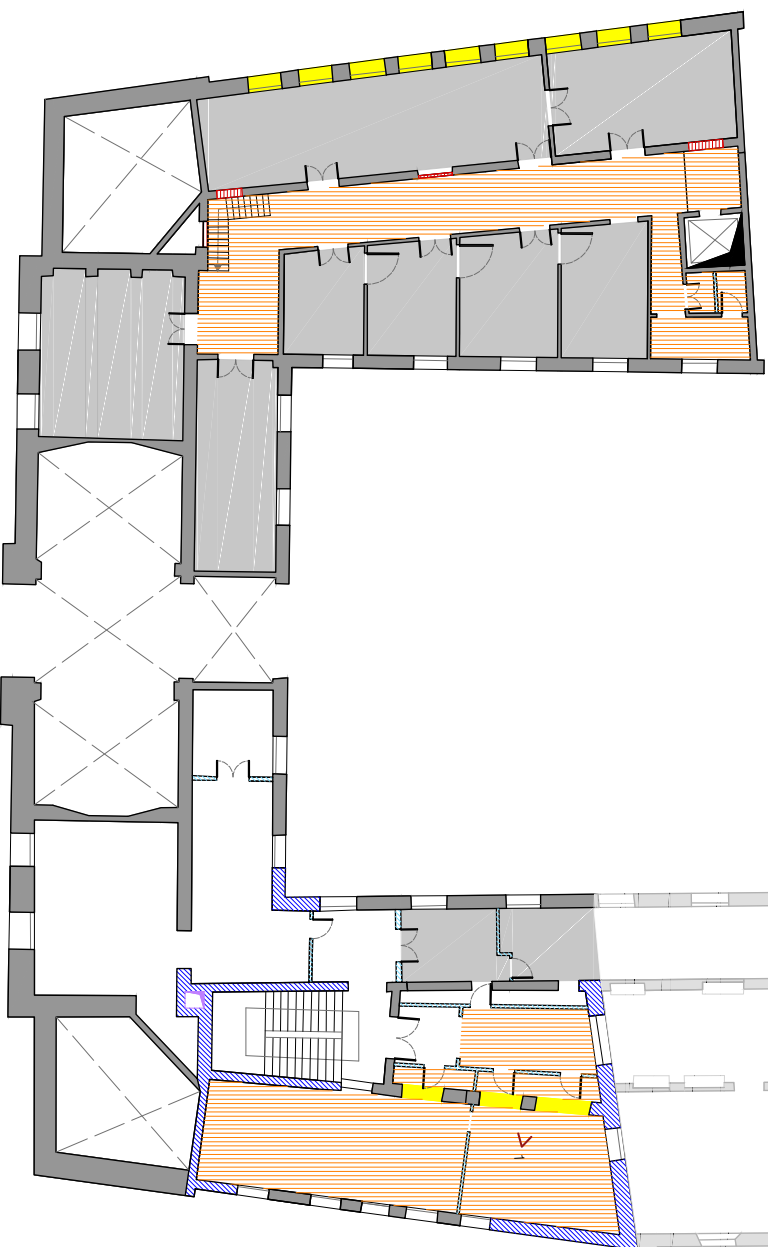
#### Legenda:

-  canna fumaria
-  apertura tamponata
-  ambiente controsottito
-  parete portante in falso
-  parete portante non ammorzata
-  tramezza non ammorzata
-  possibile presenza di cordolo in c.a. costruito successivamente
-  locale non rilevato



1. Apertura tamponata



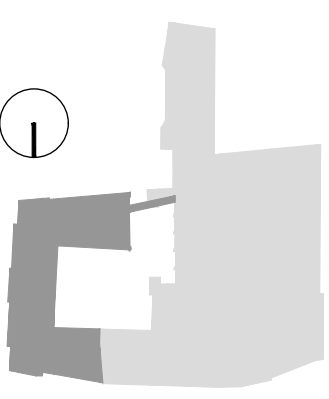


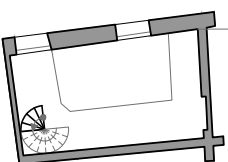
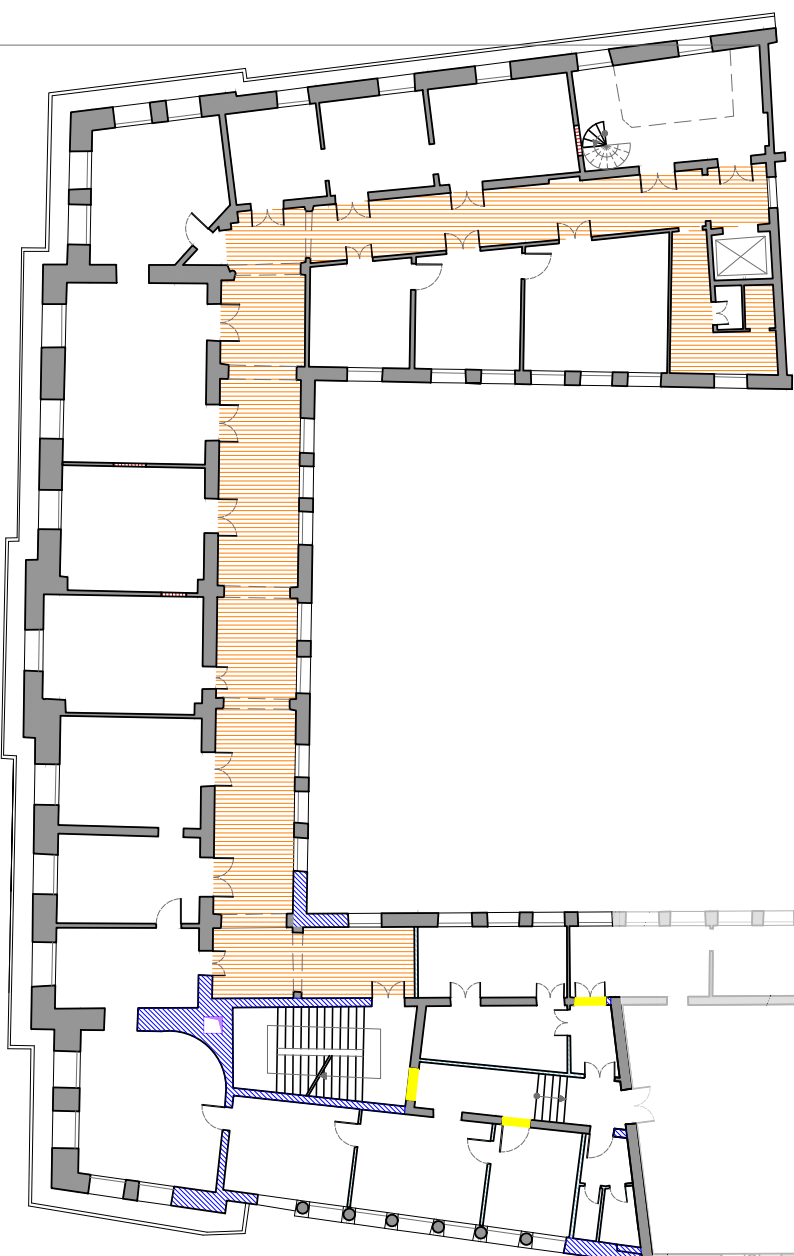
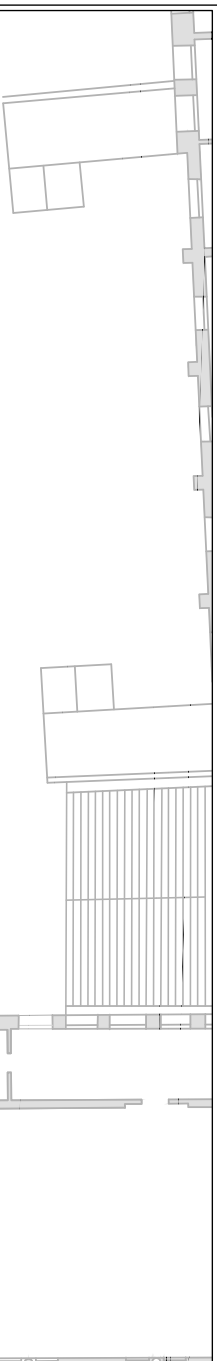
#### Legenda:

-  canna fumaria
-  apertura tamponata
-  ambiente controsottito
-  parete portante non armata
-  tramezza non armata
-  demolizione muratura portante
-  locale non rilevato



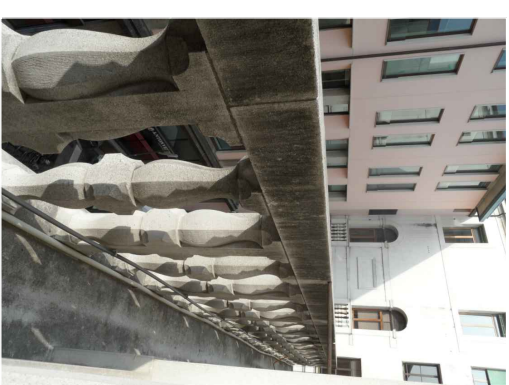
1. Demolizione muratura portante



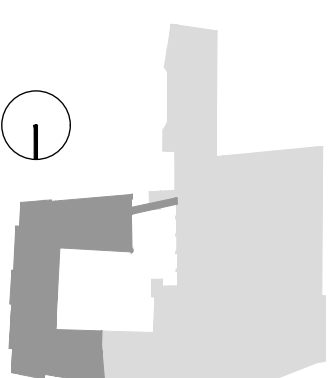


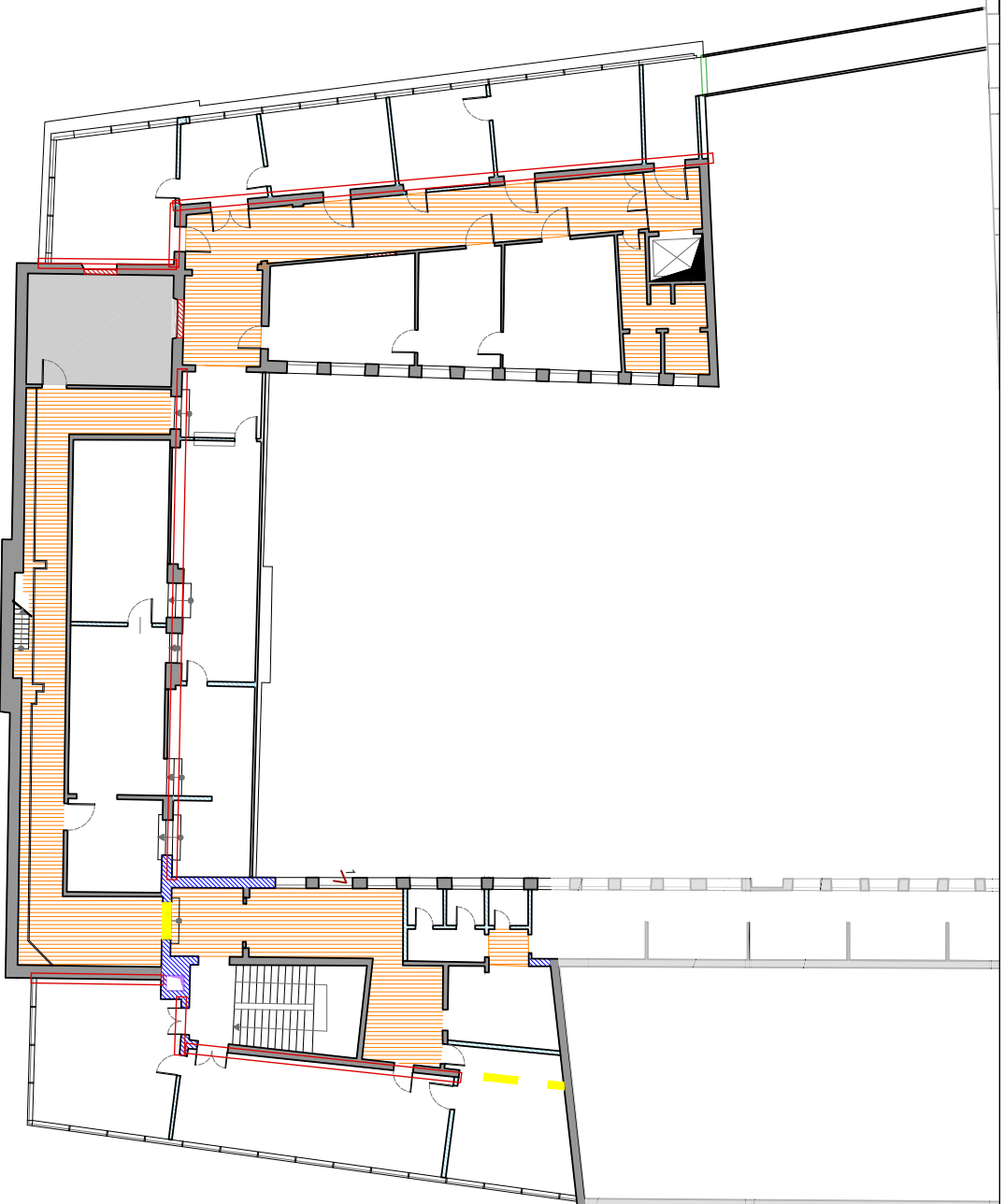
# Legenda:

-  canna fumaria
-  aperture tamponate
-  ambiente controsoffittato
-  parete non armorsata
-  tramezza non armorsata
-  demolizione di muratura portante
-  locale non rilevato



Vulnerabilità non strutturale: balaustra





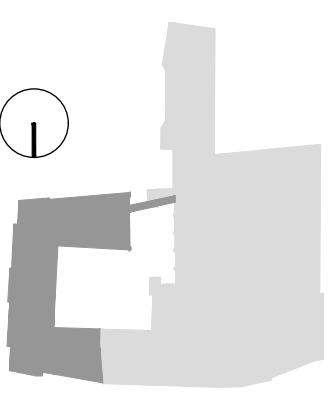
#### Legenda:

- canna fumaria
- apertura tamponata
- ambiente controsoffittato
- parete portante non ammortata
- tramezza non ammortata
- collegamento parete-copertura
- raccordo passerella
- demolizione di muratura portante

locale non rilevato



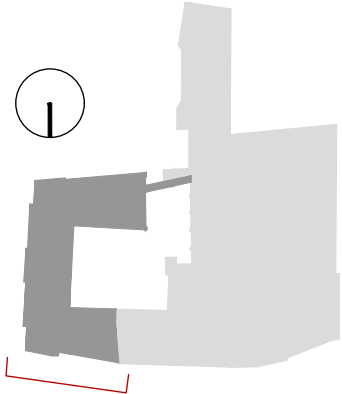
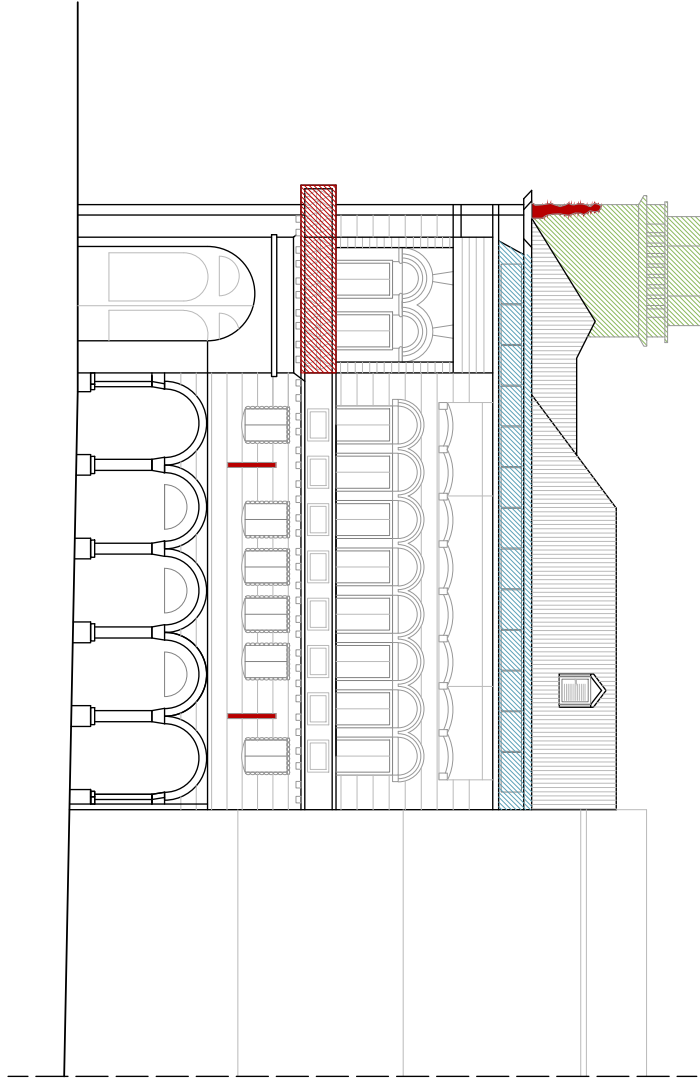
1. Collegamento parete copertura



Legenda:

VULNERABILITA':

- Elementi decorativi
- Elementi strutturali di altezza maggiore
- Copertura in lamiera delle terrazze realizzata successivamente





Legenda:

VULNERABILITA':

- Elementi decorativi
- Elementi strutturali di altezza maggiore
- Copertura in lamiera delle terrazze realizzata successivamente

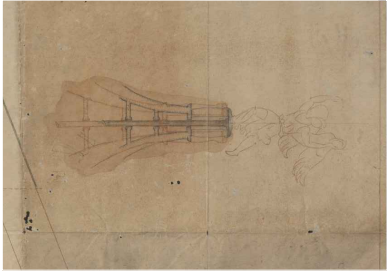
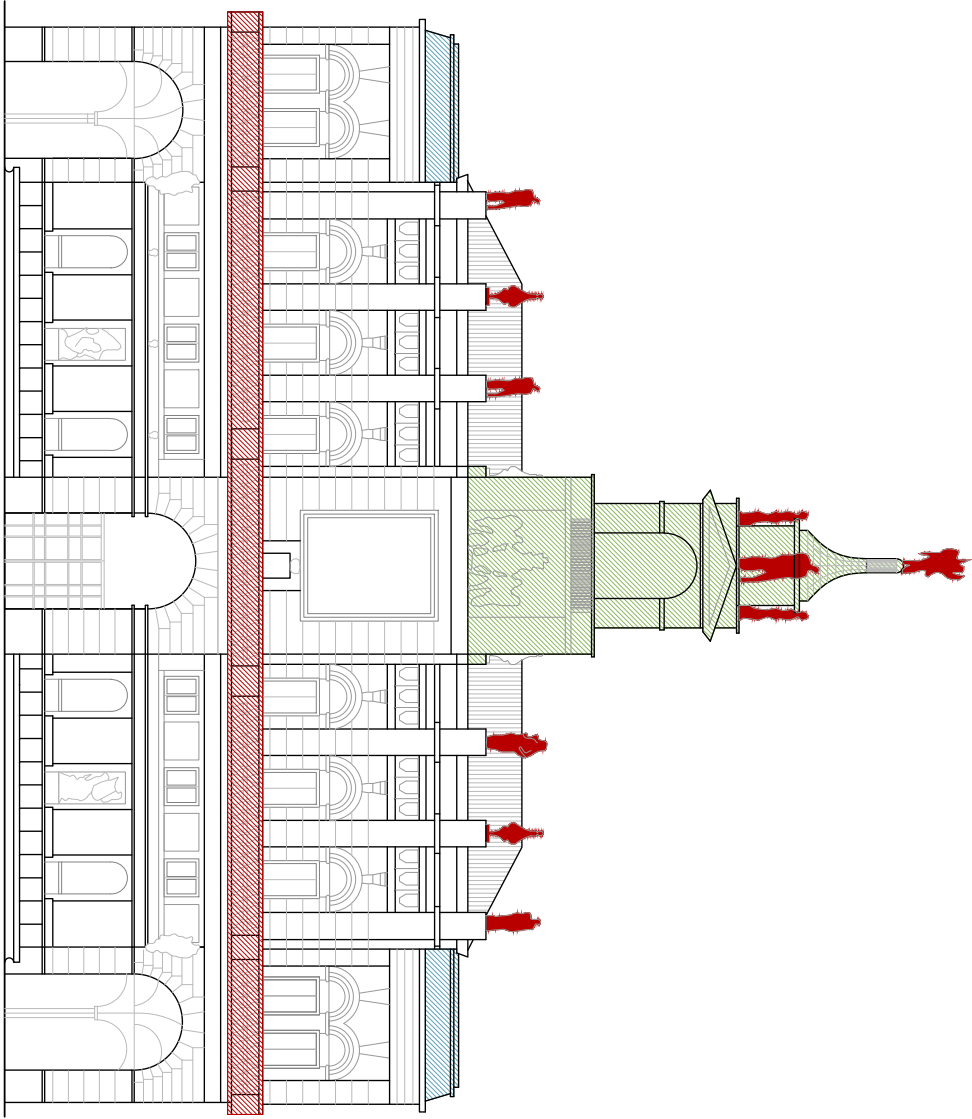
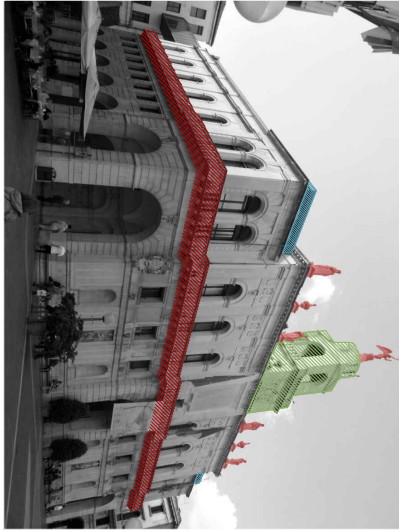
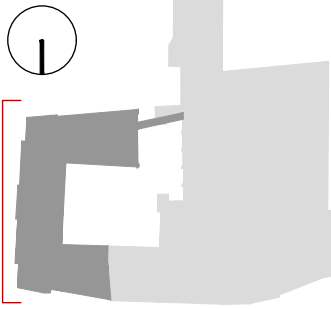


Foto storica che mostra la posa delle statue in sommità del nuovo palazzo municipale.

progetto dell'ancoraggio della statua sulla sommità della torre.



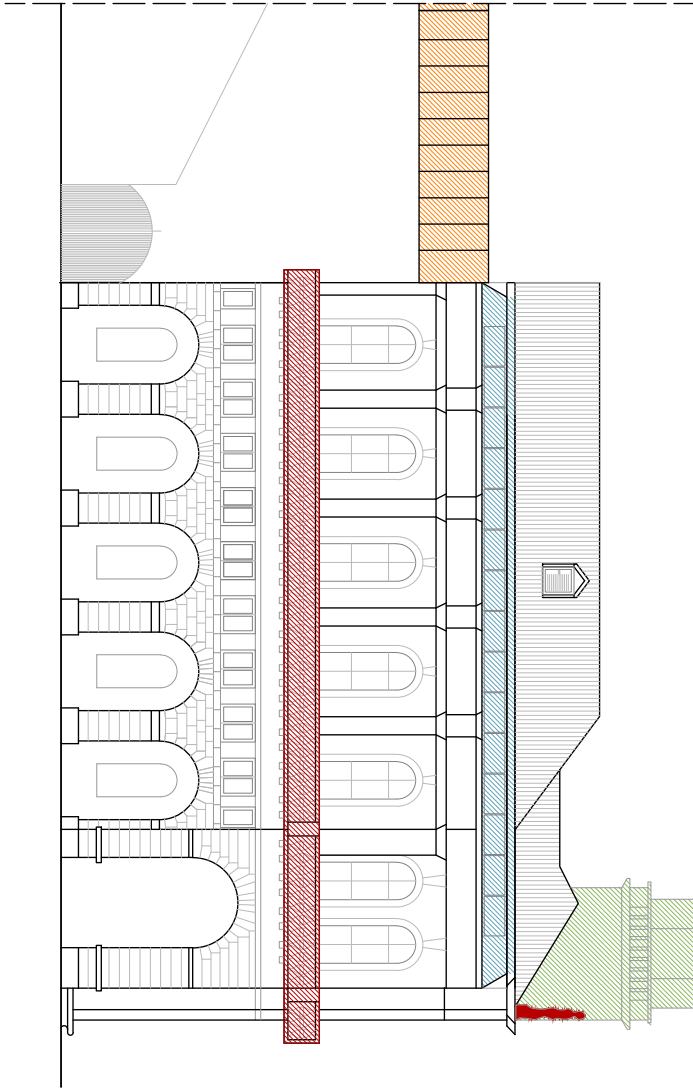
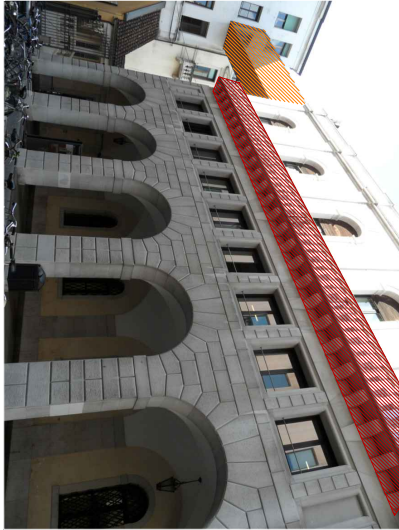
Università degli studi di Padova - ICEA  
Vulnerabilità sismica ed efficienza energetica di Palazzo Moretti-Scamporrino  
**RILEVO CRITICO DEL DANNO**  
Vulnerabilità prospetto est

Scala 1:200  
Tav.  
**6.51**

Legenda:

VULNERABILITA':

- Elementi decorativi
- Elementi strutturali di altezza maggiore
- Copertura in lamiera delle terrazze realizzata successivamente
- Passerella di collegamento realizzata successivamente



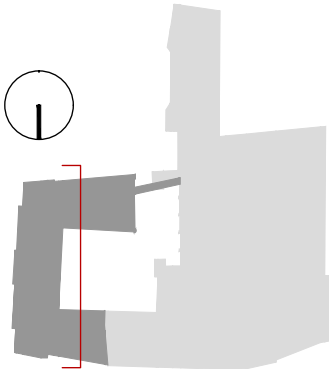
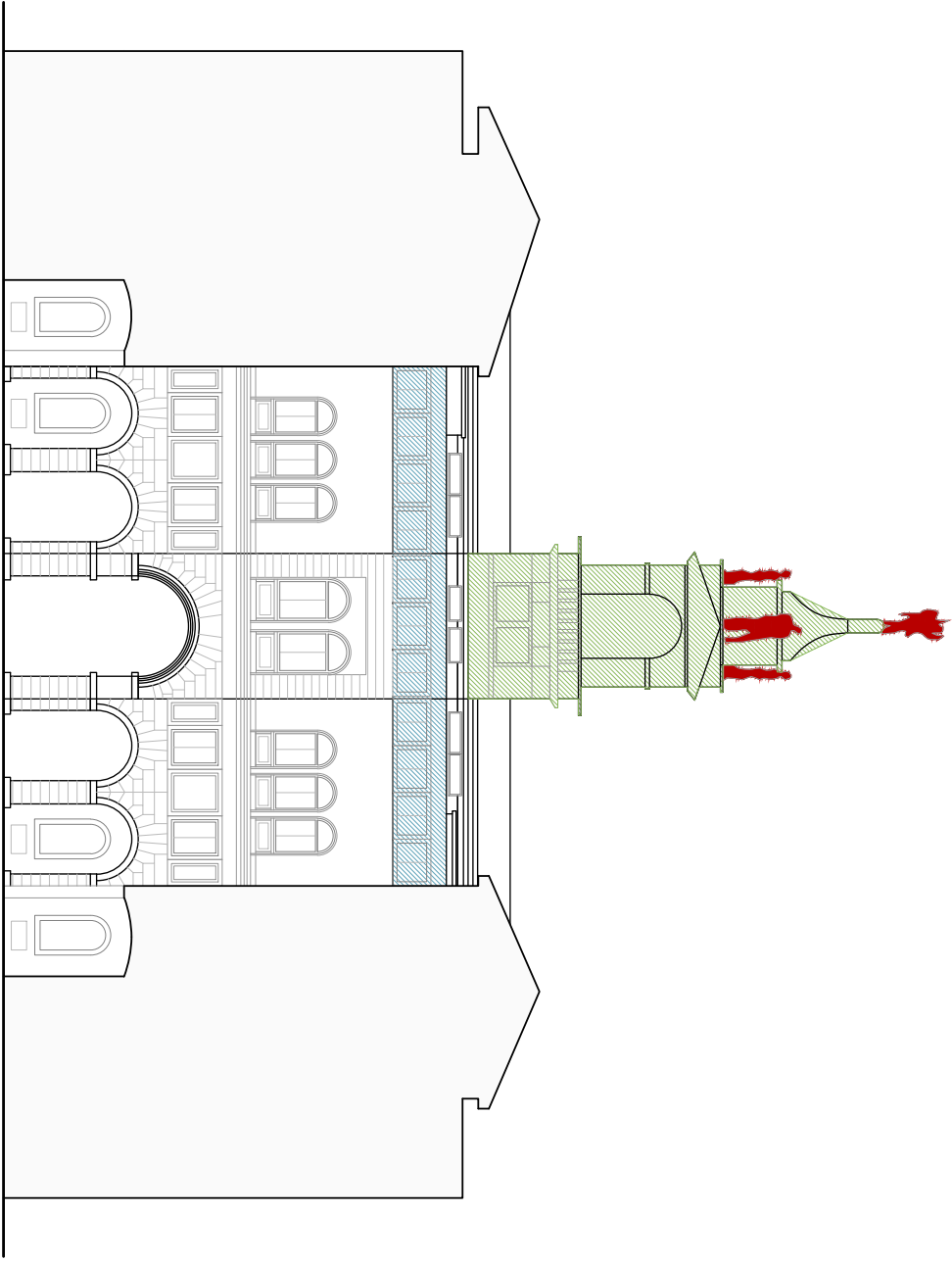
Legenda:

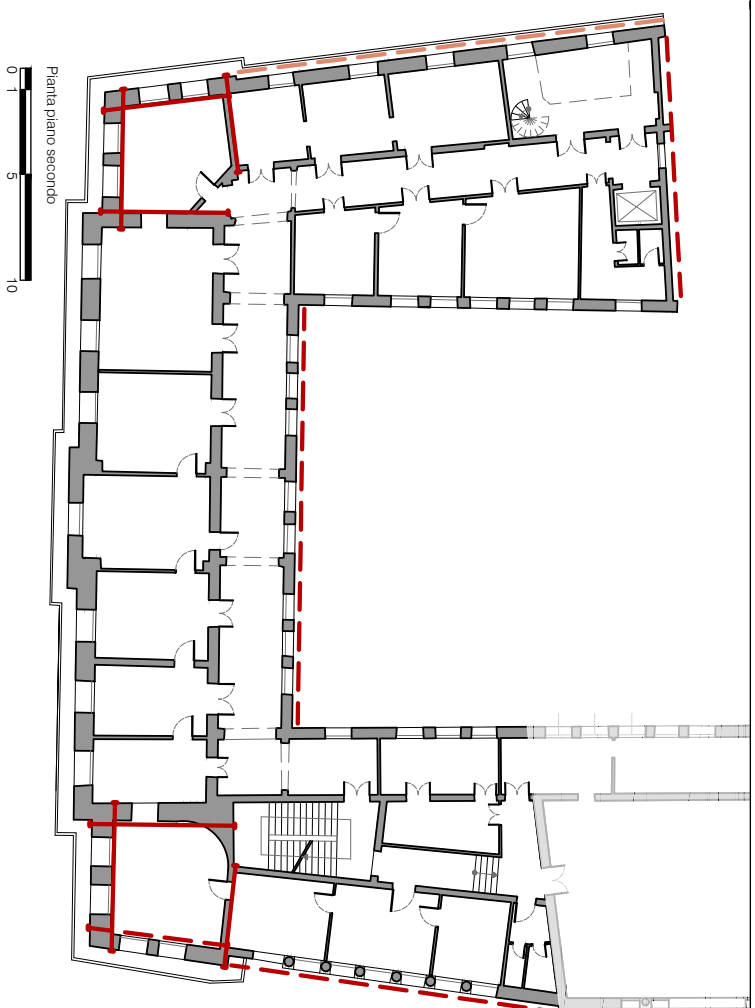
VULNERABILITA':

Elementi decorativi

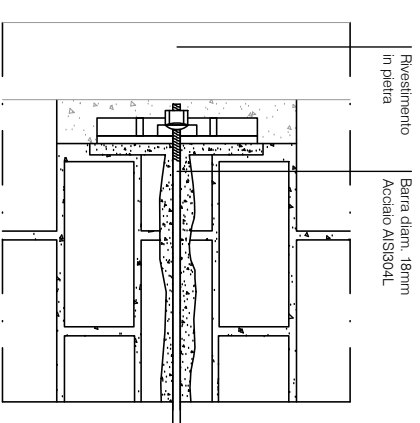
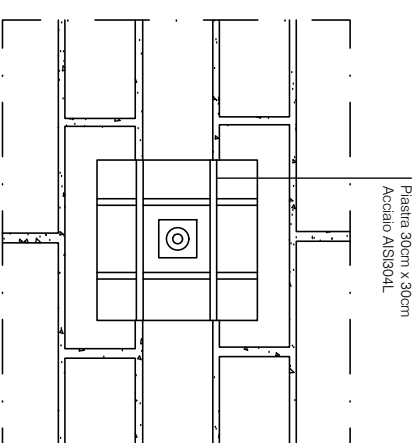
Elementi strutturali di altezza maggiore

Copertura in lamiera delle terrazze  
realizzata successivamente

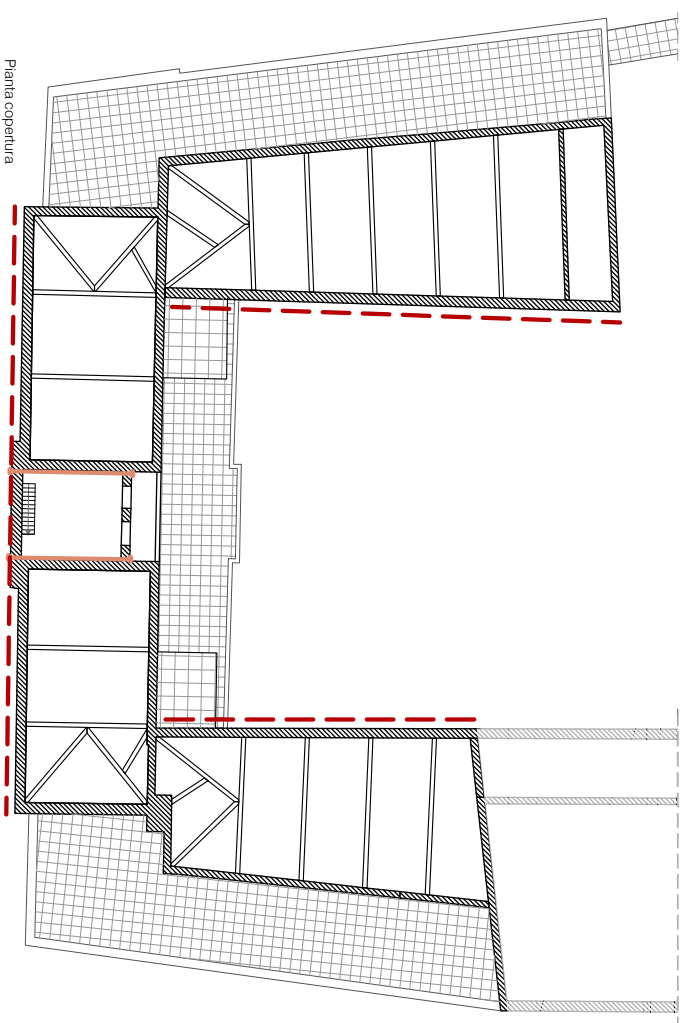




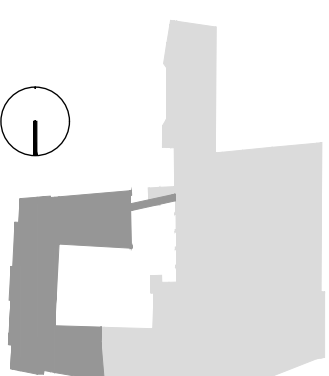
Pianta piano secondo  
Scala 1:10

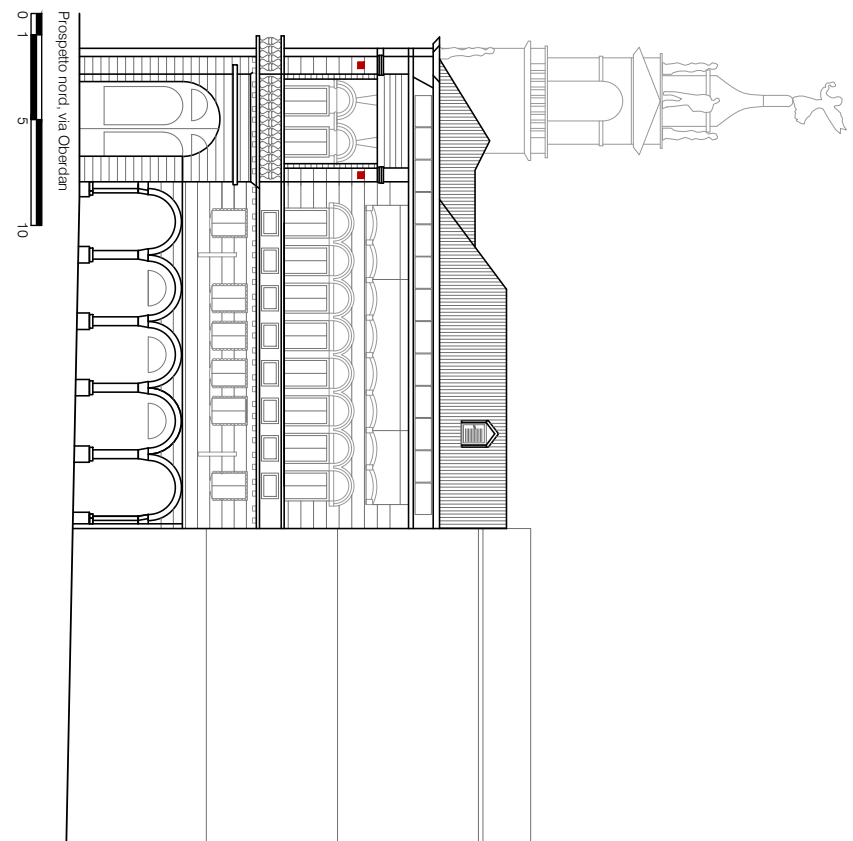


Scala 1:10

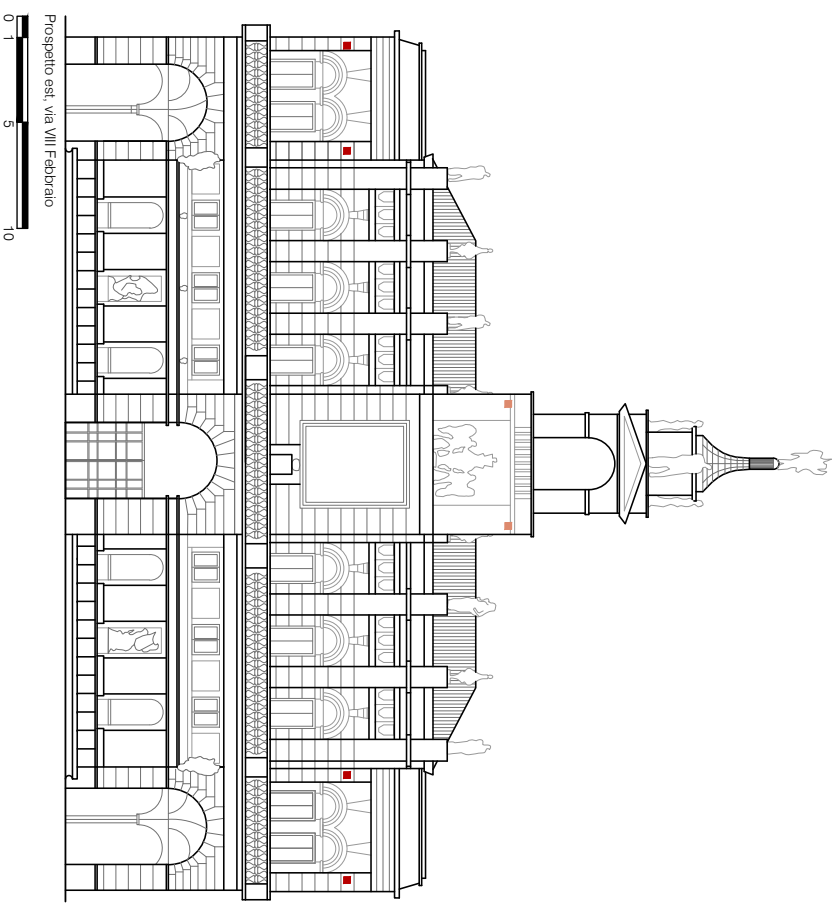


- Legenda**
- Tiranti progettati in LC1 e LC2
  - Tiranti progettati in LC1, non presenti in LC2
  - Paredi che necessitano di altra tipologia di intervento in LC1 e LC2
  - Paredi che necessitano di altra tipologia di intervento in LC1

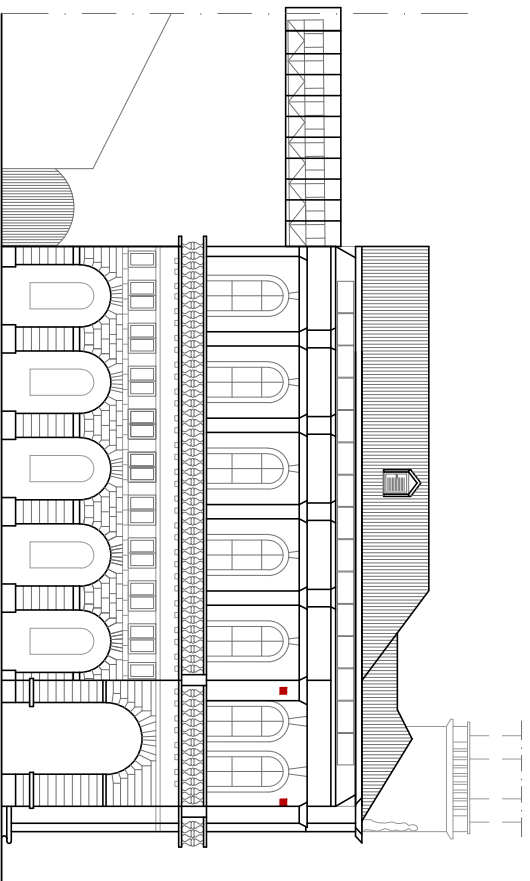




Prospetto nord, via Oberdan



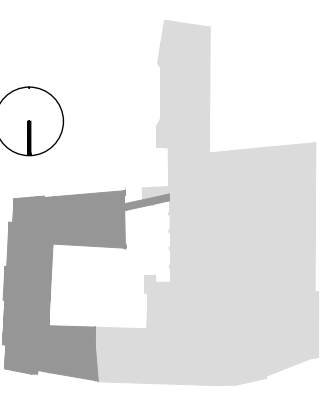
Prospetto est, via VIII Febbraio



Prospetto sud, via del Municipio



- Legenda**
- Tiranti progettati in LC1 e LC2
  - Tiranti progettati in LC1, non presenti in LC2
  - - - Pirelli che necessitano di altra tipologia di intervento in LC1 e LC2
  - - - Pirelli che necessitano di altra tipologia di intervento in LC1



Università degli studi di Padova - ICEA  
Vulnerabilità sismica ed efficienza energetica di Palazzo Moretti-Scarpini  
**IPOTESI DI INTERVENTO**  
Prospetti

Scala grafica  
Tav.  
**10.02**