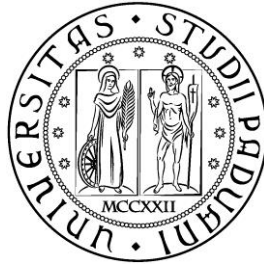


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA



DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE EDILE ED AMBIENTALE

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE A CICLO UNICO IN
INGEGNERIA EDILE-ARCHITETTURA

TESI DI LAUREA

**PALAZZO MORONI E LE SUE OPERE D'ARTE:
VALUTAZIONE E MITIGAZIONE DEL RISCHIO SIMICO
DI UN EDIFICIO STRATEGICO
E DEI BENI MOBILI IN ESSO CONTENUTI**

Relatore:

Prof.ssa Ing. DA PORTO FRANCESCA

Correlatori:

Dott. Ing. BETTIOL GIULIA

Prof.ssa Ing. VALLUZZI MARIA ROSA

Laureando:

CAPPELLESSO GIACOMO

Anno Accademico 2014/2015

Alla mia famiglia

«Take proper care of your monuments, and you will not need to restore them. A few sheets of lead put in time upon the roof, a few dead leaves and sticks swept in time out of a water-course, will save both roof and walls from ruin. Watch an old building with an anxious care; guard it as best you may, and at any cost from every influence of dilapidation. Count its stones as you would jewels of a crown; set watches about it as if at the gates of a besieged city; bind it together with iron where it loosens; stay it with timber where it declines; do not care about the unsightliness of the aid; better a crutch than a lost limb; and do this tenderly, and reverently, and continually, and many a generation will still be born and pass away beneath its shadow. Its evil day must come at last; but let it come declaredly and openly, and let no dishonouring and false substitute deprive it of the funeral offices of memory.»

John Ruskin, The seven Lamps of Architecture

Sommario

Introduzione	1
Capitolo 1: Localizzazione dell'aggregato ed identificazione del fabbricato.....	3
1.1 <i>Inquadramento geografico</i>	3
1.2 <i>Inquadramento cartografico.....</i>	5
1.2.1 Il Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale	5
1.2.2 La Carta dei Suoli	5
1.2.3 Il Piano di Assetto del Territorio Intercomunale	6
1.2.4 Il Piano Regolatore Generale	6
1.2.5 Il Catasto	6
1.3 <i>Il rischio sismico.....</i>	7
1.3.1 Il trascorso sismico.....	8
1.4 <i>Identificazione anagrafica del fabbricato</i>	10
1.4.1 Le Unità immobiliari.....	11
1.5 <i>Caratterizzazione funzionale dell'edificio e dei suoi spazi.....</i>	12
Capitolo 2: Caratterizzazione geologica del sito, geotecnica e sismica dei terreni...15	
2.1 <i>Relazione geologica e geotecnica di Palazzo della Ragione.....</i>	15
2.1.1 I risultati	17
Capitolo 3: Analisi storico critica	19
3.1 <i>L'evoluzione dell'aggregato</i>	19
3.2 <i>Palazzo Moroni.....</i>	24
3.2.1 Il contesto storico	24
3.2.2 Andrea Moroni «protho»	25
3.2.3 Le vicende costruttive.....	25
3.2.4 Gli interventi successivi	29
3.3 <i>L'Ala Moschini</i>	33
3.3.1 Le premesse	33

3.3.2	Il progetto Lupati-Manfredini	34
3.4	<i>Cronologia riassuntiva</i>	38
Capitolo 4: Documentazione fotografica		39
4.1	<i>I prospetti</i>	39
4.2	<i>Gli spazi interni</i>	41
4.3	<i>Individuazione dei beni di interesse artistico</i>	44
4.3.1	Monumenti ed iscrizioni	44
4.3.2	Affreschi	46
4.3.3	Quadri	48
4.3.4	Statue.....	49
Capitolo 5: Rilievo geometrico dei manufatti.....		51
5.1	<i>Le piante</i>	51
5.2	<i>I prospetti</i>	52
5.3	<i>Le sezioni</i>	52
Capitolo 6: Diagnosi sul campo e in laboratorio		59
6.1	<i>Proposta di piano d'indagine per Palazzo Moroni e Ala Moschini</i>	61
6.1.1	Il rilievo materico costruttivo e lo stato di conservazione	61
6.1.2	La caratterizzazione dei parametri meccanici	68
6.1.3	Il piano d'indagine	69
Capitolo 7: Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni		81
7.1	<i>Rilievo costruttivo-strutturale</i>	81
7.1.1	Individuazione delle unità strutturali	82
7.1.2	Descrizione delle tipologie strutturali	83
7.1.3	La qualità muraria	93
7.1.4	Presidi antisismici	97
7.1.5	Interventi pregressi.....	98
7.2	<i>Rilievo critico del danno</i>	102
7.2.1	Quadro fessurativo	102
7.2.2	Degrado	108

7.3	<i>Vulnerabilità e criticità</i>	111
Capitolo 8: Valutazione dell'impatto degli impianti tecnologici		
	sugli elementi strutturali	119
8.1	<i>Riscaldamento e climatizzazione</i>	119
8.2	<i>Impianto elettrico</i>	123
8.3	<i>Allontanamento acque meteoriche</i>	123
8.4	<i>Impianto antincendio</i>	124
Capitolo 9: Valutazione della sicurezza strutturale..... 125		
9.1	<i>Livello di Conoscenza e Fattore di Confidenza</i>	128
9.2	<i>Caratteristiche meccaniche dei materiali</i>	129
9.3	<i>Analisi delle azioni sulla costruzione</i>	131
9.3.1	Carichi permanenti strutturali e non strutturali (G)	131
9.3.2	Carichi variabili (Q).....	137
9.3.3	Azione sismica (E)	138
9.3.4	Combinazione delle azioni	146
9.4	<i>Modellazione locale : l'analisi per cinematismi</i>	148
9.4.1	Schemi generali di calcolo dei meccanismi di collasso	149
9.4.2	L'approccio cinematico	160
9.4.3	La scelta dei macroelementi	163
9.4.4	Verifiche dei cinematismi in LC1.....	165
9.4.5	Verifiche dei cinematismi in LC2.....	186
9.4.6	Considerazioni finali sui risultati.....	189
9.5	<i>Modellazione globale: l'analisi statica non lineare</i>	195
9.5.1	Il software 3MURI	198
9.5.2	Effetti dell'aggregazione sul comportamento globale	200
9.5.3	Verifiche su Palazzo Moroni (U.S.1).....	203
9.5.4	Verifiche sull'Ala Moschini (U.S.2).....	226
9.5.5	Verifiche dei meccanismi globali in LC2.....	250
9.5.6	Considerazioni finali sui risultati.....	256
Capitolo 10: Interventi per la riduzione della vulnerabilità sismica 263		
10.1	<i>Inserimento di catene e tiranti</i>	264

10.1.1	Principi funzionali di base	264
10.1.2	Campi di applicazione	264
10.1.3	Applicazione della tecnica e fasi operative.....	265
Capitolo 11: La vulnerabilità sismica dei beni di interesse artistico		269
11.1	<i>Metodologia di valutazione del rischio sismico per i beni mobili</i>	<i>271</i>
11.1.1	Definizione della domanda di accelerazione del sisma di progetto	272
11.1.2	Catalogazione degli oggetti d'arte e dei loro supporti	275
11.1.3	Modellazione analitica e individuazione del comportamento oggetto-supporto	276
11.1.4	Strategie d'intervento.....	290
11.1.5	Studi sperimentali sul sistema oggetto-supporto	291
11.2	<i>Applicazione della metodologia al caso studio</i>	<i>292</i>
11.2.1	Definizione della domanda di accelerazione del sisma di progetto	293
11.2.2	Catalogazione degli oggetti d'arte e dei loro supporti	299
11.2.3	Modellazione analitica e individuazione del comportamento oggetto-supporto	301
11.2.4	Considerazioni finali sui risultati e strategie d'intervento.....	314
Conclusioni		319
Riferimenti.....		325
	<i>Bibliografia.....</i>	<i>325</i>
	<i>Documentazione archivistica</i>	<i>326</i>
	<i>Letteratura scientifica e manualistica</i>	<i>327</i>
	<i>Documentazione tecnica.....</i>	<i>329</i>
	<i>Normativa di riferimento</i>	<i>330</i>
	<i>Siti consultati.....</i>	<i>331</i>

Allegato A: Schede per il rilievo della qualità muraria	335
Allegato B: Analisi dei meccanismi locali di collasso in LC1	347
Allegato C: Analisi dei meccanismi locali di collasso in LC2	409
Allegato D: Verifica dei meccanismi globali in LC2 sull'Ala Moschini (US2) nell'ipotesi di interventi di miglioramento sismico	449
Allegato E: Classificazione dei beni mobili presenti in Palazzo Moroni	455
Allegato F: Verifiche al rocking ed overturning di beni mobili schematizzabili come corpi rigidi	493
Allegato G: Tavole grafiche	

Introduzione

La tesi proposta nasce da un progetto di più ampio respiro, che ha come oggetto il rilievo critico di alcuni edifici di proprietà del Comune di Padova, nell'ambito di una collaborazione con l'Ateneo Patavino. Gli edifici qui analizzati sono il cinquecentesco *Palazzo Moroni* e la novecentesca *Ala Moschini*, entrambi sedi amministrative comunali facenti parte di un aggregato eterogeneo e complesso, sito nel centro storico della città. Parallelamente, altri tesisti completano lo studio sui restanti fabbricati di proprietà del comune che si trovano nello stesso aggregato: nello specifico, Letizia Carducci si occuperà delle sedi più antiche, tra cui *Palazzo e Torre degli Anziani*, mentre Francesca Cariolato del più recente *Palazzo Moretti-Scarpari*.

Il fine ultimo di questo elaborato è quello di giungere a delle considerazioni sulla sicurezza sismica dei palazzi e dei beni mobili in essi contenuti, alla luce della loro duplice accezione di edifici storici con valore monumentale e di edifici strategici per la gestione dell'emergenza, potendo così stabilire delle priorità di intervento.

Lo studio adotta l'impronta metodologica proposta dallo *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*.

Nella prima parte della tesi si intraprende il percorso di conoscenza del manufatto, che si apre con l'inquadramento geografico, geologico e della pericolosità sismica del sito. Di fondamentale importanza è la fase di analisi storica, che avviene attraverso una ricerca bibliografica e il reperimento di documentazione archivistica, allo scopo di definire i processi costruttivi generatori e l'evoluzione dei manufatti fino al giorno d'oggi. Sulla base dei rilievi in sito sarà possibile stilare una documentazione fotografica degli ambienti e delle opere d'arte di rilievo, definire la configurazione planimetrica dei palazzi, riconoscere gli elementi strutturali e valutarne lo stato di conservazione, elaborare il quadro fessurativo e dei degradi, individuare gli elementi che potenzialmente possono costituire delle vulnerabilità. Al fine di estendere quanto più possibile il livello di conoscenza dei manufatti, si rende necessario redigere un piano d'indagini, atto ad indagare i dettagli costruttivi ed i parametri meccanici, oltre che a verificare le ipotesi assunte.

Il quadro conoscitivo così ottenuto sarà la base per la successiva fase di valutazione della sicurezza strutturale, la quale, in ottemperanza alla normativa italiana, sarà condotta nei confronti dei meccanismi locali e globali.

L'analisi locale, che considera i pannelli murari investiti da azioni fuori piano, si basa sull'individuazione dei macroelementi e dei possibili cinematismi che essi possono manifestare in caso di sisma. Ogni meccanismo è verificato con analisi lineare e non lineare, secondo l'approccio cinematico. Nei casi più gravosi, si valuteranno le forze di ritegno necessarie a contrastarne l'attivazione.

L'analisi globale, che considera i pannelli murari impegnati nel loro piano, è effettuata mediante analisi statica non lineare. La modellazione è affidata al software 3Muri, che schematizza la struttura come un telaio equivalente.

I parametri meccanici, adottati per la modellazione sia globale che locale, sono definiti in riferimento ad un livello di conoscenza minimo LC1. Le stesse analisi sono poi effettuate con un livello LC2, al fine di valutare il beneficio che si otterrebbe attuando il piano d'indagini proposto.

Al termine della verifica di sicurezza, se necessario, sarà possibile individuare le modalità di intervento più opportune.

Nell'ultima parte della tesi si discute una metodologia per la valutazione e riduzione del rischio sismico dei beni mobili. Data la carenza di normativa specifica in materia, si fa riferimento alle linee guida proposte da Augusti e Ciampoli, che traggono spunto dalle prime esperienze condotte da Agbabian presso il Paul Getty Museum, California.

Il primo passo è la definizione dell'input sismico da adottarsi per le verifiche sull'oggetto, che dovrà tener conto dell'azione filtrante della struttura. Fondamentale sarà poi la catalogazione delle opere d'arte in relazione al loro supporto, che permetterà di determinare la più probabile risposta dei sistemi, per poi adottare la corretta modellazione. Lo scopo finale è la verifica delle condizioni di sicurezza dei beni mobili del palazzo nei confronti degli Stati limite di Danno ai Beni Artistici e di Salvaguardia della Vita, affinché si possano delineare le strategie d'intervento per la riduzione della vulnerabilità sismica.

Capitolo 1

Localizzazione dell'aggregato ed identificazione del fabbricato

Palazzo Moroni e *l'Ala Moschini* sono due edifici di proprietà del Comune di Padova facenti parte di un aggregato più ampio e complesso, comprendente anche *Palazzo degli Anziani* e *Torre degli Anziani*, *Palazzo del Consiglio*, *Palazzetto per le Casse del Comune*, *Volto della Corda*, *Palazzo della Ragione*, *Palazzo Moretti-Scarpari* e un altro edificio a vocazione commerciale. La complessità dell'aggregato è dovuta non solo alla particolare configurazione planimetrica ma anche alla mancanza di un processo costruttivo unitario: la costruzione è infatti avvenuta a più riprese e si è protratta a partire dal XIII secolo fino all'inizio del XX secolo. Sebbene *Palazzo Moroni* non rappresenta che una tappa di questo processo costruttivo, la presenza dei maggiori organi amministrativi al suo interno fa sì che il suo nome identifichi con una sineddoche l'intero aggregato, nonché la stessa amministrazione comunale.



Figura 1.1: *identificazione dei vari palazzi che costituiscono l'aggregato. 1. Palazzo Moroni (1539); 2. Ala Moschini (1901); 3. Volto della Corda (XIII secolo); 4. Torre degli Anziani (proprietà comunale dal 1215); 5. Palazzo degli Anziani (1285); 6. Palazzetto per le Casse del Comune (1772); 7. Palazzo Moretti-Scarpari (1922); 8. Palazzo della Ragione (1218); 9. Edificio commerciale (1963); 10. Palazzo del Consiglio (1284).*

1.1 Inquadramento geografico

L'aggregato è sito nel centro storico della città di Padova, nell'entroterra veneto della Pianura Padana. Le coordinate geografiche del sito sono latitudine 45.407 e longitudine 11.876.



Figura 1.2: la città di Padova nella Regione Veneto.



Figura 1.3: localizzazione dell'aggregato all'interno del centro storico e del confine comunale di Padova.

È delimitato a est da *Via VIII Febbraio*, a sud da *Via San Canziano* e a nord *Via Guglielmo Oberdan*. Si affaccia a sud-ovest su *Piazza delle Erbe* a nord-ovest su *Piazza della Frutta*, le quali rappresentano il fulcro commerciale della città grazie alla presenza di numerose botteghe artigiane. Nelle immediate vicinanze vi sono edifici che caratterizzano fortemente il centro storico, come il *Palazzo della Ragione*, ad opera di fra' Giovanni degli Eremitani, il *Palazzo del Bo*, sede storica dell'Ateneo patavino e il *Caffè Pedrocchi* con il *Pedrocchino*, celebri costruzioni rispettivamente neoclassica e neogotica di Giuseppe Jappelli. Entrando poi in *Piazza dei Signori* si riconoscono il *Palazzo del Capitano* con la *Torre dell'Orologio* e la *Loggia della Gran Guardia*, dalla quale si può raggiungere il Duomo e l'omonima piazza.

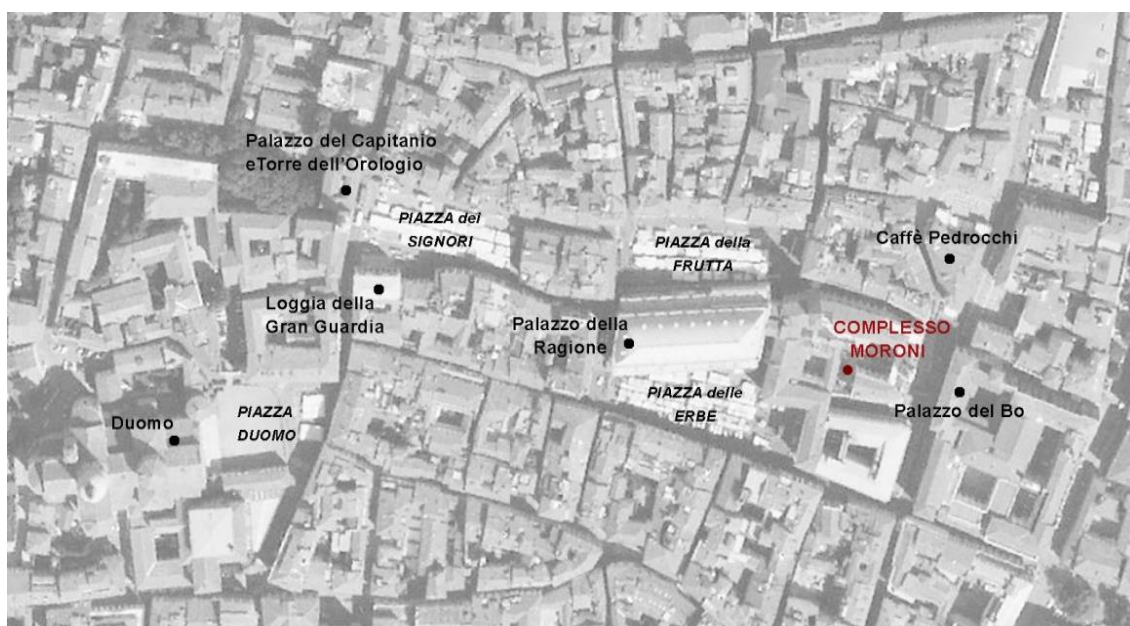


Figura 1.4: individuazione dei principali riferimenti artistici e culturali nelle vicinanze dell'aggregato.

1.2 Inquadramento cartografico

L'inquadramento cartografico ha permesso di determinare dapprima le caratteristiche geologiche ed idrogeologiche del sito e in seguito l'individuazione fisica dell'aggregato e delle parti che lo compongono. Per tale scopo si è fatto riferimento *in primis* al Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale¹ e alla Carta dei suoli della provincia di Padova² per poi passare a rappresentazioni cartografiche più di dettaglio, come i piani urbanistici (PATI³ e PRG⁴), la Carta Tecnica Regionale⁵ e le ortofoto⁶. Per completare il processo di identificazione dei fabbricati si è proceduto attraverso una visura catastale all'attuale Catasto dei Terreni e Catasto dei Fabbricati.

1.2.1 Il Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale

Nella carta geolitologica il sito è designato come «area di pianura» ed il terreno risulta composto di «materiali alluvionali, fluvioglaciali, morenici o lacustri a tessitura prevalentemente limo-argillosa». Sempre per lo stesso sito, la carta idrogeologica individua una «profondità freatica compresa tra 2 e 5 metri dal piano di campagna». La carta del Rischio Ambientale classifica l'area come «area a permeabilità media» mentre la carta delle Invarianti e la carta delle Trasformabilità non risultano determinanti ai fini di questo studio.

1.2.2 La Carta dei Suoli

Secondo la Carta dei Suoli della provincia di Padova il centro storico risulta facente parte della «Pianura Alluvionale del Brenta a sedimenti fortemente calcarei»; in particolare, l'area è indicata come «bassa pianura recente (olocene) con suoli a parziale decarbonatazione e con accumulo di carbonati negli orizzonti profondi» e ancora come «piana di divagazione a meandri con evidenti tracce di paleoalvei, costituita prevalentemente da limi e sabbie».

¹ Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale della Provincia di Padova, fonte: [W15] <http://www.pianionline.it/elaborati-tecnici-del-ptcp>

² Carta dei Suoli della Provincia di Padova, ARPAV, fonte: [W3] <http://cartadeisuoli.provincia.padova.it/>

³ Piano di Assetto del Territorio Intercomunale della "Comunità Metropolitana di Padova", fonte: [W16] <http://www.pianionline.it/pati-comunita-metropolitana-di-padova>

⁴ Il Piano Regolatore Generale è stato sostituito dalla Legge della regione Veneto n° 11/2004 con il Piano Regolatore Comunale, a sua volta suddiviso nel Piano di Assetto del Territorio (P.A.T.) e nel Piano degli Interventi (P.I.). Il comune di Padova si è dotato di un Piano di Assetto del Territorio Intercomunale tuttavia, non avendo ancora approvato il P.A.T. e il P.I., vale l'articolo 48, comma 5 di suddetta legge. Fonte: [W9] <http://groupware.comune.padova.it/casperwebprg/index.html>

⁵ Carta Tecnica Regionale della Regione Veneto, fonte: [W10] <http://idt.regione.veneto.it/app/metacatalog/>

⁶ Geoportale Nazionale, fonte: [W14] <http://www.pcn.minambiente.it/GN/>. Infrastruttura dei Dati Territoriali del Veneto, fonte: [W10] <http://idt.regione.veneto.it/app/metacatalog/>.

1.2.3 Il Piano di Assetto del Territorio Intercomunale

Dallo studio della carta delle Fragilità del P.A.T.I., il sito indagato risulta essere un'area di «interesse storico, ambientale ed artistico» che sorge su un «terreno di caratteristiche geotecniche genericamente scadenti». La carta dei Vincoli e della Pianificazione Territoriale indica la presenza di una zona di interesse archeologico in corrispondenza dell'ingombro dell'edificio commerciale. La carta del Rischio Ambientale classifica il sito come «area a permeabilità media».

1.2.4 Il Piano Regolatore Generale

La cartografia del P.R.G., alla Tavola B2 - Zona del Centro Storico - FG 100, individua il complesso Moroni come «unità di piano di classe C sottoposte a restauro». Per lo specifico, la legenda lo classifica tra gli «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». Inoltre il P.R.G. individua le destinazioni d'uso consentite nelle unità di piano, indicando l'aggregato come «area di servizi di interesse generale con attrezzature di uso comune».

1.2.5 Il Catasto

Il complesso è identificato al Catasto dei Terreni al Foglio 890, Particella 788 e al Catasto dei Fabbricati alla Sezione F, Foglio 5, Mappale 160.

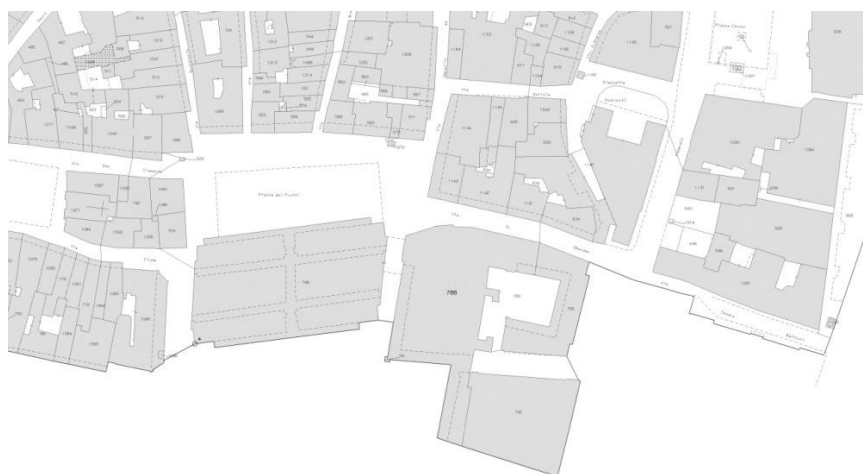


Figura 1.5: estratto di mappa catastale, Catasto dei Terreni.

1.3 Il rischio sismico

Per *rischio sismico* si intende la «misura dei danni che, in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione, (natura, qualità e quantità dei beni esposti), ci si può attendere in un dato intervallo di tempo»⁷. L'entità di tali danni dipende dunque da tre fattori: la *pericolosità*, la *vulnerabilità* e l'*esposizione*.

La vulnerabilità sismica è la propensione di un manufatto o di una struttura a subire un danno di una certa entità a seguito di un determinato evento sismico. Essa può essere ridotta con la progettazione di interventi strutturali appropriati.

Per esposizione, invece, si intende la maggiore o minore presenza di beni a rischio e dunque la conseguente possibilità di subire un danno in termini di vite umane, di beni economici o di beni culturali.

La pericolosità sismica, in fine, è la probabilità che, in una data area ed in un certo intervallo di tempo, si verifichi un episodio sismico che superi una determinata soglia di intensità. Essa è strettamente connessa alla sismicità, ovvero alla frequenza e magnitudo con cui si manifestano i terremoti, e al pari di questa può essere considerata una caratteristica fisica del territorio. L'elevata sismicità dell'Italia è da imputarsi alla sua posizione geografica: infatti la penisola, essendo situata nella zona di convergenza tra la zolla africana e la zolla eurasiatica, è soggetta a forti spinte compressive dovute all'avvicinamento tra le due placche. Per tale ragione, le zone più soggette all'azione sismica sono situate lungo la dorsale appenninica, nel Friuli Venezia Giulia e in parte del Veneto.

La pericolosità sismica in Italia viene definita per mezzo delle *Mappe di Pericolosità Sismica* nate dal *Progetto S1 INGV-DPC 2004-2006*, le quali sono in grado di fornire i valori attesi di PGA⁸ per un determinato periodo di ritorno, su una maglia di punti del territorio nazionale di passo 0,05 gradi. Nello specifico, i valori di PGA attesi per la città di Padova, con la probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, sono compresi tra 0,075g e 0,1g⁹.

Se si guarda invece alla classificazione sismica introdotta dall'*OPCM 3519/06*¹⁰, la città di Padova ricade all'interno della *zona sismica 4*, vale a dire la meno pericolosa, dove i terremoti sono ritenuti infrequenti. Si tratta tuttavia di una classificazione meramente ammini-

⁷ "Il rischio sismico", [W17] <http://www.protezionecivile.gov.it/> (consultato il 14/09/2014)

⁸ Peak Ground Acceleration

⁹ *Mappe interattive di pericolosità sismica*, [W6] <http://esse1-gis.mi.ingv.it/> (consultato il 14/09/2014)

¹⁰ [N1] Ordinanza P.C.M. n° 3519 del 28 Aprile 2006, *Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*, G.U. n°108 del 11/05/2006

strativa, in quanto le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni¹¹ del 2008 hanno sancito che l'azione sismica di progetto debba essere definita sulla base delle coordinate geografiche a partire dai valori di PGA del *Progetto S1*¹².

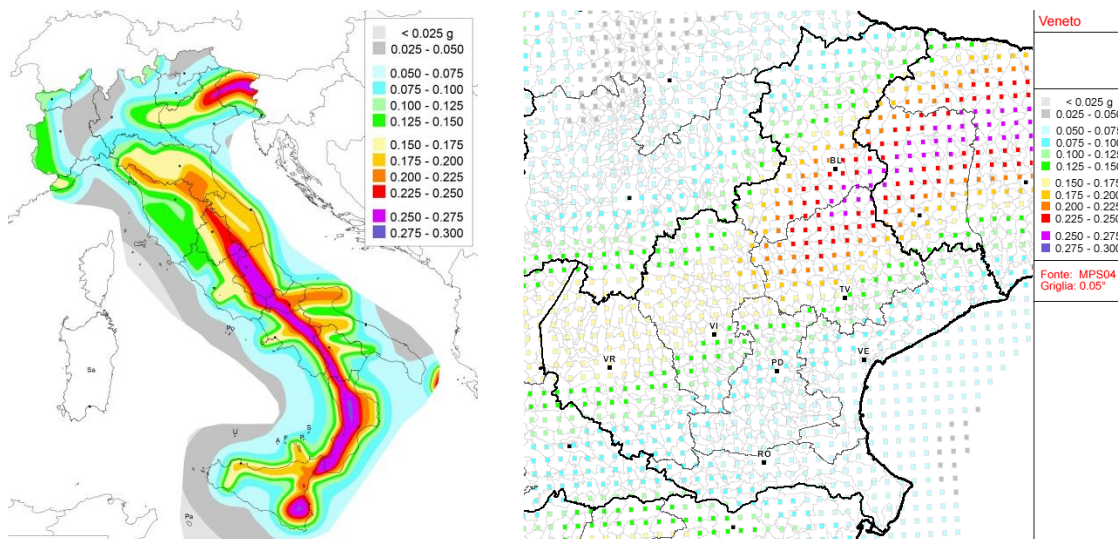


Figura 1.6: a sinistra, *Mappa di Pericolosità sismica dell'Italia*¹³; a destra, *Mappa di Pericolosità Sismica della Regione del Veneto*¹⁴.

1.3.1 Il trascorso sismico

Nella fase di inquadramento sismico risulta di fondamentale importanza il confronto della pericolosità di sito con la sismicità storica, dal momento che l'intensità risentita nei passati eventi contiene già al suo interno gli effetti di sito¹⁵. Per tale motivo, si è proceduto consultando il *Database Macrosismico Italiano 2011*¹⁶, il quale è in grado di fornire l'intensità macrosismica degli episodi sismici che hanno interessato la città di Padova nell'ultimo millennio. Inoltre, dal confronto di dati relativi a danneggiamenti subiti dal manufatto a seguito di terremoti con l'azione sismica stessa è possibile individuare porzioni particolarmente vulnerabili.

¹¹ [N2] Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008, *Norme Tecniche per le Costruzioni*, G.U. n° 9 del 04/02/08 suppl. ord. n° 30

¹² [N2] *Ibi*, Allegato A; cfr. [S8] <http://esse1.mi.ingv.it/ntc.html> (consultato il 14/09/2014)

¹³ Fonte: [W20] http://zonesismiche.mi.ingv.it/documenti/mappa_opcm3519.pdf (consultato il 14/09/2014)

¹⁴ Fonte: [W21] http://zonesismiche.mi.ingv.it/mappa_ps_apr04/veneto.html (consultato il 14/09/2014)

¹⁵ [N3] Decreto P.C.M. del 9 Febbraio 2011, *Linee Guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche sulle costruzioni D.M. 14/01/08*, G.U. n.47, 26/2/11 suppl. ord. n.54, cap. 4.1.5.

¹⁶ M. Locati, R. Camassi e M. Stucchi (a cura di), 2011. *DBMI11 La versione 2011 del Database Macrosismico Italiano*, Milano, Bologna, [W5] <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11>, DOI: 10.6092/INGV.IT-DBMI11

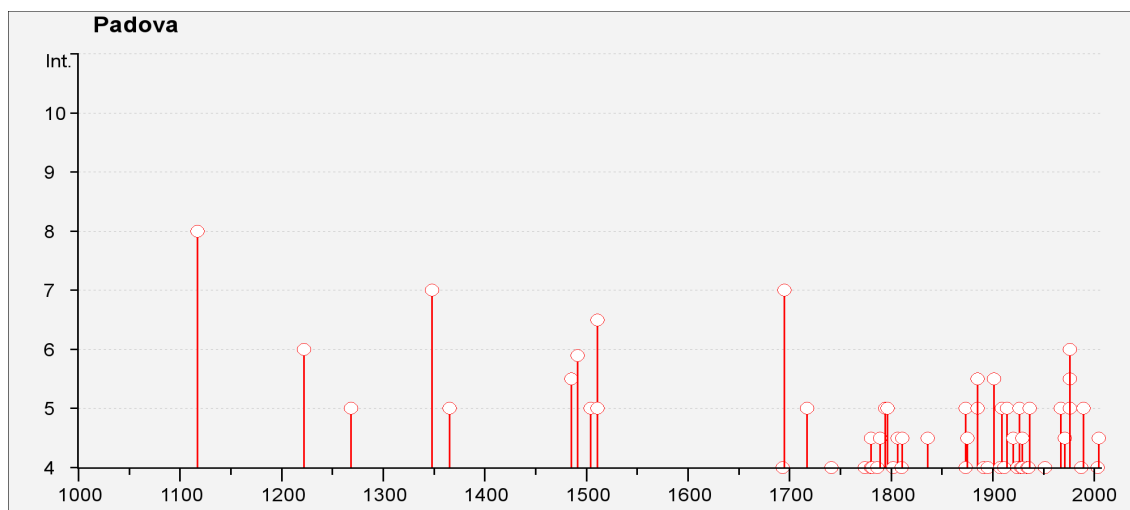


Figura 1.7: nel grafico sono riportati i principali eventi sismici che si sono verificati nel padovano a partire dall'undicesimo secolo ad oggi

Dall'analisi dei dati emerge che, sebbene ad oggi Padova sia considerata zona a basso rischio sismico, la città ha subito nel tempo episodi sismici importanti, i quali hanno avuto effetti non trascurabili sull'edilizia storica. Gli eventi più rilevanti sono stati i seguenti:

- sisma nel basso veronese del 3 gennaio 1117 con intensità 8 nella scala MCS; a Padova si riscontrano danni alla chiesa di Santa Giustina e alla cattedrale, per la quale furono necessari interventi di rifacimento della copertura;
- sisma nel bresciano del 25 dicembre 1222 con intensità 6 della scala MCS;
- sisma in Carinzia del 25 gennaio 1348 con intensità 7 nella scala MCS, che lesionò la *Torre Rossa* del Comune tanto da giustificarne l'abbattimento e ricostruzione;
- sisma nell'Asolano del 25 febbraio 1695 con intensità 7 nella scala macrosismica; Documenti dell'Archivio di Stato di Venezia attestano la tipologia dei danni nel *Palazzo del Podestà* di Padova: si aprirono fessure nei muri, si ruppe una trave, con conseguente caduta del tetto, precisamente in corrispondenza con la sala delle udienze. Vennero lesionati altri edifici tra cui la Torre degli Anziani. Ci fu inoltre un nuovo crollo della copertura della Chiesa del Carmine¹⁷.

Il sisma dell'Asolano del 1965 risulta essere particolarmente rilevante in quanto ebbe effetti su edifici dell'aggregato indagato e in particolare su Palazzo Moroni, all'epoca denominato *Palazzo del Podestà*.

¹⁷ [S14] Emanuela Guidoboni, Maurizio Berti, Claudio Modena: "Le città venete e i terremoti: il caso di Padova, Atti del convegno: Lo spazio delle città venete (1348-1509)", Verona 14-16 dicembre 1995

1.4 Identificazione anagrafica del fabbricato

Avendo localizzato il complesso architettonico nel territorio, si procede ora all'identificazione dei corpi di fabbrica che costituiscono l'oggetto di questo studio, vale a dire *Palazzo Moroni* e *l'Ala Moschini*. Questa sezione ha lo scopo di identificare in modo univoco i manufatti attraverso l'individuazione della denominazione, toponomastica e dei dati catastali¹⁸.

Tabella 1.1: individuazione dei dati anagrafici di Palazzo Moroni e Ala Moschini

Qualificazione giuridica del Proprietario	Comune di Padova, altri privati (si rimanda al paragrafo «Le Unità Immobiliari»)			
Indirizzo	Via del Municipio, 1			
Comune	Padova	Codice di Avviamento Postale	35122	
		Codice ISTAT	028060	
Provincia	Padova			
Regione	Veneto			
Denominazione del bene	Palazzo Moroni e ala Moschini			
Coordinate geografiche	Latitudine	45.407		
	Longitudine	11.876		
Dati catastali	Catasto dei Terreni	Foglio	890	
		Particella	788	
	Catasto dei Fabbricati	Sezione	F	
		Foglio	5	
		Mappale	160	
Confinanti	A nord-ovest la costruzione si interfaccia con il <i>Palazzo della Ragione</i> tramite un passaggio coperto noto come <i>Volto della Corda</i> , a nord confina con <i>Palazzo degli Anziani</i> , ad est con un complesso a destinazione commerciale e residenziale; il collegamento con <i>Palazzo Moretti-Scarpari</i> è permesso da una passerella a livello del terzo piano sempre sul lato est.			
Periodo di realizzazione	Palazzo Moroni	1539		
	Ala Moschini	1901		
Destinazione d'uso attuale	Al piano terra la destinazione d'uso è preminentemente commerciale. I piani superiori sono adibiti a uffici e ambienti di rappresentanza del Comune.			

¹⁸ Cfr. [N3] Linee Guida, Allegato A, Modulo A

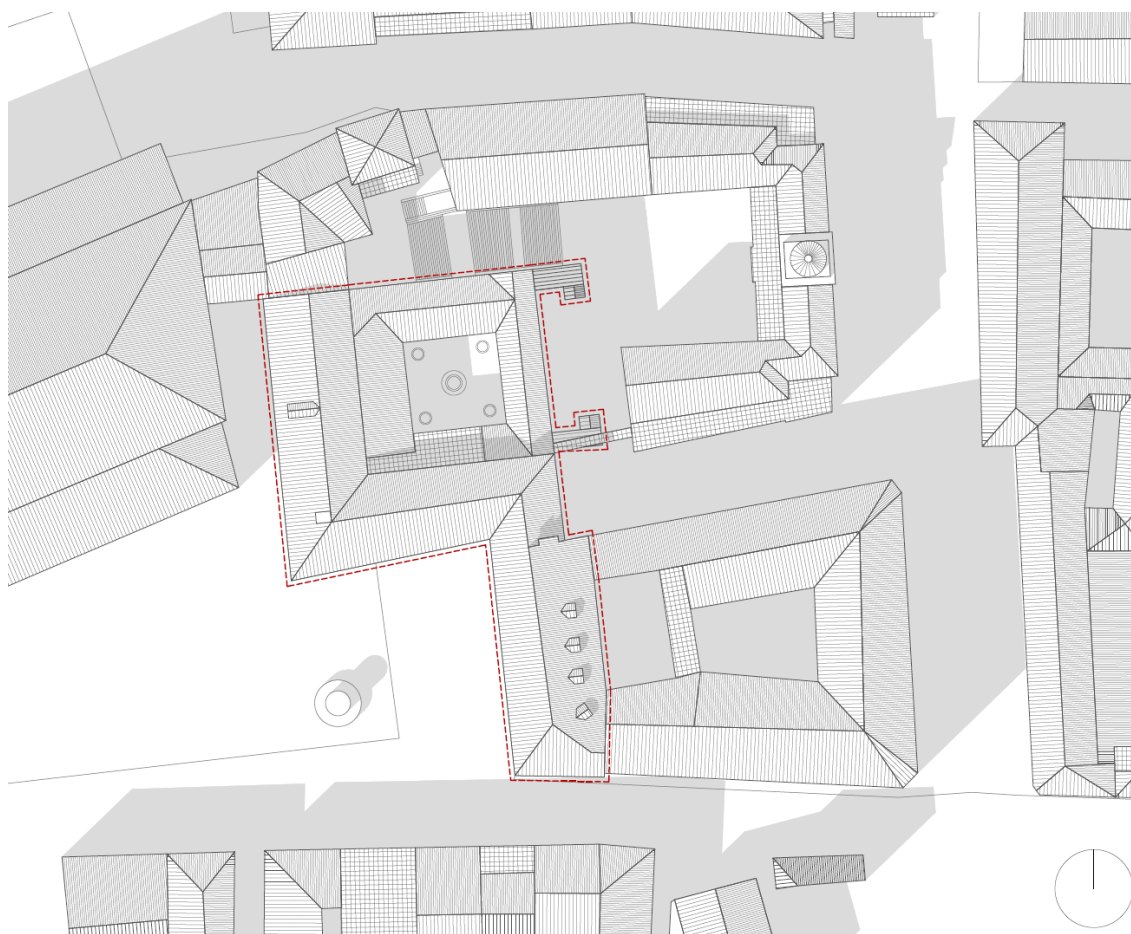


Figura 1.8: stralcio planivolumetrico con evidenziati Palazzo Moroni e l'Ala Moschini.

1.4.1 Le Unità immobiliari

L'edificio ospita più unità immobiliari di cui la principale è quella di proprietà comunale¹⁹. La struttura si sviluppa per gran parte del piano terra, ad esclusione dell'ala Moschini e dei vani che si affacciano su Piazza delle Erbe. Il piano primo è quasi interamente di proprietà comunale, eccezion fatta per la parte più meridionale dell'ala Moschini. Gli altri livelli appartengono interamente al Comune. Una ricerca basata su degli estratti catastali inerenti gli

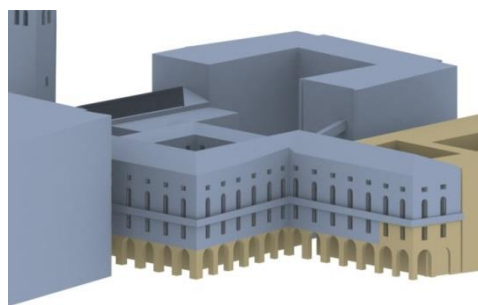


Figura 1.9: schema tridimensionale raffigurante in blu le proprietà del Comune di Padova e in beige le unità immobiliari appartenenti ad altri proprietari.

¹⁹ Le U.I. sono state individuate alla tavola 1.08 delle Tavole Grafiche in Allegato

esercizi che si affacciano su Piazza delle Erbe ha portato all'individuazione di alcune delle proprietà immobiliari del pian terreno, le quali sono state opportunamente numerate. Ciò non è stato possibile per le altre, non avendo ulteriori informazioni a disposizione.

1.5 Caratterizzazione funzionale dell'edificio e dei suoi spazi

Palazzo Moroni si sviluppa su quattro livelli principali più un sottotetto. Dalla corte interna del complesso è possibile accedere ad una sala espositiva al pian terreno, nella quale

hanno luogo esposizioni temporanee. A fianco di essa si sviluppano degli ambienti di servizio che comunicano con i locali tecnici posti al di sotto dello scalone. I portici che si affacciano sulle piazze, invece,

ospitano esercizi commerciali. Attraverso le scale ad edicola poste nella corte interna si può raggiungere il cortile del piano superiore, sul quale si affacciano la reception del Comune, due uffici, la sala conferenze Livio Paladin e altri ambienti di servizio posti a confine con lo scalone.

Nell'angolo sud-ovest è presente una sala riunioni detta sala Bresciani-Alvarez. Al piano secondo una lunga sala di ricevimento funge da accesso agli ambienti principali, quali la Sala del Consiglio, sede dei consigli comunali, la Sala della Giunta e l'ufficio del sindaco. Questi ultimi due comunicano per mezzo di una saletta d'attesa. Un lungo corridoio porta alla Sala dei Nodari, un tempo luogo di culto e oggi adibita a sala riunioni, e ad una serie di uffici. Al terzo piano gli spazi principali che danno sulla corte centrale sono una sala riunioni, un archivio e un vano tecni-

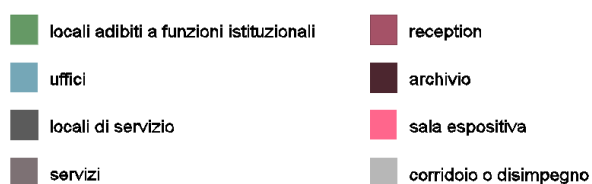


Figura 1.12: legenda delle funzioni all'interno del palazzo.

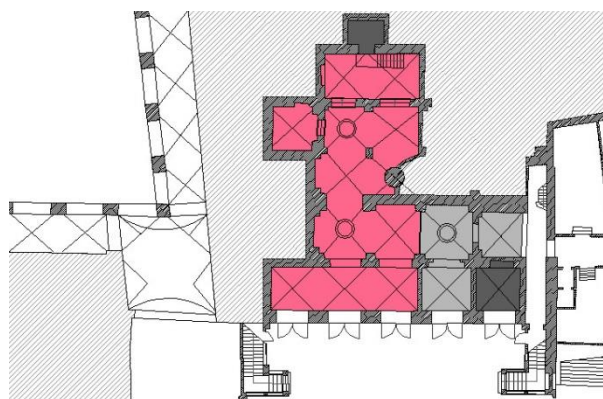


Figura 1.10: piano terra, funzioni.

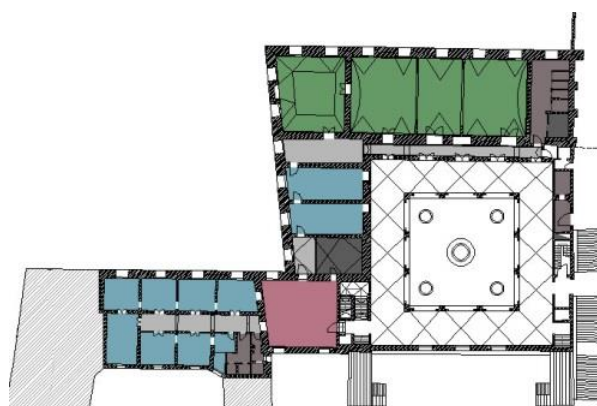


Figura 1.11: piano primo, funzioni.

co; gli altri vani ospitano perlopiù uffici.

L'ala Moschini, che comunica con il palazzo cinquecentesco per mezzo del *Volto delle Fiorare*, è sede di uffici comunali, all'infuori del pian terreno dove trovano spazio alcuni esercizi commerciali. Dal terzo piano è possibile accedere al sottotetto, oggi in disuso, per poi proseguire nei sottotetti del palazzo cinquecentesco.

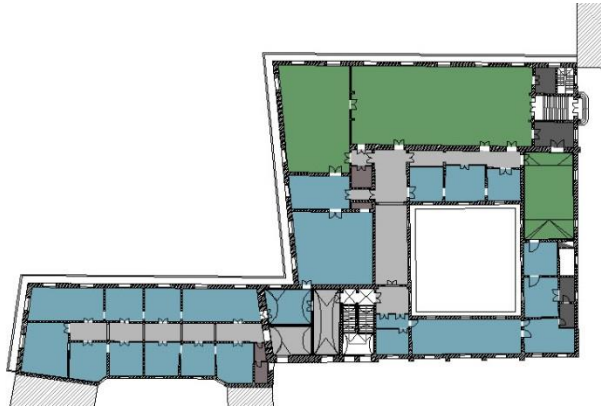


Figura 1.13: piano secondo, funzioni

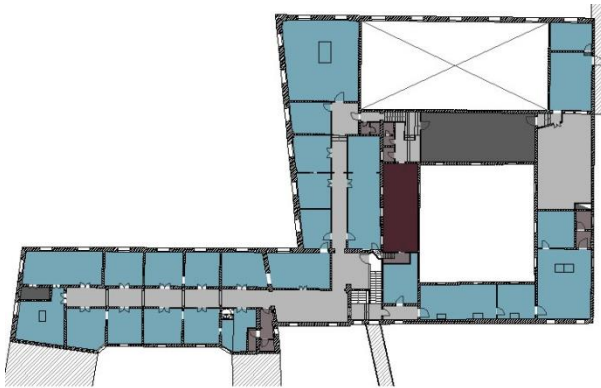


Figura 1.14: piano terzo, funzioni.

Capitolo 2

Caratterizzazione geologica del sito, geotecnica e sismica dei terreni

L'obiettivo di questo capitolo è quello di accertare quanto più possibile la natura del suolo su cui sorge il complesso Moroni, ai fini di una corretta valutazione dell'azione sismica e dei suoi effetti sulla costruzione. A tal scopo, lo *Schema di Capitolato Prestazionale*¹ prevede la redazione di una relazione geologica che identifichi le formazioni presenti nel sito, una relazione geotecnica che definisca il comportamento meccanico del terreno e una relazione idrologica ed idraulica che riguardino lo studio delle acque meteoriche, superficiali e sotterranee. Non avendo l'opportunità di eseguire le necessarie indagini sul suolo e sulle fondazioni di *Palazzo Moroni*, si fa riferimento ad una campagna di indagini inerente il vicino *Palazzo della Ragione* effettuata nel 1998².

2.1 Relazione geologica e geotecnica di *Palazzo della Ragione*

Tale campagna di indagini si rese necessaria nell'ambito del più ampio progetto di Restauro del *Palazzo della Ragione*. Il procedimento è consistito nell'esecuzione di prove geognostiche atte a definire l'assetto stratigrafico dei luoghi, le caratteristiche dei terreni e il livello della falda freatica. A tal fine, le prove eseguite sono:

- N° 2 sondaggi geognostici a rotazione a carotaggio continuo con annessa prova *Standard Penetration Test* (SPT) e prelievo di campioni indisturbati, per una profondità di 30 metri;
- N° 2 sondaggi penetrometrici statici con punta elettrica (CPTU), per una profondità di 30,7 metri;
- Prove in laboratorio su campioni indisturbati.

I carotaggi risultano fondamentali a fini del riconoscimento della successione stratigrafica e della natura dei terreni. Il prelievo di campioni indisturbati, inoltre, permette

¹ [N3] Linee Guida, Schema di Capitolato Prestazionale

² [T2] Comune di Padova, settore Edilizia Monumentale, *Relazione geologico-tecnica Palazzo della Ragione*, Relazione n° 7024 bis, TECNO IN s.r.l., Pozzuoli, Luglio 1998

l'esecuzione di specifiche indagini in laboratorio atte ad individuare caratteristiche fisiche, granulometriche e meccaniche dei terreni.

Le prove Standard Penetration Test (SPT) misurano il numero di colpi necessario all'infissione per 30 cm di profondità di un maglio standardizzato dal peso di 63,5 kg, rilasciato da un'altezza di 76,2 cm. Tali prove vengono eseguite sul fondo del foro di sondaggio infiggendo il campione per 45 cm e tenendo conto dei colpi relativi agli ultimi 30 cm. La resistenza all'infissione è funzione dei parametri meccanici dei terreni.

Le prove penetrometriche con piezocono (CPTU), realizzate mediante sondaggi penetrometrici con punta elettrica, differiscono dalle precedenti prove in quanto fanno parte delle prove penetrometriche statiche. L'infissione, infatti, avviene per mezzo di un contrasto e non a causa dell'azione dinamica di un maglio. Mentre le prove CPT forniscono i valori di resistenza di punta e di attrito laterale, le prove CPTU, grazie al piezocono, sono in grado di stimare anche la pressione neutrale, la quale permette di identificare strati a differente permeabilità e dunque concorre alla definizione del profilo stratigrafico³.

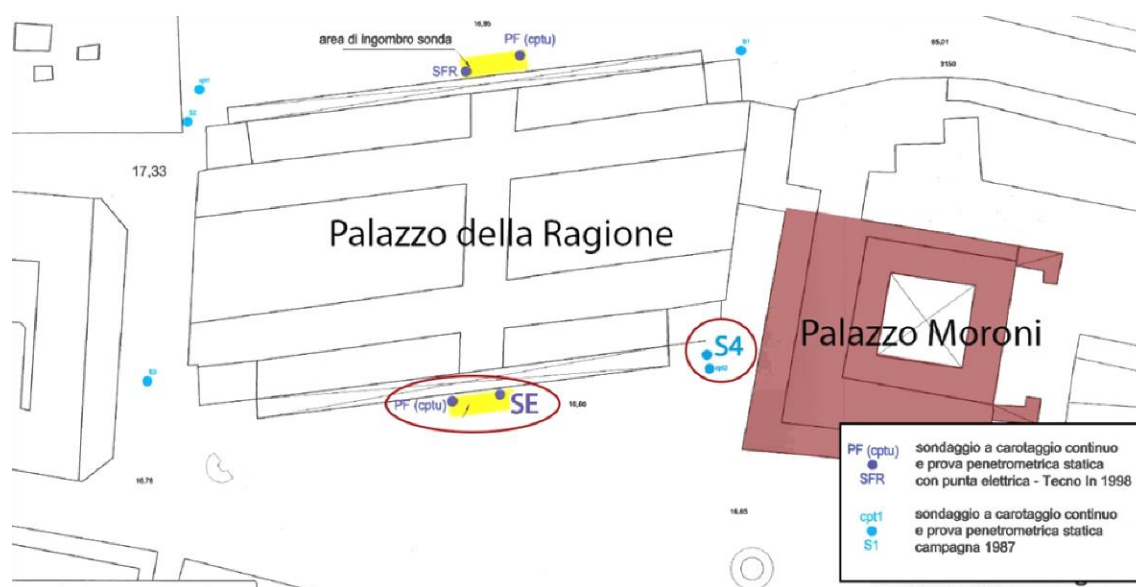


Figura 2.1: posizionamento delle prove d'indagine per la relazione geologico-tecnica del 1998 in rapporto a Palazzo Moroni.

³ [S11] Pietro Colombo, Francesco Colleselli, *Elementi di Geotecnica - terza edizione*, Zanichelli Editore, Bologna, 2004, pp. 110-116

2.1.1 I risultati

Dal momento che le prove eseguite sono state localizzate allo specifico scopo di caratterizzare il terreno su cui sorge il *Palazzo della Ragione*, si preferisce omettere i risultati delle singole indagini, per i quali si rimanda eventualmente alla relazione, e si riportano invece le conclusioni più generali della relazione geologico-tecnica. Le prove eseguite nella campagna del 1998, unitamente coi risultati del 1987, hanno portato all'individuazione dell'assetto stratigrafico dell'area e la relativa caratterizzazione meccanica dei terreni. La sequenza stratigrafica, per grandi linee, è la seguente:

Tabella 2.1: stratigrafia del terreno nelle prove geotecniche del Palazzo della Ragione.

LITOTIPO A	Materiali di riporto antropico immersi in matrice essenzialmente peltica, intercalati, specie nella porzione basale, da livelli limo argillosi e francamente argillosi con inclusi elementi antropici. <i>Spessore 4-6m</i>	$\gamma = 1,6-1,8 \text{ g/cm}^3$ $\Phi < 20^\circ$ $c = 0,5 - 1 \text{ kg/cm}^2$
LITOTIPO B	Alternanza di livelli a granulometria variabile da argilla a limo talvolta con una minima frazione sabbiosa intercalata da livelli francamente sabbiosi <i>Profondità fino a 8-10m</i>	$\gamma = 1,8-2,0 \text{ g/cm}^3$ $\Phi = 0^\circ$ $c = 0,8 - 1,5 \text{ kg/cm}^2$ $E_{Ed} = 30-50 \text{ kg/cm}^2$
LITOTIPO C	Livelli a granulometria essenzialmente sabbiosa intercalati da livelli con frazione granulometrica peltica, talvolta persino abbondante, aventi spessori decimetrici. <i>Spessore 6-9m</i>	$\gamma = 1,8-2,0 \text{ g/cm}^3$ $\Phi = 31-34^\circ$ $E_{Ed}=100-150 \text{ g/cm}^2$
LITOTIPO D	Livelli a granulometria sabbiosa da media a grossolana intercalati da livelli con frazione granulometrica fine. Si rinvencono intercalati rari livelli a frazione granulometrica essenzialmente peltica con spessori decimetrici. <i>Potenza non inferiore a 10m</i>	$\gamma = 1,8-2,2 \text{ g/cm}^3$ $\Phi = 33-38^\circ$ $E_{Ed} = 100 \text{ kg/cm}^2$

A causa della complessità dell'area la ricostruzione geostratigrafica è stata effettuata solo a grandi linee, e viene proposta alla *Figura 2.2*. Tale sezione rielabora i dati di una prova CPT e di un carotaggio effettuati nel 1998 a sud di *Palazzo della Ragione* e i dati di due prove analoghe datate 1987 effettuate verso *Palazzo Moroni* (per il posizionamento si veda la *Figura 2.1*).

Le prove penetrometriche statiche forniscono valori confrontabili fino alla profondità di 22 m. Gli strati sottostanti presentano parametri sensibilmente differenti, e risultano peggiori in *Piazza delle Erbe* rispetto a quelli di *Piazza della Frutta*. Tuttavia, i valori per tali livelli sono accettabili e i parametri sono da ritenersi «tipici di terreni dalle buone caratteristiche meccaniche»⁴.

⁴ [T2] , p.113

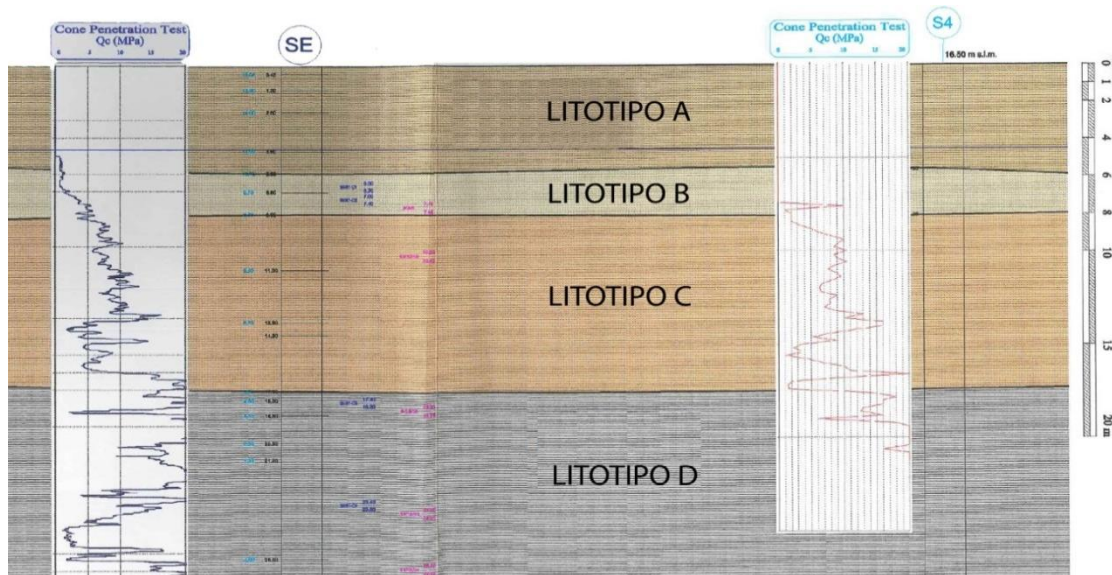


Figura 2.2: sezione geologico-tecnica interpretativa ottenuta affiancando le prove CPTU ed i carotaggi effettuati nel 1998 (SE e CPT a sinistra) e nel 1987 (S4 e CPT a destra).

La falda freatica si attesta intorno a 5 m dal piano di campagna. Tale dato è indicativo in quanto la falda non ha raggiunto l'equilibrio idrostatico col foro di sondaggio, come avviene con l'installazione di un piezometro.

Capitolo 3

Analisi storico critica

L'analisi delle vicende costruttive che hanno interessato il *Palazzo del Podestà*, oggi noto come *Palazzo Moroni*, e la sua successiva espansione novecentesca, denominata *Ala Moschini*, risulta fondamentale ai fini dell'individuazione del sistema resistente originario nonché nella constatazione delle modifiche che esso ha subito nel corso dei secoli. Tale analisi non può prescindere da un'iniziale ricostruzione dell'evoluzione storica dell'aggregato.

Gli strumenti a disposizione in questa fase sono *in primis* le fonti storiche scritte, individuate per mezzo di un'accurata ricerca bibliografica, e in secondo luogo le documentazioni che è stato possibile reperire presso l'*Archivio di Stato di Padova* e l'*Archivio Generale del Comune di Padova*. Proprio qui è conservata una mole notevole di disegni, tra progetti realizzati e non, riferiti ad un arco temporale che va dal 1884 ad oggi. Questi spesso non sono datati e sono decontestualizzati, in quanto è difficile comprendere se esprimano uno stato di fatto o la volontà di intervenire nell'edificio. Sono stati comunque utili a individuare le aree dove si è intervenuto con demolizione o ricostruzione di paramenti murari, grazie anche al confronto con la più antica pianta del palazzo, datata 1707¹.

Sempre all'archivio del comune sono stati rinvenuti alcuni elaborati di recenti interventi, tra cui il progetto di restauro del primo piano del palazzo cinquecentesco e l'intervento di consolidamento del solaio ligneo della *Sala della Giunta* del 2005.

All'Archivio di Stato, invece, è stato possibile reperire documenti relativi al restauro del *Volto delle Fiorare* del 1843.

3.1 L'evoluzione dell'aggregato

L'area in cui insiste la sede del Comune di Padova è di complessa lettura a causa delle molteplici stratificazioni presenti, testimonianza del fervore che l'ha accompagnata nel corso dei secoli. La sua posizione, non casuale, è interclusa da quelli che in epoca romana erano il *Decumanus Maximus*, *Decumanus Minor* e la direttrice che congiunge l'*Arena* al teatro *Zairo*. A quel tempo appartengono i ritrovamenti di una struttura termale, sul sedime della quale poi è

¹ [A9] Andrea Pasini: *pianta del Piano Nobile del Palazzo del Podestà*, 20 giugno 1707 (Venezia, Biblioteca Correr, ,s. PD. C 2306/10)

stata eretta, in epoca longobarda, la chiesa di *S. Martino*. Proprio questa non solo ospitò funzioni religiose ma, a partire dal secolo XI, fu anche testimone dei primi incontri della vita pubblica padovana. In seguito, con la nascita e sviluppo del Comune, crebbe anche la necessità di luoghi esclusivi per tale funzione; primo fra tutti fu *Palazzo degli Anziani*, che sorgeva vicino alla Torre del Comune, allora chiamata *Torre Bianca* o *Torre degli Anziani*, entrata a far parte dei possedimenti comunali nel 1215 quando il conte Tiso la vendette al Comune. Per lo stesso motivo nel biennio 1218-1219 si eresse il *regale palacium*, meglio conosciuto come *palazzo della Ragione*, 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 Corda*. Questo percorso congiunge il *Salone* al *palazzo del Consiglio*, realizzato nell'ultimo ventennio del Duecento, è da attribuire a Leonardo di Gerardo Zize da Monselice, detto Bocaleca, che, insieme a fra' Giovanni degli Eremitani, costituì una delle figure più emblematiche dell'urbanistica padovana dell'epoca. Questo stabile formava poi un corpo unico con il *Palazzo del Podestà*, costruito nel 1281. Il Comune infatti, a causa della più complessa organizzazione economico-politica, aveva bisogno di un numero sempre crescente di spazi, e per questo motivo nel 1285 si è deciso di rifare ed ampliare il palazzo comunale più antico, ovvero quello degli Anziani.



Figura 3.1: a) Università e chiesa di S. Martino, incisione di Francesco Bellucco, degli anni ottanta del Settecento (Acampora, Cornoldi, 1985); b) Veduta prospettica del Werner, Settecento circa. (Skyscrapercity, 2014).

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* al 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 granaglie.

A causa delle tipologie edilizie medievali e della mancanza di pianificazione urbanistica, in questo periodo Padova fu colpita da numerosi incendi, primo fra tutti quello del 1420, che interessò il Salone e si estese anche al palazzo del Podestà. Successivamente, nel XIV secolo, si incendiarono prima la Cancelleria, poi le carceri pretorie. Si rese dunque necessario ricostruire il Palazzo del Podestà a partire dalle fondazioni. La progettazione del nuovo stabile fu affidata all'architetto Andrea Moroni, proto di S. *Giustina* e delle fabbriche della città. Non sono però gli incendi l'unico motivo della nuova edificazione: la Repubblica di Venezia infatti sentiva il dovere di affermare la propria autorità governativa e così decise che i centri di potere padovani dovessero subire un rinnovamento. Negli stessi anni anche il *palazzo degli Anziani* subiva pesanti alterazioni, le quali prevedevano la sopraelevazione di un piano e l'ampliamento verso sud.

Ulteriori importanti modifiche si ebbero solo nel 1772, quando le autorità ordinarono l'erezione di una piccola fabbrica ai piedi della *torre degli Anziani* per le casse del Comune 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 riempito da fabbricati ottocenteschi di appartamenti e negozi. 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.



Figura 3.2: Via VIII febbraio e Canton del Gallo, visti dal caffè Pedrocchi: a) agli inizi del Novecento; b) oggi, con la sede della Banca Antoniana dove sorgeva l'albergo allo Storione e con la facciata orientale del Palazzo Moretti-Scarpari, costruita nel 1922-1930. (Giuriati, 1992).

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 è mai stato eseguito, lasciando quindi il complesso comunale disarticolato. Si è quindi pensato di collegare i due edifici con uno scalone, costruito nel 1963.



Figura 3.3: Progetto non realizzato per il collegamento tra gli edifici del complesso. (Lamon, 2008).

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 terminò la costruzione nel 1904. Questo fabbricato prende il nome dal sindaco sotto il cui governo venne costruito e doveva riprodurre la disposizione interna e le linee architettoniche della facciata di Palazzo Moroni.

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. Ciò nonostante, il complesso Moroni è rimasto fino al giorno d'oggi fulcro politico, amministrativo e commerciale della città patavina.



Figura 3.4: Pianta del Valle, 1784. (G. Croce, 1988).

Periodo 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.

Periodo 1200-1500 d.C.

- 1218/1219-1302 d.c.: edificazione di palazzo della Ragione e del Volto 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.

Periodo 1500-1800 d.C.

- 1540 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.

Periodo 1800-1900 d.C.

- 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).

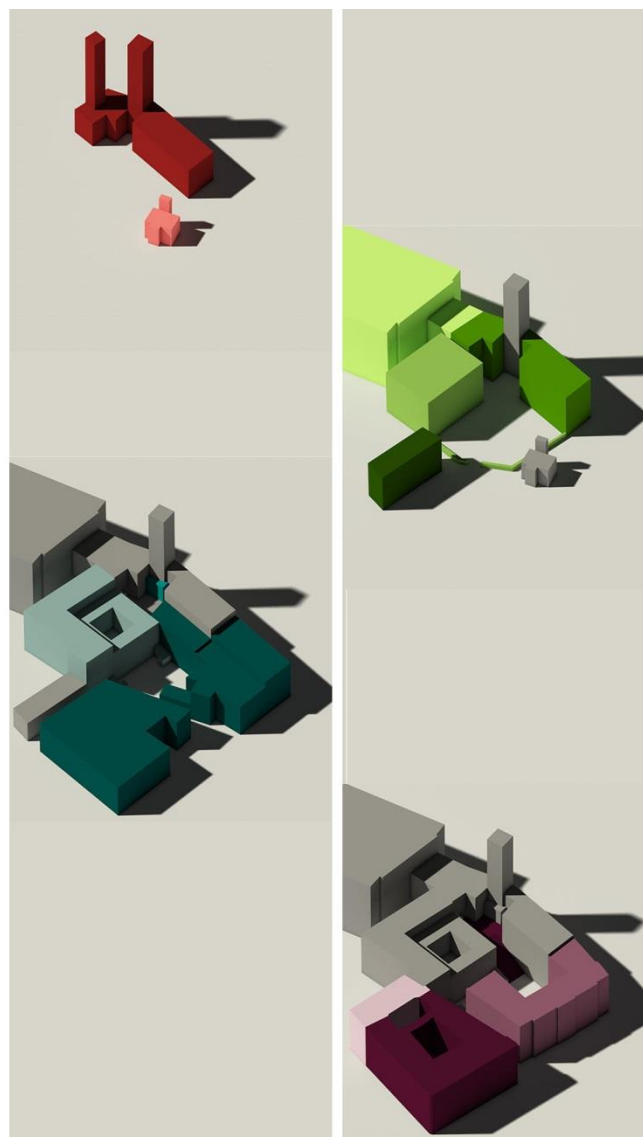


Figura 3.5: le principali vicende costruttive che hanno interessato l'aggregato di cui fanno parte Palazzo Moroni e l'Ala Moschini.

3.2 Palazzo Moroni

3.2.1 Il contesto storico

Nell'arco della sua storia la città di Padova fu più volta oggetto di disastrosi incendi, i quali divampavano e per la vicinanza delle costruzioni, e per i materiali impiegati. Non c'è da stupirsi, dunque, se l'incendio del 2 febbraio 1420 che interessò il *Salone* si estese anche al duecentesco *Palazzo del Podestà*, comportando interventi di rimaneggiamento anche pesanti che si susseguirono fino al 1530. I successivi roghi, avvenuti nella Cancelleria Civica nel 1533 e nelle carceri pretorie nel 1538, decretarono l'inadeguatezza delle strutture all'efficace esercizio delle funzioni, aprendo la strada a soluzioni di definitiva sistemazione della sicurezza e del decoro del palazzo. Si optò dunque per la sua totale ricostruzione, a partire dalle fondamenta².

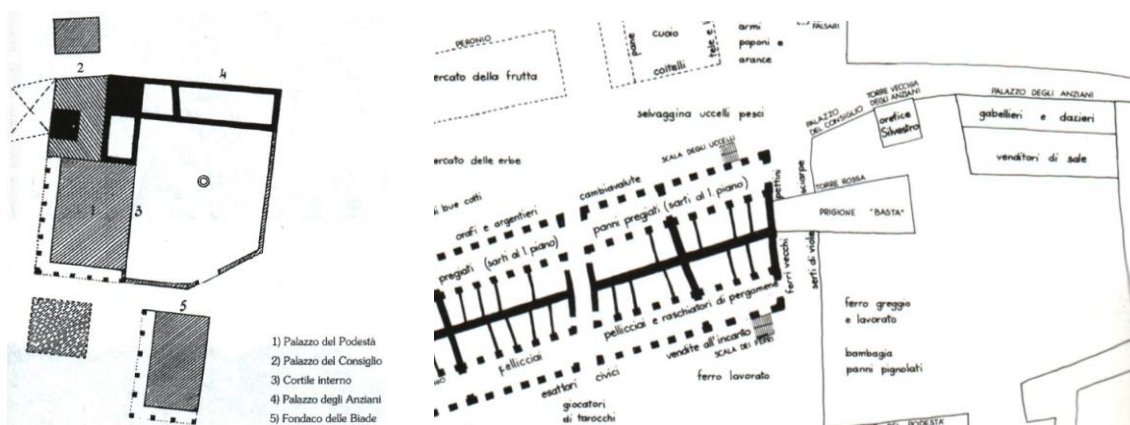


Figura 3.6: a) Pianta degli edifici comunali antichi (Lamon, 2008); il mercato padovano alla fine del secolo XIII secondo la descrizione contenuta nella «Visio Egidii regis Patavie» di Giovanni Da Nono. (Alvarez, 1990)

Fu così che il podestà Marcantonio Contarini, in carica dal 24 settembre 1539, diede l'avvio ai lavori di costruzione della nuova fabbrica. Se si fa caso al fatto che, negli stessi anni, l'allora Capitano Girolamo Cornaro provvedeva a restaurare la Sala dei Giganti e, probabilmente, a erigere la *loza* nella *corte*, si può concludere che siamo di fronte ad una serie programmatica di interventi, concepita dalla *Serenissima* e attuata per mano dei due rettori. Il progetto del governo veneziano mira alla presa di possesso degli spazi pubblici in termini di celebrazione architettonica e figurativa, che si adegua alla logica della sfida culturale patavina e prefigura la volontà d'amministrarla³.

² [B16] R. Lamon, *Palazzo Moroni e gli edifici comunali circostanti*, Padova, 2008, p. 18

³ [B23] L. Puppi, *Il rinnovamento tipologico del Cinquecento. Il grande cantiere del pubblico intervento*, in L. Puppi, F. Zuliani, *Padova: case e palazzi*, Neri Pozza Editore, Vicenza, 1977, p. 111

3.2.2 *Andrea Moroni «protho»*

L'attribuzione del nuovo palazzo rimane incerta per molto tempo. Alcuni lo vollero realizzato per mano del Falconetto se non addirittura del Palladio⁴, altri vedevano nel chiostro dorico l'intervento di Tiziano Minio⁵. A porre chiarezza sulla paternità dell'opera è stato uno studio di inizio novecento che si deve ad Erice Rigoni, la quale, stilando il *dossier* pressoché completo delle referenze archivistiche, riuscì a riconoscere nel bergamasco Andrea Moroni l'ideatore della fabbrica.

Stando ai documenti del tempo, è certo che *Andrea Moroni* abbia diretto la costruzione del palazzo in qualità di proto; potrebbe tuttavia sorgere il dubbio che non l'avesse lui stesso ideato, dal momento che non ci riferisce a lui col termine di Architetto.

A dare risposta a questo interrogativo è un' affermazione dello stesso Moroni, il quale, convocato in causa giudiziaria civile, afferma davanti al magistrato quanto segue: «*Jo son protho de s.ta Justina et del Pallazo di Padova, ho fatto li mei modelli, maxime quel del Pallazo, il qual tutti li operaij et muraij lo seguitano et fano tanto quanto li ordino che altramente non seria protho*»⁶. Stando a questa deposizione, è evidente che proto era l'appellativo col quale si identificava un architetto soprintendente alla costruzione del suo stesso progetto. Possiamo dunque riconoscere nella figura di Andrea Moroni l'autore nonché il direttore dei lavori del *Palazzo del Podestà*.

3.2.3 *Le vicende costruttive*

Le prime fonti documentarie circa il cantiere del palazzo del Podestà risalgono al settembre 1539, allorché tra gli stipendiati del Comune compare un Antonio Da Pozzo in qualità di «*soprastante a le fabbriche del Pallazzo del Cl.mo Podestà di Padova*». L'ufficio podestarile era in mano a Marcantonio Contarini (24 settembre 1539 – 29 maggio 1541), il quale elevò dalle fondamenta il lato del palazzo prospiciente il *Salone* fino alle prime finestre, lasciando a testimonianza l'incisione del suo stemma e della data 1541 sul pilastro d'angolo della facciata⁷.

I lavori continuarono per volere di Andrea Mocenigo, successore del Contarini, il quale stipulò dei patti coi tagliapietra Vielmo di Giacomo e Zuan di Andrea per la fornitura di pietre d'Istria di Rovigno, necessarie a comporre la facciata meridionale su *Piazza delle Erbe*. L'ordine del materiale lapideo porta la data del 21 agosto 1541 e fu sottoscritto da Antonio da Pozzo e da «*maistro Andrea protho*», appunto Andrea Moroni, alle cui sagome viene fatto

⁴ [B12] P. Faccio, *Nuova Guida pei forestieri in Padova*, Stamperia del Seminario, Padova, 1818, p. 7

⁵ [B24] E. Rigoni, *L'Architetto Andrea Moroni*, Padova, Tipografia del Seminario di Padova, Padova, 1939, p. 29

⁶ *Ibi*, doc. XVII

⁷ *Ibi*, p. 19

esplicito riferimento. Questo documento ci ravvisa del ruolo fondamentale di Moroni e al contempo precisa la subalternanza del Da Pozzo⁸. Il lavori dovettero proseguire nel lato occidentale del palazzo, dal momento che la data 1542 appare nel portale dorico che conduce alla *Sala del Consiglio*⁹.

Le vicende costruttive seguirono ininterrottamente fino a quell'anno, quando, come spesso accadeva alle opere pubbliche dell'epoca, subirono un brusco rallentamento, dovuto probabilmente a una indisponibilità finanziaria¹⁰. Così, nell'anno 1547, Matteo Dandolo Capitano nella sua Relazione al Senato Veneto si lamentava delle condizioni del palazzo, «*che principato che cavato fuori non sol da terra con bellissimi fondamenti et gagliardissimi pillastri tuto involtato sin al primo solaro che è certo una grandissima pieta che non solo si compie a necessaria comodità di quel magistrato... Et la fabrica fatta di grandissima spesa fin al termine che la si truova va in ruina perché stando discoperta già tantj annj dalle piogie si marciscono i volti*»¹¹. In seguito a queste e a successive sollecitazioni, nel febbraio del 1549 si stanziarono nuovi fondi per proseguire la fabbrica, affinché il podestà «*abbia dove habitare e perché il già fatto non ruini*»¹².

Il prospetto meridionale, che sappiamo esser già stato ordinato nel 1541, fu definitivamente posto in opera quando fu podestà Ermolao Barbaro, vale a dire tra il 20 gennaio 1549 e il 15 giugno 1550. Lo stemma del podestà fu posto in sua memoria sul pilastro centrale della facciata. Da quel momento in poi si può dire che i lavori continuarono quasi ininterrottamente.

Nel 1551 doveva essere già stata ultimata la chiesetta del podestà, oggi nota come *Sala dei Nodari*, nonché la *Sala Maggiore*, detta poi del *Consiglio*¹³.

Negli anni successivi, durante il podestariato di Marcantonio Grimani, i lavori procedevano di gran lena, tanto che vennero innalzati i tre piani delle facciate verso ovest e verso sud¹⁴. Nella Relazione presentata al Senato Veneto l'8 marzo 1554, il podestà riferisce dello stato di avanzamento del palazzo, il quale «*si può dire essere a coperto, per esser già tutto il legname pagato, preparato et lavorato di metter in opera, et fin hora serà sta posto se li sini-*

⁸ [B23] L. Puppi, *Il rinnovamento...*, op. cit., p. 111

⁹ [B24] E. Rigoni, *L'architetto...*, op. cit., p. 20

¹⁰ [B23] L. Puppi, *Il rinnovamento...*, op. cit., p. 111. Puppi ritiene che i lavori subirono un rallentamento piuttosto che un'interruzione, come afferma E. Rigoni. (Cfr. E. Rigoni, *L'Architetto...*, op. cit., p. 22)

¹¹ [A11] *Relazione del Capitano Matteo Dandolo*, 8 maggio 1547, ms. segnato B.P. 1015 in Biblioteca Civica di Padova

¹² [A6] Arch. Civ. di Padova, *Ducali ai Camerlenghi di Comun*, Reg. P, a. 1548-1556, c. 9, ducale 16 febbraio 1549

¹³ [B24] E. Rigoni, *L'architetto...*, op. cit., pp. 21-22

¹⁴ [B16] R. Lamon, *Palazzo Moroni...*, op. cit., p. 19

stri tempi, che sonno stati, non havessero impedito, et è la fabrica bella et honorevole quanto merita quella città, et con molta satisfazione di quella civiltà»¹⁵.

Sempre nel 1554 vennero stanziati nuovi finanziamenti a favore del podestà Stefano Trevisan, al quale si deve la realizzazione della *Sala delle Udienze*, oggi detta *della Giunta*. A compimento dei lavori, nel 1555, il podestà fece porre il suo stemma sull'angolo dei due finestroni che danno su *Piazza delle Erbe*.

Il 1558 fu un anno di intenso lavoro favorito da grosse elargizioni del Senato Veneto, «*essendo necessario continuar e ridurre a perfectione la fabrica con quella prestezza che si possi maggiore, così per ornamento di quella città, come per comodo dei Rettori»¹⁶*. Solo in quest'anno la fabbrica fu portata fino al tetto, fu innalzato il lato meridionale del cortile pensile e si realizzarono le caratteristiche scale con copertura ad edicola che portano ad esso. Si procedette inoltre nell'arredo delle sale interne, di cui si documenta l'installazione di nappe da camino per la *Sala delle Udienze* e per un luogo ad essa vicino¹⁷. Era allora podestà Nicolò da Ponte, che fece porre il blasone di famiglia al centro del lato meridionale e sulla sommità angolare del palazzo¹⁸.

Quando il 28 aprile 1560 morì improvvisamente Andrea Moroni, la cui supervisione del cantiere sino all'ultimo appare documentata, gran parte del palazzo era realizzata e praticabile, eccezion fatta per il cortile pensile¹⁹. Di questo, a cui ci si riferisce nei documenti con il termine *cortesella*, era già stato innalzato il lato sud e si stava in quel tempo lavorando ad un altro. A sostituire il Moroni fu chiamato Francesco Lurano, al quale veniva assegnato, come proto delle fabbriche, lo stesso salario riscosso da colui che precedentemente deteneva l'incarico²⁰.

Per la realizzazione del cortile pensile si fecero vari attribuzioni in passato: una tra tutte volle autore Tiziano Minio, dal momento che le lettere T. M., incise nella chiave dell'arco occidentale, vennero prese come iniziali del suo nome. Quest'ipotesi appare anacronistica, dal momento che nell'anno in cui si attese alla realizzazione del cortile, il 1558, l'artista era già morto. Le due lettere sono piuttosto le iniziali di Tomaso Morosini, che collocano dunque la realizzazione del lato occidentale tra il 1594 ed il 1595, anni in cui esercitò la carica di podestà²¹.

¹⁵ [B23] L. Puppi, *Il rinnovamento...*, op. cit., p. 112

¹⁶ [A7] Arch. Civ. di Padova, *Ducali ai Camerlenghi di Comun*, Reg. Q, a. 1556-1569, c. 13, ducale 12 aprile 1558

¹⁷ [B24] E. Rigoni, *L'Architetto...*, op. cit., pp. 22-23

¹⁸ [B16] R. Lamon, *Palazzo Moroni...*, op. cit., p. 19

¹⁹ [B23] L. Puppi, *Il rinnovamento...*, op. cit., p. 112

²⁰ [B24] E. Rigoni, *L'Architetto...*, op. cit., p. 25

²¹ *Ibi*, p. 29

Durante il podestariato di Alvise Mocenigo, nell'anno 1561, si completò il lato nord del cortile²².

Il prospetto orientale del palazzo dovette esser stato realizzato in concomitanza all'erezione del lato est della *cortesella*, cosa che avvenne nel reggimento del podestà Giovanni Battista Bernardo (15 agosto 1600 – 6 gennaio 1602). Questi pose il suo stemma sia dal lato del cortile pensile che nel prospetto orientale, nell'arco a sinistra del primo. I successivi archi recano lo stemma del Doge Marino Grimani e lo scudo di Leonardo Mocenigo Capitano, entrambi in carica negli stessi anni del Bernardo²³.

Le due scale con copertura ad edicola, per le quali si accede al cortile pensile, furono ricostruite o restaurate nello stesso periodo: nel 1559 quella a sud, la quale reca l'arma del podestà Giovanni Cornaro, e nel 1601 quella a nord, realizzata per mano di Giambattista Bernardo²⁴.

Fu proprio quest'ultimo podestà a dare completa esecuzione al progetto del Moroni, il quale, come suggerisce E. Rigoni²⁵, doveva aver lasciato il disegno del prospetto orientale. A conferma di ciò, lo stesso L. Puppi²⁶ afferma che, nonostante le molteplici vicende costruttive che hanno riguardato il palazzo, non è dubbio che l'impresa sia da ridurre interamente all'originale matrice progettuale moroniana.



Figura 3.7: Piazza delle Erbe con il Salone, Palazzo Moroni e il Fondaco delle Biade. G. Valle, 1784.

²² [B16] R. Lamon, *Palazzo Moroni...*, op. cit., p. 21

²³ [B24] E. Rigoni, *L'Architetto...*, op. cit., p. 29

²⁴ [B16] R. Lamon, *Palazzo Moroni...*, op. cit., p. 21

²⁵ [B24] E. Rigoni, *L'architetto...*, op. cit., p. 20

²⁶ [B23] L. Puppi, *Il rinnovamento...*, op. cit., p.113

3.2.4 Gli interventi successivi

Se per quanto riguarda l'aspetto esteriore il palazzo cinquecentesco ha conservato in gran parte le sue caratteristiche originali, lo stesso non si può dire degli ambienti interni. Infatti, una volta terminata la fabbrica esterna, continuarono gli interventi di decorazione e di adattamento alle nuove esigenze e funzionalità, i quali, talvolta, hanno alterato l'originale conformazione strutturale.

Il sisma dell'Asolano del 1695 fu particolarmente lesivo nei confronti del palazzo. Alcuni documenti conservati presso l'Archivio di Stato di Venezia testimoniano l'apertura di fessure nelle muraure oltre alla rottura di una trave, la quale provocò il crollo della copertura nella sala delle udienze²⁷. Alcuni interventi di ripristino, pertanto, devono essere stati effettuati in quell'occasione. Il fatto inoltre mette in luce la vulnerabilità del palazzo nei confronti dei sismi passati, e pertanto assume notevole importanza nella storia complessiva dell'aggregato.

Nel 1707 Andrea Pasini, pubblico perito e proto di Padova, fu autore di una pianta del piano nobile del palazzo, la quale rappresenta, con molta probabilità, la più antica testimonianza grafica dell'organizzazione degli ambienti nel palazzo. Questa riporta anche il distributivo del *Fondaco delle Biade*, all'epoca di competenza del palazzo pretorio e adibito a residenza del podestà, che verrà demolito a cavallo tra XIX e XX secolo.

Nel 1842 si mise mano alla *Sala della Giunta*, tamponando una finestra prospiciente la *Piazza delle Erbe*. Al fine di mascherare l'operazione, si pose in facciata il monumento dedicato al podestà Domenico Gritti (1676-1677), originariamente collocato all'interno del palazzo.

Nel 1843 si rese necessario restaurare dalle fondamenta il *volto delle Fiorare*, vale a dire l'arco di collegamento tra il palazzo e il trecentesco *Fondaco delle Biade*.

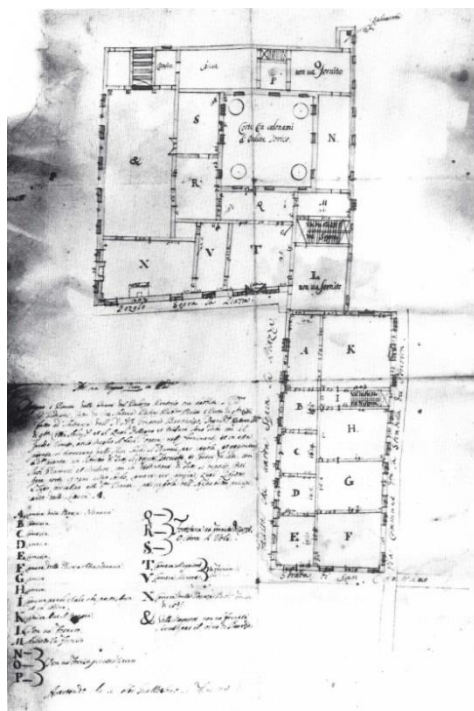


Figura 3.8: [A9] la pianta del piano nobile del Palazzo del Podestà redatta da Andrea Pasini nel 1707 (Puppi 1977).

²⁷[S16] E. Guidoboni, M. Berti, C. Modena, *Le città venete e i terremoti...*, op. cit.

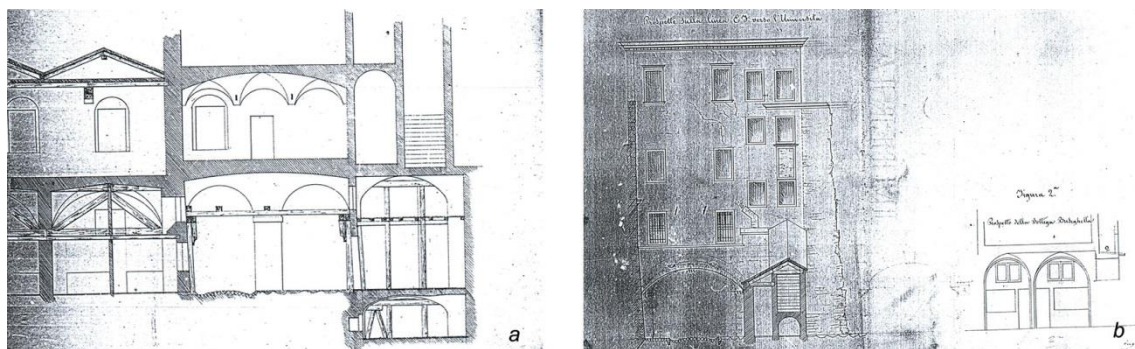


Figura 3.9: [A10] Progetto di restauro a firma Maestri, 1842, Archivio di Stato di Padova, Atti Comunali, busta 1419. a) sezione in corrispondenza del Volto delle Fiorare nella quale è possibile vedere anche il Fondaco delle Biade; b) prospetto su via del Municipio e relativo quadro fessurativo.

Gli atti del Consiglio Comunale del 21 luglio decretavano un consenso pressoché unanime per quel lavoro di restauro che doveva predisporre il fabbricato anche ad un prossimo completamento della facciata rivolta verso *Piazza delle Erbe*, la quale era incompleta a causa dell'abbattimento degli ultimi livelli del *Fondaco*.

Nel corso del XX secolo furono compiuti altri lavori, necessari al ripristino di alcune parti danneggiate durante i bombardamenti delle guerre. È questo il caso della *Sala del Consiglio*, lesa da una bomba caduta durante l'incursione aerea austro-tedesca del 29 dicembre 1917. Il restauro della stessa sala fu autorizzato con deliberazione del 30 marzo 1920.



Figura 3.10: a-b) [B16] danni nella Sala del Consiglio a seguito di una bomba.

Nell'immediato dopoguerra si pensò alla realizzazione di un nuovo edificio comunale, il quale aveva la duplice funzione di memoria ai caduti nella Grande Guerra e di ampliamento delle sedi comunali. Il progetto, curato da Romeo Moretti e Giambattista Scarpari, prevedeva

tra l'altro la realizzazione di due edifici di raccordo tra il nuovo palazzo e il *palazzo del Podestà* e tra quest'ultimo e *Palazzo degli Anziani*, la quale non fu attuata per intervenuta opposizione della Soprintendenza.

Il complesso rimase dunque disarticolato, sia sul piano architettonico che su quello della funzionalità, tanto che nel 1963 l'Amministrazione decise di porre fine a tale disagio attraverso la costruzione di un nuovo scalone di accesso tra il palazzo cinquecentesco e *Palazzo degli Anziani*. L'opera, dal forte aspetto monumentale, ha in realtà il grande pregio di risolvere i problemi di accessibilità che da sempre avevano interessato quell'area: infatti, attraverso lo scalone, è possibile raggiungere la *Sala del Consiglio*, il *Salone*, la *Sala degli Anziani* ed altri uffici²⁸.



Figura 3.11: [A3] Sistemazione degli uffici comunali: a) lavori per la costruzione dello scalone d'onore (1963); b) plastico d'epoca del Palazzo Centrale, a sistemazione avvenuta, Archivio Generale del Comune di Padova.



Figura 3.12: [A3] Sistemazione Palazzo Anziani e nuovo scalone di raccordo – Palazzo Moroni, prospetto nord e sezione scalone, scala 1:50, 24 marzo 1962, Archivio Generale del Comune di Padova.

Le varie rappresentazioni planimetriche del palazzo, rinvenute all'Archivio Generale del Comune di Padova, riportano la suddivisione degli ambienti interni contestualizzabile al pe-

²⁸ [B16] R. Lamon, *Palazzo Moroni...*, op. cit., pp.21-27

riodo di realizzazione del documento. Queste sono testimoni degli interventi di aggiunta e di demolizione che, a partire dal XVII secolo in poi, hanno trasformato il palazzo, nell'intento di adattamento alle nuove funzionalità.

Nel recente 2002 si è proceduto al restauro degli ambienti al primo piano dell'ala sud-ovest. Questi più di tutti furono oggetto di variazioni d'uso, con conseguenti alterazioni strutturali imputabili alla creazione e demolizione di partizioni interne nonché all'apertura e tamponatura di aperture. Il progetto di restauro, che mira alla ridefinizione degli ambienti originali, porta alla luce due nuove sale destinate ad attività di rappresentanza: la *Sala Livio Paladin* e la *Sala Giulio Bresciani Alvarez*²⁹.



Figura 3.13: [A3] confronto tra una planimetria del piano primo, risalente probabilmente alla seconda metà dell'ottocento³⁰ (a), e il progetto di restauro del 2002 che porterà alla luce le sale Paladin e Bresciani Alvarez (b)³¹. Si possono notare le modificazioni del distributivo.

La *Sala della Giunta*, nonché gli ambienti ad essa soprastanti nel piano risorse finanziarie, è stata oggetto di un restauro nel 2005, il quale ha comportato la sostituzione della pavimentazione lignea nella sala e il consolidamento strutturale del solaio con la tecnica legno-legno. L'intervento è stato anche occasione di adeguamento delle dotazioni impiantistiche³².

²⁹ [T4] L. Giberti et al., *Palazzo Moroni, Progetto di restauro del Piano Primo*, 2002

³⁰ [A3] Archivio Generale del Comune di Padova, cartella 18. Il documento non reca alcun riferimento, se non il titolo "Pianta del piano ammezzati del Palazzo Municipale". Possiamo tuttavia stabilire che risalgia a prima del 1901, dal momento che è ancora visibile il piano primo del *Fondaco delle Biade*, demolito in quell'anno per lasciar posto all'*Ala Moschini*.

³¹ [T4] L. Giberti et al., *Palazzo Moroni, Progetto di restauro del Piano Primo*, 2002

³² [T1] G. Bellucco et al., *Progetto per il restauro statico del solaio dipinto tra la sala della giunta e il piano risorse finanziarie, la sostituzione del pavimento intarsiato della giunta ed adeguamento degli impianti tecnici della zona interessata*, 2005

Altri interventi sono stati effettuati sugli orizzontamenti, anche se di essi non si è rintracciata documentazione presso gli archivi. Un semplice rilievo in sito, tuttavia, confermerà la sostituzione o talvolta il completo rifacimento di alcuni solai con materiali e tecniche moderne.

3.3 L'Ala Moschini

3.3.1 *Le premesse*

Quando nel 1843 la Congregazione municipale lamentava lo stato pericolante del *Volto delle Fiorare*, del trecentesco *Fondaco delle Biade* non rimanevano ormai che le sole arcate del piano terra, essendo stati demoliti gli ultimi due livelli della costruzione (Figura 3.14). Il restauro, disposto nello stesso anno, doveva non solo porre rimedio al dissesto strutturale che si era manifestato, ma mirava anche a predisporre il fabbricato ad un prossimo completamento della facciata rivolta verso piazza delle erbe, «già da tanti anni demolita da quel punto fino alla strada di *S. Canziano*»³³.

A tal fine, l'ingegnere municipale Giovanni Maestri ricevette l'incarico per la redazione di un progetto del nuovo fabbricato, il quale avrebbe ospitato la pinacoteca e la biblioteca³⁴. Il progetto, che prevedeva la realizzazione di una facciata simile a quella meridionale del palazzo cinquecentesco, non fu mai realizzato, a causa degli eventi scaturiti nel 1848.

Un nuovo piano per la sistemazione della stessa area si deve a Eugenio Maestri, figlio di Giovanni, anch'esso ingegnere municipale. Questi, con la collaborazione dell'ingegnere Turolo, aveva redatto un progetto che non sacrificava il *Fondaco delle Biade*, come era intenzione della committenza, ma lo trasformava nel corpo principale del complesso. Sebbene i lavori stessero per prendere piede, l'idea di Turolo e Maestri del 1868 non vide mai la luce, dal momento che le risorse finanziarie a disposizione del comune furono dirottate verso altre esigenze³⁵.

³³ [A1] Atti del Consiglio comunale, 21 luglio 1843

³⁴ [A2] Atti del Consiglio comunale, 3 febbraio 1848

³⁵ [B16] R. Lamon, *Palazzo Moroni...*, op. cit., pp. 22-23



Figura 3.14: il Fondaco delle Biade in una foto dell'ottocento. La totale demolizione sopraggiunse nel 1901 ([W12] La Padova Sparita).

3.3.2 Il progetto Lupati-Manfredini

Negli anni dell'annessione plebiscitaria del Veneto al Regno d'Italia fino alle elezioni del 1900, l'amministrazione moderata che regge la città è impegnata a favorire la viabilità mediante l'ampiamiento delle strade principali. Tra queste rientra la centralissima via del Gallo, porzione dell'arteria che collega la stazione ferroviaria a Santa Croce attraverso Porta Coda-lunga, Ponte Molino, Via San Fermo, Via Università e Prato della Valle. In quest'ambito, e nel più ampio piano di ricostruzione edilizia dell'intero isolato in cui si intraprendono gli allargamenti, nasce l'idea di un nuovo grandioso locale ad uso pubblico, che sarebbe poi divenuto il celebre Albergo Ristorante Storione.

Il primo grande progetto di demolizione degli edifici prospicienti la strada, compreso il lato verso il Palazzo del Bo, viene reso pubblico nel Marzo 1879 e reca la firma degli ingegneri Sante Meggiorini ed Eugenio Maestri. Quattro anni più tardi, la Giunta incarica Pietro Salvadori di studiare assieme ai due una nuova configurazione del palazzo, che non preveda il porticato, in modo tale da poter usufruire di una sede stradale di 15 metri invece dei 10 previsti. Il Consiglio approva il nuovo progetto, acquista le proprietà Treves e Lorenzoni sulla Via del Gallo e alla fine del 1883 iniziano le demolizioni. La strada aumenta di ampiezza, ma a causa dell'aspetto poco elegante risultato dagli abbattimenti, viene ribattezzata dalla cittadinanza Via Toledo, in riferimento alla via del centro di Napoli nota per l'aspetto poco decoroso³⁶.

Il Municipio, considerata la difficoltà di trovare un privato che acquisti l'area per poi riedificare, studia alcune soluzioni costruttive da realizzarsi separatamente.

³⁶ [B14] Paolo Franceschetti, *Nota sul Palazzo del Gallo e sullo Storione*, in "Padova e il suo territorio", anno XXVII, Fascicolo 157, 2012

Con le deliberazioni comunali del 2 maggio e 10 giugno 1889 si approvò il piano per la sistemazione dell'intera area. È proprio all'interno di questo vasto progetto, che porta la firma degli ingegneri Lupati e Manfredini, che si colloca la realizzazione della nuova ala municipale, ormai da tempo oggetto di discussione. Il nuovo edificio passerà ai giorni nostri col nome di *Ala Moschini*, in omaggio al sindaco che ne dispose la realizzazione.

Il piano fu dichiarato di pubblica utilità al fine di poter usufruire della legge 25 giugno 1865 in materia di esproprio per lavori pubblici. Esso prevedeva la realizzazione di un unico grande fabbricato, da attuarsi per stralci. Un primo corpo sarebbe stato realizzato su *via del Gallo*, un altro su *Piazza delle Erbe* e un terzo sarebbe stato posto tra i due anzidetti e le vie *S. Canziano* e *S. Martino*.

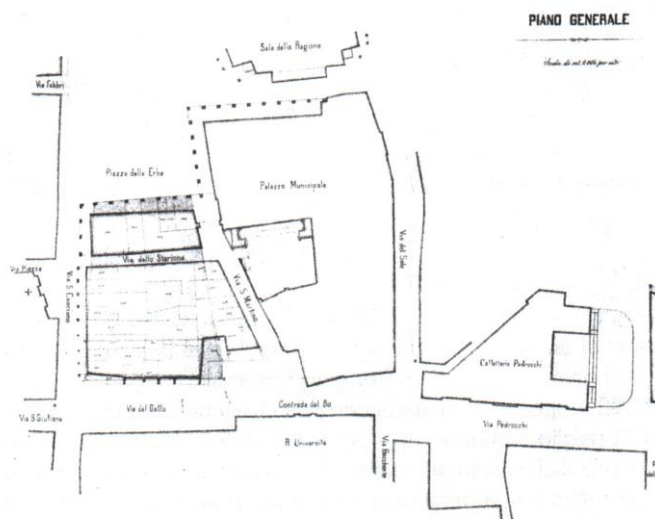


Figura 3.15: il piano Lupati-Manfredini, 1901. ([B16] Lamon 2008)

Giunti a compimento del primo corpo di fabbrica, prospiciente *Via del Gallo*, si procedette nella vendita dello stesso al barone Camillo Treves dei Bonfili, in modo tale da finanziare le fasi successive del progetto. L'anno in cui avvenne la transazione fu il 1898.

Nel Gennaio del 1900 la coalizione popolare, formata dai socialisti, repubblicani e radicali, vince le elezioni e accelera il processo di rinnovamento della città. Questo diverso indirizzo non può che favorire il progetto dell'isolato del Gallo, che tuttavia non procede secondo il piano particolareggiato di Lupati e Manfredini. La Giunta, infatti, incarica l'ingegnere municipale Alessandro Peretti di modificarne integralmente la distribuzione interna dell'edificio, in modo tale da collegare più facilmente l'Albergo agli appartamenti e rendere questo più redditizio. Pressoché inalterato rimane l'aspetto esterno.

Si proseguì dunque nella realizzazione del secondo corpo di fabbrica, prospiciente *Piazza delle Erbe*, ovvero l'edificio che sarebbe rimasto di competenza comunale e che oggi è l'*Ala Moschini*. Tale edificio doveva essere, sia dal punto di vista architettonico che per quanto riguarda il distributivo interno, la continuazione di *Palazzo Moroni*. Esso doveva rispondere alle esigenze di decoro del centro cittadino, sostituendo il fitto e claustrofobico tessuto urbano in via Storione con un edificio imponente, sede al piano terra di negozi e al piano primo di uffici per la municipalità. I lavori cominciarono nel 1901 con la demolizione di ciò che rimaneva del *Fondaco delle Biade* e terminarono nel 1904.

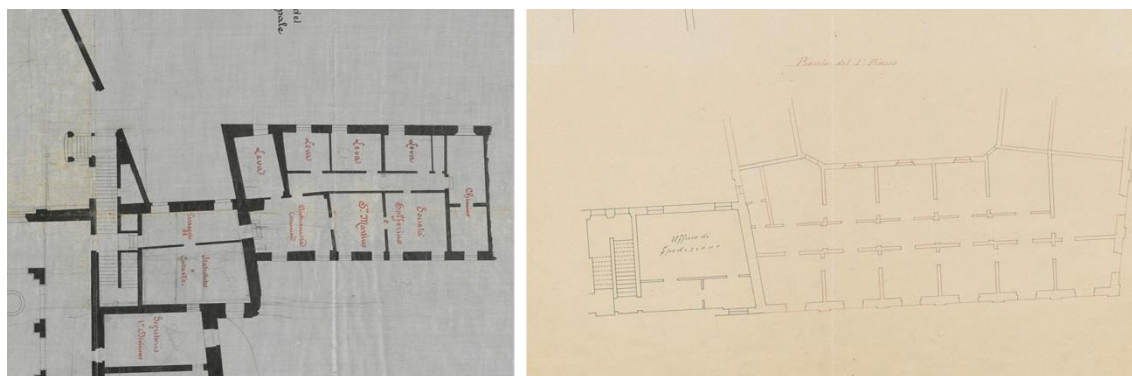


Figura 3.16: [A3] confronto tra planimetrie del comune rinvenute presso l'Archivio Generale del Comune di Padova; a) planimetria del volto delle Fiorare e del piano mezzanino del Fondaco delle Biade prima della costruzione dell'ala Moschini; b) la stessa area a costruzione avvenuta.

Tra il 1902 e il 1905 venne predisposto l'adeguamento ad albergo di parte del fabbricato prospiciente l'allora *Via del Gallo*. Il comune concesse in affitto al signor Giovanni Zorzi l'*Albergo-Ristoratore dello Storione*, che comunque rimase di proprietà comunale fino al 1927, anno in cui venne venduto. L'albergo presentava al pian terreno delle prestigiose decorazioni in stile liberty, realizzate per mano di Cesare Laurenti. Quando, nel 1961, fu demolito per lasciare posto all'edificio commerciale oggi presente, gli affreschi furono staccati e catalogati³⁷.

L'*Ala Moschini* rimase sempre di competenza comunale.

³⁷ [B16] R. Lamon, *Palazzo Moroni...*, op. cit., pp. 51-55



Figura 3.17: a) l'isolato del gallo con Vicolo Storione, demolito per lasciar posto al nuovo progetto (Lamon); b) l'Albergo Storione previsto dal Piano Lupati-Manfredini, demolito a sua volta nel 1962 (il Mattino).

3.4 Cronologia riassuntiva

Tale cronologia schematizza le fasi di costruzione e i principali interventi eseguiti sulla parte oggetto di studio del complesso Moroni.

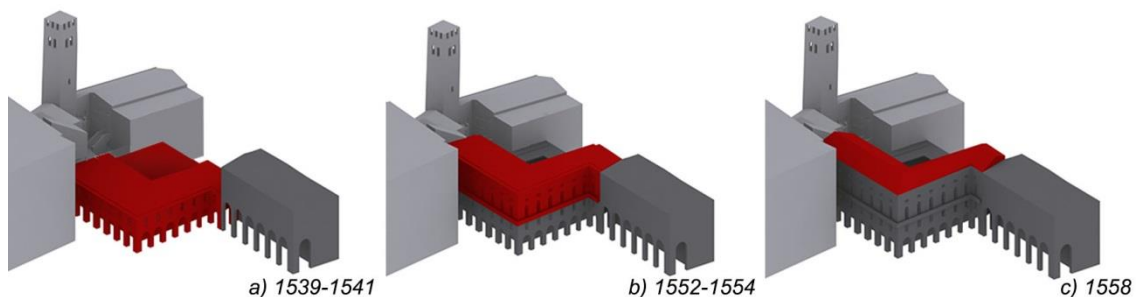


Figura 3.18: a) 1539-1541: Realizzazione del pian terreno e delle ali su Piazza delle Erbe fino alle finestre del secondo livello; b) 1552-1554: realizzazione degli ambienti principali del piano nobile, come la Sala del Consiglio, la Sala delle Udienze e la Cappella dei Nodari; c) 1558: La fabbrica raggiunge il tetto.

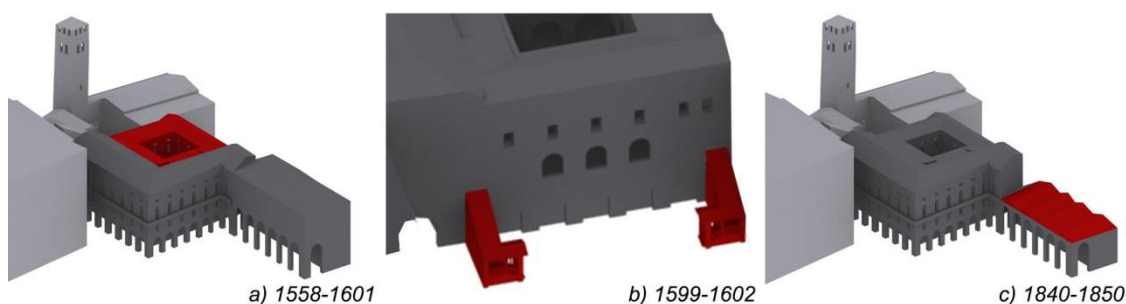


Figura 3.19: a) 1558-1601: completamento della cortesella e del cortile dorico su disegno del Moroni; b) 1599-1602: realizzazione o restauro delle scale che conducono alla cortesella; c) 1840-1850: demolizione dei due livelli del Fondaco delle Biade e realizzazione di una copertura provvisoria per le rimanenti arcate del piano terra.

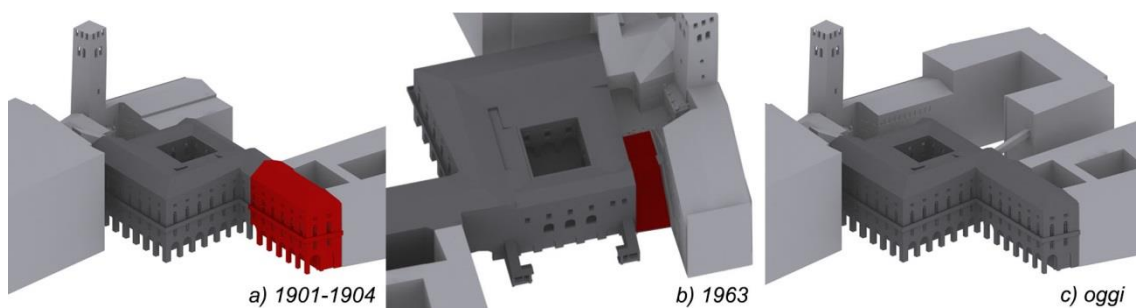


Figura 3.20: a) 1901-1904: realizzazione dell'Ala Moschini, secondo stralcio del progetto Lupati-Manfredini; b) 1963: realizzazione dello scalone d'onore per risolvere i problemi di collegamento tra il palazzo del Consiglio e Palazzo Moroni; c) lo stato attuale dell'aggregato con evidenziato le due unità oggetto di studio.

Capitolo 4

Documentazione fotografica

Al fine della valutazione di vulnerabilità sismica, così come per ogni intervento che riguardi edifici del patrimonio architettonico storico, risulta fondamentale la fase della conoscenza. Questa si espleta a vari livelli e ha il culmine nella redazione di un piano di indagini, ma ha inizio a partire da semplici sopralluoghi, grazie ai quali è possibile determinare la morfologia della fabbrica, le caratteristiche geometriche, le vulnerabilità, gli interventi non documentati, la presenza di beni di interesse storico ed artistico nonché lo stato di conservazione e di degrado.

I sopralluoghi effettuati a *Palazzo Moroni* e nell'*Ala Moschini* nei giorni 1 e 8 Aprile 2014, nonché nel 15 Novembre 2014, hanno portato alla realizzazione di più di mille fotografie, le quali sono risultate fondamentali soprattutto nell'individuazione dei beni artistici (cfr. § 4.3), nel rilievo materico-costruttivo (cfr. § 7.1) tanto più nel riconoscimento del quadro lesivo e dei degradi (cfr. § 7.2).

Di seguito si riportano solo alcune fotografie ai fini di una descrizione architettonica dei prospetti esterni e dei principali spazi interni del complesso, non trascurando di sottolineare la presenza di elementi di pregio. Questi, infatti, devono essere riconosciuti affinché vengano opportunamente valorizzati e salvaguardati. Per una documentazione più completa, si rimanda alle tavole grafiche correlate a questo capitolo, nelle quali le fotografie vengono riferite al rilievo geometrico del fabbricato per mezzo di elementi grafici detti *coni visuali*.

4.1 I prospetti

I prospetti di *Palazzo Moroni* verso *Piazza delle Erbe* sono realizzati in pietra d'Istria e presentano entrambi due ordini, ciascuno di due piani. L'ordine inferiore è costituito da posenti pilastri a bugne lisce sui quali si impostano archi e volte del secondo piano, lasciando un porticato a servizio dei viaggiatori e delle botteghe. Il secondo ordine comprende anch'esso due piani ed è composto da lesene doriche che reggono la cornice del tetto. Tra le lesene la superficie muraria è ancora una volta trattata a bugnato liscio, salvo nelle aperture necessarie alla fabbrica. Una lunga balconata corre attorno all'intero palazzo, separando il piano nobile dal mezzanino.

L'*Ala Moschini*, sebbene afferente a un periodo di realizzazione diverso, presenta in facciata le stesse peculiarità del palazzo cinquecentesco finora descritto, salvo per il prospetto est. I due palazzi sono collegati per mezzo del *Volto delle Fiorare*, praticamente indistinguibile da *Piazza delle Erbe* ma facilmente riconoscibile da *Via del Municipio*.

Diverso è il prospetto che si affaccia sulla corte interna del complesso. Questo presenta al pian terreno un continuo basamento rustico a bozze lisce con delle arcate, sopra le quali si impostano delle lesene, questa volta corinzie. Due scale coperte poste ai lati del prospetto portano al primo piano, dove trova spazio un cortile pensile.

Il cortile pensile ha grande pregio architettonico. È di pianta quadrata e ha posto nel mezzo una elegante vera da pozzo circolare. I quattro prospetti interni sono costituiti da colonne alveolate poste su dei piedistalli, le quali reggono un capitello di ordine dorico. A queste colonne sono frapposti archi che si impostano su piedritti, i quali sono opportunamente sagomati per accoglierle. I capitelli dorici reggono un conveniente ornato, sul quale si imposta il livello superiore. Questo, completamente liscio, non presenta che finestre con eleganti frontoni ed è coronato da una cornice a modiglioni¹. Il prospetto nord è probabilmente quello che ha subito più rimaneggiamenti a causa della recente realizzazione dello scalone. Tale prospetto non è rivestito in pietra e non è suddiviso in ordini come i precedenti.

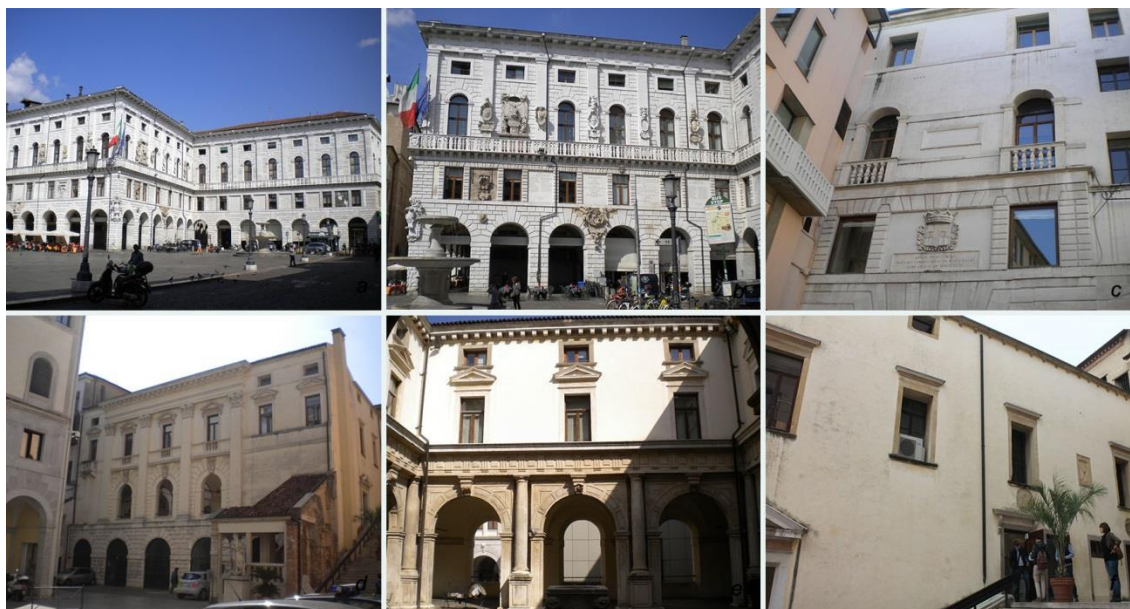


Figura 4.1: i prospetti esterni: a) Ala Moschini e Palazzo Moroni su Piazza delleErbe; b) facciata sud su Piazza delle Erbe; c) il Volto delle Fiorare su Via del Municipio; d) prospetto sud del palazzo cinquecentesco nella corte interna; e) prospetto sud del chiostro dorico; f) prospetto nord sullo scalone d'onore.

¹ [B19] G. A. Moschini, *Guida per la città di Padova*, Fratelli Gamba, Venezia, 1817, pp.210-218

L'unico elemento architettonico che presenta particolare rilievo è il portale dorico d'accesso alla *Sala del Consiglio*, posto sotto il volto che collega il palazzo cinquecentesco al contiguo *Palazzo degli Anziani*.

4.2 Gli spazi interni

Al pian terreno del palazzo cinquecentesco, dove oggi trova posto la sala espositiva, erano collocati in passato gli ambienti delle scuderie, nei quali grossi pilastri in muratura reggevano volte a crociera a costituire il primo orizzontamento. Su di queste si aprivano degli oculi, alcuni dei quali sono stati successivamente tamponati, che garantivano l'illuminazione naturale durante il giorno. Oggi tali ambienti sono sostanzialmente invariati, salvo alcuni cambiamenti nella suddivisione interna e l'inserimento di lucernari negli oculi a protezione dalle intemperie. Gli ambienti dei livelli successivi sono organizzati attorno al cortile pensile, in modo tale da garantire un affaccio pubblico sulle piazze e uno più riservato all'interno del cortile stesso. Da questo è possibile accedere direttamente alle sale *Giulio Bresciani Alvarez* e *Livio Paladin* poste al primo piano. La prima presenta una volta a padiglione tronco decorato a grottesche. La seconda presenta invece una volta a botte ribassata lunettata, ed è stata ricavata rispettando l'originale suddivisione degli spazi. La sala ospita il quadro di Pietro Damiani che venne trasferito nel palazzo già nel 1817. Le altre sale del primo livello presentano anch'esse un soffitto voltato, generalmente nella forma di volte a schifo.



Figura 4.2: a) gli ambienti delle scuderie al piano terra, oggi sale espositive; b) la reception al piano primo del volto delle Fiorare; c) ufficio al piano primo; d) la sala Livio Paladin; e) la sala Bresciani Alvarez; f) il portico del chiostro dorico con l'accesso alle sale.

I pavimenti del primo livello non sono più quelli originali in quanto, se non furono già stati sostituiti in precedenza, vennero certamente rifatti nel restauro del 2002².

Il secondo livello è il piano più nobile dell'edificio, dove trovano posto i principali ambienti di rappresentanza del comune e di maggior interesse storico, architettonico ed artistico. Tra tutte, la *Sala del Consiglio*, un tempo chiamata *Sala Verde*, rappresenta il centro della vita politica del Comune. Si tratta di una grande sala a doppia altezza, coronata da un controsoffitto ligneo con motivi a cassettoni. Sopra il primo ordine di finestre corre una lunga cornice che circonda tutta la stanza. Questa delimita una fascia appena sotto il controsoffitto sulla quale si susseguono dei riquadri con tracce di affreschi. Alle pareti sono posti otto quadri. Il portale d'ingresso che volge verso lo scalone reca in cima il drago verde, simbolo della corporazione dei notai, mentre un identico portale al lato opposto conducente alla *Sala della Giunta* è coronato dallo scudo crociato, stemma del Comune risalente al XII secolo. La *Sala della Giunta* presenta anch'essa un soffitto ligneo di pregio. La parete sud ospita un importante dipinto della fine XVII secolo, *S. Antonio benedice il territorio di Padova*.



Figura 4.3: a) sala d'ingresso al piano nobile; b) la sala conferenze stampa; c) l'ufficio del Sindaco; d) la Sala del Consiglio; e) la Sala dei Nodari; f) la Sala della Giunta.

² [T4] L. Giberti et al., *Palazzo Moroni, Progetto di restauro del Piano Primo*, 2002, tavv. 8-9

Nella sala sono presenti altri ritratti di Podestà e Sindaci che hanno governato la città. Nella piccola anticamera che mette in comunicazione la sala precedente con quella del Sindaco è presente un pannello riportante la serie cronologica dei «Podestà, Capitani, Rettori ed Assessori di Padova dal 1175 al 1866». La successiva *Sala del Sindaco* ospita alle pareti quadri di notevole pregio, alcuni attribuiti al giovane Tintoretto (1543-1544). Sicuramente, un degli ambienti di più pregio dell'intero palazzo è la *Sala dei Nodari*, collocata nell'ala nord. Si tratta di una chiesetta coronata da una volta a botte lunettata interamente affrescata. La pala d'altare, dal titolo *Vergine in Trono con il Bambino e Santi*, è di Domenico Campagnola ed è datata 1551. Al Campagnola tuttavia si attribuisce solamente un altro affresco collocato sulla lunetta ovest della cappella, pertanto il completamento dell'intero ciclo si ebbe solo nel secolo successivo per mano di Pietro Damini, sotto richiesta del Podestà Giovan Battista Nani (1618-1619)³. Per una descrizione più accurata di questo particolare ambiente si rimanda al paragrafo 4.3.2 *Affreschi*. Nella pianta di Andrea Pasini⁴, risalente al 1707, è esplicitamente richiesto che tre stanze contigue alla cappella non venissero dotate di mobilio dal momento che erano affrescate. Le prime due sono oggi degli uffici che non presentano alcuna decorazione, mentre nella terza, l'attuale *sala per le conferenze stampa*, sono stati rinvenuti alcune porzioni di affresco. Questa sala una volta doveva costituire un tutt'uno con quella al piano superiore, oggi *sala dei capigruppo*. Infatti, all'altezza del pavimento di quest'ultima, si rinvengono tutt'ora tracce di affresco della sala originale, tra le quali si può distinguere il blasone della famiglia Bernardo che colloca la realizzazione nei primi anni del XVII secolo⁵.

Il terzo livello ospita uffici, serviti da un corridoio. Nei sottotetti verso il cortile interno sono stati ricavati ambienti di servizio, come una sala specifica per accogliere gli impianti di climatizzazione ed un archivio.

L'*Ala Moschini*, contrariamente al palazzo cinquecentesco, non presenta ambienti di particolare interesse storico o artistico, dal momento che la sua relativamente recente realizzazione è dovuta alla necessità di disporre di ulteriori uffici. I tre piani sono organizzati alla stessa maniera: un lungo corridoio centrale serve gli ambienti di lavoro, che si affacciano ora su *Piazza delle Erbe*, ora su una corte interna.

³ [B13] P. L. Fantelli, *Gli affreschi della chiesetta dei Nodari nel Municipio di Padova*, Bollettino del Museo Civico di Padova, LXXIV, 1985, pp. 91-102

⁴ [A9] Andrea Pasini: *pianta del Piano Nobile del Palazzo del Podestà*, 20 giugno 1707 (Venezia, Biblioteca Correr, ,s. PD. C 2306/10)

⁵ [B16] R. Lamon, *Palazzo Moroni e gli edifici comunali circostanti*, Padova, 2008, pp. 28-37



Figura 4.4: a) ufficio al terzo piano del palazzo cinquecentesco; b) ufficio al terzo piano sopra la Sala della Giunta; c) ambienti di servizio nel sottotetto; d) corridoio al primo piano dell'Ala Moschini; e) ufficio nell'Ala Moschini al secondo piano; f) ufficio nell'ala Moschini al primo piano.

4.3 Individuazione dei beni di interesse artistico

4.3.1 Monumenti ed iscrizioni

Le facciate su *Piazza delle Erbe* presentano un gran numero di monumenti commemorativi e di iscrizioni. Sotto la balconata della facciata sud, tra le finestre del piano mezzanino, si trovano le lapidi commemorative dei padovani caduti nelle guerre d'Indipendenza ed una targa coi risultati del plebiscito veneto del 1866. Sopra il *volto delle Fiorare* è sita una lapide coi nomi dei padovani che parteciparono alla spedizione dei Mille. Allo stesso livello, nella facciata dell'*Ala Moschini*, delle epigrafi commemorano i caduti delle guerre d'Africa e d'Abissinia; altre targhe riportano le incursioni aeree nemiche in città durante la Grande Guerra e la mappa delle colonie italiane in epoca fascista. Sulla facciata lungo via *San Cassiano* un'epigrafe ricorda i soldati italiani caduti in Russia. Le facciate cinquecentesche sono inoltre ornate con le insegne gentilizie dei Rettori veneti sotto il cui governo si intrapresero le varie fasi costruttive. Altri monumenti vennero affissi dagli studenti dell'ateneo patavino in segno di riconoscenza dei Podestà. Questa pratica, diffusa a dismisura nel XVII secolo, portò a un pullulare di iscrizioni che inflissero seri problemi di tenuta alle pareti sottostanti, tanto che nel 1691 si adottarono le *Provisioni contro le pompe dei rettori*. Rimasero tuttavia alcune di esse, come il *Monumento a Domenico Gritti*, Podestà dal 1676 al 1677. Tale opera fu posta in facciata nel 1842 a celare una tamponatura della *Sala della Giunta*. Tra il terzo e il quarto arco della facciata sud si trova il *monumento ad Ermolao Barbaro* e sopra di esso, a destra, l'*armetta* dedicata

ad Antonio Caimo. Tra la prima e la seconda finestra del primo livello si trova una memoria dedicata ad Angelo Correr, Podestà nel 1609-1611. Nell'angolo tra la facciata sud ed ovest, al primo livello, è posto un grande monumento raffigurante lo stemma di Marcantonio Contarini, il quale promosse l'inizio dei lavori della fabbrica durante il suo podestariato (1539-1541). Sopra di esso, al secondo livello, lo stemma del Podestà Stefano Trevisan con la data 1555 testimonia la sua partecipazione nell'erezione di quella parte di fabbrica. Verso *Palazzo della Ragione*, un leone marciano del 1993 sostituisce l'originale del 1797, distrutto durante l'occupazione napoleonica. Sotto di esso si trova lo stemma di Marcantonio Grimani Podestà (1552-1554), mentre sempre nella stessa facciata è presente la statua della *giustizia in trono* di Tiziano Minio con inscritta la data *MDLII*. Un'iscrizione sotto le finestre rettangolari ricorda la realizzazione di quest'ala per mano di Nicolò da Ponte (1558-1559), il cui stemma si trova anche nella sommità angolare tra le due facciate, mentre un altro dello stesso si trova nella facciata meridionale. Tra la facciata di *Palazzo Moroni* e quella dell'*Ala Moschini* si trova uno stemma di Marino Cavalli (1562-1563).

All'interno del cortile pensile sono situate delle lapidi commemorative a ricordo di cittadini illustri.



Figura 4.5: alcuni tra i monumenti presenti nelle facciate e nel chiostro dorico: a) targa commemorativa dei caduti in Russia nella Seconda Guerra Mondiale, facciata su via S. Canziano; b) Stemma di Marcantonio Contarini (1539-1541), promotore della fabbrica, situato nell'angolo tra il prospetto sud ed ovest; c) Monumento dedicato ad Ermolao Barbaro, situato tra la terza e la quarta arcata della facciata Sud; d) Monumento a Domenico Gritti, posto in facciata a tamponatura di una finestra della Sala della Giunta nel 1842; e) Monumento a Carlo Cerato, chiostro dorico; f) monumento ad Andrea Meneghini, chiostro dorico.

Si tratta di Pietro de Silvestri (Rovigo 1803 - Padova 1875), Cardinale che fece dono della casa di Petrarca ad Arquà al Comune, Andrea Meneghini (Padova 1806-1870), esponente del Risorgimento italiano, Giovanni Cittadella Vigodarzere (Padova 1844-1917), letterato, storico e senatore, Francesco de Lazara (Padova 1805-1866), ultimo Podestà sotto dominazione austriaca e primo Presidente del Consiglio Provinciale, Carlo Tivaroni (Zara 1843 - Lido di Venezia 1906), docente di storia presso l'Università, Ferdinando Coletti (Tai di Cadore 1819 - Padova 1881), docente di medicina presso l'Università, Carlo Cerato (Padova 1813-1866), patriota e cospiratore, Emilio Morpurgo (Padova 1836-1885), deputato al parlamento, professore e rettore dell'Università patavina, Alberto Cavalletto (Padova 1813-1897), massimo esponente del patriottismo padovano⁶.

4.3.2 Affreschi

Il palazzo cinquecentesco racchiude al suo interno un cospicuo numero di pitture parietali in differente stato di conservazione. La sala *Giulio Bresciani Alverez*, al primo livello, presenta una decorazione a grottesche risalente probabilmente al periodo tra la fine del XIX e l'inizio del XX secolo. Lo stile, infatti, combina motivi cinquecenteschi con il gusto gotico, così come avviene ad esempio nelle decorazioni del *Palazzo delle Debite* e nello scalone del *Museo Civico* al Santo di Camillo Boito. Delle recenti indagini stratigrafiche hanno permesso di rintracciare l'originale intonaco presumibilmente seicentesco decorato a fresco.

Al piano nobile, una lunga sequenza di pitture parietali trova posto nella *Sala del Consiglio*, molte delle quali sono mancanti o illeggibili.

La *sala per le conferenze stampa* presenta anch'essa dei lacerti di affresco, i quali proseguono nella soprastante sala al terzo piano suggerendo, come già accennato, l'unitarietà di questi spazi in passato. Le vedute di Padova e Vicenza sono state attribuite a Ludovico Toeput detto Pozzoserrato, per la somiglianza con i paesaggi affrescati dallo stesso in *S. Giustina* a Padova e nel *convento di Praglia*⁷. *L'allegoria della Musica* e gli altri dipinti potrebbero essere di Gasparo Giona, come suggerisce il confronto con alcuni dipinti delle *stanze delle Edicole* del *Palazzo del Capitano*⁸ da lui eseguiti.

Di particolare pregio sono gli affreschi racchiusi nella *Sala dei Nodari*, oggi in buono stato di conservazione grazie al restauro del 2008. I lavori per la realizzazione della cappella risalgono al 1551 e furono affidati a Domenico Campagnola, come confermano i registri di cassa

⁶ *ibi*, pp. 10-17

⁷ [B18] *I Benedettini a Padova e nel territorio attraverso i secoli*, catalogo della mostra, Padova, 1980, a cura di M. Lucco e A. M. Spiazzi, p.318-319; [B15] D. Banzato, *la pittura fiamminga nel Veneto e nell'Emilia*, Verona, 1997

⁸ [B13] P. L. Fantelli, *Gli affreschi della chiesetta...*, op. cit., pp. 91-102

del Comune⁹. Ad egli si attribuisce di per certo la pala d'altare e la lunetta affrescata riportata sulla facciata contrapposta, raffigurante i Santi Daniele, Girolamo e Antonio unitamente a San Marco. L'affresco reca la data *MCCCCCLI*. I pennacchi a fianco della lunetta presentano dei putti e delle volute in finto stucco, probabilmente resti di una decorazione precedente. Essi infatti sono differenti dai pennacchi del lato est, dove dei putti son seduti su festoni di foglie e frutti. Nei riquadri alla base della volta sono rappresentati i santi Giovanni Evangelista, Paolo, Giacomo Maggiore ed un santo fino ad ora non identificato. Al centro della volta si staglia *San Giovanni Battista in gloria*. Nei riquadri in basso della parete est è presente San Nicola e San Prosdocimo, mentre nella parete speculare i due Vescovi non sono stati identificati. Le pareti lunghe ospitano episodi della vita del Battista: a nord *La nascita del Battista* è seguito da un riquadro irricognoscibile, in quanto assieme all'ultimo dipinto di questa parete fu strappato e ricollocato su pannelli di legno fissati con viti. Lo stemma del Podestà Giovanni Battista Nani (1618) interrompe la serie biblica, che riprende con *La predicazione ai Farisei e ai Sadducei* per terminare nel riquadro danneggiato con un episodio del Battista assieme ai Leviti. Sopra la finestra a sinistra ha luogo un'iscrizione del Collegio dei Notai mentre sopra quella a destra lo stemma di Stefano Tiepolo Podestà (1551). La serie riprende nella facciata sud con *Gesù che va al Battesimo, Il Battesimo di Cristo, La danza di Salomè* e la *decollazione del Battista*. Al centro della parete la serie è interrotta dallo stemma del Podestà Bernardo Venier (1564), mentre sopra l'unica finestra è collocato il blasone di Filippo Tron Capitano (1551). Lungo il registro inferiore della parete è dipinto un bancale ligneo alternato a riquadri con delle decorazioni¹⁰.

Varie sono le ipotesi circa l'attribuzione dei dipinti. Taluni attribuiscono l'intero ciclo al Campagnola e all'allievo Gasparo Giona¹¹, cosa cronologicamente inverosimile dal momento che uno morì nel 1564 e l'altro nacque nel 1568. Di recente, Pier Luigi Fantelli suggerisce un'attribuzione a Pietro Damini sulla base di uno scritto per mano di Giovanni de Lazara¹². È oramai assodata l'attribuzione al Campagnola della pala e dell'affresco della lunetta a nord.

Successivi restauri si sono susseguiti nel tempo per mani differenti. Si riporta in particolare quello di Giuseppe Cherubini del 1919, il quale fu chiamato non solo a ravvivare gli affreschi, ma anche a integrare con interventi pittorici. È il caso del dipinto *danza di Salomè*, dove la figura principale è stata reinterpretata in stile *liberty*.

⁹ [B24] E. Rigoni, *L'Architetto Andrea Moroni*, Padova, 1939, p.62.

¹⁰ [B15] R. Lamon, *La cappella Nodari a Palazzo Moroni*, Padova, 2009, pp. 9-23

¹¹ [B21] L. Puppi, G. Toffanin, *Guida di Padova, arte e storia tra via e piazze*, Edizioni Lint, 1983, p. 66

¹² [B13] P. L. Fantelli, *Gli affreschi ...*, op. cit., p. 96

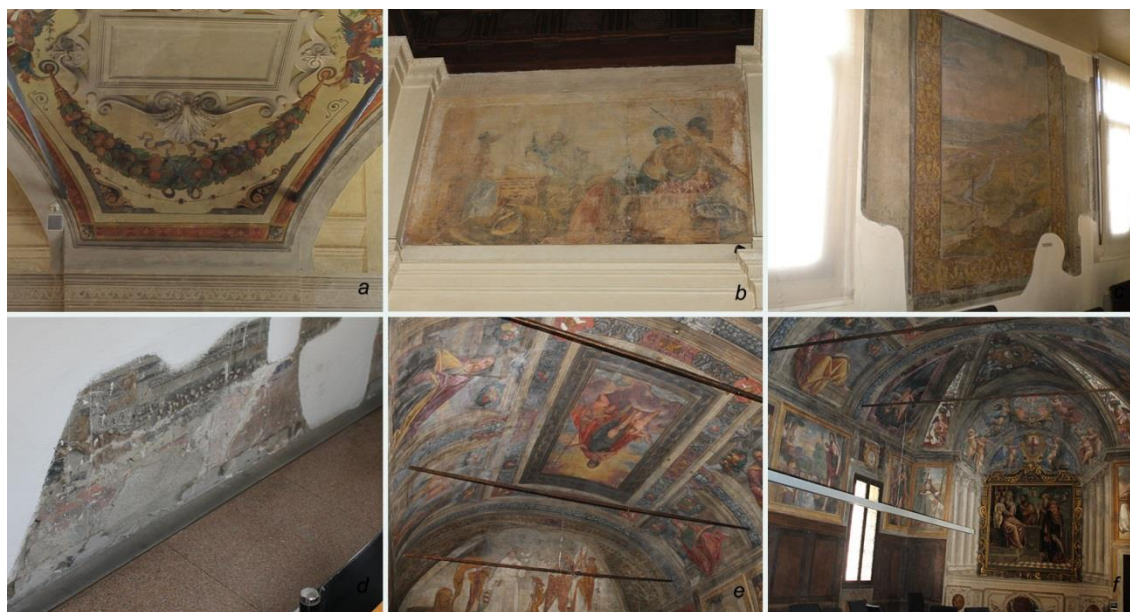


Figura 4.6: a) particolare delle decorazioni a festoni della Sala Bresciani Alvarez; b) affreschi nella Sala del Consiglio; c) lacerti di pittura parietale nella Sala Conferenze Stampa raffiguranti una veduta di Vicenza; d) lacerti di affresco nella sala dei Capigruppo suggeriscono che in passato la sala fosse un ambiente unico con la Sala conferenze stampa; e-f) affreschi nella Sala dei Nodari.

4.3.3 Quadri

Nella descrizione degli ambienti interni al palazzo si sono citate anche le opere pittoriche in essi allocate. Di seguito si riportano alcune informazioni sulle più ragguardevoli.

La *Sala Livio Paladin* ospita una grande tela di Pietro Damini, probabilmente del 1621, raffigurante la cerimonia dello *scambio del bastone di comando e delle chiavi di Padova tra i rettori, i fratelli Massimo e Silvestro Vallier*, succedutesi nell'incarico di Capitano in città nel 1619. La scena si svolge in Piazza dei Signori tra una folla festante in cui si riconosce facilmente la *Loggia del Consiglio* e il *Palazzo del Capitano*. In un recente studio, Benucci offre una nuova interpretazione del quadro, che raffigurerebbe invece il passaggio di consegne tra Zaccaria Vallier e Lorenzo Foscari, avvenuto a Padova nel 1629, spostando la datazione del telero al 1630-1631¹³.

Nella *Sala del Consiglio* sono presenti alle pareti otto quadri, facenti parte di un ciclo più ampio di ventiquattro ritratti di *Cesare e Cesaresse*, conservato al Museo Civico. Il tema di questi quadri, databili intorno al 1660, è un richiamo alla tradizione di studi storici sull'antichità romana.

Nella *Sala della Giunta* si trova un grande quadro datato tra la fine del XVII e l'inizio del XVIII secolo dal titolo *S. Antonio benedice il territorio di Padova*. Realizzato da un anonimo

¹³ Cfr. [B4] F. Benucci, *il quadro del Capitano in sala. Storia, comunicazione politica e immagine artistica: una rilettura del celebre telero civile di Pietro Damini*, in *Terra d'Este*, n. 36, 2008

pittore veneto, presenta un'iconografia piuttosto inconsueta per il Santo, colto nell'atto della benedizione del territorio comunale.

*Nell'Anticamera del Sindaco troviamo un'opera celebrativa del Podestà Federico Ranier datata 1597, dal titolo *Madonna con il Bambino in trono tra i SS. Antonio da Padova e Giustina a cui S. Marco presenta il podestà Federico Ranier*. Nella stessa sala sono presenti otto tele a soggetto mitologico recentemente attribuite al giovane Tintoretto (1543-1544) o a un suo imitatore, acquistate dal Museo nel 1968 grazie al lascito della contessa Giulia Giusti del Giardino.*

Molto interessante è la già citata pala d'altare della *Sala dei Nodari*, la *Vergine in trono con il Bambino e Santi* di Domenico Campagnola, datata 1551.

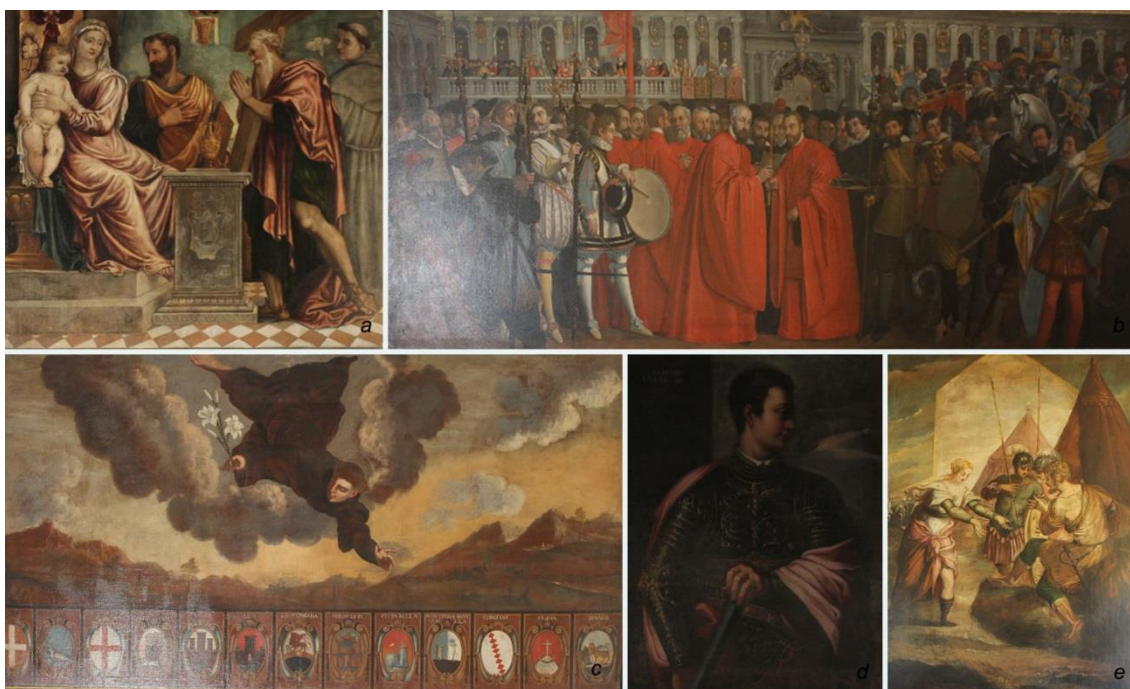


Figura 4.7: a) Pala d'Altare di Domenico Campagnola, Sala dei Nodari; b) Telero di Pietro Damini nella Sala Livio Paladin; c) Sant'Antonio Benedice il territorio di Padova, conservato nella Sala della Giunta; d) quadro facente parte del ciclo Cesare e Cesaressa nella Sala del Consiglio; e) Briseide rimprovera Achille, imitatore di Tintoretto, collocato nell'Anticamera del Sindaco.

4.3.4 Statue

Nel complesso non si trovano statue isolate, semmai monumenti in pietra alle pareti. L'unica eccezione è la statua presente nella corte interna nei pressi della scala ad edicola di sinistra. Si tratta della *Statua allegorica della Vecchia Padova*, opera di Giovan Battista Albanese (1573-1630), la quale presenta una corona di tre cerchi concentrici rappresentanti le mura della città. Un'altra statua, questa volta vincolata alla muratura, è posta in facciata verso il *Palazzo della Ragione*. Si tratta della *Giustizia in trono* di Tiziano Minio.

Capitolo 5

Rilievo geometrico dei manufatti

Il rilievo geometrico è necessario all'individuazione stereometrica della fabbrica e si attua con l'individuazione delle caratteristiche plano-altimetriche degli elementi costitutivi. A tal fine, le operazioni di rilievo dovranno concentrarsi sulla geometria delle murature, delle volte, dei solai e della copertura, sulla localizzazione di eventuali nicchie e tamponature e sulla tipologia delle fondazioni. Dal momento che l'analisi sismica si basa sulla realizzazione di un modello, il rilievo geometrico deve garantire l'identificazione dei punti significativi per la sua realizzazione, come le imposte degli orizzontamenti e dei sistemi archivoltati. La rappresentazione dei risultati dovrà essere effettuata per mezzo di elaborati grafici contenenti pianta e sezioni delle fondazioni, pianta di tutti i livelli di calpestio, pianta del sottotetto, pianta della copertura, rappresentazione dei prospetti interni ed esterni, sezioni longitudinali e trasversali in numero adeguato alla rappresentazione dell'edificio, particolari costruttivi¹.

5.1 Le piante

La rappresentazione planimetrica del *Complesso Moroni* si basa fondamentalmente su dei file CAD inerenti gli *Interventi di restauro e di risanamento conservativo dell'edificio comunale denominato "Palazzo Moroni" ai fini dell'adeguamento alle norme di prevenzione incendi*², risalente al Giugno 2012, che si riferiscono a loro volta ad un altro progetto di adeguamento normativo del 2000 redatto dallo studio Ing. Paolo Marchetto³. Entrambi gli elaborati forniscono le piante complete del secondo e del terzo livello del complesso, mentre quelle del piano terra e del piano primo sono mancanti laddove la proprietà non è del Comune di Padova. La pianta del sottotetto viene riportata solo per l'*Ala Moschini*, mentre la pianta della copertura è mancante così come non si hanno informazioni sulla geometria e tipologia delle fondazioni.

¹ [N3] Linee Guida, Schema di Capitolato Prestazionale, §4.

² [T3] Arch. Laura Ghiberti, Geom. Rossella Marcante, *progetto definitivo - Interventi di restauro e di risanamento conservativo dell'edificio comunale denominato "Palazzo Moroni" ai fini dell'adeguamento alle norme di prevenzione incendi*, Giugno 2012, tavv. 1-4

³ [T5] Studio Ing. Paolo Marchetto, *Adeguamento normativo sede municipale, richiesta di parere preventivo vv. f. attività n.43-64-82-83-90-91/DM. 16/02/82*, Giugno 2000, tav. 2

I rilievi in loco, eseguiti nelle giornate di 1 e 8 Maggio 2014 con l'ausilio di cordelle metriche e distanziometri laser, sono risultati fondamentali per appianare le incongruenze e le mancanze della documentazione grafica di partenza. Essi infatti hanno permesso di verificare le principali misure degli ambienti, che talvolta si distaccavano sensibilmente dai valori riscontrati nei file CAD, consentendone un'opportuna correzione.

Gli elaborati relativi al recente restauro⁴ del piano primo sono invece in grado di restituire una precisa misurazione degli elementi architettonici, tuttavia limitata solo a questo piano.

Un tentativo di ricostruzione della geometria mancante al pian terreno è stato effettuato con una visura catastale degli immobili che si affacciano su *Piazza delle Erbe*: sebbene alcuni degli esercizi commerciali che hanno sede sotto i portici del palazzo siano stati identificati da questa procedura, il collocamento di essi nelle piante del complesso risulta difficile, e pertanto è stato effettuato solo laddove si fosse certi del risultato.

Per quanto riguarda le piante del sottotetto di *Palazzo Moroni* e le piante della copertura del complesso, l'assenza di elaborati grafici ne ha richiesto la ricostruzione della geometria; l'ingombro dell'edificio è stato dedotto dai piani sottostanti mentre l'orditura del tetto è stata determinata dal rilievo eseguito in data 8 Maggio 2014.

5.2 I prospetti

I prospetti esterni, non presenti nei progetti sopra citati, si basano sui disegni contenuti in *Padova: i rilievi del centro storico*⁵. Il volume, tuttavia, non contiene al suo interno la restituzione grafica dei prospetti del chiostro dorico, sicché questi sono stati ricavati con delle tecniche di fotorestituzione prospettica. Gli elaborati così ottenuti sono stati calibrati mediante rilievo in loco delle misure.

5.3 Le sezioni

Le uniche sezioni a nostra disposizione sono fornite dal progetto Marchetto del 2000. Si tratta di una sezione trasversale dell'*Ala Moschini* e una trasversale alla *Sala del Consiglio*, entrambe mancanti del piano terra ove non di proprietà del Comune. Tutte e due presentano

⁴ [T4] Arch. Laura Ghiberti *et al.*, *Palazzo Moroni – progetto di restauro piano primo*, Dicembre 2002, tav. 5

⁵ [B11] G. Croce (a cura di), *Padova: i rilievi del centro storico*, Padova, 1988

delle discrepanze rispetto i prospetti e le piante, le quali sono state appianate ancora una volta grazie al rilievo diretto del manufatto.

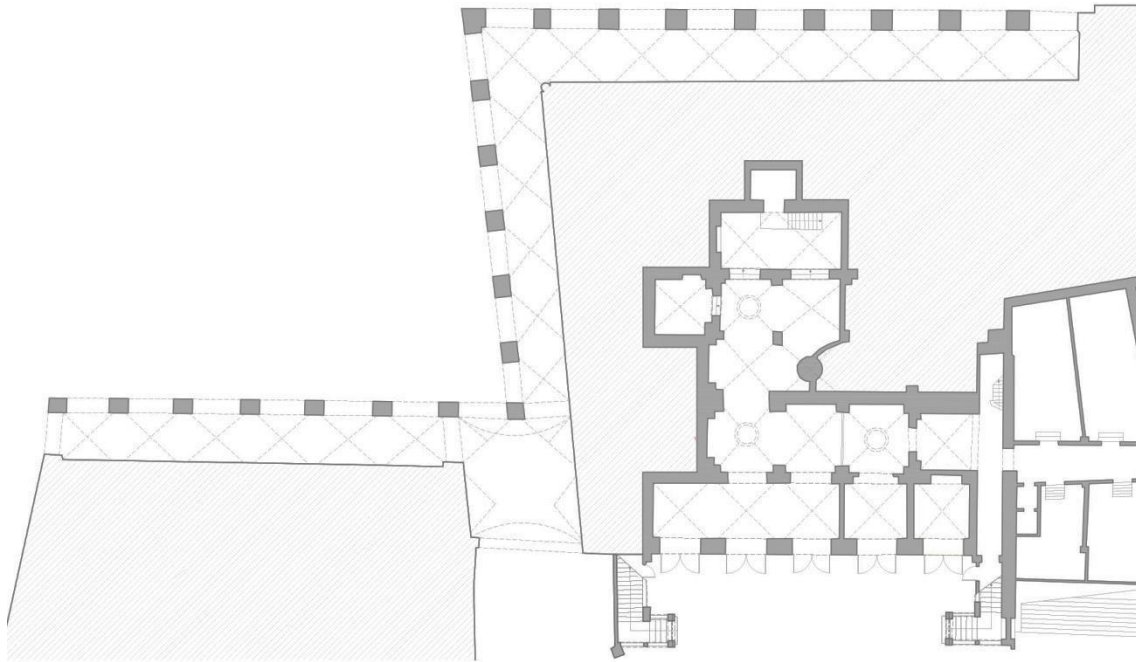


Figura 5.1: pianta del piano terra.

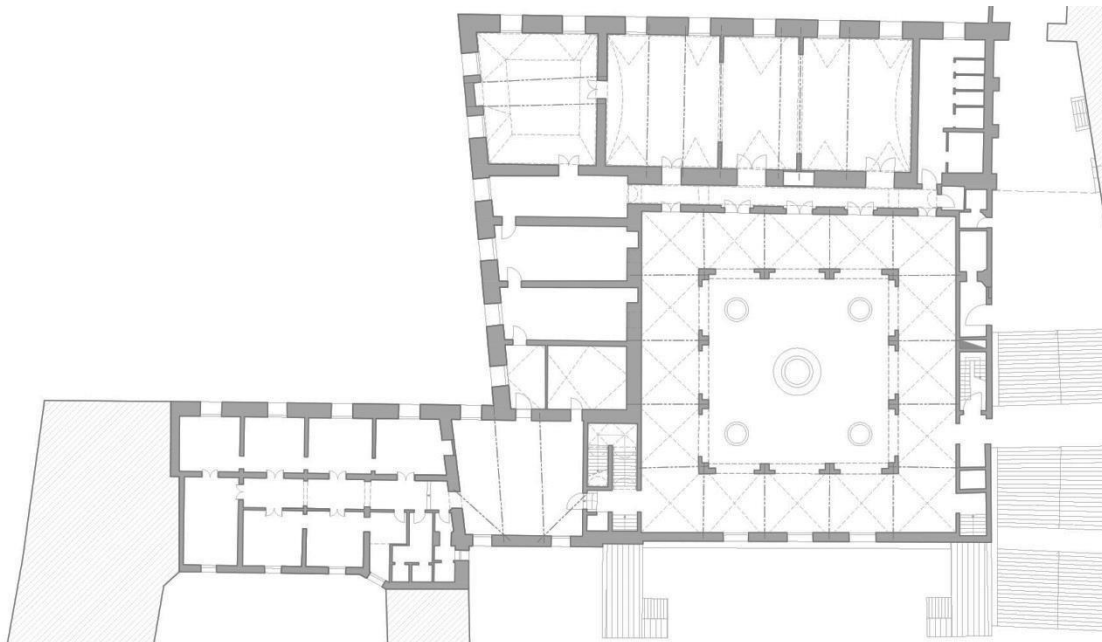


Figura 5.2: pianta del piano primo.

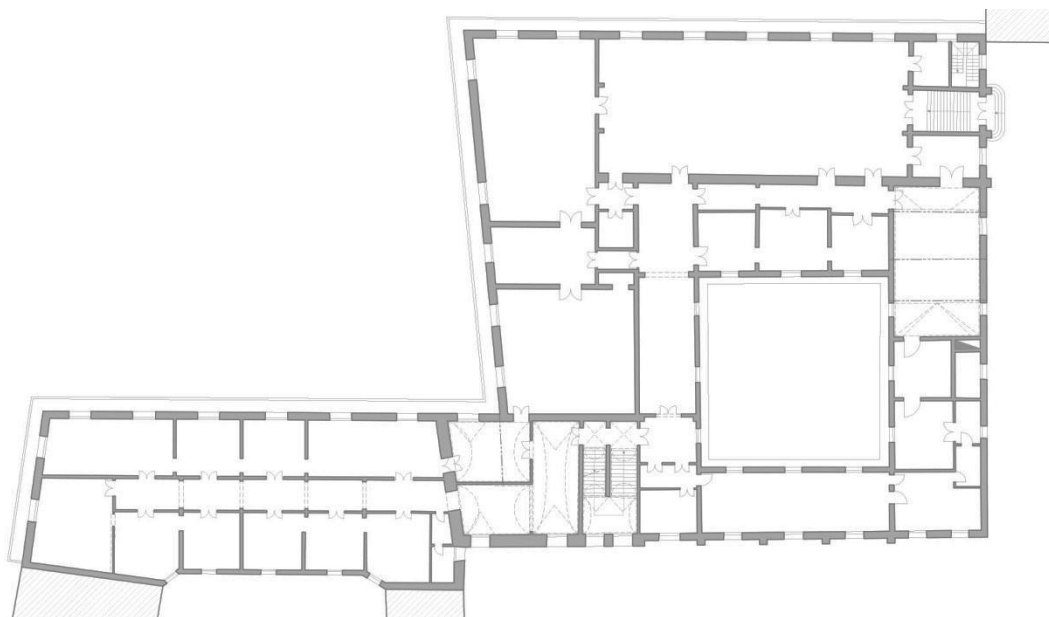


Figura 5.3: pianta del piano secondo.

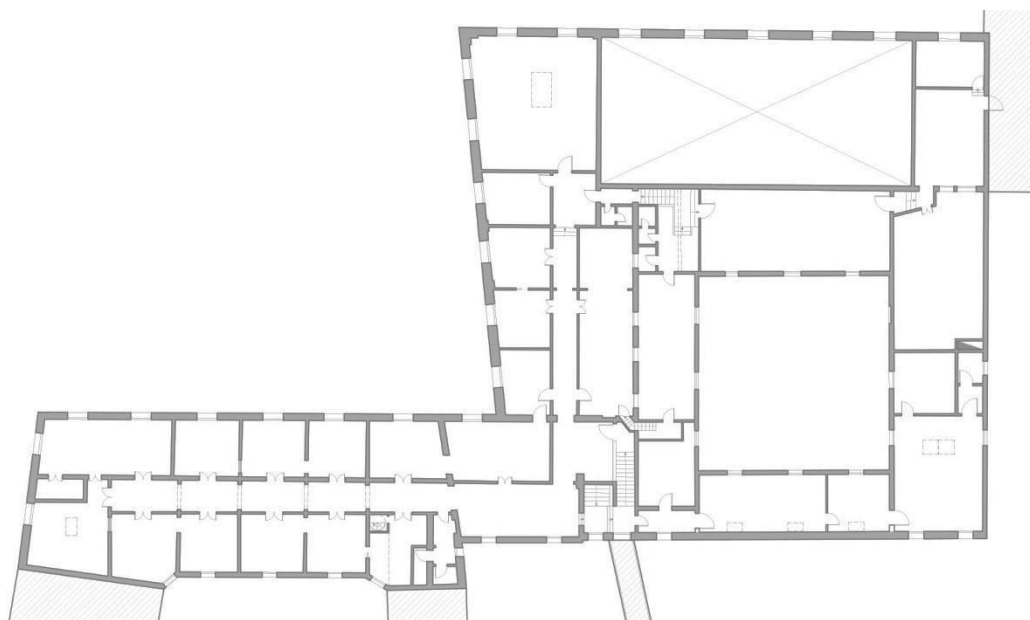


Figura 5.4: pianta del piano terzo.

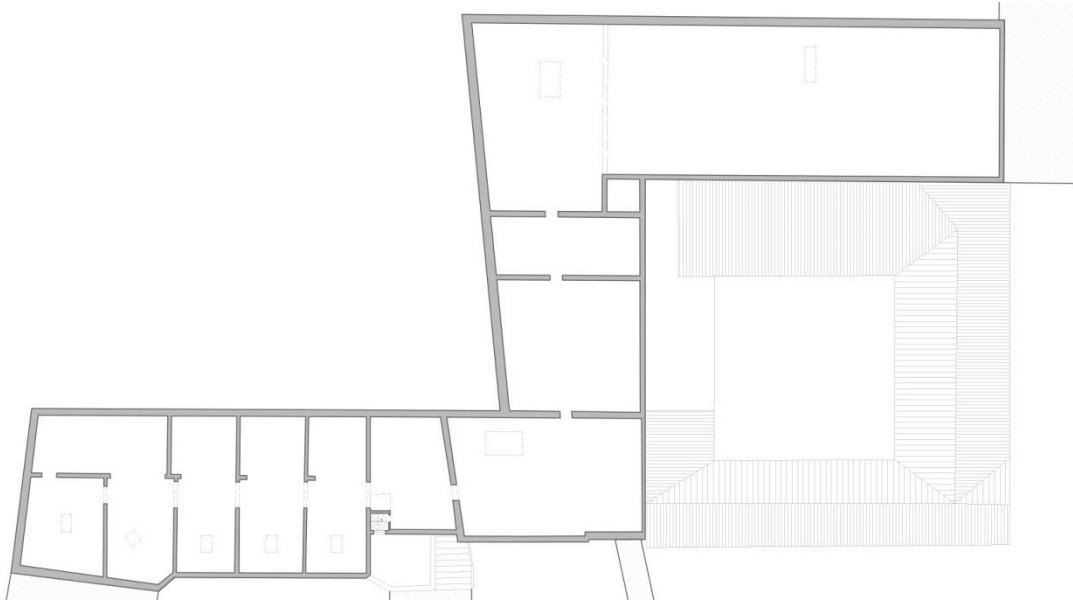


Figura 5.5: pianta del sottotetto.

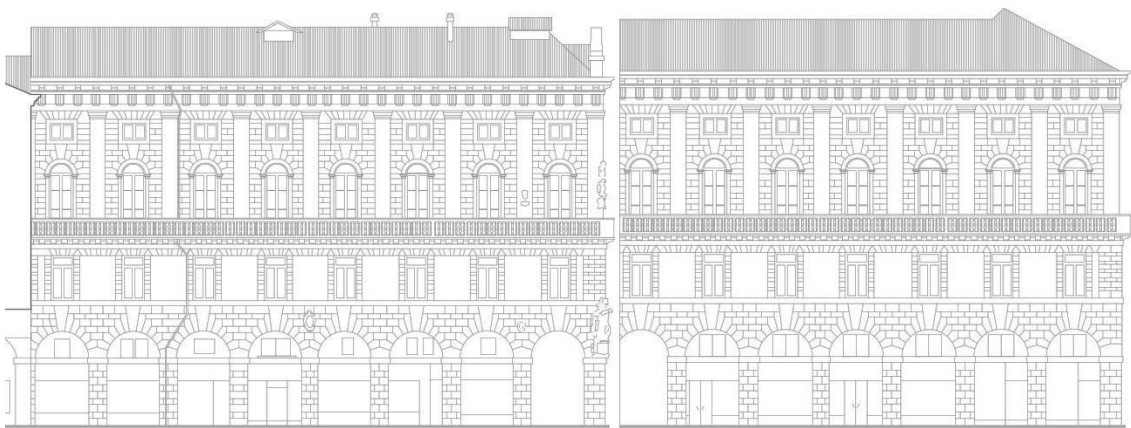


Figura 5.6: prospetti ovest su Piazza delle Erbe.



Figura 5.7: prospetti sud su Piazza delle Erbe.



Figura 5.8: prospetto Sud su Via del Municipio e sulla corte interna

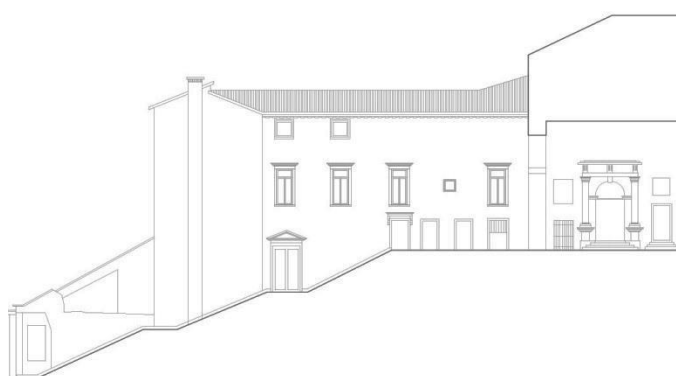


Figura 5.9: prospetto Nord verso il Palazzo degli Anziani.

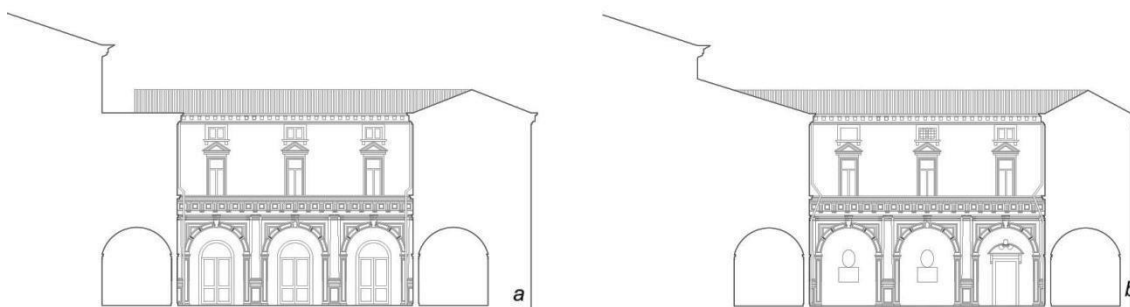


Figura 5.10: prospetti del chiostro dorico interno: a) prospetto occidentale; b) prospetto nord

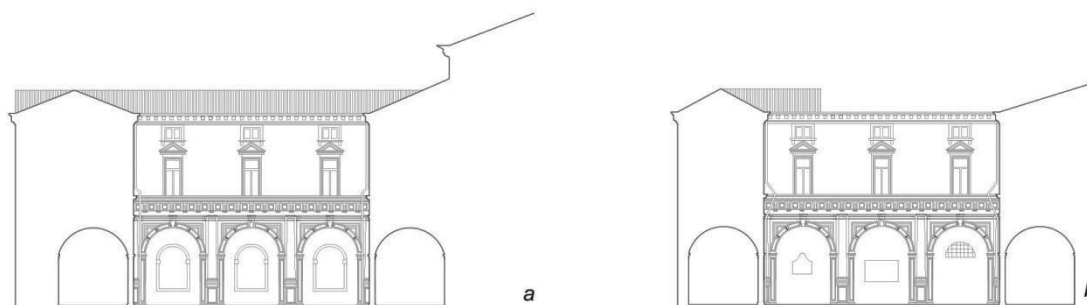


Figura 5.11: prospetti del chiostro dorico interno: a) prospetto orientale; b) prospetto meridionale.

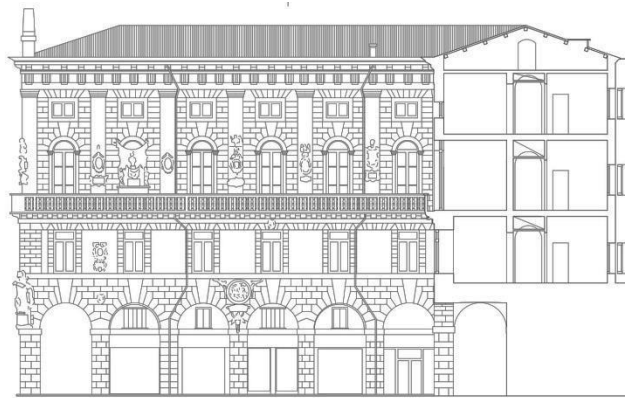
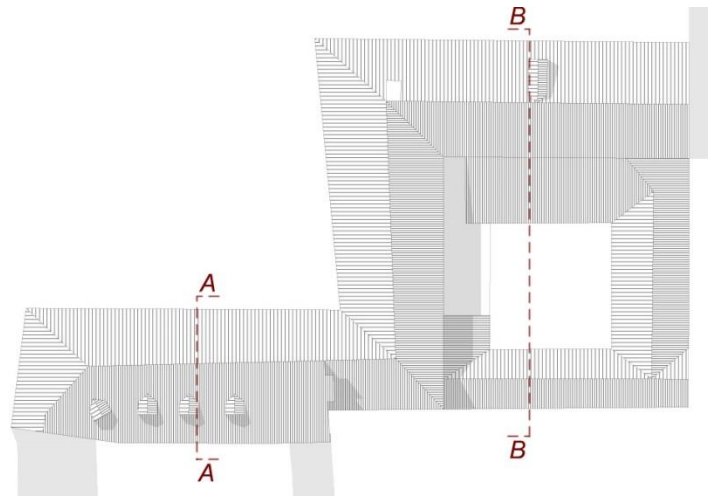


Figura 5.12: sezione AA.

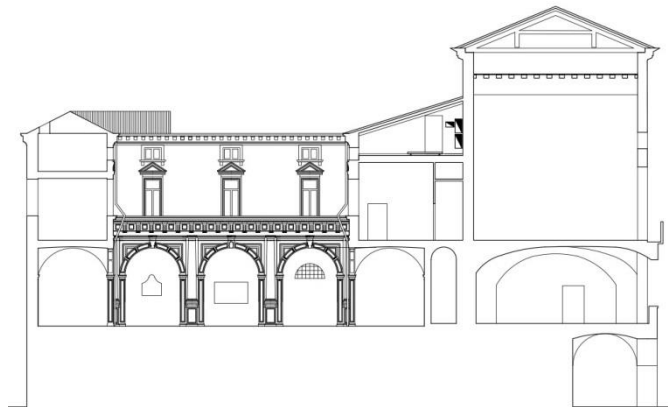


Figura 5.13: sezione BB.

Capitolo 6

Diagnosi sul campo e in laboratorio

La diagnosi rientra tra le operazioni che si rendono necessarie al fine della conoscenza del corpo di fabbrica per la valutazione nei confronti della sicurezza sismica nonché della sicurezza strutturale in via generale¹. L'obiettivo finale da perseguirsi in questa fase è da un lato la *caratterizzazione meccanica dei materiali*, dall'altro il *rilievo materico costruttivo e lo stato di conservazione* della fabbrica.

Il rilievo materico costruttivo deve permettere di individuare completamente l'organismo resistente della fabbrica, tenendo presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi. Questa operazione richiede l'acquisizione di informazioni spesso celate, che può essere soddisfatta mediante tecniche di indagine non distruttive di tipo indiretto o per mezzo di ispezioni dirette debolmente distruttive. Di fondamentale importanza è la scelta del numero, della tipologia e della collocazione delle prove. Infatti, l'interesse principale di questa fase di indagine si scontra spesso con il principio di conservazione, dal momento che le prove forniscono più informazioni quanto più sono invasive. Per una corretta conoscenza, le prove dovrebbero essere adottate in modo diffuso, ma per il loro eventuale impatto e per motivazioni di tipo economico esse andranno impiegate solo se ben motivate. Dal momento che gli edifici oggetto di studio sono realizzati in muratura portante, particolare attenzione dovrà essere riservata alla valutazione della qualità muraria, valutando la rispondenza dei paramenti ai parametri della *Regola dell'Arte*. Il rilievo materico costruttivo, infine, dovrà valutare la qualità dei collegamenti tra i paramenti murari, indagare l'eventuale presenza di elementi di discontinuità quali cavedi e canne fumarie, stabilire la tipologia di solai e coperture e valutare la qualità dei collegamenti tra i vari componenti del sistema resistente.

La caratterizzazione meccanica dei materiali, invece, è finalizzata alla conoscenza dei parametri meccanici di deformabilità e resistenza dei materiali, necessari per la modellazione del comportamento strutturale.

Tale aspetto, per gli edifici in muratura, è direttamente correlato al rilievo materico. Infatti, attraverso le tabelle C8A.2.1 della Circolare applicativa delle Norme Tecniche, è possibile attribuire una classe tipologica ad ogni elemento in muratura a partire dalle caratteristiche

¹ [N3] Linee Guida, Schema di capitolato prestazionale, § 5

costruttive riscontrate. In funzione delle modalità di assemblaggio, dei dettagli costruttivi e dello stato di conservazione, sarà infine possibile individuare i parametri correttivi da applicarsi ai valori meccanici della muratura in questione, attraverso la tabella C8A.2.2.

La misura diretta dei parametri meccanici non può essere eseguita se non attraverso prove debolmente distruttive o distruttive. In particolare, lo Schema di capitolato prestazionale stabilisce che per la determinazione del modulo elastico normale sia necessaria una prova di *martinetto piatto doppio* mentre per la determinazione della resistenza del modulo a taglio si può far ricorso a *prova a compressione diagonale* su pannello quadrato oppure a *prova di taglio compressione*. La realizzazione di queste prove, tuttavia, deve essere ben giustificata, non solo dall'utilizzo dei dati nella modellazione, ma anche e soprattutto dal fatto di essere discriminanti nei confronti della valutazione o della scelta dell'intervento. In assenza di alcun dato di tipo sperimentale, si potrà far riferimento ai valori tabellari della Circolare, fornendo le idonee documentazioni giustificative.

Per il caso oggetto di studio non è stato possibile attuare un piano di indagini, sia per il fatto che i palazzi presentano ambienti di interesse storico e artistico che devono essere tutelati, sia a causa di fattori logistici ed economici. Palazzo Moroni e Ala Moschini, infatti, ospitano uffici comunali aperti tutta la settimana, l'accesso ai quali deve essere costantemente autorizzato, dal momento che trattano dati sensibili. Gli ambienti nobili del palazzo cinquecentesco, inoltre, ospitano le assemblee delle principali istituzioni cittadine, nonché sono spesso sede di conferenze, convegni, matrimoni, esposizioni e celebrazioni. Infine, ammettendo che fosse possibile organizzare il piano di indagini, la realizzazione delle prove sarebbe fortemente limitata per questioni di tipo economico, legate al costo delle indagini e delle strumentazioni adottate.

Ciò nonostante, alla luce dell'importanza della fase di conoscenza richiamata tanto dalle Norme Tecniche quanto dalle Linee Guida, si propone in questa sede un piano di indagini atto a definire le caratteristiche meccaniche delle principali tipologie murarie riscontrate e a indagare le incertezze del rilievo costruttivo (tipologia degli orizzontamenti, qualità degli ammassamenti, individuazione di interventi non documentati...).

Si ricorda, infine, che le Norme Tecniche prevedono la riduzione dei parametri di resistenza attraverso il *Fattore di Confidenza* in funzione del *Livello di Conoscenza* raggiunto. Più alto sarà il *Livello di Conoscenza*, minore sarà lo sconto sui parametri meccanici, il che si traduce nella progettazione di interventi meno onerosi sia dal punto di vista economico che dal punto di vista dell'invasività.

6.1 Proposta di piano d'indagine per Palazzo Moroni e Ala Moschini

6.1.1 *Il rilievo materico costruttivo e lo stato di conservazione*

Come già è stato ribadito, molte sono le incognite del rilievo costruttivo negli edifici oggetto di studio. In particolare, gli obiettivi che si vogliono perseguire attraverso il piano di indagine sono i seguenti:

- Individuazione della tipologia e dello stato di conservazione delle fondazioni
- Caratterizzazione geotecnica, geologica e idrogeologica dei terreni di fondazione
- Valutazione del grado di ammorsamento tra i paramenti murari
- Valutazione del grado di collegamento tra i solai e i paramenti murari
- Valutazione della qualità muraria e degli elementi resistenti in generale
- Individuazione di interventi pregressi non documentati (abbattimento di murature portanti con eventuale inserimento di elementi portanti orizzontali, consolidamento di solai, rifacimento di solai e coperture in cemento armato o laterocemento, presenza di cordoli in cemento armato nello spessore murario...)
- Valutazione dello stato di conservazione degli elementi di interesse storico ed artistico
- Valutazione dell'efficienza dei presidi sismici esistenti attraverso individuazione del tiro nelle catene e individuazione dei capichave (il più delle volte celati alla vista)
- Individuazione della tipologia e dell'orditura dei solai
- Verifica dell'ipotesi di volte non strutturali al secondo piano nel *Volto delle Fiorare*
- Valutazione dello stato di conservazione di elementi portanti lignei

A tal fine, le prove *non distruttive* individuate nel piano di indagini sono: prove soniche, endoscopie, indagini con Georadar, indagini magnetometriche con Pacometro, indagini sclerometriche, prove dinamiche su catene, indagini termografiche, monitoraggio, indagini con Resistograph, indagini con Igrometro da legno.

Le prove *debolmente distruttive* sono: carotaggi geotecnici, carotaggi con prelievo di malta, ispezioni su fondazioni con pozzetto, scassi e scarifiche.

6.1.1.1 Prove soniche

Le prove soniche si basano sulla teoria della propagazione delle onde elastiche di compressione generate da un breve impatto elasto-meccanico sulla superficie di un mezzo teoricamente omogeneo ed isotropo. Essendo la muratura un materiale che non verifica queste ipotesi, le prove vengono effettuate su più punti di una griglia in un'area omogenea di muratura.

Queste prove indagano il tempo che impiega un'onda sonora, generata da un martello standardizzato, a raggiungere un altro punto del paramento murario in cui è situato un elemento ricevente. Conoscendo la distanza tra le due strumentazioni sarà possibile derivare la velocità di trasmissione del suono attraverso il paramento murario. Dal momento che la velocità del suono è correlata alla densità e al Modulo di Young del mezzo che attraversa tramite la formula $v = \sqrt{E/\rho}$, maggiore saranno i valori di velocità derivata, minore sarà la presenza di vuoti ed irregolarità all'interno del paramento e dunque maggiore sarà la qualità complessiva della muratura.

Sebbene si siano effettuati più studi sull'argomento, la velocità di propagazione del suono nella muratura non può essere correlata in modo diretto alle proprietà della muratura quali resistenza meccanica e stato tensionale. Le prove soniche, dunque, forniscono piuttosto indicazioni qualitative, con particolare attitudine nell'individuazione di vuoti, irregolarità e disomogeneità all'interno del paramento. L'unico caso in cui possono assumere carattere quantitativo è quando vengono utilizzate per valutare l'efficacia di interventi di iniezione, comparando i valori rilevati prima e dopo l'intervento.

A seconda della griglia di punti su cui si effettuano le misurazioni, nonché del posizionamento dell'emittente e del ricevente, le prove soniche possono essere realizzate in più modalità:

- Prova sonica diretta o in trasparenza: emittente e ricevente si trovano nelle facce opposte del paramento murario, sicché l'onda sonora attraversa la muratura per l'intero spessore. Questa modalità più di tutte fornisce indicazioni sulla sezione muraria;
- Prova sonica semidiretta o radiale: emittente e ricevente si trovano su due facce che convergono sullo stesso spigolo. Le informazioni ottenute generalmente non sono molto rilevanti;
- Prova sonica indiretta o superficiale: emittente e ricevente sono posti sulla stessa faccia del paramento murario, con la conseguenza che la prova assume poca rilevanza nell'indagine della sezione muraria;
- Tomografia sonica: questa modalità di esecuzione delle prove soniche, basata sulla combinazione di acquisizioni su più direzioni in una stessa sezione, permette più di tutto di indagare la sezione di setti murari e pilastri. Un accurato lavoro di sintesi dei dati permette l'individuazione della distribuzione delle velocità all'interno della sezione.

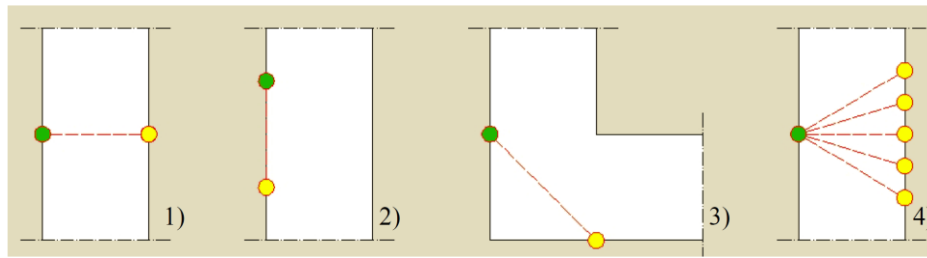


Figura 6.1: [S28] modalità di realizzazione delle prove soniche: 1) diretta; 2) indiretta; 3) semidiretta; 4) tomografia.

6.1.1.2 Endoscopia

Le prove endoscopiche si realizzano con uno strumento a fibre ottiche di dimensioni molto limitate, detto endoscopio, che è in grado di registrare e trasmettere immagini ad un terminale. L'endoscopio è di per sé uno strumento non invasivo, che permette di indagare la sezione muraria sfruttando eventuali cavità esistenti o attraverso la realizzazione di un foro *ad hoc*. In quest'ultimo caso la prova assume carattere debolmente distruttivo, ma può essere giustificata se lo stesso carotaggio (o microcarotaggio) viene utilizzato per la caratterizzazione chimico-fisica dei materiali costituenti. L'endoscopio può essere utilizzato, inoltre, per l'identificazione di elementi strutturali nascosti, come ad esempio i solai celati da controsoffitti.

6.1.1.3 Indagini con Georadar

Le indagini con Georadar fanno parte delle metodologie di diagnostica non invasive, basate sull'analisi di un campo elettromagnetico. In particolare, il Georadar è costituito da due antenne, un *Transmitter* «T» che invia impulsi elettromagnetici attraverso il mezzo da indagare, ed un *Receiver* «R» che raccoglie le informazioni sulle onde riflesse. Attraverso delle considerazioni riguardo il tempo necessario affinché i flussi attraversino tutta la sezione e siano captati dal *Receiver* come echi di ritorno, è possibile valutare la posizione dei singoli ostacoli². I campi di applicazione sono molteplici e vari, in quanto variando la frequenza delle onde trasmesse, e di conseguenza la tipologia di strumentazione adottata, è possibile indagare più o meno in profondità, con risoluzioni differenti. Le indagini con Georadar che si realizzano in campo ingegneristico interessano un *range* di frequenze che va dai 900 MHz ai 2 GHz. Esse possono essere utilizzate nell'individuazione di vuoti o cavità, sia a livello delle fondazioni che nei paramenti stessi, nell'individuazione di elementi strutturali nascosti in murature e orizzontamenti, nell'individuazione della tessitura muraria in paramenti con pitture parietali,

² [S17] M. Marchisio *et al.*, *Diagnostica non pervasiva con metodologie dinamiche di origine geofisica sulle strutture murarie di edifici monumentali*

nell'individuazione di irregolarità in generale. Particolare attenzione dovrà essere riservata nell'interpretazione dei risultati, specialmente in relazione al fatto che l'acqua costituisce un riflettore ideale. Per tale motivo, le prove possono essere fortemente condizionate dalla presenza di umidità nella muratura. D'altro canto, possono essere utilizzate proprio nell'individuazione dell'acqua.

Come le prove soniche, le prove con Georadar possono essere realizzate in più modalità. A seconda dell'oggetto da indagare si distingue la modalità monostatica, dove T e R sono congiunti, la modalità bistatica che permette di eseguire tomografie, dove T e R sono disgiunti, la modalità in continuo con odometro o in continuo con GPS³.

6.1.1.4 Indagini magnetometriche con Pacometro

Le indagini pacometriche consistono nella misura del campo magnetico determinato dalla presenza di armature d'acciaio in vicinanza della superficie del calcestruzzo degli elementi strutturali. Tali prove consentono di leggere la posizione delle armature così da consentire una stima della misura dell'interferro e del copriferro delle armature longitudinali, nonché del passo delle staffe. La stima del valore del copriferro nonché il diametro delle barre è molto incerta, pertanto si consiglia di accertarne le dimensioni con piccoli saggi ed estendere i risultati mediante queste prove. Se si vuole determinare anche la dimensione dei ferri sarà necessario rimuovere l'eventuale strato di intonaco, mentre se si vuole provare la sola presenza di barre di armatura o di qualsiasi altro elemento metallico (come ad esempio un capochiave) ciò può non essere necessario⁴.

6.1.1.5 Indagini sclerometriche

Questo genere di indagini è finalizzato alla determinazione della resistenza del calcestruzzo tramite la misura della durezza superficiale, mediante valutazione del rimbalzo di una sfera metallica contenuta in un apposito cilindro cavo. Si tratta di prove non distruttive e di facile realizzazione, sebbene i valori che restituiscono risultano essere poco significativi se non abbinati ad altre prove. L'indice di rimbalzo deve essere valutato come la media sul numero di battute eseguite su un'area in assenza di asperità. Questo sarà poi relazionato a parametri di resistenza del calcestruzzo attraverso le tabelle di correlazione dello strumento, che tengono

³ [S12] Deiana Rita, *Il Georadar e la Termografia, metodi EM per la diagnostica non invasiva*, dispensa per il corso di Restauro e Laboratorio tenuto dalla prof. Maria Rosa Valluzzi presso il dipartimento ICEA dell'Università degli Studi di Padova, AA. 2013-2014

⁴ [S13] Dipartimento Protezione Civile, ReLUI, AGI, ALGI, ALIG, *Linee Guida per modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione, miglioramento e ricostruzione di edifici inagibili*, § 2.3.1.1.

conto dell'angolo di esecuzione della prova, da sincerarsi che sia il più possibile di 90° rispetto alla superficie, e dell'eventuale carbonatazione dello strato superficiale⁵.

6.1.1.6 Prove dinamiche su catene

Le prove dinamiche su catene sono un metodo indiretto e non invasivo per la determinazione del tiro dei presidi, che si basa sull'individuazione della prima frequenza propria di vibrazione della catena e sul calcolo della tensione attraverso la teoria dei fili tesi.

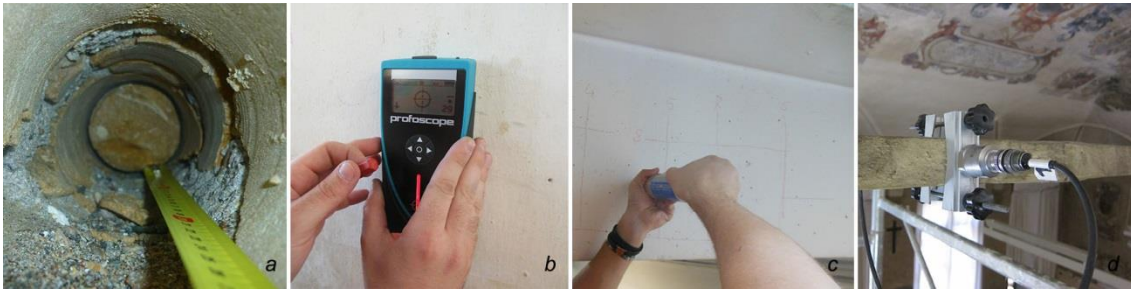


Figura 6.2: [W7] a) videoendoscopia; b) prova con pacometro; c) prova con sclerometro; d) prove dinamiche su catene.

6.1.1.7 Indagini termografiche

Le indagini termografiche si basano sul principio fisico che la superficie di ogni corpo emette energia sotto forma di radiazione elettromagnetica, in modo proporzionale alla sua temperatura (Legge di Stefan-Boltzmann). La termografia rileva e suddivide le radiazioni emesse spontaneamente dai singoli punti di un corpo in un certo istante. Il risultato è un'immagine termica dell'oggetto indagato, visualizzabile attraverso scale di colori ad ognuno dei quali corrisponde un intervallo di temperatura. La profondità di indagine nonché la nitidezza dell'immagine sono funzione della sollecitazione termica che si è in grado di fornire all'oggetto indagato. A tal proposito, l'analisi termografica può essere attuata nella modalità attiva, quando il gradiente termico è forzato artificialmente, o passiva, quando si analizzano gli effetti di cicli termici (insolazione e successivo raffreddamento). A seconda del gradiente termico, dunque, l'indagine può interessare i soli strati superficiali fino a qualche centimetro nello spessore del paramento murario. Le termografie sono per nulla invasive, e pertanto sono molto versatili nel campo dei beni culturali nell'individuazione di vuoti o cavità, inclusioni di differenti materiali, presenza di impianti, tessitura muraria, fessure e presenza di umidità⁶.

⁵ *Ibi*, § 2.3.1.2.

⁶ [S8] L. Binda et al., *Tecniche di indagine e progetto delle indagini per la diagnostica strutturale*, in *Il progetto di conservazione: linee metodologiche per le analisi preliminari, l'intervento, il controllo di efficacia*, Alinea Editrice, 2002, pp. 97-197

6.1.1.8 Indagini con Resistograph

Il Resistograph è uno strumento che si può considerare non invasivo atto ad indagare a qualità e lo stato di conservazione di strutture lignee. Esso è in grado di registrare la resistenza che il legno oppone alla penetrazione di una punta metallica di diametro 3mm, dotata di movimento combinato di rotazione e avanzamento a velocità costante. I valori registrati sono istantaneamente riportati su un grafico dove in ascissa si riporta l'avanzamento corrente e in ordinata un indice di resistenza in forma adimensionalizzata. Questo valore permette per via indiretta di valutare le variazioni di densità all'interno dell'elemento strutturale, che possono essere dovute alla presenza di irregolarità naturali (nodi, cricche, cipollature) oppure a marcescenze o qualsiasi altra forma di degrado. Il Resistograph può essere utilizzato per valutare la qualità e l'entità dell'appoggio delle travi sul paramento murario, o più in generale nella valutazione qualitativa di tutti gli elementi lignei difficilmente ispezionabili senza effettuare scassi. Rimane comunque un'indagine qualitativa, poiché persiste l'impossibilità di correlare i valori registrati a parametri di resistenza del materiale. La sua valenza, dunque, accresce se si riesce a stabilire un confronto tra più profili della stessa campagna o con profili riscontrati in altre documentazioni tecniche.

6.1.1.9 Indagini con igrometro da legno

L'igrometro elettrico a resistenza è uno strumento digitale che dispone di un puntale con due contatti metallici simili a chiodi, distanti tra loro circa 2 cm. L'inserimento in profondità di detti contatti permette di rilevare la resistenza ohmica del materiale ligneo. Maggiore è l'umidità del legno, minore sarà la resistenza elettrica tra i due contatti. In base a questo principio, lo strumento restituisce una valutazione attendibile del tenore di umidità.

La misura dell'umidità all'interno del materiale legno è di fondamentale importanza per valutare se l'interazione tra questo e l'ambiente circostante possa o meno divenire patologica. Infatti, quando il materiale presenta valori di umidità relativa in un *range* che va dal 7 al 15%, il legno può essere soggetto all'attacco da parte di insetti, mentre quando l'umidità relativa presenta valori superiori al 20% si possono instaurare attacchi promossi dai funghi⁷.

6.1.1.10 Carotaggi, scassi e scarifiche

L'ispezione diretta è la tecnica più indicata per l'analisi della morfologia muraria. A volte può essere condotta effettuando un piccolo scasso, rimuovendo cioè alcuni mattoni o

⁷ [S32] Dispense e appunti del Corso *Restauro e Laboratorio*, tenuto presso il Dipartimento ICEA dalla prof. Maria Rosa Valluzzi, A.A. 2013-2014

blocchi di pietra e rilevando o fotografando la sezione del muro. In alcuni casi è possibile effettuare dei carotaggi, che permettono di restituire la sezione muraria, ai quali è possibile abbinare altre prove come l'endoscopia⁸. Inoltre, dal momento che queste prove sono mediamente invasive, è possibile utilizzarle per effettuare un campionamento dei materiali costituenti ai fini della caratterizzazione degli elementi resistenti e della valutazione della qualità della malta. Le scarifiche consistono nella rimozione dell'intonaco superficiale al fine del riconoscimento della tessitura muraria.



Figura 6.3: a) [W7] termografia; b) Resistograph; c) carotaggio; d) [W13] igrometro da legno.

6.1.1.11 Carotaggi geotecnici

I carotaggi geotecnici permetteranno l'individuazione della stratigrafia e delle formazioni presenti nel sito nonché saranno necessari per la realizzazione di prove di caratterizzazione geotecnica in laboratorio. Concorreranno nella definizione di una relazione geologica e geotecnica specifica per i palazzi in questione (si ricorda che i dati proposti al paragrafo 2 «Caratterizzazione geologica del sito, geotecnica e sismica dei terreni» sono ricavati da un'indagine geotecnica e geologica specifica del vicino *Palazzo della Ragione*).

6.1.1.12 Ispezioni fondazionali con pozzetto

I pozzetti e le trincee esplorative sono il metodo diretto più efficace per l'evidenziazione del piano d'imposta delle fondazioni. Una volta individuate le fondazioni attraverso questi scavi, sarà possibile stabilire se procedere con altre prove per la definizione della tipologia fondazionale (ad esempio carotaggi continui associati ad endoscopia)⁹.

⁸ [S8] L. Binda *et al.*, *Tecniche di...*, op. cit., pp. 97-197

⁹ [N3] Linee Guida, Schema di capitolato prestazionale, § 1

6.1.2 *La caratterizzazione dei parametri meccanici*

Le prove per la caratterizzazione meccanica della muratura sono di difficile realizzazione a causa della loro invasività. Esse si pongono come obiettivo l'individuazione di parametri meccanici necessari alla modellazione e alle verifiche strutturali. Nel caso oggetto di studio, si propone la realizzazione di martinetti piatti singoli e doppi per ogni tipologia muraria, in modo tale da indagare lo stato tensionale nella muratura e il modulo di elasticità normale, mentre non si considera la realizzazione di prove per la determinazione del modulo a taglio dal momento che sono estremamente invasive e non giustificate dall'obiettivo di questa analisi.

6.1.2.1 Prova con martinetto piatto singolo

La prova con martinetto piatto singolo permette di stimare lo stato tensionale locale nelle strutture murarie. La tecnica si basa sulla valutazione dello stato tensionale in un punto della struttura provocato da un taglio orizzontale, realizzato generalmente con lama circolare. Il rilascio delle tensioni provoca un rilassamento del taglio che viene rilevato tramite la misura delle distanze relative tra coppie di punti simmetrici rispetto al taglio stesso. Si inserisce quindi il martinetto piatto e si procede ad aumentare la pressione dell'olio al suo interno, fintanto che le distanze relative tra i punti di misurazione tornano ad essere quelle precedenti alla realizzazione del taglio. A questo punto, la pressione interna al martinetto può essere correlata alla sollecitazione presente nella muratura, attraverso un fattore k_A che tiene conto del rapporto tra l'area del martinetto e l'area del taglio, e una costante k_M che considera la rigidità intrinseca di ogni martinetto.

$$f_m = P \cdot k_A \cdot k_M$$

6.1.2.2 Prova con martinetto piatto doppio

Tale prova permette di determinare le caratteristiche di deformabilità della muratura, nonché di fornire un valore di resistenza della stessa. La prova si realizza con l'inserimento nella muratura di due martinetti orizzontali, paralleli tra loro, tra i quali si instaurerà uno stato di sollecitazione monoassiale. Le deformazioni risultanti nella porzione muraria vengono misurate attraverso sensori di spostamento in direzione ortogonale e parallela ai piani di inserimento dei martinetti, al fine di individuare il diagramma di tensione deformazione della muratura indagata. La prova di martinetto doppio dovrà essere interrotta quando gli spostamenti registrati continuano a crescere significativamente a fronte di piccoli incrementi di pressione, vale

a dire prima che deformazioni risultino irreversibili¹⁰. Per tale motivo, la prova di martinetto piatto doppio non potrà mai fornire valori di resistenza ultimi, dal momento che la prova è interrotta con le prime plasticizzazioni.

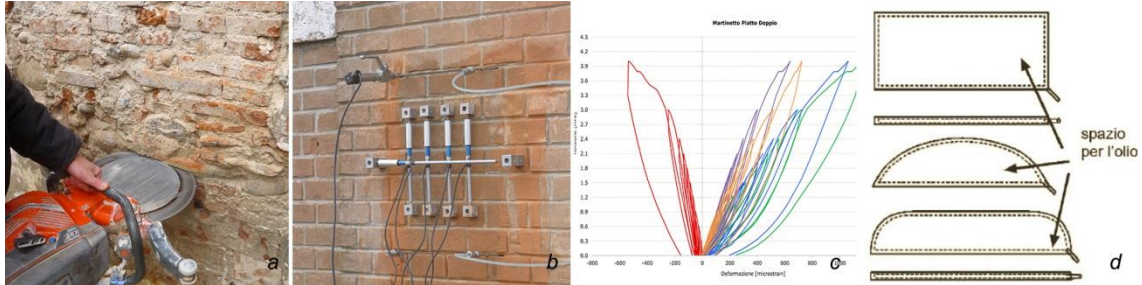


Figura 6.4: [W7] a) realizzazione del taglio per martinetto; b) prova di martinetto piatto doppio; c) diagramma sforzo deformazione di prova con martinetto piatto doppio; [S29] d) varie tipologie di martinetto.

6.1.3 Il piano d'indagine

Nelle tavole grafiche relative al capitolo 6 sono localizzate le prove previste per ogni piano di Palazzo Moroni. Esse sono distinte in due categorie, ovvero prove non distruttive (Non Destructive Test) e prove debolmente distruttive (Medium Destructive Test), ai fini di individuare quali siano le indagini che effettivamente possono essere effettuate senza arrecare modificazioni all'edificio e quelle che, con molta probabilità, sono di difficile realizzazione in quanto più o meno lesive nei confronti della fabbrica. Per ciascuna prova sono specificati la tipologia e il numero progressivo, in modo tale che sia possibile in questa sede elencare le motivazioni che hanno portato a tale scelta e gli obiettivi di conoscenza che si vogliono perseguire.

6.1.3.1 Piano terra

Prova sonica tomografica n°1

Prova sonica tomografica su un pilastro in pietra dell'Ala Moschini (inizi novecento) che, attraverso l'individuazione della distribuzione delle velocità soniche all'interno della sezione, si pone l'obiettivo di rilevare eventuali anomalie interne con lo scopo di verificare che la sezione resistente sia effettivamente in pietra e che ciò che appare ai nostri occhi non sia un rivestimento. Può essere realizzata su tre livelli del pilastro. È una prova non distruttiva ma che richiede una consistente attività di raccolta ed elaborazione dei dati.

¹⁰ [S13] Dipartimento Protezione Civile, ReLUIS, AGI, ALGI, ALIG, *Linee Guida per modalità di indagine ...*, op. cit., § 2.4.2.1.

Prova sonica tomografica n°2

Prova sonica tomografica su un pilastro in pietra di Palazzo Moroni (seconda metà del cinquecento) che si pone l'obiettivo valutare l'interno della sezione del pilastro. Si potranno in seguito effettuare delle osservazioni sui pilastri di due epoche differenti confrontando le tomografie 1 e 2.

Pozzetto di ispezione delle fondazioni n°1

Scavo localizzato che ha lo scopo di individuare la tipologia della fondazione del volto delle Fiorare e determinarne il piano d'imposta. Il punto di realizzazione è significativo alla luce del quadro lesivo attuale, dei cedimenti fondazionali passati e dei conseguenti interventi di consolidamento in fondazione. Si tratta di una prova non lesiva nei confronti dell'edificio ma che comporta comunque la rimozione del lastricato esistente, e per tanto è stata classificata come prova di difficile realizzazione.

Carotaggio geotecnico n°1

Carotaggio da effettuarsi in corrispondenza del pozzetto di ispezione 1 ai fini di valutare la stratigrafia del sito e successivamente, mediante analisi in laboratorio, a determinare le caratteristiche fisicomeccaniche dei terreni.

Endoscopia n°1

Se necessario, lo studio della stratigrafia nonché la determinazione delle tipologie di fondazione può essere facilitata dall'utilizzo di un endoscopio in corrispondenza del carotaggio effettuato.

Pozzetto di ispezione delle fondazioni n°2

Scavo localizzato che ha lo scopo di individuare la tipologia della fondazione del palazzo cinquecentesco e determinarne il piano d'imposta. Si tratta di una prova non lesiva nei confronti dell'edificio ma che comporta comunque la rimozione del lastricato esistente, e pertanto è stata classificata come mediamente distruttiva.

Prova con georadar n°1

Prova che ha lo scopo ancora una volta di indagare le fondazioni, alla ricerca di eventuali vuoti o anomalie al di sotto della pavimentazione, da porre in relazione per quanto possibile con i risultati del pozzetto di ispezione numero 2.

Prova magnetometrica con pacometro n°1 e 2

Indagine non invasiva con la finalità di individuare la presenza di barre di armatura sulle travi che reggono la copertura dell'edicola e confermare (o smentire) l'ipotesi che questa sia stata rifatta con travi in cemento armato in epoca successiva al 1842, anno in cui è datato un disegno di Maestri che ritrae la stessa con un tetto ligneo a due falde, incongruente con

quello attuale. Dal rilievo critico del danno risulta che le travi suddette presentino delle lesioni affini a quelle che si hanno in presenza di un distacco del copriferro, il che ci ha portato a ipotizzare che queste fossero state rifatte in cemento armato. La prova è significativa anche per l'altra edicola, la quale presenta le stesse caratteristiche.

Prova magnetometrica con pacometro n°3 e 4

Indagine non invasiva con la finalità di individuare la posizione e, con un certo grado di approssimazione, il diametro delle barre che costituiscono l'armatura di due travi in cemento armato, realizzate per sostenere la muratura portante là dove è stata forata per ricavare un passaggio.

Indagine sclerometrica n°1 e 2

Indagine da associare alle precedenti prove con pacometro, atta all'individuazione di un indice di durezza superficiale del calcestruzzo che può essere correlato, in termini esclusivamente qualitativi, ad una resistenza meccanica equivalente. E' comunque indicativo dell'omogeneità del calcestruzzo se effettuato in punti diversi dell'oggetto indagato. In questo caso, il cemento è a vista e dunque non occorrono scarifiche, quindi la prova è non distruttiva.

Indagine magnetometrica con pacometro n° 5

Prova non distruttiva atta ad indagare l'interfaccia fra la struttura in cemento armato del grande scalone realizzato nel 1963 e la muratura d'ambito del palazzo cinquecentesco. Si vuole in particolar modo individuare l'eventuale realizzazione di un cordolo in cemento armato nello spessore della muratura.

Scasso n°1

Nel caso in cui l'indagine con pacometro n°5 non desse esito positivo e comunque si rendesse necessaria un'indagine più approfondita per valutare l'interfaccia tra due strutture di epoca differente, non essendo ad oggi a nostra disposizione i disegni esecutivi dello scalone, si potrà allora valutare di operare uno scasso tra la muratura cinquecentesca e l'intradosso del nuovo solaio. Si tratta di un'indagine mediamente invasiva nei confronti dell'edificio e per questo realizzabile solo se tutte le altre fonti di conoscenza fossero inefficienti. È tuttavia collocato in una posizione dove non pregiudica alcuna finitura di pregio o di interesse storico (locale pompe).

Prova sonica diretta n°1

Prova non invasiva atta a individuare la velocità di trasmissione del suono all'interno di un pilastro in muratura e dunque a esprimere un giudizio qualitativo su di essa. Si tratta di una delle poche murature significative del piano terra in cui sia effettivamente possibile effet-

tuare una prova sonora. Le altre sono infatti al confine con proprietà differenti dal Comune di Padova e dunque non possono essere indagate mediante prove in trasparenza.

Prova con martinetto piatto singolo e martinetto piatto doppio n°1

Si tratta di due prove mediamente distruttive, la prima delle quali si effettua per individuare lo stato tensionale all'interno della muratura mentre la seconda è in grado di fornire una misura della resistenza a compressione monoassiale (fino a fessurazione, non a rottura) e delle proprietà elastiche (Modulo di Young). Dal confronto fra le due prove è possibile valutare quanto la muratura sia lontana dal punto di «snervamento». Non può essere considerata una prova a rottura, ma è una delle prove necessarie all'individuazione delle proprietà meccaniche e richiesta per un livello di conoscenza 2 dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008. È fondamentale che il paramento sul quale viene effettuata sia caricato, in quanto la prova necessita di sufficiente contrasto. Il paramento individuato è rappresentativo per la muratura cinquecentesca di epoca moroniana, e risulta essere caricato da murature portanti a tutti i piani. I martinetti fanno parte di quelle indagini di difficile realizzazione, per l'invasività della prova e per il locale in cui vengono effettuati (sala espositiva). La scarifica necessaria per l'esecuzione della prova può essere significativa per le valutazioni qualitative sulla tessitura necessarie a stabilire un indice di qualità muraria.

Prelievo di malta n°1

Dal momento che i martinetti prevedono una scarifica e dei tagli sui giunti, si può associare ad essi anche un prelievo di malta, necessario alla caratterizzazione dell'elemento legante del paramento. In questo modo si concentreranno in un unico punto le prove invasive, riducendo l'impatto sul fabbricato. Il campione dovrà essere prelevato con un microcarotaggio ad una profondità adeguata, affinché sia rappresentativo.

6.1.3.2 Piano primo

Endoscopia con foro n° 1

La prova prevede la realizzazione di un piccolo foro sul controsoffitto in arelle, e dunque potrebbe essere considerata come debolmente distruttiva. Tuttavia, il controsoffitto in arelle non è a vista in quanto preceduto da un controsoffitto autoportante in lastre, le quali possono essere facilmente rimosse. Il suo scopo è quello di individuare la tipologia del solaio dell'ala Moschini, ipotizzato ad ora come solaio ligneo.

Prova sonica diretta n°1 e 2

Prove non invasive atte a individuare la velocità di trasmissione del suono all'interno delle murature interne dell'ala Moschini e dunque a esprimere un giudizio qualitativo su di esse. Sono stati scelti un muro per ciascuna delle direzioni principali dell'ala.

Prova sonica diretta n°3

Prova sonica diretta atta ad indagare la muratura di confine tra l'ala novecentesca e quella cinquecentesca.

Prova con martinetto piatto singolo e martinetto piatto doppio n°1

L'obiettivo è quello di caratterizzare meccanicamente la muratura dell'ala Moschini, individuando le proprietà elastiche e lo stato tensionale all'interno della muratura. Valgono le stesse osservazioni effettuate in precedenza per i martinetti effettuati al pian terreno. Inoltre, essendo una prova che necessita di contrasto e non potendo che essere realizzata al primo piano, la prova dovrà essere modulata in modo tale da non provocare danni all'edificio, e ciò potrebbe renderla meno significativa. Generalmente infatti i martinetti si effettuano al pian terreno dell'edificio, garantendo così il massimo contrasto, ma in questo caso il pian terreno non è parte dell'unità immobiliare a cui si ha accesso.

Prelievo di malta n°1

Dal momento che i martinetti prevedono una scarifica e dei tagli sui giunti, si può associare ad essi anche un prelievo di malta, necessario alla caratterizzazione dell'elemento legante del paramento.

Scarifica n°1

Prova mediamente invasiva per valutare l'ammorsamento tra murature di epoche differenti, facente parte delle prove di difficile realizzazione.

Monitoraggio n°1

Monitoraggio strutturale che si effettua per controllare nel tempo l'andamento dei cedimenti fondazionali, alla luce del quadro lesivo e del trascorso cedimento del volto. Viene realizzato mediante l'installazione di capisaldi topografici ancorati alla struttura da monitorare su cui valutare gli spostamenti relativi nel tempo.

Prova dinamica su catena n°1,2,3,4,5,6,7,8

Prova non invasiva il cui scopo è determinare il tiro della catena e dunque valutare se sia già in funzione. Dall'analisi dello smorzamento è possibile ottenere informazioni sulla qualità del sistema di ancoraggio alla muratura. Il posizionamento è stato pensato in modo tale che ogni volta e ogni lato del chiostro avessero almeno una prova dinamica. Particolarmente interessante potrebbe essere l'indagine n°4 che si effettua su un catena con capochiave spezzato.

Indagine magnetometrica con pacometro n° 1,2,3,4,5

Sebbene il pacometro sia generalmente utilizzato per la ricerca dei ferri d'armatura, si propone di usare la sonda per l'individuazione dei capochiave metallici, al fine di stabilire se si trovano al di sotto dello strato d'intonaco (come si suppone, dal momento che uno è di poco affiorante), o se per qualsiasi altro motivo fossero stati tolti, rendendo di fatto inefficienti le catene. L'esito negativo della prova non esclude tuttavia la presenza del capochiave, in quanto il pacometro rimane un'indagine superficiale.

Prova sonica tomografica n°1

Prova sonica tomografica su un pilastro in mattoni del chiostro cinquecentesco che, attraverso l'individuazione della distribuzione delle velocità soniche all'interno della sezione, si pone l'obiettivo di indagare la sezione del pilastro. Può essere realizzata su tre livelli. È una prova non distruttiva ma che richiede una consistente attività di raccolta ed elaborazione dei dati. Per questo motivo, visto che il pilastro presenta anche una geometria complessa, può essere convertita in una prova sonica in trasparenza su una striscia verticale.

Prove soniche dirette n°4 e 5

Prove soniche dirette atte ad indagare la muratura portante in due paramenti disposti lungo le due direzioni principali dell'edificio. La prova sonica n°4 si effettua su una striscia di muratura verticale sopra la nicchia di una parete d'ambito, sufficientemente vicina ad una finestra che permette il passaggio dei cavi della strumentazione. La prova n°5 indaga una muratura portante piuttosto consistente (più di un metro di larghezza) prossima anch'essa ad una apertura.

Indagine termografica n°1

Indagine non invasiva realizzata nella sua modalità passiva, vale a dire senza indurre un gradiente termico in modo artificiale, con l'obiettivo di valutare la presenza di eventuali anomalie in una volta strutturale a padiglione lunettata che presenta delle decorazioni di pregio. Ai fini di ottenere la più alta visibilità possibile, sarà necessario individuare il momento più opportuno nell'arco della giornata in cui effettuare la prova. L'obiettivo della prova esula dall'individuazione di parametri meccanici e dettagli costruttivi, ma è teso a valutare lo stato di conservazione di un elemento artistico indissolubilmente legato alla struttura dell'edificio.

6.1.3.3 Piano secondo

Prova magnetometrica con pacometro e sclerometrica n°1

L'indagine magnetometrica è una prova non invasiva atta ad individuare eventuali armature all'interno della muratura. In questo punto dell'edificio si è demolita una muratura portante e al suo posto, appena sotto il solaio, è stata posta una putrella in acciaio che ripartisce i carichi tra le murature ad essa ortogonale. Sono proprio questi punti che si vogliono indagare, alla ricerca di eventuali dormienti in cemento armato o di pilastri nella muratura. Nel caso la prova avesse esito positivo, si può procedere con indagini sclerometriche.

Prove soniche dirette n°1,2,3

Prove soniche dirette atte ad indagare la muratura portante in due paramenti disposti lungo le due direzioni principali dell'ala Moschini (2 e 3) e in una muratura d'ambito (1). Quest'ultima risulta essere l'unica muratura d'ambito indagabile nell'ala suddetta, avendo a disposizione la terrazza per raggiungere il lato esterno. La prova 3 è effettuata su una muratura lesionata a seguito del sisma dell'Emilia, al fine di permettere il confronto qualitativo con i risultati di prove soniche su paramenti integri.

Endoscopia con foro n° 1

La prova prevede la realizzazione di un piccolo foro sul controsoffitto in arelle, e dunque potrebbe essere considerata come debolmente distruttiva. Tuttavia, il controsoffitto in arelle non è a vista in quanto preceduto da un controsoffitto autoportante in lastre, le quali possono essere facilmente rimosse. Il suo scopo è quello di individuare la tipologia del terzo orizzontamento dell'ala Moschini, ipotizzato ad ora come solaio ligneo. La prova è da realizzarsi in alternativa all'endoscopia n°1 bis, se questa non potrà essere realizzata.

Endoscopia con foro n° 1 bis

L'endoscopia con foro n°1 bis, in alternativa alla n°1, è una prova di difficile realizzazione in quanto consiste di un foro su controsoffitto in arelle a vista di un certo pregio. Si tratta tuttavia di un metodo volto non solo all'individuazione della tipologia dei solai dell'ala Moschini, ma anche atto a ricercare un eventuale trave là dove una muratura portante del piano superiore poggia in falso, essendo stata eliminata una muratura portante a questo livello. Fornirebbe dunque due informazioni con una sola prova.

Indagine magnetometrica con pacometro n°2

Indagine volta a individuare un'eventuale trave metallica o in cemento armato se la prova di cui sopra non dovesse essere effettuata. Ammesso che la trave esista, la prova potrebbe dare esito negativo in quanto la distanza tra la trave ipotizzata ed il controsoffitto potrebbe essere eccessiva. Inoltre la trave potrebbe essere lignea.

Indagine Termografica n° 1 e 2

Le termografie proposte in quest'area del palazzo sono volte ad individuare, per quanto possibile, il substrato dove poggia l'intonaco. Si è infatti ipotizzato, come espresso nel rilievo costruttivo, che le due volte di sinistra non siano strutturali e che celino l'unica volta strutturale, visibile nel corridoio a destra. Le volte non strutturali, ipotizzate in camorcanna o in mattoni in foglio, potrebbero essere rilevate per mezzo della termografia, ammesso che lo strato di intonaco non sia eccessivo. Nel caso in cui la termografia si rilevasse inefficiente, si potrà allora individuare una prova più invasiva, come un'endoscopia con foro.

Indagine magnetometrica con pacometro n°3 e 4

Queste prove sono orientate a valutare la presenza di una trave in cemento armato o in metallo sul solaio, là dove i muri portanti del piano superiore poggiano in falso. Tale presenza è suggerita inoltre da un abbassamento dell'intradosso del solaio in questi punti.

Indagine magnetometrica con pacometro n°5 e endoscopia con foro n°2

L'indagine endoscopica è volta a individuare la tipologia di solai del Palazzo Moroni (ipotizzati come lignei) e la presenza di una trave ipotizzata là dove la muratura portante dei piani superiori poggia in falso, avendo eliminato una muratura portante a questo livello. Se l'indagine non potesse essere effettuata poiché troppo invasiva si potrebbe tentare una prova magnetometrica per individuare la trave, anche se il risultato sarebbe positivo solo se questa fosse metallica o in cemento armato.

Prove soniche dirette n°4,5,6

Le prove soniche dirette n°4 e 6 sono rivolte a indagare delle murature lesionate, in modo tale da poter confrontare qualitativamente i risultati di queste con quelli di prove effettuate su murature integre. La prova n°5 indaga un paramento dell'ala nord est del palazzo cinquecentesco, realizzato in sviluppi successivi dello stesso cantiere.

Prova magnetometrica con pacometro n°6

La prova indaga l'interfaccia tra la muratura ed un solaio rifatto in laterocemento, alla quale ci si aspetta di trovare un cordolo in cemento armato.

Prova magnetometrica con pacometro n°7

Si effettua un'indagine magnetometrica per valutare la tipologia di solaio che, in seguito all'osservazione di fasce della dimensione di pignatte nel senso di orditura dei solai, si suppone essere in laterocemento. Se così fosse sarà possibile rintracciare i ferri di armatura al positivo.

Scarifica n°1

Prova mediamente invasiva per valutare l'ammorsamento di due murature d'ambito tra loro ortogonali. La prova è posizionata in un vano scala che tuttavia non si è ispezionato, ma che rappresenta l'unico punto in cui a questo piano si possa indagare questa condizione, in un locale che non sia di pregio; nel caso non sia possibile effettuare la prova in questo punto, la si può spostare al piano primo nella stessa posizione (bagni pubblici). Si tratta comunque di una prova difficilmente realizzabile in quanto lesiva nei confronti dell'edificio. La scarifica sarebbe utile anche per valutare la tessitura della muratura, una delle informazioni necessarie per giungere ad un giudizio sull'indice di qualità muraria.

Prelievo di malta n°1

Allo scopo di valutare la qualità della malta della fabbrica moroniana, si può effettuare un microcarotaggio in corrispondenza della scarifica n°2, facendo valere le stesse considerazioni effettuate per la suddetta prova circa la sua invasività e il posizionamento. Il risultato potrà essere comparato con il prelievo del piano terra, associato ad un paramento dello stesso cantiere ma realizzato in differenti periodi.

Prova dinamica su catena n°1

Prova non invasiva il cui scopo è determinare il tiro della catena e dunque valutare se sia già in funzione.

Indagine termografica n°3

Indagine non invasiva realizzata nella sua modalità passiva con l'obiettivo di valutare la presenza di eventuali anomalie in una volta strutturale a botte lunettata che presenta degli affreschi di rilevante importanza artistica e storica. L'obiettivo della prova esula dall'individuazione di parametri meccanici e dettagli costruttivi, ma è teso a valutare lo stato di conservazione di un elemento artistico indissolubilmente legato alla struttura dell'edificio.

6.1.3.4 Piano terzo

Prove soniche dirette n°1 e 2

Prove soniche atte ad indagare le murature portanti dell'ala Moschini in paramenti disposti nelle due direzioni principali dell'edificio.

Indagine magnetometrica con pacometro e indagine sclerometrica n°1

La prova magnetometrica è volta alla ricerca delle barre di armatura di una trave in cemento armato estradossata, sulla quale al piano superiore grava una muratura d'ambito

portante. L'indagine sclerometrica può fornire un indice di durezza superficiale, correlabile in via del tutto qualitativa ad un valore di resistenza a compressione.

Prove soniche dirette n°3 e 4

Prove soniche atte ad indagare le murature portanti del palazzo cinquecentesco in paramenti disposti nelle due direzioni principali dell'edificio.

Prova sonica diretta n°5

Prova sonica su un paramento portante lesionato.

Ispezione visiva n°1

Si propone di spostare i quadrettoni che costituiscono il controsoffitto autoportante alla ricerca di una eventuale trave che sorregge un muro portante al piano superiore, il quale è stato rimosso a questo livello.

Ispezione visiva n°2

Si propone di spostare i quadrettoni che costituiscono il controsoffitto autoportante per valutare lo stato di conservazione del tetto.

Prova con igrometro 1,2,3,4

La prova con igrometro indaga la percentuale di umidità all'interno del legno, parametro discriminante per individuare condizioni che possano promuovere degrado. Si prevede una prova per ciascun tipo di solaio di copertura ligneo. La prova n°2, in particolare, sarà effettuata in concomitanza con l'ispezione visiva n°2.

Prova con resistograph 1,2,3,4

La prova con Resistograph valuta la resistenza a perforazione del legno, al fine di indagare eventuali debolezze dovute a marcescenze o degrado in generale. Se ne prevede una per ogni tipologia di copertura lignea. La prova n°2, in particolare, sarà effettuata in concomitanza con l'ispezione visiva n°2.

Prova magnetometrica con pacometro n°2,3,4

Le prove sono rivolte all'individuazione delle barre del cordolo di congiunzione tra il solaio di copertura di recente realizzazione e la muratura cinquecentesca. Nel caso non si otenga alcun esito positivo, si può procedere con la prova successiva.

Scarifica n°1 e indagine sclerometrica n°1

La scarifica fa parte di quelle indagini mediamente invasive di difficile realizzazione. È tuttavia posizionata in un locale tecnico e non in un vano di pregio. Con una sola prova, all'intersezione tra due murature portanti e tra queste e il solaio di copertura, ci si pone l'obiettivo di indagare l'ammorsamento tra le pareti cinquecentesche e portare in luce il cordolo in cemento armato del nuovo solaio di copertura, in modo da poter effettuare anche una

prova sclerometrica. Se necessario, si potrà procedere con uno scasso nella muratura per valutare di quanto il cordolo in cemento armato penetri all'interno del paramento murario originario.

Scasso n°2

Valgono gli stessi preamboli della prova precedente circa invasività, posizionamento e realizzabilità della prova. Lo scasso n°2 è realizzato tuttavia al livello di calpestio del solaio del terzo piano, ed è volto a valutare un eventuale rifacimento/consolidamento del solaio dal momento che la stanza in questione è stata adibita ad archivio e il solaio di copertura è stato rifatto in cemento armato.

Endoscopia n° 1

Prova non invasiva di facile realizzazione, consiste nel calare l'endoscopio nello spazio tra il nuovo solaio di calpestio in cemento armato che sorregge gli impianti e l'apertura della finestra, per valutare se il nuovo solaio sia stato realizzato sopra a quello originario o se quest'ultimo sia stato smantellato.

6.1.3.5 Sottotetto

Endoscopia n° 1

Prova non invasiva che sfrutta un foro impiantistico esistente per valutare la tipologia del solaio piano su cui poggiano gli impianti. Il foro permette di raggiungere l'intercapedine tra il solaio e il controsoffitto, evitando dunque di provocare uno scasso su questo dall'intradosso.

Prova con igrometro e prova con Resistograph n°1

Le indagini sono volte a valutare lo stato di conservazione delle travi del solaio ligneo di calpestio del sottotetto, le uniche travi di solaio di quest'ala che sono raggiungibili senza provocare scassi.

Prova con igrometro n°2,4,5,6,7,8,10,11 e prove con Resistograph n°5,6

Indagini posizionate in modo diffuso atte a valutare l'esposizione ambientale e lo stato di conservazione delle travi e delle capriate di copertura.

Prova con Resistograph n°2,4,8

Le prove possono essere utilizzate non solo per esprimere un giudizio sullo stato di conservazione del legno, ma anche per valutare l'entità dell'appoggio delle capriate all'interno della muratura portante.

Prova con igrometro n°3,9 e prove con Resistograph n°3,7

Prove localizzate in punti di degrado (marcescenza delle travi di copertura).

Ispezione visiva n°1

Ispezione visiva su botola nel pavimento al fine di valutare lo stato del controsoffitto in arelle se ancora presente.

Scarifica n°1

Prova mediamente invasiva e pertanto di difficile realizzazione volta a individuare la qualità dell'ammorsamento tra due paramenti murari costruiti in periodi differenti. Si è preferito porre questa prova in copertura in modo tale da non arrecare disturbi agli uffici sottostanti.

Scarifica n°2

Prova mediamente invasiva e pertanto di difficile realizzazione atta a riportare alla luce la tessitura muraria dell'ala Moschini, in modo tale da poter esprimere anche per essa un giudizio sulla qualità muraria. È posta in corrispondenza di uno spigolo per valutare anche l'ammorsamento tra due paramenti novecenteschi. La posizione è stata scelta in quanto in questo punto l'intonaco è già degradato o quasi mancante.

Capitolo 7

Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale con indicazione dei danni

I fattori che concorrono nella determinazione del comportamento strutturale dell'edificio sono molteplici e complessi. *In primis*, il comportamento strutturale non può essere compreso senza un'attenta individuazione dell'organismo resistente originale e sue delle successive modificazioni. Tuttavia, la mera conoscenza degli elementi costitutivi non è sufficiente se di essi non si hanno informazioni circa la qualità e lo stato di conservazione dei materiali. Infine, il riconoscimento di elementi vulnerabili e di eventuali carenze costruttive gioca un ruolo fondamentale nell'individuazione delle debolezze intrinseche della struttura.

Alla luce di tutto ciò, l'analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale si è svolta tramite il *rilievo costruttivo-strutturale*, il *rilievo critico del danno* e il *rilievo delle vulnerabilità e delle criticità*.

I tre processi richiedono l'acquisizione di informazioni spesso nascoste, che può essere soddisfatta mediante tecniche di indagine non distruttive o ispezioni debolmente distruttive. La realizzazione di tali indagini è a loro volta subordinata a fattori di tipo economico nonché al principio della conservazione, per il quale le prove non debbano inficiare l'autenticità di un manufatto storico. Ciò ha comportato, nel caso del *Complesso Moroni*, l'impossibilità di perseguire un accurato piano di indagini, lasciando in sospeso una serie di questioni inerenti tipologia degli orizzontamenti e dettagli costruttivi. Per colmare queste mancanze si è perciò fatto riferimento a casi di letteratura, permettendo così una ricostruzione ipotetica ma verosimile del comportamento strutturale dell'edificio ai fini della valutazione di vulnerabilità sismica.

7.1 Rilievo costruttivo-strutturale

Il rilievo costruttivo strutturale si esplica attraverso «l'individuazione degli elementi costituenti l'organismo resistente, nell'accezione materica e costruttiva, con una particolare attenzione rivolta alle tecniche di realizzazione, ai dettagli costruttivi della connessione tra gli

elementi»¹. Si procede in questa fase nell'individuazione delle unità strutturali per poi passare alla singola descrizione delle tipologie strutturali che compongono il sistema resistente, valutandone la qualità muraria, l'eventuale presenza di presidi antisismici e gli interventi pregressi.

7.1.1 Individuazione delle unità strutturali

Palazzo Moroni e *l'Ala Moschini* sono parte di un aggregato edilizio, vale a dire un complesso di edifici risultato di più processi costruttivi. Al fine di identificare le iterazioni derivanti dalla contiguità strutturale con i fabbricati adiacenti si dovranno definire le unità strutturali oggetto di studio, intese come l'insieme delle «cellule tra loro legate in elevazione ed in pianta da un comune processo costruttivo»², che hanno continuità dal cielo a terra per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali. In altre parole, le unità strutturali presentano un comportamento unitario nel confronto dei carichi sia statici che dinamici e sono delimitate da spazi aperti, giunti strutturali o tecniche di realizzazione differenti. Alla luce di ciò, le unità strutturali individuate nella porzione di aggregato oggetto di studio sono due, e coincidono con due processi costruttivi differenti: uno, iniziato nella seconda metà del XVI secolo e concluso nel secolo successivo, che ha portato alla luce *Palazzo Moroni* (U.S.1), e un altro, verificatosi all'inizio del XX secolo, il cui risultato è *l'Ala Moschini* (U.S.2).

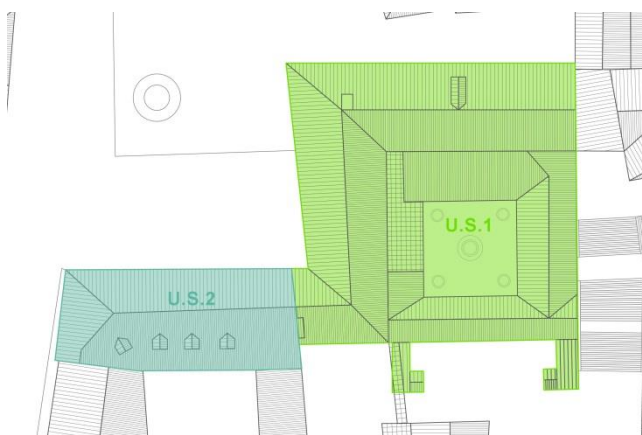


Figura 7.1: individuazione delle U.S., pianta.

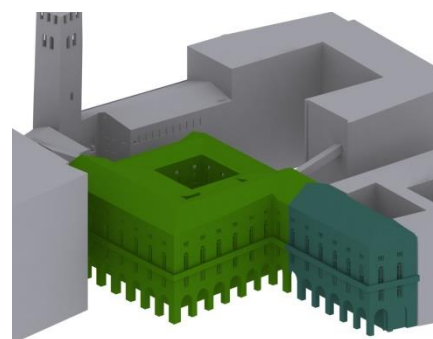


Figura 7.2 individuazione delle U.S., 3D.

Di concerto con le Linee Guida RELUIS 2010³ si introduce il concetto di Unità Minima di Analisi, intesa come porzione di aggregato generalmente più ampia delle unità strutturali su cui si deve estendere l'analisi al fine di calibrare le iterazioni provenienti dalle celle adiacenti,

¹ [N3] Linee Guida, § 4.1.1,

² [N4] Circolare, § C8A.3, *Aggregati edilizi*

³ [S27] Linee Guida RELUIS 2010, § 2, *Conoscenza del Manufatto*

come la spinta di sistemi voltati o la presenza di carichi verticali di solai. Nel caso degli edifici oggetto di studio, l'unità di analisi coincide con l'aggregato nella sua interezza; infatti l'U.S.1 è contigua al *Volto della Corda*, è connessa al *Palazzo degli Anziani* per mezzo dello scalone ed è collegata al *Palazzo Moretti-Scarpari* grazie ad una passerella, mentre l'U.S.2 è contigua al palazzo adibito ad uso commerciale realizzato nel 1963.

7.1.2 Descrizione delle tipologie strutturali

Di seguito si riporta l'individuazione delle tipologie strutturali verticali ed orizzontali degli elementi costitutivi, stilata secondo la classifica al capitolo *Morfologia degli Elementi*⁴.

7.1.2.1 Elementi verticali

Al pian terreno della U.S.1 gli elementi portanti verticali sono setti murari e pilastri, disposti in modo regolare a definire una maglia quadrata di passo variabile tra i 3,5 e i 4 metri. I pilastri sono collocati ai vertici dei quadrati costituenti la maglia e sono realizzati in muratura in laterizio, ad eccezione di quelli su cui si impostano le murature d'ambito i quali sono realizzati in blocchi lapidei squadrati di pietra d'Istria. I setti murari sono costituiti da muratura in mattoni pieni e malta di calce. A parte i pilastri realizzati in pietra d'Istria, gli altri elementi portanti verticali presentano uno strato di intonaco di finitura; per tale ragione l'individuazione dei materiali costituenti è stata possibile grazie alla presenza di scanalature nella muratura dovute a interventi recenti.

Al piano primo, il chiostro dorico è l'unico ambiente che presenta pilastri in muratura; infatti, tutti gli altri sono definiti da setti murari portanti continui in mattoni pieni e malta di calce, così come avviene al piano secondo e terzo. In tutti e tre i livelli, gli elementi portanti verticali sono rifiniti con intonaco e pitture, talvolta anche di pregio. A causa di ciò e in assenza di indagini più specifiche, l'identificazione dei materiali costituenti è stata solo supposta, ritenendo plausibile che la tipologia muraria sia la stessa visibile nel sottotetto non intonacato.

L'U.S.2 presenta le medesime tipologie strutturali verticali della U.S.1., sebbene realizzate con un intervento costruttivo differente. Solo al piano terra sono presenti dei pilastri in muratura a blocchi lapidei in pietra d'Istria. In tutti gli altri casi gli elementi portanti verticali sono costituiti da setti portanti in muratura di mattoni pieni e laterizio, così come suggerisce la tessitura muraria visibile solo nel sottotetto.

⁴ [N3] Linee Guida, ALLEGATO A, MODULO C – *Morfologia degli Elementi*. La classificazione proposta ha lo scopo di «individuare e descrivere gli elementi strutturali, attraverso il riconoscimento della morfologia, della tipologia, delle tecniche costruttive e dei materiali».

7.1.2.2 Orizzontamenti

L'analisi degli orizzontamenti ha portato all'individuazione di un grande numero di tipologie di solai, che si riportano alla figura Figura 7.3.

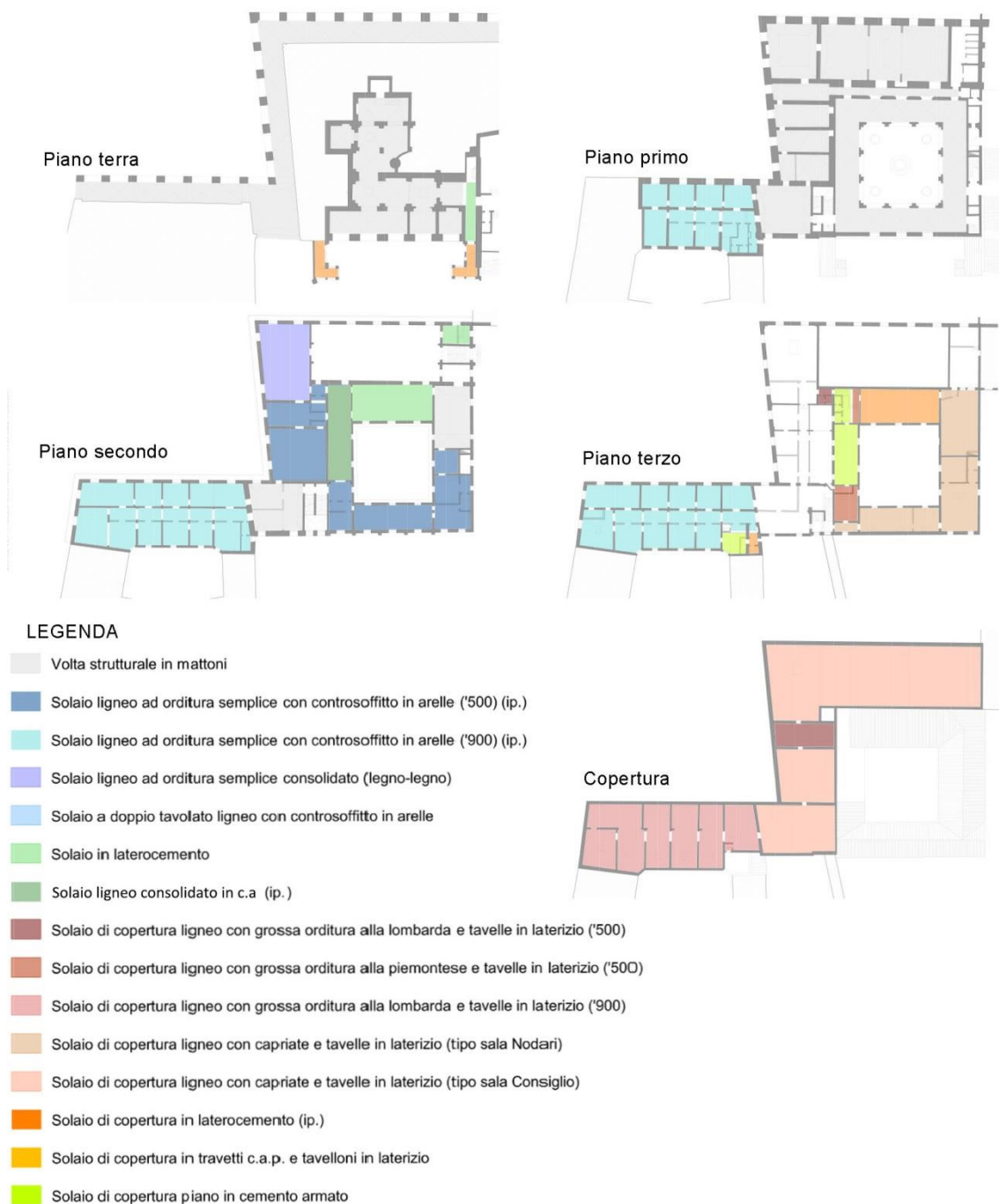


Figura 7.3: tipologie di solai presenti in Palazzo Moroni e Ala Moschini.

Tale varietà è dovuta in parte agli interventi che si sono susseguiti negli anni, al fine di riorganizzare gli spazi interni secondo le esigenze del tempo. Di seguito vengono descritti i principali orizzontamenti individuati.

- O.1: Volta strutturale in mattoni.** Gran parte del primo orizzontamento è realizzato in volte a crociera, mentre il secondo presenta una morfologia di ambienti voltati più ampia (volte a crociera, a botte lunettata, a schifo...). Grazie a un sopralluogo e alla documentazione rinvenuta è stato possibile ricostruire una stratigrafia-tipo delle volte; Un rilievo visivo del primo orizzontamento, il quale non è intonacato negli ambienti della *Sala espositiva*, suggerisce che le volte siano realizzate in mattoni disposti di coltello. In più, le indagini eseguite sul pavimento della *Sala della Giunta*⁵ al secondo piano hanno permesso di individuare la stratigrafia di una volta del secondo orizzontamento. I risultati confermano che le volte si rifanno a una tecnica costruttiva al tempo assodata. Nulla si sa sulle volte al pian terreno dell'*Ala Moschini*, anche se si può supporre in prima battuta che la tecnica utilizzata sia affine. La possibilità di indagare il sottotetto della *Sala dei Nodari* (terzo orizzontamento) ha messo in luce la presenza di frenelli in muratura e l'assenza di inerti di riempimento per questa singolare struttura voltata.

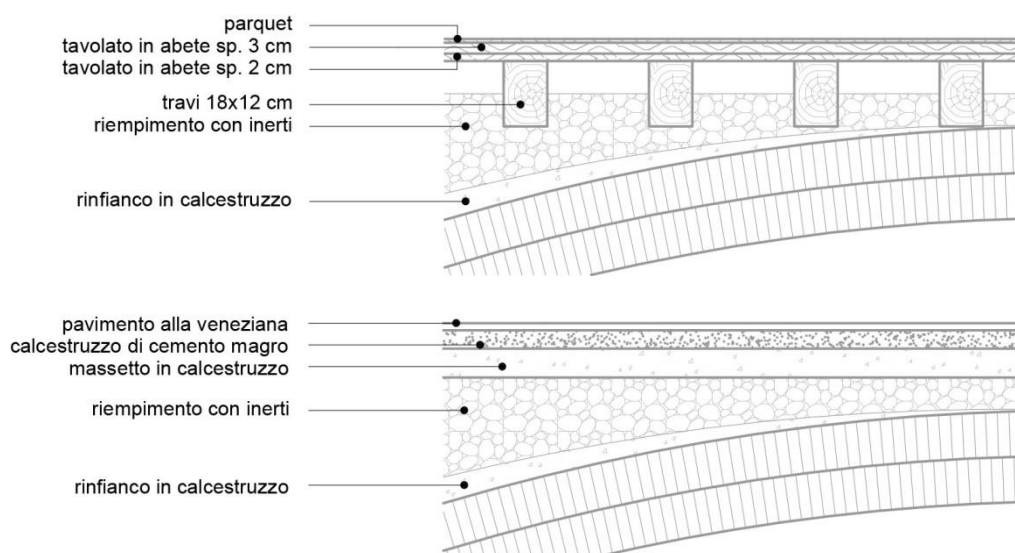


Figura 7.4: dettagli costruttivi per il solaio tipo O.1; sopra: pavimentazione in legno (fonte: progetto Bellucco⁶), sotto: pavimentazione in terrazzo alla veneziana (fonte: Caleca)⁷.

- O.2A: Solaio ligneo ad orditura semplice con controsoffitto in aelle ('500).** Si presume che gran parte del terzo orizzontamento sia quello originario, non essendo documentati interventi di rifacimento dei solai. Si ipotizza si tratti di un solaio ligneo per

⁵ [T1] Giancarlo Bellucco et al., *Comune di Padova – settore edilizia monumentale, progetto per il restauro statico del solaio dipinto tra la sala della giunta e il piano risorse finanziarie, la sostituzione del pavimento intarsiato della giunta ed adeguamento degli impianti tecnici della zona interessata - progetto esecutivo*, ottobre 2005

⁶ *Ibidem.*

⁷ [S10] L. Caleca, *Architettura Tecnica*, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2005

analogia con il solaio della *Sala della Giunta*, il quale espone all'intradosso la sua orditura in legno. Dal momento che l'intradosso del terzo orizzontamento è intonacato, si suppone la presenza di un controsoffitto in arelle.

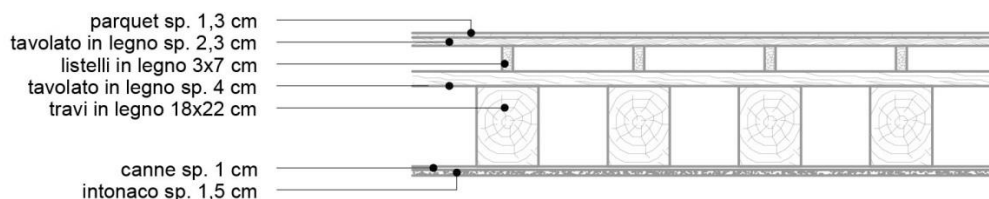


Figura 7.5: dettagli costruttivi per il solaio O.2A. Si ipotizza sia affine al solaio originale della Sala della Giunta, rilevato nel progetto Bellucco.

- **O.2B: Solaio ligneo ad orditura semplice con controsoffitto in arelle ('900).** I solai dell'*Ala Moschini* sono quasi tutti celati da controsoffiti, i quali impediscono l'identificazione della tipologia di orizzontamento. Dal momento che i controsoffiti presentano un quadro fessurativo spesso importante, si è ipotizzato che fossero realizzati in camorcanna. Non potendo rilevare la tipologia dei solai, si ipotizza che siano lignei in analogia col solaio del terzo livello, l'unico dell'ala ad essere rilevabile all'estradosso in quanto non pavimentato (O.2D).

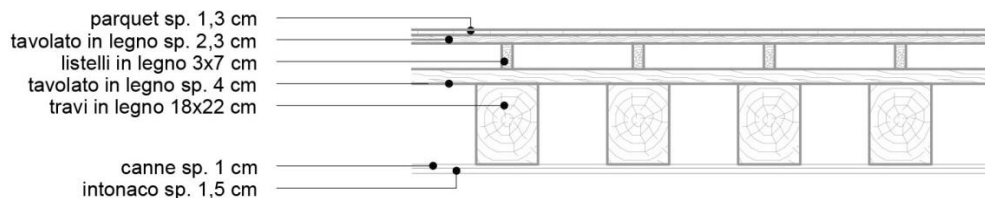


Figura 7.6: ipotesi di dettaglio costruttivo per il solaio O.2B. L'orditura delle travi è incerta.

- **O.2C: Solaio ligneo ad orditura semplice consolidato con tecnica legno-legno.** Si tratta del solaio della *Sala della Giunta*, di cui si conosce la stratigrafia grazie all'intervento di consolidamento effettuato nel 2005⁸. Dopo aver tolto la pavimentazione originaria, le travi sono state accoppiate con tavoloni 24x8 cm per mezzo di pioli in legno duro, sulle quali si è realizzato un nuovo tavolato di calpestio. L'intervento prevede l'inserimento di protesi in acciaio alle teste di alcune travi marcescenti.

⁸ [T6] Claudio Modena *et al.*, *Comune di Padova – settore edilizia monumentale, Solaio della sala consiliare palazzo Moroni-Scarpari, rinforzo delle travi con metodo solaio legno-legno*, febbraio 2004, tav. S1

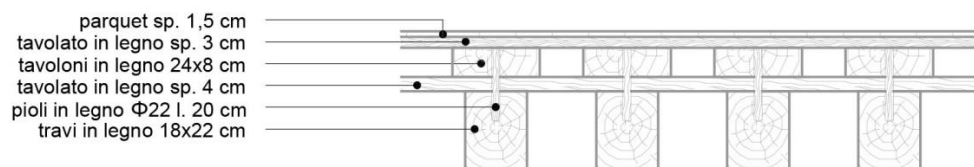


Figura 7.7: dettaglio costruttivo per il solaio O.2C (fonte: progetto Modena⁹).

- **O.2D: Solaio a doppio tavolato ligneo con controsoffitto in arelle.** L'ultimo orizzontamento dell'Ala Moschini è, come già accennato, l'unico dell'ala riconoscibile all'estradosso a causa della mancanza di una pavimentazione. La direzione delle assi di pavimentazione, parallela alla direzione di orditura dei solai, suggerisce che sia costituito da un doppio tavolato ligneo. All'intradosso presenta anch'esso un controsoffitto in arelle.

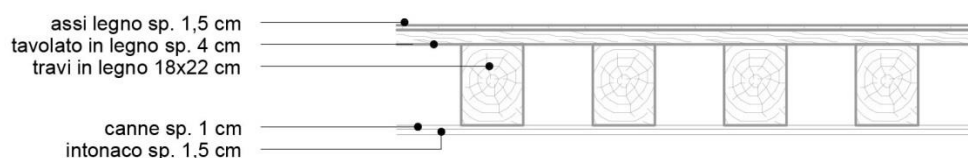


Figura 7.8: ipotesi di dettaglio costruttivo per il solaio O.2D. L'orditura delle travi è incerta.

- **O.2E: Solaio ligneo consolidato con cemento armato.** All'ultimo piano del palazzo cinquecentesco, alcuni locali sono adibiti ad archivio. Una delibera del 1989 riporta come oggetto il consolidamento di tale orizzontamento ma non ne specifica le modalità. Vista l'epoca di realizzazione, non si esclude la realizzazione di una cappa in cemento arato sopra l'originale solaio ligneo.

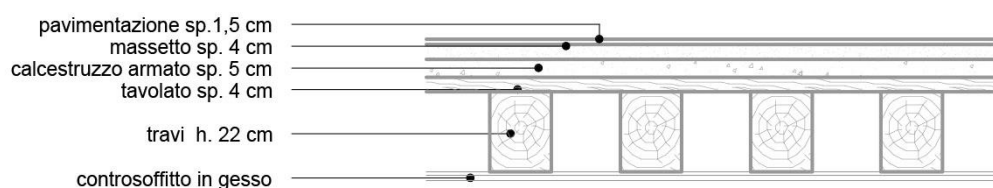


Figura 7.9: ipotesi di solaio ligneo consolidato.

- **O.3: Solaio in laterocemento.** Il rilievo in sito ha portato all'individuazione di interventi non documentati (cfr. § 7.1.5.2), come suggerisce la presenza di solai in laterocemento chiaramente distinguibili all'intradosso del primo orizzontamento in contiguità allo scalone del 1963. Un altro solaio in laterocemento è stato ipotizzato in un magazzino ac-

⁹ *Ibidem.*

cessibile dalla *Sala del Consiglio* a causa di fessure all'intradosso dello stesso che suggeriscono la presenza di pignatte. Lo stesso fatto che il solaio non rispetti le aperture originarie fa presupporre che sia stato realizzato in un intervento successivo.

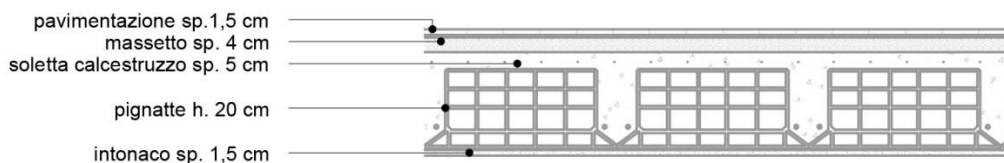


Figura 7.10: ipotesi di dettaglio costruttivo per il solaio O.3 (fonte: Caleca).

- C.1A: Solaio di copertura ligneo con grossa orditura alla lombarda e tavelle in laterizio ('500).** Questa tipologia di orizzontamento è stato individuato in uno specifico settore dell'ala sud del palazzo cinquecentesco a seguito del rilievo del sottotetto. L'orditura principale, parallela alla linea di gronda, sorregge un'orditura secondaria più piccola sulla quale sono poste le tavelle in laterizio pieno.

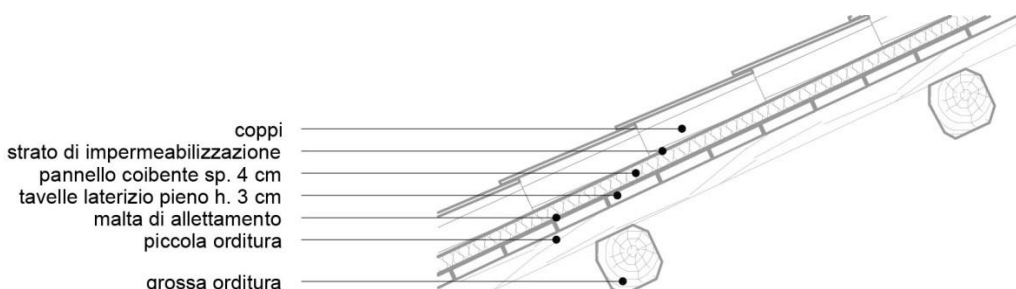


Figura 7.11: ipotesi di dettaglio costruttivo per il solaio C.1A (fonte: rilievo in sito).

- C.1B: Solaio di copertura ligneo con grossa orditura alla piemontese e tavelle in laterizio ('500).** Tipologia di solaio analoga per stratigrafia alla precedente, ma differente dal momento che l'orditura principale è posta ortogonalmente alla linea di gronda. Questa tipologia è stata rinvenuta nel sottotetto dell'ala sud del chiostro dorico.

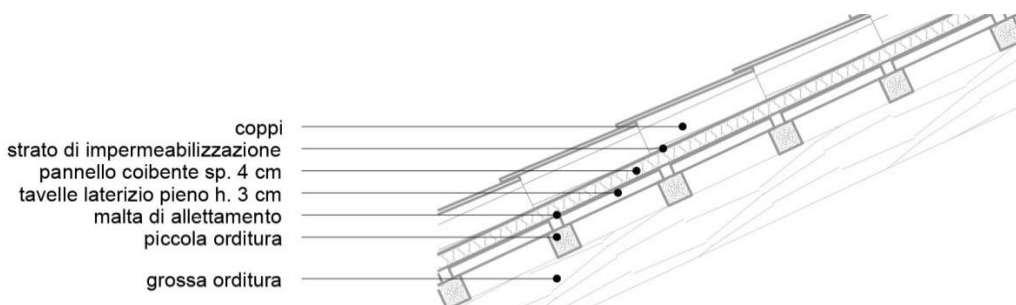


Figura 7.12: ipotesi di dettaglio costruttivo per il solaio C.1B (fonte: rilievo in sito).

- C.1C: Solaio di copertura ligneo con grossa orditura alla lombarda e tavelle in laterizio ('900).** Si tratta del solaio di copertura dell'Ala Moschini il quale è per gran parte ordito alla lombarda ma, a causa della sua complessità geometrica, presenta anche altri schemi di tessitura. Sulla grossa orditura ne è posta una più piccola reggente delle tavelle in laterizio forato, di dimensioni più grandi rispetto a quelle dell'ala cinquecentesca.

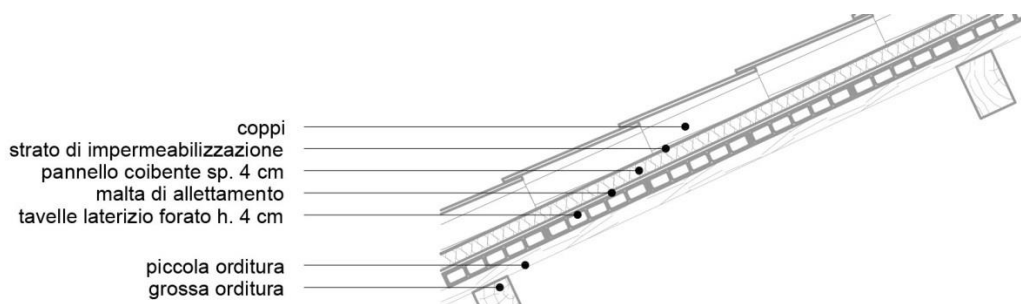


Figura 7.13: ipotesi di dettaglio costruttivo per il solaio C.1C (fonte: rilievo in sito).

- C.1D: Solaio di copertura ligneo con capriate e tavelle in laterizio (tipo Sala dei Nodari).** Questo tipo di orizzontamento è stato individuato nel sottotetto della Sala dei Nodari e si pensa sia utilizzato anche in tutta l'ala nord ed est del chiostro dorico, dove la copertura è occultata da un controsoffitto. Le falde sono sorrette da capriate lignee con monaco di lunghezza massima 6 m con interasse di circa 2,5 m. Sopra le capriate poggiano tre arcarecci per falda che reggono un'orditura secondaria. Il manto di copertura è realizzato con tavelle in laterizio piene.

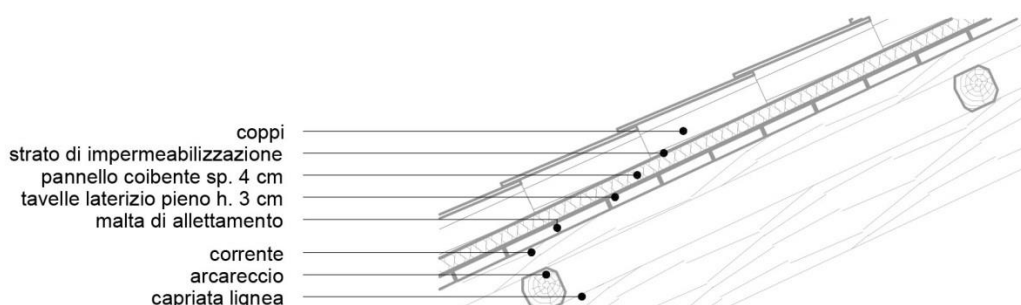


Figura 7.14: ipotesi di dettaglio costruttivo per il solaio C.1D (fonte: rilievo in sito).

- C.1E: Solaio di copertura ligneo con capriate e tavelle in laterizio (Tipo Sala del Consiglio).** La Sala del Consiglio presenta una copertura con capriate lignee composte che raggiungono una luce di 10 m, poste ad un interasse di circa 2,3 m. Sopra di queste si impostano cinque arcarecci per falda che reggono un'orditura secondaria e il manto in

tavole di laterizio pieno. Una tipologia simile di copertura è riscontrata nell'ala sud del palazzo cinquecentesco, sebbene le capriate non siano composte ma semplici.

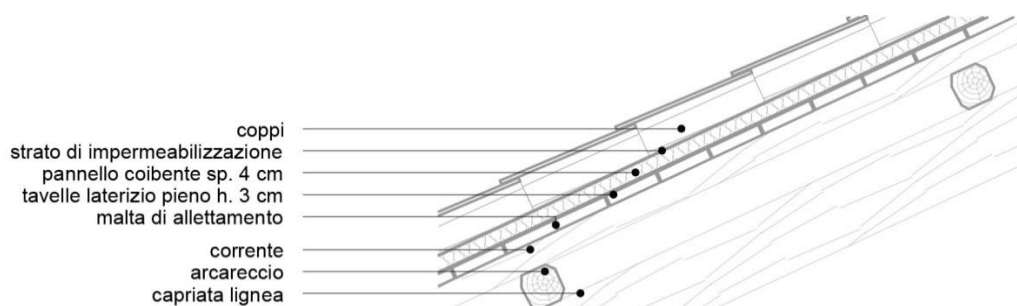


Figura 7.15: ipotesi di dettaglio costruttivo per il solaio C.1A (fonte: rilievo in sito).

- **C.2A: Solaio di copertura in laterocemento (ip.).** Si ipotizza un rifacimento delle coperture delle scale ad edicola del pian terreno con un solaio in laterocemento (cfr. § 7.1.5.2).

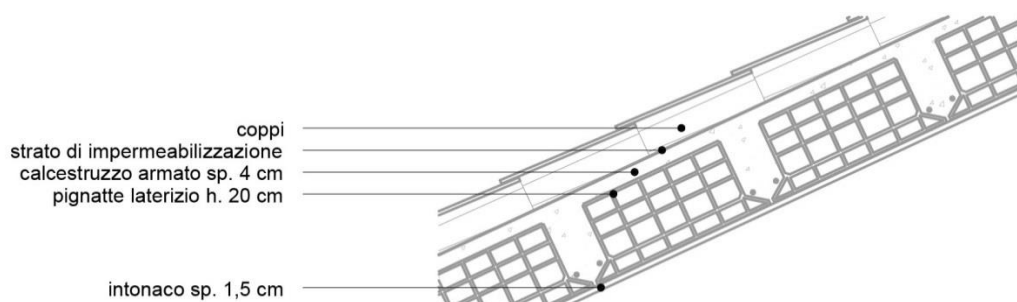


Figura 7.16: ipotesi di dettaglio costruttivo per il solaio C.2A (fonte: Caleca).

- **C.2B: Solaio di copertura in travetti c.a.p. e tavelloni in laterizio.** Si tratta del solaio di copertura della sala impiantistica situata nell'ala ovest del chiostro dorico. presumibilmente è stato completamente rifatto in concomitanza del solaio di calpestio della stessa sala, ipotizzato in cemento armato (cfr. § 7.1.5.2).

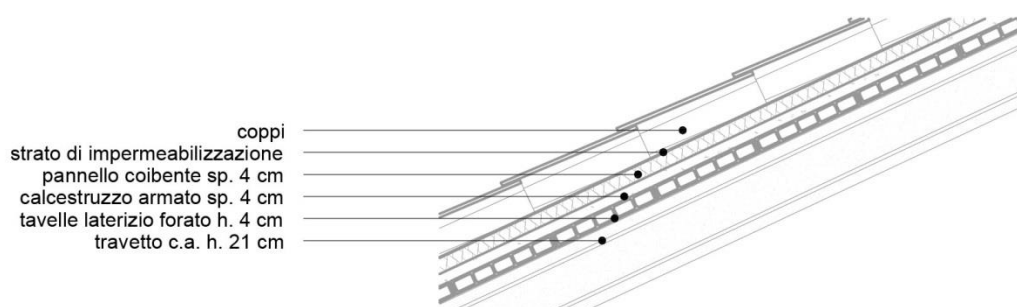


Figura 7.17: ipotesi di dettaglio costruttivo per il solaio C.2B (fonte: rilievo in sito, Caleca).

- **C.3: Solaio di copertura piano in cemento armato.** Si tratta dell'orizzontamento di copertura di parte dell'ala sud del chiostro dorico, il quale è stato completamente ricostruito in cemento armato (cfr. § 7.1.5.2).

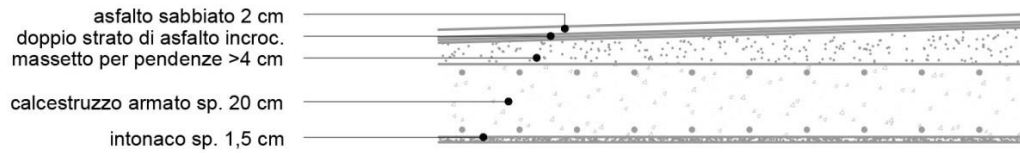


Figura 7.18: ipotesi di dettaglio costruttivo per il solaio C.1A (fonte: Caleca).

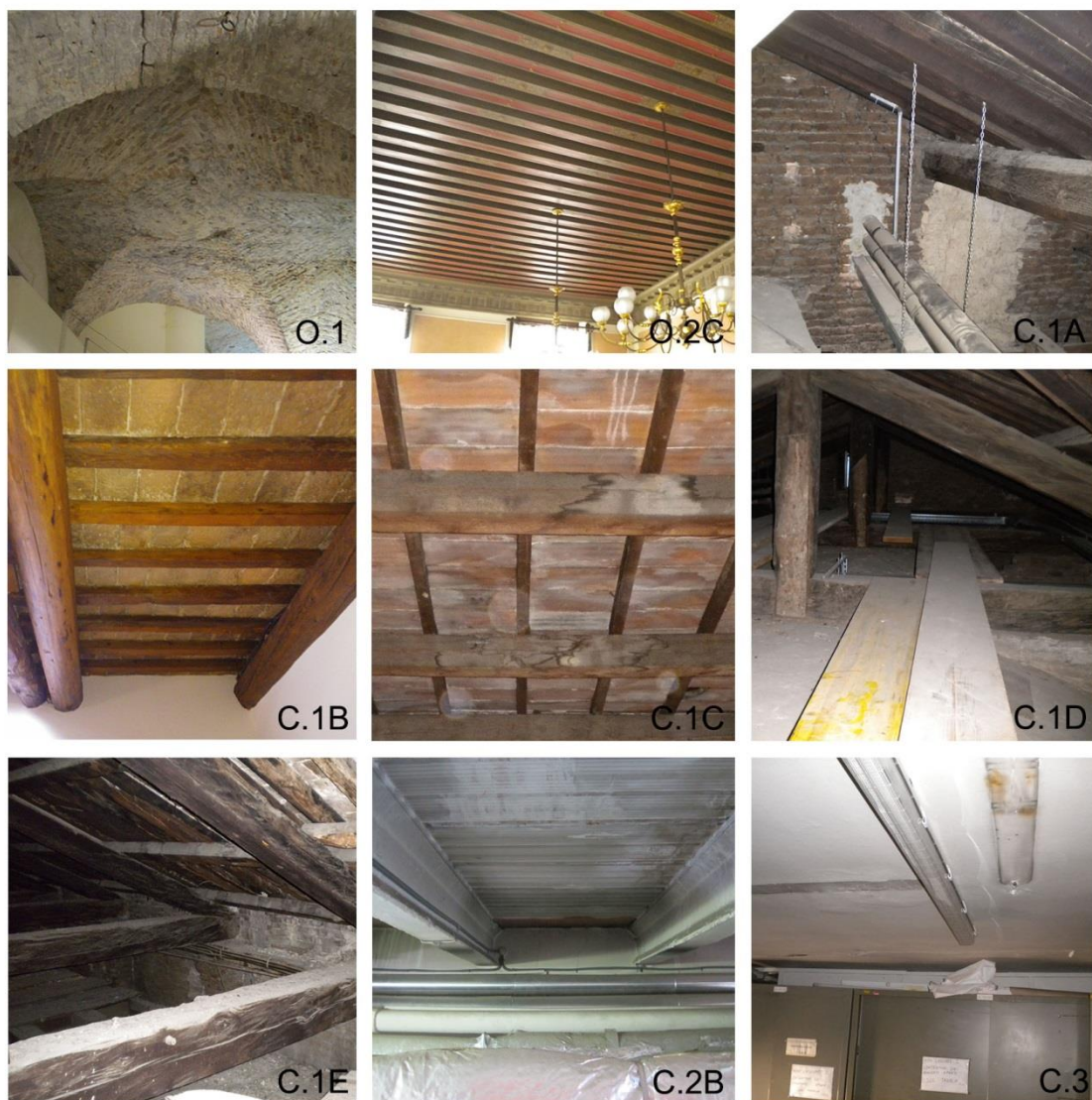


Figura 7.19: foto delle tipologie di orizzontamento rilevabili con ispezione visiva.

7.1.2.3 Elementi portanti orizzontali

Gli elementi portanti orizzontali più rinvenuti di frequente nell'U.S.1 sono archi a tutto sesto o a sesto ribassato; ciò è dovuto al fatto che si tratta di elementi architettonici facilmente distinguibili anche con un semplice controllo visivo.

Per lo stesso motivo, la presenza di architravi in pietra in corrispondenza delle aperture è stata riscontrata specialmente al piano nobile, dove gli architravi sono in vista e presentano una loro caratterizzazione architettonica. Tuttavia, non si esclude

che nel palazzo vi siano altri architravi non visibili in quanto celati dall'intonaco, così come nulla si può affermare sulla presenza di piattebande. Nella U.S.2, i setti murari portanti ortogonali alla facciata sono interrotti in mezzeria a causa del corridoio; i carichi sono ripartiti grazie ad archi in muratura, così come si ravvisa nel sottotetto.

Interventi strutturali successivi che hanno modificato l'assetto dei setti portanti hanno richiesto l'introduzione di travi in cemento armato, come avviene al piano terra del palazzo cinquecentesco in corrispondenza dello scalone, o l'inserimento di putrelle in acciaio, come avviene invece nell'ala novecentesca a seguito della demolizione di un muro portante. Sono stati rinvenuti altri interventi di demolizione di setti portanti per i quali si è ipotizzato l'inserimento di nuovi elementi portanti orizzontali: di questi, tuttavia, si possono solo fare ipotesi sulla morfologia e sulle tecniche costruttive adottate.

7.1.2.4 Collegamenti verticali

I collegamenti verticali originali del palazzo cinquecentesco sono realizzati con scale a rampa semplice su volta a botte, così come le due scale ad edicola che danno sul cortile interno. L'ala nord del chiostro dorico ha visto l'introduzione di nuove rampe, realizzate con grande probabilità in cemento armato. Le scale a chioccia che dal terzo piano dell'*ala Moschini* portano al sottotetto sono realizzate in ferro.

7.1.2.5 Elementi non strutturali

Elementi non strutturali di partizione interna sono realizzati, a seconda del periodo storico a cui appartengono, in cartongesso, in tavelloni di laterizio forato o ancora in mattoni pieni. Per quanto riguarda i controsoffitti, sia nell'ala cinquecentesca che in quella novecentesca ne è presente una grande varietà di tipologie. Quelli originali, in arelle, sono spesso nascosti da nuovi controsoffitti in cartongesso o autoportanti «a quadrettoni», al fine di ottenere un



Figura 7.20: presenza di architravi in pietra al piano nobile del palazzo cinquecentesco.

vano di passaggio impiantistico¹⁰. Particolarmente rilevanti sono i controsoffitti in arelle del piano terzo di *Palazzo Moroni*, i quali, non essendo vincolati ad alcun solaio, presentano una propria orditura di sostegno che poggia sulle murature portanti. Un altro elemento degno di nota è il controsoffitto ligneo della *Sala del Consiglio*, realizzato mediante travi di legno ordite secondo il lato più corto del salone che reggono un'orditura secondaria con un tavolato. Infine, la suddivisione di un ambiente voltato al secondo piano del *Volto delle Fiorare* fa pensare alla realizzazione di volte non strutturali in camorcanna che si adattino alle geometrie delle nuove stanze (cfr. 7.1.5.2).



Figura 7.22: controsoffitto ligneo della Sala del Consiglio.



Figura 7.21: estradosso del controsoffitto in arelle al terzo piano.

7.1.3 La qualità muraria

Nella caratterizzazione del sistema resistente le Linee Guida dei Beni Culturali ribadiscono l'importanza della valutazione della qualità muraria, «tenendo conto dei modi di costruire tipici del territorio ed individuando le caratteristiche geometriche e materiche dei singoli componenti, oltre che le modalità di assemblaggio»¹¹. A tal fine uno strumento assai valido è la *scheda della qualità muraria*¹², la quale si avvale del *metodo di valutazione I.Q.M.*¹³ di A. Borri e del *metodo di valutazione L.M.T.*¹⁴ di F. Doglioni.

Il *metodo I.Q.M.* propone di valutare in modo numerico la qualità della muratura, analizzando sistematicamente i fattori di maggiore importanza che influenzano il comportamento del paramento, vale a dire i parametri della *regola dell'arte*. Questa è l'insieme di tutti i

¹⁰ L'abbassamento dei soffitti dei locali adibiti ad ufficio del terzo piano è stato eseguito anche al fine di diminuire il volume da climatizzare, in modo tale da limitare il dispendio energetico.

¹¹ [N3] Linee Guida, § 4.1.6, *Il rilievo materico costruttivo e lo stato di conservazione*

¹² [S29] RELUIS, *Scheda di primo livello per il rilievo della tipologia e della qualità muraria*

¹³ Indice di Qualità Muraria

¹⁴ Linea di Minor Tracciato

precetti costruttivi che, se eseguiti correttamente nella fase di costruzione del paramento, ne assicurano un buon comportamento nei confronti dei carichi orizzontali e verticali. Per ogni parametro sarà espresso un giudizio che può avere tre esiti: *Rispettato*, *Non rispettato* e *Parzialmente rispettato*. Per ciascun giudizio si assegnerà un punteggio che concorrerà alla valutazione finale della muratura. Al fine di tener conto del differente comportamento nei confronti di carichi orizzontali e verticali, la valutazione finale sarà distinta in *I.Q.M. per azioni orizzontali fuori piano*, *I.Q.M. per azioni orizzontali nel piano* ed *I.Q.M. per azioni verticali*.

L'oggetto di studio dell' *I.Q.M.* è il pannello murario considerato isolato. Gli accorgimenti costruttivi che nel loro insieme costituiscono la *regola dell'arte* sono:

- **MA. Malta di buona qualità / efficace contatto fra elementi / zeppe.** la malta gioca il ruolo fondamentale di ripartizione delle forze tra gli elementi costituenti la muratura, evitando la concentrazione di tensioni laddove si hanno contatti puntuali tra le pietre. Nel caso la muratura sia costituita da blocchi irregolari, la presenza di zeppe può facilitare questo ruolo. La malta inoltre, se di buona qualità, può fornire una resistenza di natura coesiva alla parete.
- **P.D. Ingranamento trasversale / presenza di diatoni.** La presenza di diatoni impedisce la suddivisione della parete nel caso sia costituita da più paramenti, oltre a distribuire il carico nell'intero spessore murario facendo migrare le tensioni da un paramento all'altro.
- **F.EL. Elementi resistenti di forma squadrata.** La presenza di due facce orizzontali sufficientemente piane fa sì che si possano sviluppare le forze d'attrito tra i blocchi, le quali sono le principali responsabili della resistenza della muratura a forze orizzontali nel piano. Inoltre questo requisito concorre nella realizzazione di un buon ingranamento.
- **D.EL. Elementi resistenti di grande dimensione rispetto allo spessore del muro.** Questo parametro concorre nel garantire una buona monoliticità al paramento.
- **S.G. Presenza di sfalsamento tra i giunti verticali.** Parametro responsabile dell'ingranamento tra elementi resistenti e garante di una miglior ridistribuzione di carichi concentrati ad un numero maggiore di elementi.
- **OR. Presenza di filari orizzontali.** Tale parametro, permettendo un appoggio regolare, garantisce ancora una volta una buona ripartizione dei carichi. Inoltre, assume importanza anche in vista di azioni sismiche, in quanto permette l'oscillazione attorno a cerniere cilindriche orizzontali senza danneggiare la muratura.

- **R.EL. Buona qualità degli elementi resistenti.** Questo parametro valuta la presenza di elementi che non siano degradati o intrinsecamente deboli¹⁵.

La *linea di minor tracciato* valuta invece l'ingranamento dei supporti sul piano esterno del paramento murario, il quale è funzione del numero e della lunghezza dei tracciati non contigui o intersecati riconoscibili tra il bordo superiore e quello inferiore di un pannello murario di dimensioni unitarie. Maggiore è la lunghezza del percorso e minore il numero di tracciati, maggiore sarà l'ingranamento del paramento. A seconda dei valori ottenuti, si valuterà l'appartenenza a uno dei cinque livelli di ingranamento¹⁶.

Nel caso specifico di *Palazzo Moroni* e dell'*Ala Moschini* si è proceduto alla valutazione della qualità muraria attraverso la redazione della scheda sopra descritta, nella consapevolezza che la mancanza di dati circa la sezione dei paramenti indagati e l'assenza di prove fisiche di caratterizzazione della malta ci porterà a un giudizio di qualità solo parziale. Le tipologie murarie riscontrate in ciascuna delle U.S. sono fondamentalmente due: «muratura in blocchi lapidei squadrate» e «muratura in mattoni pieni e malta di calce»¹⁷. Bisogna tuttavia tener conto del fatto che le murature dell'*Ala Moschini* e quelle del palazzo cinquecentesco sono state realizzate a distanza di quattro secoli e, presumibilmente, con materiali e tecniche differenti. Si dovranno caratterizzare dunque quattro tipologie murarie. Dal momento che le informazioni sui paramenti murari dell'ala Moschini sono carenti, si è proceduto nella redazione di due sole schede della qualità muraria, relative alle tipologie murarie cinquecentesche.

Segue una breve sintesi delle caratteristiche di ciascuna tipologia muraria. Le relative schede di valutazione sono proposte all'Allegato A.

7.1.3.1 Muratura in blocchi lapidei squadrate, U.S.1

L'analisi è stata effettuata su un pilastro in pietra d'Istria sul quale si imposta un arco facente parte della muratura d'ambito. Il prospetto è stato rilevato in modo opportuno, mentre, non avendo a disposizione alcun scasso per la sezione, si è fatto riferimento a una foto dell'imbotte dell'apertura, che potrebbe non essere significativa in quanto generalmente le murature vengono realizzate con più accor-



Figura 7.23: foto del paramento sul quale è stata effettuata la valutazione dell'I.Q.M.

¹⁵ [S7] L. Binda, A. Borri, G. Cardani, F. Doglioni, *Scheda qualità muraria: relazione finale e linee guida per la compilazione della scheda di valutazione della qualità muraria*, RELUIS, Marzo 2009, pp. 2-7

¹⁶ *Ibi*, p. 9

¹⁷ Definizioni come da normativa, Cfr. [N4] Circolare, § C8A.2.1

tezza in corrispondenza dei fori. La muratura è costituita da blocchi di pietra squadrati ben lavorati di notevole dimensione rispetto alla sezione, allettati su uno strato molto sottile di malta. La dimensione degli elementi resistenti, la tessitura regolare, l'orizzontalità dei filari e la bassa percentuale di malta fanno sì che si tratti complessivamente di una buona muratura.

Il punteggio ottenuto secondo il metodo dell'*indice della qualità muraria* è:

AZIONI VERTICALI: 9,5 categoria A

AZIONI ORTOGONALI: 10,5 categoria A

AZIONI ORIZZONTALI COMPLANARI: 9 categoria A

7.1.3.2 Muratura in mattoni pieni e malta di calce, U.S.1

L'analisi è stata effettuata su una delle poche porzioni murarie non intonacate del palazzo cinquecentesco, posizionata in prossimità della copertura. La non disponibilità di uno scasso che ne individui la sezione porterà alla formulazione di un giudizio incompleto per quanto riguarda l'indice di qualità muraria, in quanto non si riuscirà a determinare l'ingranamento della sezione, né a valutare il parametro «presenza di diatoni», né tantomeno a fare considerazioni sull'organizzazione della sezione (numero di paramenti, presenza di vuoti).

Volendo comunque in questa sede esprimere un giudizio qualitativo sulla base delle informazioni a disposizione, si sono valutati i parametri di cui non si conosce la corrispondenza con la regola dell'arte con il minimo dei valori previsti, presupponendo di essere a favore di sicurezza.

AZIONI VERTICALI: 6 categoria A

AZIONI ORTOGONALI: 5 categoria B

AZIONI ORIZZONTALI COMPLANARI: 4,5 categoria B

7.1.3.3 Muratura in blocchi lapidei squadrati, U.S.2

La tessitura muraria dell'*Ala Moschini* è intuibile in alcuni punti di degrado e mancanza dell'intonaco negli ambienti del sottotetto. Dal momento che la porzione di muratura esposta risulta molto limitata, si ritiene di non poter intraprendere il procedimento di valutazione attraverso la scheda. Si possono tuttavia effettuare alcune considerazioni qualitative: gli elementi resistenti presentano una forma più



Figura 7.24: foto del paramento sul quale è stata eseguita la valutazione dell'I.Q.M.



Figura 7.25: La tessitura muraria dell'Ala Moschini in un punto di degrado dell'intonaco.

regolare rispetto a quelli dell'U.S.1, il parametro «presenza di filari orizzontali» è rispettato mentre il parametro «presenza di sfalsamento tra i giunti verticali» non sembra essere pienamente soddisfatto.

7.1.3.4 Muratura in mattoni pieni e malta di calce, U.S.2

La muratura in questione, facente parte del porticato al pian terreno dell'*Ala Moschini*, sembra essere del tutto affine alla muratura cinquecentesca ma, a rigor di logica, sappiamo che si tratta di due murature differenti. Per questo tipo di muratura non è stata compilata la scheda della qualità muraria, in quanto le osservazioni macroscopiche che si possono effettuare sono del tutto identiche a quelle della muratura cinquecentesca, e pertanto porterebbero allo stesso giudizio.



Figura 7.26: La muratura in blocchi lapidei dei pilastri al pian terreno dell'*Ala Moschini*.

7.1.4 Presidi antisismici

L'utilizzo di catene ai fini di contrastare la spinta orizzontale dell'arco trasmessa ai piedritti è ampiamente diffuso nel complesso oggetto di studio. Questo rimedio è adottato nelle volte a crociera del chiostro dorico e negli archi delle scale ad edicola che portano allo stesso, nonché in una serie di ambienti interni voltati, quali la *Sala Bresciani-Alvarez*, la *Sala Livio Paladin*, la *Sala dei Nodari* e la *Reception*. Sebbene nascano come presidi statici, le catene risultano fondamentali anche in caso di sisma, dal momento che l'azione orizzontale statica dell'arco andrebbe a sommarsi a quella dovuta all'inerzia in caso di sisma, favorendo il ribaltamento delle pareti su cui si imposta l'arco. Nelle facciate in corrispondenza della *Sala Livio Paladin* e della *Sala Bresciani-Alvarez* non c'è traccia dei capichiave delle catene. Sarebbe auspicabile intraprendere delle indagini per l'individuazione dei capichiave suddetti, anche se non si esclude che possano essere celati sotto il rivestimento in pietra.



Figura 7.27: catene nelle volte a crociera del chiostro dorico.

Per quanto riguarda la presenza di presidi atti a inibire il ribaltamento delle pareti d'ambito in caso di sisma, non si può escludere a priori la presenza di tiranti a livello degli impalcati, sebbene non si sia trovata traccia di capichiave in facciata.

7.1.5 *Interventi pregressi*

L'organismo resistente originario ha subito una serie di modifiche atte ad adattare il complesso alle esigenze funzionali del tempo. Alcuni di questi interventi sono ben localizzati e documentati, mentre altri possono essere solo supposti dal confronto tra la documentazione archivistica e il rilievo in sito.

7.1.5.1 Interventi documentati

- **1843:** in quest'anno si procede al restauro alle fondamenta del *Volto delle Fiorare*, il quale aveva cominciato ad inclinarsi pericolosamente¹⁸.
- **1989:** una delibera¹⁹ del Consiglio Comunale riporta come oggetto «[...] interventi urgenti di consolidamento dei solai e di restauro dei locali presso l'archivio raccolta leggi». Non si specifica tuttavia la tipologia di intervento.
- **1990:** una delibera²⁰ del Consiglio Comunale riporta come oggetto «[...] Progetto per interventi urgenti di recupero statico e restauro settoriale del porticato cinquecentesco di Palazzo Moroni, prospiciente piazza delle Erbe».
- **1999:** L. Tiveron et al., *Progetto generale per la climatizzazione di palazzo Moroni, Scarpari e degli Anziani*. Il progetto riporta la distribuzione degli impianti nel complesso, individuando il posizionamento delle macchine e le traiettorie delle tubazioni. Sono presenti tuttavia alcune differenze rispetto lo stato attuale: ad esempio, gli impianti all'ultimo livello dell'*Ala Moschini* sono stati posti nella terrazza esterna già esistente e non nel sottotetto come da progetto.
- **2000:** P. Marchetto, *Progetto di adeguamento normativo sede municipale*. Il progetto prevede l'inserimento di una centrale termica al pian terreno, nella prima volta a crociera a fianco la scala esterna a nord.
- **2002:** L. Giberti et al., *Palazzo Moroni, Progetto di restauro del Piano Primo*. Si tratta del restauro che ha portato alla ridefinizione degli ambienti originari in quelle che oggi sono definite *Sala Paladin* e *Sala Bresciani-Alvarez*. Il progetto prevede minime demolizioni di murature portanti e il ripristino di alcune di esse, oltre al totale rifacimento della pavimentazione in terrazzo alla veneziana.
- **2005:** G. Bellucco et al., *Progetto per il restauro statico del solaio dipinto tra la sala della giunta e il piano risorse finanziarie, la sostituzione del pavimento intarsiato della*

¹⁸ [A1] Atti del Consiglio Comunale 21 Luglio 1843, Archivio di Stato di Padova

¹⁹ [A4] Delibera di Consiglio Comunale n°140 del 20 Marzo 1989, Archivio Generale del Comune di Padova

²⁰ [A5] Delibera di Consiglio Comunale n°443 del 12 Marzo 1990, Archivio Generale del Comune di Padova

giunta ed adeguamento degli impianti tecnici della zona interessata. Il solaio in questione viene consolidato con la tecnica legno-legno, con relazione di calcolo a nome di Claudio Modena. Si realizzano anche nuovi impianti di climatizzazione che prevedono l'installazione di un gruppo frigorifero sopra il solaio di copertura piano dell'ala sud del chiostro dorico. Si sostituisce inoltre il pavimento ligneo della *Sala della Giunta*.

- **2012:** L. Giberti et al., *interventi di restauro e di risanamento conservativo dell'edificio comunale denominato Palazzo Moroni ai fini dell'adeguamento alle norme di prevenzione incendi*. Il progetto riporta la collocazione degli idranti e delle porte tagliafuoco, nonché individua le vie di fuga. Non apporta sostanziali modifiche al complesso.

7.1.5.2 Interventi non documentati

- **Rifacimento della copertura delle scale ad edicola.** Un disegno a firma Maestri del 1842²¹, rinvenuto all'Archivio Generale del Comune di Padova, riporta per le edicole una copertura lignea a due falde discordante dall'attuale. Dal momento che



Figura 7.28: confronto tra lo stato attuale e il progetto Maestri [A10].

le travi su cui si regge il solaio presentano delle fessure associabili ad un ipotetico distacco di copriferro, si presume che le coperture possano essere state rifatte in cemento armato o in laterocemento.

- **Realizzazione di un solaio in laterocemento al pian terreno in contiguità allo scalone, aperture nella muratura portante con inserimento di travi in cemento armato, realizzazione di un cavedio e di una nuova rampa di scale al piano terra.** Questa serie di operazioni non documentate ma rilevate in sito potrebbe essere stata realizzata in un unico intervento, dal momento che sono localizzate tra il primo e il secondo piano dell'ala nord del chiostro dorico. Si tratta di sistemazioni coeve o posteriori al 1963, anno in cui è stato realizzato lo scalone.



Figura 7.29: solaio in laterocemento al piano terra.

²¹ [A10] *Progetto di restauro del Palazzo Municipale a firma Maestri, Atti Comunali*, cartella 1419, Archivio di Stato di Padova

- **Realizzazione di un solaio nel ripostiglio della sala del consiglio.** Il solaio discorda con le aperture originali del palazzo. L'intradosso, inoltre, presenta delle fessurazioni parallele che potrebbero suggerire la presenza di pignatte in laterizio. Il confronto tra i documenti iconografici storici conferma che, nell'ultimo secolo, varie modifiche sono state effettuate nei locali in questione.



Figura 7.30: il solaio che si suppone essere il laterocemento.

- **Abolizione di porzioni di muratura portante al piano primo.** Dal confronto della pianta del piano nobile²² del 1707 con le successive documentazioni archivistiche e lo stato di fatto è stato possibile individuare quali sono le murature portanti che sono state demolite. Parte di muratura è stata abolita per ricavare il bagno nei pressi della *Sala della Giunta*, nonché per realizzare il lungo corridoio d'accettazione.

- **Realizzazione di un solaio in calcestruzzo armato al piano secondo.** il solaio su cui oggi si regge il vano tecnico della *Sala del Consiglio* al terzo piano è stato rifatto in epoca recente, come testimonia la pavimentazione e il disallineamento rispetto alle aperture originali. Si ipotizza si tratti di una soletta in calcestruzzo, sebbene non si possa escludere che possa essere alleggerito con pignatte in laterizio, né tanto meno si può scartare l'ipotesi che si tratti di un consolidamento del solaio precedente.

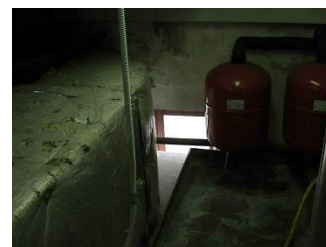


Figura 7.31: il solaio ipotizzato in c.a. non rispetta la fonometria originaria.

- **Realizzazione del solaio tra la sala conferenza stampa e la sala dei capigruppo.** Le due sale un tempo dovevano costituire un ambiente unico, così come confermano gli affreschi presenti al livello del solaio della sala superiore²³. Non si hanno indicazioni temporali sull'epoca di realizzazione del solaio: infatti la pianta più antica del palazzo, datata 1707, riporta solo il piano nobile, e non si può dunque stabilire se l'orizzontamento fosse stato già realizzato. D'altro canto, tutte le rappresentazioni planimetriche da fine ottocento in poi individuano al terzo piano l'attuale sala dei capigruppo, suggerendo che il solaio doveva essere già stato realizzato.

²² [A9] Andrea Pasini: *pianta del Piano Nobile del Palazzo del Podestà*, 20 giugno 1707 (Venezia, Biblioteca Correr, ,s. PD. C 2306/10)

²³ [B16] R. Lamon, *Palazzo Moroni e gli edifici comunali circostanti*, Padova, 2008, p. 33

- **Abbattimento di due muri portanti al secondo piano dell'ala Moschini.**

L'osservazione nasce dal confronto della cartografia storica con lo stato di fatto. La prima demolizione è stata eseguita nella stanza comunicante con l'Ufficio del Sindaco, dove tuttavia non si hanno tracce dell'intervento e non si sa quale struttura orizzontale sia stata adottata per la ripartizione dei carichi provenienti



Figura 7.32: inserimento di una trave in acciaio.

dai piani superiori. Il secondo intervento di demolizione invece, eseguito nell'ufficio più a sud dell'ala, è facilmente distinguibile in quanto si può vedere una trave profilata ad H in acciaio che sorregge ciò che rimane ai piani superiori del muro portante.

- **Abbattimento di un muro portante al terzo piano di Palazzo Moroni.** Osservazione che nasce sempre dal confronto delle cartografie storiche e dall'indagine delle murature portanti presenti in copertura. Nel sottotetto è ancora visibile la muratura portante, dunque si suppone che l'intervento abbia richiesto l'inserimento di un elemento portante orizzontale.

- **Realizzazione di un solaio di copertura piana in calce-**

struzzo armato nell'ala sud del chiostro dorico. L'archivio posto al terzo piano del palazzo cinquecentesco presenta una copertura piana in cemento armato di cui non si hanno informazioni circa le modalità ed il periodo di realizzazione. Esso poggia sulle murature originali e su una nuova trave in cemento armato, con la quale si regge anche una porzione molto limitata di copertura originale (tipo C.1B).



Figura 7.33: solaio di copertura piana e trave in c.a.

- **Realizzazione di un solaio di copertura a putrelle e tavelloni sopra il vano tecnico del terzo piano.**

Intervento che si pensa coevo alla realizzazione del solaio di calpestio dello stesso vano, che ha portato alla totale sostituzione della copertura originale con una realizzata in travetti in cemento armato e tavelloni. Si presume che il collegamento alle murature cinquecentesche originali avvenga mediante cordoli in cemento armato.

- **Realizzazione di un solaio di copertura piana nell'Ala Moschini.**

A nord dell'Ala Moschini, dove questa si raccorda con l'edificio commerciale realizzato nel 1963, è presente un solaio piano, presumibilmente in c.a., che oggi sorregge dei gruppi frigoriferi. Non si sa quando sia stato realizzato, ma si presuppone che non sia originale, dal momento che le altre coperture dell'ala sono tutte lignee. Inoltre nei bagni al piano terzo

si ravvisa un ribassamento all'intradosso del solaio che potrebbe essere una trave in cemento armato su cui si imposta il solaio stesso.

- **Rifacimento del manto di copertura.** Le foto che documentano i lavori di sostituzione del lucernario in copertura durante il restauro del 2005 forniscono un dettaglio della sezione del tetto. Sopra il manto di piastrelle in cotto si identifica uno strato coibente realizzato con pannelli probabilmente polimerici. Gli stessi coppi sembrano essere stati sostituiti.



Figura 7.34: manto di copertura del palazzo cinquecentesco.

7.2 Rilievo critico del danno

Una volta individuato il sistema resistente della fabbrica si procede a valutare quale sia lo stato di conservazione degli elementi costituenti, attraverso il rilievo completo del danno maturato dall'edificio nel tempo. Il danno si ha quando l'interazione tra i fenomeni che coinvolgono l'edificio e l'edificio stesso diventa patologica. Quando è di tipo meccanico si preferisce parlare di *dissesto*, quando è correlato al deperimento chimico-fisico dei materiali costituenti si indica col termine *degrado*. Ad ogni modo, esso costituisce una potenziale vulnerabilità che in caso di sisma può essere causa di ulteriori guasti e crolli.

7.2.1 Quadro fessurativo

Nel caso studio di *Palazzo Moroni e Ala Moschini* si è proceduto nell'individuazione dei dissesti costituendo il quadro fessurativo²⁴, un rilievo geometrico in scala non inferiore al 1:100 dove si individuano le lesioni. Queste sono state classificate in base alla posizione (lesione su pavimento, su soffitto, su parete), in base alla direzione (lesione orizzontale, verticale, diagonale) e in base all'estensione nel paramento (lesione passante, non passante). Grazie a queste informazioni, sarà possibile associare ad ogni lesione, o ad un insieme di esse, uno o più meccanismi di danno che siano compatibili con la geometria, i materiali e la storia del caso oggetto di studio²⁵. A tal fine assume particolare significato anche l'analisi delle lesioni storiche e dei dissesti associati ai trascorsi eventi sismici.

²⁴ Tavole Grafiche in Allegato 7.08-7.39

²⁵ [N3] Linee Guida, § 4.1.4, *Rilievo Geometrico*

7.2.1.1 I dissesti pregressi

L'analisi delle fonti storiche scritte ed iconografiche nonché il rilievo in sito hanno permesso di individuare i principali dissesti che si sono manifestati in passato a *Palazzo Moroni*. Secondo alcuni documenti dell'Archivio di Stato di Venezia, il sisma nell'Asolano del 25 febbraio 1695 ha causato notevoli danni nel palazzo, allora denominato *Palazzo del Podestà*: si aprirono fessure nei muri e si ruppe una trave con conseguente caduta del tetto, precisamente in corrispondenza con la sala delle udienze²⁶, rendendo necessario un intervento di restauro²⁷.

A distanza di quasi due secoli, precisamente nel 1843, il *Volto delle Fiorare* cominciava ad incrinarsi pericolosamente (cfr. Paragrafo 3.2.4). In alcuni disegni del progetto di restauro²⁸ è riportato lo stato di fatto col quadro fessurafessurativo del volto; le lesioni in corrispondenza delle aperture suggeriscono il verificarsi di un cedimento differenziale, che ha portato la porzione di fabbricato contigua al fondaco a perdere quota rispetto al palazzo cinquecentesco.

Durante la Grande Guerra la *Sala del Consiglio* fu danneggiata a seguito di una bomba caduta durante l'incursione aerea austro-tedesca del 29 Dicembre 1917.

In tempi più recenti, le scosse sismiche del 20 e 29 Maggio 2012 con epicentro rispettivamente a Finale Emilia e Novi di Modena hanno provocato una serie di lesioni anche importanti al secondo livello delle due unità strutturali. Per monitorare l'eventuale evoluzione delle fessurazioni, in data 30 Maggio 2012 sono stati posizionati alcuni vetrini in un ufficio dell'*Ala Moschini*, nella *Sala della Giunta* e nella *Sala del Consiglio*.

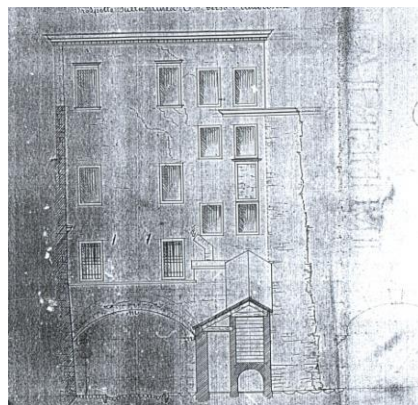


Figura 7.35: il disegno di Maestri del 1841, [A10] Archivio di Stato di Padova, atti comunali, cartella 1419.



Figura 7.36: danni nella Sala del Consiglio a seguito della bomba del 1917 (Gabinetto fotografico del Museo Civico di Padova).

²⁶ [S14] Emanuela Guidoboni, Maurizio Berti, Claudio Modena: "Le città venete e i terremoti: il caso di Padova, Atti del convegno: Lo spazio delle città venete (1348-1509)", Verona 14-16 dicembre 1995

²⁷ [A8] Lettera del senato veneziano al Podestà di Padova relativa al restauro del Palazzo di Padova, danneggiato dal terremoto, 16 Aprile 1695, Senato, Terra, reg. 230, c. 205, Archivio di Stato di Venezia

²⁸ [A10] Progetto di restauro del Palazzo Municipale a firma Maestri, Atti Comunali, cartella 1419, Archivio di Stato di Padova

7.2.1.2 Lo stato attuale

Con riferimento agli elaborati relativi al quadro fessurativo, si procede nella descrizione delle principali lesioni riscontrate nelle due unità strutturali, cercando di individuare quali possano essere le possibili cause che le hanno innescate.

Al pian terreno della U.S.1 sono state registrate delle lesioni sulle scale ad edicola che dalla corte interna del complesso conducono al chiostro dorico. In quella a sinistra, una fessurazione sul lato di *Via del Municipio* segue l'andamento della scalinata (Figura 7.37a), facendo presupporre un probabile martellamento della scala sulla muratura. In entrambe le edicole si registrano fessure longitudinali alle travi che reggono la copertura (Figura 7.37b-c), le quali potrebbero essere associate a distacco di copriferro; da questa osservazione si basa l'ipotesi che le travi siano realizzate in cemento armato. All'interno della *Sala espositiva* è stata rilevata una lesione all'intradosso di un arco che si ritiene non abbia inficiato fino ad ora la statica dell'elemento portante (Figura 7.37d).



Figura 7.37: a) lesione su un'edicola in corrispondenza della scalinata; b-c) distacco di copriferro di una trave delle edicole; d) lesione in chiave su un arco della sala espositiva.

Al piano primo, nel chiostro dorico, si registrano tre fessure in chiave negli archi prospicienti la corte interna del complesso (Figura 7.38a). Sempre allo stesso piano, in uno dei due uffici accanto alla *Reception*, si trova una grande crepa sul pavimento che prosegue lungo una parete portante (Figura 7.38b-c). Non si possono fare ipotesi sul meccanismo di danno che ha manifestato questa lesione, dal momento che l'intradosso della volta su cui si imposta il pavimento non è ispezionabile, essendo parte di un'altra unità immobiliare. Si può tuttavia ammettere che la lesione è di recente formazione, in quanto il pavimento è stato rifatto nel 2003. Sempre nello stesso ufficio, delle fessure sulla muratura all'imposta della volta sembrano essere dovute alla concentrazione di tensioni in corrispondenza di un'apertura (Figura 7.38d).



Figura 7.38: a) lesione in chiave di un arco del chiostro; b) lesione sul pavimento in un ufficio; c) lesione sulla parete; d) fessure da concentrazione di tensioni in corrispondenza di un'apertura.

Nella sala *Livio Paladin* una serie di lesioni si propagano all'intradosso della volta a botte di copertura; una, in particolare, si estende longitudinalmente alla volta e si ricongiunge con una lesione verticale all'incontro tra la muratura d'ambito su *Piazza delle Erbe* e la muratura di spina a nord (Figura 7.39a). Questa lesione potrebbe essere indice di un allontanamento della muratura d'ambito rispetto a quelle di controvento che sembrerebbe essere confermato dal quadro fessurativo della soprastante *Sala del Consiglio*, emerso a seguito del sisma dell'Emilia. Proprio qui, nelle pareti più corte della sala, si hanno due lunghe fessure diagonali che si propagano dal punto di ammassamento con la muratura d'ambito a livello del pavimento (Figura 7.39c-d). Una di queste è una fessura passante, in quanto si presenta anche dal lato della *Sala della Giunta* (Figura 7.39b). Il quadro lesivo delle due sale suggerisce un principio di distacco della muratura d'ambito rispetto alle murature di controvento che potrebbe interessare tutti e due i livelli. Per tale ragione le lesioni al secondo piano sono monitorate per mezzo di vetrini.



Figura 7.39: a) lesioni longitudinali sulla volta della Sala Paladin al piano primo; b-c) lesione passante sulla parete che separa Sala della Giunta e Sala del Consiglio; d) lesione sulla parete frontale alla precedente nella Sala del Consiglio.

Un caso analogo è stato individuato nella parete sud su piazza delle erbe. Nel corridoio al primo piano le volte presentano delle lesioni che si propagano fino ai muri di spina (Figura 7.40a-b-c). Al piano superiore, nell'anticamera che conduce dalla *Sala della Giunta* all'*Ufficio del Sindaco*, si ha una fessura diagonale passante sulla muratura di spina (Figura

7.40d), associabile ancora una volta ad un principio di distacco della muratura d'ambito. Anche questa lesione è stata monitorata a seguito del sisma del 2012.

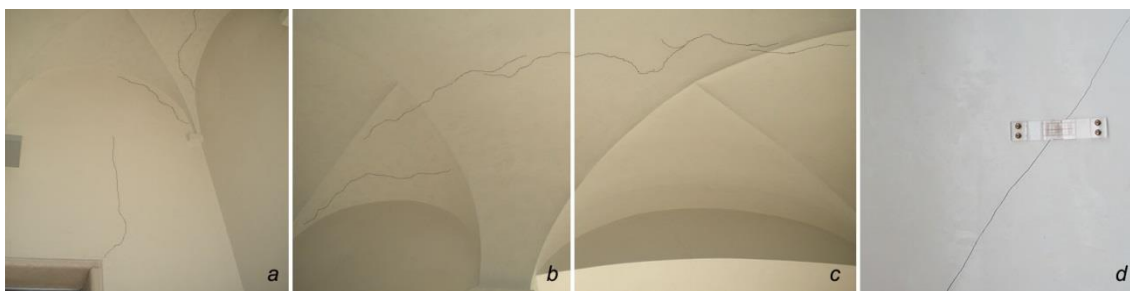


Figura 7.40: a-b-c) fessure sulle volte al primo livello; d) lesione diagonale monitorata al secondo piano.

Particolarmente interessante si ritiene essere il rilievo del quadro fessurativo nel *Volto delle Fiorare*, alla luce del cedimento fondazionale che lo ha interessato nel XIX secolo. In particolare si vuole indagare se il cedimento sia concluso o se si manifesti tutt'ora. Nel prospetto del volto su *Via del Municipio* sono tutt'ora visibili delle sconessioni nel rivestimento in pietra, le quali si propagano in corrispondenza delle aperture fino all'arco ribassato (Figura 7.41a). Le lesioni sono state risarcite, probabilmente da restauri più recenti, ma non si esclude siano successive al 1841 dal momento che lo stato di fatto a firma Maestri non presenta il rivestimento in pietra. Osservando il prospetto sulla *Piazza delle Erbe*, invece, si individuano delle lesioni molto definite in corrispondenza delle aperture (Figura 7.41b-c). La stessa cornice sotto il tetto è deformata, sintomo evidente dello scorrimento relativo tra le due porzioni di edificio. Ma la prova definitiva che il cedimento potrebbe essere ancora in atto è attestata dalla pavimentazione della *reception*, situata al primo piano del volto. Questa è stata completamente rifatta nel 2002 dal restauro del piano primo (cfr. 7.1.5), dunque le due grandi fessure che attraversano il pavimento da una parte all'altra del volto sono relativamente recenti (Figura 7.41d). Tuttavia, nulla si registra all'intradosso del volto.



Figura 7.41: a) lesioni ripristinate su Via del Municipio; b-c) lesioni ancora visibili su Piazza delle Erbe; d) fessura sul pavimento della Reception

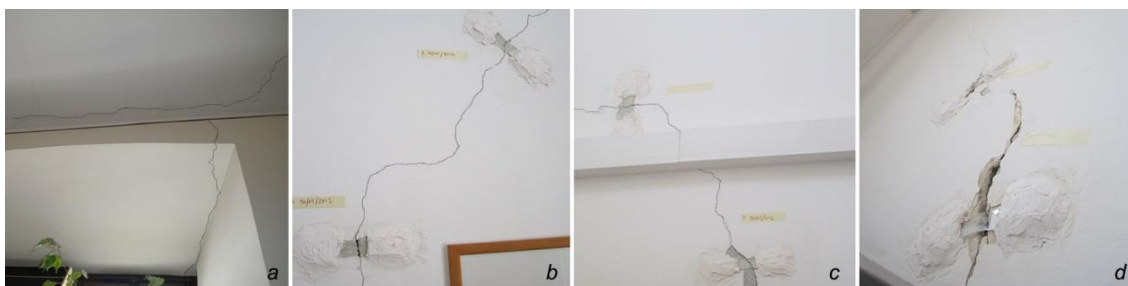
Al piano secondo, sopra il *volto delle Fiorare*, si trovano tre ambienti voltati separati da delle partizioni verticali esili che si ritengono non portanti. Queste presentano un quadro fessurativo notevole, specialmente all'imposta delle volte e in corrispondenza delle aperture. Le stesse volte presentano caratteristiche differenti: quelle verso l'ala Moschini non presentano fessure mentre quella verso Palazzo Moroni, che si ritiene essere invece la volta strutturale, mostra delle lesioni diffuse. Nel corridoio d'accettazione allo stesso livello è presente una lesione importante sulla pavimentazione, che è stata successivamente risarcita.

Al terzo piano l'attenzione si focalizza su delle fessure sul solaio piano di copertura dell'archivio, le quali si propagano da nord a sud per quasi tutta la stanza (Figura 7.42a-b). Nella sala impiantistica attigua, delle fessurazioni orizzontali sulla muratura fanno ipotizzare la presenza di un cordolo in calcestruzzo armato (Figura 7.42c-d).



Figura 7.42: a-b) lesioni sul soffitto dell'archivio al terzo piano; c-d) lesioni in corrispondenza del cordolo nella sala impiantistica al terzo piano.

Per quanto riguarda la U.S.2, il rilievo del piano terra non è stato effettuato. Al piano primo, negli ultimi uffici rivolti ad ovest dell' U.S.2, sono presenti una serie di lesioni che si propagano diagonalmente a partire da aperture nella muratura (Figura 7.43a). Questo perché la presenza di aperture nel pannello murario rappresenta una via preferenziale per la formazione delle lesioni, in quanto in corrispondenza di esse si hanno concentrazioni di tensioni. Al piano superiore, le stesse murature di spina presentano delle lesioni diagonali che si sono manifestate nel 2012 a seguito del sisma dell'Emilia (Figura 7.43b-c-d). Queste lesioni sono associabili a rottura per taglio del pannello murario sottoposto ad azioni nel piano. Risulta particolarmente interessante rilevare che le principali lesioni dell'ala si concentrano soprattutto in questi pannelli murari collocati al centro dell'U.S.2.



**Figura 7.43: a) lesioni in corrispondenza di aperture al piano primo; b-c-d) lesioni a taglio sulle mura-
ture di spina al secondo piano.**

La formazione di lesioni nel sottotetto dell'*ala Moschini* si ha prevalentemente in corrispondenza degli archi nel corridoio, le quali sono agevolate da forature per il passaggio impiantistico (Figura 7.44b-c). È presente inoltre una lesione in corrispondenza dell'attacco tra un puntone di copertura e la muratura portante (Figura 7.44a). Nel sottotetto di copertura della *Sala del Consiglio* alcune capriate lignee presentano il monaco che poggia sulla catena, probabile sintomo di una carenza di collegamenti ai nodi delle capriate stesse (Figura 7.44d).



**Figura 7.44: a) martellamento di un puntone di copertura su un pilastro; b-c) lesioni in copertura in
corrispondenza di aperture nella muratura; d) il monaco delle capriate nella Sala del Consiglio poggia
sulla catena.**

7.2.2 Degrado

Parallelamente al rilievo dei dissesti si è proceduto nel rilievo dei degradi, i quali sono stati opportunamente identificati, fotografati e localizzati nelle tavole del quadro lesivo per mezzo di coni visuali. Si riporta di seguito quelle che si ritengono essere le principali tipologie di degrado riscontrate.

Nel valutare lo stato di conservazione dei prospetti si è fatto riferimento al lessico dei degradi stabilito dalla NORMAL 1/88²⁹, dal momento che sono per lo più rivestiti in pietra. I prospetti su *Piazza delle Erbe* presentano un buono stato di conservazione, grazie evidentemente ad interventi di manutenzione delle facciate. Infatti i degradi registrati sono per lo più

²⁹ [S24] Raccomandazioni Normal 1/88, *alterazioni macroscopiche dei materiali lapidei*: lessico redatto da CNR centri di Milano e Roma sulle cause di deperimento e sui metodi di conservazione delle opere d'arte e ICR Istituto Centrale per il Restauro.

legati al deperimento naturale della pietra nel tempo (alterazioni cromatiche, mancanze o lacune) piuttosto che all'incuria (patina biologica, presenza di vegetazione)(Figura 7.45a). Lo stesso non si può dire dei porticati pubblici che si affacciano sulla piazza, dove si identificano depositi superficiali di materiale organico (guano di piccione) e, talvolta, graffiti vandalici (Figura 7.45b-c). I prospetti sulla corte interna e sul chiostro dorico, essendo intonacati, sono più propensi a manifestare patine o macchie dovute all'interazione con gli agenti atmosferici (Figura 7.45d).



Figura 7.45: a) mancanze su un pilastro in piazza delle Erbe; b) graffito vandalico; c) deposito superficiale nelle volte a crociera del porticato esterno; d) patina biologica nell'intonaco del chiostro dorico.

In entrambe le unità strutturali sono stati riscontrati fenomeni di degrado dell'intonaco promossi dall'umidità e dagli agenti atmosferici. Questi si localizzano generalmente in corrispondenza delle aperture, a causa dell'insufficiente impermeabilizzazione tra la muratura e i serramenti o dell'eventuale condensa che si forma sulle vetrate, e si manifestano con macchie, efflorescenze e fronti di risalita. Altre alterazioni cromatiche in corrispondenza delle finestre si pensano essere dovute a ponti termici. Fenomeni di questo tipo si riscontrano nelle aperture degli uffici esposti ad est dell'ala novecentesca (Figura 7.46a), nelle finestre della *Sala del Consiglio* (Figura 7.46c) e in altri uffici nell'ala nord del palazzo cinquecentesco (Figura 7.46b-d).

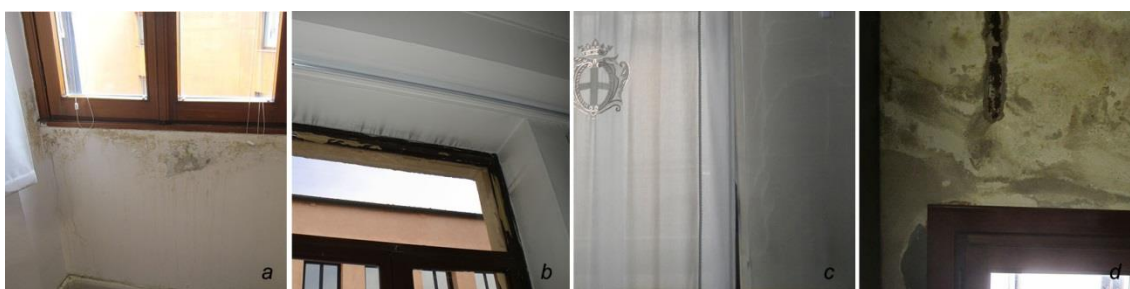


Figura 7.46: a) efflorescenze dovute a umidità nell'ala Moschini; b) macchie sull'intonaco probabilmente causate da un ponte termico; c) fronte di risalita di umidità sull'intonaco in corrispondenza di un'apertura nella Sala del Consiglio; d) efflorescenze dovute a umidità nel sottotetto del palazzo cinquecentesco.

Palazzo Moroni così come l'*Ala Moschini* presentano un gran numero di controsoffitti in arelle, costituiti da una fitta orditura di canne e una struttura reggente lignea. La deperibilità dei materiali costituenti e la flessibilità della struttura fa sì che questi siano particolarmente suscettibili all'azione del tempo, manifestando fessurazioni più o meno diffuse (Figura 7.47a-b). All'ultimo livello del palazzo cinquecentesco alcuni controsoffitti originali sono fortemente deperiti, probabilmente anche a causa della forte presenza di condotti impiantistici (Figura 7.47c-d).



Figura 7.47: a-b) fessurazioni su controsoffitto in arelle, *Ala Moschini*; c-d) degrado in alcuni dei controsoffitti in arelle al terzo piano di *Palazzo Moroni*.

Spesso sono gli stessi interventi di adeguamento delle dotazioni impiantistiche che si fanno promotori di degrado. Al primo piano dell'*Ala Moschini* la perdita di una tubazione ha provocato aloni e marcescenze sul controsoffitto in compensato, provocandone la rimozione di un pannello (Figura 7.48a). L'allettamento delle condutture idrauliche nella pavimentazione della *Sala del Consiglio* ha causato avvallamenti e disgregazioni del terrazzo alla veneziana (Figura 7.48b). Nella *Sala dei Nodari*, interamente affrescata, la realizzazione di impianti in traccia ha comportato la rimozione di parte delle dipinture originali (Figura 7.48c). infine, in molti ambienti del palazzo si registrano fessurazioni nell'intonaco in corrispondenza di tracce impiantistiche (Figura 7.48d).



Figura 7.48: degrading promoted by the realization of plants: a) degradation of the ceiling in *Ala Moschini*; b) disintegration of the Venetian terrazzo in the *Sala del Consiglio*; c) damage to the frescoes in the *Sala dei Nodari*; d) cracks in the plaster in correspondence of the traces of the electrical plant.

La presenza di degradi in copertura è promossa in gran parte da infiltrazioni di acqua, che causano macchie e marcescenze nelle strutture lignee. Questi fenomeni si presentano diffusamente nell'ala novecentesca (Figura 7.49a-b) e più saltuariamente nella copertura di *Palazzo Moroni* (Figura 7.49c). Le infiltrazioni si propagano anche lungo le murature d'ambito, favorendo l'insorgere di patine biologiche nonché il distacco dell'intonaco. Nell'*Ala Moschini* alcune tavelle in laterizio costituenti il manto di copertura sono fortemente danneggiate dall'insorgere di cricche, probabilmente dovute ai cicli termici o agli agenti atmosferici oltre che alla presenza di difetti congeniti nel laterizio (Figura 7.49d).



Figura 7.49: a) marcescenza delle travi e patina biologica sulla parete nell'*Ala Moschini*; b) deformazione delle travi danneggiate da infiltrazioni; c) marcescenza in copertura della Sala del Consiglio; d) tavella in laterizio danneggiata dell'*Ala Moschini*.

7.3 Vulnerabilità e criticità

Questa sezione ha lo scopo di indagare le eventuali carenze costruttive, nonché le vulnerabilità potenziali in campo sismico, non evidenziate dal rilievo critico del danno. Lo studio si basa sulla ricerca di discontinuità strutturali dovute a processi costruttivi differenti, sulla valutazione delle possibili interazioni tra i corpi che costituiscono la fabbrica, sulla valutazione dell'interazione tra gli apparati decorativi storico-artistici e gli eventuali impianti tecnici nonché sull'individuazione di elementi sensibili come statue o guglie³⁰. Fondamentale in questa fase è l'osservazione dei danni a seguito di sisma ricorrenti per edifici tipologicamente affini a *Palazzo Moroni*, al fine di individuare gli elementi di maggior vulnerabilità.

- **Elementi non strutturali vulnerabili.** Fanno parte di questa categoria gli elementi decorativi che si trovano sui prospetti esterni e sulle pareti del chiostro dorico. Si tratta di opere di pregio in materiale lapideo, talvolta di massa notevole, che potrebbero essere suscettibili al distacco in caso di azione sismica. Le fonti storiche riportano che la propensione in passato ad appendere ai prospetti targhe commemorative ha provocato

³⁰ [N3] Linee Guida, *Schema di Capitolato prestazionale*, § 6

«seri problemi di tenuta delle pareti»³¹, comportando la rimozione di più di seicento iscrizioni nel 1691. In taluni casi è possibile verificare la presenza di staffe metalliche di ancoraggio. Sono stati individuati in questa categoria anche i controsoffitti in arelle, in quadrettoni o in cartongesso che si riscontrano in molti ambienti del palazzo. Questi, sebbene non siano elementi strutturali, possono subire ingenti danni a seguito dell'azione sismica, costituendo un pericolo per le attività che si svolgono all'interno dell'edificio. Per lo stesso motivo, anche le volte ipotizzate come non strutturali al secondo piano del *volto delle Fiorare* sono da considerarsi vulnerabili.

- **Elementi in aggetto.** Gli elementi che si protendono oltre l'ingombro del palazzo possono essere più facilmente soggetti alle azioni fuori piano, costituendo un pericolo per gli ambienti che si trovano a quota inferiore. A questa categoria appartiene la lunga balconata in pietra sul prospetto di *Piazza delle Erbe* e la passerella che congiunge il palazzo cinquecentesco al *Palazzo Moretti-Scarpari*.
- **Irregolarità altimetriche.** Le irregolarità altimetriche sono costituite da tutti gli svettamenti che si protendono oltre l'ingombro principale dell'edificio, come i comignoli, gli abbaini, le statue e le guglie. Essi, al pari degli elementi aggettanti, sono più vulnerabili alle azioni fuori piano indotte dal sisma.

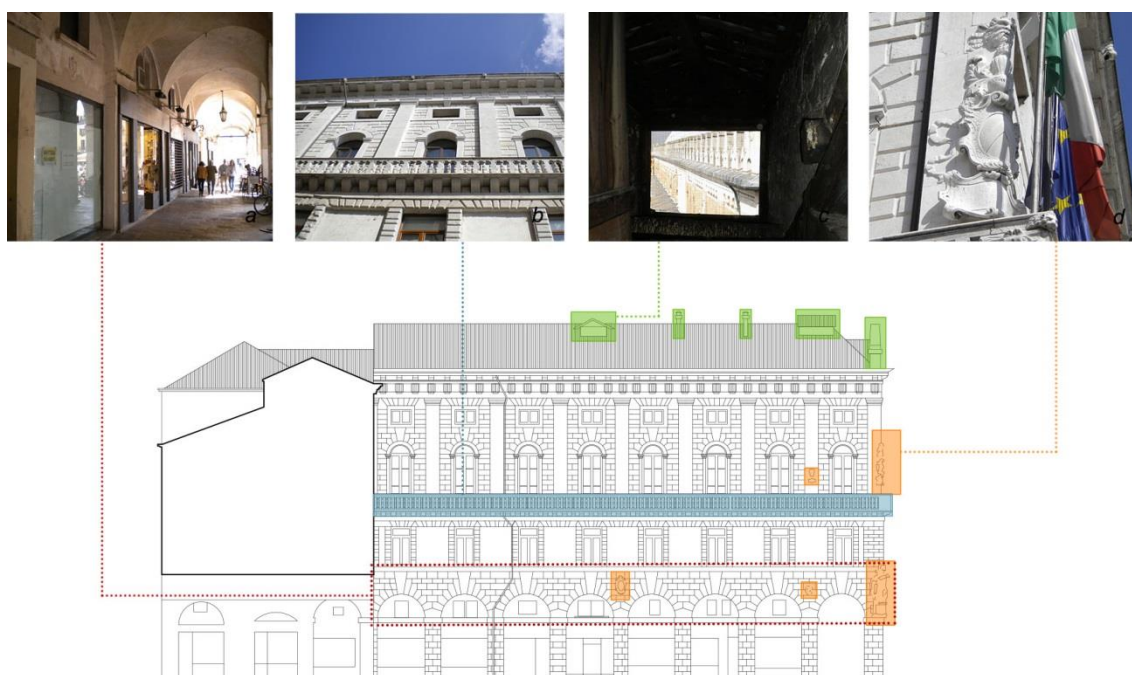


Figura 7.50: vulnerabilità in prospettiva; a) orizzontamenti spingenti; b) elementi in aggetto; c) irregolarità altimetriche; d) elementi non strutturali vulnerabili.

³¹ [B16] R. Lamon, *Palazzo Moroni e gli edifici comunali circostanti*, 2008, Padova, p. 12

- **Orizzontamenti spingenti.** Gli orizzontamenti voltati per loro natura generano azioni orizzontali anche in campo statico sulle murature sulle quali si impostano. Queste, in caso di sisma, si vanno a sommare alle forze d'inerzia, favorendo i meccanismi di primo modo. Gran parte dei primi due livelli è costituita da orizzontamenti spingenti.
- **Irregolarità planivolumetriche.** Sono state rilevate tutte le parti dell'edificio che costituiscono un'irregolarità planivolumetrica. Tra queste vi sono le scale ad edicola del piano terra e il chiostro dorico, che risulta essere più basso rispetto al corpo principale. Le irregolarità planivolumetriche possono comportare martellamento tra parti che, a causa della differente altezza e rigidità, presentano periodi di oscillazione differenti.
- **Restringimenti della sezione muraria.** Le nicchie ricavate nella muratura, così come le canne fumarie, costituiscono dei restringimenti della sezione muraria dove la resistenza alle azioni verticali e orizzontali è inferiore rispetto a quella del paramento nel suo intero spessore. Per questo motivo le nicchie e le canne fumarie possono costituire delle corsie preferenziali nella formazione di lesioni, che tendono a manifestarsi in caso di sisma. Restringimenti della sezione muraria si registrano in corrispondenza delle finestre di entrambe le unità strutturali, dal momento che le fasce di piano sono generalmente di spessore inferiore rispetto ai maschi murari. Inoltre alcune cavità all'interno della muratura al piano primo sono dovute alla realizzazione di vani tecnici per l'allocazione di impianti.
- **Aperture tamponate.** Talvolta accade che, per esigenze funzionali, si renda necessaria la tamponatura delle aperture originali del fabbricato. Questo genere di interventi potrebbe essere stato realizzato senza gli accorgimenti necessari ad ammorsare il nuovo materiale d'apporto con la muratura esistente, rendendo possibile il distacco del materiale in caso di sisma. Aperture tamponate sono state riscontrate nel soffitto delle escuderie al piano terra, nella parete in comune tra l'a U.S.1 e la U.S.2 e negli uffici al piano primo del palazzo cinquecentesco. Una finestra della *Sala della Giunta* è stata tamponata con un monumento lapideo nel 1842.
- **Catene vulnerabili.** Si procede in questa sezione nell'individuazione dei presidi sismici che potrebbero non attivarsi in caso di sisma a causa del deperimento di un elemento costitutivo. In particolare, una catena delle volte a crociera nel chiostro dorico presenta un capochiave danneggiato.



Figura 7.51: vulnerabilità in pianta, piano primo; a) irregolarità planivolumetriche; b) restringimenti della sezione muraria; c) aperture tamponate; d) catene vulnerabili.

- **Murature debolmente controventate.** Dal momento che le murature sono poco resistenti alle azioni orizzontali fuori dal piano, è fondamentale che esse siano associate ad un adeguato numero di paramenti di spina o di controvento. Se una muratura d'ambito presenta poche pareti di controvento sarà più propensa a manifestare meccanismi di primo modo a seguito di azione sismica. Questa problematica è tipica degli ambienti di grande dimensione, come nel nostro caso la *Sala del Consiglio*.
- **Interfaccia tra strutture di epoche differenti.** Quando l'aggregato è costituito da celle strutturali costituite in periodi differenti particolare attenzione va dedicata alle murature contigue alle unità strutturali. Queste costituiscono un elemento di vulnerabilità in quanto subiscono azioni provenienti da entrambe le celle e sono soggette più delle altre a fenomeni di danneggiamento a seguito di martellamento. Un'ulteriore aggravante è data dall'eventuale presenza di solai sfalsati. Il paramento in comune tra *Palazzo Moroni* e *l'Ala Moschini* risulta essere quello originario cinquecentesco, come suggeriscono alcune foto del volto di fine ottocento. Nulla si può intuire invece dell'interfaccia tra *l'Ala Moschini* e il palazzo a destinazione commerciale, non avendo avuto accesso a quest'ultimo; il nuovo edificio potrebbe condividere un paramento murario con *l'Ala Moschini* oppure potrebbe essere stato costruito in adiacenza, costituendo comunque una vulnerabilità.

- **Muri portanti in falso.** Si tratta di setti murari portanti che, ad un determinato livello, sono o mancanti o disallineati rispetto a quelli del piano inferiore, con la conseguenza che il carico non viene trasmesso in modo continuo dalla copertura fino terra. Questo tipo di vulnerabilità è in gran parte dovuto ad interventi di demolizione di murature portanti avvenuti nel corso dei secoli per aggiornare l'edificio alle funzioni insediate. Nella loro determinazione, pertanto, è stato fondamentale il confronto tra le rappresentazioni iconografiche storiche oltre all'individuazione degli interventi strutturali.

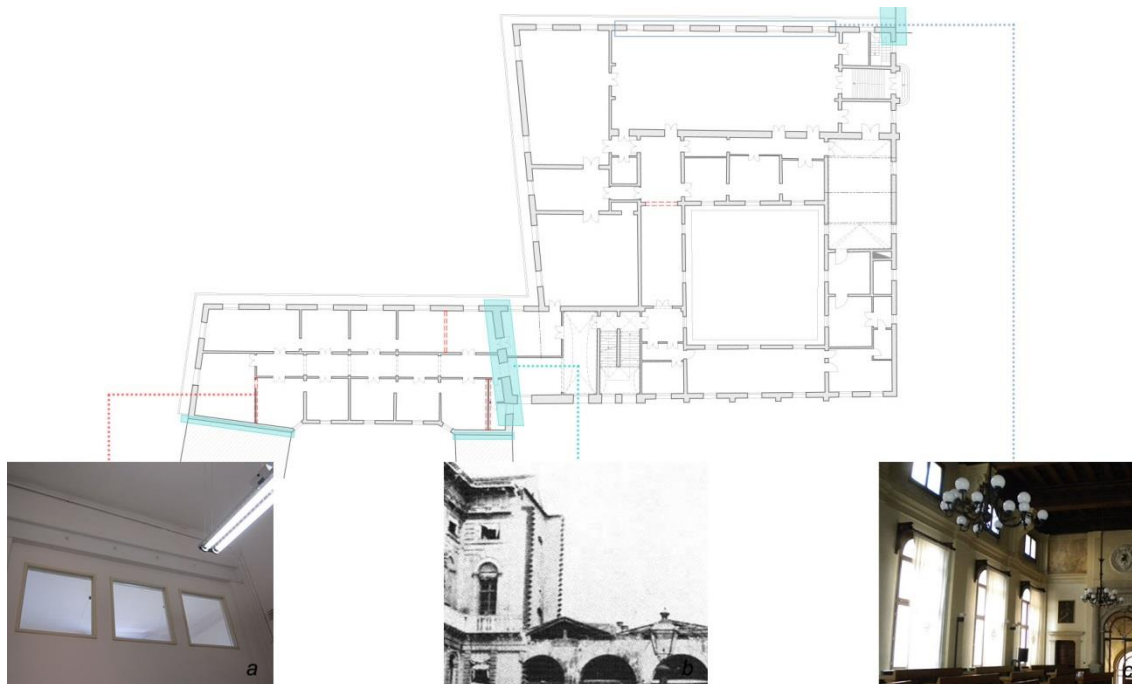


Figura 7.52: vulnerabilità in prospetto, piano secondo; a) muri portanti in falso; b) interfaccia tra strutture di epoche differenti; c) murature debolmente controventate.

- **Elementi di massa rilevante.** Sono stati rilevati in questa categoria tutti gli elementi di notevole massa, come gli impianti frigoriferi, le CTA e gli schedari. Le masse, oltre a gravare sulle strutture in campo statico, sono responsabili delle azioni orizzontali in campo sismico, in quanto ad esse sono associate le forze di inerzia. Per tale motivo, elementi di massa rilevante costituiscono un aggravio delle azioni sismiche a carico della struttura. Impianti di notevole dimensione si trovano in copertura dell'*Ala Moschini*, nel sottotetto al terzo piano e nella copertura piana di *Palazzo Moroni*. Inoltre, archivi e schedari sono presenti nel sottotetto del chiostro dorico e negli uffici sopra la *Sala della Giunta*.
- **Apertura di varchi nelle murature.** Questa specifica categoria si riferisce a dei varchi nella muratura portante del sottotetto del palazzo cinquecentesco, i quali sono stati

aperti al fine di ricavare un passaggio tra i vari ambienti in copertura. La forma irregolare dell'apertura suggerisce che siano stati realizzati *ex post*, senza far ricorso a elementi portanti orizzontali di sostegno come architravi o piattebande. Essi costituiscono un'irregolarità nella muratura, aggravata dall'assenza di elementi atti a ripartire i carichi sulle spalle dell'apertura.

- **Solai e cordoli in calcestruzzo armato.** La realizzazione di solai in cemento armato in edifici storici può costituire una vulnerabilità, dal momento che questi presentano pesi e rigidzze notevoli che, in caso di sisma, sono responsabili di fenomeni di martellamento sulla muratura. I solai in cemento armato si interfacciano con la muratura attraverso dei cordoli i quali, quando realizzati *ex post*, poggiano solo su una parte del paramento murario. Solai in cemento o laterocemento sono stati individuati al piano terra in prossimità dello *Scalone*, al piano terzo nei pressi della *Sala del Consiglio* e in copertura in entrambe le unità strutturali.

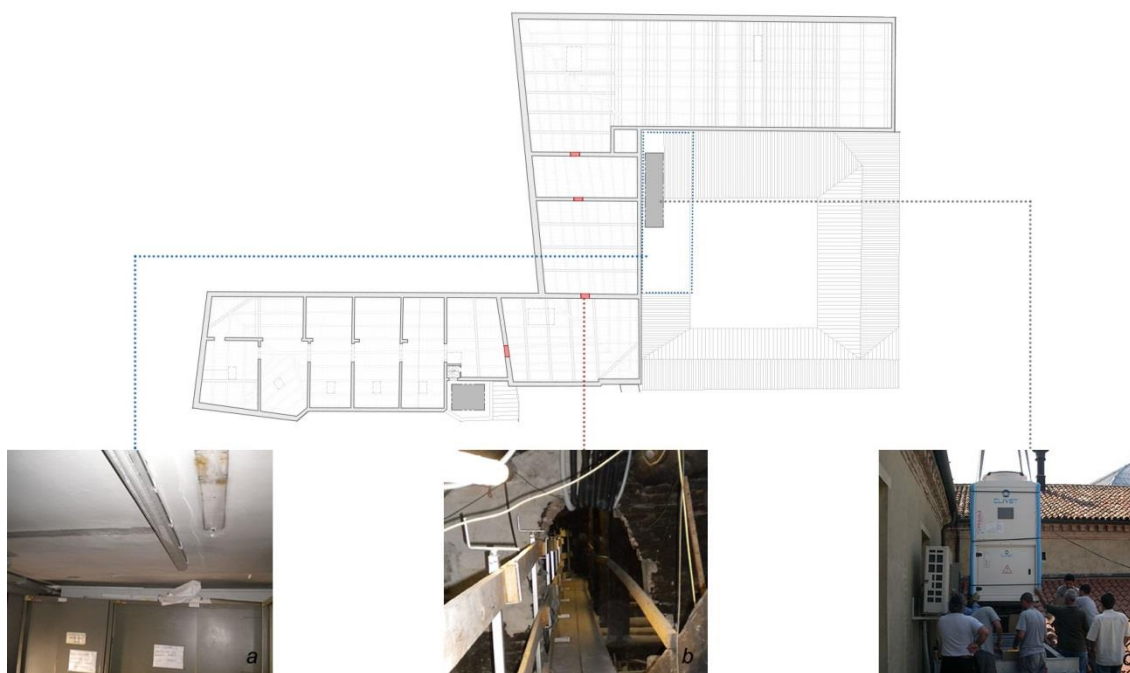


Figura 7.53: vulnerabilità in pianta, sottotetto; a) solai e cordoli in calcestruzzo armato; b) apertura di varchi nelle murature; c) elementi di massa rilevante.

- **Verifica dell'allineamento tra le aperture.** Se nei prospetti si verifica l'allineamento tra le aperture, sarà possibile individuare delle porzioni di muratura continue che si estendono da cielo a terra. Queste vengono denominate *maschi murari*, e svolgono un ruolo fondamentale nella trasmissione delle azioni orizzontali e verticali in fondazione. Le porzioni di muratura comprese tra le aperture di due livelli successivi e ortogonali ai

maschi murari sono dette *fasce di piano*, e svolgono il ruolo di accoppiamento e trasferimento delle forze orizzontali tra un maschio e l'altro. Tanto più è regolare la disposizione dei fori nell'edificio, tanto più sarà regolare la distribuzione di maschi murari e fasce di piano, il che garantisce una migliore ripartizione delle azioni in campo statico e sismico. Questo si verifica in quasi tutte le murature d'ambito di *Palazzo Moroni* e dell'*Ala Moschini*, ad eccezione del prospetto est, prospiciente la corte interna, dove l'innesto tra il prospetto e le scale ad edicola non permette l'individuazione di una porzione di muratura continua da cielo a terra.



Figura 7.54: individuazione di maschi murari e fasce di piano nel prospetto est.

Capitolo 8

Valutazione dell'impatto degli impianti tecnologici sugli elementi strutturali

Talvolta accade che gli interventi sugli edifici esistenti siano dettati non da necessità specificatamente strutturali ma piuttosto da esigenze di adeguamento normativo, come avviene nel caso dei rifacimenti impiantistici. Questi interventi, se non opportunamente calibrati e valutati, possono interagire con il sistema resistente della fabbrica fino a sancirne modificazioni del comportamento strutturale. L'interazione tra la costruzione e gli impianti deve essere opportunamente valutata al fine di limitare gli interventi che modifichino il comportamento strutturale dell'edificio o, se questo non fosse possibile, per attuare quegli specifici interventi di consolidamento atti a bilanciare gli effetti negativi provocati.

Gli interventi per la canalizzazione degli impianti possono costituire una sensibile riduzione di resistenza degli elementi strutturali e per di più, in relazione alla posizione in cui vengono realizzati, possono inficiare i collegamenti tra le porzioni murarie. Per tale ragione sarebbe preferibile evitare:

- Tagli negli orizzontamenti per la formazione di cavedi e passaggi di impianti a pavimento;
- Tagli verticali nelle murature;
- Tagli orizzontali nelle murature;
- Tutte le operazioni che peggiorano il comportamento strutturale in campo sismico.

Il rilievo in sito e la documentazione d'archivio hanno permesso la ricostruzione dei principali impianti del palazzo. Di seguito si riporta una descrizione non tecnica che ha il solo scopo di indagare le interazioni tra gli apparati impiantistici e il sistema resistente.

8.1 Riscaldamento e climatizzazione

La rete impiantistica dell'aggregato risulta complessa su più punti di vista, in parte perché deve servire un gran numero di ambienti tipologicamente differenti, in parte perché su di essa si sono realizzati interventi a più riprese.

La centrale termica è collocata al pian terreno, in un vano ricavato dalla chiusura di una volta a crociera, e comunica con una cisterna per il combustibile interrata appena fuori l'ingombro dell'edificio. Una serie di tubazioni coibenti porta i fumi di scarico in copertura, attraverso un cavedio ricavato in corrispondenza di un vano scale.

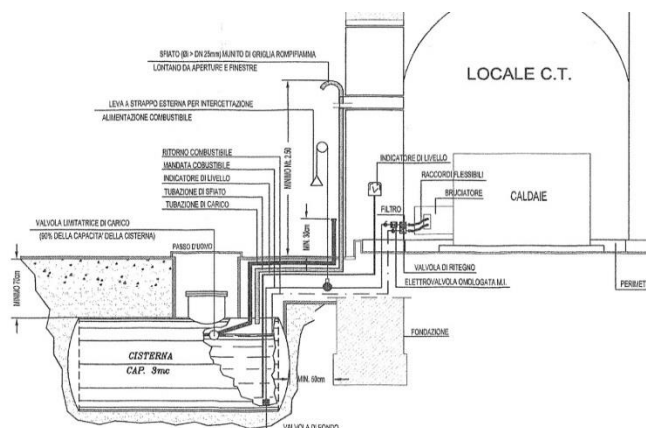


Figura 8.1: collocazione della centrale termica in Palazzo Moroni, progetto Marchetto, 2000.

Non avendo a disposizione i progetti degli impianti di riscaldamento risulta difficile stabilire dove siano alloccate le tubazioni. È probabile che al piano primo e al piano secondo si trovino sotto la pavimentazione, come suggeriscono le ispezioni effettuate nel pavimento della *Sala della Giunta*. Lo stesso pavimento della *Sala del Consiglio* presenta evidenti sconnessioni dovute alla presenza di tubazioni innestate nella pavimentazione originaria. Sebbene proprio queste siano promotrici di degrado nei confronti del terrazzo alla veneziana (cfr. § 7.2.2) si ritiene che il loro allettamento al di sotto della pavimentazione non costituisca un indebolimento dell'orizzontamento, fintanto che non venga intaccato lo spessore strutturale della volta. Nella *Sala dei Nodari* sono state inserite delle condotte nella muratura, le quali, più che costituire un indebolimento del paramento portante, sono causa di lacune negli affreschi. Al piano primo, tra due finestre della *Sala Livio Paladin*, alcuni impianti sono stati allocati in una nicchia di notevoli dimensioni nella muratura, la quale costituisce un indebolimento locale del maschio murario.



Figura 8.2: a) tubazioni al di sotto del pavimento, Sala della Giunta; b) canalizzazioni nel pavimento della Sala del Consiglio; c) tubazioni in traccia nella Sala dei Nodari; d) nicchia nella Sala Paladin.

Il passaggio delle tubazioni in copertura richiede spesso la realizzazione di forature nei paramenti murari, le quali possono costituire un punto preferenziale di propagazione delle

lesioni. Questi interventi hanno interessato anche elementi strutturali particolarmente rilevanti, come i frenelli della volta nella *Sala dei Nodari*.

Il riscaldamento del palazzo cinquecentesco avviene per mezzo di termosifoni. Alcuni di questi vengono incassati nella muratura e le relative tubature vengono poste in traccia, come avviene nell'*ufficio del Sindaco*, comportando locali riduzioni dello spessore murario. Anche nell'*Ala Moschini* il riscaldamento è affidato a radiatori, tuttavia le tubazioni sono poste in vista all'esterno della muratura e si raccordano al di sopra del controsoffitto nel corridoio, collegandosi ad un tubo di mandata che attraversa i solai.



Figura 8.3: a) tubazioni in copertura; b) frenelli della volta nella *Sala dei Nodari*; c-d) confronto tra il riscaldamento nel palazzo cinquecentesco e nell'*Ala Moschini*.

Il raffrescamento negli uffici delle due ali è affidato prevalentemente a fan coil, i quali sono collegati a dei gruppi frigoriferi presenti in copertura, uno per *Palazzo Moroni* e uno per *l'Ala Moschini*. Il primo è alloggiato su una struttura in acciaio, la quale ripartisce i carichi sulle murature portanti cinquecentesche senza gravare sul solaio piano di copertura. Tale struttura è costituita da delle travi HEB che si innestano nella muratura portante e che, in caso di sisma, sarebbero responsabili di forze concentrate che potrebbero indebolire il paramento. Il secondo gruppo frigorifero, invece, non è stato ispezionato. Nell'ala novecentesca e negli uffici all'ultimo piano del palazzo cinquecentesco le tubazioni di mandata e di ritorno dai gruppi frigoriferi ai fan coil sono allacciate nel controsoffitto, e per tale ragione non dovrebbero interagire negativamente con gli orizzontamenti.

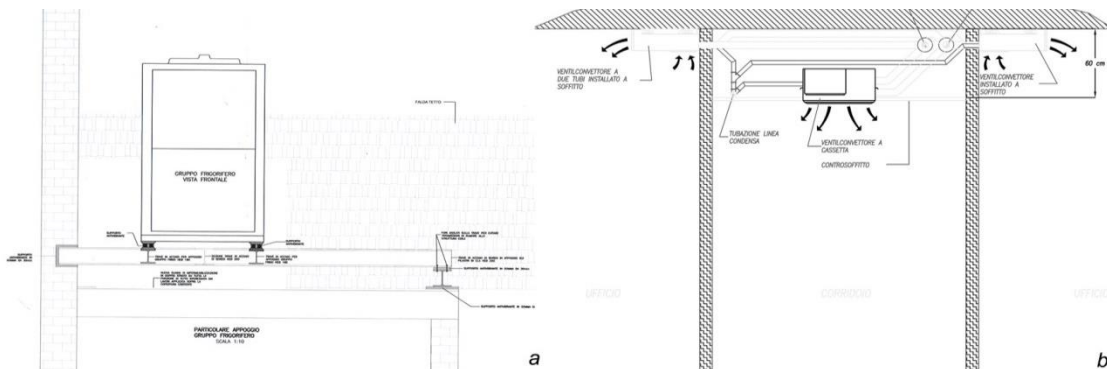


Figura 8.4: a) gruppo frigorifero; b) disposizione tipo degli impianti nel controsoffitto.

Gli ambienti di grande dimensione come la *Sala della Giunta* e la *Sala del Consiglio* sono serviti da delle CTA¹. Nella prima sala la CTA è posta nel controsoffitto del piano secondo, pertanto una canalizzazione scende lungo la parete e scorre lungo il solaio consolidato. Questo viene talvolta forato per permettere il passaggio di bocchette di areazione. Nella *Sala del Consiglio*, invece, la CTA è posta nell'attiguo sottotetto del terzo piano. Il passaggio delle condotte di areazione tra i due ambienti avviene attraverso delle aperture che, probabilmente, in passato erano delle finestre.

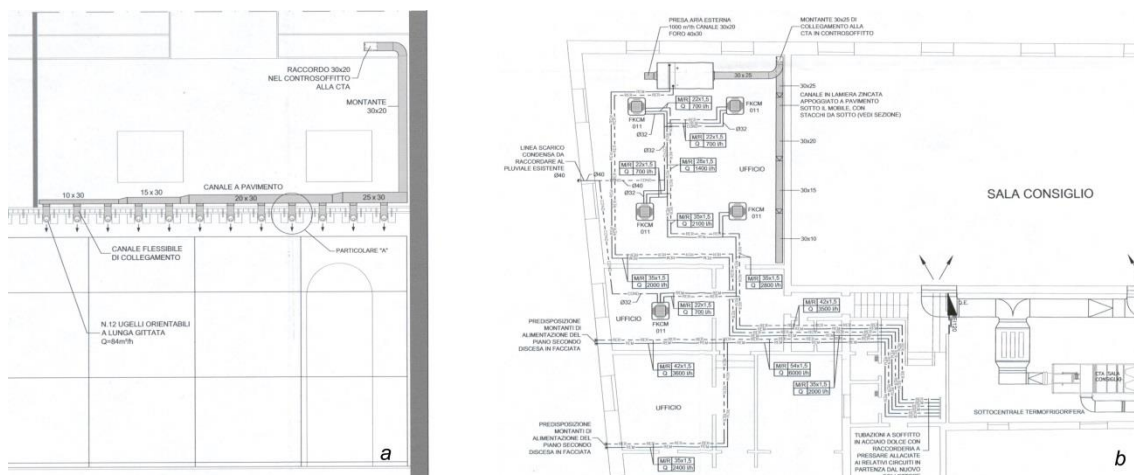


Figura 8.5: a) sezione tra la Sala del Consiglio e il piano risorse finanziarie che evidenzia il percorso delle canalizzazioni dalla CTA al solaio consolidato; b) schema funzionale degli impianti di raffrescamento, progetto di restauro del 2005.

Anche negli ambienti del piano nobile di *Palazzo Moroni* il raffrescamento è affidato a dei vettilconvettori, le cui tubature, a differenza dell'*Ala Moschini*, sono ricavate in percorsi entro canalina a parete. Così avviene, ad esempio, nella *Sala conferenze stampa*.

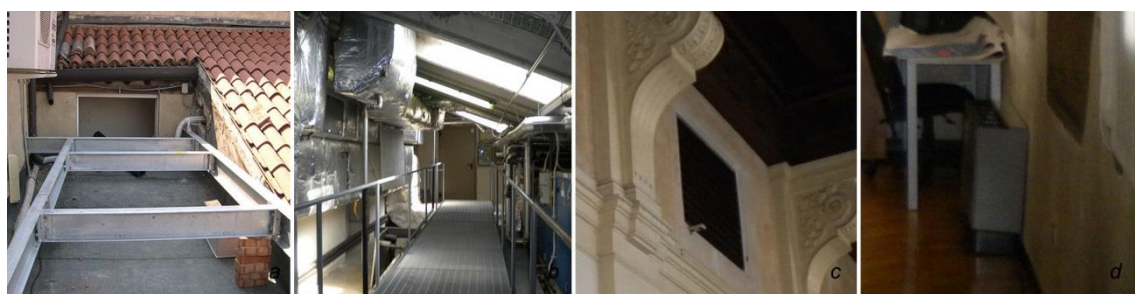


Figura 8.6: a) struttura di alloggiamento del gruppo frigorifero; b) sottocentrale frigorifera nel sottotetto; c) in una precedente apertura nella Sala del Consiglio si ha il passaggio di condotte d'areazione; d) vettilconvettori nella Sala conferenze stampa.

¹ Centrale Trattamento Aria

8.2 Impianto elettrico

Non avendo a disposizione elaborati grafici inerenti l'impianto elettrico, si riportano le principali caratteristiche individuate dal rilievo in sito, evidenziando laddove le canalizzazioni costituiscano una vulnerabilità nei confronti del sistema resistente.

Il rilievo in sito ha evidenziato una tendenza che già si è riscontrata nell'indagare l'impianto di climatizzazione: mentre nell'*Ala Moschini* i più recenti percorsi impiantistici sono stati lasciati a vista, negli ambienti più nobili del palazzo cinquecentesco si cerca di celare le canalizzazioni nella muratura. Per tale motivo, le murature cinquecentesche hanno subito più rimaneggiamenti e sono più propense a manifestare fessurazioni nell'intonaco in corrispondenza delle canalizzazioni.

Come avviene per gli impianti idraulici, nelle soffitte si ha una grande concentrazione di condutture che attraversano i paramenti murari per mezzo di forature. Alcune di esse sono state realizzate in punti particolarmente sollecitati della muratura, tanto che hanno contribuito all'apertura di fessurazioni rilevanti.



Figura 8.7: a) gli impianti degli ambienti nobili nel palazzo cinquecentesco sono tutti realizzati in traccia; b) canalizzazioni a vista nell'*Ala Moschini*; c-d) danni in copertura provocati dalla realizzazione di fori al di sotto di travi portanti.

8.3 Allontanamento acque meteoriche

L'allontanamento delle acque meteoriche provenienti dalle gronde dei tetti avviene per mezzo di pluviali esterni, facilmente individuabili nei prospetti.

L'unica singolarità è data dagli ambienti al piano terra, una volta scuderie. Per raccogliere le acque meteoriche provenienti dai tetti del chiostro dorico e dai lucernari nelle volte a crociera, si rese necessaria l'introduzione di pluviali, i quali sono stati inseriti nella muratura provocando dei lunghi tagli verticali.



Figura 8.8: *a) pluviali nella facciata sud del palazzo sono stati aggiunti in un secondo tempo; b) le gronde del chiostro dorico attraversano il solaio di calpestio e proseguono al piano inferiore; c) scanalatura verticale nella muratura della sala espositiva; d) sistema di raccolta delle acque meteoriche dal lucernario.*

8.4 Impianto antincendio

Il progetto di adeguamento alla normativa antincendio redatto nel 2012 prevede la dotazione di lance antincendio (naspi) in tutti i palazzi facenti parte dell'aggregato. Dal rilievo del complesso risulta che l'installazione di tali dispositivi non ha avuto luogo, e che la prevenzione antincendio è completamente affidata ad estintori. Il complesso dunque non è dotato di un impianto antincendio.

Capitolo 9

Valutazione della sicurezza strutturale

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni le Norme Tecniche fanno riferimento ad un criterio probabilistico di primo livello, detto *metodo semiprobabilistico agli stati limite*. Questo si basa sul confronto deterministico tra due grandezze, la resistenza e l'effetto delle azioni, le quali sono rappresentate dai valori caratteristici R_{ki} e F_{ki} , definiti rispettivamente come il frattile inferiore delle resistenze ed il frattile (superiore od inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. La verifica della sicurezza di una struttura deve essere attuata, secondo un approccio prestazionale, in relazione agli *stati limite* che si possono verificare durante la sua vita nominale. Questi possono avere carattere irreversibile e condurre a collasso, e sono pertanto detti *stati limite ultimi*, oppure possono essere associati a perdita di funzionalità, e vengono perciò indicati col termine *stati limite di esercizio*. La verifica nei riguardi dei primi si effettua con il *metodo dei coefficienti parziali*, i quali tengono in conto la variabilità delle grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche nonché alla affidabilità del modello di calcolo. La verifica nei confronti dei secondi, invece, si esprime controllando aspetti di funzionalità e di stato tensionale¹.

Per quanto riguarda le costruzioni esistenti, la valutazione della sicurezza è vincolata ad una serie di aspetti specifici di questa categoria. Infatti la costruzione esistente, che rispecchia lo stato delle conoscenze all'epoca della sua realizzazione, può presentare difetti non palesi di realizzazione, nonché può essere stata soggetta nella sua vita ad azioni anche eccezionali, oltre al fatto che può presentare fenomeni di degrado o modificazioni strutturali.

Ne consegue che la valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi sono normalmente affetti da un grado di incertezza differente da quello degli edifici di nuova progettazione. Per tale motivo, si dovrà prevedere l'impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti strettamente dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile, introducendo dei *fattori di confidenza* «FC», i quali hanno lo scopo di ridurre i parametri di capacità in funzione del *livello di conoscenza* «LC» raggiunto relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali².

¹ [N2] Norme Tecniche, § 2.3

² [N2] Norme Tecniche, § 8.2

Le Norme Tecniche, altresì, individuano al § C8A.2.1 quali siano i parametri meccanici da assumersi per determinate tipologie murarie, in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Inoltre, la verifica su edifici esistenti potrà essere condotta esclusivamente nei riguardi degli *stati limite ultimi*; in particolare, per quanto riguarda la verifica nei confronti dell'azione sismica, si assume che il soddisfacimento della verifica allo *stato limite di salvaguardia della vita* implichi anche il soddisfacimento della verifica allo *stato limite di collasso*³.

Lo studio del comportamento di un edificio esistente in muratura deve tener conto delle eventuali vulnerabilità puntuali, nonché della scarsa efficacia delle connessioni fra gli elementi strutturali. Proprio queste caratteristiche fanno sì che, in genere, un edificio esistente non riesca ad attivare un comportamento d'insieme e si comporti dunque come un insieme di parti indipendenti. Per tale motivo, le Norme Tecniche stabiliscono che la valutazione della sicurezza degli edifici esistenti in muratura debba essere effettuata sia nei confronti dei *meccanismi globali*, che nei confronti dei *meccanismi locali*. I primi «interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano», mentre i secondi sono quelli che «interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione e sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra pareti e negli incroci murari».

Per l'analisi dei meccanismi locali è possibile far ricorso ai metodi dell'*analisi limite* dell'equilibrio delle strutture murarie, valutando la capacità sismica in termini di *resistenza* o di *spostamento*.

L'analisi globale, invece, dovrà considerare per quanto possibile il sistema strutturale reale, con particolare attenzione nei riguardi della rigidità dei solai e della connessione tra le parti. Nel caso in cui l'edificio sia parte di un aggregato edilizio, si dovrà tener conto di tutte le interazioni che possono derivare dalle unità strutturali contigue. Dal momento che l'analisi globale di una singola unità strutturale assume spesso un valore convenzionale, le Norme Tecniche contemplano l'uso di metodologie di verifica semplificate. Nel caso in cui gli orizzontamenti siano sufficientemente rigidi, la verifica può essere ridotta ad un' *analisi statica non lineare* effettuata a ciascun interpiano. Qualora gli orizzontamenti non fossero sufficientemente rigidi, si potrà procedere all'analisi delle singole pareti o dei sistemi di pareti complanari, ciascuna soggetta alle azioni sismiche e ai carichi verticali di competenza⁴.

La verifica su edifici esistenti assume particolare significato in Italia, da un lato per la presenza di patrimonio architettonico-storico-artistico da tutelare, dall'altro per un fattore di esposizione. Per tal motivo, a compendio delle Norme Tecniche e della relativa Circolare, il Mi-

³ [N4] Circolare, § C8.7.1.1

⁴ [N2] Norme Tecniche, § 8.7.1

nistero per i Beni e le Attività Culturali ha emanato delle Linee Guida specifiche per gli edifici tutelati, le quali specificano un «percorso di conoscenza, valutazione del livello di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche e progetto degli interventi concettualmente analogo a quello previsto per le costruzioni non tutelate, ma opportunamente adattato alle esigenze e peculiarità del patrimonio culturale»⁵.

Per quanto riguarda la valutazione della sicurezza sismica, si individuano tre livelli di crescente completezza:

- LV1: per le valutazioni da effettuare su scala territoriale su tutti i beni culturali tutelati, attraverso modelli meccanici semplificati;
- LV2: per le valutazioni da adottare in presenza di interventi locali e su zone limitate, in corrispondenza di interventi di riparazione o intervento locale, basate in genere sui metodi dell'analisi limite;
- LV3: per la valutazione di interventi che incidano sul funzionamento strutturale complessivo o per un'accurata valutazione della sicurezza sismica, attraverso un modello globale o l'applicazione generalizzata di metodi LV2.

⁵ [N3] Linee Guida, §1.1

9.1 Livello di Conoscenza e Fattore di Confidenza

Per la determinazione del *livello di conoscenza* raggiunto in funzione delle informazioni acquisite, e del conseguente *fattore di confidenza*, si fa riferimento alla tabella C8A.1.1 della Circolare.

Tabella 9.1: individuazione del fattore di confidenza in riferimento al livello di conoscenza.

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Fattore di confidenza
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete. Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo	Verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate	1,35

Per quanto riguarda il caso oggetto di studio, l'impossibilità di eseguire un adeguato piano di indagini su *Palazzo Moroni* e *l'Ala Moschini* penalizza in modo profondo il livello di conoscenza. Le limitate informazioni su dettagli costruttivi e proprietà dei materiali fan sì che il caso ricada nel Livello di Conoscenza 1, associato ad un Fattore di Confidenza 1,35.

Mentre al capitolo 8 delle Norme Tecniche si specificano tre livelli di conoscenza, detti LC1, LC2 e LC3, con rispettivi fattori di confidenza $FC_1=1,35$, $FC_2=1,20$ e $FC_3=1,0$, le Linee Guida ammettono che il fattore di confidenza possa essere determinato dalla sommatoria di diversi fattori parziali, che tengano conto dei livelli di approfondimento delle indagini per quanto riguarda il *rilievo geometrico*, *l'identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica*, *le proprietà meccaniche dei materiali* e le caratteristiche di *terreno e fondazioni*. Il coefficiente di sicurezza per il caso oggetto di studio si calcolerebbe in questo modo⁶:

Tabella 9.2: identificazione del fattore di confidenza secondo le Linee Guida.

Rilievo geometrico	Rilievo geometrico completo	$FC_1=0,05$
Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	Restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$FC_2=0,12$
Proprietà meccaniche dei materiali	Parametri meccanici desunti da dati già disponibili	$FC_3=0,12$
Terreno e fondazioni	Limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni	$FC_4=0,06$

⁶ [N3] Linee Guida, § 4.2 *Livelli di conoscenza e fattori di confidenza*

$$FC = 1 + \sum_{k=1}^4 = 1,35$$

Nonostante il rilievo geometrico a nostra disposizione riporti anche un accurata restituzione dei quadri fessurativi e deformativi, si preferisce valutare il primo fattore parziale con il valore più penalizzante, a favore di sicurezza. Infatti, si ritiene comunque che il rilievo geometrico non sia sufficientemente accurato per poterlo considerare completo. Essendo anche gli altri fattori parziali valutati con il valore massimo a loro attribuibile, ne consegue che il fattore di confidenza da adottare sarà lo stesso previsto dalle Norme Tecniche.

Il fattore di confidenza sarà applicato alle proprietà dei materiali congiuntamente ai coefficienti parziali di sicurezza, se i modelli considerano la deformabilità del materiale, mentre sarà applicato direttamente alla capacità della struttura, nel caso in cui i modelli non tengano in conto della resistenza del materiale.

9.2 Caratteristiche meccaniche dei materiali

La Circolare stabilisce che i valori di resistenza dei materiali, in assenza di prove caratterizzanti, possano essere desunti dalla tabella C8A.2.1, in funzione della tipologia muraria e del livello di conoscenza acquisito. Le tipologie murarie riscontrate all'interno del palazzo sono due, che corrispondono nella tabella alle voci «muratura a blocchi lapidei squadrate» e «muratura in mattoni pieni e malta di calce» (cfr. 7.1.3). Di seguito si riportano i valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per le due tipologie, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura a regola d'arte.

Tabella 9.3: caratteristiche meccaniche della muratura secondo la Circolare.

Tipologia di muratura	f_m [N/cm ²]	T_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 a blocchi lapidei squadrate	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	

La tabella C8A.2.1 riporta dei coefficienti correttivi dei parametri meccanici nel caso in cui la muratura presenti malta di buone caratteristiche, giunti sottili, ricorsi o listature o consolidamenti. Nel nostro caso, non si ritiene necessario correggere ulteriormente i valori dei parametri.

Dal momento che il caso studio si svolge in LC1, secondo il paragrafo C8A.1.A.4 si dovranno considerare per le resistenze i minimi dei valori degli intervalli, mentre per i moduli elastici i valori medi degli intervalli.

Tabella 9.4: parametri meccanici della muratura secondo un livello di conoscenza LC1.

Tipologia di muratura	f_m [N/cm ²]	T_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
Muratura a blocchi lapidei squadri	600	9,0	2800	860	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1500	500	18

Avendo determinato il fattore di confidenza $FC=1,35$, e considerando un coefficiente parziale di sicurezza della muratura per la verifica di vulnerabilità sismica pari a $\gamma_M=2$, si può procedere nella determinazione dei valori di resistenza meccanica di progetto, secondo le formule:

$$f_c = \frac{f_m}{FC \cdot \gamma_M} ; f_v = \frac{\tau_0}{FC \cdot \gamma_M}$$

Tabella 9.5: parametri meccanici della muratura da adottare nelle verifiche.

Tipologia di muratura	f_c [MPa]	f_v [MPa]
Muratura a blocchi lapidei squadri	2,2222	0,0333
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	0,8889	0,0222

9.3 Analisi delle azioni sulla costruzione

Si procede in questa fase all'analisi dei carichi e delle azioni da considerarsi agenti sulla struttura ai fini della verifica sismica.

Al paragrafo 2.5.1.3 delle Norme Tecniche le azioni sono definite come segue:

- *Permanenti (G)*: azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
 - Peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno; forze risultanti dalla pressione dell'acqua (G_1);
 - Peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2)
- *Variabili (Q)*: azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - Di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuamente, per un periodo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - Di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura.
- *Sismiche (E)*: azioni derivanti dai terremoti.

9.3.1 Carichi permanenti strutturali e non strutturali (G)

I carichi permanenti strutturali sono da riferirsi agli elementi costituenti il sistema resistente, individuati al capitolo 7.1.2.

Per quanto riguarda gli elementi portanti orizzontali, costituiti in prevalenza da setti murari, i carichi saranno determinati a partire dal volume dell'elemento portante, conoscendo il peso di volume del materiale costituente. Concordemente alla tabella C8A.1.4, si assumeranno i seguenti valori di γ espressi in kN/m^3 :

Tabella 9.6: densità delle tipologie murarie secondo la Circolare.

Tipologia di muratura	γ [kN/m^3]
Muratura a blocchi lapidei squadri	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	18

Per quanto riguarda invece gli orizzontamenti, il carico permanente sarà considerato come distribuito su una superficie piana. Per valutare i carichi agenti su ciascun elemento portante, sarà sufficiente moltiplicare il valore di carico di ciascun solaio, espresso in kN/m^2 , per l'area di influenza del solaio sull'elemento portante. Di seguito si riportano i pesi permanenti di ciascuna tipologia di solaio individuata all'interno di *Palazzo Moroni e ala Moschini*, con riferimento al paragrafo 7.1.2.2. Essendo i carichi non strutturali compiutamente valutati, non si farà distinzione tra G_1 e G_2 ⁷.

Tabella 9.7: calcolo dei carichi agenti sugli orizzontamenti O.2A.

O.2A					
strato	γ [kN/m^3]	sp. [m]	A [m^2]	i [m]	kN/m^2
Parquet	6	0,03			0,18
Listelli in legno	6		0,0021	0,36	0,04
Tavolato in legno	6	0,04			0,24
Travi in legno	6		0,0396	0,36	0,66
Arele	2	0,01			0,02
Intonaco	20	0,015			0,3
Partizioni non strutturali					2,0
Azioni permanenti (G)					3,44

Tabella 9.8: calcolo dei carichi agenti sugli orizzontamenti O.2B.

O.2B					
strato	γ [kN/m^3]	sp. [m]	A [m^2]	i [m]	kN/m^2
Pavimento in gres	24	0,01			0,24
Massetto in calcestruzzo	18	0,04			0,72
Tavolato in legno	6	0,03			0,18
Travi in legno	6		0,0252	0,4	0,38
Arele	2	0,01			0,02
Intonaco	20	0,015			0,3
Controsoffitto a quadrettoni					0,3
Partizioni non strutturali					2,0
Azioni permanenti (G)					4,14

⁷ Cfr. [N2] Norme Tecniche, § 2.6.1.

Tabella 9.9: calcolo dei carichi agenti sugli orizzontamenti O.2C.

O.2C					
strato	γ [kN/m ³]	sp. [m]	A [m ²]	i [m]	kN/m ²
Parquet	6	0,015			0,09
Tavolato in legno	6	0,03			0,18
Tavoloni in legno	6		0,0192	0,36	0,32
Tavolato in legno	6	0,04			0,24
Travi in legno	6		0,0396	0,36	0,66
Azioni permanenti (G)					1,50

Tabella 9.10: : calcolo dei carichi agenti sugli orizzontamenti O.2D.

O.2D					
strato	γ [kN/m ³]	sp. [m]	A [m ²]	i [m]	kN/m ²
Tavolato in legno	6	0,03			0,18
Travi in legno	6		0,0396	0,36	0,66
Arele	2	0,01			0,02
Intonaco	20	0,015			0,3
Controsoffitto a quadrettoni					0,3
Azioni permanenti (G)					1,46

Tabella 9.11:: calcolo dei carichi agenti sugli orizzontamenti O.2E.

O.2E					
strato	γ [kN/m ³]	sp. [m]	A [m ²]	i [m]	kN/m ²
Pavimento in gres	24	0,01			0,24
massetto	18	0,04			0,72
Soletta in cemento armato	25	0,05			1,25
Tavolato in legno	6	0,04			0,24
Travi in legno	6		0,0396	0,36	0,66
Controsoffitto in gesso					0,4
Partizioni non strutturali					2,0
Azioni permanenti (G)					5,51

Tabella 9.12: calcolo dei carichi agenti sugli orizzontamenti O.3.

O.3					
strato	γ [kN/m ³]	sp. [m]	A [m ²]	i [m]	kN/m ²
Pavimento in gres	24	0,01			0,24
massetto	18	0,04			0,72
Soletta in calcestruzzo e pi- gnatte in laterizio		0,04 + 0,20			2,75

Intonaco	20	0,015			0,3
Controsoffitto a quadrettoni					0,3
Partizioni non strutturali					2,0
Azioni permanenti (G)					6,31

Tabella 9.13: calcolo dei carichi agenti sugli orizzontamenti C.1A.

C.1A					
strato	γ [kN/m ³]	sp. [m]	A [m ²]	i [m]	kN/m ²
coppi					0,75
Pannello coibente	0,4	0,04			0,016
Tavelle in laterizio pieno	18	0,03			0,54
Piccola orditura	6		0,0064	0,35	0,2
Grossa orditura	6		0,054	1	0,324
Azioni permanenti (G)					1,93

Tabella 9.14: calcolo dei carichi agenti sugli orizzontamenti C.1B.

C.1B					
strato	γ [kN/m ³]	sp. [m]	A [m ²]	i [m]	kN/m ²
coppi					0,75
Strato di impermeabilizzazione					0,1
Pannello coibente	0,4	0,04			0,016
Tavelle in laterizio pieno	18	0,03			0,54
Piccola orditura	6		0,0064	0,35	0,2
Grossa orditura	6		0,0216	1	0,13
Azioni permanenti (G)					1,74

Tabella 9.15:: calcolo dei carichi agenti sugli orizzontamenti C.1C.

C.1C					
strato	γ [kN/m ³]	sp. [m]	A [m ²]	i [m]	kN/m ²
coppi					0,75
Strato di impermeabilizzazione					0,1
Pannello coibente	0,4	0,04			0,016
Tavelle in laterizio forato	15	0,04			0,6
Piccola orditura	6		0,0024	0,35	0,04
Grossa orditura	6		0,0108	1	0,06
Azioni permanenti (G)					1,57

Tabella 9.16: calcolo dei carichi agenti sugli orizzontamenti C.1D.

C.1D					
strato	γ [kN/m ³]	sp. [m]	A [m ²]	i [m]	kN/m ²
coppi					0,75
Strato di impermeabilizzazione					0,1
Pannello coibente	0,4	0,04			0,016
Tavelle in laterizio pieno	18	0,03			0,54
Piccola orditura	6		0,0036	0,30	0,072
Grossa orditura	6		0,0195	1,20	0,1
Capriata lignea					0,4
Azioni permanenti (G)					1,98

Tabella 9.17: calcolo dei carichi agenti sugli orizzontamenti C.1E.

C.1E					
strato	γ [kN/m ³]	sp. [m]	A [m ²]	i [m]	kN/m ²
coppi					0,75
Strato di impermeabilizzazione					0,1
Pannello coibente	0,4	0,04			0,016
Tavelle in laterizio pieno	18	0,03			0,54
Piccola orditura	6		0,0036	0,30	0,072
Grossa orditura	6		0,0195	1,20	0,1
Capriata lignea					0,39
Azioni permanenti (G)					1,97

Tabella 9.18: calcolo dei carichi agenti sugli orizzontamenti C.2A.

C2.A					
strato	γ [kN/m ³]	sp. [m]	A [m ²]	i [m]	kN/m ²
Scossalina in rame	88,9	0,002			0,18
Strato di impermeabilizzazione					0,1
Soletta in calcestruzzo e pi- gnatte in laterizio		0,04 + 0,20			2,75
Intonaco	20	0,015			0,3
Azioni permanenti (G)					3,33

Tabella 9.19: calcolo dei carichi agenti sugli orizzontamenti C.2B.

C.2B					
strato	γ [kN/m ³]	sp. [m]	A [m ²]	i [m]	kN/m ²
coppi					0,75
Strato di impermeabilizzazione					0,1

Pannello coibente	0,4	0,04			0,016
Soletta in calcestruzzo armato	25	0,04			1,0
Tavelloni in laterizio forato	15	0,06			0,9
Travetti in cemento armato	25		0,024	0,8	0,75
Azioni permanenti (G)					3,52

Tabella 9.20: calcolo dei carichi agenti sugli orizzontamenti C.3.

C.3					
strato	γ [kN/m ³]	sp. [m]	A [m ²]	i [m]	kN/m ²
Strato di asfalto sabbiato	15	0,02			0,3
Strato di impermeabilizzazione					0,1
Massetto delle pendenze	18	0,06			1,08
Soletta in calcestruzzo armato	25	0,2			5
Intonaco	20	0,015			0,3
Azioni permanenti (G)					6,78

Tabella 9.21: calcolo dei carichi agenti sui controsoffitti.

CONTROSOFFITTI IN ARELLE					
strato	γ [kN/m ³]	sp. [m]	A [m ²]	i [m]	kN/m ²
Grossa orditura lignea	6		0,04	1,5	0,16
Piccola orditura lignea	6		0,0018	0,4	0,027
Arelle	2	0,01			0,02
Intonaco	20	0,015			0,3
Controsoffitto a quadrettoni					0,3
Azioni permanenti (G)					0,81

Tabella 9.22: calcolo dei carichi agenti sui controsoffitti.

CONTROSOFFITTO LIGNEO					
strato	γ [kN/m ³]	sp. [m]	A [m ²]	i [m]	kN/m ²
Grossa orditura lignea	6		0,5	4	0,75
Piccola orditura lignea	6		0,0625	0,5	0,75
Tavolato ligneo	6	0,04			0,24
Azioni permanenti (G)					1,74

Fanno eccezione gli orizzontamenti voltati, i quali, per geometria, non possono essere ragguagliati a carichi uniformemente distribuiti. Le volte, contrariamente ai solai piani, forniscono una componente permanente orizzontale da sommarsi a quella verticale, che va valu-

tata caso per caso in funzione della tipologia e delle dimensioni della volta. Per valutare dunque la spinta orizzontale e la componente verticale degli orizzontamenti O.1, ci si avvarrà del programma *Arco Gelfi*.

Tabella 9.23: parametri per il calcolo delle spinte statiche delle volte.

O.1				
strato	Parametro in Arco	γ [kN/m ³]	sp. [m]	kN/m ²
Partizioni non strutturali				2,0
Terrazzo alla veneziana	Distributed load (q)	24	0,02	0,48
Massetto in calcestruzzo	γ_2	20		
Riempimento con inerti	γ_1	15		
Muratura	γ_M	18		

9.3.2 Carichi variabili (Q)

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera, le azioni dovute al vento e l'azione dovuta alla neve.

9.3.2.1 Carichi d'esercizio

Si riportano di seguito i valori dei carichi di esercizio da assumersi per il caso oggetto di studio, secondo la tabella 3.1.II del capitolo 3.1.4 delle Norme Tecniche.

Tabella 9.24: carichi d'esercizio in funzione delle categorie d'ambiente.

Cat.	Ambienti	Q_k [kN/m ²]
B	Uffici Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	6,00
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50

9.3.2.2 Azioni del vento

Il vento, la cui azione si considera generalmente orizzontale, genera sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio, provocando in via generale effetti dinamici. Per le costruzioni usuali, tali azioni sono generalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti. Nel caso oggetto di studio l'azione del vento non sarà presa in considerazione, dal momento che il coefficiente di combinazione del vento ψ_{2j} per la combinazione sismica è nullo, essendo non dimensionante rispetto all'azione sismica⁸.

9.3.2.3 Azioni della neve

L'azione dovuta alla neve, con riferimento al capitolo 3.4 delle Norme Tecniche, si valuta secondo l'espressione

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

dove:

- $\mu_i = 0,8$ è il coefficiente di forma della copertura per $0^\circ < \alpha < 30^\circ$;
- $q_{sk} = 1 \text{ kN/m}^2$ è il valore caratteristico di riferimento di carico neve al suolo, calcolato per la città di Padova (Zona II), con $a_s < 200 \text{ m s.l.m.}$;
- C_E è il coefficiente di esposizione, assunto pari ad 1 secondo il paragrafo 3.4.3 delle Norme Tecniche;
- C_t è il coefficiente termico che, in assenza di uno studio più specifico, può essere assunto unitario;
- $q_s = 0,8 \text{ kN/m}^2$ è il valore finale da assumersi come carico della neve sulla copertura.

Anche l'azione della neve sarà trascurata, dal momento che il coefficiente di combinazione della neve ψ_{2j} al di sotto dei 1000 m s.l.m. è nullo⁹.

9.3.3 Azione sismica (E)

Le azioni sismiche di progetto da adottare in fase di verifica sono definite a partire dalla «pericolosità sismica di base» del sito.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa, detta a_g , valutata in condizioni di campo libero, su suolo orizzontale e di categoria A, vale a dire di tipo roccioso. Corrispondentemente ad a_g sarà possibile valutare le ordinate dello

⁸ Cfr. [N2] Norme Tecniche, tabella 2.5.1.

⁹ *Ibidem*.

spettro di risposta in accelerazione, detto $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nella vita di riferimento V_R .

Secondo le Norme Tecniche, le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento, a partire dai valori dei parametri su sito, ovvero

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

L'approccio prestazionale delle Norme Tecniche prevede l'individuazione di quattro stati limite per la progettazione e verifica in campo sismico, due legati a condizioni di esercizio e due a condizioni ultime. Gli stati limite sono così definiti:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto, la costruzione nel suo complesso non deve subire danni ed interruzioni d'uso significative;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto, la costruzione nel suo complesso subisce danni tali da non mettere a rischio la sicurezza degli utenti e da non compromettere significativamente la rigidità e resistenza nei confronti di azioni orizzontali e verticali;
- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto, la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali, ma conserva ancora una riserva di resistenza e rigidità per azioni verticali nonché un margine di sicurezza nei confronti di collasso per azioni sismiche;
- **Stato Limite di Collasso (SLC):**

Per ciascuno stato limite, la tabella 3.2.1 individua la probabilità di superamento da adottare per la determinazione dell'azione sismica.

Tabella 9.25: probabilità di eccedenza in funzione degli stati limite.

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%

9.3.3.1 Il periodo di riferimento per l'azione sismica

Secondo il paragrafo 2.4.3 delle Norme Tecniche, le azioni sismiche sulle costruzioni vanno valutate in relazione ad un periodo di riferimento, detto V_R , che si ricava moltiplicando la vita nominale V_N per la classe d'uso C_U .

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo per la quale è progettata. Le norme tecniche, alla tabella 2.4.1, individuano le seguenti categorie:

Tabella 9.26: individuazione della vita nominale.

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 dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Questo vale per gli edifici di nuova progettazione, mentre per gli edifici storici occorre effettuare delle opportune valutazioni. Le Linee Guida¹⁰ a tal proposito stabiliscono che la vita nominale è il periodo nel quale la struttura può essere considerata sicura, nel senso che è in grado di sopportare l'azione sismica che ha una fissata probabilità di occorrenza nel periodo di riferimento ad essa collegato. La vita nominale di un bene culturale dovrebbe essere molto lunga, volendone garantire la conservazione nel tempo anche nei riguardi di azioni sismiche caratterizzate da un elevato periodo di ritorno. Tuttavia, questo si scontrerebbe coi principi della conservazione, comportando interventi onerosi e invasivi. Per tale ragione, le Linee Guida suggeriscono la possibilità di scegliere una vita nominale ridotta, anche inferiore ai 50 anni, che consentirà comunque di certificare la sicurezza di un intervento meno invasivo, in quanto questo tutelerà la costruzione in termini probabilistici per un numero inferiore di anni. Al termine di questa scadenza, si dovrà eseguire una nuova verifica.

Alla luce del fatto che Padova non risulta essere una zona ad alta pericolosità sismica, si sceglie comunque come valore di vita nominale 50 anni. Nel caso si rivelasse una scelta troppo gravosa per l'edificio in questione, si valuterà la possibilità di ridurre la vita nominale al

¹⁰ [N3] Linee Guida, § 2.2, § 2.4.

fine di verificare l'edificio per azioni sismiche meno intense, con la consapevolezza che ciò comporterebbe l'accettazione di un livello di sicurezza più basso.

Il coefficiente C_U , invece, è definito a partire dalla classificazione delle costruzioni in classi d'uso, la quale prende in considerazione le conseguenze di un'eventuale interruzione di funzione o di un collasso. Secondo le Norme Tecniche¹¹, il Comune di Padova dovrebbe ricadere in *classe d'uso IV*, come edificio con funzioni pubbliche strategiche o importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Ad ulteriore conferma, le Linee Guida riportano alla *classe d'uso IV* gli edifici con funzione strategica, con uso molto frequente e con affollamenti significativi, condizioni che si verificano nell'aggregato oggetto di studio. Il fatto che la sede comunale ricada negli edifici di interesse strategico trova conferma anche nell'«Allegato 1 – Elenco A» del decreto 21 ottobre 2003 della Presidenza del Consiglio dei Ministri Dipartimento Protezione Civile¹².

Secondo la tabella 2.4.II delle Linee Guida, i valori di coefficiente d'uso da assumersi per la classe considerata sono:

Tabella 9.27: individuazione del coefficiente d'uso.

Classe d'uso	IV
Coefficiente C_U	2,0

In conclusione, la vita di riferimento da assumersi per la determinazione delle azioni sismiche è:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 100 \text{ anni}$$

I periodi di ritorno T_R , valutati in base alla vita di riferimento V_R e alla probabilità di superamento dell'evento P_{VR} , sono definiti con la formula

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})}$$

e i rispettivi valori sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 9.28: tempo di ritorno dell'azione sismica ai vari stati limiti.

	SLO	SLD	SLV	SLC
T_R	60	100	949	1950

¹¹ [N2] Norme Tecniche, § 2.4.2.

¹² [N5] Decreto 21 ottobre 2003, Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2,3 e 4, dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica».

9.3.3.2 Gli spettri di risposta

Per la determinazione delle azioni sismiche mediante gli spettri di risposta si fa riferimento parallelamente al paragrafo 3.2.3 delle Norme tecniche e al foglio Excel «Spettri-NTCver.1.0.3»¹³.

Le Norme Tecniche prevedono che le azioni sismiche siano definite a partire dalla pericolosità di sito. Questa è espressa per mezzo dei parametri a_g , F_0 e T_c^* , definiti per 10751 punti del *reticolo di riferimento* sul suolo nazionale. Mediante un'operazione di interpolazione, sarà possibile definire i parametri specifici del sito indagato, conoscendone latitudine e longitudine.

Inserendo nel foglio Excel «Spettri» le coordinate del sito di *Palazzo Moroni*, vale a dire latitudine 45.407 e longitudine 11.876, si ottengono i seguenti parametri relativi ai differenti periodi di ritorno:

Tabella 9.29: parametri della pericolosità di sito ai vari stati limite.

Stato limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	60	0,039	2,543	0,263
SLD	101	0,048	2,497	0,297
SLV	949	0,107	2,604	0,350
SLC	1950	0,135	2,610	0,360

Come stabilito al capitolo 8 delle Norme Tecniche, per gli edifici esistenti la verifica strutturale può essere svolta anche solo nei riguardi degli stati limite ultimi. Per la definizione dell'azione sismica, dunque, si farà riferimento ai parametri definiti in corrispondenza dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

Questi parametri sono da riferirsi a suolo rigido roccioso, cosiddetto di categoria A. Per determinare eventuali fenomeni di amplificazione locale, dovuti alla tipologia del terreno e alla topografia del territorio, si introduce il parametro S. Questo è dato dal prodotto di due variabili, il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s ed il coefficiente di amplificazione topografica S_T ¹⁴. Alla luce delle indagini geotecniche svolte per il *Palazzo della Ragione* (Cfr. § 2) la categoria di terreno da adottarsi per il caso oggetto di studio è:

¹³ Scaricabile dal sito del Consiglio dei Lavori Pubblici [W4] <http://www.cslp.it>

¹⁴ [N2] Norme Tecniche, tabella 3.2.V e tabella 3.2.VI

Tabella 9.30: categoria di suolo adottata.

Categoria	Descrizione
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti

Ne consegue che il coefficiente S_s , secondo la tabella 3.2.V delle Norme Tecniche, è determinabile a partire dalla formula seguente

$$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1,50$$

e vale 1,50.

Inoltre, dalla tabella 3.2.VI delle Norme Tecniche, è possibile determinare S_T pari a 1,00, secondo i valori individuati per la categoria topografica T_1 . Ne consegue che il valore di S da adottarsi nella definizione degli spettri di risposta sarà 1,50.

Gli spettri di risposta elastici sono dei diagrammi le cui ordinate misurano la risposta di un sistema ad un grado di libertà in termini di accelerazione (S_e) o di spostamento (S_{De}), per diversi periodi T di oscillazione e per un fissato valore dello smorzamento η . Essi sono definiti dalle Norme Tecniche attraverso le formule seguenti¹⁵:

$$\begin{array}{ll}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

Il parametro T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, ed è dato dall'espressione $T_C = C_C \cdot T_C^*$, con $C_C = 1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$ per suoli di tipo C. Il parametro T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, e vale $T_B = T_C/3$. T_D , invece, è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante, e vale $4,0 \cdot a_g/g + 1,6$. Per il caso oggetto di studio, i parametri sono:

Tabella 9.31: calcolo di T_B , T_C , T_D .

T_B	0,173
T_C	0,519
T_D	2,027

¹⁵ [N2] Norme Tecniche, formula 3.2.10.

Il valore η assume significato differente a seconda del caso che si stia calcolando uno spettro elastico di progetto per gli stati limite di esercizio o uno spettro elastico di progetto per gli stati limite ultimi. Come già detto in precedenza, la verifica su edifici esistenti può essere effettuata anche solo nei confronti di questi e, per tale motivo, si procede nella definizione di uno spettro elastico per gli stati limite ultimi¹⁶. Qualora le verifiche allo stato limite ultimo non vengano eseguite con analisi dinamiche al passo, le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene in conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza e dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, sarà possibile adottare uno spettro elastico con ordinate abbattute, ponendo

$$\eta = \frac{1}{q}$$

Il fattore q , detto fattore di struttura, è definito al capitolo 7.3.1 come

$$q = q_0 \cdot k_R$$

dove q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_U/α_1 , e k_R che assume valore pari a 1 se la struttura è regolare in altezza, e assume valore pari a 0,8 in caso contrario. Al capitolo C8.7.1.2 della Circolare, si ottengono i seguenti valori:

Tabella 9.32: valutazione del fattore di struttura q .

TIPOLOGIA STRUTTURALE	q_0
Edifici non regolari in altezza	$1,5 \alpha_U/\alpha_1$

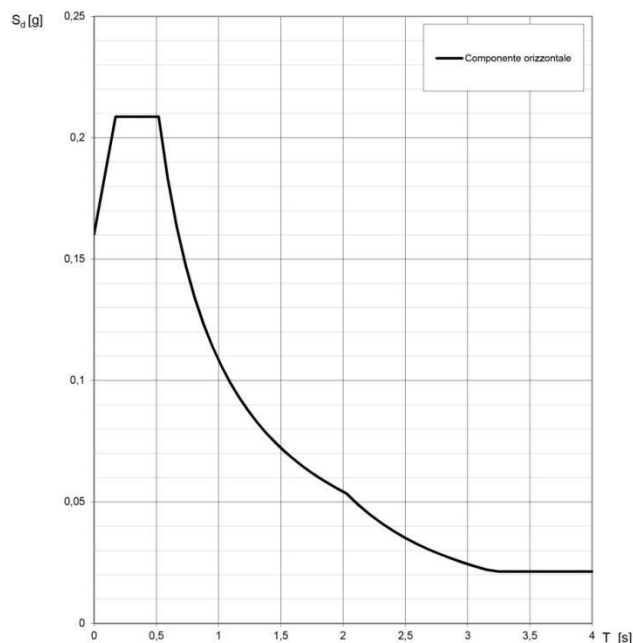
Pertanto, considerando α_U/α_1 pari a 1,5 per un edificio non regolare in altezza, si ottiene un fattore di struttura pari a 2,25. Infine, per quanto stabilito dalla Circolare al paragrafo C8A.4.2.3, il fattore di struttura nell'analisi dei meccanismi locali può essere assunto a favore di sicurezza pari a 2.

Si propone di seguito una sintesi di tutti i parametri fino ad ora determinati, che hanno concorso alla definizione delle forme spettrali.

¹⁶ [N2] Norme Tecniche, § 3.2.5.

Tabella 9.33: parametri necessari alla definizione dell'azione sismica allo SLV.

Stato limite	SLV	
Accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A	a_g	0,107 g
Amplificazione spettrale massima in accelerazione orizzontale, su sito di riferimento rigido orizzontale	F_o	2,604
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	T_C^*	0,350 s
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_s	1,50
Coefficiente in funzione della categoria di sottosuolo	C_c	1,485
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1,00
Fattore di struttura	q	2,00 2,25
Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche: $S = S_s \cdot S_T$	S	1,50
Fattore che altera lo spettro per coefficienti di smorzamento viscosi diversi dal 5%; pari a $\eta = 1/q$ per spettri di progetto agli stati limite ultimi	h	0,50
Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante: $T_B = T_C/3$	T_B	0,173 s
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_C = C_c \cdot T_C^*$	T_C	0,519 s
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro: $T_D = 4,0 \cdot a_g/g + 1,6$	T_D	2,027 s

**Figura 9.1: diagramma dello spettro di risposta in termini di accelerazioni orizzontali riferito allo stato limite di salvaguardia della vita, con fattore di struttura pari a 2.**

9.3.4 Combinazione delle azioni

Le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni, secondo la formula:

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

- dove
- G_1 è il peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
 - G_2 è il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
 - P è la pretensione e compressione;
 - E è l'azione sismica;
 - Q_{kj} è l'azione variabile della combinazione;
 - ψ_{2j} è il coefficiente di combinazione delle azioni variabili.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali¹⁷:

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

I valori dei coefficienti di combinazione ψ_{2j} sono definiti alla tabella 2.5.1 delle Norme Tecniche, e sono:

Tabella 9.34: coefficienti di combinazione per le azioni variabili.

Categoria/azione variabile	ψ_{2j}
Categoria B – Uffici	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini ed ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria H – Coperture	0,0
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0

¹⁷ [N2] Norme Tecniche, § 3.2.4.

Si propone di seguito uno specchio riassuntivo dei carichi agenti per ciascuna tipologia di solaio, valutati secondo la combinazione sismica.

Tabella 9.35: prospetto riassuntivo dei carichi degli orizzontamenti da assumersi per le verifiche.

Tipologia solaio	O.2A	O.2B	O.2C	O.2D	O.2E	O.3	C.1A		C.1B	
Carichi permanenti G_1+G_2	3,44	4,14	1,50	1,46	5,51	6,31	1,93		1,74	
Carichi variabili	B_2	B_2	B_2	H_1	E_1	E_1	N	H_1	N	H_1
Q_{kj}	3,00	3,00	3,00	0,50	6,00	6,00	0,8	0,5	0,8	0,5
Ψ_{2j}	0,30	0,30	0,30	0,00	0,80	0,80	0,0	0,0	0,0	0,0
Totale	4,34	5,04	2,40	1,46	10,31	11,11	1,93		1,74	

Tabella 9.36: prospetto riassuntivo dei carichi degli orizzontamenti da assumersi per le verifiche.

Tipologia solaio	C.1C		C.1D		C.1E		C.2A		C.2B		C.3		C.ARE	C.LEG
Carichi permanenti G_1+G_2	1,57		1,98		1,97		3,33		3,52		6,78		0,81	1,74
Carichi variabili	N	H_1	N	H_1	N	H_1	N	H_1	N	H_1	N	H_1	-	-
Q_{kj}	0,8	0,5	0,8	0,5	0,8	0,5	0,8	0,5	0,8	0,5	0,8	0,5	-	-
Ψ_{2j}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-
Totale	1,57		1,98		1,97		3,33		3,52		6,78		0,81	1,74

9.4 Modellazione locale : l'analisi per cinematicismi

A causa della loro natura intrinseca, gli edifici storici in muratura difficilmente tendono a manifestare un chiaro comportamento d'insieme nei confronti dell'azione sismica; al contrario, la loro struttura è assimilabile ad un insieme di parti, in cui ognuna di esse porta sé stessa e il carico gravante su di essa. A dimostrazione di ciò si porta come esempio il grande numero di crolli parziali che si registra in queste tipologie edilizie a seguito di un sisma. Le cause sono da ricercarsi nello scarso ammorsamento tra i paramenti e tra questi e i solai, nonché nei danni pregressi e negli elementi di vulnerabilità che costituiscono delle irregolarità locali¹⁸.

Per questi motivi, le Norme Tecniche prevedono la possibilità di verificare la sicurezza nei riguardi del collasso mediante l'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, considerate come corpi rigidi non resistenti a trazione. Infatti, in questi casi, la debole resistenza a trazione della muratura può portare ad un collasso per perdita di equilibrio, la cui valutazione non dipende più di tanto dalla deformabilità della struttura, ma dalla sua geometria e dai vincoli¹⁹. Questo metodo di verifica assume significato solo nel caso in cui le murature siano in grado di garantire una certa monoliticità, vale a dire se rispettano i parametri della regola dell'arte.

L'analisi per cinematicismi locali richiede oneri computazionali ridotti rispetto ad un'analisi globale, ed è inoltre a favore di sicurezza, in quanto si basa sull'ipotesi di assenza di collegamenti. La difficoltà di tale approccio, dunque, non risiede più di tanto nella verifica in sé, ma piuttosto nella valutazione dei possibili meccanismi che possono interessare la struttura durante un episodio sismico.

A tal riguardo risulta fondamentale un attento rilievo delle vulnerabilità e dei danni pregressi, che costituiscono le corsie preferenziali per la propagazione di lesioni in caso di sisma. Queste, congiuntamente alle sconessioni già esistenti, dividono la compagine muraria in macroelementi²⁰, vale a dire parti costruttivamente riconoscibili del manufatto, di caratteristiche omogenee in riferimento al comportamento strutturale, che possono seguire rigidamente un meccanismo senza sconnettersi internamente²¹.

La scelta delle possibili modalità di collasso è inoltre agevolata dall'esperienza dei sismi precedenti, che consente di individuare i cinematicismi più ricorrenti nelle principali tipolo-

¹⁸ [S33] M. Valluzzi, M. Munari, E. Michielon, *Metodi di analisi locale di edifici esistenti in muratura*, dispensa del corso di Problemi strutturali dei Monumenti e dell'Edilizia Storica, Università degli studi di Padova, A.A. 2010-2011

¹⁹ [N4] Circolare, § 8.7.1.6

²⁰ [S33] M. Valluzzi et. al., op. cit.

²¹ [S20] C. Modena, M. Valluzzi, M. Munari, *Metodi di analisi locale per edifici esistenti in muratura*, dispensa del corso di Problemi strutturali dei Monumenti e dell'Edilizia Storica, Università degli Studi di Padova, A.A. 2013-2014

gie edilizie. Questi si distinguono in *meccanismi di primo modo*, che si realizzano con il ribaltamento del muro fuori dal piano, e in *meccanismi di secondo modo*, che comportano la rottura nel piano. Il primo meccanismo è in genere accompagnato dalla perdita di appoggio delle travi dei solai, che comporta un collasso a catena. Il secondo, invece, provoca lesioni inclinate che percorrono l'intero paramento, ma che raramente causano il crollo totale.

9.4.1 Schemi generali di calcolo dei meccanismi di collasso

Grazie alle *Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi*²² della Reluis, nonché all'*Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura*²³ della Regione Marche, è stato possibile individuare quelli che si ritengono essere i più probabili meccanismi che potrebbero insorgere a *Palazzo Moroni* e *Ala Moschini* a seguito di un evento sismico. Questi sono:

Tabella 9.37: tipologie di meccanismi adottate nella modellazione locale..

A.	Meccanismi di ribaltamento semplice	A.I.	Ribaltamento semplice di parete monolitica
		A.II.	Ribaltamento semplice di parete monolitica – parte alta
B.	Meccanismi di ribaltamento composto	B.I.	Ribaltamento composto di cuneo diagonale
		B.II.	Ribaltamento composto di cuneo diagonale – parte alta
		B.III.	Ribaltamento del cantonale
C.	Meccanismi di flessione verticale	C.I.	Flessione verticale di parete monolitica a due piani
D.	Meccanismi di flessione orizzontale	D.I.	Flessione orizzontale di parete confinata

In generale, non è stato possibile raggiungere una conoscenza completa di tutti gli aspetti inerenti le strutture oggetto di studio, con particolare riferimento alle condizioni di vincolo dei macroelementi. Infatti, l'ammorsamento tra i paramenti e i solai e la presenza di cordoli in cemento armato non può che essere ipotizzata, in assenza di indagini più specifiche. Inoltre, sebbene nei sopralluoghi si siano rilevati elementi atti a trattenere le spinte sismiche fuori piano, le catene, nulla si sa sulla loro efficacia.

Per tali ragioni, si proporrà un'analisi dei cinematismi più gravosi, ipotizzando, laddove non si abbiano informazioni sufficienti per l'espressione di un giudizio, uno scarso ammorramento tra i paramenti e l'inefficienza dei presidi sismici presenti. Si valuterà in seguito se tali

²² [S19] L. Milano, A. Mannella, C. Morisi, A. Martinelli, *Allegato alle Linee Guida per la riparazione ed il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni, Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi*, Reluis.

²³ [S25] *Definizione di modelli per l'analisi strutturale di edifici in muratura, Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura*, ricerca svolta nell'ambito di una convenzione tra Regione Marche, Università dell'Aquila e CNR-ITC.

presidi possano essere o meno sufficienti all'inibizione dei meccanismi previsti. Per l'attestazione della veridicità dei cinematismi individuati si rimanda ad ulteriori indagini in campo.

Si riportano di seguito le tipologie di meccanismo che saranno oggetto di verifica nel palazzo, individuando le ipotesi sulle quali si basano e proponendo la metodologia di calcolo del coefficiente di attivazione del cinematismo. La simbologia utilizzata sarà la seguente:

- α è il moltiplicatore orizzontale dei carichi agenti sui macroelementi;
- W_i è il peso proprio della parete al piano i-esimo o del macroelemento i-esimo;
- W_{Oi} è il peso della porzione del cuneo di distacco al piano i-esimo nelle pareti di controvento (comprensivo di eventuali carichi trasmessi da archi o volte su di esso agenti);
- F_{Vi} è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i-esimo;
- F_{Hi} è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i-esimo;
- P_{Si} è il peso del solaio agente sulla parete al piano i-esimo;
- P_{SOi} è il peso del solaio agente sulla porzione di cuneo al piano i-esimo nelle pareti di controvento;
- P è il carico trasmesso dalla trave di colmo oppure dal puntone del tetto a padiglione;
- N è il generico carico verticale agente in testa al macroelemento;
- P_H rappresenta la spinta statica trasmessa dalla copertura in testa al macroelemento;
- T_i rappresenta l'azione dei tiranti eventualmente presenti in testa alla parete del piano i-esimo;
- s_i è lo spessore della parete al piano i-esimo;
- h_i è il braccio verticale dell'azione trasmessa dal solaio o dal tirante alla parete i-esima oppure è l'altezza del macroelemento i-esimo;
- h_{Pi} è il braccio verticale dell'azione sismica trasmessa dal solaio alla parete al piano i-esimo;
- L_i è la lunghezza del macroelemento i-esimo;
- x_{Gi} è il braccio orizzontale del peso proprio del corpo i-esimo;
- y_{Gi} è il braccio verticale del peso proprio del corpo i-esimo;
- x_{GOi} è il braccio orizzontale del peso proprio della porzione del cuneo di distacco al piano i-esimo nelle pareti di controvento;
- y_{GOi} è il braccio verticale del peso proprio della porzione del cuneo di distacco al piano i-esimo delle pareti di controvento;

- d è il braccio orizzontale del generico carico verticale trasmesso in testa al macroelemento;
- d_i è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio sulla parete al piano i -esimo;
- d_{0i} è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio al cuneo nella parete di controvento;
- h_{vi} è il braccio verticale della spinta di archi e volte al piano i -esimo;
- d_{vi} è il braccio orizzontale delle azioni trasmesse da archi o volte al piano i -esimo.

9.4.1.1 A.I. Ribaltamento semplice di parete monolitica

Tale meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere parti di facciata o porzioni di parete rispetto ad assi preminentemente orizzontali che percorrono la struttura muraria, a seguito di azioni orizzontali fuori piano. Questo si deve generalmente all'assenza di vincoli nei solai, i quali si presentano il più delle volte solamente appoggiati alle murature, e all'assenza di collegamento alle pareti ortogonali. Si deve valutare la possibilità che la facciata subisca il ribaltamento attorno a diverse posizioni della cerniera cilindrica, in corrispondenza dei vari piani dell'edificio, e stabilire quindi quale tra tutte sia la condizione più gravosa.

Per la valutazione del coefficiente di attivazione del meccanismo α sarà necessario valutare i carichi agenti sul macroelemento individuato, rappresentati dai pesi trasmessi dalle sovrastrutture e dalle azioni orizzontali dovute al sisma o ad elementi spingenti. In condizione sismica, infatti, a ciascun carico verticale corrisponde un carico orizzontale dovuto all'inerzia, calcolato come il prodotto tra il carico stesso e il moltiplicatore dei carichi α .

Il coefficiente di attivazione del meccanismo α è valutato imponendo le condizioni di equilibrio al sistema di forze agenti, eguagliando il *momento ribaltante* e il *momento stabilizzante*.

Con riferimento alla Figura 9.2, il momento stabilizzante è:

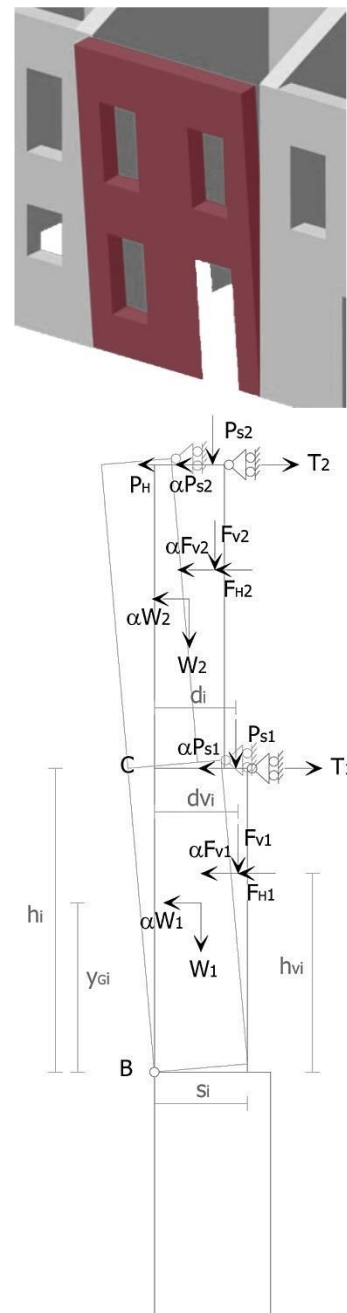


Figura 9.2

$$M_S = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i$$

Mentre il momento ribaltante:

$$M_R = \alpha \cdot \left[\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i \right] + \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} + P_H \cdot h_i$$

Conseguentemente, il valore del moltiplicatore di collasso sarà:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} - P_H \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i}$$

Il calcolo sopra proposto si basa su una schematizzazione della parete come corpo rigido che ruota attorno ad un punto posto sul filo esterno della parete stessa. Così facendo, si assume una resistenza infinita a compressione della muratura, dal momento che i carichi della parete, nel procedere del meccanismo, andrebbero a concentrarsi su sezione del piede di area idealmente nulla, in corrispondenza della quale le tensioni tenderebbero a valori infiniti. A favore di sicurezza, dunque, si può tener conto della resistenza finita della muratura arretrando la cerniera rispetto al filo esterno, considerando così la plasticizzazione della muratura che avviene al piede della parete. Si introduce quindi un fattore t di arretramento della cerniera, e la formula per il calcolo di α diviene:

$$\alpha = \frac{E}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i}$$

dove

$$E = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \left(\frac{S_i}{2} - t \right) + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot (d_{Vi} - t) + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot (d_i - t) + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i + \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} - P_H \cdot h_i$$

Per valutare l'arretramento t si considera che l'innesco del cinematismo si abbia non appena la tensione massima al lembo compresso eguaglia il valore di resistenza a compressione della muratura. Il valore della tensione massima viene calcolato considerando la muratura completamente non reagente a trazione e ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni di compressione nel punto di contatto. Tale ipotesi, escludendo la possibilità di redistribuzione, è a favore di sicurezza, poiché considera implicitamente un comportamento fragile della muratura. Con l'ipotesi che il polo di rotazione sia nel baricentro delle tensioni di compressione, possiamo calcolare t imponendo che al lembo compresso la tensione sia pari alla resistenza a compressione f_c . Se si indica con l_c la lunghezza della cerniera, la tensione di compressione media σ_m sarà data dalla formula:

$$\sigma_m = \frac{\sum_{i=1}^n W_i + \sum_{i=1}^n F_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si}}{3t \cdot l_c}$$

Di conseguenza, la tensione al lembo esterno, che si impone pari alla massima, sarà:

$$\sigma_{max} = 2\sigma_m = \frac{2(\sum_{i=1}^n W_i + \sum_{i=1}^n F_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si})}{3t \cdot l_c}$$

il valore di arretramento della cerniera t si ottiene invertendo la formula precedente:

$$t = \frac{2}{3} \cdot \frac{(\sum_{i=1}^n W_i + \sum_{i=1}^n F_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si})}{f_m \cdot l_c}$$

9.4.1.2 A.II. Ribaltamento semplice di parete monolitica – parte alta

Il meccanismo si manifesta tramite la rotazione rigida di porzioni sommitali di facciate rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori piano. Questo caso è analogo al precedente, ma si differenzia per il fatto che le cerniere cilindriche si possono formare a livelli differenti della facciata. Inoltre possono essere coinvolte anche solo porzioni di facciata, evidenziate per esempio da un quadro lesivo o da delle vulnerabilità, quali sono i restringimenti della sezione muraria o gli allineamenti delle finestre. La Figura 9.3, in particolare, fa riferimento al caso in cui il ribaltamento coinvolga solo l'ultimo livello.

Il valore del moltiplicatore critico di collasso α si ottiene ancora una volta con l'eguaglianza del *momento stabilizzante* e del *momento ribaltante*, considerando a favore di sicurezza un arretramento della cerniera pari a t , determinato come nel caso A.I, il momento stabilizzante si può scrivere:

$$M_s = W \cdot \left(\frac{s}{2} - t\right) + F_V \cdot (d_V - t) + P_s \cdot (d - t) + T \cdot h$$

Il momento ribaltante risulta:

$$M_R = \alpha [W \cdot y_g + F_V \cdot h_V + P_s \cdot h] + F_H \cdot h_V + P_H \cdot h$$

Il coefficiente di attivazione:

$$\alpha = \frac{W \cdot \left(\frac{s}{2} - t\right) + F_V \cdot (d_V - t) + P_s \cdot (d - t) + T \cdot h - F_H \cdot h_V - P_H \cdot h}{W \cdot y_g + F_V \cdot h_V + P_s \cdot h}$$

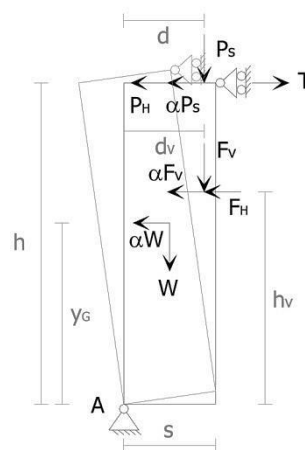
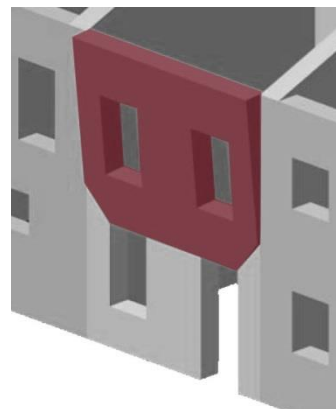


Figura 9.3

9.4.1.3 B.I. Ribaltamento composto di cuneo diagonale

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali, accompagnata dal trascinarsi di parti delle strutture murarie appartenenti alle pareti di controvento. L'attivazione del cinematismo richiede la presenza di un buon ammorsamento delle pareti ortogonali coinvolte, grazie a cantonali ben eseguiti, e l'assenza di vincoli in copertura, come nel caso di ribaltamento semplice. La qualità della muratura di controvento condiziona le dimensioni del cuneo di distacco e, di conseguenza, il fattore α di attivazione del meccanismo. In particolare, l'angolo del cuneo di distacco diminuisce al diminuire della qualità muraria, fino a giungere al caso limite di assenza di ammorsamento tra la parete e i muri di spina, riconducibile al caso A.

Come prima cosa è necessario definire la geometria del macroelemento. Anche in questo caso, la presenza di un quadro lesivo prodotto dai terremoti precedenti e caratterizzato da lesioni diagonali nelle pareti di spina ne facilita l'individuazione. Nel caso in cui l'edificio sia integro, invece, bisognerà prima valutare la possibilità di ribaltamento composto in base alle condizioni di vincolo. In seguito, la geometria del macroelemento andrà valutata tenendo conto della qualità muraria e della presenza di aperture. In caso di incertezza, sarà opportuno valutare più configurazioni possibili dei corpi.

Di seguito si riporta il caso in cui il meccanismo coinvolga più piani dell'edificio. Per la valutazione del coefficiente di attivazione del meccanismo α sarà necessario valutare i carichi agenti sul macroelemento individuato, rappresentati dai pesi trasmessi dalle sovrastrutture e dalle azioni orizzontali dovute al sisma o ad elementi spingenti. In condizione sismica, infatti, a ciascun carico verticale corrisponde un carico orizzontale dovuto all'inerzia, calcolato come il prodotto tra il carico stesso e il moltiplicatore dei carichi α . Il coefficiente di attivazione del meccanismo α è valutato imponendo le condizioni di equilibrio al sistema di forze agenti, eguagliando il *momento ribaltante* e il *momento stabilizzante*.

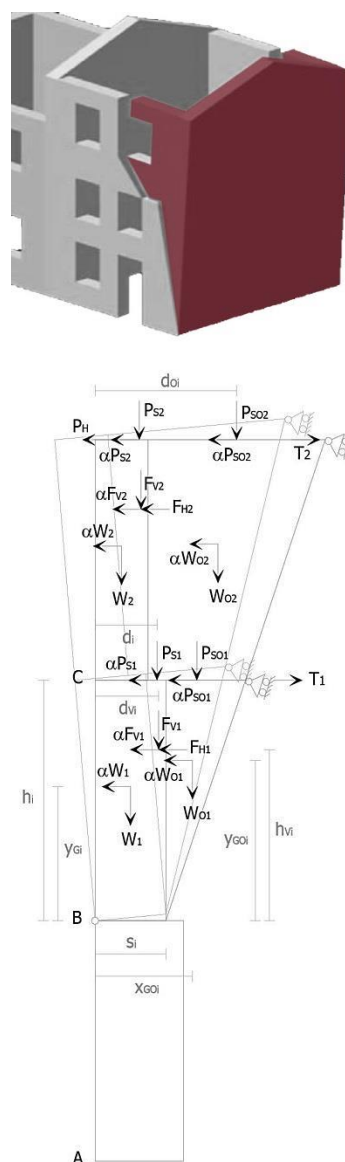


Figura 9.4

Con riferimento alla Figura 9.4, il momento stabilizzante rispetto alla cerniera in B delle forze agenti sul sistema, valutato tenendo conto dell'arretramento t di cui al paragrafo A.I, vale:

$$M_S = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \left(\frac{S_i}{2} - t\right) + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot (d_{Vi} - t) + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot (d_i - t) + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i + \\ + \sum_{i=1}^n W_{Oi} \cdot (x_{GOi} - t) + \sum_{i=1}^n P_{SOi} \cdot (d_{Oi} - t)$$

Il momento ribaltante sarà dato dalla formula:

$$M_R = \alpha \cdot \left[\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i + \sum_{i=1}^n W_{Oi} \cdot y_{GOi} + \sum_{i=1}^n P_{SOi} \cdot h_i \right] + \\ + \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} + P_H \cdot h$$

Il coefficiente di attivazione è:

$$\alpha = \frac{E}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i + \sum_{i=1}^n W_{Oi} \cdot y_{GOi} + \sum_{i=1}^n P_{SOi} \cdot h_i}$$

Dove E rappresenta l'espressione:

$$E = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \left(\frac{S_i}{2} - t\right) + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot (d_{Vi} - t) + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot (d_i - t) + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i + \\ + \sum_{i=1}^n W_{Oi} \cdot (x_{GOi} - t) + \sum_{i=1}^n P_{SOi} \cdot (d_{Oi} - t) - \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} - P_H \cdot h_i$$

9.4.1.4 B.II. Ribaltamento composto di cuneo diagonale – parte alta

Si valuta in questo caso la possibilità che il meccanismo precedente si verifichi in corrispondenza dell'ultimo livello oppure di porzioni di parete sottostanti la copertura.

Con riferimento alla Figura 9.5 e applicando l'arretramento della cerniera t , il momento stabilizzante risulta:

$$M_S = W \cdot \left(\frac{s}{2} - t\right) + F_V \cdot (d_V - t) + P_S \cdot (d - t) + T \cdot h + \\ W_{O_i} \cdot (x_{GO} - t) + P_{SO} \cdot (d_O - t)$$

Il momento ribaltante è dato dalla formula:

$$M_R = \alpha \left[W \cdot y_g + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h + W_O \cdot y_{GO} + P_{SO} \cdot h \right] + \\ F_H \cdot h_V + P_H \cdot h$$

Di conseguenza il coefficiente di attivazione vale:

$$\alpha = \frac{E}{W \cdot y_g + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h + W_O \cdot y_{GO} + P_{SO} \cdot h}$$

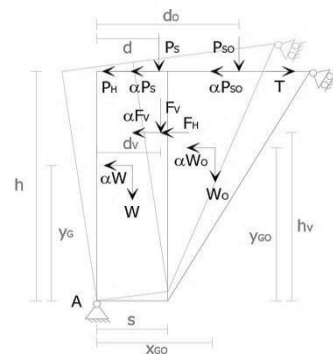


Figura 9.5

Dove E rappresenta l'espressione:

$$E = W \cdot \left(\frac{s}{2} - t\right) + F_V \cdot (d_V - t) + P_S \cdot (d - t) + T \cdot h + W_{oi} \cdot (x_{GO} - t) + P_{SO} \cdot (d_o - t) + \\ -F_H \cdot h_V - P_H \cdot h$$

9.4.1.5 B.III. Ribaltamento del cantonale

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di un cuneo di distacco, delimitato da superfici di frattura ad andamento diagonale nelle pareti concorrenti nelle angolature libere, rispetto ad una cerniera posta alla base dello stesso. Meccanismi di questo tipo sono frequenti in edifici che presentano spinte concentrate in testa ai cantonali, dovute in particolar modo ai carichi trasmessi dai puntoni dei tetti a padiglione. Si suppone che il ribaltamento avvenga nella direzione di spinta del puntone e che il cinematismo sia definito dalla rotazione del macroelemento individuato intorno ad un asse perpendicolare al piano verticale che forma un angolo di 45° con le pareti convergenti nell'angolata e passante per la cerniera suddetta.

Il braccio orizzontale x del generico carico verticale rispetto alla cerniera in A può essere valutato dalla seguente relazione:

$$x = D + \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot (d - a)$$

In cui:

- D è la misura della diagonale del cantonale, pari a $D = \sqrt{2} \cdot s$
- S è lo spessore delle pareti diagonali convergenti nell'angolata
- d è la distanza orizzontale del punto di applicazione del generico carico dall'intersezione muraria, valutata a partire dallo spigolo interno del muro
- a rappresenta l'arretramento del punto di applicazione del generico carico rispetto allo spessore murario, misurato a partire dalla superficie interna della parete.

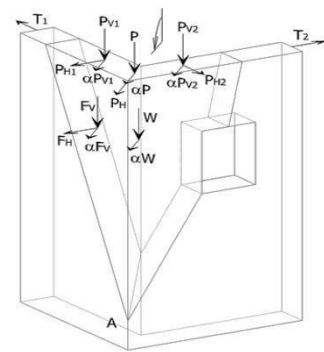
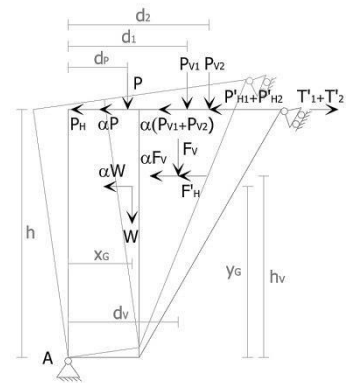
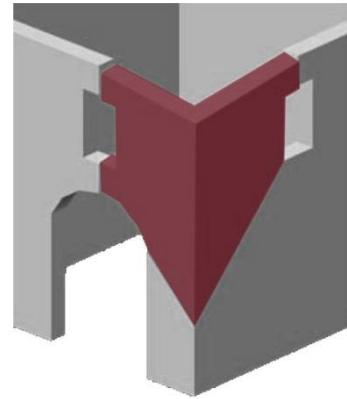


Figura 9.6

Il momento stabilizzante delle forze agenti sul sistema vale:

$$M_S = W \cdot x_G + F_V \cdot d_V + P \cdot d_P + P_{V1} \cdot d_1 + P_{V2} \cdot d_2 + (T'_1 + T'_2) \cdot h$$

Il momento ribaltante delle forze agenti sul sistema vale:

$$M_R = \alpha \cdot [W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + (P + P_{V1} + P_{V2}) \cdot h] + F'_H \cdot h_V + (P_H + P'_{H1} + P'_{H2}) \cdot h$$

Eguagliando i due termini, si ottiene il moltiplicatore di attivazione del cinematismo:

$$\alpha = \frac{E}{W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + (P + P_{V1} + P_{V2}) \cdot h}$$

dove E rappresenta l'espressione:

$$E = W \cdot x_G + F_V \cdot d_V + P \cdot d_P + P_{V1} \cdot d_1 + P_{V2} \cdot d_2 + (T'_1 + T'_2) \cdot h - F'_H \cdot h_V - (P_H + P'_{H1} + P'_{H2}) \cdot h$$

dove $T'_1, T'_2, P'_{H1}, P'_{H2}, F'_H$ rappresentano la proiezione nella direzione del ribaltamento rispettivamente di $T_1, T_2, P_{H1}, P_{H2}, F_H$.

9.4.1.6 C.I Flessione verticale di parete monolitica a due piani

Il meccanismo qui proposto si distingue da quelli analizzati fino ad ora per le condizioni di vincolo, in quanto si manifesta quando la tesa muraria è vincolata sia alla base che all'estremità. Appare sovente, infatti, che in un edificio in muratura si abbia un cordolo in sommità, o a un certo livello, e dei solai intermedi privi di qualsiasi connessione.

Il meccanismo di flessione verticale della parete, inoltre, può interessare uno o più piani dell'edificio, in relazione alla presenza di vincoli agli orizzontamenti, diverse geometrie dei macroelementi e alla presenza di spinte orizzontali di archi o volte. Si riporta il caso in cui il cinematismo riguardi due livelli. Si può ragionevolmente ipotizzare che la formazione della cerniera cilindrica orizzontale avvenga proprio in corrispondenza del solaio intermedio che, non trattenuto, esercita azioni fuori piano sulla muratura. Ad avvalorare l'ipotesi vi è il fatto che generalmente, nel cambio di livello, si restringe la sezione muraria.

Contrariamente a quanto effettuato fino ad ora, l'individuazione del moltiplicatore di collasso α non può che avvenire attraverso l'applicazione del *principio dei lavori virtuali*,

uguagliando il valore totale eseguito dalle forze esterne, applicate al sistema in corrispondenza di un moto virtuale, al lavoro delle forze interne.

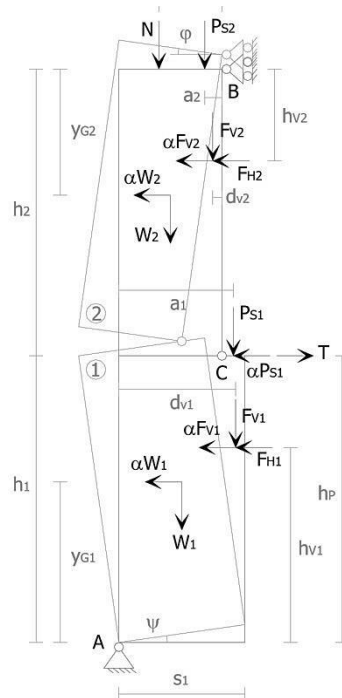
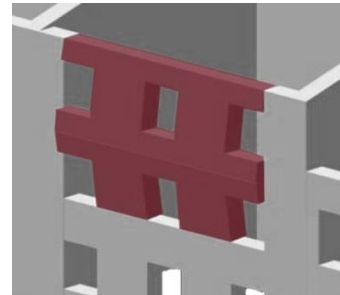


Figura 9.7

Fissati come poli di riferimento dei due corpi 1 e 2 rispettivamente A e B, tenendo conto delle condizioni di vincolo $u_A = 0; v_A = 0; \vartheta_1 = \psi = 1$ per il corpo 1 e $u_B = 0$ per il corpo 2, e imponendo l'ulteriore condizione che lo spostamento dei due corpi a livello della cerniera sia identico ($u_{C1} = u_{C2}$), si ottiene

$$\varphi = -\psi \cdot \frac{h_1}{h_2} \quad \text{e} \quad v_B = s_2.$$

Gli spostamenti generalizzati dei due corpi possono perciò essere descritti come:

$$(u_{01}; v_{01}; \vartheta_1) = (u_A; v_A; \psi) = (0; 0; 1) \quad \text{e} \quad (u_{02}; v_{02}; \vartheta_2) = (u_B; v_B; \psi) = (0; s_2; -h_1/h_2)$$

Gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione di tutte le forze agenti sul sistema nella rispettiva direzione sono:

$$\begin{array}{llll} \delta_{1x} = -y_{G1} & \delta_{V3x} = -\frac{h_1}{h_2} h_{V3} & \delta_{1y} = x_{G1} & \delta_{V3y} = s_2 + \frac{h_1}{h_2} d_{V3} \\ \delta_{2x} = -\frac{h_1}{h_2} y_{G2} & \delta_{P1x} = -h_{P1} & \delta_{2y} = s_2 + \frac{h_1}{h_2} x_{G2} & \delta_{P1y} = a_1 \\ \delta_{V1x} = -h_{V1} & \delta_{P2x} = -\frac{h_1}{h_2} h_{P2} & \delta_{V1y} = d_{V1} & \delta_{P2y} = s_2 + \frac{h_1}{h_2} a_2 \\ \delta_{V2x} = -\frac{h_1}{h_2} h_{V2} & \delta_{Ny} = s_2 + \frac{h_1}{h_2} d & \delta_{V2y} = s_2 + \frac{h_1}{h_2} d_{V2} & \delta_{P3y} = s_2 + \frac{h_1}{h_2} a_2 \end{array}$$

Applicando il teorema dei lavori virtuali si ha:

$$\begin{aligned} -\alpha \cdot [W_1 \cdot \delta_{1x} + W_2 \cdot \delta_{2x} + F_{V1} \cdot \delta_{V1x} + F_{V2} \cdot \delta_{V2x} + F_{V3} \cdot \delta_{V3x} + P_{S1} \cdot \delta_{P1x} + P_{S2} \cdot \delta_{P2x}] - \\ F_{H1} \cdot \delta_{V1x} - F_{H2} \cdot \delta_{V2x} - F_{H3} \cdot \delta_{V3x} - W_1 \cdot \delta_{1y} - W_2 \cdot \delta_{2y} - F_{V1} \cdot \delta_{V1y} - F_{V2} \cdot \delta_{V2y} + \\ -F_{V3} \cdot \delta_{V3y} - N \cdot \delta_{Ny} - P_{S1} \cdot \delta_{P1y} - P_{S2} \cdot \delta_{P2y} - P_{S3} \cdot \delta_{P3y} + T_1 \cdot \delta_{P1x} + T_2 \cdot \delta_{P2x} = 0 \end{aligned}$$

Che espressa in funzione del moltiplicatore α diventa:

$$\alpha = \frac{E}{W_1 \cdot y_{G1} + F_{V1} \cdot h_{V1} + P_{S1} \cdot h_{P1} + (W_2 \cdot y_{G2} + F_{V2} \cdot h_{V2} + F_{V3} \cdot h_{V3} + P_{S2} \cdot h_{P2}) \frac{h_1}{h_2}}$$

Dove E rappresenta l'espressione indicata di seguito:

$$\begin{aligned} E = W_1 x_{G1} + W_2 \left(s_2 + x_{G2} \frac{h_1}{h_2} \right) + F_{V1} d_{V1} + (F_{V2} + F_{V3}) s_2 + F_{V2} \frac{h_1}{h_2} d_{V2} + F_{V3} \frac{h_1}{h_2} d_{V3} + \\ + P_{S1} a_1 + (P_{S2} + P_{S3}) \left(s_2 + a_2 \frac{h_1}{h_2} \right) + N \left(s_2 + d \frac{h_1}{h_2} \right) + T_1 h_{P1} - (F_{H2} h_{V2} + F_{H3} h_{V3} - T_2 h_{P2}) \frac{h_1}{h_2} \end{aligned}$$

9.4.1.8 D.I Flessione orizzontale di parete confinata

Il meccanismo si manifesta se la parete è efficacemente vincolata alle murature di spina ed è confinata nei confronti degli spostamenti in direzione parallela al piano della parete. Si verifica di frequente, dunque, nelle celle intercluse in presenza di tiranti ed è favorito dalla presenza di coperture spingenti. Inoltre, è favorito dalla presenza di pareti snelle, con murature di spina distanziate. Il cinematisma avviene attraverso l'espulsione di materiale dalla zona sommitale della parete e con distacco di corpi cuneiformi accompagnato dalla formazione di cerniere plastiche oblique e verticali per azioni fuori dal piano. È il caso particolare in cui l'attivazione è dovuta allo schiacciamento della muratura in corrispondenza delle cerniere plastiche, a causa dello stato tensionale indotto dalle azioni sismiche.

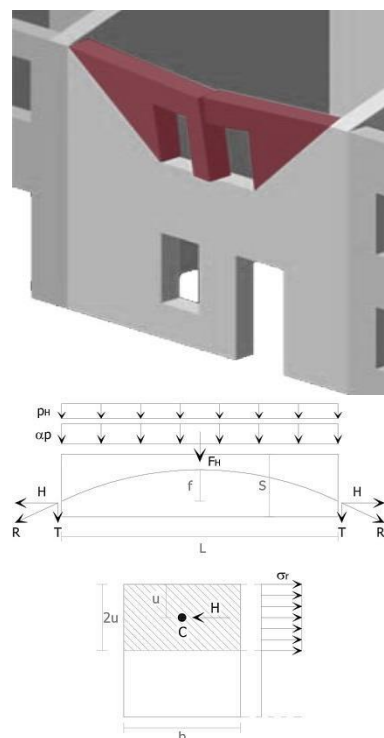


Figura 9.8

Con riferimento alla Figura 9.8, l'equazione di equilibrio nella sezione di mezzera della parete può essere scritta come segue:

$$2\sigma_r ub = [(\alpha p + p_H)L^2 + 2F_H L]/8f$$

E di conseguenza il moltiplicatore di collasso è:

$$\alpha = \frac{16\sigma_r ub(s - 2u)}{pL^2} - \frac{p_H L + 2F_H}{pL}$$

Il valore di α è valutato al variare di u , semialtezza della sezione reagente; per $u = s/4$, si ha il massimo valore di α :

$$\alpha = \frac{2\sigma_r s^2 b}{pL^2} - \frac{p_H L + 2F_H}{pL}$$

9.4.2 L'approccio cinematico

L'approccio cinematico permette di determinare l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo. Tale curva è espressa attraverso un moltiplicatore α , rapporto tra le forze orizzontali applicate ed i corrispondenti pesi delle masse presenti, rappresentato in funzione dello spostamento d_k di un punto di riferimento del sistema; la curva deve essere determinata fino all'annullamento di ogni capacità di sopportare azioni orizzontali, vale a dire fino all'annullamento del parametro α . La curva sarà poi trasformata in una curva di capacità di un sistema equivalente ad un grado di libertà, nella quale può essere definita la capacità di spostamento ultimo del meccanismo locale, da confrontare con la domanda di spostamento richiesta dall'azione sismica²⁴.

Le ipotesi sulle quali si basa il metodo cinematico sono: resistenza nulla per la muratura, assenza di scorrimento tra i blocchi e resistenza a compressione infinita della muratura.

Per ogni meccanismo locale ritenuto significativo, il metodo si articola nei seguenti passi:

- **Trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro.** Si tratta dell'individuazione dei meccanismi di danno e di collasso di cui al § 9.4.1;
- **Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno)** attraverso l'applicazione del principio dei lavori virtuali, come si propone al § 9.4.1;
- **Valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale ($\alpha=0$), in corrispondenza dello spostamento $d_{k,0}$.** Se le diverse azioni rimangono costanti all'evolversi del cinematismo, la curva che si ottiene è pressoché lineare, ed è descritta dalla seguente espressione²⁵:

$$\alpha = \alpha_0(1 - d_k/d_{k,0})$$

Lo spostamento ultimo $d_{k,0}$ può essere ottenuto esprimendo la geometria in una generica configurazione variata, funzione della rotazione finita $\vartheta_{k,0}$, applicando il principio dei lavori virtuali, avendo posto $\alpha=0$, e ricavando da tale equazione l'incognita $\vartheta_{k,0}$.

²⁴ [N4] Circolare, § C8A.4

²⁵ [N4] Circolare, C8A.4.2.1

- **Trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione e spostamento spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo.** A tal fine sarà necessario valutare la massa partecipante al cinematismo M^* , attraverso la formula²⁶:

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i})^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}$$

dove $n + m$ è il numero delle forze peso P_i le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, mentre $\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i .

L'accelerazione sismica spettrale a^* si ottiene moltiplicando per l'accelerazione di gravità il moltiplicatore α e dividendolo per la frazione di massa partecipante al cinematismo:

$$a^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* \cdot FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* \cdot FC}$$

dove g è l'accelerazione di gravità, e^* è la frazione di massa partecipante e FC è il fattore di confidenza. Nel caso in cui, per la valutazione del coefficiente α , non si tenga conto della resistenza a compressione della muratura, il fattore di confidenza sarà comunque quello relativo al livello di conoscenza LC1.

Lo spostamento spettrale d^* dell'oscillatore equivalente può essere ottenuto come spostamento medio dei diversi punti nei quali sono applicati i pesi P_i , pesato sugli stessi. In via approssimata, noto lo spostamento del punto di controllo d_k è possibile definire lo spostamento spettrale equivalente con riferimento agli spostamenti virtuali valutati sulla configurazione iniziale:

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}}$$

dove $\delta_{x,k}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto k, assunto come riferimento per la determinazione di d_k . Nel caso in cui la curva presenti un andamento lineare, ovvero se le azioni si mantengono costanti, la curva di capacità assume questa espressione:

$$a^* = a_0^* (1 - d^*/d_0^*)$$

dove d_0^* è lo spostamento spettrale equivalente corrispondente allo spostamento $d_{k,0}$.

- **Verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richieste alla struttura.** La resistenza e la capacità di spostamento

²⁶ [N4] Circolare, § C8A.4.2.2

relativo allo Stato Limite di danno e Stato Limite di salvaguardia della vita è valutata sulla curva di capacità, in corrispondenza dei punti seguenti:

- SLD: dalla accelerazione spettrale a_0^* corrispondente all'attivazione del meccanismo;
- SLV: dallo spostamento spettrale d_u^* , corrispondente al minore degli spostamenti così definiti:
 - Il 40% dello spostamento per cui si annulla l'accelerazione spettrale a^*
 - Lo spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione.

Concordemente quanto stabilito al capitolo 8 delle Norme Tecniche per gli edifici esistenti, la verifica su *Palazzo Moroni* sarà effettuata esclusivamente allo Stato Limite di salvaguardia della vita.

9.4.2.1 Analisi cinematica lineare

L'analisi cinematica lineare consiste in una verifica semplificata attraverso un fattore di struttura q . Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione direttamente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza nei confronti dello Stato Limite di salvaguardia della vita è soddisfatta qualora l'accelerazione a_0^* che attiva il meccanismo soddisfa la seguente disuguaglianza:

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

dove a_g è l'accelerazione attesa su suolo di tipo A in funzione dello stato limite scelto, S è il coefficiente che tiene conto delle condizioni stratigrafiche e topografiche, q è il fattore di struttura, che può essere assunto pari a 2.

Nel caso in cui invece il meccanismo avvenga ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione è generalmente amplificata rispetto a quella al suolo, attraverso la formula:

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

dove $S_e(T_1)$ è lo spettro elastico calcolato per il periodo T_1 ; T_1 è il primo periodo di vibrazione nella direzione considerata valutabile come $T_1 = 0,05H^{3/4}$; $\psi(Z)$ è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio che, in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto pari a $\psi(Z) = Z/H$; Z è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo

ed il resto della struttura; γ è il coefficiente di partecipazione modale, che può essere assunto come $\gamma = 3N/(2N + 1)$, con N numero di piani dell'edificio²⁷.

9.4.2.2 Analisi cinematica non lineare

L'analisi cinematica non lineare consiste in una verifica mediante spettro di capacità. Tale verifica consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo d_u^* del meccanismo locale e la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro di spostamento in corrispondenza del periodo secante T_s . Definito lo spostamento $d_s^* = 0,4d_u^*$ ed individuata sulla curva di capacità l'accelerazione a_s^* , corrispondente allo spostamento d_s^* , il periodo secante è calcolato come $T_s = 2\pi\sqrt{d_s^*/a_s^*}$. La domanda di spostamento sarà così ottenuta:

- Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato, la verifica allo stato limite di salvaguardia della vita sarà soddisfatta se:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s)$$

dove S_{De} è lo spettro elastico in spostamento.

- Se invece il meccanismo locale avviene in quota, deve essere considerato lo spettro di risposta in spostamento del moto alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematicismo. Una approssimazione può essere data dalla formula

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}}}$$

9.4.3 La scelta dei macroelementi

La scelta delle possibili porzioni di edificio omogenee che in caso di sisma possono manifestare comportamento indipendente si basa in primo luogo sull'analisi delle vicende costruttive che hanno interessato l'aggregato. Come individuato nelle tavole della vulnerabilità, la giustapposizione di paramenti murari realizzati in periodi differenti può avvenire senza particolari accorgimenti nell'ammorsamento tra le parti, e può dunque costituire una corsia preferenziale nella formazione di lesioni. Questa tipologia di danni è attesa in corrispondenza dell'attacco tra l'Ala Moschini e il palazzo cinquecentesco, nonché tra lo stesso e il Volto della Corda. Ancor più utile si è rivelato il rilievo del quadro fessurativo. Le lesioni emerse a seguito dello sciame sismico emiliano del 2012 hanno messo in rilievo non solo la morfologia dei macroelementi, ma anche la tipologia di meccanismo a cui sono soggetti. È il caso delle lesioni

²⁷ [N4] Circolare, § C8A.4.2.3

diagonali presenti nella sala della Giunta e nella Sala del Consiglio, che, unitamente al quadro fessurativo delle volte al livello sottostante, annunciano un principio di ribaltamento con trasporto di cuneo delle murature d'ambito su *Piazza delle Erbe*. Inoltre, nella definizione dei macroelementi, assumono importanza anche le lesioni non dovute al sisma, le quali manifestano comunque una soluzione di continuità nei paramenti. È questo il caso delle lesioni nelle fasce di piano del *Volto delle Fiorare*, le quali sono associate ad un cedimento differenziale. Sul prospetto del volto in *via del Municipio*, invece, si suppone che la geometria dei macroelementi possa essere influenzata da delle vecchie fessure, oggi ripristinate e pressoché invisibili, ma chiaramente identificate nel progetto di restauro del 1842. Infine, la determinazione delle possibili linee di frattura si basa in gran parte anche sulla disposizione dei muri di controvento e sulla presenza di aperture in facciata, entrambe zone critiche a causa della concentrazione di tensioni.

Alla luce delle considerazioni precedentemente svolte, sono stati individuati 18 macroelementi, i quali saranno verificati per più tipologie di meccanismo a seconda delle ipotesi effettuate, in modo tale da verificare quale tra tutti sia il cinematismo più gravoso. Generalmente, si procederà *in primis* nella verifica a ribaltamento semplice dell'intera facciata, nella quale si assumerà a favore di sicurezza l'ipotesi di assenza di collegamento tra i paramenti. Successivamente, si verificheranno i ribaltamenti in quota della facciata o di porzioni di facciata, i quali potranno essere semplici o composti a seconda della presenza o meno di un quadro fessurativo nelle murature di controvento. Nelle ali del palazzo in cui sono stati identificati so-lai in cemento armato, si verificheranno i cinematismi di flessione verticale, mentre nella sola *sala del Consiglio*, la quale presenta una muratura snella, si effettuerà una verifica a flessione orizzontale, sotto l'ipotesi che gli ammorsamenti con le murature di spina siano ben eseguiti.

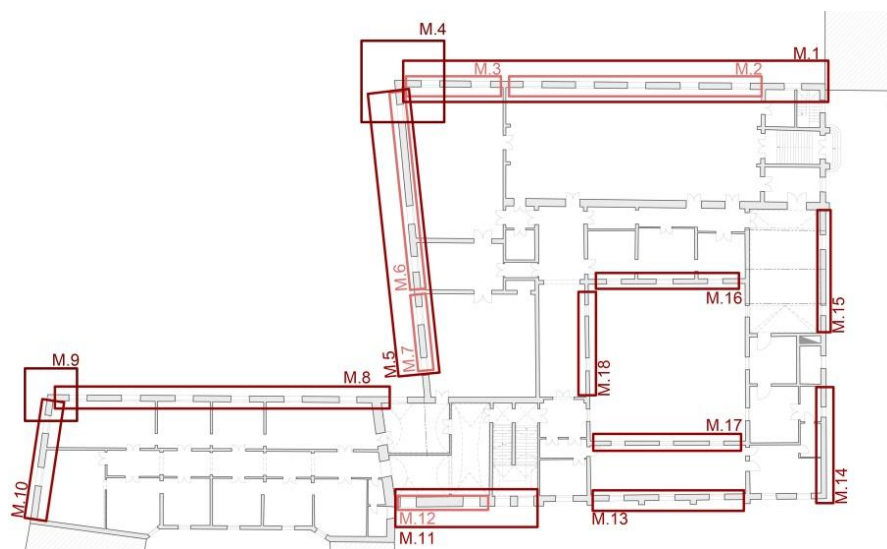


Figura 9.9: individuazione dei macroelementi in Palazzo Moroni e Ala Moschini.

9.4.4 Verifiche dei cinematicismi in LC1

9.4.4.1 Macroelemento 1, cinematicismo A.I

Si propone la verifica al ribaltamento semplice dell'intera facciata ovest su piazza delle Erbe. Le ipotesi assunte per la verifica di questo cinematicismo sono lo scarso ammassamento tra le murature d'ambito e la parete, l'assenza di collegamento con il più antico volto della Corda e l'inefficacia delle catene poste al secondo livello nella Sala Bresciani Alvarez.

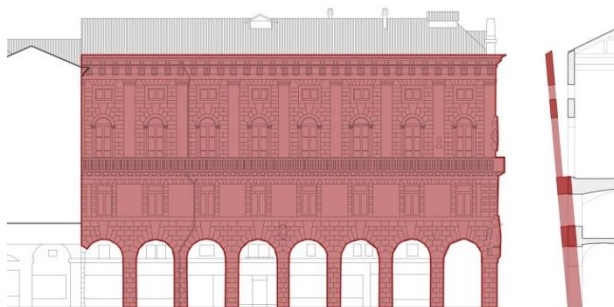


Figura 9.10: identificazione del macroelemento in pianta e in prospettiva. Sezione rappresentativa del ribaltamento.

Grazie al rilievo geometrico si è potuto definire le caratteristiche dimensionali dei macroelementi. Si è poi proceduto nell'analisi dei carichi, secondo le valutazioni effettuate al paragrafo 9.3.

Tabella 9.38: individuazione dei dati geometrici del macroelemento.

DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
ELEVAZIONE	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	6	1,2	0,6	0	1,075	3,65	0	3,8	94,63	113,556
2	5	1,2	0,6	0	1,075	8,53	0	8,76	148,92	178,704
3	6,09	0,55	0,275	0,35	0,35	14,23	17,1	14,6	159,04	87,472
4	4,37	0,55	0,275	0,275	0,35	19,38	21,26	19,52	143,11	78,7105

Tabella 9.39: analisi dei carichi agenti e valutazione dell'arretramento della cerniera.

ANALISI DEI CARICHI						ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA	
ELEVAZIONE	W _i [kN]	P _{Si} [kN]	F _{Vi} [kN]	F _{Hi} [kN]	T _i [kN]		
1	2498,232	0	649	304,9	0	f _d [Mpa]	2,62962963
2	3216,672	0	1363	1050	0	l _{cer} [m]	11,29
3	1574,496	82,214	82,214	0	0	t [m]	0,255301097
4	1416,789	311,26	175,39	0	0		

Attraverso l'equilibrio dei momenti, si procede alla valutazione del coefficiente di attivazione del meccanismo.

Il momento stabilizzante vale:

$$M_S = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i = 3716,39 \text{ kNm}$$

Il momento ribaltante vale invece:

$$M_R = \alpha \cdot \left[\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i \right] + \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} + P_H \cdot h_i$$

$$= \alpha \cdot 113472,47 + 10356,62 \text{ kNm}$$

Conseguentemente si valuta il coefficiente di attivazione:

$$\alpha_c = (M_S - M_{R \text{ volte}}) / M_{R \text{ inerzia}}$$

Tabella 9.40: calcolo del coefficiente di attivazione del meccanismo.

CALCOLO DI α_c				
	M_S	3716,392243	α_c	(-0,0585)
M_R	$M_R \text{ volte}$	10356,62		
	$M_R / \alpha_c \text{ inerzia}$	113472,4721		

Come si può notare, il coefficiente di attivazione risulta negativo. Questo perché l'ipotesi di inefficienza delle catene al secondo livello è troppo cautelativa, dal momento che la loro assenza comporterebbe instabilità anche in campo statico. Per tale motivo, si dimensionano delle catene al fine contenere l'eccessiva spinta della volta nella sala Livio Paladin, stimata 1267 kN.

La scelta dei tiranti dovrà essere effettuata sulla base del minimo tra il valore di snervamento dell'acciaio (T_1), il valore di rottura per punzonamento della muratura indotto dalla piastra (T_2), il valore di crisi a compressione della muratura sotto la pressione della piastra (T_3):

$$T_1 = \pi \left(\frac{\Phi}{2} \right)^2 \cdot f_y$$

$$T_2 = f_{vd} \cdot [2 \cdot (b + t) + 2 \cdot (a + t)] \cdot t$$

$$T_3 = f_d \cdot a \cdot b$$

dove a e b sono le dimensioni della piastra di ancoraggio, t è lo spessore del paramento, f_d e f_{vd} sono la resistenza rispettivamente a compressione e a taglio della muratura, Φ è il diametro del tirante e f_y lo sforzo di snervamento dell'acciaio.

Tabella 9.41: valutazione delle forze di ritengo necessarie a inibire il meccanismo.

PROGETTO DEL TIRANTE										
f_y	Φ	a	b	t	f_d [Mpa]	f_{vd} [Mpa]	T_1	T_2	T_3	T
240,000	24,000	0,350	0,350	1,300	0,889	0,022	108,573	190	108	108,573

Si sceglie di disporre 9 tiranti, in numero pari a quelli già presenti nella sala Livio Paladin e due nella Sala Bresciani Alvarez, per un tiro complessivo di 977kN. Pertanto, la spinta non contrastata della volta vale 290kN.

Tabella 9.42: : analisi dei carichi agenti e valutazione dell'arretramento della cerniera.

ANALISI DEI CARICHI						ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA	
ELEVAZIONE	W _i [kN]	P _{Si} [kN]	F _{Vi} [kN]	F _{Hi} [kN]	T _i [kN]		
1	2498,232	0	649	304,9	0	f _d [Mpa]	2,62962963
2	3216,672	0	1363	290	0	l _{cer} [m]	11,29
3	1574,496	82,214	82,214	0	0	t [m]	0,255301097
4	1416,789	311,26	175,39	0	0		

Attraverso l'equilibrio dei momenti, si procede alla valutazione del coefficiente di attivazione del meccanismo.

Il momento stabilizzante vale:

$$M_S = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i = 10890,83 \text{ kNm}$$

Il momento ribaltante vale invece:

$$M_R = \alpha \cdot \left[\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i \right] + \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} + P_H \cdot h_i$$

$$= \alpha \cdot 113472,47 + 10356,62 \text{ kNm}$$

Conseguentemente si valuta il coefficiente di attivazione:

$$\alpha_c = (M_S - M_{R \text{ volte}}) / M_{R \text{ inerzia}}$$

Tabella 9.43:: calcolo del coefficiente di attivazione del meccanismo.

CALCOLO DI α_c			
	M _S	3716,392243	α_c
M _R	M _R volte	3699,02	
	M _R /α _c inerzia	113472,4721	
			0,00015

Al fine di determinare l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo, si dovrà valutare la massa partecipante al cinematismo attraverso la formula:

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i})^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2} = 781,44 \text{ kN}$$

Gli spostamenti virtuali $\delta_{x,i}$ sono ottenuti ponendo lo spostamento all'ultimo livello pari ad 1 e valutando una distribuzione lineare degli spostamenti lungo l'altezza della facciata.

$$\delta_{Wi} = \frac{y_{Gi}}{H_{max}}; \delta_{Pi} = \frac{h_{Pi}}{H_{max}}; \delta_{Fvi} = \frac{h_{Fvi}}{H_{max}}$$

L'accelerazione spettrale di attivazione vale dunque:

$$a_o^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^*FC} = \frac{a_0 g}{e^*FC} = 0,002 \text{ m/s}^2$$

Si esegue la verifica lineare, valutando se l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a^* sia o meno superiore al valore:

$$a = \max \left\{ \frac{a_g(P_{VR})S}{q}; \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right\} = 1,442 \text{ m/s}^2$$

Tabella 9.44: analisi cinematica lineare semplificata con fattore di struttura q.

VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T ₁	0,49853114	Se(t1)	4,17942	ψ(z)	0	a ₁	0,8025	a	0,8025
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,33333333	a ₂	0		
a* < a = max{a1;a2}				NON VERIFICATO					

Non essendo soddisfatta la verifica, si procede all'analisi non lineare allo stato limite di salvaguardia della vita. Si riporta di seguito il procedimento per la valutazione della rotazione ultima θ che annulla il coefficiente α , ottenuta imponendo uguale a zero il momento stabilizzante scritto rispetto alla configurazione ruotata.

$$M_S = \sum_i W_i \cdot R_i \cdot \cos(\beta_{Wi} + \theta) + \sum_i P_{Si} \cdot R_{Psi} \cdot \cos(\beta_{Psi} + \theta) - F_{Hi} \cdot R_{Hi} \cdot \sin(\beta_{vi} + \theta) + \sum_i W_{oi} \cdot R_{woi} \cdot \cos(\beta_{woi} + \theta) + \sum_i P_{soi} \cdot R_{Psoi} \cdot \cos(\beta_{soi} + \theta) = 0$$

con:

$$R_{Wi} = \sqrt{(y_{Gi})^2 + \left(\frac{s_i}{2} - t\right)^2}; \beta_{Wi} = \tan^{-1} \frac{y_{Gi}}{\frac{s_i}{2} - t}$$

$$R_{Psi} = \sqrt{(h_i)^2 + (d_i - t)^2}; \beta_{Psi} = \tan^{-1} \frac{h_i}{d_i - t}$$

$$R_{Fvi} = \sqrt{(h_{vi})^2 + (d_{vi} - t)^2}; \beta_{Fvi} = \tan^{-1} \frac{h_{vi}}{d_{vi} - t}$$

Si ottiene così $\theta = 0,0001$. Scegliendo come punto di controllo il baricentro delle masse sismiche, lo spostamento ad esso associato vale:

$$d_{k0} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{k0} = 0,0015 \text{ m}$$

con:

$$h_{bar} = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \gamma_{Gi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} h_i + \sum_{i=1}^n F_{Vi} h_{Vi}}{\sum_{i=1}^n (W_i + P_{Si} + F_V)} = 9,98 \text{ m}$$

Lo spostamento spettrale d_0^* dell'oscillatore equivalente a 1 grado di libertà risulta:

$$d_0^* = d_{k0} \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,i} \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}} = 0,06 \text{ m}$$

Lo spostamento ultimo d_u^* è pari a:

$$d_u^* = 0,4d_0^* = 0,002 \text{ m}$$

Segue l'individuazione dello spostamento d_s^* e dell'accelerazione spettrale a_s^* :

$$d_s^* = 0,4d_u^* = 0,0003 \text{ m}$$

$$a_s^* = a_0 \cdot \left(1 - \frac{d_s^*}{d_0^*}\right) = 0,0013 \text{ m/s}^2$$

Il periodo secante T_s è pari a:

$$T_s = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}} = 3,015 \text{ s}$$

Tabella 9.45: calcolo degli spostamenti spettrali.

CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO									
h_{bar}	$\delta_{h_{bar}}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* \text{ [m]}$	$a_s^* \text{ [m/s}^2\text{]}$	$T_s \text{ [s]}$
9,98	0,469	0,0015	0,0019	0,0007	0,000	0,0007	0,0003	0,001	3,011

Il cinematisimo non è verificato nemmeno con analisi non lineare, dal momento che le seguenti disequaglianze non sono soddisfatte:

$$d_u^* \leq \max\{d_1; d_2\} \quad \text{con} \quad d_1 = S_{De}(T_s) \quad ; \quad d_2 = S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}}}$$

Tabella 9.46: analisi cinematica non lineare.

VERIFICA NON LINEARE									
$S_e(T_s)$	0,484	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,111	d	0,114
						d_2	0		
$d_u^* < d = \max\{d_1; d_2\}$ NON VERIFICATO									

Si procede nella progettazione dei tiranti in funzione della domanda di accelerazione richiesta dal sisma, effettuando a tutti gli effetti una verifica lineare a ritroso.

La verifica lineare si effettua valutando se l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a^* sia o meno superiore al valore:

$$a = \max \left\{ \frac{a_g(P_{VR})S}{q}; \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right\} = 0,8025 \text{ m/s}^2$$

Il parametro a , dunque, rappresenta la domanda di accelerazione del sisma.

Invertendo la formula del calcolo dell'accelerazione spettrale a^* e ponendo $a^* = a$, è possibile valutare quale sia il coefficiente di attivazione minimo $\alpha_{c \min}$ che soddisfa la verifica lineare e in funzione di questo valutare il tiro dei presidi sismici necessari a inibire il ribaltamento.

$$a^* = \frac{g\alpha}{e^*FC} \quad \alpha_{c \min} = \frac{e^* \cdot FC \cdot a}{g}$$

$$\alpha_{c \min} = \frac{e^* \cdot FC \cdot a}{g} = 0,0733$$

Si impone nuovamente una condizione di equilibrio tra il momento ribaltante M_R ed il momento stabilizzante M_S , questa volta considerando tra i momenti stabilizzanti anche quello dovuto alla presenza del tirante T posto alla quota h . Si inverte successivamente la formula per valutare T , incognita del problema, ipotizzando una quota h di applicazione del presidio.

$$M_S + T \cdot h = M_{R \text{ inerzia}} \cdot \alpha_c + M_{R \text{ volte}} \quad ; \quad T = \frac{M_{R \text{ inerzia}} \cdot \alpha_c + M_{R \text{ volte}} - M_S}{h}$$

Tabella 9.47: calcolo del tiro necessario a inibire il meccanismo.

CALCOLO DEL TIRANTE ALLA QUOTA DI PROGETTO						CALCOLO DEL TIRANTE AI VARI LIVELLI			
M_S		3716,392	h_T	21,260	T_h	h_1	0,000	T_1	0,000
$M_R \text{ volte}$		3664,900	$\alpha_{c \min}$	0,074		h_2	8,760	T_2	162,763
M_R	$M_R/\alpha_c \text{ inerzia}$	113472,472				h_3	0,000	T_3	0,000
						h_4	21,260	T_4	395,016

La scelta dei tiranti dovrà essere effettuata sulla base del minimo tra il valore di snervamento dell'acciaio (T_1), il valore di rottura per punzonamento della muratura indotto dalla piastra (T_2), il valore di crisi a compressione della muratura sotto la pressione della piastra (T_3):

$$T_1 = \pi \left(\frac{\emptyset}{2} \right)^2 \cdot f_y$$

$$T_2 = f_{vd} \cdot [2 \cdot (b + t) + 2 \cdot (a + t)] \cdot t$$

$$T_3 = f_d \cdot a \cdot b$$

dove a e b sono le dimensioni della piastra di ancoraggio, t è lo spessore del paramento, f_d e f_{vd} sono la resistenza rispettivamente a compressione e a taglio della muratura, Φ è il diametro del tirante e f_y lo sforzo di snervamento dell'acciaio.

Tabella 9.48: dimensionamento del tirante.

PROGETTO DEL TIRANTE											
f_y	Φ	a	b	t	f_d [Mpa]	f_{vd} [Mpa]	T_1	T_2	T_3	T	
240,000	20,000	0,300	0,300	0,600	0,889	0,022	75,398	47,995	80,000	47,995	

In base T_{max} , si stabilisce che all'ultimo livello siano necessari 12 tiranti delle caratteristiche dimensionali riportate in tabella, per un tiro complessivo di 427,68 kN.

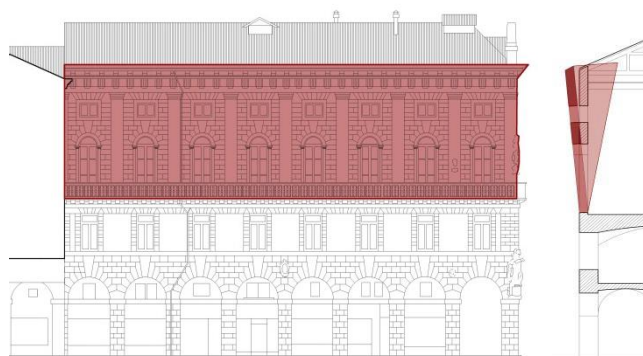
Si effettua nuovamente la verifica lineare tenendo conto dei tiranti all'ultimo livello e delle 7 catene ipotizzate al secondo livello:

Tabella 9.49: analisi cinematica lineare semplificata con fattore di struttura q con tiranti.

CALCOLO DEL TIRANTE ALLA QUOTA DI PROGETTO							CALCOLO DEL TIRANTE AI VARI LIVELLI				
M_S		3716,392	h_T	21,260	T_h	795,5	h_1	0,000	T_1	0,000	
M_R		M_R volte	12179,620	$\alpha_{c \min}$			0,074	h_2	8,760	T_2	327,787
		M_R/α_c inerzia	113472,472					h_3	0,000	T_3	0,000
								h_4	21,260	T_4	795,520
CURVA DI CAPACITÀ DELL'OSCILLATORE EQUIVALENTE											
δ_{w1x}	0,172	δ_{p1x}	0,000	δ_{Fv1x}	0,179	M^*	781,440	a^*	0,874		
δ_{w2x}	0,401	δ_{p2x}	0,000	δ_{Fv2x}	0,412						
δ_{w3x}	0,669	δ_{p3x}	0,804	δ_{Fv3x}	0,687	e^*	0,674				
δ_{w4x}	0,912	δ_{p4x}	1,000	δ_{Fv4x}	0,918						
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
T_1	0,49853114	$Se(t1)$	4,1794	$\psi(z)$	0	a_1	0,8025	a	0,8025		
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333333	a_2	0				
$a^* \geq a = \max\{a_1, a_2\}$ VERIFICATO											

9.4.4.2 Macroelemento 1, cinematismo B.II-2

Si propone di seguito la verifica al ribaltamento con trasporto di cuneo degli ultimi due livelli del macroelemento 1. Questo cinematismo è suggerito dalla presenza di lesioni diagonali nelle murature di spina, emerse a seguito del sisma dell'Emilia nel 2012.



L'angolo del cuneo di distacco è stato scelto, a favore di sicurezza, pari a 15°. Si suppone che le murature di spina interessate dal distacco siano le due che delimitano la *Sala del Consiglio*.

Grazie al rilievo geometrico si è potuto definire le caratteristiche dimensionali dei macroelementi. Si è poi proceduto nell'analisi dei carichi, secondo le valutazioni effettuate al paragrafo 9.3.

Tabella 9.50: individuazione dei dati geometrici dei macroelementi.

DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
LIV.	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	6,090	0,550	0,275	0,350	0,350	3,234	6,100	3,600	159,040	87,472
2	4,370	0,550	0,275	0,275	0,350	8,379	10,260	8,520	143,110	78,711
DATI GEOMETRICI DEI CONCI										
LIV.	N° CONCI	s _i [m]	x _{Goi} [m]	d _{oi} [m]	y _{Goi} [m]	h _i [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]		
1	2,000	0,400	1,090	1,370	4,060	5,720	4,970	1,988		
2	2,000	0,400	1,689	0,000	8,500	0,000	9,880	3,952		

Tabella 9.51: individuazione dei carichi agenti e determinazione dell'arretramento della cerniera.

ANALISI DEI CARICHI								ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA		
LIV.	W _i [kN]	P _{Si} [kN]	F _{Vi} [kN]	F _{Hi} [kN]	T _i [kN]	W _{oi}	P _{Soi}	f _d [Mpa]	l _{cer} [m]	t [m]
1	1574,496	82,214	82,214	0,000	0,000	71,568	16,632	0,889	23,455	0,124
2	1416,789	311,260	175,390	0,000	0,000	142,272	0,000			

Attraverso l'equilibrio dei momenti, si procede alla valutazione del coefficiente di attivazione del meccanismo.

Il momento stabilizzante vale:

$$M_S = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \left(\frac{s_i}{2} - t\right) + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot (d_{vi} - t) + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot (d_i - t) + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i + \\
 + \sum_{i=1}^n W_{oi} \cdot (x_{Goi} - t) + \sum_{i=1}^n P_{Soi} \cdot (d_{oi} - t) = 888,623 \text{ kNm}$$

Il momento ribaltante vale:

$$M_R = \alpha \cdot \left[\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i + \sum_{i=1}^n W_{Oi} \cdot y_{GOi} + \sum_{i=1}^n P_{SOi} \cdot h_i \right] + \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} + P_H \cdot h = 24043 \cdot \alpha \text{ kNm}$$

Conseguentemente si valuta il coefficiente di attivazione:

$$\alpha_c = (M_S - M_{R \text{ volte}}) / M_{R \text{ inerzia}}$$

Tabella 9.52: individuazione del coefficiente di attivazione del meccanismo.

CALCOLO DI α_c			
M_S	$M_R \text{ volte}$	$M_R / \alpha_c \text{ inerzia}$	α_c
888,623	0,000	24043,534	0,037

Al fine di determinare l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo, si dovrà valutare la massa partecipante al cinematismo attraverso la formula:

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i})^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2} = 331,878 \text{ kN}$$

Gli spostamenti virtuali $\delta_{x,i}$ sono ottenuti ponendo lo spostamento all'ultimo livello pari ad 1 e valutando una distribuzione lineare degli spostamenti lungo l'altezza della facciata.

$$\delta_{Wi} = \frac{y_{Gi}}{H_{max}}; \delta_{Pi} = \frac{h_{Pi}}{H_{max}}; \delta_{Fvi} = \frac{h_{Fvi}}{H_{max}}$$

L'accelerazione spettrale di attivazione vale dunque:

$$a_o^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{a_0 g}{e^* FC} = 0,319 \text{ m/s}^2$$

Tabella 9.53: individuazione dei parametri spettrali.

CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE									
δ_{w1x}	0,315	δ_{p2x}	1,000	δ_{w01x}	0,396	δ_{pSO2x}	0,000	M^*	331,878
δ_{w2x}	0,817	δ_{Fv1x}	0,351	δ_{w02x}	0,828			e^*	0,841
δ_{p1x}	0,595	δ_{Fv2x}	0,830	δ_{pSO1x}	0,558			a^*	0,319

Si esegue la verifica lineare, valutando se l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a^* sia o meno superiore al valore:

$$a = \max \left\{ \frac{a_g(P_{VR})S}{q}; \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right\} = 1,442 \text{ m/s}^2$$

Tabella 9.54: analisi cinematica lineare.

VERIFICA LINEARE									
T ₁	0,495	Se(T1)	4,179	ψ(z)	0,517	a ₁	0,803	a	1,442
Tb<T1<Tc				γ	1,333	a ₂	1,442		
a* < a = max{a1; a2} NON VERIFICATO									

Non essendo soddisfatta la verifica, si procede all'analisi non lineare allo stato limite di salvaguardia della vita. Si riporta di seguito il procedimento per la valutazione della rotazione ultima θ che annulla il coefficiente α, ottenuta imponendo uguale a zero il momento stabilizzante scritto rispetto alla configurazione ruotata.

$$M_S = \sum_i W_i \cdot R_i \cdot \cos(\beta_{Wi} + \theta) + \sum_i P_{Si} \cdot R_{PSi} \cdot \cos(\beta_{PSi} + \theta) - F_{Hi} \cdot R_{Hi} \cdot \sin(\beta_{vi} + \theta) + \sum_i W_{oi} \cdot R_{woi} \cdot \cos(\beta_{woi} + \theta) + \sum_i P_{Soi} \cdot R_{PSoi} \cdot \cos(\beta_{Soi} + \theta) = 0$$

con:

$$R_{Wi} = \sqrt{(y_{Gi})^2 + \left(\frac{s_i}{2} - t\right)^2}; \beta_{Wi} = \tan^{-1} \frac{y_{Gi}}{\frac{s_i}{2} - t}$$

$$R_{PSi} = \sqrt{(h_i)^2 + (d_i - t)^2}; \beta_{PSi} = \tan^{-1} \frac{h_i}{d_i - t}$$

$$R_{Fvi} = \sqrt{(h_{Vi})^2 + (d_{Vi} - t)^2}; \beta_{Fvi} = \tan^{-1} \frac{h_{Vi}}{d_{Vi} - t}$$

Tabella 9.55: calcolo della rotazione ultima.

CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA										
R _{W1}	3,238	R _{Fv1}	3,607	R _{PSO1}	5,854	β _{P1}	1,534	β _{WO1}	1,337	θ
R _{W2}	8,380	R _{Fv2}	8,523	R _{PSO2}	0,000	β _{P2}	1,556	β _{WO2}	1,389	
R _{P1}	6,104	R _{WO1}	4,173	β _{W1}	1,524	β _{Fv1}	1,508	β _{PSO1}	1,356	0,037
R _{P2}	10,261	R _{WO2}	8,643	β _{W2}	1,553	β _{Fv2}	1,544	β _{PSO2}	0,000	

Si ottiene così θ = 0,037. Scegliendo come punto di controllo il baricentro delle masse sismiche, lo spostamento ad esso associato vale:

$$d_{k0} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{k0} = 0,229 \text{ m}$$

con:

$$h_{bar} = \frac{\sum_{i=1}^n W_i y_{Gi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} h_i + \sum_{i=1}^n F_{Vi} h_{Vi}}{\sum_{i=1}^n (W_i + P_{Si} + F_V)} = 6,208 \text{ m}$$

Lo spostamento spettrale d₀* dell'oscillatore equivalente a 1 grado di libertà risulta:

$$d_0^* = d_{k0} \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,i} \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}} = 0,273 \text{ m}$$

Lo spostamento ultimo d_u^* è pari a:

$$d_u^* = 0,4d_0^* = 0,109 \text{ m}$$

Segue l'individuazione dello spostamento d_s^* e dell'accelerazione spettrale a_s^* :

$$d_s^* = 0,4d_u^* = 0,043 \text{ m}$$

$$a_s^* = a_0 \cdot \left(1 - \frac{d_s^*}{d_0^*}\right) = 0,268 \text{ m/s}^2$$

Il periodo secante T_s è pari a:

$$T_s = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}} = 2,533 \text{ s}$$

Tabella 9.56: valutazione dei parametri spettrali.

CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO									
h_{bar}	$\delta_{h \text{ bar}}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* \text{ [m]}$	$a_s^* \text{ [m/s}^2\text{]}$	$T_s \text{ [s]}$
6,208	0,605	0,229	0,273	0,109	0,000	0,109	0,044	0,268	2,534

Il cinematismo non è verificato nemmeno con analisi non lineare, dal momento che le seguenti disequaglianze non sono soddisfatte:

$$d_u^* \leq \max\{d_1; d_2\} \quad \text{con} \quad d_1 = S_{De}(T_s) \quad ; \quad d_2 = S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}}}$$

Tabella 9.57: analisi cinematica non lineare.

VERIFICA NON LINEARE									
$S_e(T_s)$	0,685	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,111	d	0,114
						d_2	0,114		
$d_u^* < d = \max\{d_1; d_2\}$ NON VERIFICATO									

Si valuta quindi la possibilità di inserire di presidi sismici atti a contrastare il meccanismo. Invertendo la formula del calcolo dell'accelerazione spettrale a^* e ponendo $a^* = a$, vale a dire pari alla domanda di accelerazione del sisma, è possibile valutare quale sia il coefficiente di attivazione minimo $\alpha_{c \text{ min}}$ che soddisfa la verifica lineare e in funzione di questo valutare il tiro degli eventuali tiranti.

$$a^* = \frac{g\alpha}{e^*FC} \quad \alpha_{c \text{ min}} = \frac{e^* \cdot FC \cdot a}{g} = 0,167$$

Si impone nuovamente una condizione di equilibrio tra il momento ribaltante M_R ed il momento stabilizzante M_S , questa volta considerando tra i momenti stabilizzanti anche quello dovuto alla presenza del tirante T posto alla quota h . Si inverte successivamente la formula per valutare T , incognita del problema, ipotizzando una quota h di applicazione del presidio.

$$M_S + T \cdot h = M_{R\text{inerzia}} \cdot \alpha_c + M_{R\text{volte}} \quad ; \quad T = \frac{M_{R\text{inerzia}} \cdot \alpha_c + M_{R\text{volte}} - M_S}{h}$$

Se ipotizziamo di porre i tiranti alla quota $h = 10,26 \text{ m}$ rispetto alla cerniera ($21,26 \text{ m}$ sul piano di campagna), T risulta essere pari a $304,22 \text{ kN}$.

Tabella 9.58: valutazione del tiro necessario ad inibire i cinematismi.

TIRO DI PROGETTO ALLA QUOTA h_T							TIRO DI PROGETTO ALLE QUOTE h_i			
$\alpha_{c\text{ min}}$	M_S	$M_{R\text{ volte}}$	$M_{R/\alpha_c\text{ inerzia}}$	h_T	T		h_1	0,000	T_1	0,000
0,167	888,623	0,000	24043,534	10,260	304,220		h_2	10,260	T_2	304,220
PROGETTO DEL TIRANTE							NUMERO DI TIRANTI ALLE QUOTE h_i			
f_y	Φ	a	b	t	f_d [Mpa]	f_{vd} [Mpa]	h_1	0,000	h_2	10,260
240,000	20,000	0,300	0,300	0,600	0,889	0,022	n°	0	n°	7
T_1	T_2	T_3	$T = \min\{T_1; T_2; T_3\}$				T_d	0,000	T_d	336,000
75,398	48,000	80,000	48,000							

Si ripropone la verifica lineare:

Tabella 9.59: verifica lineare semplificata con contributo dei tiranti.

CALCOLO DI α_c e a^*													
M_S		$M_{R\text{ volte}}$		$M_{R/\alpha_c\text{ inerzia}}$		α_c		M^*		e^*		a^*	
4335,983		0,000		24043,534		0,180		331,878		0,841		1,559	
VERIFICA LINEARE													
T_1	0,495	Se(T_1)	4,179	$\psi(z)$	0,517	a_1	0,803	a	1,442				
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	1,442						
$a^* \geq a = \max\{a_1; a_2\}$										VERIFICATO			

9.4.4.3 Macroelemento 2, cinematismo A.II

Si propone di seguito la verifica a ribaltamento semplice di una porzione di facciata del terzo e quarto livello, costituente la muratura d'ambito della *Sala del Consiglio*. Questo meccanismo si basa sull'ipotesi di concentrazione dei danneggiamenti in corrispondenza degli allineamenti delle finestre, che possono portare a soluzione di continuità nel paramento.



Grazie al rilievo geometrico si è potuto definire le caratteristiche dimensionali dei macroelementi. Si è poi proceduto nell'analisi dei carichi, secondo le valutazioni effettuate al paragrafo 9.3.

Tabella 9.60: individuazione delle proprietà deometriche e dei carichi agenti sul macroelemento.

DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
ELEVAZIONE	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{Vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{Vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	6,09	0,55	0,275	0	0	3,24	0	0	78,96	43,428
2	4,37	0,55	0,275	0,35	0,35	8,38	10,56	8,52	71,15	39,1325
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ANALISI DEI CARICHI						ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA				
ELEVAZIONE	W _i [kN]	P _{Si} [kN]	F _{Vi} [kN]	F _{Hi} [kN]	T _i [kN]					
1	781,704	0	0	0	0	f _d [Mpa]	0,888888889			
2	704,385	162,1901	82,33	0	0	l _{cer} [m]	11,7			
3	0	0	0	0	0	t [m]	0,110936481			
4	0	0	0	0	733,26					

Attraverso l'equilibrio dei momenti, si procede alla valutazione del coefficiente di attivazione del meccanismo.

Il momento stabilizzante vale:

$$M_S = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \left(\frac{s_i}{2} - t\right) + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot (d_{Vi} - t) + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot (d_i - t) + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i = 302,27 \text{ kNm}$$

Il momento ribaltante vale:

$$M_R = \alpha \cdot \left[\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i \right] + \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} = 10849,64 \cdot \alpha \text{ kNm}$$

Conseguentemente si valuta il coefficiente di attivazione:

$$\alpha_c = (M_S - M_{R \text{ volte}}) / M_{R \text{ inerzia}}$$

Tabella 9.61: calcolo del coefficiente di attivazione del meccanismo.

CALCOLO DI α_c			
M _S	M _R volte	M _R /α _c inerzia	α _c
302,269	0,000	10849,646	0,028

Si procede successivamente al calcolo della massa partecipante e dell'accelerazione spettrale a^* . La verifica lineare si effettua valutando se l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a^* sia o meno superiore al valore:

$$a = \max \left\{ \frac{a_g(P_{VR})S}{q}; \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right\} = 0,8025 \text{ m/s}^2$$

Tabella 9.62: determinazione dei parametri spettrali.

CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE									
δ_{w1x}	0,307	δ_{p1x}	0,000	δ_{Fv1x}	0,000	M*	136,808	a*	0,261
δ_{w2x}	0,794	δ_{p2x}	1,000	δ_{Fv2x}	0,807				
δ_{w3x}	0,000	δ_{p3x}	0,000	δ_{Fv3x}	0,000	e*	0,776		
δ_{w4x}	0,000	δ_{p4x}	0,000	δ_{Fv4x}	0,000				

Tabella 9.63: verifica lineare semplificata con fattore di struttura q.

VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,495	Se(t1)	4,179	$\psi(z)$	0,517	a_1	0,802	a	1,441
Tb<T1<Tc				γ	1,333	a_2	1,441		
a* < a = max{a1;a2} NON VERIFICATO									

Non essendo soddisfatta la verifica, si procede all'analisi non lineare allo stato limite di salvaguardia della vita. Si riporta di seguito il procedimento per la valutazione della rotazione ultima θ che annulla il coefficiente α , ottenuta imponendo uguale a zero il momento stabilizzante scritto rispetto alla configurazione ruotata.

$$M_S = \sum_i W_i \cdot R_i \cdot \cos(\beta_{wi} + \theta) + \sum_i P_{Si} \cdot R_{Psi} \cdot \cos(\beta_{Psi} + \theta) - F_{Hi} \cdot R_{Hi} \cdot \sin(\beta_{Fvi} + \theta) = 0$$

$$\text{con: } R_{Wi} = \sqrt{(y_{Gi})^2 + \left(\frac{s_i}{2} - t\right)^2}; \beta_{Wi} = \tan^{-1} \frac{y_{Gi}}{\frac{s_i}{2} - t}$$

$$R_{Psi} = \sqrt{(h_i)^2 + (d_i - t)^2}; \beta_{Psi} = \tan^{-1} \frac{h_i}{d_i - t}$$

$$R_{Fvi} = \sqrt{(h_{Vi})^2 + (d_{Vi} - t)^2}; \beta_{Fvi} = \tan^{-1} \frac{h_{Vi}}{d_{Vi} - t}$$

Tabella 9.64: calcolo della rotazione ultima.

CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA										
R_{w1}	3,244	R_{p2}	10,563	R_{Fv3}	0,000	β_{w4}	0,000	β_{Fv1}	0,000	θ
R_{w2}	8,382	R_{p3}	0,000	R_{Fv4}	0,000	β_{p1}	0,000	β_{Fv2}	1,543	
R_{w3}	0,000	R_{p4}	0,000	β_{w1}	1,520	β_{p2}	1,548	β_{Fv3}	0,000	0,028
R_{w4}	0,000	R_{Fv1}	0,000	β_{w2}	1,551	β_{p3}	0,000	β_{Fv4}	0,000	
R_{p1}	0,000	R_{Fv2}	8,523	β_{w3}	0,000	β_{p4}	0,000			

Si ottiene così $\theta = 0,028$. Scegliendo come punto di controllo il baricentro delle masse sismiche, lo spostamento ad esso associato vale:

$$d_{k0} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{k0} = 0,175 \text{ m}$$

con:

$$h_{bar} = \frac{\sum_{i=1}^n W_i y_{Gi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} h_i + \sum_{i=1}^n F_{Vi} h_{Vi}}{\sum_{i=1}^n (W_i + P_{Si} + F_{Vi})} = 6,26 \text{ m}$$

Lo spostamento spettrale d_0^* dell'oscillatore equivalente a 1 grado di libertà risulta:

$$d_0^* = d_{k0} \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,i} \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}} = 0,210 \text{ m}$$

Lo spostamento ultimo d_u^* è pari a:

$$d_u^* = 0,4d_0^* = 0,084 \text{ m}$$

Segue l'individuazione dello spostamento d_s^* e dell'accelerazione spettrale a_s^* :

$$d_s^* = 0,4d_u^* = 0,034 \text{ m}$$

$$a_s^* = a_0 \cdot \left(1 - \frac{d_s^*}{d_0^*}\right) = 0,219 \text{ m/s}^2$$

Il periodo secante T_s è pari a:

$$T_s = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}} = 2,458 \text{ s}$$

Tabella 9.65: passaggio a coordinate spettrali.

CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO									
h_{bar}	$\delta_{h_{bar}}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$
6,269	0,594	0,175	0,210	0,084	0,000	0,084	0,034	0,219	2,458

Il cinematisimo non è verificato nemmeno con analisi non lineare, dal momento che le seguenti disequazioni non sono soddisfatte:

$$d_u^* \leq \max\{d_1; d_2\} \quad \text{con} \quad d_1 = S_{De}(T_s) \quad ; \quad d_2 = S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}}}$$

Tabella 9.66: analisi cinematica non lineare.

VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
$S_e(T_s)$	0,728	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,111	d	0,111
						d_2	0,111		
$d_s^* < d = \max\{d_1; d_2\}$ NON VERIFICATO									

Con le stesse considerazioni effettuate al paragrafo precedente, si procede al progetto dei tiranti.

Tabella 9.67: valutazione del tiro necessario ad inibire il cinematismo.

TIRO DI PROGETTO ALLA QUOTA h_T						TIRO DI PROGETTO ALLE QUOTE h_i				
$\alpha_{c \min}$	M_S	M_R volte	M_R/α_c inerzia	h_T	T	h_1	0,000	T_1	0,000	
						h_2	10,560	T_2	129,447	
0,154	302,269	0,000	10849,646	10,560	129,447	h_3	0,000	T_3	0,000	
						h_4	0,000	T_4	0,000	
PROGETTO DEL TIRANTE						NUMERO DI TIRANTI ALLE QUOTE h_i				
f_y	Φ	a	b	t	f_d [Mpa]	f_{vd} [Mpa]	N° h_1	0	T_1	0,000
240,000	20,000	0,300	0,300	0,600	0,889	0,022	N° h_2	4	T_2	191,981
T_1	T_2	T_3	$T = \min[T_1; T_2; T_3]$				N° h_3	0	T_3	0,000
75,398	47,995	80,000	47,995				N° h_4	0	T_4	0,000

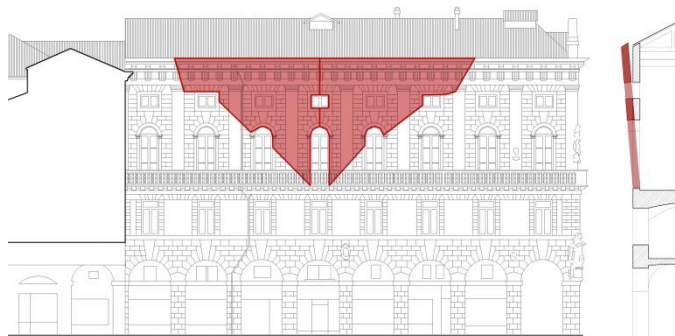
Si procede infine con il calcolo del nuovo coefficiente di attivazione e con una nuova verifica lineare.

Tabella 9.68: analisi cinematica lineare semplificata con contributo dei tiranti.

CALCOLO DI α_c e a^*									
M_S	M_R volte		M_R/α_c inerzia		α_c	M^*	e^*	a^*	
2329,578	0,000		10849,646		0,215	136,808	0,776	2,012	
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,495	$Se(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,517	a_1	0,803	a	1,442
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	1,442		
$ds^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$					VERIFICATO				

9.4.4.4 Macroelemento 2, cinematismo D.I

Si verifica di seguito il meccanismo di flessione orizzontale di parete confinata per il macroelemento 2. Si effettua tale verifica sostanzialmente per due motivi: la muratura d'ambito indagata risulta essere particolarmente snella, dal momen-



to che lo spessore è limitato e le murature di spina sono particolarmente distanziate tra loro. Inoltre, si ipotizza che i collegamenti alle pareti di spina siano efficacemente realizzati: infatti, questo meccanismo potrebbe verificarsi in seguito all'inibizione del meccanismo precedente per mezzo di tiranti posti in corrispondenza delle murature di spina.

I dati geometrici e i carichi agenti sul macroelemento sono:

Tabella 9.69: individuazione dei dati geometrici del macroelemento.

DATI GEOOMETRICI				
s [m]	b [m]	L [m]	l [m]	u [m]
0,55	4,12	21,53	4,785	0,1375

Tabella 9.70: individuazione dei carichi agenti sul macroelemento.

CARICHI AGENTI				PROPRIETÀ DELLA MURATURA				
p_s [kN/m ²]	p [kN/m]	p_H [kN/m]	F_H [kN]	γ_{Mur} [kN/m ³]	f_m [N/cm ²]	FC	γ_M	f_d [Mpa]
3,71	58,54035	0	0	18	240	1,35	2	0,888889

Conseguentemente, è possibile calcolare il coefficiente di attivazione attraverso la formula:

$$\alpha = \frac{16\sigma_r ub(s - 2u)}{pL^2} - \frac{p_H L + 2F_H}{pL} = 0,0816$$

Assumendo una frazione di massa partecipante $e^* = 0,8$, l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo risulta:

$$a^* = \frac{g\alpha}{e^*FC} = 0,742 \text{ m/s}^2$$

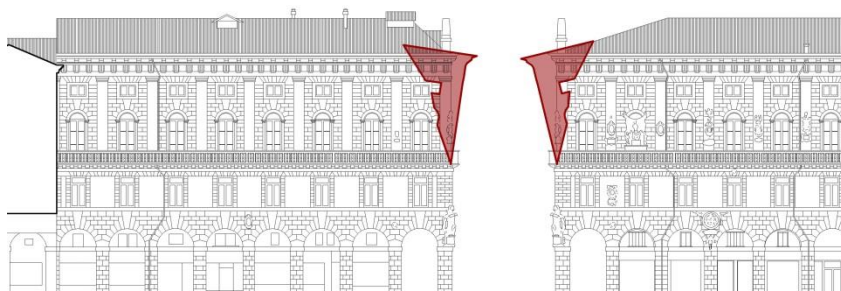
Si procede nella verifica lineare:

Tabella 9.71: analisi cinematica lineare semplificata con fattore di struttura q .

VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,495	Se(t1)	4,179	$\psi(z)$	0,766	a_1	0,802	a	2,136
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	2,136		
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$					NON VERIFICATO				

9.4.4.5 Macroelemento 4, cinematisimo B.III

Si riporta di seguito la verifica a ribaltamento del cantonale nell'angolo dell'edificio prospiciente *Piazza delle Erbe*, sebbene la copertura di questo settore non risulta essere di tipo spingente. Si ipotizza che il distacco possa interessare gli ultimi due livelli.



Grazie al rilievo geometrico si è potuto definire le caratteristiche dimensionali dei macroelementi e i punti di applicazione delle forze. Si è poi proceduto nell'analisi dei carichi, secondo le valutazioni effettuate al paragrafo 9.3. A favore di sicurezza, si considera un arretramento della cerniera pari a:

$$t = \frac{2}{3} \cdot \frac{(\sum_{i=1}^n W_i + \sum_{i=1}^n F_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_i)}{f_m \cdot l_c} = 0.328 \text{ m}$$

Tabella 9.72: individuazione dei dati geometrici e dei carichi agenti sul macroelemento.

DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI									
s _i [m]	h [m]	x _g [m]	x _p [m]	x _{p1} [m]	x _{p2} [m]	x _f [m]	y _g [m]	y _p [m]	y _f [m]
0,550	10,460	1,660	0,778	2,528	2,528	1,640	6,980	10,260	5,720
COORDINATE DEI PUNTI DI APPLICAZIONE DELLE AZIONI									
	W	P		P ₁	P ₂		F _v		
d	0,624	0,000		2,675	-0,200		1,340		
a	-0,624	0,000		0,200	-2,675		0,120		
ANALISI DEI CARICHI								ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA	
W	P	P _H	P ₁	P ₂	P _{H1}	P _{H2}	F _v	F _H e F _{H'}	
512,000	0,000	0,000	46,670	25,610	0,000	0,000	27,340	0,000	0,328

Attraverso l'equilibrio dei momenti, si procede alla valutazione del coefficiente di attivazione del meccanismo.

Il momento stabilizzante delle forze agenti sul sistema vale:

$$M_S = W \cdot x_G + F_V \cdot d_V + P \cdot d_P + P_{V1} \cdot d_1 + P_{V2} \cdot d_2 + (T'_1 + T'_2) \cdot h = 887,235 \text{ kNm}$$

Il momento ribaltante delle forze agenti sul sistema vale:

$$M_R = \alpha \cdot [W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + (P + P_{V1} + P_{V2}) \cdot h] + F'_H \cdot h_V + (P_H + P'_{H1} + P'_{H2}) \cdot h = 4471,738 \text{ kNm}$$

Eguagliando i due termini, si ottiene il moltiplicatore di attivazione del cinematisimo:

Tabella 9.73: calcolo del coefficiente di attivazione del meccanismo.

CALCOLO DI α_c			
M _S	M _R spinte statiche	M _R /α _c inerzia	α _c
877,235	0,000	4471,738	0,196

Si procede successivamente al calcolo della massa partecipante e dell'accelerazione spettrale a^* . La verifica lineare si effettua valutando se l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a^* sia o meno superiore al valore:

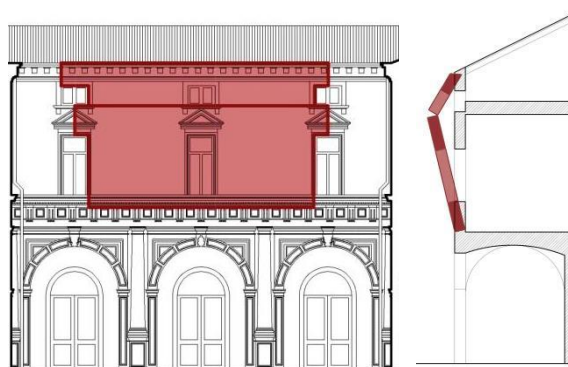
$$a = \max \left\{ \frac{a_g(P_{VR})S}{q}; \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right\} = 1,441 \text{ m/s}^2$$

Tabella 9.74: calcolo dei parametri spettrali e analisi cinematica lineare semplificata.

CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE									
δ_{P_x}	0,667	δ_{N1_x}	0,981	δ_{F_x}	0,547	M*	60,941	a*	1,458
δ_{N_x}	1,000	δ_{N2_x}	0,981			e*	0,977		
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T ₁	0,4950425	Se(t1)	4,179	$\psi(z)$	0,517	a ₁	0,802	a	1,441
Tb<T1<Tc				γ	1,333	a ₂	1,441		
a* ≥ a = max{a1, a2} VERIFICATO									

9.4.4.6 Macroelemento 16, meccanismo C.I

Gli ultimi livelli dell'ala ovest nel chiostro dorico sono stati oggetto di nuovi interventi, al fine di ottenere un vano impiantistico di servizio per la *sala del Consiglio*. Si ipotizza che la realizzazione di una nuova copertura in travetti e tavelloni abbia richiesto l'inserimento di un cordolo in cemento armato nella muratura, il quale costi-



tuisce di per se un vincolo al ribaltamento semplice ma potrebbe innestare nuovi meccanismi, come la flessione orizzontale. Si ipotizza che quest'ultima sia favorita dal martellamento di un solaio di nuova realizzazione, probabilmente in laterocemento, sul quale poggiano gli apparati impiantistici per la *sala del Consiglio*. La formazione della cerniera, dunque, è ipotizzata alla quota di questo solaio. Infine, si presume che la geometria del macroelemento sia dettata dall'allineamento delle finestre, le quali costituiscono un indebolimento dove è più facile che si verifichi una soluzione di continuità del paramento. Grazie al rilievo geometrico si è potuto definire le caratteristiche dimensionali dei macroelementi. Si è poi proceduto nell'analisi dei carichi, secondo le valutazioni effettuate al paragrafo 9.3.

Tabella 9.75: analisi dei dati geometrici e dei carichi agenti sul macroelemento.

DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
ELEVAZIONE	h _i [m]	s _i [m]	x _{Pi} [m]	x _{Ni} [m]	x _{Fi} [m]	y _{Pi} [m]	y _{Ni} [m]	y _{Fi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	4,560	0,400	0,200	0,250	0,000	2,298	4,560	4,560	34,416	13,766
2	1,500	0,400	0,200	0,250	0,000	5,370	6,060	0,000	10,980	4,392
ANALISI DEI CARICHI									FATTORE DI CONFIDENZA	
ELEVAZIONE	P _i [kN]		N _i [kN]		FV [kN]		FH [kN]			
1	247,7952		251,0716		0		0			
2	79,056		97,0112		0		0		1,35	

L'individuazione del moltiplicatore di collasso α non può che avvenire attraverso l'applicazione del *principio dei lavori virtuali*, uguagliando il valore totale eseguito dalle forze esterne, applicate al sistema in corrispondenza di un moto virtuale, al lavoro delle forze interne.

Gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione di tutte le forze agenti sul sistema nella rispettiva direzione sono:

$$\begin{aligned} \delta_{1x} &= -y_{G1} & \delta_{V3x} &= -\frac{h_1}{h_2} h_{V3} & \delta_{1y} &= x_{G1} & \delta_{V3y} &= s_2 + \frac{h_1}{h_2} d_{V3} \\ \delta_{2x} &= -\frac{h_1}{h_2} y_{G2} & \delta_{P1x} &= -h_{P1} & \delta_{2y} &= s_2 + \frac{h_1}{h_2} x_{G2} & \delta_{P1y} &= a_1 \\ \delta_{V1x} &= -h_{V1} & \delta_{P2x} &= -\frac{h_1}{h_2} h_{P2} & \delta_{V1y} &= d_{V1} & \delta_{P2y} &= s_2 + \frac{h_1}{h_2} a_2 \\ \delta_{V2x} &= -\frac{h_1}{h_2} h_{V2} & \delta_{Ny} &= s_2 + \frac{h_1}{h_2} d & \delta_{V2y} &= s_2 + \frac{h_1}{h_2} d_{V2} & \delta_{P3y} &= s_2 + \frac{h_1}{h_2} a_2 \end{aligned}$$

Applicando il teorema dei lavori virtuali si ha:

$$\begin{aligned} -\alpha \cdot [W_1 \cdot \delta_{1x} + W_2 \cdot \delta_{2x} + F_{V1} \cdot \delta_{V1x} + F_{V2} \cdot \delta_{V2x} + F_{V3} \cdot \delta_{V3x} + P_{S1} \cdot \delta_{P1x} + P_{S2} \cdot \delta_{P2x}] - \\ F_{H1} \cdot \delta_{V1x} - F_{H2} \cdot \delta_{V2x} - F_{H3} \cdot \delta_{V3x} - W_1 \cdot \delta_{1y} - W_2 \cdot \delta_{2y} - F_{V1} \cdot \delta_{V1y} - F_{V2} \cdot \delta_{V2y} + \\ -F_{V3} \cdot \delta_{V3y} - N \cdot \delta_{Ny} - P_{S1} \cdot \delta_{P1y} - P_{S2} \cdot \delta_{P2y} - P_{S3} \cdot \delta_{P3y} + T_1 \cdot \delta_{P1x} + T_2 \cdot \delta_{P2x} = 0 \end{aligned}$$

Che espressa in funzione del moltiplicatore α diventa:

$$\alpha = \frac{NUM.}{W_1 \cdot y_{G1} + F_{V1} \cdot h_{V1} + P_{S1} \cdot h_{P1} + (W_2 \cdot y_{G2} + F_{V2} \cdot h_{V2} + F_{V3} \cdot h_{V3} + P_{S2} \cdot h_{P2}) \frac{h_1}{h_2}}$$

Dove E rappresenta l'espressione indicata di seguito:

$$\begin{aligned} NUM. = W_1 x_{G1} + W_2 \left(s_2 + x_{G2} \frac{h_1}{h_2} \right) + F_{V1} d_{V1} + (F_{V2} + F_{V3}) s_2 + F_{V2} \frac{h_1}{h_2} d_{V2} + F_{V3} \frac{h_1}{h_2} d_{V3} + \\ + P_{S1} a_1 + (P_{S2} + P_{S3}) \left(s_2 + a_2 \frac{h_1}{h_2} \right) + N \left(s_2 + d \frac{h_1}{h_2} \right) + T_1 h_{P1} - (F_{H2} h_{V2} + F_{H3} h_{V3} - T_2 h_{P2}) \frac{h_1}{h_2} \end{aligned}$$

Tabella 9.76: valutazione del coefficiente di attivazione del meccanismo.

CALCOLO DI α_c									
$\delta W_{x,1}$	-2,298	$\delta P_{x,2}$	0	$\delta W_{y,1}$	0,2	$\delta P_{y,2}$	0,856	NUM.	-275,057
$\delta W_{x,2}$	-2,098	$\delta F_{x,1}$	-4,56	$\delta W_{y,2}$	1,008	$\delta F_{y,1}$	0	DEN.	-1880,148
$\delta P_{x,1}$	-4,560	$\delta F_{x,2}$	0	$\delta P_{y,1}$	0,25	$\delta F_{y,2}$	0	α_c	0,146

Si procede successivamente al calcolo della massa partecipante e dell'accelerazione spettrale a^* . La verifica lineare si effettua valutando se l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a^* sia o meno superiore al valore:

$$a = \max \left\{ \frac{a_g(P_{VR})S}{q}; \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right\} = 1,849 \text{ m/s}^2$$

Tabella 9.77: analisi cinematica lineare semplificata con fattore q.

CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE									
δ_{P1x}	0,504	δ_{N1x}	1	δ_{FV1x}	1	M*	52,398	a*	1,195
δ_{P2x}	0,460	δ_{N2x}	0	δ_{FV2x}	0	e*	0,889		
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,493	Se(t1)	4,179	$\psi(z)$	0,747	a_1	0,713	a	1,849
Tb<T1<Tc				γ	1,333	a_2	1,849		
a* < a = max{a1; a2} NON VERIFICATO									

Le restanti verifiche sono riportate nell'Allegato B.

9.4.5 Verifiche dei cinematicismi in LC2

Come già accennato al paragrafo 9.1, la valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi in edifici esistenti sono normalmente affetti da un grado di incertezza differente da quello degli edifici di nuova progettazione. Per tale motivo, si dovrà prevedere l'impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti strettamente dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile, introducendo dei *fattori di confidenza* «FC», i quali hanno lo scopo di ridurre i parametri di capacità in funzione del *livello di conoscenza* «LC» raggiunto relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali²⁸.

Le verifiche proposte fino ad ora sono state svolte in LC1, vale a dire secondo quello che è il livello di conoscenza minimo raggiungibile attraverso il piano d'indagini. Si vuole in questa sede effettuare un nuovo calcolo delle verifiche ipotizzando un livello di conoscenza LC2, per valutare quali possano essere i benefici derivanti dalla realizzazione di un piano d'indagini più approfondito. A tal proposito, si riportano i requisiti minimi richiesti dal livello di conoscenza LC2 in termini di geometria, dettagli costruttivi e materiali, con la definizione dei nuovi parametri meccanici da adottarsi.

Tabella 9.78: individuazione del fattore di confidenza a seconda del livello di conoscenza .

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Fattore di confidenza
LC2	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete. Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo	Verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ estese	1,20

Per verifiche in situ estese ed esaustive si intende rilievi di tipo visivo, effettuati ricorrendo, generalmente, a saggi nella muratura che consentono di esaminare le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti.

Per indagini in situ estese si intende una sistematica ed estesa analisi visiva delle testiture murarie, con saggi superficiali ed interni per ogni tipologia di muratura. Si dovranno realizzare prove di martinetto piatto doppio e saggi superficiali con prove di caratterizzazione dei materiali costituenti. A complemento delle prove richieste si potranno adottare altre prove non invasive.

²⁸ [N2] Norme Tecniche, § 8.2

Le Norme Tecniche, altresì, individuano al § C8A.2.1 quali siano i parametri meccanici da assumersi per determinate tipologie murarie, in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Le tipologie murarie riscontrate all'interno del palazzo sono due, che corrispondono nella tabella alle voci «muratura a blocchi lapidei squadri» e «muratura in mattoni pieni e malta di calce» (cfr. 7.1.3). Di seguito si riportano i valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per le due tipologie, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura a regola d'arte.

Tabella 9.79: parametri meccanici delle murature in accordo con la Circolare.

Tipologia di muratura	f_m	T_0	E	G	w
	[N/cm ²]	[N/cm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
	min-max	min-max	min-max	min-max	[kN/m ³]
Muratura a blocchi lapidei squadri	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	

Effettuando le verifiche in LC2, secondo il paragrafo C8A.1.A.4 si dovranno considerare per le resistenze le medie dei valori degli intervalli, mentre per i moduli elastici i valori medi degli intervalli.

Tabella 9.80: parametri meccanici da adottarsi per un livello di conoscenza LC2.

Tipologia di muratura	f_m	T_0	E	G	w
	[N/cm ²]	[N/cm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN/m ³]
Muratura a blocchi lapidei squadri	700	10,5	2800	860	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	320	7,6	1500	500	18

Avendo determinato il fattore di confidenza $FC=1,20$, e considerando un coefficiente parziale di sicurezza della muratura per la verifica di vulnerabilità sismica pari a $\gamma_M=2$, si può procedere nella determinazione dei valori di resistenza meccanica di progetto, secondo le formule:

$$f_c = \frac{f_m}{FC \cdot \gamma_M} ; f_v = \frac{\tau_0}{FC \cdot \gamma_M}$$

Tabella 9.81: parametri meccanici di progetto da adottarsi nelle verifiche.

Tipologia di muratura	f_c [MPa]	f_v [MPa]
Muratura a blocchi lapidei squadri	2,92	0,0438
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,33	0,0317

Le verifiche sono riportate nell'allegato C.

9.4.6 Considerazioni finali sui risultati

Si riportano i risultati ottenuti nella verifica dei cinematismi in LC1 e LC2:

Tabella 9.82: risultati dei meccanismi locali condotti con un livello di conoscenza LC1.

LC1								
MACRO	MECCANISMO	α	ANALISI LINEARE SLV		ANALISI NON LINEARE SLV		TIRANTI	
1	A.I	0,0001	0%	NON VERIFICATO	0%	NON VERIFICATO	108%	VERIFICATO
	B.II-1	0,039	43%	NON VERIFICATO	145%	VERIFICATO	145%	VERIFICATO
	B.II-2	0,037	22%	NON VERIFICATO	96%	NON VERIFICATO	108%	VERIFICATO
2	A.II	0,028	18%	NON VERIFICATO	76%	NON VERIFICATO	139%	VERIFICATO
	D.I	0,082	35%	NON VERIFICATO	(*)	(*)	(*)	(*)
3	A.II-1	0,029	20%	NON VERIFICATO	78%	NON VERIFICATO	135%	VERIFICATO
	A.II-2	0,096	40%	NON VERIFICATO	88%	NON VERIFICATO	166%	VERIFICATO
4	B.III	0,196	101%	VERIFICATO	-	-	-	-
5	A.I	0,0004	0%	NON VERIFICATO	0%	NON VERIFICATO	164%	VERIFICATO
	B.II-1	0,047	59%	NON VERIFICATO	160%	VERIFICATO	160%	VERIFICATO
	B.II-2	0,049	30%	NON VERIFICATO	123%	VERIFICATO	-	-
6	A.II-1	0,041	26%	NON VERIFICATO	105%	VERIFICATO	-	-
	A.II-2	0,111	40%	NON VERIFICATO	94%	NON VERIFICATO	123%	VERIFICATO
7	A.II-1	0,034	21%	NON VERIFICATO	86%	NON VERIFICATO	151%	VERIFICATO
	A.II-2	0,104	39%	NON VERIFICATO	91%	NON VERIFICATO	138%	VERIFICATO
8	A.I	0,004	4%	NON VERIFICATO	16%	NON VERIFICATO	211%	VERIFICATO
	A.II-1	0,05	65%	NON VERIFICATO	171%	VERIFICATO	-	-
	A.II-2	0,04	25%	NON VERIFICATO	99%	NON VERIFICATO	142%	VERIFICATO
9	B.III	0,193	118%	VERIFICATO	-	-	-	-
10	A.I	0,015	19%	NON VERIFICATO	68%	NON VERIFICATO	224%	VERIFICATO
	A.II	0,093	37%	NON VERIFICATO	88%	NON VERIFICATO	147%	VERIFICATO
11	A.II	0,06	25%	NON VERIFICATO	61%	NON VERIFICATO	139%	VERIFICATO
12	A.II-1	0,059	25%	NON VERIFICATO	61%	NON VERIFICATO	103%	VERIFICATO
	A.II-2	0,004	3%	NON VERIFICATO	9%	NON VERIFICATO	120%	VERIFICATO
13	A.II-1	0,031	74%	NON VERIFICATO	163%	VERIFICATO	-	-
	A.II-2	0,077	39%	NON VERIFICATO	125%	VERIFICATO	-	-
	A.II-3	0,183	60%	NON VERIFICATO	133%	VERIFICATO	-	-
14	A.II-1	0,028	33%	NON VERIFICATO	77%	NON VERIFICATO	224%	VERIFICATO
	A.II-2	0,044	25%	NON VERIFICATO	76%	NON VERIFICATO	162%	VERIFICATO
	A.II-3	0,099	35%	NON VERIFICATO	80%	NON VERIFICATO	128%	VERIFICATO
15	A.II-1	0,034	29%	NON VERIFICATO	72%	NON VERIFICATO	164%	VERIFICATO
	A.II-2	0,076	44%	NON VERIFICATO	121%	VERIFICATO	121%	VERIFICATO
16	C.I	0,146	65%	NON VERIFICATO	(*)	(*)	(*)	(*)
17	A.II-1	0,004	5%	NON VERIFICATO	12%	NON VERIFICATO	252%	VERIFICATO
	A.II-2	0,048	25%	NON VERIFICATO	80%	NON VERIFICATO	160%	VERIFICATO
	A.II-3	0,111	38%	NON VERIFICATO	87%	NON VERIFICATO	109%	VERIFICATO
18	C.I	0,204	78%	NON VERIFICATO	(*)	(*)	(*)	(*)

Tabella 9.83: risultati dei meccanismi locali ottenuti con un livello di conoscenza LC2.

LC2								
MACRO	CINEMATISMO	α	ANALISI LINEARE SLV		ANALISI NON LINEARE SLV		TIRANTI	
1	A.I	0,003	4%	NON VERIFICATO	12%	NON VERIFICATO	101%	VERIFICATO
	B.II-1	0,047	58%	NON VERIFICATO	174%	VERIFICATO	174%	VERIFICATO
	B.II-2	0,044	29%	NON VERIFICATO	116%	VERIFICATO	-	-
2	A.II	0,034	25%	NON VERIFICATO	92%	NON VERIFICATO	122%	VERIFICATO
	D.I	0,122	59%	NON VERIFICATO	(*)	(*)	(*)	(*)
3	A.II-1	0,035	27%	NON VERIFICATO	95%	NON VERIFICATO	212%	VERIFICATO
	A.II-2	0,101	47%	NON VERIFICATO	94%	NON VERIFICATO	237%	VERIFICATO
4	B.III	0,211	122%	VERIFICATO	-	-	-	-
5	A.I	0,007	0%	NON VERIFICATO	34%	NON VERIFICATO	178%	VERIFICATO
	B.II-1	0,055	79%	NON VERIFICATO	189%	VERIFICATO	189%	VERIFICATO
	B.II-2	0,049	30%	NON VERIFICATO	123%	VERIFICATO	-	-
6	A.II-1	0,045	32%	NON VERIFICATO	116%	VERIFICATO	-	-
	A.II-2	0,111	40%	NON VERIFICATO	101%	VERIFICATO	-	-
7	A.II-1	0,041	29%	NON VERIFICATO	104%	VERIFICATO	-	-
	A.II-2	0,109	45%	NON VERIFICATO	99%	NON VERIFICATO	205%	VERIFICATO
8	A.I	0,004	13%	NON VERIFICATO	42%	NON VERIFICATO	178%	VERIFICATO
	A.II-1	0,058	85%	NON VERIFICATO	197%	VERIFICATO	-	-
	A.II-2	0,045	32%	NON VERIFICATO	110%	VERIFICATO	-	-
9	B.III	0,205	120%	VERIFICATO	-	-	-	-
10	A.I	0,02	29%	NON VERIFICATO	93%	NON VERIFICATO	323%	VERIFICATO
	A.II	0,097	44%	NON VERIFICATO	95%	NON VERIFICATO	202%	VERIFICATO
11	A.II	0,063	29%	NON VERIFICATO	66%	NON VERIFICATO	116%	VERIFICATO
12	A.II-1	0,062	29%	NON VERIFICATO	66%	NON VERIFICATO	155%	VERIFICATO
	A.II-2	0,032	29%	NON VERIFICATO	74%	NON VERIFICATO	124%	VERIFICATO
13	A.II-1	0,071	82%	NON VERIFICATO	179%	VERIFICATO	179%	VERIFICATO
	A.II-2	0,082	48%	NON VERIFICATO	142%	VERIFICATO	-	-
	A.II-3	0,189	71%	NON VERIFICATO	142%	VERIFICATO	-	-
14	A.II-1	0,034	45%	NON VERIFICATO	94%	NON VERIFICATO	352%	VERIFICATO
	A.II-2	0,048	30%	NON VERIFICATO	87%	NON VERIFICATO	250%	VERIFICATO
	A.II-3	0,103	41%	NON VERIFICATO	85%	NON VERIFICATO	190%	VERIFICATO
15	A.II-1	0,039	37%	NON VERIFICATO	85%	NON VERIFICATO	189%	VERIFICATO
	A.II-2	0,081	55%	NON VERIFICATO	137%	VERIFICATO	137%	VERIFICATO
16	C.I	0,146	73%	NON VERIFICATO	(*)	(*)	(*)	(*)
17	A.II-1	0,022	27%	NON VERIFICATO	62%	NON VERIFICATO	159%	VERIFICATO
	A.II-2	0,052	31%	NON VERIFICATO	91%	NON VERIFICATO	123%	VERIFICATO
	A.II-3	0,115	44%	NON VERIFICATO	91%	NON VERIFICATO	160%	VERIFICATO
18	C.I	0,204	88%	NON VERIFICATO	(*)	(*)	(*)	(*)

Delle analisi indicate con (*), si esegue solo la verifica lineare.

Le analisi dei meccanismi locali di collasso per Palazzo Moroni e l'Ala Moschini eseguite con un livello di conoscenza **LC1** risultano particolarmente onerose. Infatti solo il 30% dei cinematismi ipotizzati è verificato con analisi lineare o non lineare, senza ulteriore aggiunta di presidi sismici²⁹. Riferendo i risultati alle tipologie di meccanismo individuate al Paragrafo 9.4.1, si ha che le classi più vulnerabili sono la C, «Meccanismi di flessione verticale», e la D «Meccanismi di flessione orizzontale», nelle quali nessuna analisi risulta verificata. Dal momento che i meccanismi di flessione sono in genere meno onerosi di quelli di ribaltamento, i risultati sembrerebbero essere in controtendenza. In realtà, i meccanismi indagati appartenenti a queste classi sono in numero molto limitato per poterli paragonare alle più indagate classi A e B. Per quanto riguarda la classe B, « Meccanismi di ribaltamento composto», la percentuale di meccanismi verificati è dell' 83%, mentre per i «Meccanismi di ribaltamento semplice» di classe A è del 21%. I risultati confermano la maggiore onerosità dei meccanismi di ribaltamento semplice rispetto a quelli di ribaltamento composto.

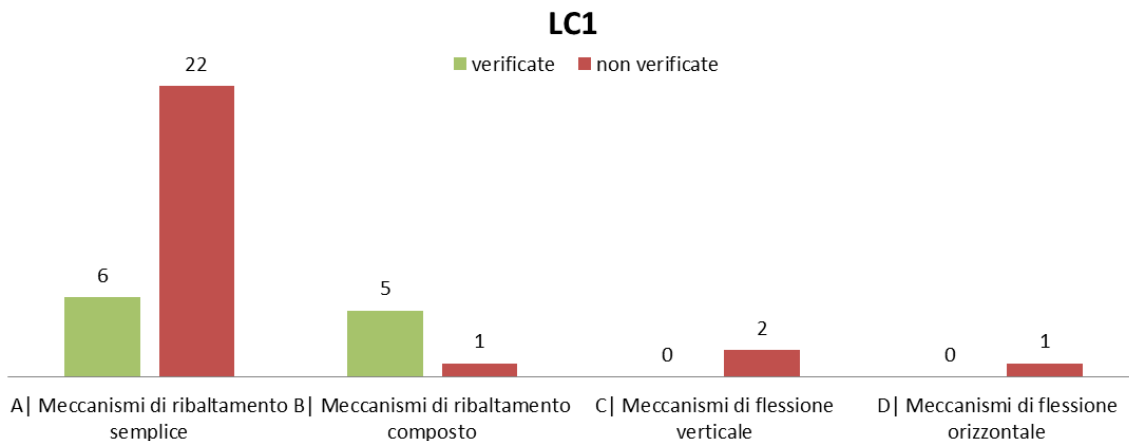


Figura 9.11: il grafico riporta il numero di analisi verificate e non verificate per ciascuna categoria di cinematismo in LC1.

Dalle analisi svolte con un livello di conoscenza **LC2** si riscontra un sensibile aumento dei cinematismi che verificano senza l'ausilio di presidi antisismici³⁰. In particolare, si passa dal 30% in LC1 al 41% in LC2. Mentre le classi C e D rimangono invariate, tutti i cinematismi di classe B risultano verificati, e la percentuale di meccanismi verificati ricadenti in classe A passa dal 21% al 32%.

²⁹ I meccanismi 1.BII-1, 5.BII-1, 13.AII-1, 15.AII-2, sono verificati all'analisi non lineare considerando la presenza di catene atte ad inibire la spinta orizzontale delle volte.

³⁰ *Idem.*

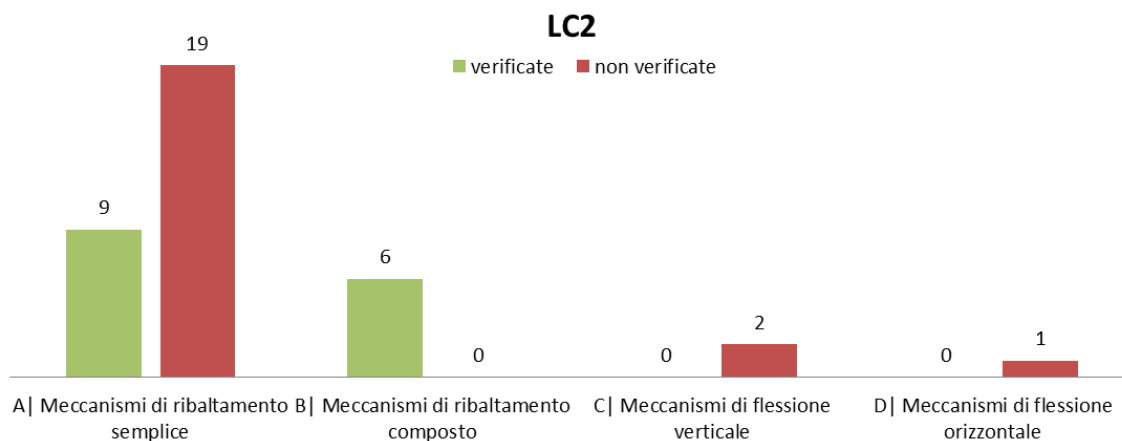


Figura 9.12: il grafico riporta il numero di analisi verificate e non verificate per ciascuna categoria di cinematicismo in LC2.

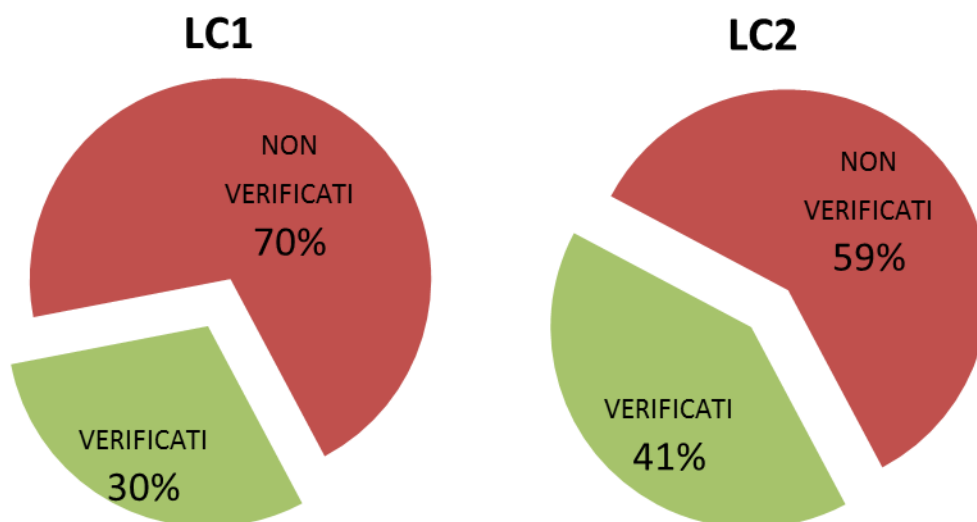


Figura 9.13: i grafici riportano la percentuale totale di cinematicismi verificate e non verificate nei due livelli di conoscenza indagati.

I meccanismi non verificati in LC1 e che verificano in LC2 senza alcun presidio sismico sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 9.84: meccanismi che nel passaggio da LC1 a LC2 rientrano in condizioni di sicurezza.

MACROELEMENTO	MECCANISMO	α	ANALISI LINEARE SLV		ANALISI NON LINEARE SLV	
1	B.II-2 LC1	0,037	22%	NON VERIFICATO	96%	NON VERIFICATO
	B.II-2 LC2	0,044	29%	NON VERIFICATO	116%	VERIFICATO
6	A.II-2 LC1	0,111	40%	NON VERIFICATO	94%	NON VERIFICATO
	A.II-2 LC2	0,116	40%	NON VERIFICATO	101%	VERIFICATO
7	A.II-1 LC1	0,034	21%	NON VERIFICATO	86%	NON VERIFICATO
	A.II-1 LC2	0,041	29%	NON VERIFICATO	104%	VERIFICATO
8	A.II-2 LC1	0,04	25%	NON VERIFICATO	99%	NON VERIFICATO
	A.II-2 LC2	0,045	32%	NON VERIFICATO	110%	VERIFICATO

Di seguito, una tabella riporta i tiranti che si rendono necessari in LC1 e in LC2 al fine di soddisfare le verifiche.

Tabella 9.85: prospetto riassuntivo dei tiranti calcolati mediante verifica.

POSIZIONAMENTO DEI TIRANTI				
MACRO	CINEMATISMO	LC1	LC2	DIFFERENZA N° TIRANTI
1	A.I	n°9 D24 35x35 h 8,76m, n°9 D20 30x30 h 21,26m*	n°9 D24 30x30 h 8,76m, n°5 D20 30x30 h 21,26m*	-4 TIRANTI
	B.II-1	n°9 D24 35x35 h 8,76m	n°9 D24 35x35 h 8,76m	=
	B.II-2	n°7 D20 30x30 h 21,26m*	-	-7 TIRANTI
2	A.II	n°4 D20 30x30 h 21,26m*	n°2 D20 30x30 h 21,26m*	-2 TIRANTI
	D.I	-	-	-
3	A.II-1	n°2 D20 30x30 h 21,26m*	n°2 D20 30x30 h 21,26m*	=
	A.II-2	n°2 D20 30x30 h 21,26m*	n°2 D20 30x30 h 21,26m*	=
4	B.III	-	-	-
5	A.I	n°2 D24 35x35 h 8,76m, n°5 D20 30x30 h 16,37m, n°6 D20 30x30 h 21,26m*	n°2 D24 30x30 h 8,76m, n°3 D20 30x30 h 16,37m, n°4 D20 30x30 h 21,26m*	-4 TIRANTI
	B.II-1	n°2 D24 35x35 h 8,76m	n°2 D24 35x35 h 8,76m	=
	B.II-2	-	-	-
6	A.II-1	-	-	-
	A.II-2	n°2 D20 30x30 h 21,26m	-	-2 TIRANTI
7	A.II-1	n°2 D20 30x30 h 16,37m, n°2 D20 30x30 h 21,26m	-	-4 TIRANTI
	A.II-2	n°2 D20 30x30 h 21,26m	n°2 D20 30x30 h 21,26m	=
8	A.I	n°4 D20 30x30 h10,22m, n°6 D20 30x30 h 16,13m, n°8 D20 30x30 h 20,36m	n°2 D20 30x30 h10,22m, n°3 D20 30x30 h 16,13m, n°4 D20 30x30 h 20,36m	-9 TIRANTI
	A.II-1	-	-	-
	A.II-2	n°2 D18 30x30 h 16,13m, n°4 D18 30x30 h 21,09	-	-6 TIRANTI
9	B.III	-	-	-
10	A.I	n°2 D18 30x30 h10,22m, n°2 D18 30x30 h 16,13m, n°2 D18 30x30 h 20,36m	n°2 D18 30x30 h10,22m, n°2 D18 30x30 h 16,13m, n°2 D18 30x30 h 20,36m	=
	A.II	n°2 D18 30x30 h 20,36m	n°2 D18 30x30 h 20,36m	=
11	A.II	n°4 D16 30x30 h 20,17m	n°2 D16 30x30 h 20,17m	=
12	A.II-1	n°2 D16 30x30 h 20,17m	n°2 D16 30x30 h 20,17m	=
	A.II-2	n°3 D22 30x30 h14,41m, n°4 D16 30x30 h 20,17m	n°3 D22 30x30 h14,41m, n°2 D16 30x30 h 20,17m	-2 TIRANTI
13	A.II-1	n°4 D14 paletto 3x80 h 7,9m	n°4 D14 paletto 3x80 h 7,9m	=
	A.II-2	-	-	-
	A.II-3	-	-	-
14	A.II-1	n°2 D20 30X30 h 13,7m , n°2 D20 30X30 h 16,02m	n°2 D20 30X30 h 13,7m , n°2 D20 30X30 h 16,02m	=
	A.II-2	n°2 D20 30X30 h 13,7m , n°2 D20 30X30 h 16,02m	n°2 D20 30X30 h 13,7m , n°2 D20 30X30 h 16,02m	=
	A.II-3	n°2 D20 30X30 h 16,02m	n°2 D20 30X30 h 16,02m	=

15	A.II-1	n°3 D16 30X30 h 14,36m , n°2 D16 30X30 h 16,02m	n°3 D16 30X30 h 14,36m , n°2 D16 30X30 h 16,02m	=
	A.II-2	n°3 D16 30X30 h 14,36m	n°3 D16 30X30 h 14,36m	=
16	C.I	-	-	-
17	A.II-1	n°4 D14 paletto 0,03x80 h 7,9m, n°3 D14 30x30 h 16,02m*	n°4 D14 paletto 0,03x80 h 7,9m, n°2 D14 30x30 h 16,02m	-1 TIRANTE
	A.II-2	n°3 D14 30x30 h 16,02m*	n°2 D14 30x30 h 16,02m	-1 TIRANTE
	A.II-3	n°2 D14 30x30 h 16,02m	n°2 D14 30x30 h 16,02m	=
18	C.I	-	-	-

Nella tabella si indicano con il segno * i tiranti progettati a livello di calcolo per avere una stima del tiro necessario a inibire il meccanismo, ma che nella realtà non trovano applicazione a causa dell'assenza di pareti di spina. In questi casi, il posizionamento dei tiranti non è risolutivo del problema, e pertanto si potrebbe pensare ad interventi alternativi come la cerchiatura o la cordolatura.

Complessivamente, passando da livello di conoscenza LC1 a LC2, si assiste a una diminuzione del numero totale dei tiranti, il che si traduce in interventi meno onerosi e più conservativi nei confronti del manufatto.

Nei cinematismi in cui il numero dei tiranti non varia, si assiste ad un aumento della resistenza a punzonamento e a penetrazione nella muratura, con conseguente aumento della capacità ultima del tirante. Le verifiche eseguite in LC2, pertanto, presentano parametri di capacità maggiori, e quindi saranno maggiormente verificate rispetto alle stesse eseguite in LC1.

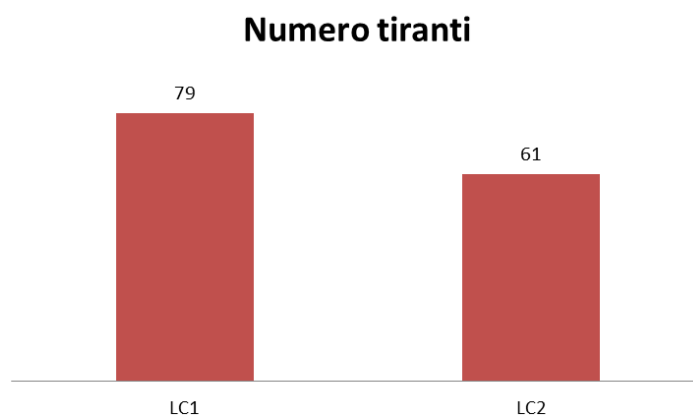


Figura 9.14: il grafico riporta il numero complessivo di tiranti necessaria soddisfare le verifiche nei due livelli di conoscenza indagati.

9.5 Modellazione globale: l'analisi statica non lineare

Una volta valutata la vulnerabilità nei confronti dei meccanismi locali e definiti gli eventuali presidi che favoriscono il comportamento scatolare, sarà possibile procedere nella valutazione del comportamento globale dell'edificio, attraverso l'*analisi statica non lineare (push-over)*³¹.

L'analisi statica non lineare consiste nella valutazione del comportamento sismico della struttura in termini di forza-spostamento generalizzato. La verifica si basa sul confronto della *capacità* di spostamento allo stato limite considerato con la *domanda* di spostamento del terremoto, valutata in termini spettrali. Tale analisi può essere eseguita mediante un modello che rappresenti il comportamento globale della costruzione oppure mediante modelli di sotto-strutture³².

L'analisi *push-over* si effettua applicando alla struttura i carichi gravitazionali e una distribuzione di forze orizzontali, che vengono scalate, mantenendo invariati i rapporti tra di esse, in modo tale da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo fino al raggiungimento del collasso.

Il risultato di tale analisi può essere espresso mediante la *curva di capacità*, un diagramma nelle cui ascisse è riportato lo spostamento di un punto di controllo e nelle ordinate il taglio alla base relativo a quel livello di spostamento raggiunto. La curva rappresenta quindi il comportamento globale della struttura all'aumento del carico, evidenziandone il comportamento non lineare. Essa intende riprodurre l'involuppo dei cicli di isteresi prodotti durante l'avvenimento del sisma, costituendo di fatto una valida alternativa alla più onerosa analisi dinamica non lineare.

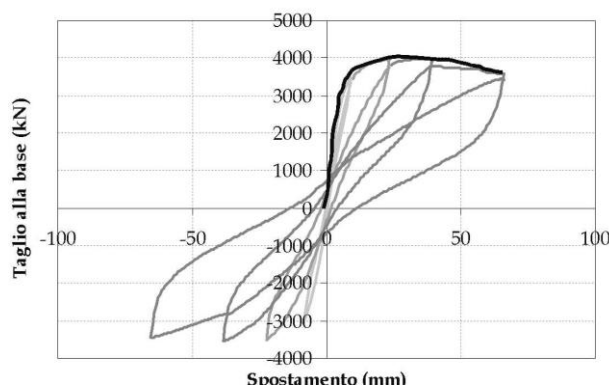


Figura 9.15: La curva di capacità ottenuta dall'analisi statica non lineare può essere considerata come l'involuppo dei cicli di isteresi di un sistema soggetto all'azione sismica.

³¹ [N3] Linee Guida, *Schema di capitolato prestazionale*, § 9

³² [N3] Linee Guida, § 5.2.4.

Per quanto riguarda i beni architettonici, le distribuzioni di forze statiche equivalenti al sisma risultano di difficile determinazione, a causa della varietà delle geometrie e dei sistemi costruttivi. A tal riguardo le Norme Tecniche propongono due distinte distribuzioni di forze, una proporzionale alle masse e una proporzionale al primo modo di vibrare nella direzione di analisi che, nel caso di edifici, è possibile assumere lineare con l'altezza. È stato dimostrato che una distribuzione lineare con l'altezza coglie meglio la risposta dinamica fintanto che la struttura rimane in campo elastico, mentre, quando si raggiungono grandi deformazioni, la risposta è meglio rappresentata da distribuzioni proporzionali alle masse.

Nel caso di edifici esistenti, l'analisi *push-over* può essere effettuata indipendentemente della percentuale di massa partecipante al primo modo³³, contrariamente a quanto avviene per gli edifici di nuova realizzazione.

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione da calcolo, pari a $\pm 5\%$ della dimensione massima dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica³⁴. Per tale motivo, le analisi da effettuarsi saranno complessivamente 24:

- 4 analisi *push-over* con una distribuzione di forze proporzionale al primo modo di vibrare secondo le 4 direzioni +X,+Y,-X,-Y e con eccentricità nulle;
- 4 analisi *push-over* con una distribuzione di forze proporzionale alle masse secondo le 4 direzioni +X,+Y,-X,-Y e con eccentricità nulle;
- 4 analisi *push-over* con una distribuzione di forze proporzionale al primo modo di vibrare secondo le 4 direzioni +X,+Y,-X,-Y e con eccentricità $+e_x$ e $+e_y$;
- 4 analisi *push-over* con una distribuzione di forze proporzionale alle masse secondo le 4 direzioni +X,+Y,-X,-Y e con eccentricità $+e_x$ e $+e_y$;
- 4 analisi *push-over* con una distribuzione di forze proporzionale al primo modo di vibrare secondo le 4 direzioni +X,+Y,-X,-Y e con eccentricità $-e_x$ e $-e_y$;
- 4 analisi *push-over* con una distribuzione di forze proporzionale alle masse secondo le 4 direzioni +X,+Y,-X,-Y e con eccentricità $-e_x$ e $-e_y$;

Per quanto riguarda l'individuazione della capacità di spostamento ultimo, nel caso in cui il modello sia in grado di descrivere una risposta strutturale con degrado della resistenza, esso sarà definito in corrispondenza di una riduzione della reazione orizzontale alla base del

³³ [N4] Circolare, C8.7.1.4.

³⁴ [N2] Norme Tecniche, § 7.2.6.

20%, valutando comunque la compatibilità degli spostamenti a livello locale (sfilamento delle travi...).

Una volta definita la curva di capacità del sistema reale, la normativa prevede un'ulteriore semplificazione del problema, imponendo il passaggio ad una curva di capacità bilineare di un sistema equivalente ad 1GDL. Concordemente a quanto stabilito al capitolo 7.8.1.6 delle Norme Tecniche, la rigidezza elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0,7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema. Considerata la difficoltà di definire lo spostamento allo Stato Limite Ultimo, il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza massima del sistema equivalente dovrà essere inferiore a 3.

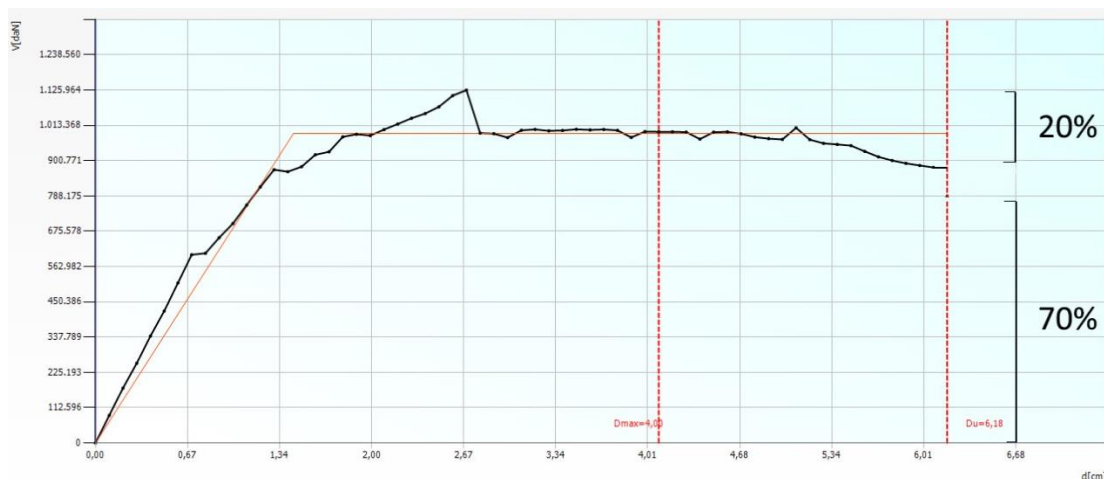


Figura 9.16: Curva di capacità tipo. In ordinata sono riportati i valori di taglio alla base agenti sulla struttura mentre in ascissa si legge il valore di spostamento del punto di controllo. In nero si ha la curva di capacità reale, mentre in blu è rappresentata la bilineare associata relativa ad un sistema 1GDL. Si evidenzia inoltre il valore di decadimento del 20% del taglio, al quale corrisponde lo spostamento ultimo, e il valore di taglio del 70%, per il quale la bilineare equivalente interseca la curva di capacità.

Le analisi statiche non lineari eseguite in questa tesi sono state effettuate mediante il software 3MURI, della S.T.A. Data³⁵.

³⁵ Software 3MURI, versione 5.7.105, licenza con chiave hardware n. 14045 acquisita dall'Università degli Studi di Padova.

9.5.1 Il software 3MURI

3MURI è un programma di calcolo che permette di definire il comportamento globale di una struttura, effettuando le verifiche statiche non lineari secondo quanto richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni. Esso schematizza la struttura attraverso un *telaio equivalente*, costituito da un particolare elemento detto *macroelemento*, vale a dire una «porzione di muratura».

Questo approccio si basa sull'osservazione dei danni negli edifici a seguito dell'azione sismica, che ha permesso di classificare comportamenti che si ripetono con costanza. Le principali modalità di rottura, a seconda della geometria, delle caratteristiche dei materiali e delle condizioni di vincolo del pannello murario, sono la *rottura per taglio*, la *rottura per pressoflessione e schiacciamento negli spigoli* e la *rottura per scorrimento*. Le rotture avvengono in porzioni ben definite, vale a dire in zone di muratura limitate dalle aperture. Per tale motivo, le pareti possono essere suddivise in componenti elementari, detti *maschi*, *fasce* ed *elementi rigidi*. I maschi sono disposti a fianco delle aperture, le fasce sotto e sopra le aperture mentre la muratura restante può essere considerata come infinitamente rigida. La ricerca teorica e sperimentale ha confermato che il comportamento di maschi e fasce, pur coinvolgendo elementi di superficie, può essere reso equivalente ad un elemento lineare. Collegando dunque questi elementi si ottiene il già citato *schema a telaio equivalente*.

I solai hanno il duplice compito di trasmettere i carichi verticali e le azioni orizzontali alle pareti di competenza. Il software trascura la flessione fuori piano dei solai, mentre prende in considerazione la rigidezza nel piano in quanto responsabile della ripartizione delle azioni sismiche. Specialmente nel caso degli edifici esistenti, l'ipotesi di impalcati infinitamente rigida può essere non rappresentativa del comportamento reale dell'edificio. Per tale ragione, il software permette di modellare gli impalcati con elementi finiti superficiali con comportamento membranale, in grado di trasmettere sforzi nel piano secondo parametri di rigidezza associati alle tipologie di orizzontamento più ricorrenti, comprese le volte. Inoltre, tali elementi avranno comportamento anisotropo, al fine di tener conto delle diverse rigidezze nelle direzioni principali.

Una volta modellato l'edificio, il programma procede in automatico alla creazione della *mesh*, tramite la quale viene definito il telaio equivalente. Su queste verranno effettuate le verifiche richieste dalla normativa italiana.

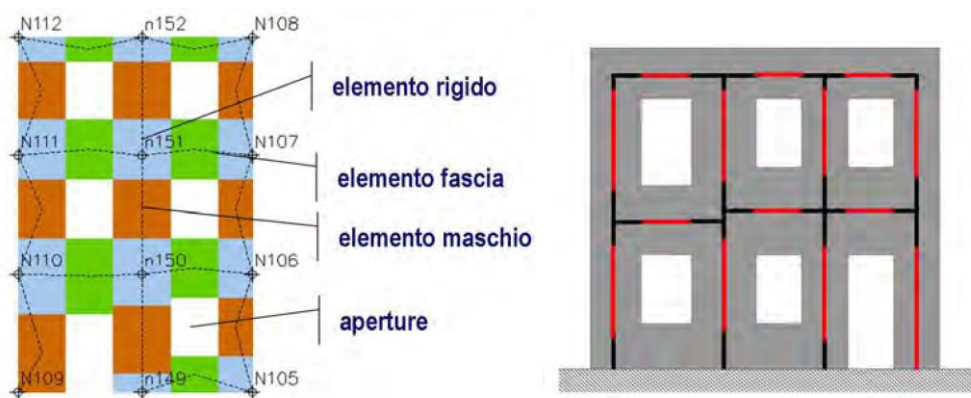


Figura 9.17: a sinistra la mesh automatica creata dal software per la schematizzazione a telaio equivalente. I macroelementi verdi costituiscono le fasce di piano, quelli arancioni i maschi murari mentre le porzioni di muratura azzurre saranno schematizzati come elementi rigidi. A destra, la schematizzazione del telaio equivalente in elementi rigidi, neri, e deformabili, rossi.

9.5.1.1 La definizione del modello

Al fine di rendere più agevoli le operazioni di calcolo si sono realizzati due modelli, uno per ciascuna delle unità strutturali individuate: Palazzo Moroni e l'Ala Moschini.

Per ciascun modello, l'operazione iniziale consiste nella fase di *lucidatura*, attraverso la quale è possibile definire aste e nodi sul quale si imposterà il telaio equivalente. In questa fase si provvederà ad eseguire quelle semplificazioni geometriche che renderanno il calcolo più agevole e senza vizi. Ad esempio, le pareti sfalsate di una distanza inferiore a 80 centimetri verranno allineate sulla stessa asta.

In una seconda finestra sarà possibile definire la struttura, attribuendo a nodi e aste le proprietà di setti, travi o pilastri. A ciascun elemento strutturale si attribuirà un materiale, il quale è caratterizzato da opportuni parametri meccanici. Per quanto riguarda la muratura, il software permette di definire in modo automatico tali parametri, con riferimento alla tabella C8A.2.1 della Circolare.

Una volta definiti gli elementi portanti sarà possibile definire gli orizzontamenti. Il software implementa vari tipi di solaio e di volte, ciascuno caratterizzato dalla propria rigidità nel piano e dal proprio carico.

9.5.1.2 Analisi e verifica

La definizione dell'azione sismica sulla quale effettuare le verifiche avviene in automatico, attraverso l'inserimento delle coordinate geografiche del sito, della vita nominale V_N , della classe d'uso C_U , della categoria di suolo e topografica. Successivamente basterà scegliere

un punto di controllo significativo per la struttura, e il programma procederà allo svolgimento delle 24 analisi considerate al paragrafo 9.5.

Le verifiche effettuate sono:

- **Stato Limite Ultimo (SLU) – Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):**

$$D_{max} \leq D_u$$

$$q^* < 3$$

dove D_{max} è lo spostamento massimo richiesto da normativa individuato sullo spettro elastico, D_u è lo spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente al deca-dimento del 20% del valore massimo del taglio alla base, q^* è il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

- **Stato Limite di Esercizio (SLE) – Stato Limite di Danno (SLD):**

$$D^{SLD}_{max} \leq D_d$$

dove D^{SLD}_{max} rappresenta lo spostamento massimo richiesto da normativa calcolato sullo spettro elastico in riferimento allo Stato limite di Danno, D_d è lo spostamento che causa il valore massimo di *drift* di piano (0,003)³⁶.

Il programma calcola successivamente gli indicatori di rischio sismico α_U , indicatore del rischio di collasso, e α_e , indicatore del rischio d'inagibilità dell'opera. Questi sono definiti come segue dall'O.P.C.M.3362 dell'8 Luglio 2004³⁷:

$$\alpha_U = \frac{PGA_{DS}}{PGA_{10\%}}; \alpha_e = \frac{PGA_{DL}}{PGA_{50\%}}$$

con PGA_{DS} accelerazione stimata di danno severo, PGA_{DL} accelerazione stimata di danno lieve, $PGA_{10\%}$ accelerazione al suolo attesa con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, $PGA_{50\%}$ accelerazione al suolo attesa con probabilità di superamento del 50% in 50 anni.

9.5.2 Effetti dell'aggregazione sul comportamento globale

L'analisi dei meccanismi globali in Palazzo Moroni e Ala Moschini non può prescindere dallo studio delle condizioni di aggregazione con le adiacenti unità strutturali. Per tale motivo, nell'analisi delle singole unità strutturali, si renderà necessario tener conto delle possibili interazioni provenienti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti.

³⁶ [S31] Manuale del software 3MURI, fonte: [S13] <http://www.stadata.com>.

³⁷ [N6] O.P.C.M.3362 dell'8 Luglio 2004, *Modalità di attivazione del Fondo interventi straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri*, istituito ai sensi dell'articolo 32bis del D.L. 30 settembre 2003, n. 269, convertito con modificazioni dalla L. 24 novembre 2003, n. 326.

Negli edifici in aggregato, escludendo meccanismi di collasso di primo ordine, l'interazione tra le parti tende a provocare danni di tipo globale, che dipendono dalla rigidità delle pareti e degli orizzontamenti, dalla massa ed altezza dell'edificio e dalla tipologia di connessione nell'aggregato³⁸.

La modalità di connessione tra gli edifici tende ad essere schematizzata in due tipologie: a martellamento ed a connessione piena. Nel primo caso, i due edifici sono fisicamente separati, e l'interazione si attua quando essi vengono a contatto; nel secondo, invece, gli edifici sono a diretto contatto o spartiscono una parete in comune.

Per schematizzare l'effetto dell'aggregazione attraverso la modellazione globale con il software 3Muri, ci si avvale delle considerazioni effettuate in altri studi. L'obiettivo finale è quello di modellare le singole unità strutturali ponendo delle condizioni al contorno, senza però indagare l'aggregato a scala urbana.

Volendo schematizzare il caso di connessione piena tra le unità strutturali, gli elementi da considerare nella modellazione sono due: il setto murario sottoposto ad un'azione orizzontale applicata in sommità e l'elemento che lo schematizza, che dipende fortemente dal software utilizzato. 3Muri, nel nostro caso, permette di conferire ai nodi che compongono la mesh un valore di rigidità elastica che rende il vincolo cedevole. Il valore di rigidità elastico viene valutato secondo le seguenti assunzioni:

- Il setto murario viene schematizzato come una mensola vincolata alla base sottoposta ad una forza orizzontale in sommità;
- Il valore di rigidità k vale

$$k = \frac{1}{\frac{h^3}{3EJ} + 1,2\frac{h}{GA}} \text{ dove}$$

J è il momento di inerzia della base del setto;

E è il modulo elastico della muratura;

G è il modulo di elasticità tangenziale della muratura;

A è l'area della pianta del setto;

H è l'altezza del setto da terra.

I valori di rigidità dovrebbero essere comunque calibrati, ad esempio attraverso il confronto tra un modello unitario e le singole unità strutturali vincolate mediante vincoli ela-

³⁸ [S30] Adam Rush, *Seismic Evaluation of masonry building conglomeration of adjacent structures*, 2008

stici. Un simile studio di vulnerabilità³⁹ sismica ha dimostrato che un'opportuna calibrazione potrebbe essere la diminuzione di un ordine di grandezza del valore di rigidezza ottenuto dal calcolo. Facendo fede a questo risultato, si adotterà questo principio per i valori delle rigidezze dei vincoli dell'aggregato oggetto di studio.

Al fine di ottenere la migliore schematizzazione delle unità strutturali, sono stati elaborati tre modelli di calcolo per ciascuna unità:

- **Modello U.S.# senza vincoli:** considera la struttura come elemento idealmente isolato, dove gli unici vincoli sono quelli rigidi che schematizzano l'attacco a terra;
- **Modello U.S.# con vincoli rigidi:** considera la struttura in aggregato mediante la modellazione di vincoli rigidi;
- **Modello U.S.# con vincoli elastici:** considera la struttura in aggregato mediante la modellazione di vincoli elastici cedevoli, con rigidezza definita come sopra.

Questi tre modelli hanno lo scopo di collocare il comportamento strutturale dell'edificio, dal punto di vista globale, in un *range* di valori. Il primo e il secondo rappresentano situazioni estreme, che hanno lo scopo di valutare il massimo e il minimo del coefficiente critico. Ci si aspetta che il terzo modello si collochi nell'intervallo delimitato dai due precedenti.

³⁹ [S23] M. Pengo, *Analisi di vulnerabilità sismica finalizzata agli interventi di miglioramento strutturale di Palazzo Ca' Borin*, Università degli Studi di Padova, 2012-2013

9.5.3 Verifiche su Palazzo Moroni (U.S.1)

Nella modellazione dell'unità strutturale cinquecentesca si sono dovute effettuare alcune semplificazioni:

- Il modello è stato vincolato alla base senza effettuare la modellazione delle fondazioni;
- Gli archi che reggono le volte a crociera del primo livello e che si impostano su pilastri sono stati modellati con un sistema di travi e pilastri; la stessa semplificazione è stata adottata per il porticato del cortile pensile al primo piano, e per tutti gli elementi portanti orizzontali costituiti da archi;
- Gran parte della geometria mancante del piano terra è stata ipotizzata, prolungando fino a terra i muri portanti provenienti dai livelli superiori e sostituendola, per analogia, con un sistema di travi e pilastri;
- Le murature poggianti in falso sono state supportate dall'aggiunta di travi;
- Le scale con copertura ad edicola che portano al cortile pensile non sono state modellate;
- Al fine di modellare in modo verosimile i solai del chiostro dorico si è reso necessario scegliere una suddivisione in livelli che non rispecchiasse la suddivisione della parte nobile del palazzo, dal momento che i solai del chiostro non sono alla stessa quota di quelli verso Piazza delle Erbe. Per tale motivo, le grandi aperture del secondo piano verso la piazza sono state modellate in due livelli distinti, facendo in modo che la loro sovrapposizione rispecchi l'apertura reale;
- Per tener conto del peso e della rigidità delle scale, realizzate con rampe su volte a botte inclinate, si sono introdotte delle volte a botte orizzontali a ciascun livello.
- Le coperture non sono state modellate e sono state sostituite da solai piani di tipo ligneo, in laterocemento o tramite impalcati rigidi.
- I piani ammezzati del primo livello non sono stati modellati, infatti il rilievo in sito suggerisce che i solai non insistono direttamente sulle compagini murarie cinquecentesche.

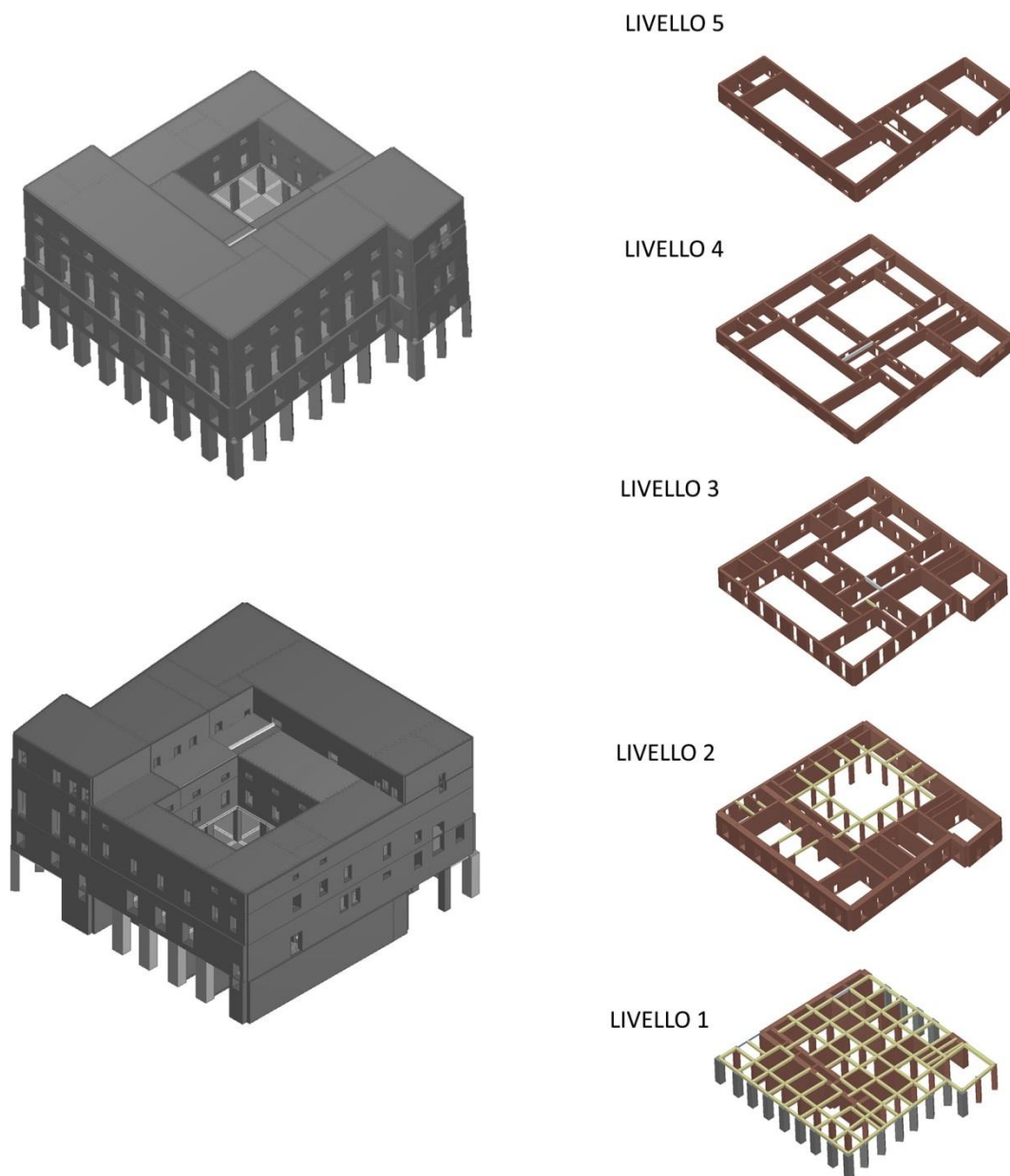


Figura 9.18: Assonometrie ed esploso del modello 3MURI dell'U.S.1, Palazzo Moroni.

Ai pilastri delle facciate al primo livello sono stati attribuiti i parametri meccanici corrispondenti alla *muratura a blocchi lapidei squadrati*, mentre i restanti elementi strutturali si considerano realizzati in *mattoni pieni e malta di calce*. I parametri sono scontati con un fattore di confidenza FC 1,35, corrispondente al livello di conoscenza LV1.

Tabella 9.86: parametri meccanici delle murature adottati per la modellazione.

Tipologia di muratura	f_m [N/cm ²]	T_o [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]	f_d [MPa]	T_d [MPa]
Muratura a blocchi lapidei	600	9,0	2800	860	22	2,2222	0,0333
Muratura in mattoni pieni	240	6,0	1500	500	18	0,8889	0,0222

Le volte sono state inserite attraverso il comando dedicato, definendo tipologia della volta, spessore totale in chiave (generalmente 50cm), freccia (variabile), spessore medio strutturale (12 o 24cm) e densità del riempimento (15 kN/m³). In particolare le volte del primo livello sono volte a crociera, eccetto il volto delle Fiorare che è stato modellato come una volta a botte. Al secondo livello, la sala Bresciani Alvarez è stata modellata con una volta a padiglione, la sala Livio Paladin con una a botte, mentre la volta della Reception è stata approssimata ad una volta a vela. Gli uffici voltati del secondo livello sembrano essere ben rappresentati da delle volte a botte, mentre il porticato esterno presenta certamente volte a crociera. Al secondo livello, la Sala dei Nodari viene schematizzata con una volta a botte con teste di padiglione.

I solai, i controsoffitti e le coperture, con riferimento alle tavole del rilievo strutturali, sono stati definiti come segue:

Tabella 9.87 e seguenti: parametri adottati per la modellazione degli orizzontamenti.

IDENTIFICATIVO	TIPOLOGIA SOLAIO 3MURI	G_k [DaN/m ²]
O.2A	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice	144
O.2C	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice	150
O.2E	Legno con travetti affiancati e soletta in c.a.	351
O.3	Laterocemento	431

IDENTIFICATIVO	TIPOLOGIA SOLAIO 3MURI	G_k [DaN/m ²]
LIG	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice	174

IDENTIFICATIVO	TIPOLOGIA SOLAIO 3MURI	G_k [DaN/m ²]
C.1A + ARE	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice	274
C.1B	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice	174
C.1D	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice	198
C.1E	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice	197
C.2B	Laterocemento	352
C3	Impalcato rigido	678

I carichi accidentali Q_k sono stati definiti per ogni solaio, concordemente a quanto già riportato al paragrafo 9.3.2, con i coefficienti di combinazione relativi alla combinazione sismica.

Per tener conto del carico dovuto alle partizioni non strutturali, si riporta nei solai interessati un valore di $G_{k\text{agg}}$ pari a 200 DaN/m^2 .

Si sono aggiunti successivamente dei carichi lineari per simulare le azioni statiche provenienti dalle unità strutturali in adiacenza, sia sul muro in comune con l'ala Moschini che con quello in comune con il volto della Corda.

Tabella 9.88 e seguente: definizione delle azioni provenienti da altre unità strutturali.

CARICHI PROVENIENTI DALL'ALA MOSCHINI				
LIVELLO	TIPOLOGIA	G_k [DaN/m]	Q_k [DaN/m]	ψ_{02}
1	lineare	1570	438	0,3
1	lineare	450	900	0,3
5	lineare	909	300	0,0

CARICHI PROVENIENTI DAL VOLTO DELLA CORDA				
LIVELLO	TIPOLOGIA	G_k [DaN/m]	Q_k [DaN/m]	ψ_{02}
1	lineare	1331	1300	0,6
3	lineare	2720	975	0,3
5	lineare	910	50	0,0

Uno studio delle unità strutturali contigue a Palazzo Moroni ha portato all'individuazione dei vincoli che costituiscono le opportune condizioni al contorno nei modelli vincolati. Il posizionamento dei vincoli, sia nel modello vincolato con vincoli cedevoli che in quello vincolato con vincoli rigidi, è riportato nella Figura 9.19.

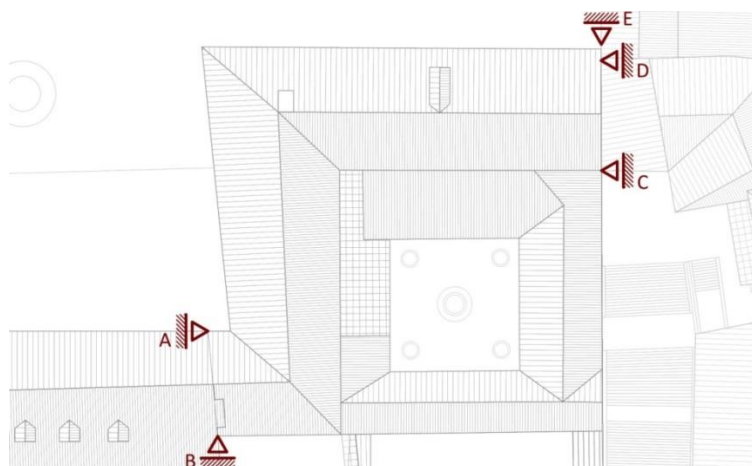


Figura 9.19: Posizionamento dei vincoli rigidi ed elastici nei modelli di Palazzo Moroni.

I valori delle rigidezze nel modello con vincoli cedevoli secondo legge elastica sono stati valutati come segue:

Tabella 9.89: valori delle rigidezze da riportarsi nel modello con vincoli elastici. Le rigidezze eccessive (*) saranno ridotte di due ordini di grandezza invece che uno.**

VINCOLO	LIVELLO	L [m]	s [m]	A [m ²]	J [m ⁴]	h [m]	K [N/m]
A	1	28,00	0,60	16,80	1097,60	0,00	-
	2	28,00	0,60	16,80	1097,60	5,00	1.352.094.169,18**
	3	28,00	0,60	16,80	1097,60	9,21	678.479.622,46
	4	28,00	0,60	16,80	1097,60	11,90	489.912.564,22
	5	28,00	0,60	16,80	1097,60	15,66	331.710.654,13
B	1	38,00	0,40	15,20	1829,07	5,63	1.098.142.584,74**
	2	38,00	0,40	15,20	1829,07	10,63	548.138.788,45
	3	38,00	0,40	15,20	1829,07	14,84	364.934.054,67
	4	38,00	0,40	15,20	1829,07	17,53	292.193.828,48
	5	38,00	0,40	15,20	1829,07	21,29	220.555.626,33
C	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
	3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
	4	7,60	0,45	3,42	16,46	3,76	297.956.839,80
	5	7,60	0,45	3,42	16,46	6,45	122.718.952,08
D	1	16,60	0,60	9,96	228,71	5,63	653.588.682,79**
	2	16,60	0,60	9,96	228,71	10,63	268.203.989,15
	3	16,60	0,60	9,96	228,71	14,84	148.120.106,74
	4	16,60	0,60	9,96	228,71	17,53	105.728.813,96
	5	16,60	0,60	9,96	228,71	21,29	68.936.151,93
E	1	0,00	0,00	0,00	0,00		-
	2	0,00	0,00	0,00	0,00		-
	3	8,50	0,45	3,83	23,03	4,21	297.478.226,62
	4	8,50	0,45	3,83	23,03	6,90	133.345.420,28
	5	8,50	0,45	3,83	23,03	10,66	54.414.490,34

9.5.3.1 Modello U.S.1 senza vincoli

Il primo modello considera la struttura isolata, vincolata solo alla base con vincoli rigidi al fine di riprodurre le fondazioni. Il punto di controllo sul quale sono state valutate le analisi è il nodo pressoché baricentrico N70.

Tabella 9.90: risultati delle 24 analisi condotte sul Palazzo Moroni senza vincoli.

N.	Dir. sisma	Car. sismico	Ecc. [cm]	D _{Max} [cm]	SLU			SLE			SLO			Alfa u	Alfa e
					D _u [cm]	q* SLU	Ver.	D _{Max} [cm]	D _d [cm]	Ver.	D _{Max} [cm]	D _o [cm]	Ver.		
1	+X	MA	0,0	4,32	4,07	2,653	NO	1,65	2,54	SI	1,29	2,54	SI	0,944	1,538
2	+X	1° M	0,0	4,98	5,04	2,750	SI	1,91	3,49	SI	1,49	3,14	SI	1,012	1,830
3	-X	MA	0,0	4,70	4,33	2,516	NO	1,80	3,90	SI	1,41	3,90	SI	0,923	2,168
4	-X	1° M	0,0	5,42	3,52	3,053	NO	2,08	2,94	SI	1,62	2,94	SI	0,650	1,418
5	+Y	MA	0,0	5,04	3,36	2,109	NO	1,93	2,92	SI	1,51	2,04	SI	0,668	1,516
6	+Y	1° M	0,0	4,73	2,94	3,342	NO	1,81	2,83	SI	1,42	2,12	SI	0,621	1,565
7	-Y	MA	0,0	3,73	2,83	3,140	NO	1,43	2,15	SI	1,12	1,86	SI	0,758	1,508
8	-Y	1° M	0,0	4,46	2,87	3,264	NO	1,71	2,77	SI	1,34	2,20	SI	0,643	1,623
9	+X	MA	179,8	4,31	4,27	2,738	NO	1,65	3,65	SI	1,29	3,65	SI	0,992	2,213
10	+X	MA	-179,8	4,23	3,18	2,739	NO	1,62	3,05	SI	1,27	3,05	SI	0,752	1,882
11	+X	1° M	179,8	5,21	5,24	2,576	SI	2,00	3,71	SI	1,56	2,65	SI	1,006	1,856
12	+X	1° M	-179,8	4,94	4,60	2,807	NO	1,89	3,20	SI	1,48	3,20	SI	0,932	1,695
13	-X	MA	179,8	4,73	5,11	2,650	SI	1,81	4,45	SI	1,42	4,45	SI	1,082	2,457
14	-X	MA	-179,8	4,70	3,28	2,319	NO	1,80	3,16	SI	1,41	3,16	SI	0,698	1,756
15	-X	1° M	179,8	5,56	3,58	2,946	NO	2,13	3,10	SI	1,67	2,65	SI	0,645	1,458
16	-X	1° M	-179,8	5,29	2,89	2,944	NO	2,02	2,89	SI	1,59	2,89	SI	0,547	1,429
17	+Y	MA	190,3	4,39	3,38	2,321	NO	1,68	2,62	SI	1,32	1,80	SI	0,770	1,557
18	+Y	MA	-190,3	5,09	3,25	2,423	NO	1,95	3,08	SI	1,52	2,19	SI	0,638	1,581
19	+Y	1° M	190,3	4,55	2,81	3,279	NO	1,74	2,77	SI	1,36	2,04	SI	0,617	1,588
20	+Y	1° M	-190,3	5,19	3,20	3,155	NO	1,99	2,98	SI	1,56	2,42	SI	0,617	1,499
21	-Y	MA	190,3	3,89	2,41	2,789	NO	1,49	2,27	SI	1,17	1,69	SI	0,621	1,526
22	-Y	MA	-190,3	3,94	3,07	3,194	NO	1,51	2,92	SI	1,18	2,03	SI	0,780	1,937
23	-Y	1° M	190,3	4,37	2,70	3,169	NO	1,67	2,40	SI	1,31	2,01	SI	0,618	1,435
24	-Y	1° M	-190,3	4,48	2,72	3,476	NO	1,71	2,72	SI	1,34	2,23	SI	0,608	1,589

Dalle analisi emerge che la quasi totalità delle verifiche allo Stato Limite di salvaguardia della Vita non è soddisfatta. In particolare, le analisi in direzione Y, con $\alpha_{Uy Medio} =$

0,663, risultano più gravose rispetto a quelle in direzione X, per le quali si ha $\alpha_{Ux Medio} = 0,848$. Le analisi agli stati limite di esercizio (SLO e SLD), invece, sono tutte soddisfatte.

L'analisi più gravosa in direzione X è la numero 16, con una distribuzione di forze proporzionale al primo modo, un'eccentricità $e = -179,8 \text{ cm}$ e verso negativo. La verifica allo Stato Limite di Operatività è soddisfatta con $\alpha_e = 1,429$, mentre la verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita non risulta soddisfatta. In particolare, l'indicatore di rischio di collasso α_U vale 0,547. Ciò significa che la struttura, nella condizione di carico sismico più sfavorevole, è in grado di resistere a un'azione pari al più al 54% di quella prevista da normativa.

Nel dettaglio l'analisi 16 riporta i seguenti risultati:

Tabella 9.91: dettagli dell'analisi 16.

	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F ₀ (TR)	T _C *(TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	231	949	0,243	1,03	0,60	2,60	0,32	0,583	0,57	0,547
SLD	231	101	2,287	0,47	0,60	2,60	0,32	1,286	0,67	1,429
SLO	231	60	3,850	0,38	0,60	2,60	0,32	1,567	0,70	1,826

I parametri di analisi corrispondenti sono:

Periodo del sistema equivalente: $T^* = 0,698 \text{ s}$

Massa del sistema equivalente: $m^* = 5.969.620,52 \text{ kg}$

Massa totale: $w = 11.371.432,46 \text{ kg}$

Fattore di partecipazione modale: $\Gamma = 1,42$

Forza di plasticizzazione del sistema equivalente: $F^*_y = 611.864 \text{ daN}$

Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente: $d^*_y = 1,26 \text{ cm}$

Spostamento ultimo del sistema equivalente: $d^*_u = 2,04 \text{ cm}$

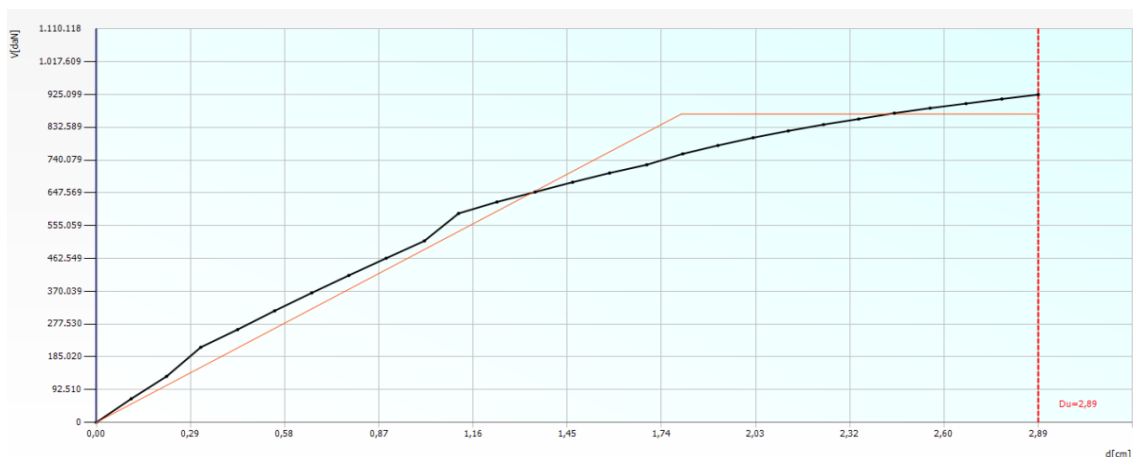


Figura 9.20: Curva di capacità dell'analisi 16, modello non vincolato di Palazzo Moroni.

Il collasso avviene a seguito della rottura a taglio nei pannelli murari al terzo livello della parete 5, disposta in direzione X. All'ultimo step di carico il 10,96% della muratura in questa parete ha raggiunto la rottura. Anche le pareti 7 e 11, anch'esse disposte in direzione X, risultano particolarmente investite dall'azione sismica. In direzione Y, la parete 25 presenta un notevole grado di danneggiamento, con la rottura del 12,95% dei pannelli murari e il collasso della totalità dei pilastri per compressione.

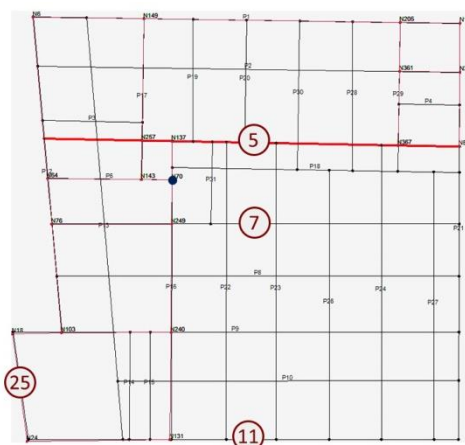


Figura 9.21: posizionamento delle pareti in pianta e del nodo di controllo.

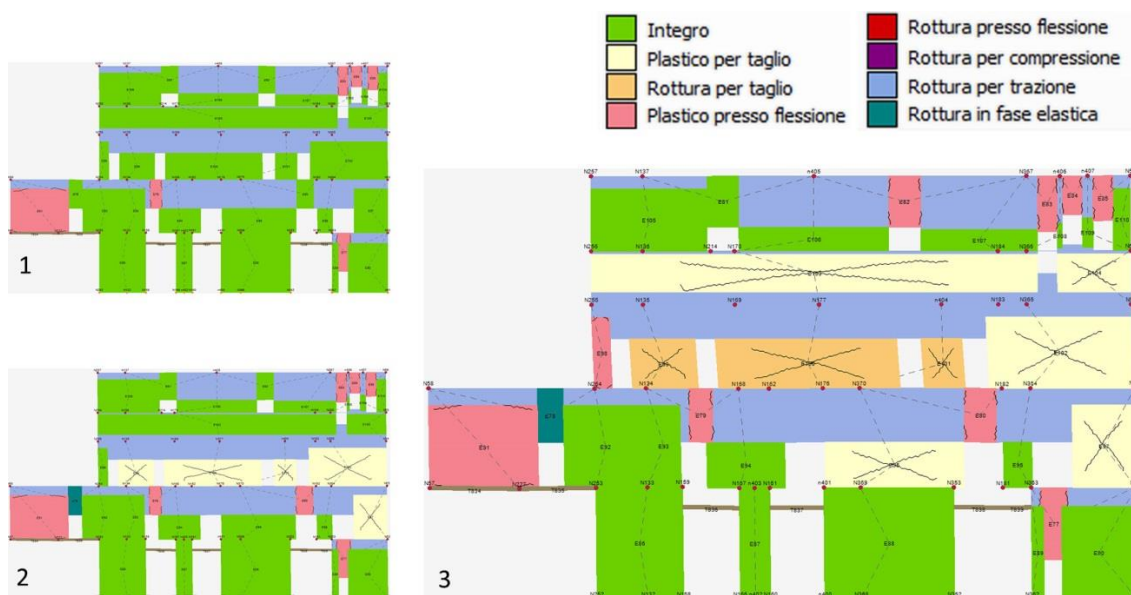


Figura 9.22: Danneggiamento progressivo della parete 5 al passo 1 (1), al passo 18 (2) e al passo 28 (3), al quale corrisponde il collasso.



Figura 9.23: parete 25 (1) e 7 (2) all'ultimo step di carico.



Figura 9.24: parete 11 all'ultimo step di carico.

L'analisi più gravosa in direzione Y è la numero 24, con una distribuzione di forze proporzionale al primo modo, un'eccentricità $e = -190,3 \text{ cm}$ e verso negativo. La verifica allo Stato Limite di Operatività è soddisfatta con $\alpha_e = 1,589$, mentre la verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita non risulta soddisfatta. In particolare, l'indicatore di rischio di collasso α_U vale 0,608. Ciò significa che la struttura, nella condizione di carico sismico più sfavorevole, è in grado di resistere a un'azione pari al più al 60% di quella prevista da normativa.

Nel dettaglio l'analisi 24 riporta i seguenti risultati:

Tabella 9.92: dettagli dell'analisi 24.

	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F ₀ (TR)	T _C * (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	289	949	0,305	1,03	0,65	2,62	0,33	0,630	0,63	0,608
SLD	289	101	2,861	0,47	0,65	2,62	0,33	1,389	0,75	1,589
SLO	179	60	2,983	0,38	0,56	2,57	0,32	1,442	0,64	1,658

I parametri di analisi corrispondenti sono:

Periodo del sistema equivalente: $T^* = 0,652 \text{ s}$

Massa del sistema equivalente: $m^* = 6.003.654,59 \text{ kg}$

Massa totale: $w = 11.371.432,46 \text{ kg}$

Fattore di partecipazione modale: $\Gamma = 1,29$

Forza di plasticizzazione del sistema equivalente: $F^*_y = 557.233 \text{ kN}$

Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente: $d^*_y = 1,00 \text{ cm}$

Spostamento ultimo del sistema equivalente: $d^*_u = 2,12 \text{ cm}$

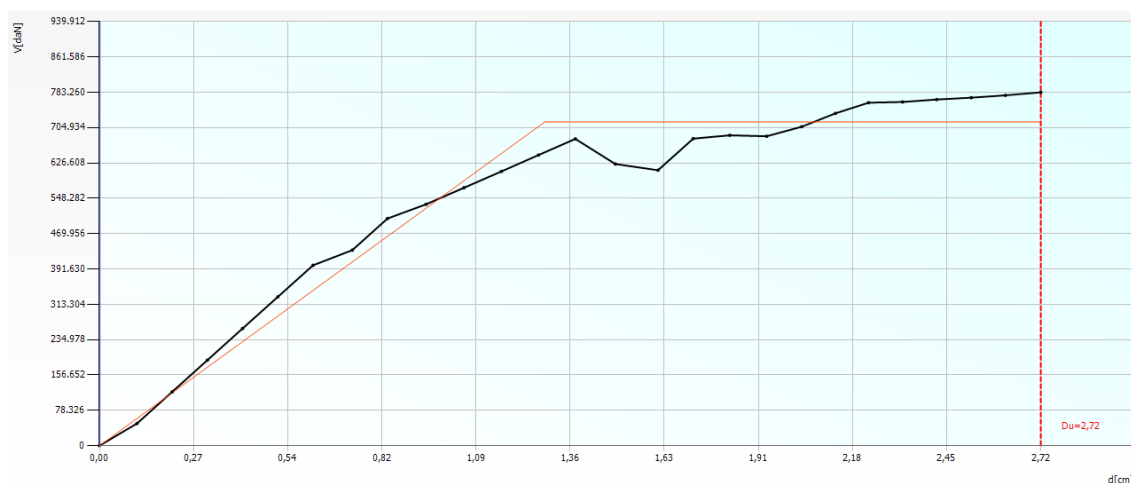


Figura 9.25: Curva di capacità dell'analisi 24, modello non vincolato di Palazzo Moroni.

Il collasso avviene a seguito della rottura a taglio nei pannelli del secondo livello della parete 16, disposta in direzione Y, che risulta particolarmente soggetta al carico sismico. All'ultimo step di carico, il 17,39% della muratura ha raggiunto la condizione ultima, e gran parte della restante è in fase plastica per taglio. Sempre in direzione Y, le pareti 14 e 17 presentano un discreto livello di danneggiamento: la prima entra in crisi proprio all'ultimo step per pressoflessione, con una percentuale di muratura danneggiata del 28%, la seconda invece presenta rotture a taglio ai primi livelli. Il prospetto sud verso Piazza delle Erbe, corrispondente nel modello alla parete 12, presenta rotture per pressoflessione e taglio localizzate nelle fasce di piano che, tuttavia, non compromettono la stabilità del paramento. Come già evidenziato dalle analisi in direzione X, i pilastri della parete 25 entrano in crisi già ai primi step di carico per pressoflessione. In generale, le pareti in direzione X presentano plasticizzazioni localizzate.

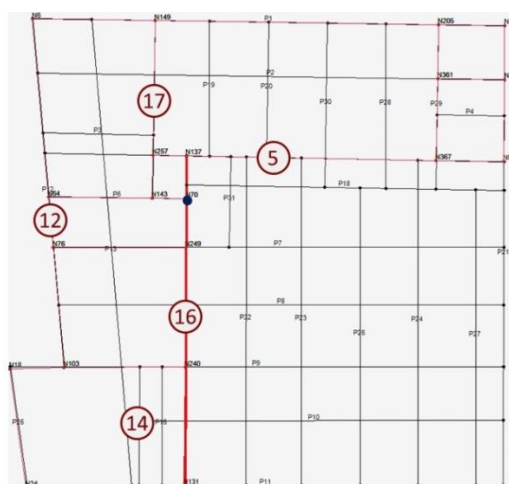


Figura 9.26: posizionamento delle pareti in pianta e del nodo di controllo.

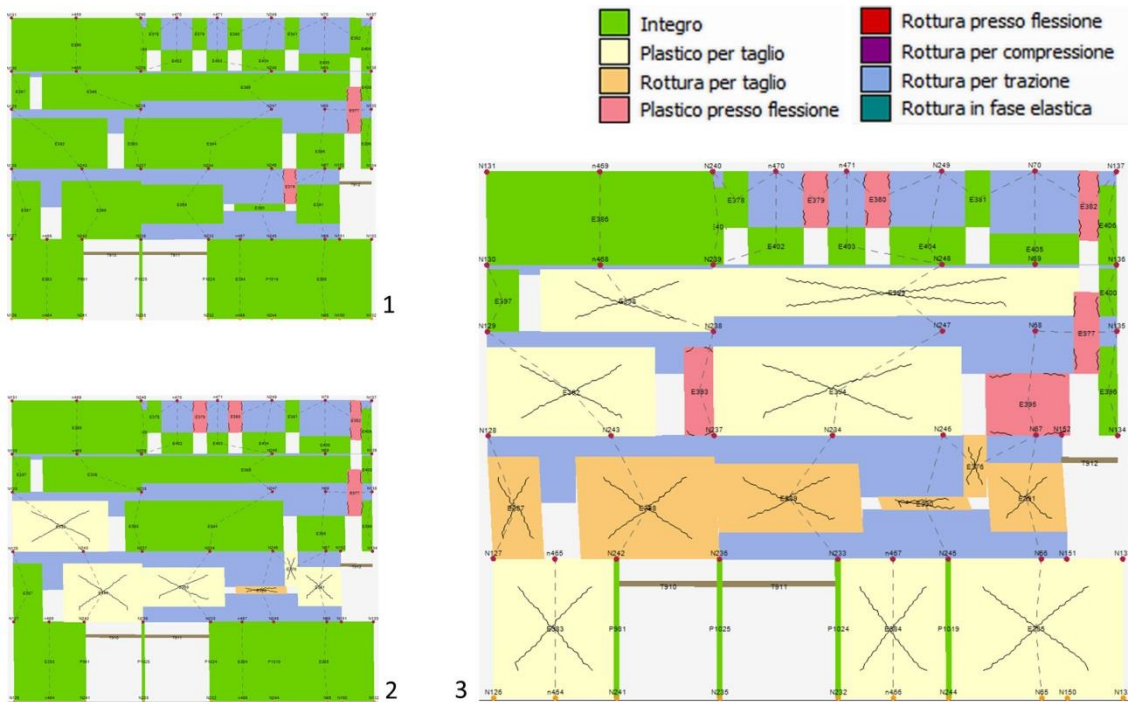


Figura 9.27: Danneggiamento progressivo della parete 16 al passo 1 (1), al passo 16 (2) e al passo 28 (3), al quale corrisponde il collasso.

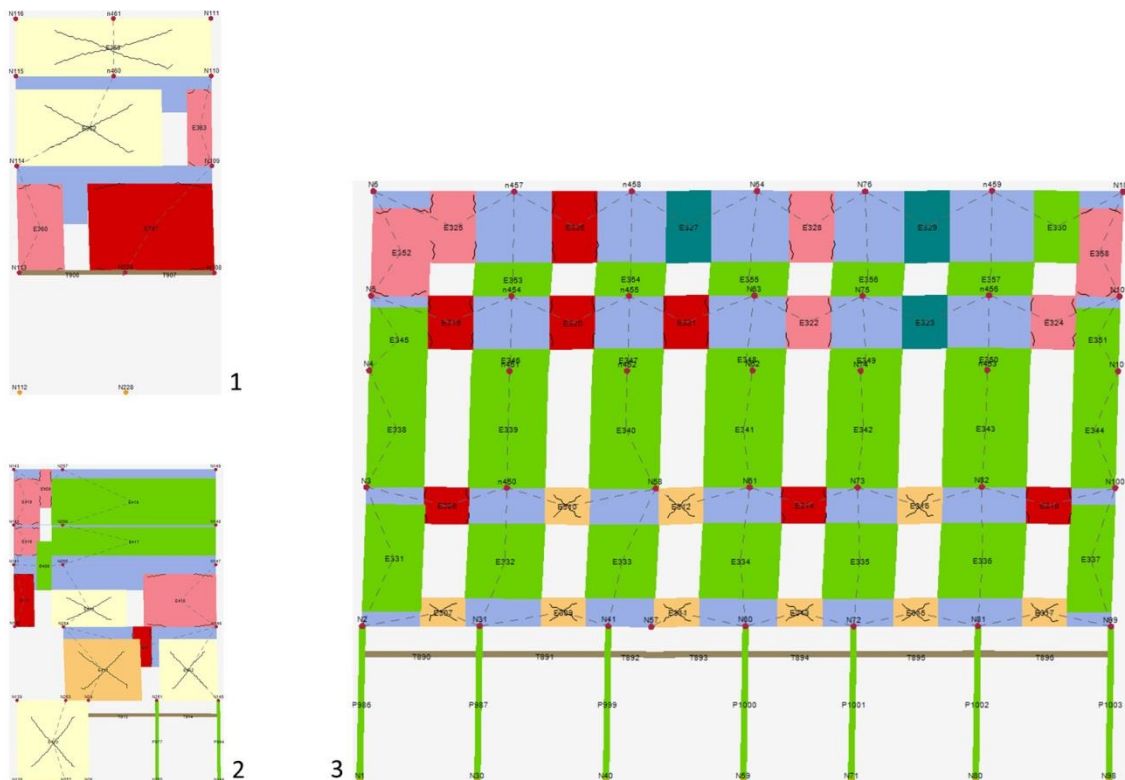


Figura 9.28: parete 14 (1), parete 17 (2) e parete 12 (3) all'ultimo step di carico.

9.5.3.2 Modello U.S.1 con vincoli rigidi

Il secondo modello della U.S.1 viene vincolato con vincoli rigidi in modo tale da considerare gli effetti dell'aggregazione con le altre unità strutturali. A tal fine, sono stati impediti gli spostamenti in X o in Y dei nodi in contiguità con l'Ala Moschini, con il Volto della Corda e con lo Scalone d'accesso al Palazzo della Ragione. Il punto di controllo sul quale sono state valutate le analisi 5, 6, 7, 8, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24 è il punto N257, per le restanti si è utilizzato il nodo N70.

Tabella 9.93: risultati delle 24 analisi per il modello di Palazzo Moroni con vincoli rigidi.

N.	Dir. sisma	Car. sismico	Ecc. [cm]	D _{Max} [cm]	SLU			SLE			SLO			Alfa u	Alfa e
					D _u [cm]	q* SLU	Ver.	D _{Max} [cm]	D _d [cm]	Ver.	D _{Max} [cm]	D _o [cm]	Ver.		
1	+X	MA	0,0	0,29	1,62	0,620	SI	0,13	1,29	SI	0,11	1,29	SI	3,557	7,383
2	+X	1° M	0,0	0,41	1,60	1,053	SI	0,17	1,20	SI	0,14	1,20	SI	2,753	5,352
3	-X	MA	0,0	0,29	1,14	0,691	SI	0,13	0,65	SI	0,11	0,65	SI	2,675	4,378
4	-X	1° M	0,0	0,50	1,57	1,050	SI	0,21	0,95	SI	0,18	0,95	SI	2,407	3,854
5	+Y	MA	0,0	3,52	5,11	1,250	SI	1,46	2,41	SI	1,14	1,50	SI	1,419	1,649
6	+Y	1° M	0,0	3,62	4,21	2,086	SI	1,45	2,91	SI	1,14	1,70	SI	1,156	1,999
7	-Y	MA	0,0	2,90	7,68	1,746	SI	1,12	2,39	SI	0,94	1,60	SI	1,718	2,038
8	-Y	1° M	0,0	3,76	6,08	2,575	SI	1,48	2,39	SI	1,16	1,89	SI	1,165	1,612
9	+X	MA	179,8	0,26	1,56	0,560	SI	0,11	1,13	SI	0,09	1,13	SI	3,775	7,302
10	+X	MA	-179,8	0,17	0,80	0,749	SI	0,07	0,70	SI	0,06	0,70	SI	2,740	6,113
11	+X	1° M	179,8	0,37	1,40	0,933	SI	0,16	1,40	SI	0,13	1,40	SI	2,579	6,414
12	+X	1° M	-179,8	0,47	1,71	1,118	SI	0,19	1,19	SI	0,16	1,19	SI	2,683	4,900
13	-X	MA	179,8	0,28	1,70	0,603	SI	0,12	1,44	SI	0,10	1,44	SI	3,805	8,276
14	-X	MA	-179,8	0,32	1,22	0,754	SI	0,14	0,76	SI	0,12	0,76	SI	2,622	4,480
15	-X	1° M	179,8	0,47	1,80	1,039	SI	0,20	1,09	SI	0,17	1,09	SI	2,808	4,532
16	-X	1° M	-179,8	0,58	1,67	10,79	SI	0,24	1,04	SI	0,20	1,04	SI	2,335	3,800
17	+Y	MA	190,3	2,94	4,81	1,270	SI	1,21	2,21	SI	1,02	1,40	SI	1,545	1,818
18	+Y	MA	-190,3	3,78	4,81	1,302	SI	1,52	2,61	SI	1,19	1,70	SI	1,262	1,720
19	+Y	1° M	190,3	3,42	3,91	2,077	SI	1,37	2,51	SI	1,10	1,60	SI	1,134	1,813
20	+Y	1° M	-190,3	3,84	5,92	2,209	SI	1,51	3,11	SI	1,18	1,91	SI	1,358	2,054
21	-Y	MA	190,3	2,76	7,68	1,610	SI	1,07	2,19	SI	0,90	1,50	SI	1,863	1,965
22	-Y	MA	-190,3	3,09	7,98	1,753	SI	1,22	2,59	SI	1,02	1,70	SI	1,711	2,065
23	-Y	1° M	190,3	3,69	5,98	2,429	SI	1,47	2,59	SI	1,15	1,70	SI	1,235	1,766
24	-Y	1° M	-190,3	4,00	6,18	2,717	SI	1,55	2,69	SI	1,22	2,09	SI	1,104	1,733

Dalle analisi emerge che la totalità delle verifiche allo Stato Limite di salvaguardia della Vita è soddisfatta. In particolare, le analisi in direzione Y, con $\alpha_{Uy Medio} = 1,389$, risultano più gravose rispetto a quelle in direzione X, per le quali si ha $\alpha_{Ux Medio} = 2,895$. Le analisi agli stati limite di esercizio (SLO e SLD) sono tutte soddisfatte.

L'analisi più gravosa in direzione X è la numero 16, con una distribuzione di forze proporzionale al primo modo, un'eccentricità $e = -179,8 \text{ cm}$ e verso negativo. La verifica allo Stato Limite di Operatività è soddisfatta con $\alpha_e = 3,800$, mentre la verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita risulta soddisfatta con un indicatore di rischio di collasso α_U pari a 2,335. Ciò significa che la struttura, nella condizione di carico sismico più sfavorevole, è in grado di resistere a un'azione superiore a quella prevista da normativa.

Nel dettaglio l'analisi 16 riporta i seguenti risultati:

Tabella 9.94: dettagli dell'analisi 16.

	TR _c	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _c (TR) [m/s ²]	TR _c			TR=cost	
						F ₀ (TR)	T _c *(TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _c [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	>2475	949	>2,608	1,03	1,36	2,61	0,37	1,311	2,41	2,335
SLD	>2475	101	>24,505	0,47	1,36	2,61	0,37	2,891	1,78	3,800
SLO	>2475	60	>41,250	0,38	1,36	2,61	0,37	3,521	1,80	4,677

I parametri di analisi corrispondenti sono:

Periodo del sistema equivalente: $T^* = 0,358 \text{ s}$

Massa del sistema equivalente: $m^* = 9.127.630,81 \text{ kg}$

Massa totale: $w = 11.341.529,48 \text{ kg}$

Fattore di partecipazione modale: $\Gamma = 0,43$

Forza di plasticizzazione del sistema equivalente: $F^*_y = 3.423.781 \text{ daN}$

Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente: $d^*_y = 1,22 \text{ cm}$

Spostamento ultimo del sistema equivalente: $d^*_u = 3,90 \text{ cm}$

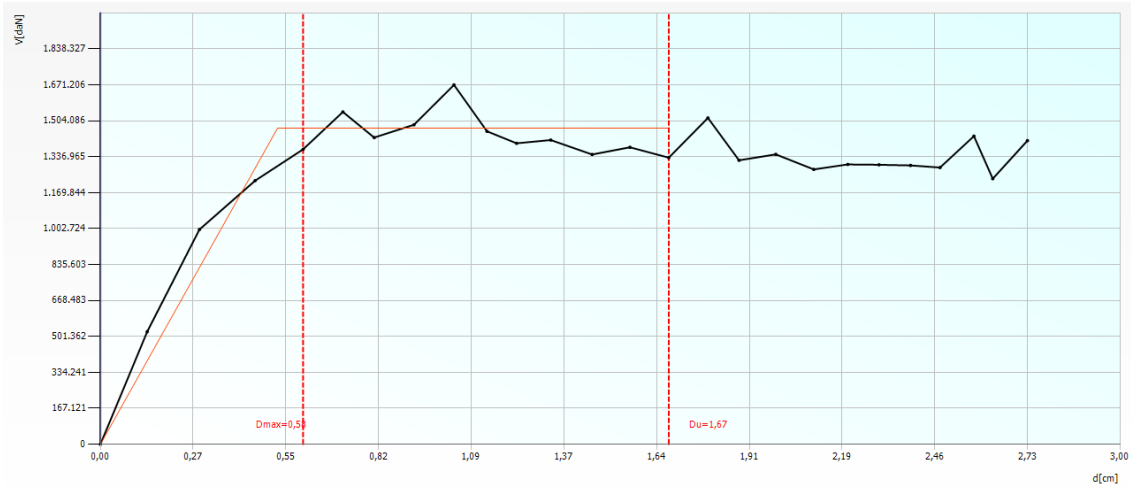


Figura 9.29: Curva di capacità dell'analisi 16, modello di Palazzo Moroni vincolato con vincoli rigidi. Lo spostamento ultimo è stato riportato in corrispondenza dell'abbattimento del 20% del taglio.

Al decadimento del 20% del taglio in fondazione la parete che risulta essere più danneggiata è la numero 25, posta in direzione Y, con il 48% di muratura in fase di rottura e il 66% dei pilastri rotti per pressoflessione. In direzione X, la parete con percentuale maggiore di pannelli danneggiati è la numero 8, con il 12,44% di muratura a rottura. Segue la parete 7, dove si ha una grave rottura a pressoflessione dei pannelli all'ultimo livello. Infine, la parete 9 presenta danni sul 9% della superficie.

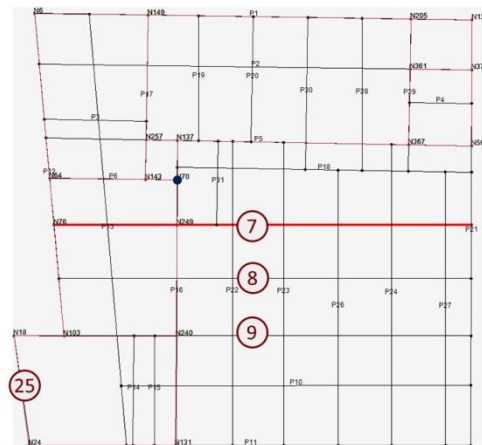


Figura 9.30: posizionamento delle pareti in pianta e del nodo di controllo.

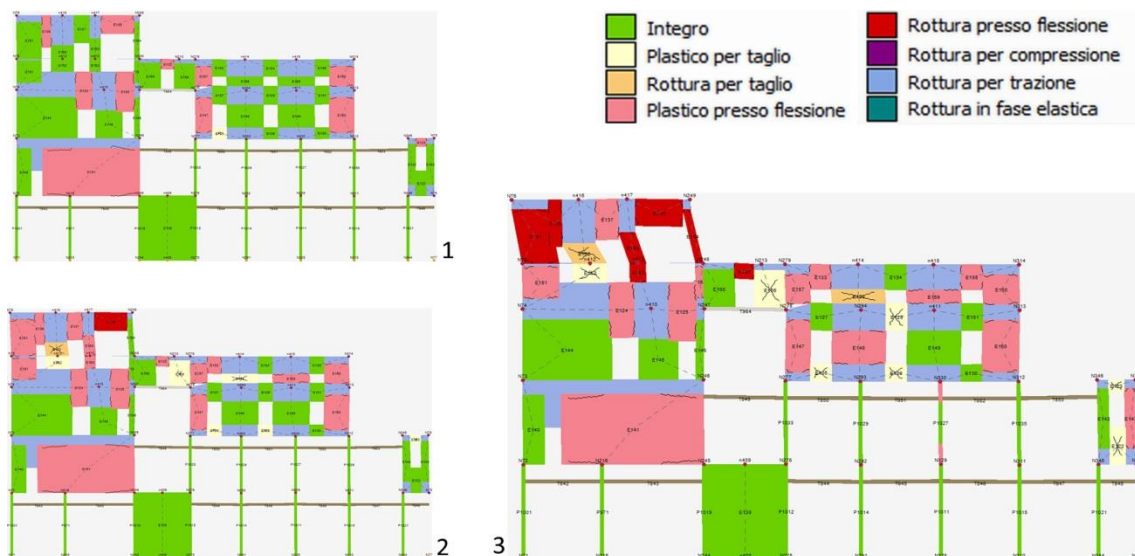


Figura 9.31: danneggiamento progressivo della parete 7 al passo 1 (1), 5 (2) e 17 (3).

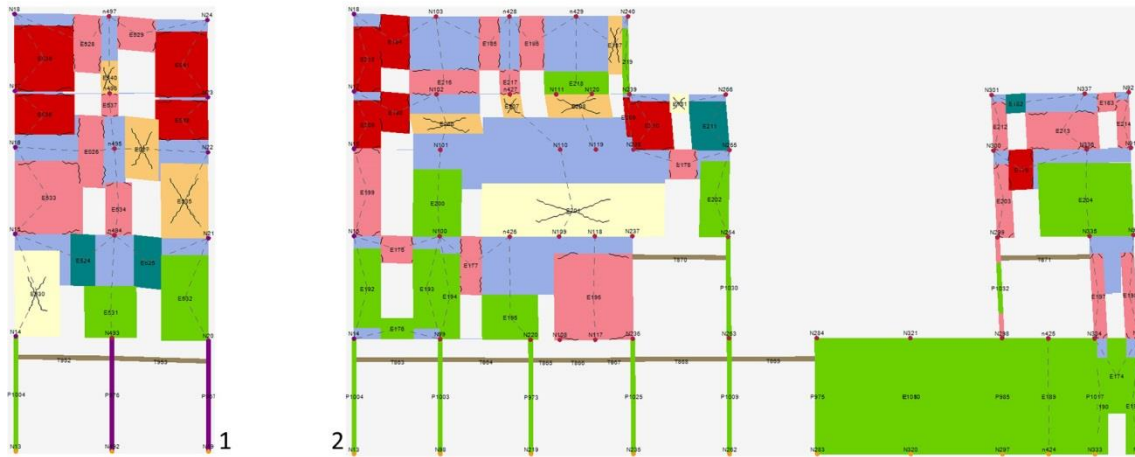


Figura 9.32: danneggiamento delle pareti 25 (1) e 9 (2) all'ultimo step di carico.

L'analisi più gravosa in direzione Y è la numero 24, con una distribuzione di forze proporzionale al primo modo, un'eccentricità $e = -190,3 \text{ cm}$ e verso negativo. La verifica allo Stato Limite di Operatività è soddisfatta con $\alpha_e = 1,733$, mentre la verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita risulta soddisfatta con un indicatore di rischio di collasso α_U pari a 1,104. Ciò significa che la struttura, nella condizione di carico sismico più sfavorevole, è in grado di resistere a un'azione pari al più al 110% di quella prevista da normativa.

Nel dettaglio l'analisi 24 riporta i seguenti risultati:

Tabella 9.95: risultati in dettagli dell'analisi 24.

	TR _c	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _c (TR) [m/s ²]	TR _c			TR=cost	
						F ₀ (TR)	T _c * (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _c [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	1444	949	1,552	1,03	1,13	2,64	0,36	1,092	1,14	1,104
SLD	365	101	3,614	0,47	0,71	2,64	0,33	1,506	0,81	1,733
SLO	197	60	3,283	0,38	0,57	2,59	0,32	1,486	0,66	1,722

I parametri di analisi corrispondenti sono:

Periodo del sistema equivalente: $T^* = 0,500 \text{ s}$

Massa del sistema equivalente: $m^* = 4.357.241,33 \text{ kg}$

Massa totale: $w = 11.341.529,48 \text{ kg}$

Fattore di partecipazione modale: $\Gamma = 1,52$

Forza di plasticizzazione del sistema equivalente: $F^*_y = 649.155 \text{ daN}$

Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente: $d^*_y = 0,94 \text{ cm}$

Spostamento ultimo del sistema equivalente: $d^*_u = 4,06 \text{ cm}$

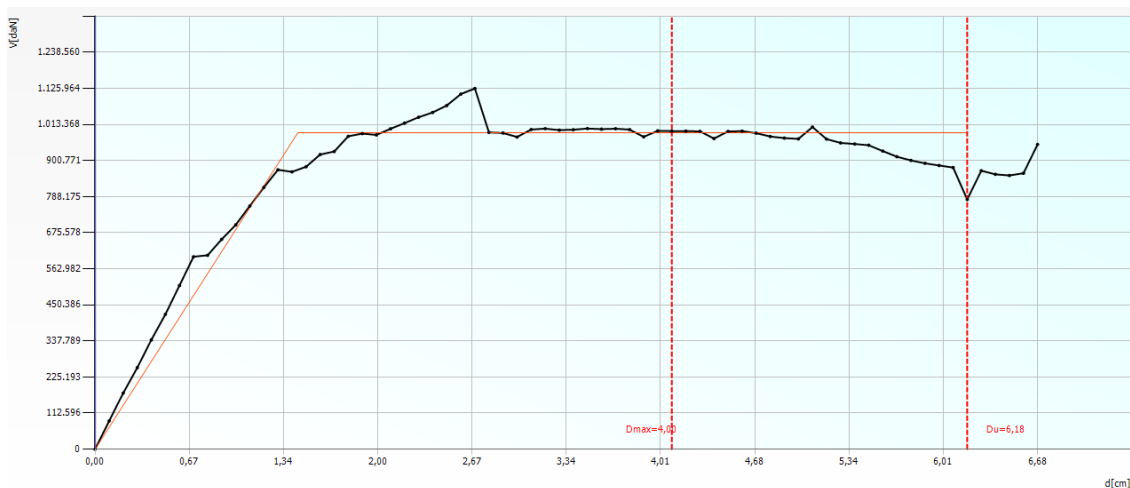


Figura 9.33: Curva di capacità dell'analisi 24, modello di Palazzo Moroni vincolato con vincoli rigidi. Lo spostamento ultimo è stato riportato in corrispondenza dell'abbattimento del 20% del taglio.

Al raggiungimento dello step ultimo di carico, la parete che presenta la percentuale maggiore di danneggiamento è la numero 14, disposta in direzione Y, con il 71,37% della muratura rotta per pressoflessione e taglio. A seguire si ha la parete 24, che presenta delle rotture a taglio nei maschi murari del terzo livello. Nella parete 16, all'ultimo step di carico, si raggiunge la rottura a taglio dei maschi murari del terzo livello, che va a sommarsi alle medesime lacerazioni già presenti al livello inferiore fin dal passo 28. La parete 25 entra in crisi a partire dal passo 24 a causa della rottura a taglio e pressoflessione dei pannelli all'ultimo livello. Lo stato di danneggiamento all'ultimo passo è rilevante.

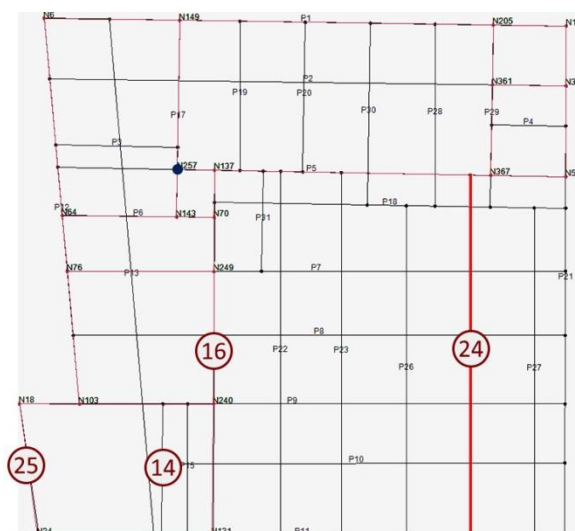


Figura 9.34: posizionamento delle pareti in pianta e del nodo di controllo.

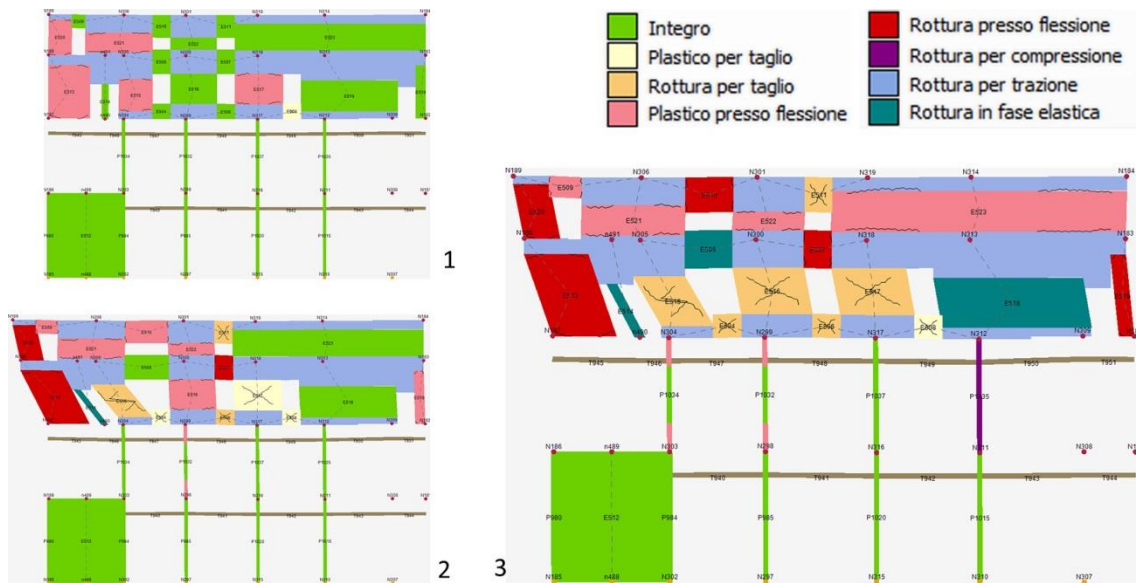


Figura 9.35: danneggiamento progressivo della parete 24 al passo 1 (1), 24 (2) e 63 (3).

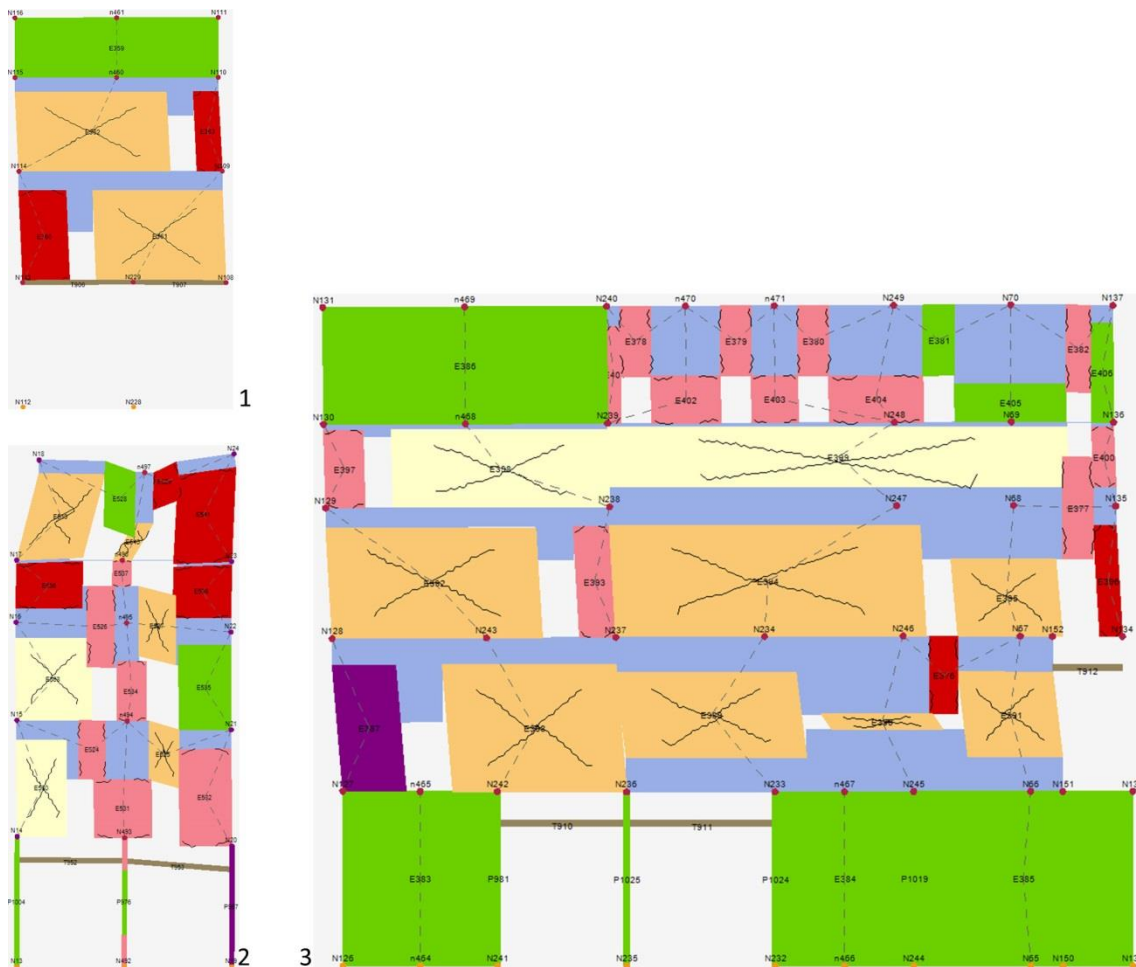


Figura 9.36: danneggiamento delle pareti 14 (1), 25 (2) e 16 (3) all'ultimo step di carico.

9.5.3.3 Modello U.S.1 con vincoli elastici

Nel terzo modello della U.S.2 le condizioni al contorno sono dettate da vincoli cedevoli con legge elastica, in modo tale da considerare gli effetti dell'aggregazione con le altre unità strutturali. I vincoli sono stati posti in X o in Y dei nodi in contiguità con l'Ala Moschini, il Volto della Corda e lo scalone monumentale. Nello svolgimento delle analisi non è stato possibile scegliere sempre lo stesso nodo di controllo.

Tabella 9.96: nodi di controllo adottati per le analisi.

N.	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Nodo
1	+X	Masse	0,0	70
2	+X	1° modo	0,0	64
3	-X	Masse	0,0	70
4	-X	1° modo	0,0	137
5	+Y	Masse	0,0	70
6	+Y	1° modo	0,0	70
7	-Y	Masse	0,0	70
8	-Y	1° modo	0,0	70
9	+X	Masse	59,1	70
10	+X	Masse	-59,1	-
11	+X	1° modo	59,1	70
12	+X	1° modo	-59,1	70
13	-X	Masse	59,1	70
14	-X	Masse	-59,1	70
15	-X	1° modo	59,1	103
16	-X	1° modo	-59,1	70
17	+Y	Masse	152,3	257
18	+Y	Masse	-152,3	361
19	+Y	1° modo	152,3	70
20	+Y	1° modo	-152,3	70
21	-Y	Masse	152,3	70
22	-Y	Masse	-152,3	700
23	-Y	1° modo	152,3	137
24	-Y	1° modo	-152,3	143

Dalle analisi emerge che la quasi totalità delle verifiche allo Stato Limite di salvaguardia della Vita non è soddisfatta. In particolare, le analisi in direzione X, con $\alpha_{Ux Medio} = 0,858$, risultano più gravose rispetto a quelle in direzione Y, per le quali si ha $\alpha_{Uy Medio} = 0,882$. Le analisi agli stati limite di esercizio (SLO e SLD), invece, sono tutte soddisfatte.

Tabella 9.97: risultati delle 24 analisi condotte sul modello di Palazzo Moroni con vincoli elastici.

N.	Dir. sisma	Car. sismico	Ecc. [cm]	D _{Max} [cm]	SLU			SLE			SLO			Alfa u	Alfa e
					D _u [cm]	q* SLU	Ver.	D _{Max} [cm]	D _d [cm]	Ver.	D _{Max} [cm]	D _o [cm]	Ver.		
1	+X	MA	0,0	2,98	2,22	2,265	NO	1,20	1,61	SI	0,94	1,61	SI	0,758	1,345
2	+X	1° M	0,0	3,79	2,21	2,559	NO	1,45	2,11	SI	1,13	2,11	SI	0,585	1,458
3	-X	MA	0,0	3,26	3,18	2,029	NO	1,29	3,18	SI	1,01	3,18	SI	0,974	2,461
4	-X	1° M	0,0	3,87	2,78	2,019	NO	1,48	2,48	SI	1,16	2,39	SI	0,719	1,678
5	+Y	MA	0,0	4,05	3,92	2,177	NO	1,55	2,41	SI	1,21	1,61	SI	0,967	1,555
6	+Y	1° M	0,0	4,24	7,03	3,097	NO	1,62	2,91	SI	1,27	1,91	SI	0,969	1,795
7	-Y	MA	0,0	3,67	3,48	2,511	NO	1,42	2,39	SI	1,12	1,69	SI	0,950	1,957
8	-Y	1° M	0,0	4,13	3,19	3,278	NO	1,58	2,59	SI	1,24	1,79	SI	0,771	1,636
9	+X	MA	179,8	3,07	2,82	2,229	NO	1,23	2,42	SI	0,97	2,42	SI	0,922	2,300
10	+X	MA	-179,8	4,23	3,18	2,739	NO	1,62	3,05	SI	1,27	3,05	SI	0,752	1,882
11	+X	1° M	179,8	3,89	4,03	2,033	SI	1,49	3,43	SI	1,17	2,42	SI	1,036	2,300
12	+X	1° M	-179,8	3,80	3,73	2,307	NO	1,45	2,62	SI	1,14	2,62	SI	0,982	1,803
13	-X	MA	179,8	3,33	3,27	2,069	NO	1,31	3,27	SI	1,02	3,27	SI	0,984	2,506
14	-X	MA	-179,8	3,15	2,18	2,036	NO	1,26	1,98	SI	0,98	1,98	SI	0,707	1,577
15	-X	1° M	179,8	2,76	2,67	2,106	NO	1,06	2,18	SI	0,83	1,19	SI	0,970	2,047
16	-X	1° M	-179,8	3,08	2,48	2,105	NO	1,18	1,98	SI	0,92	1,98	SI	0,804	1,679
17	+Y	MA	190,3	3,67	3,11	2,350	NO	1,42	2,21	SI	1,12	1,41	SI	0,851	1,551
18	+Y	MA	-190,3	4,85	3,81	1,966	NO	1,86	2,81	SI	1,45	1,81	SI	0,786	1,513
19	+Y	1° M	190,3	3,90	3,89	2,925	NO	1,49	3,89	SI	1,17	1,50	SI	0,997	2,605
20	+Y	1° M	-190,3	4,23	7,53	3,223	NO	1,62	3,01	SI	1,27	2,01	SI	0,931	1,860
21	-Y	MA	190,3	3,56	2,99	2,332	NO	1,40	2,19	SI	1,09	1,49	SI	0,842	1,570
22	-Y	MA	-190,3	3,82	3,68	2,587	NO	1,46	2,69	SI	1,15	1,79	SI	0,965	1,835
23	-Y	1° M	190,3	4,22	3,19	2,704	NO	1,62	2,69	SI	1,27	1,70	SI	0,756	1,666
24	-Y	1° M	-190,3	5,05	4,09	3,335	NO	1,93	3,89	SI	1,51	2,99	SI	0,810	2,014

L'analisi più gravosa in direzione X è la numero 2, con una distribuzione di forze proporzionale al primo modo, eccentricità nulla e verso positivo. La verifica allo Stato Limite di Operatività è soddisfatta con $\alpha_e = 1,458$, mentre la verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita non risulta soddisfatta. In particolare, l'indicatore di rischio di collasso α_I vale 0,585. Ciò significa che la struttura, nella condizione di carico sismico più sfavorevole, è in grado di resistere a un'azione pari al più al 58% di quella prevista da normativa.

Nel dettaglio l'analisi 2 riporta i seguenti risultati:

Tabella 9.98: risultati in dettaglio dell'analisi 2.

	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F ₀ (TR)	T _C [*] (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	261	949	0,275	1,03	0,63	2,61	0,33	0,609	0,60	0,585
SLD	243	101	2,406	0,47	0,61	2,61	0,32	1,309	0,68	1,458
SLO	243	60	4,050	0,38	0,61	2,61	0,32	1,595	0,72	1,863

I parametri di analisi corrispondenti sono:

Periodo del sistema equivalente: $T^* = 0,542$ s

Massa del sistema equivalente: $m^* = 6.479.980,85$ kg

Massa totale: $w = 11.333.826,22$ kg

Fattore di partecipazione modale: $\Gamma = 1,31$

Forza di plasticizzazione del sistema equivalente: $F^*_y = 1.015.228$ daN

Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente: $d^*_y = 1,16$ cm

Spostamento ultimo del sistema equivalente: $d^*_u = 1,69$ cm

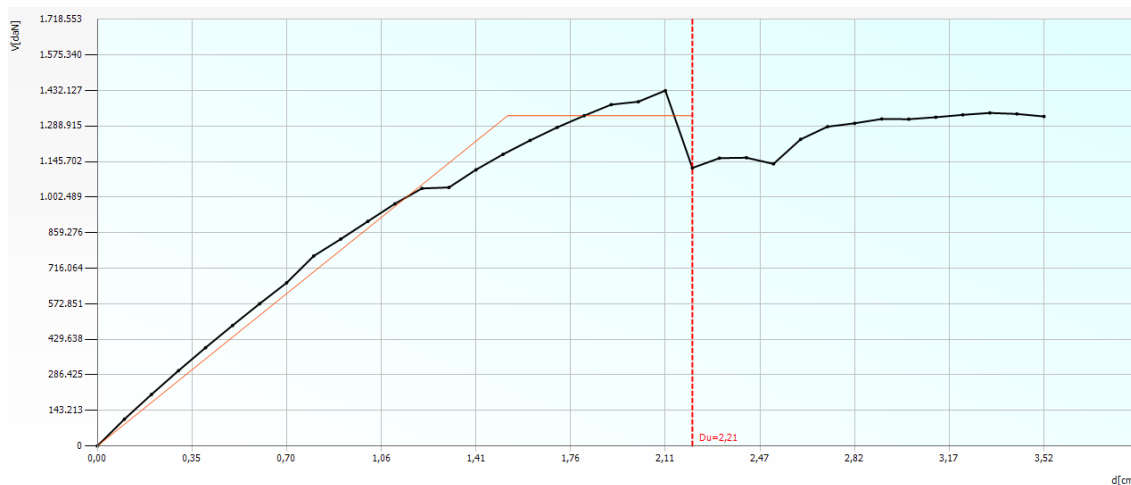


Figura 9.37: Curva di capacità dell'analisi 2, modello di Palazzo Moroni vincolato con vincoli elastici. Lo spostamento ultimo è stato riportato in corrispondenza dell'abbattimento del 20% del taglio.

Al decadimento del 20% del taglio in fondazione la parete che risulta essere più danneggiata è la numero 11, posta in direzione X, con il 19,42% di muratura in fase di rottura e il 100% dei pilastri in crisi a taglio. Sempre in direzione X, le pareti ad essere maggiormente investite dall'azione sismica sono la 9, con il 18,51% di muratura a rottura, la 10 e la 7. Non si registrano gravi danni nelle compagini murarie poste in direzione Y.

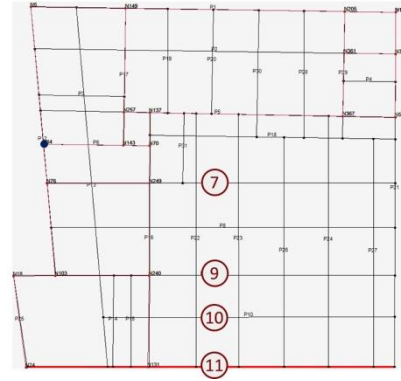


Figura 9.38: posizionamento delle pareti in pianta e del nodo di controllo.

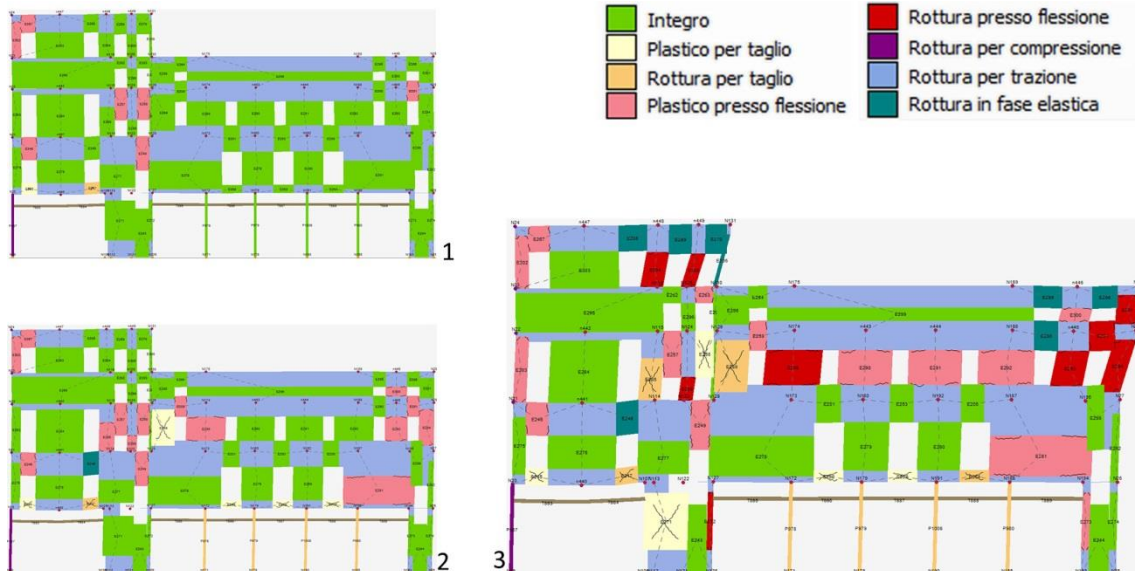


Figura 9.39: danneggiamento progressivo della parete 11 al passo 1 (1), 14 (2) e 23 (3).



Figura 9.40: danneggiamento delle pareti 9 (1) e 7 (2) all'ultimo step di carico.

L'analisi più gravosa in direzione Y è la numero 23, con una distribuzione di forze proporzionale al primo modo, un'eccentricità $e = +190,3 \text{ cm}$ e verso negativo. La verifica allo Stato Limite di Operatività è soddisfatta con $\alpha_e = 1,666$, mentre la verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita non risulta soddisfatta. In particolare l'indicatore di rischio di collasso α_U è pari a 0,756. Ciò significa che la struttura, nella condizione di carico sismico più sfavorevole, è in grado di resistere a un'azione pari al più al 75% di quella prevista da normativa.

Nel dettaglio l'analisi 23 riporta i seguenti risultati:

Tabella 9.99: risultati in dettaglio dell'analisi 23.

	TR _c	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _c (TR) [m/s ²]	TR _c			TR=cost	
						F ₀ (TR)	T _c * (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _c [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	491	949	0,517	1,03	0,78	2,66	0,34	0,756	0,78	0,756
SLD	329	101	3,257	0,47	0,68	2,63	0,33	1,454	0,78	1,666
SLO	116	60	1,933	0,38	0,48	2,50	0,30	1,251	0,52	1,340

I parametri di analisi corrispondenti sono:

Periodo del sistema equivalente: $T^* = 0,560 \text{ s}$

Massa del sistema equivalente: $m^* = 5.694.056,47 \text{ kg}$

Massa totale: $w = 11.333.826,22 \text{ kg}$

Fattore di partecipazione modale: $\Gamma = 1,41$

Forza di plasticizzazione del sistema equivalente: $F^*_y = 786.917 \text{ daN}$

Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente: $d^*_y = 1,11 \text{ cm}$

Spostamento ultimo del sistema equivalente: $d^*_u = 2,27 \text{ cm}$

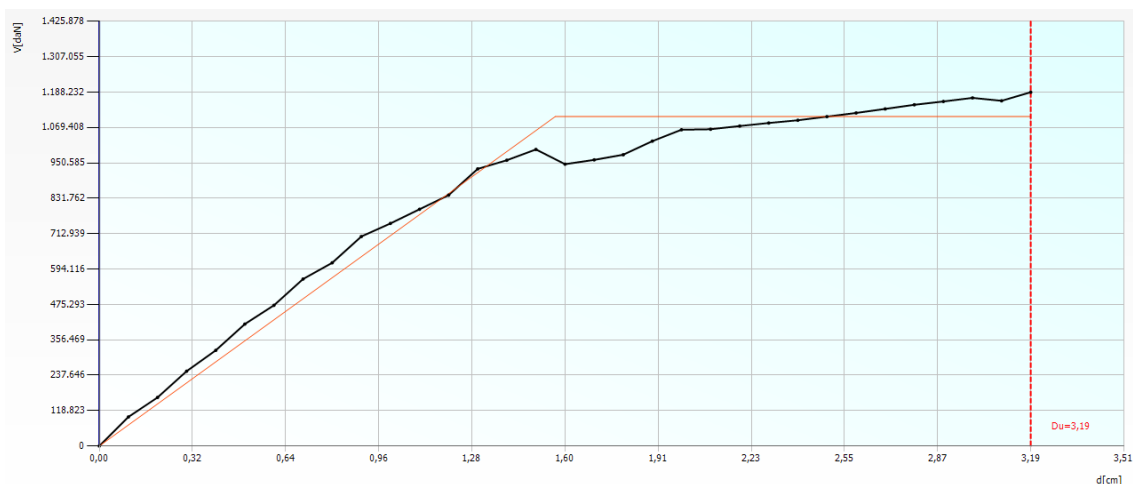


Figura 9.41: Curva di capacità dell'analisi 23, modello di Palazzo Moroni vincolato con vincoli elastici.

All'ultimo step di carico la parete che subisce maggiormente il carico sismico è la numero 24, disposta in direzione Y, con il 17,40% dei setti a rottura. Seguono le pareti 12 e 16, rispettivamente con l'11% e l'8,25%. In direzione X, gli effetti si concentrano agli ultimi livelli della parete 8.

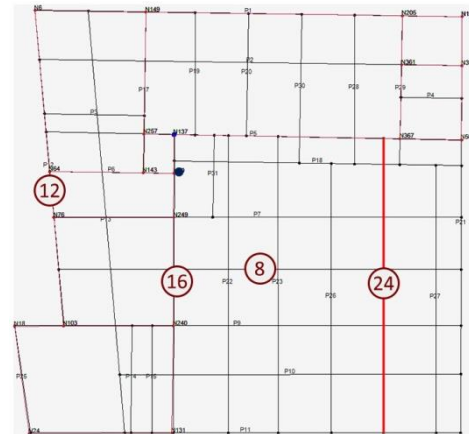


Figura 9.42: posizionamento delle pareti in pianta e del nodo di controllo.

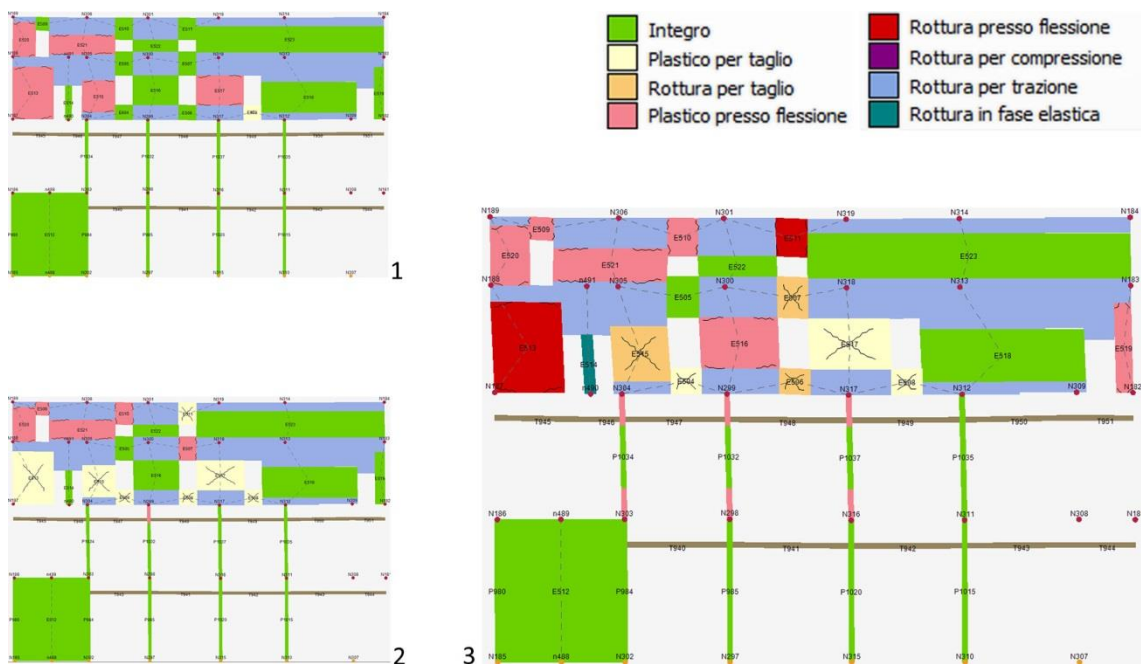


Figura 9.43: danneggiamento progressivo della parete 24 al passo 1 (1), 19 (2) e 34 (3).

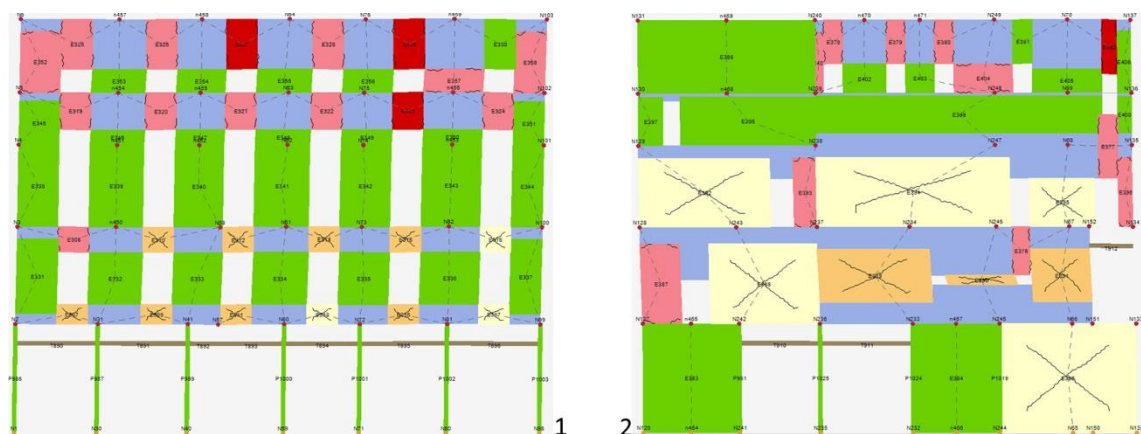


Figura 9.44: danneggiamento delle pareti 12 (1) e 16 (2) all'ultimo step di carico.

9.5.4 Verifiche sull'Ala Moschini (U.S.2)

Anche per quanto riguarda la modellazione dell'Ala Moschini si sono assunte alcune semplificazioni:

- Il modello è stato vincolato alla base senza effettuare la modellazione delle fondazioni;
- Gli archi che reggono le volte a crociera del primo livello e che si impostano su pilastri sono stati modellati con un sistema di travi e pilastri;
- Gran parte della geometria mancante del piano terra è stata ipotizzata, prolungando fino a terra i muri portanti provenienti dai livelli superiori;
- Le coperture non sono state modellate e sono state sostituite da solai piani di tipo ligneo o in laterocemento;
- Al primo livello è stato inserito un ulteriore solaio ad una quota di 3,8m a simulare il piano ammezzato;
- I muri in falso sono stati supportati da travi, così come in parte rilevato in sito.

Le volte sono state inserite attraverso il comando dedicato, definendone tipologia e caratteristiche geometriche. Le volte del porticato esterno sono state modellate come volte a crociera bidirezionali, con spessore medio in chiave 52 cm, freccia 206 cm, spessore medio strutturale 24 cm e peso specifico del riempimento 15 kN/m³. Le volte al primo livello degli ambienti interni sono state modellate come volte a botte unidirezionali.

I solai, i controsoffitti e le coperture, con riferimento alle tavole del rilievo strutturale, sono stati definiti come segue:

Tabella 9.100 eseguente: parametri necessari per la modellazione degli orizzontamenti nel software.

IDENTIFICATIVO	TIPOLOGIA SOLAIO 3MURI	G _k [DaN/m ²]
O.2B	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice	214
O.2D	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice	146

IDENTIFICATIVO	TIPOLOGIA SOLAIO 3MURI	G _k [DaN/m ²]
C.1C	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice	157
C.3	Impalcato rigido	678

I carichi accidentali Q_k sono stati definiti per ogni solaio, concordemente a quanto già riportato al paragrafo 9.3.2, con i coefficienti di combinazione relativi alla combinazione sismica.

Per tener conto del carico dovuto alle partizioni non strutturali, si riporta nei solai interessati un valore di $G_{k\text{agg}}$ pari a 200 DaN/m^2 .

Si sono aggiunti successivamente dei carichi lineari per simulare le azioni statiche provenienti dalle unità strutturali in adiacenza.

Tabella 9.101: valutazione dei carichi provenienti dalle altre unità strutturali.

LIVELLO	TIPOLOGIA	G_k [DaN/m]	Q_k [DaN/m]	ψ_{02}
1	lineare	8248	2537	0,6
2	lineare	3806	951	0,3
3	lineare	2959	951	0,3

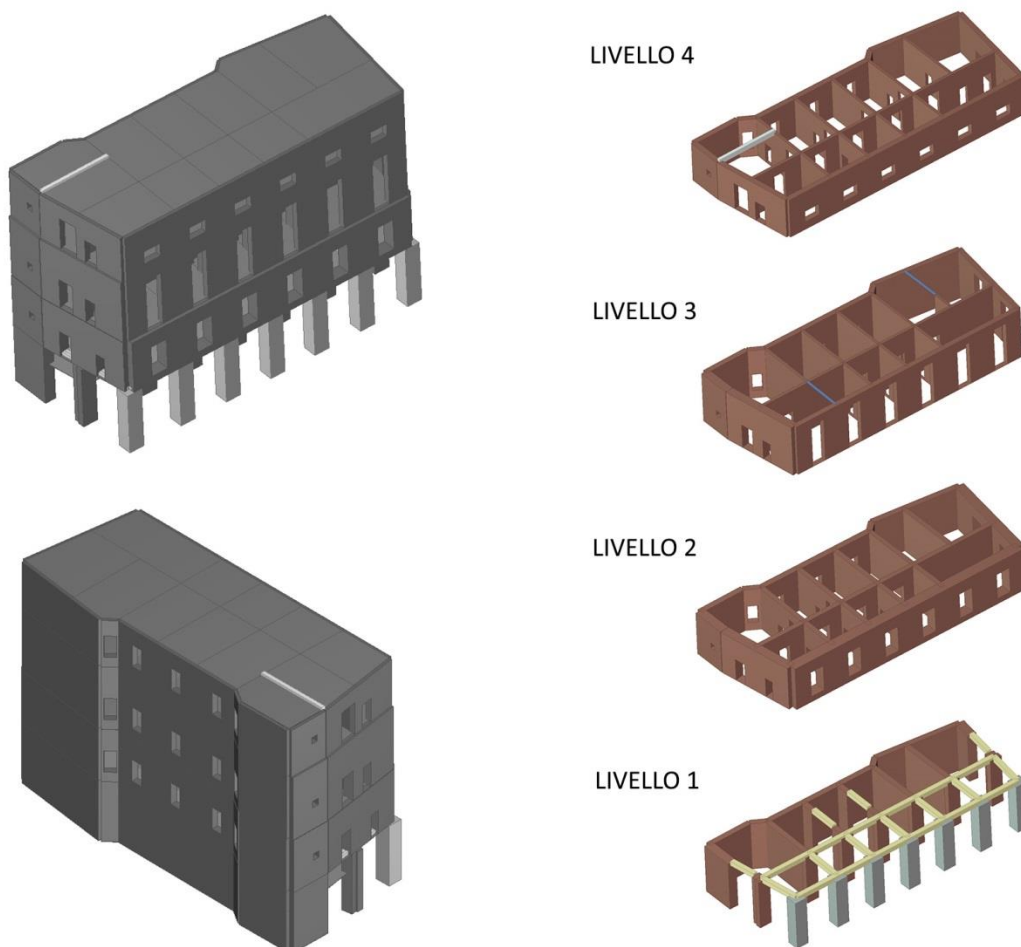


Figura 9.45: Assonometrie ed esploso del modello 3MURI dell'U.S.2, Ala Moschini.

Uno studio delle unità strutturali contigue all'Ala Moschini ha portato all'individuazione dei vincoli che costituiscono le opportune condizioni al contorno nei modelli vincolati. Il posizionamento dei vincoli, sia nel modello vincolato con vincoli cedevoli che in quello vincolato con vincoli rigidi, è riportato nella Figura 9.46.

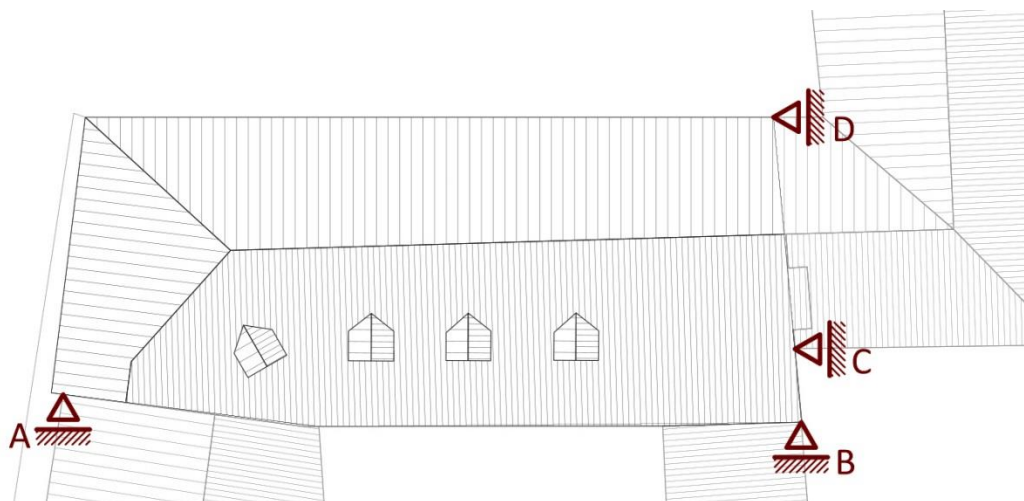


Figura 9.46: Posizionamento dei vincoli rigidi ed elastici nei modelli di Palazzo Moroni.

I valori delle rigidezze nel modello con vincoli cedevoli secondo legge elastica sono stati valutati come segue:

Tabella 9.102: valori delle rigidezze da riportarsi nel modello con vincoli elastici. Le rigidezze eccessive (*) saranno ridotte di due ordini di grandezza invece che uno.**

VINCOLO	LIVELLO	L [m]	s [m]	A [m ²]	J [m ⁴]	h [m]	K [N/m]
A	1	38,00	0,40	15,20	1829,07	5,62	1.100.189.545,60**
	2	38,00	0,40	15,20	1829,07	10,52	554.783.988,42
	3	38,00	0,40	15,20	1829,07	16,36	321.011.493,30
	4	38,00	0,40	15,20	1829,07	20,71	229.927.827,57
B	1	40,00	0,40	16,00	2133,33	5,62	1.160.779.533,53**
	2	40,00	0,40	16,00	2133,33	10,52	588.485.811,37
	3	40,00	0,40	16,00	2133,33	16,36	343.628.497,33
	4	40,00	0,40	16,00	2133,33	20,71	248.029.945,23
C	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
	2	36,00	0,60	21,60	2332,80	4,90	1.799.688.634,12**
	3	36,00	0,60	21,60	2332,80	10,74	762.576.163,67
	4	36,00	0,60	21,60	2332,80	15,09	499.004.348,35
D	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
	2	14,00	0,60	8,40	137,20	4,90	628.711.142,16
	3	14,00	0,60	8,40	137,20	10,74	197.040.296,20
	4	14,00	0,60	8,40	137,20	15,09	101.246.455,89

9.5.4.1 Modello U.S.2 senza vincoli

Il primo modello considera la struttura isolata, vincolata solo alla base con vincoli rigidi al fine di riprodurre le fondazioni. Nello svolgimento delle analisi non è stato possibile scegliere sempre lo stesso nodo di controllo.

Tabella 9.103: punti di controllo assunti nelle analisi del modello di Ala Moschini senza vincoli.

N.	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Nodo
1	+X	Masse	0,0	68
2	+X	1° modo	0,0	79
3	-X	Masse	0,0	68
4	-X	1° modo	0,0	68
5	+Y	Masse	0,0	43
6	+Y	1° modo	0,0	68
7	-Y	Masse	0,0	48
8	-Y	1° modo	0,0	85
9	+X	Masse	59,1	68
10	+X	Masse	-59,1	68
11	+X	1° modo	59,1	79
12	+X	1° modo	-59,1	68
13	-X	Masse	59,1	68
14	-X	Masse	-59,1	68
15	-X	1° modo	59,1	68
16	-X	1° modo	-59,1	68
17	+Y	Masse	152,3	48
18	+Y	Masse	-152,3	48
19	+Y	1° modo	152,3	43
20	+Y	1° modo	-152,3	85
21	-Y	Masse	152,3	43
22	-Y	Masse	-152,3	78
23	-Y	1° modo	152,3	43
24	-Y	1° modo	-152,3	78

Dalle analisi emerge che gran parte delle verifiche allo Stato Limite di salvaguardia della Vita non è soddisfatta. In particolare, le analisi in direzione X, con $\alpha_{Ux Medio} = 0,69$, risultano più gravose rispetto a quelle in direzione Y, per le quali si ha $\alpha_{Uy Medio} = 0,804$. Le analisi agli stati limite di esercizio (SLO e SLD) sono generalmente verificate, all'infuori dell'analisi 21 e 23, entrambe in direzione Y.

Tabella 9.104: risultati delle 24 analisi condotte sul modello senza vincoli dell'Ala Moschini.

N.	Dir. sisma	Car. sismico	Ecc. [cm]	D _{Max} [cm]	SLU			SLE			SLO			Alfa u	Alfa e
					D _u [cm]	q* SLU	Ver.	D _{Max} [cm]	D _d [cm]	Ver.	D _{Max} [cm]	D _o [cm]	Ver.		
1	+X	MA	0,0	3,61	2,14	1,97	NO	1,38	2,22	SI	1,08	2,22	SI	0,59	1,61
2	+X	1° M	0,0	5,39	3,58	1,87	NO	2,06	3,42	SI	1,62	2,70	SI	0,66	1,66
3	-X	MA	0,0	3,57	2,26	1,88	NO	1,37	2,26	SI	1,07	2,18	SI	0,63	1,65
4	-X	1° M	0,0	3,98	2,66	2,03	NO	1,52	2,34	SI	1,19	2,18	SI	0,67	1,54
5	+Y	MA	0,0	5,49	6,59	1,93	SI	2,10	4,05	SI	1,64	3,02	SI	1,20	1,93
6	+Y	1° M	0,0	6,68	6,27	2,96	NO	2,56	4,99	SI	2,00	3,46	SI	0,94	1,95
7	-Y	MA	0,0	3,93	2,25	2,66	NO	1,51	1,85	SI	1,18	1,53	SI	0,57	1,23
8	-Y	1° M	0,0	4,39	2,41	3,34	NO	1,68	1,77	SI	1,32	1,37	SI	0,55	1,05
9	+X	MA	59,1	3,53	2,78	2,03	NO	1,35	2,30	SI	1,06	2,30	SI	0,79	1,70
10	+X	MA	-59,1	3,65	2,62	2,02	NO	1,40	2,62	SI	1,09	2,62	SI	0,72	1,88
11	+X	1° M	59,1	5,18	3,02	1,98	NO	1,98	8,35	SI	1,55	8,35	SI	0,58	3,95
12	+X	1° M	-59,1	4,36	2,62	2,09	NO	1,67	2,22	SI	1,31	2,14	SI	0,60	1,33
13	-X	MA	59,1	3,48	2,58	2,15	NO	1,33	1,69	SI	1,04	1,61	SI	0,74	1,27
14	-X	MA	-59,1	3,69	2,50	1,88	NO	1,41	2,10	SI	1,11	2,10	SI	0,68	1,49
15	-X	1° M	59,1	3,94	3,79	1,91	NO	1,51	1,94	SI	1,18	1,37	SI	0,96	1,28
16	-X	1° M	-59,1	4,13	2,99	1,84	NO	1,58	2,90	SI	1,24	2,74	SI	0,72	1,83
17	+Y	MA	152,3	5,27	6,77	2,14	SI	2,02	3,03	SI	1,58	2,31	SI	1,28	1,50
18	+Y	MA	-152,3	5,06	5,41	2,01	SI	1,94	4,54	SI	1,52	4,54	SI	1,07	2,34
19	+Y	1° M	152,3	6,31	5,80	2,62	NO	2,42	3,18	SI	1,89	2,54	SI	0,92	1,31
20	+Y	1° M	-152,3	5,17	3,98	3,45	NO	1,98	3,82	SI	1,55	3,82	SI	0,77	1,93
21	-Y	MA	152,3	3,90	1,77	3,01	NO	1,49	1,45	NO	1,17	1,29	SI	0,45	0,97
22	-Y	MA	-152,3	4,22	4,31	2,57	SI	1,61	3,99	SI	1,26	3,67	SI	1,02	2,47
23	-Y	1° M	152,3	4,38	1,77	3,68	NO	1,68	1,37	NO	1,31	1,21	NO	0,40	0,82
24	-Y	1° M	-152,3	4,62	2,23	3,24	NO	1,77	2,15	SI	1,38	2,15	SI	0,48	1,22

L'analisi più gravosa in direzione X è la numero 11, con una distribuzione di forze proporzionale al primo modo, un'eccentricità $e = +59,1 \text{ cm}$ e verso positivo. Le verifiche non sono soddisfatte né allo Stato Limite Ultimo, né allo Stato Limite di Esercizio. In particolare, l'indicatore di rischio di collasso α_U vale 0,58. Ciò significa che la struttura, nella condizione di carico sismico più sfavorevole, è in grado di resistere a un'azione pari al più al 58% di quella prevista da normativa.

Nel dettaglio l'analisi 11 riporta i seguenti risultati:

Tabella 9.105: risultati in dettaglio dell'analisi 11.

	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F ₀ (TR)	T _C *(TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	259	949	0,273	1,03	0,63	2,61	0,33	0,607	0,60	0,583
SLD	>2475	101	>24,505	0,47	1,36	2,61	0,37	2,891	1,85	3,951
SLO	>2475	60	>41,250	0,38	1,36	2,61	0,37	3,521	1,94	5,047

I parametri di analisi corrispondenti sono:

Periodo del sistema equivalente:	T* = 0,921 s
Massa del sistema equivalente:	m* = 2.946.510,80 kg
Massa totale:	w = 3.903.255,42 kg
Fattore di partecipazione modale:	$\Gamma = 1,03$
Forza di plasticizzazione del sistema equivalente:	F* _y = 403.738 daN
Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente:	d* _y = 2,95 cm
Spostamento ultimo del sistema equivalente:	d* _u = 10,31 cm

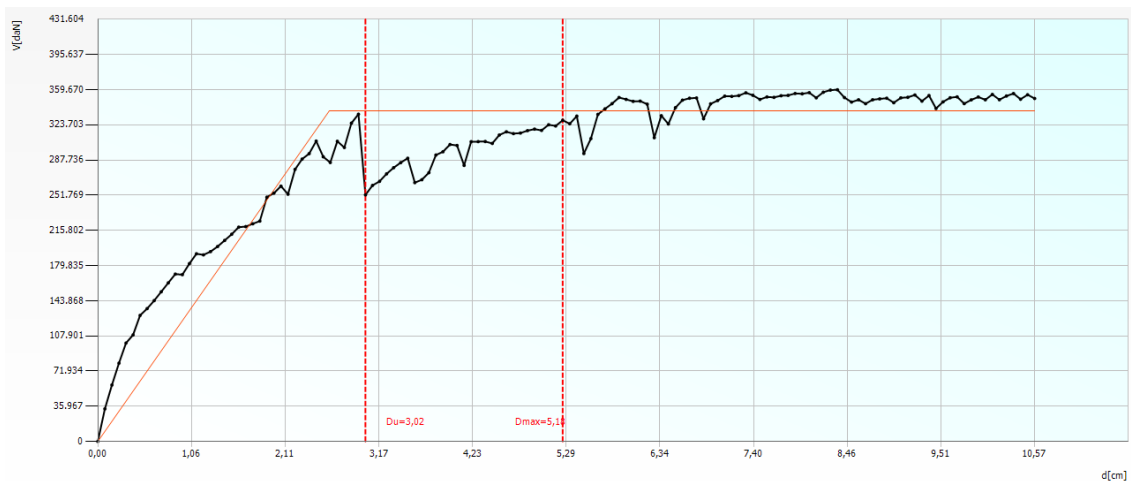


Figura 9.47: Curva di capacità dell'analisi 11, modello dell'Ala Moschini senza vincoli. Lo spostamento ultimo è stato limitato in corrispondenza di un abbassamento del valore di taglio del 20%.

Al trentanovesimo passo i pannelli murari del secondo livello nella parete 10 entrano in crisi a taglio, comportando una brusca diminuzione delle forze orizzontali ammissibili dalla struttura. Per questo motivo lo spostamento ultimo è stato limitato a 3,02 cm. La parete che presenta la percentuale maggiore di danneggiamento è proprio la numero 10, disposta in dire-

zione X, con il 41,26% della muratura a rottura. A seguire si ha la parete 4, dove le fasce di piano sono a rottura e non svolgono più funzione di accoppiamento con i maschi murari. In direzione Y la parete che subisce maggiormente l'effetto del carico sismico è la numero 1, dove si assiste alla rottura delle fasce di piano degli ultimi livelli con plasticizzazione dei maschi murari. Plasticizzazioni si hanno anche nella parete 2.

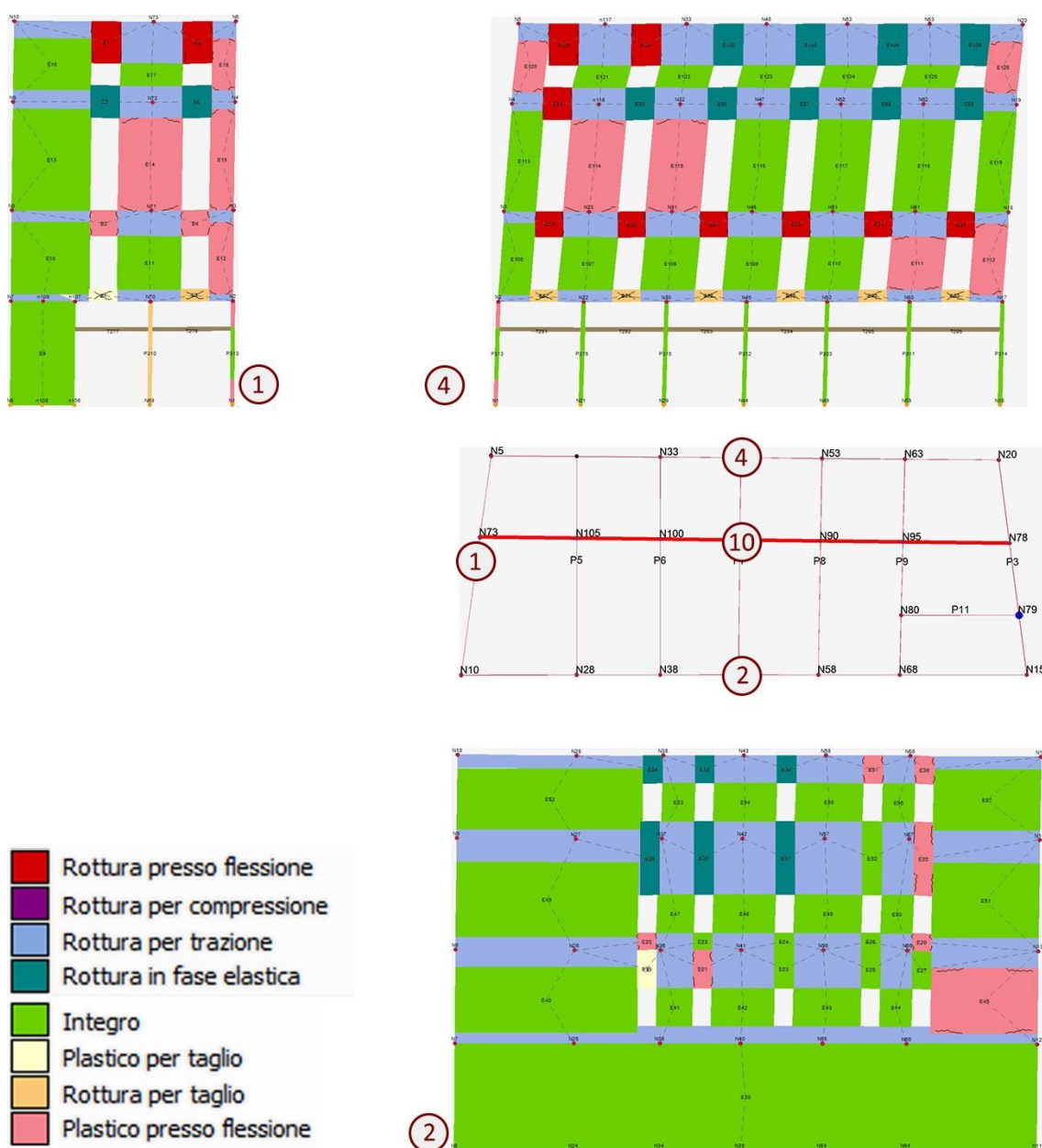


Figura 9.48: in pianta è rappresentato il posizionamento delle pareti e del punto di controllo per il quale è stata effettuata l'analisi. Sono poi riportati i grafici di danneggiamento all'ultimo passo delle pareti 1 in direzione Y, 2 e 4 in direzione X.

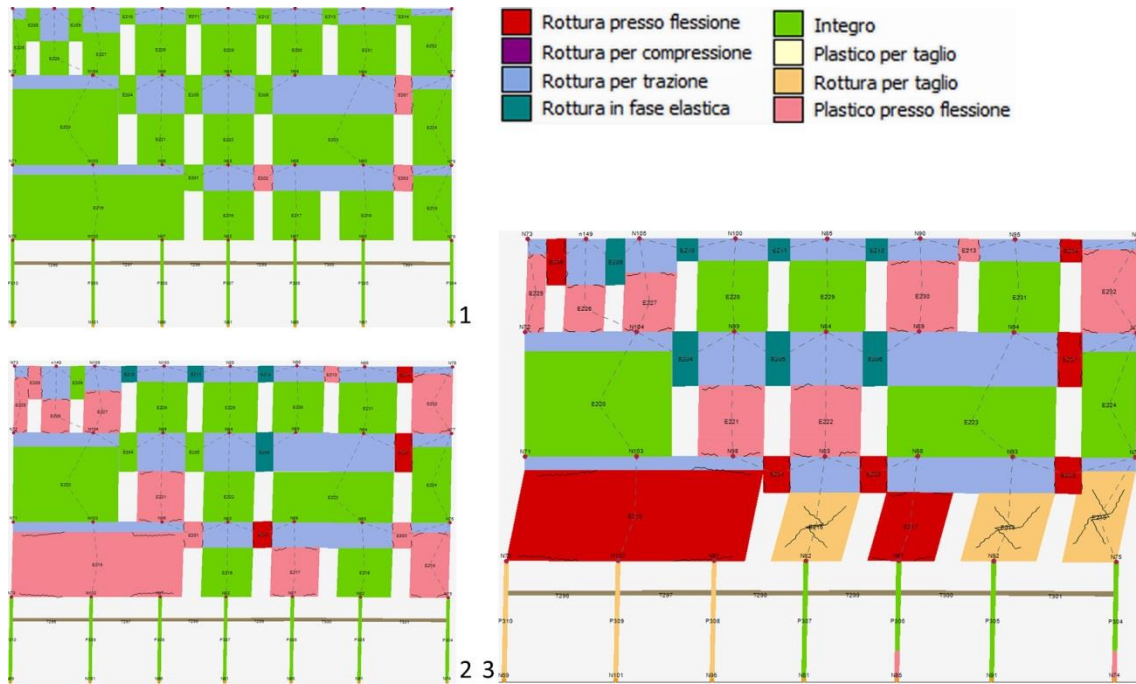


Figura 9.49: danneggiamento progressivo della parete 10 in direzione X al passo 1 (1), al passo 28 (2) e al passo 39 (3), quando la parete crolla per rottura a taglio dei maschi murari al secondo livello.

L’analisi più gravosa in direzione Y è la numero 23, con una distribuzione di forze proporzionale al primo modo, un’eccentricità $e = +152,3\text{ cm}$ e verso negativo. La verifica allo Stato Limite di Operatività è soddisfatta con $\alpha_e = 3,95$, mentre la verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita non risulta soddisfatta. In particolare, l’indicatore di rischio di collasso α_U vale 0,40. Ciò significa che la struttura, nella condizione di carico sismico più sfavorevole, è in grado di resistere a un’azione pari al più al 40% di quella prevista da normativa.

Nel dettaglio l’analisi 23 riporta i seguenti risultati:

Tabella 9.106: risultati in dettaglio dell’analisi 23.

	TR _c	TR _d	α_{TR}	PGA _d [m/s ²]	PGA _c (TR) [m/s ²]	TR _c			TR=cost	
						F ₀ (TR)	T _c * (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _c [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	117	949	0,123	1,03	0,48	2,50	0,30	0,467	0,42	0,404
SLD	68	101	0,673	0,47	0,39	2,54	0,27	0,839	0,38	0,816
SLO	55	60	0,917	0,38	0,37	2,54	0,26	0,953	0,35	0,920

I parametri di analisi corrispondenti sono:

Periodo del sistema equivalente: $T^* = 1,14\text{ s}$

Massa del sistema equivalente: $m^* = 2.326.962,40\text{ kg}$

Massa totale:	$w = 3.903.255,42 \text{ kg}$
Fattore di partecipazione modale:	$\Gamma = 1,14$
Forza di plasticizzazione del sistema equivalente:	$F^*_y = 184.359 \text{ daN}$
Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente:	$d^*_y = 1,05 \text{ cm}$
Spostamento ultimo del sistema equivalente:	$d^*_u = 1,56 \text{ cm}$

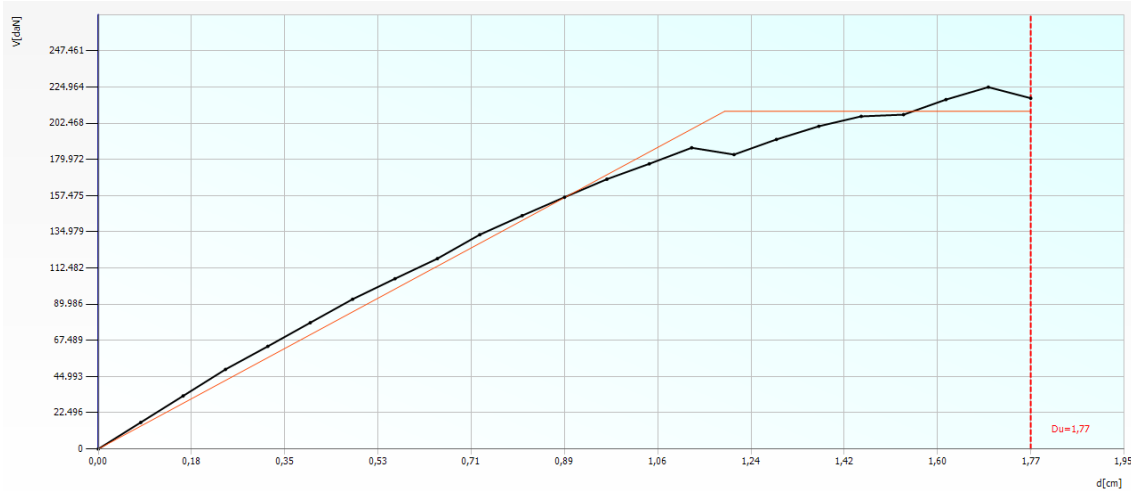


Figura 9.50: Curva di capacità dell'analisi 23, modello dell'Ala Moschini senza vincoli.

All'ultimo passo la parete che presenta la percentuale maggiore di danno è la numero 3, disposta in direzione Y, con il 22,37% della muratura a rottura. La rottura dei maschi per pressoflessione, che avviene tanto nella parete 9 quanto nella 8, è la causa del decadimento della resistenza a taglio complessiva della struttura. L'analisi mette in evidenza anche la vulnerabilità della parete 5, dove le murature degli ultimi livelli, molto ridotte, entrano in crisi per pressoflessione. Praticamente nulli sono gli effetti sulle pareti disposte in X; la più gravosa, la parete 10, presenta danni localizzati in alcune fasce di piano.

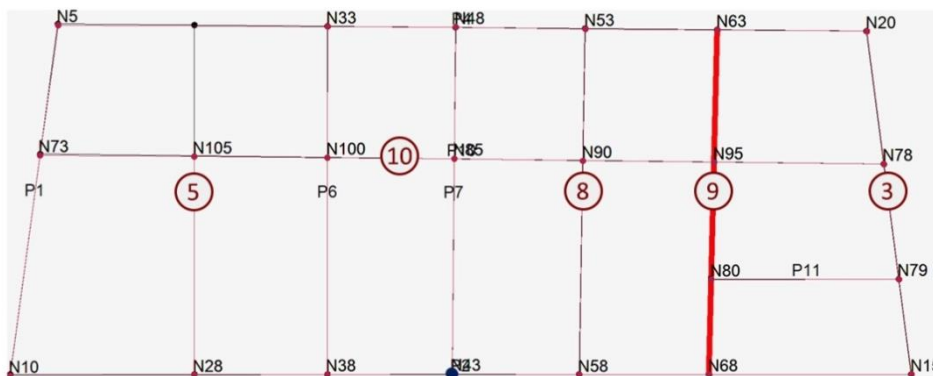


Figura 9.51: Posizionamento delle pareti in pianta e del nodo di controllo.

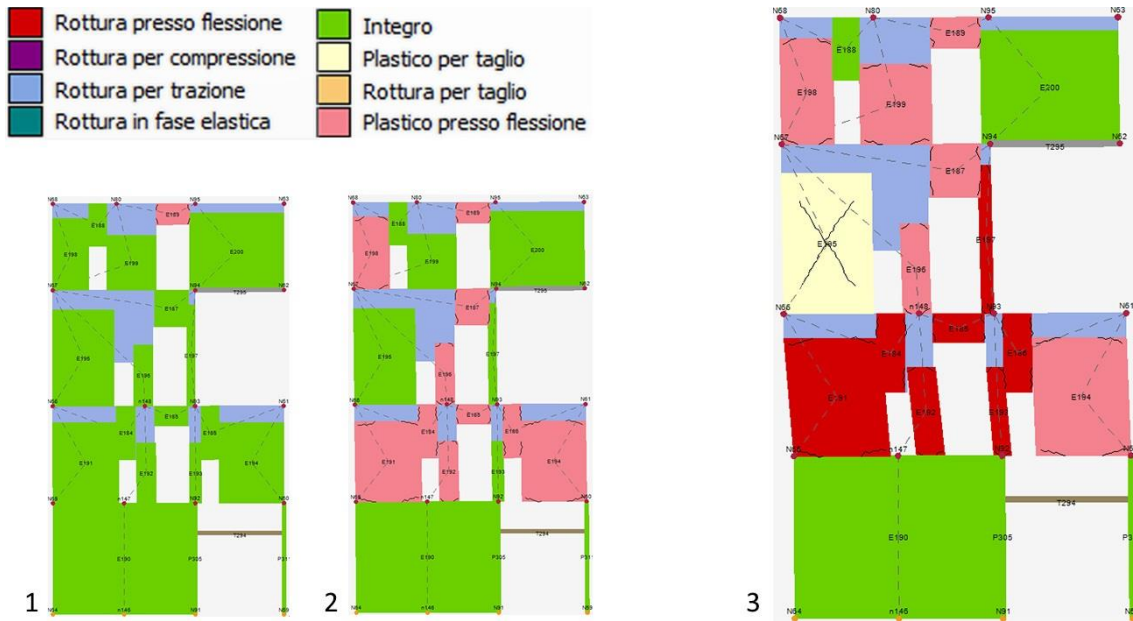


Figura 9.52: Stato di danneggiamento nella parete 9 in direzione Y, al passo 1 (1), al passo 28 (2) e al passo 39 (3) a cui corrisponde il collasso.

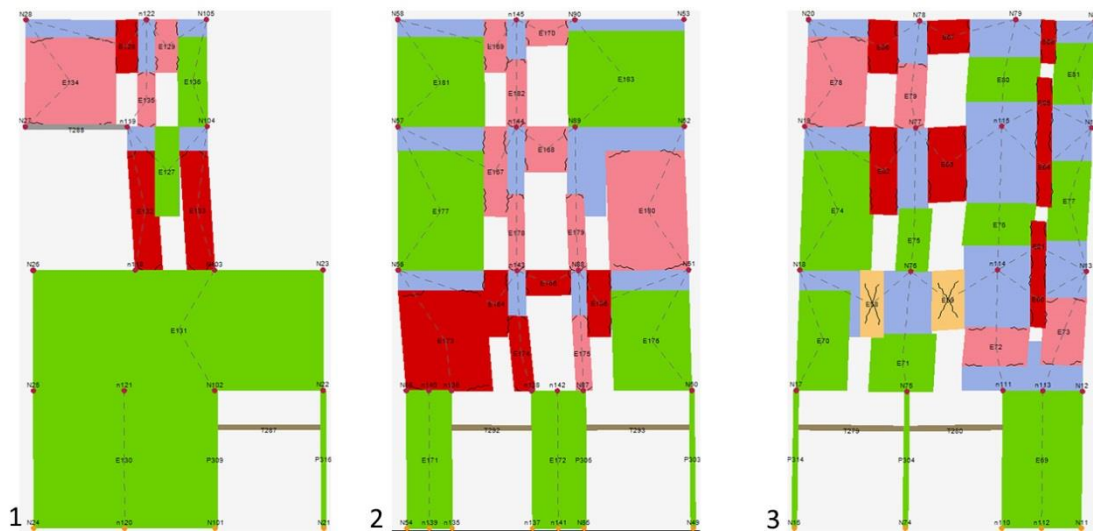


Figura 9.53: Stato di danneggiamento nella parete 5 (1), 8 (2) e 3 (3) all'ultimo step di carico.



Figura 9.54: Stato di danneggiamento nella parete 10 disposta in direzione X all'ultimo step di carico.

9.5.4.2 Modello U.S.2 con vincoli rigidi

Il secondo modello della U.S.2 viene vincolato con vincoli rigidi in modo tale da considerare gli effetti dell'aggregazione con le altre unità strutturali. A tal fine, sono stati impediti gli spostamenti in X o in Y dei nodi in contiguità con Palazzo Moroni e l'edificio realizzato nel 1963 al posto del Palazzo del Gallo. Nello svolgimento delle analisi non è stato possibile scegliere sempre lo stesso nodo di controllo.

Tabella 9.107: punti di controllo adottati per il modello dell'Ala Moschini con vincoli rigidi.

N.	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Nodo
1	+X	Masse	0,0	58
2	+X	1° modo	0,0	58
3	-X	Masse	0,0	58
4	-X	1° modo	0,0	58
5	+Y	Masse	0,0	33
6	+Y	1° modo	0,0	33
7	-Y	Masse	0,0	33
8	-Y	1° modo	0,0	33
9	+X	Masse	59,1	43
10	+X	Masse	-59,1	90
11	+X	1° modo	59,1	28
12	+X	1° modo	-59,1	58
13	-X	Masse	59,1	58
14	-X	Masse	-59,1	58
15	-X	1° modo	59,1	58
16	-X	1° modo	-59,1	58
17	+Y	Masse	152,3	33
18	+Y	Masse	-152,3	33
19	+Y	1° modo	152,3	33
20	+Y	1° modo	-152,3	85
21	-Y	Masse	152,3	85
22	-Y	Masse	-152,3	85
23	-Y	1° modo	152,3	33
24	-Y	1° modo	-152,3	85

Rispetto al modello completamente svincolato, il modello qui proposto soddisfa un numero maggiore di analisi. Questa volta, le analisi in direzione Y, con $\alpha_{Uy Medio} = 1,0075$, risultano più gravose, seppur di poco, rispetto a quelle in direzione X, per le quali si ha $\alpha_{Ux Medio} = 1,04$. Le verifiche agli stati limite di esercizio (SLO e SLD) sono tutte soddisfatte.

Tabella 9.108: risultati delle 24 analisi per il modello con vincoli rigidi dell'Ala Moschini.

N.	Dir. sisma	Car. sismico	Ecc. [cm]	D _{Max} [cm]	SLU			SLE			SLO			Alfa u	Alfa e
					D _u [cm]	q* SLU	Ver.	D _{Max} [cm]	D _d [cm]	Ver.	D _{Max} [cm]	D _o [cm]	Ver.		
1	+X	MA	0,0	1,07	1,20	1,04	SI	0,46	2,63	SI	0,38	2,63	SI	1,10	5,49
2	+X	1° M	0,0	1,49	1,28	1,58	NO	0,58	1,20	SI	0,46	1,20	SI	0,86	2,05
3	-X	MA	0,0	1,88	2,09	1,20	SI	0,72	1,69	SI	0,56	1,52	SI	1,11	2,35
4	-X	1° M	0,0	2,23	2,17	1,25	NO	0,85	1,44	SI	0,67	1,28	SI	0,97	1,69
5	+Y	MA	0,0	2,47	2,97	2,23	SI	0,95	2,25	SI	0,74	2,25	SI	1,20	2,37
6	+Y	1° M	0,0	2,93	2,65	2,73	NO	1,12	2,17	SI	0,88	2,17	SI	0,90	1,93
7	-Y	MA	0,0	2,12	2,31	1,51	SI	0,86	2,07	SI	0,67	2,07	SI	1,09	2,42
8	-Y	1° M	0,0	2,55	2,87	2,43	SI	0,98	1,76	SI	0,77	1,76	SI	1,13	1,80
9	+X	MA	59,1	1,10	1,12	1,31	SI	0,45	0,96	SI	0,37	0,96	SI	1,02	2,11
10	+X	MA	-59,1	3,40	4,54	1,10	SI	1,45	4,38	SI	1,19	4,38	SI	1,29	2,99
11	+X	1° M	59,1	1,97	1,04	1,036	NO	0,75	3,85	SI	0,59	3,65	SI	0,529	5,10
12	+X	1° M	-59,1	1,66	1,59	1,43	NO	0,64	2,79	SI	0,50	2,79	SI	0,96	4,39
13	-X	MA	59,1	1,73	1,69	1,40	NO	0,66	1,36	SI	0,52	1,28	SI	0,98	2,06
14	-X	MA	-59,1	1,95	2,73	1,13	SI	0,75	2,57	SI	0,58	1,77	SI	1,40	3,44
15	-X	1° M	59,1	2,15	2,01	1,45	NO	0,82	1,20	SI	0,65	1,12	SI	0,93	1,46
16	-X	1° M	-59,1	2,33	2,97	1,11	SI	0,89	1,61	SI	0,70	1,52	SI	1,27	1,80
17	+Y	MA	152,3	2,33	2,97	2,30	SI	0,90	2,89	SI	0,71	2,49	SI	1,27	3,20
18	+Y	MA	-152,3	2,56	3,05	2,18	SI	0,98	2,89	SI	0,77	2,89	SI	1,19	2,94
19	+Y	1° M	152,3	2,76	2,89	3,02	NO	1,06	1,68	SI	0,83	1,68	SI	0,99	1,59
20	+Y	1° M	-152,3	4,16	4,61	2,69	SI	1,59	4,14	SI	1,25	4,14	SI	1,11	2,59
21	-Y	MA	152,3	2,98	2,57	1,64	NO	1,17	2,25	SI	0,91	2,25	SI	0,87	1,93
22	-Y	MA	-152,3	2,99	2,49	1,65	NO	1,17	2,17	SI	0,91	2,17	SI	0,84	1,86
23	-Y	1° M	152,3	2,46	2,07	2,50	NO	0,94	1,52	SI	0,74	1,52	SI	0,84	1,61
24	-Y	1° M	-152,3	3,42	2,25	2,29	NO	1,31	2,09	SI	1,03	2,09	SI	0,66	1,60

L'analisi più gravosa in direzione X è la numero 11, con una distribuzione di forze proporzionale al primo modo, un'eccentricità $e = +59,1 \text{ cm}$ e verso positivo. La verifica allo Stato Limite di Operatività è soddisfatta con $\alpha_e = 5,10$, mentre la verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita non risulta soddisfatta. In particolare, l'indicatore di rischio di collasso α_U vale 0,529. Ciò significa che la struttura, nella condizione di carico sismico più sfavorevole, è in grado di resistere a un'azione pari al più al 53% di quella prevista da normativa.

Nel dettaglio l'analisi 11 riporta i seguenti risultati:

Tabella 9.109: risultati dell'analisi 11.

	TR _c	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _c (TR) [m/s ²]	TR _c			TR=cost	
						F ₀ (TR)	T _c * (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _c [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	209	949	0,220	1,03	0,58	2,60	0,32	0,564	0,55	0,529
SLD	>2475	101	>24,505	0,47	1,36	2,61	0,37	2,891	2,39	5,103
SLO	>2475	60	>41,250	0,38	1,36	2,61	0,37	3,521	2,51	6,520

I parametri di analisi corrispondenti sono:

Periodo del sistema equivalente: $T^* = 0,572s$

Massa del sistema equivalente: $m^* = 3.000.365,18 \text{ kg}$

Massa totale: $w = 3.887.338,01 \text{ kg}$

Fattore di partecipazione modale: $\Gamma = 0,65$

Forza di plasticizzazione del sistema equivalente: $F^*_y = 1.066.892 \text{ daN}$

Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente: $d^*_y = 2,94 \text{ cm}$

Spostamento ultimo del sistema equivalente: $d^*_u = 1,04 \text{ cm}$

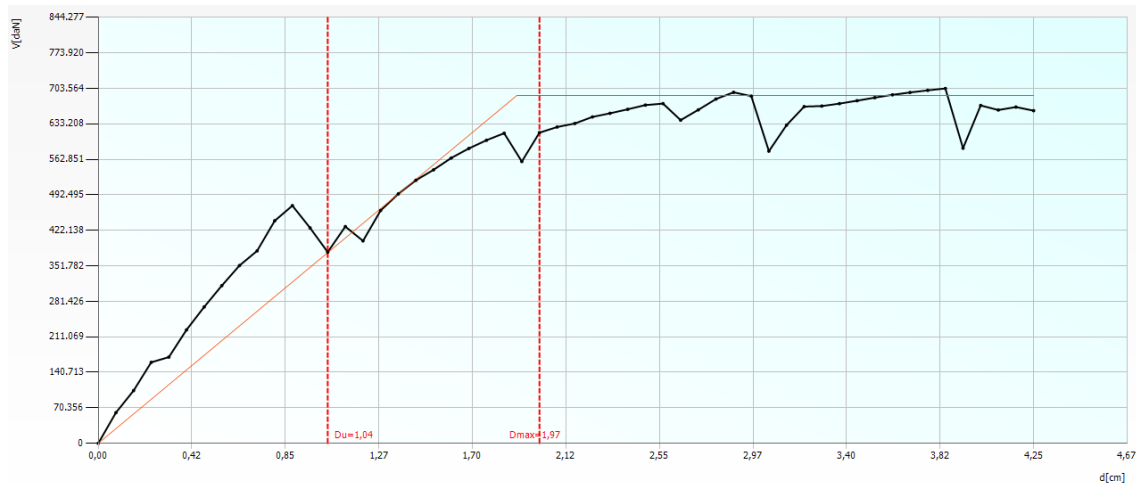


Figura 9.55: Curva di capacità dell'analisi 11, modello dell'Ala Moschini con vincoli rigidi. Lo spostamento ultimo è stato limitato al passo in cui entra in crisi la parete 10, in direzione X, anche se il decadimento del taglio risulta inferiore al 20%. La crisi della parete in questione porterebbe al collasso del secondo livello della struttura.

Al quattordicesimo passo i pannelli murari del secondo livello nella parete 10 entrano in crisi a taglio e pressoflessione, comportando una brusca diminuzione delle forze orizzontali ammissibili dalla struttura. Per questo motivo lo spostamento ultimo è stato limitato a 1,04

cm. La parete che presenta la percentuale maggiore di danneggiamento è proprio la numero 10, disposta in direzione X, con il 40,49% della muratura a rottura. Segue la parete 9, disposta in direzione Y, dove si ha rottura in campo elastico dei pannelli posti agli ultimi livelli e plasticizzazioni diffuse. Danni molto meno rilevanti si hanno nelle pareti 4 e 2 disposte in direzione X.

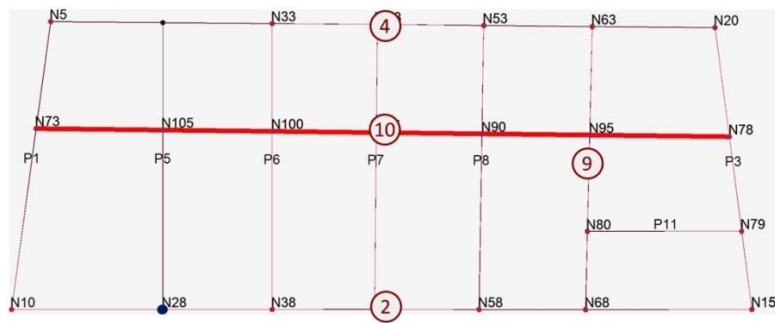


Figura 9.56: Posizionamento delle pareti in pianta e del nodo di controllo.

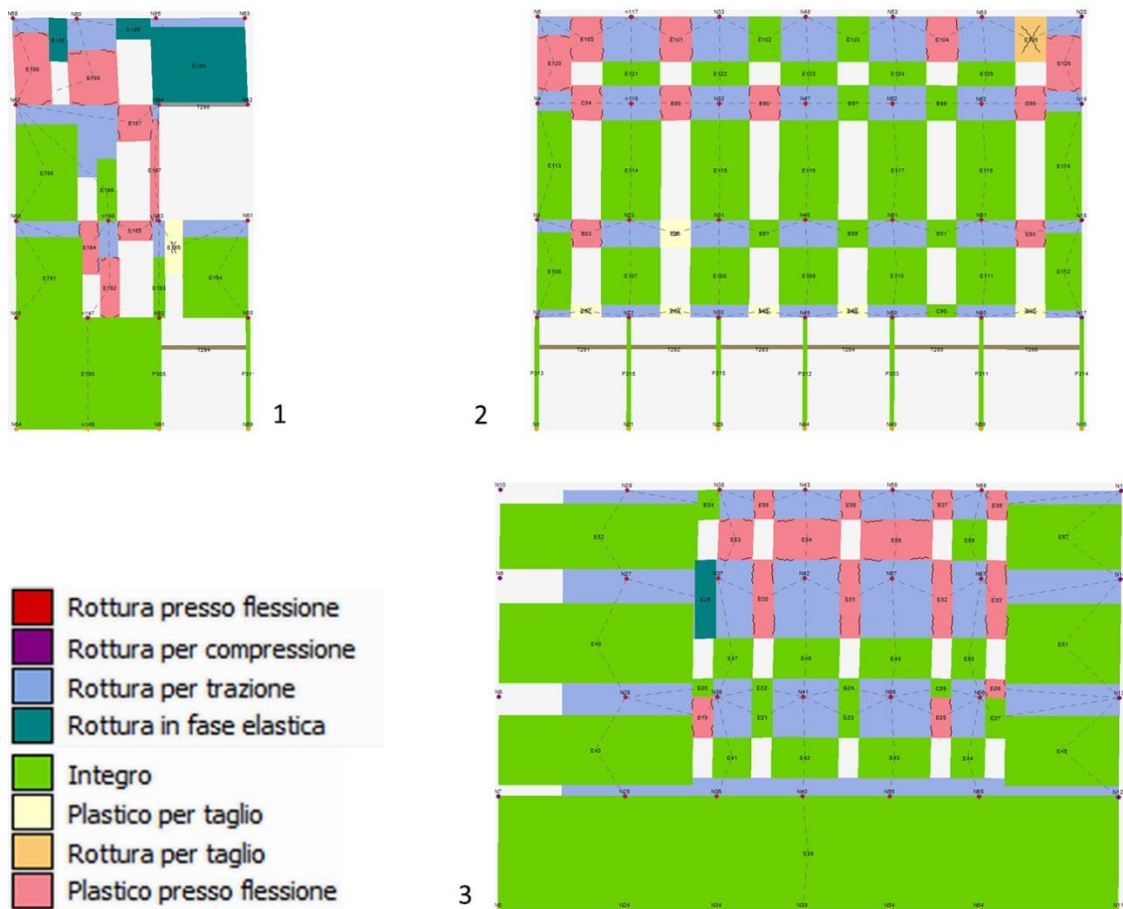


Figura 9.57: Stato di danneggiamento nella parete 9 (1), 4 (2) e 2 (3) all'ultimo step di carico.

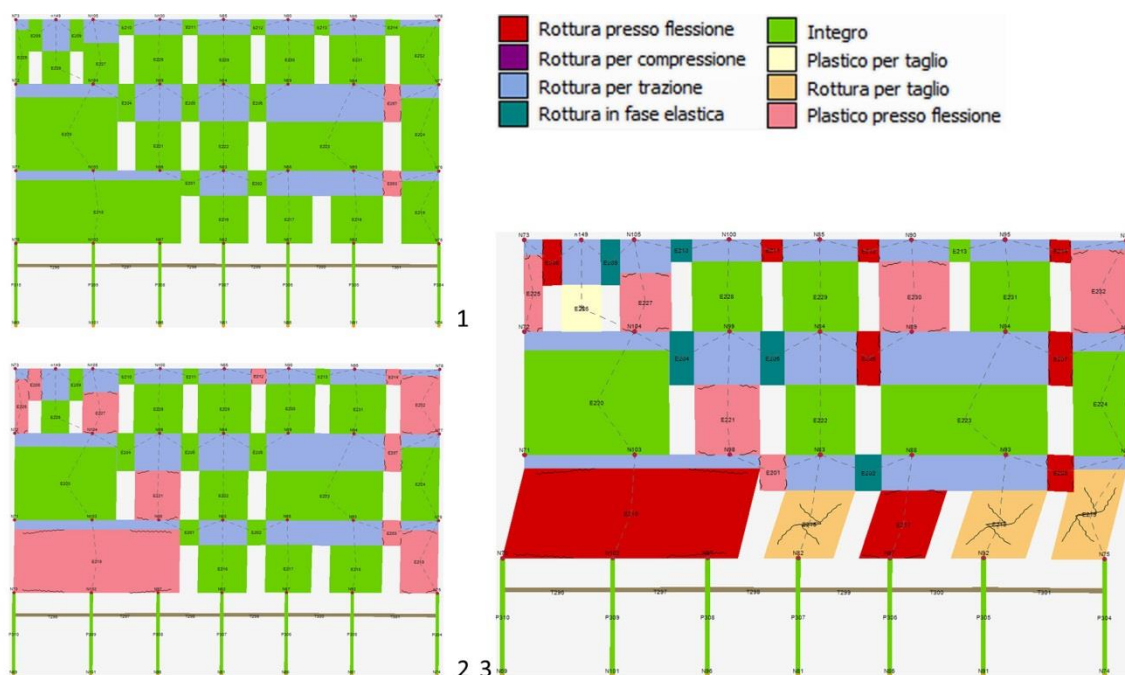


Figura 9.58: danneggiamento progressivo della parete 10 in direzione X al passo 1 (1), al passo 8 (2) e al passo 14 (3), quando la parete crolla per rottura a taglio dei maschi murari al secondo livello.

L'analisi più gravosa in direzione Y è la numero 24, con una distribuzione di forze proporzionale al primo modo, un'eccentricità $e = -152,3 \text{ cm}$ e verso negativo. La verifica allo Stato Limite di Operatività è soddisfatta con $\alpha_e = 1,60$, mentre la verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita non risulta soddisfatta. In particolare, l'indicatore di rischio di collasso α_U vale 0,66. Ciò significa che la struttura, nella condizione di carico sismico più sfavorevole, è in grado di resistere a un'azione pari al più al 66% di quella prevista da normativa.

Nel dettaglio l'analisi 24 riporta i seguenti risultati:

Tabella 9.110: risultati dell'analisi 24.

	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F ₀ (TR)	T _C * (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	357	949	0,36	1,03	0,70	2,64	0,33	0,678	0,68	0,659
SLD	295	101	2,921	0,47	0,66	2,62	0,33	1,399	0,75	1,597
SLO	295	60	4,917	0,38	0,66	2,62	0,33	1,705	0,79	2,041

I parametri di analisi corrispondenti sono:

Periodo del sistema equivalente: $T^* = 0,564 \text{ s}$

Massa del sistema equivalente: $m^* = 1.390.258,07 \text{ kg}$

Massa totale:	$w = 3.887.338,01 \text{ kg}$
Fattore di partecipazione modale:	$\Gamma = 1,14$
Forza di plasticizzazione del sistema equivalente:	$F^*_y = 227.033 \text{ daN}$
Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente:	$d^*_y = 1,31 \text{ cm}$
Spostamento ultimo del sistema equivalente:	$d^*_u = 1,98 \text{ cm}$

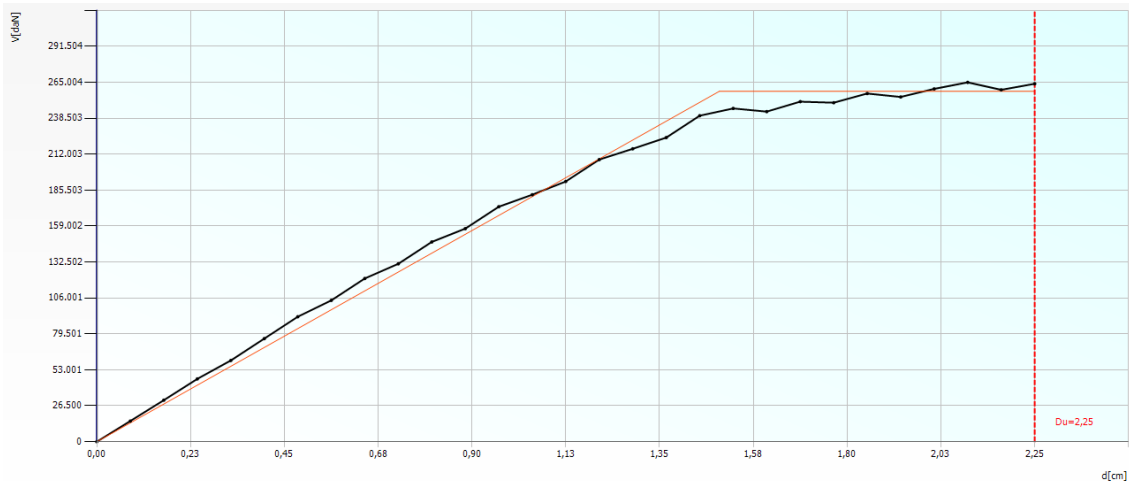


Figura 9.59: Curva di capacità dell'analisi 24, modello dell'Ala Moschini con vincoli rigidi.

All'ultimo passo la parete che presenta la percentuale maggiore di danno è la numero 6, disposta in direzione Y, con il 20,57% della muratura a rottura. La rottura dei maschi per pressoflessione e taglio che avviene al terzo livello è la causa del decadimento della resistenza a taglio complessiva della struttura. L'analisi mette in evidenza anche la vulnerabilità della parete 5, dove le murature degli ultimi livelli, molto ridotte, entrano in crisi per pressoflessione già al quindicesimo passo. Nelle restanti pareti disposte in direzione Y, come la 7 e la 8, si hanno plasticizzazioni diffuse senza rotture gravose. Praticamente nulli sono gli effetti sulle pareti disposte in X.

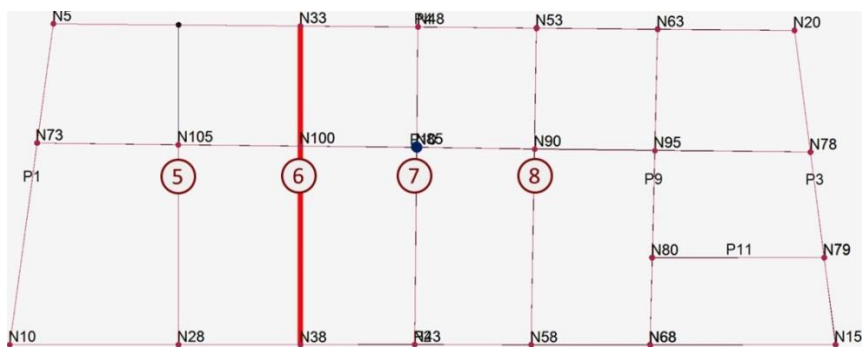


Figura 9.60: Posizionamento delle pareti in pianta e del nodo di controllo.

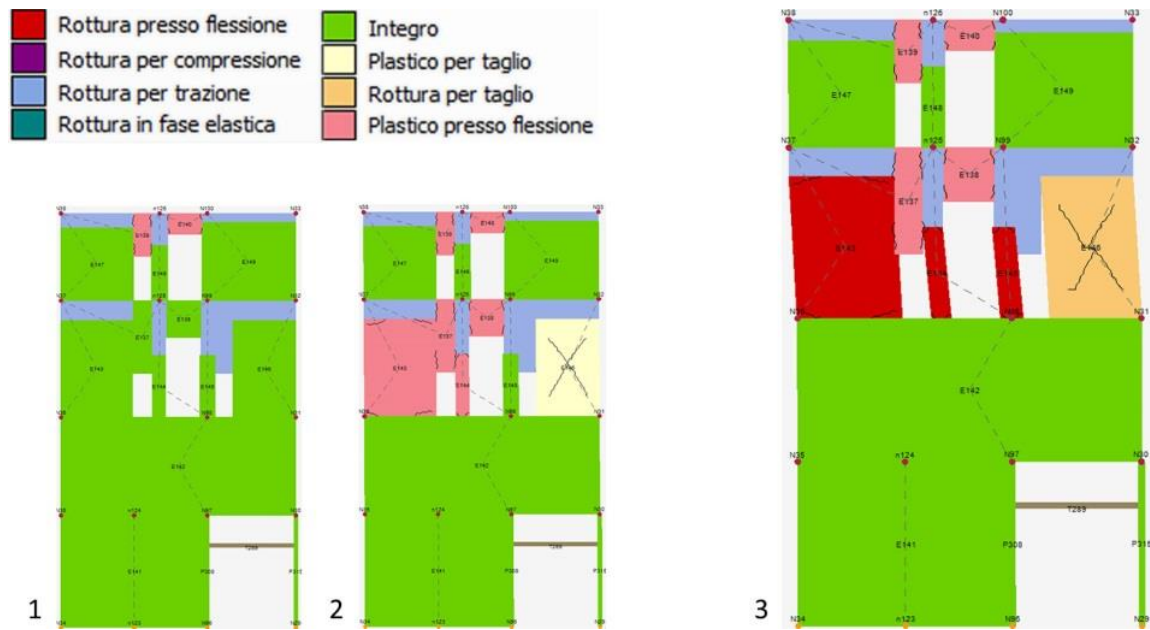


Figura 9.61: Stato di danneggiamento nella parete 6 in direzione Y, al passo 1 (1), al passo 19 (2) e al passo 30 (3) a cui corrisponde il collasso.



Figura 9.62: Stato di danneggiamento nella parete 5 (1), 7 (2) e 8 (3) all'ultimo step di carico.

9.5.4.3 Modello U.S.2 con vincoli elastici

Nel terzo modello della U.S.2 le condizioni al contorno sono dettate da vincoli cedevoli con legge elastica, in modo tale da considerare gli effetti dell'aggregazione con le altre unità strutturali. I vincoli sono stati posti in X o in Y dei nodi in contiguità con Palazzo Moroni e l'edificio realizzato nel 1963 al posto del Palazzo del Gallo. Nello svolgimento delle analisi non è stato possibile scegliere sempre lo stesso nodo di controllo.

Tabella 9.111: punti di controllo per le analisi sul modello con vincoli elastici dell'Ala Moschini.

N.	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Nodo
1	+X	Masse	0,0	95
2	+X	1° modo	0,0	95
3	-X	Masse	0,0	58
4	-X	1° modo	0,0	58
5	+Y	Masse	0,0	33
6	+Y	1° modo	0,0	33
7	-Y	Masse	0,0	33
8	-Y	1° modo	0,0	33
9	+X	Masse	59,1	90
10	+X	Masse	-59,1	95
11	+X	1° modo	59,1	28
12	+X	1° modo	-59,1	53
13	-X	Masse	59,1	58
14	-X	Masse	-59,1	58
15	-X	1° modo	59,1	53
16	-X	1° modo	-59,1	58
17	+Y	Masse	152,3	85
18	+Y	Masse	-152,3	85
19	+Y	1° modo	152,3	85
20	+Y	1° modo	-152,3	85
21	-Y	Masse	152,3	85
22	-Y	Masse	-152,3	33
23	-Y	1° modo	152,3	33
24	-Y	1° modo	-152,3	85

Rispetto al modello completamente svincolato, il modello qui proposto soddisfa un numero maggiore di analisi. In particolare, le analisi in direzione X, con $\alpha_{Ux\ Medio} = 0,74$, risultano più gravose rispetto a quelle in direzione Y, per le quali si ha $\alpha_{Uy\ Medio} = 0,903$. Le verifiche agli stati limite di esercizio (SLO e SLD) sono tutte soddisfatte.

Tabella 9.112: risultati delle 24 analisi condotte sul modello con vincoli elastici dell'Ala Moschini.

N.	Dir. sisma	Car. sismico	Ecc. [cm]	D _{Max} [cm]	SLU			SLE			SLO			Alfa u	Alfa e
					D _u [cm]	q* SLU	Ver.	D _{Max} [cm]	D _d [cm]	Ver.	D _{Max} [cm]	D _o [cm]	Ver.		
1	+X	MA	0,0	4,83	3,66	1,953	NO	1,85	3,66	SI	1,45	3,66	SI	0,757	1,978
2	+X	1° M	0,0	5,82	5,01	2,011	NO	2,23	4,93	SI	1,74	3,98	SI	0,861	2,215
3	-X	MA	0,0	3,23	2,09	2,056	NO	1,24	1,77	SI	0,97	1,77	SI	0,647	1,431
4	-X	1° M	0,0	3,59	2,25	2,086	NO	1,38	1,45	SI	1,08	1,37	SI	0,626	1,052
5	+Y	MA	0,0	2,88	3,05	2,463	SI	1,10	2,17	SI	0,86	2,17	SI	1,059	1,965
6	+Y	1° M	0,0	3,47	2,65	2,808	NO	1,33	2,25	SI	1,04	2,25	SI	0,764	1,693
7	-Y	MA	0,0	2,65	1,99	1,978	NO	1,02	1,83	SI	0,79	1,83	SI	0,752	1,806
8	-Y	1° M	0,0	3,10	2,79	2,747	NO	1,19	1,91	SI	0,93	1,91	SI	0,900	1,612
9	+X	MA	59,1	5,29	3,50	1,612	NO	2,02	3,50	SI	1,58	3,50	SI	0,663	1,732
10	+X	MA	-59,1	4,64	3,74	2,085	NO	1,78	3,66	SI	1,39	3,66	SI	0,806	2,061
11	+X	1° M	59,1	2,64	1,28	2,063	NO	1,01	1,20	SI	0,79	1,04	SI	0,485	1,187
12	+X	1° M	-59,1	2,76	1,43	2,543	NO	1,10	1,27	SI	0,87	1,27	SI	0,543	1,156
13	-X	MA	59,1	3,09	2,25	1,995	NO	1,18	2,25	SI	0,93	1,61	SI	0,728	1,902
14	-X	MA	-59,1	3,34	2,49	1,979	NO	1,28	2,49	SI	1,00	2,41	SI	0,746	1,950
15	-X	1° M	59,1	6,89	8,60	1,387	SI	2,64	5,78	SI	2,07	5,06	SI	1,247	2,192
16	-X	1° M	-59,1	3,97	2,97	1,916	NO	1,52	1,93	SI	1,19	1,77	SI	0,750	1,271
17	+Y	MA	152,3	4,29	8,28	2,286	SI	1,64	2,94	SI	1,29	2,94	SI	1,313	1,793
18	+Y	MA	-152,3	4,27	4,54	2,120	SI	1,63	3,02	SI	1,28	3,02	SI	1,063	1,852
19	+Y	1° M	152,3	4,82	8,36	3,304	NO	1,85	2,94	SI	1,44	2,94	SI	0,908	1,596
20	+Y	1° M	-152,3	4,93	4,14	2,752	NO	1,89	3,10	SI	1,48	3,10	SI	0,839	1,644
21	-Y	MA	152,3	3,57	2,49	1,891	NO	1,37	2,25	SI	1,07	2,25	SI	0,698	1,647
22	-Y	MA	-152,3	2,83	3,19	1,851	SI	1,08	2,79	SI	0,85	2,79	SI	1,126	2,73
23	-Y	1° M	152,3	2,94	2,31	2,959	NO	1,13	1,83	SI	0,88	1,83	SI	0,785	1,627
24	-Y	1° M	-152,3	3,99	2,49	2,765	NO	1,53	2,17	SI	1,19	2,17	SI	0,625	1,442

L'analisi più gravosa in direzione X è la numero 11, con una distribuzione di forze proporzionale al primo modo, un'eccentricità $e = +59,1 \text{ cm}$ e verso positivo. La verifica allo Stato Limite di Operatività è soddisfatta con $\alpha_e = 1,187$, mentre la verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita non risulta soddisfatta. In particolare, l'indicatore di rischio di collasso α_U vale 0,485. Ciò significa che la struttura, nella condizione di carico sismico più sfavorevole, è in grado di resistere a un'azione pari al più al 48% di quella prevista da normativa.

Nel dettaglio l'analisi 11 riporta i seguenti risultati:

Tabella 9.113: risultati dell'analisi 11.

	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F ₀ (TR)	T _C *(TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	167	949	0,176	1,03	0,54	2,56	0,32	0,525	0,50	0,485
SLD	149	101	1,475	0,47	0,52	2,54	0,31	1,117	0,56	1,187
SLO	111	60	1,850	0,38	0,47	2,49	0,30	1,231	0,51	1,315

I parametri di analisi corrispondenti sono:

Periodo del sistema equivalente: $T^* = 0,544s$

Massa del sistema equivalente: $m^* = 3.212.309,20 \text{ kg}$

Massa totale: $w = 3.887.334,45 \text{ kg}$

Fattore di partecipazione modale: $\Gamma = 0,91$

Forza di plasticizzazione del sistema equivalente: $F^*_y = 602.861 \text{ daN}$

Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente: $d^*_y = 1,41 \text{ cm}$

Spostamento ultimo del sistema equivalente: $d^*_u = 1,41 \text{ cm}$

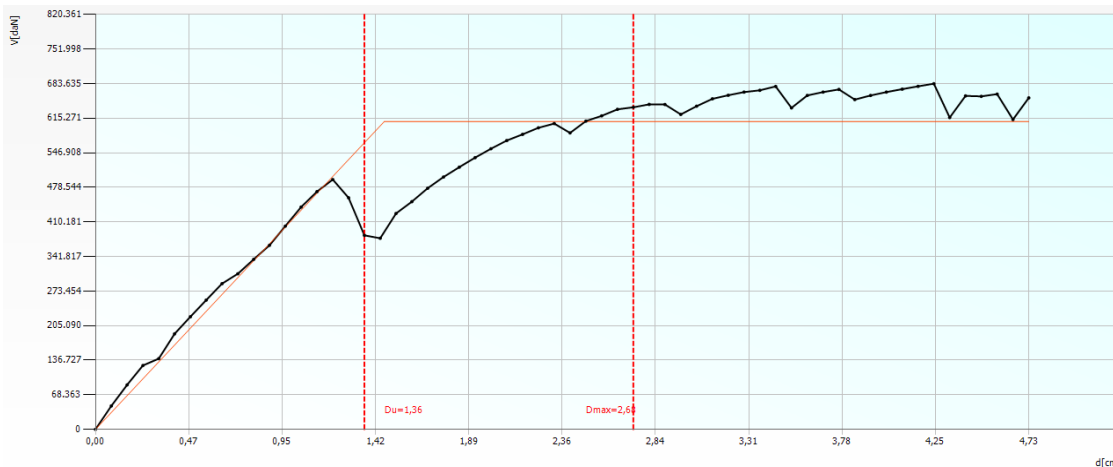


Figura 9.63: Curva di capacità dell'analisi 11, modello dell'Ala Moschini con vincoli rigidi. Lo spostamento ultimo è stato limitato al passo in cui entra in crisi la parete 10, in direzione X, anche se il decadimento del taglio risulta inferiore al 20%. La crisi della parete in questione porterebbe al collasso del secondo livello della struttura.

Al diciottesimo passo i pannelli murari del secondo livello nella parete 10 entrano in crisi a taglio e pressoflessione, comportando una brusca diminuzione delle forze orizzontali ammissibili dalla struttura. Per questo motivo lo spostamento ultimo è stato limitato a 1,36 cm. La parete che presenta la percentuale maggiore di danneggiamento è proprio la numero

10, disposta in direzione X, con il 41,26% della muratura a rottura. Segue la parete 9, disposta in direzione Y, dove si ha rottura in campo elastico dei pannelli posti agli ultimi livelli e plasticizzazioni diffuse. Alcune plasticizzazioni e rotture si verificano nelle fasce di piano delle pareti 4 e 2, disposte in direzione X.

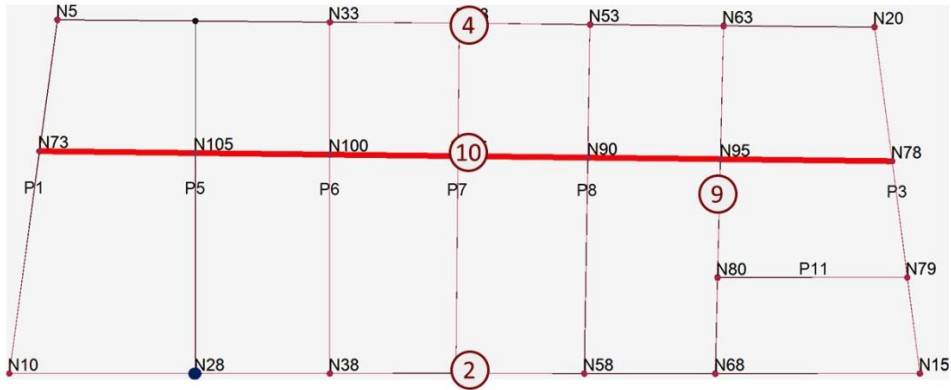


Figura 9.64: Posizionamento delle pareti in pianta e del nodo di controllo.

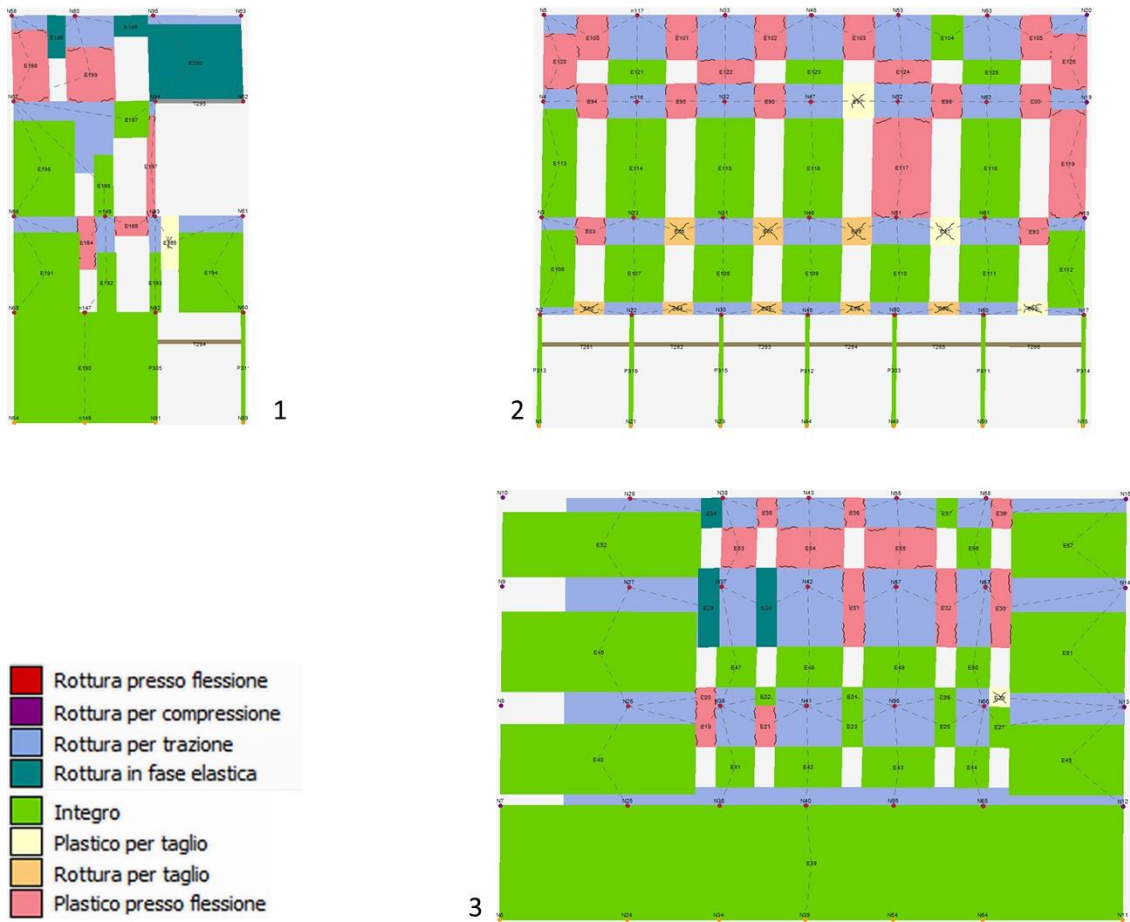


Figura 9.65: Stato di danneggiamento nella parete 9 (1), 4 (2) e 2 (3) all'ultimo step di carico.

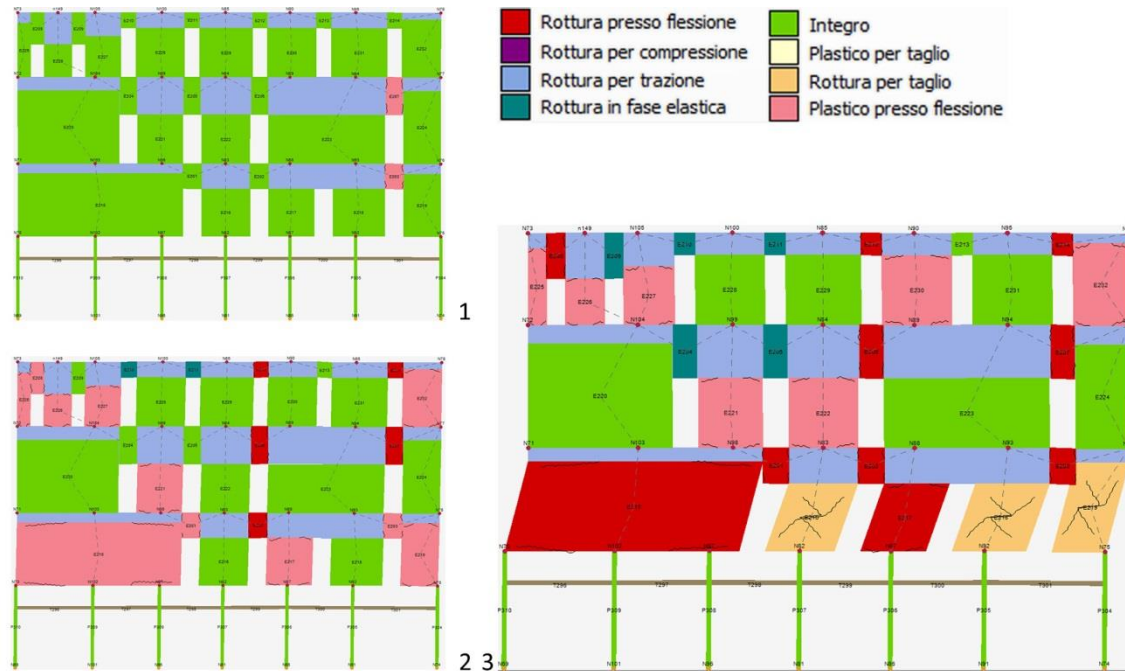


Figura 9.66: Danneggiamento progressivo della parete 10 in direzione X al passo 1 (1), al passo 10 (2) e al passo 18 (3), quando la parete crolla per rottura a taglio dei maschi murari al secondo livello.

L'analisi più gravosa in direzione Y è la numero 24, con una distribuzione di forze proporzionale al primo modo, un'eccentricità $e = -152,3 \text{ cm}$ e verso negativo. La verifica allo Stato Limite di Operatività è soddisfatta con $\alpha_e = 1,442$, mentre la verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita non risulta soddisfatta. In particolare, l'indicatore di rischio di collasso α_U vale 0,625. Ciò significa che la struttura, nella condizione di carico sismico più sfavorevole, è in grado di resistere a un'azione pari al più al 62% di quella prevista da normativa.

Nel dettaglio l'analisi 24 riporta i seguenti risultati:

Tabella 9.114: risultati dell'analisi 24.

	TR _c	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _c (TR) [m/s ²]	TR _c			TR=cost	
						F ₀ (TR)	T _c *(TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _c [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	309	949	0,326	1,03	0,67	2,62	0,33	0,645	0,65	0,625
SLD	229	101	2,267	0,47	0,60	2,60	0,32	1,282	0,67	1,422
SLO	229	60	3,817	0,38	0,60	2,60	0,32	1,562	0,70	1,817

I parametri di analisi corrispondenti sono:

Periodo del sistema equivalente: $T^* = 0,617 \text{ s}$

Massa del sistema equivalente: $m^* = 1.670.066,22 \text{ kg}$

Massa totale:	$w = 3.887.334,45 \text{ kg}$
Fattore di partecipazione modale:	$\Gamma = 1,21$
Forza di plasticizzazione del sistema equivalente:	$F^*_y = 206.015 \text{ daN}$
Spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente:	$d^*_y = 1,19 \text{ cm}$
Spostamento ultimo del sistema equivalente:	$d^*_u = 2,06 \text{ cm}$

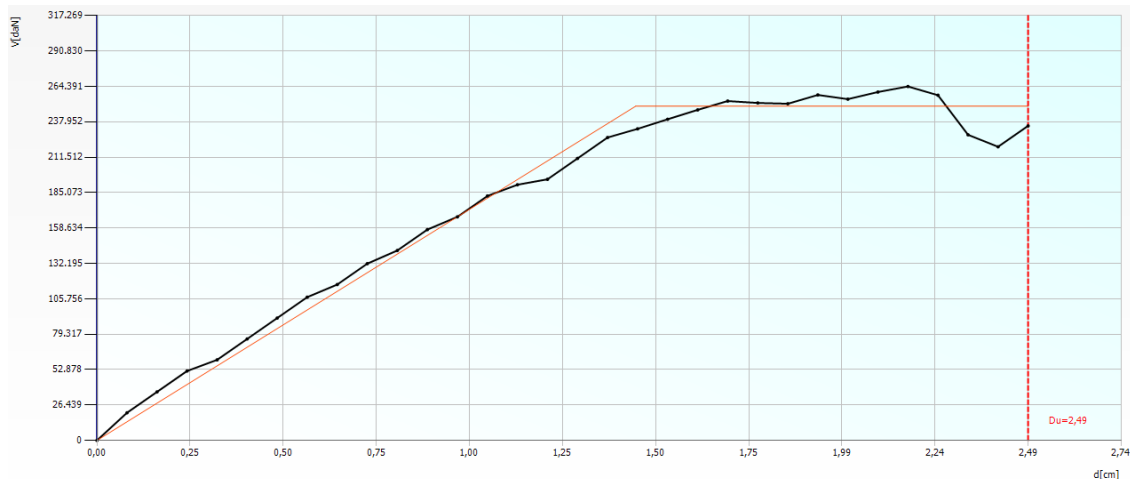


Figura 9.67: Curva di capacità dell'analisi 24, modello dell'Ala Moschini con vincoli elastici.

All'ultimo passo la parete che presenta la percentuale maggiore di danno è la numero 6, disposta in direzione Y, con il 20,57% della muratura a rottura. La rottura dei maschi per pressoflessione e taglio che avviene al terzo livello è la causa del decadimento della resistenza a taglio complessiva della struttura. L'analisi mette in evidenza anche la vulnerabilità della parete 5, dove le murature degli ultimi livelli, molto ridotte, entrano in crisi per pressoflessione già al sedicesimo passo. Nelle restanti pareti disposte in direzione Y, come la 7 e la 8, si hanno plasticizzazioni diffuse senza rotture gravose. Praticamente nulli sono gli effetti sulle pareti disposte in X.

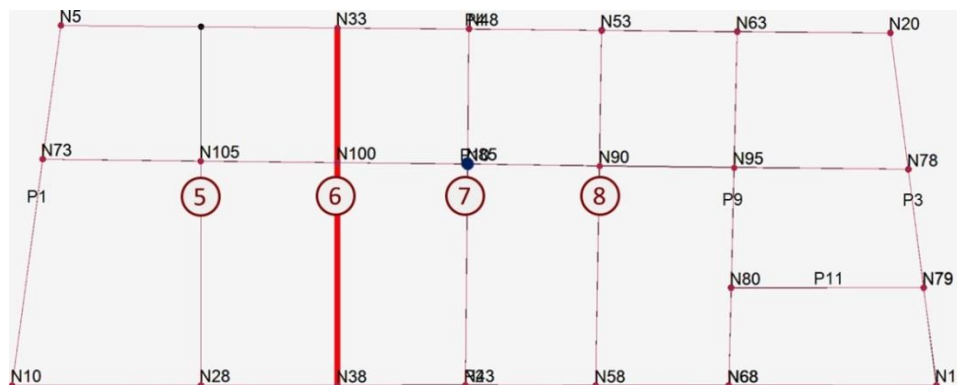


Figura 9.68: Posizionamento delle pareti in pianta e del nodo di controllo.

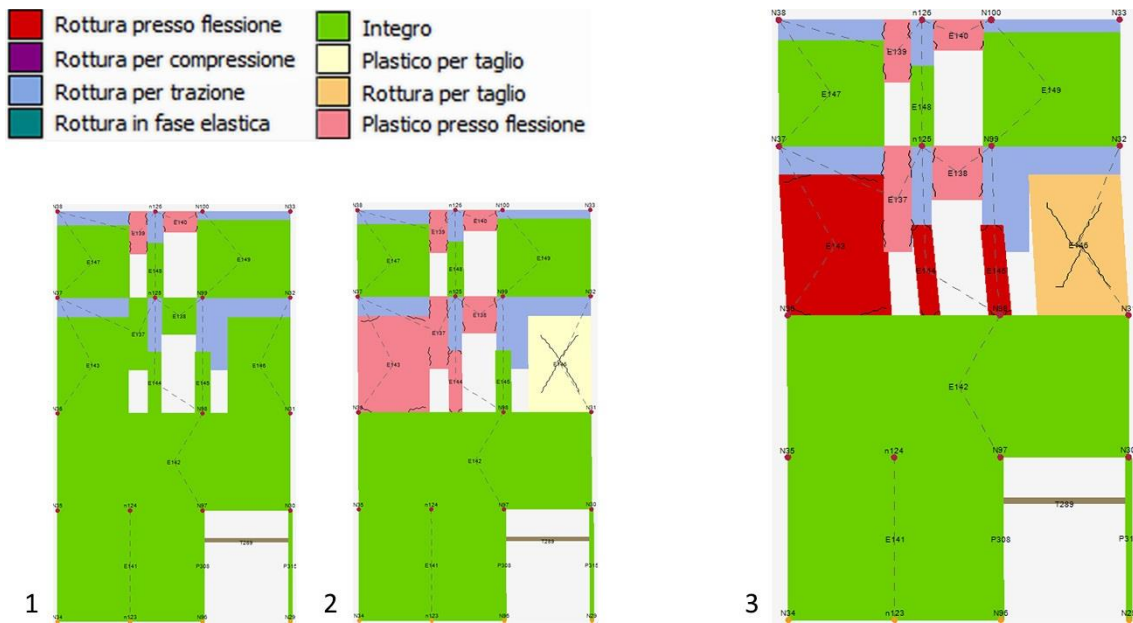


Figura 9.69: Stato di danneggiamento nella parete 6 in direzione Y, al passo 1 (1), al passo 21 (2) e al passo 33 (3) a cui corrisponde il collasso.

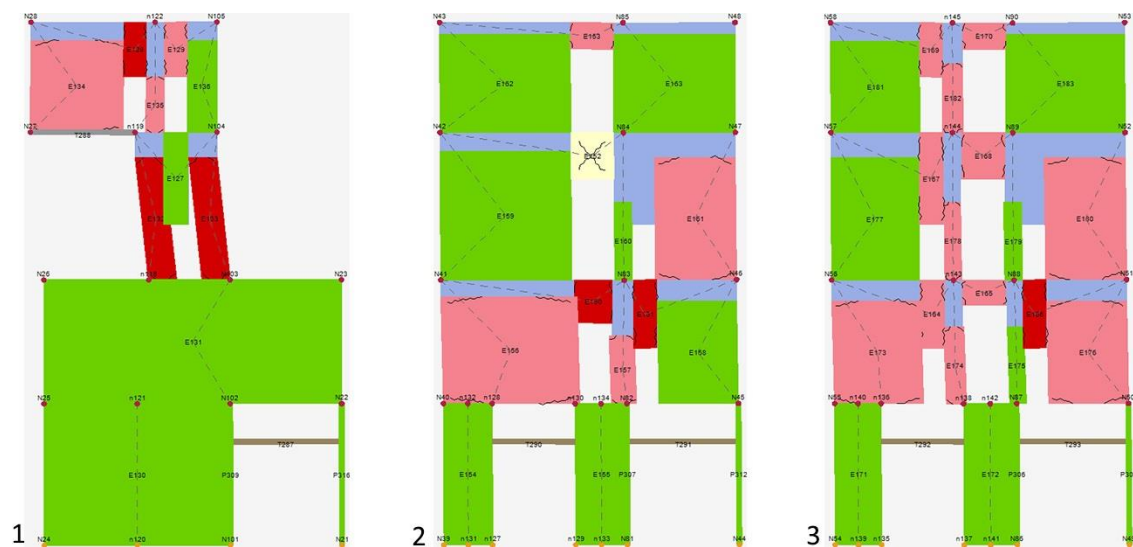


Figura 9.70: Stato di danneggiamento nella parete 5 (1), 7 (2) e 8 (3) all'ultimo step di carico.

9.5.5 Verifiche dei meccanismi globali in LC2

Le verifiche proposte fino ad ora sono state svolte in LC1, vale a dire secondo quello che è il livello di conoscenza minimo raggiungibile attraverso il piano d'indagini. Si vuole in questa sede effettuare un nuovo calcolo delle verifiche ipotizzando un livello di conoscenza LC2, per valutare quali possano essere i benefici derivanti dalla realizzazione di un piano d'indagini più approfondito.

In osservanza di quanto già stabilito al paragrafo 9.1, il nuovo fattore di confidenza da adottarsi è $FC=1,20$.

Le Norme Tecniche, altresì, individuano al paragrafo C8A.2.1 quali siano i parametri meccanici da assumersi per determinate tipologie murarie, in relazione al livello di conoscenza raggiunto. Le tipologie murarie riscontrate all'interno del palazzo sono due, che corrispondono nella tabella alle voci «muratura a blocchi lapidei squadrati» e «muratura in mattoni pieni e malta di calce» (cfr. 7.1.3). Di seguito si riportano i valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per le due tipologie, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura a regola d'arte.

Tabella 9.115: parametri meccanici delle murature secondo normativa.

Tipologia di muratura	f_m [N/cm ²]	T_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 a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	

Effettuando le verifiche in LC2, secondo il paragrafo C8A.1.A.4 si dovranno considerare per le resistenze le medie dei valori degli intervalli, mentre per i moduli elastici i valori medi degli intervalli.

Tabella 9.116: parametri meccanici da adottarsi in LC2.

Tipologia di muratura	f_m [N/cm ²]	T_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
Muratura a blocchi lapidei squadrati	700	10,5	2800	860	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	320	7,6	1500	500	18

Avendo determinato il fattore di confidenza $FC=1,20$, e considerando un coefficiente parziale di sicurezza della muratura per la verifica di vulnerabilità sismica pari a $\gamma_M=2$, si può procedere nella determinazione dei valori di resistenza meccanica di progetto, secondo le formule:

$$f_c = \frac{f_m}{FC \cdot \gamma_M} ; f_v = \frac{\tau_0}{FC \cdot \gamma_M}$$

Tabella 9.117: parametri meccanici di verifica.

Tipologia di muratura	f_c [MPa]	f_v [MPa]
Muratura a blocchi lapidei squadrati	2,92	0,0438
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,33	0,0317

Il software 3Muri, nella sezione dedicata ai materiali, permette di definire in via automatica i parametri meccanici da adottarsi a seconda del livello di conoscenza ottenuto. Per ogni materiale, infatti, basterà selezionare nel menù «parametri muratura» la voce «estese indagini – LC2».

Per ridurre l'onere computazionale, i modelli sui quali si valuteranno i meccanismi globali in LC2 sono esclusivamente quelli con vincoli elastici cedevoli.

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche eseguite in entrambe le unità strutturali.

9.5.5.1 Modello U.S.1 con vincoli elastici in LC2

Si riportano di seguito i risultati del modello U.S.1 con vincoli elastici, relativi ad un ipotetico livello di conoscenza LC2.

Tabella 9.118: risultati del modello in LC2 del Palazzo Moroni con vincoli elastici

N.	Dir. sisma	Car. sismico	Ecc. [cm]	D _{Max} [cm]	SLU			SLE			SLO			Alfa u	Alfa e
					D _u [cm]	q* SLU	Ver.	D _{Max} [cm]	D _d [cm]	Ver.	D _{Max} [cm]	D _o [cm]	Ver.		
1	+X	MA	0,0	3,04	2,52	1,840	NO	1,23	1,81	SI	0,97	1,81	SI	0,838	1,470
2	+X	1° M	0,0	3,71	2,62	2,414	NO	1,42	2,11	SI	1,11	2,11	SI	0,705	1,488
3	-X	MA	0,0	3,26	3,18	1,697	NO	1,29	2,78	SI	1,01	2,78	SI	0,976	2,148
4	-X	1° M	0,0	3,78	2,58	1,890	NO	1,45	2,58	SI	1,13	2,19	SI	0,683	1,784
5	+Y	MA	0,0	3,64	3,31	2,243	NO	1,42	2,31	SI	1,11	1,41	SI	0,911	1,629
6	+Y	1° M	0,0	4,26	3,22	2,950	NO	1,63	2,41	SI	1,28	1,71	SI	0,755	1,479
7	-Y	MA	0,0	3,66	3,68	2,129	SI	1,42	2,39	SI	1,11	1,69	SI	1,006	1,678
8	-Y	1° M	0,0	4,17	2,99	2,788	NO	1,60	2,39	SI	1,25	1,79	SI	0,716	1,497
9	+X	MA	179,8	3,07	3,22	1,820	SI	1,24	3,02	SI	0,97	3,02	SI	1,046	2,431
10	+X	MA	-179,8	3,05	2,12	2,037	NO	1,23	2,02	SI	0,97	2,02	SI	0,709	1,635
11	+X	1° M	179,8	3,83	4,63	1,903	SI	1,47	4,43	SI	1,15	2,52	SI	1,209	3,022
12	+X	1° M	-179,8	3,38	2,52	2,188	NO	1,29	2,31	SI	1,01	2,31	SI	0,745	1,790
13	-X	MA	179,8	3,42	3,77	1,688	SI	1,33	3,27	SI	1,04	3,27	SI	1,101	2,455
14	-X	MA	-179,8	2,83	2,09	1,760	NO	1,14	2,09	SI	0,90	2,09	SI	0,750	1,823
15	-X	1° M	179,8	2,65	2,28	1,948	NO	1,04	1,78	SI	0,81	1,19	SI	0,862	1,719
16	-X	1° M	-179,8	2,90	2,08	1,833	NO	1,11	1,98	SI	0,87	1,98	SI	0,716	1,781
17	+Y	MA	190,3	3,54	2,91	2,199	NO	1,39	2,11	SI	1,09	1,31	SI	0,827	1,516
18	+Y	MA	-190,3	5,18	4,41	2,043	NO	1,98	3,21	SI	1,55	2,21	SI	0,852	1,618
19	+Y	1° M	190,3	3,83	3,69	2,898	NO	1,47	3,69	SI	1,15	1,50	SI	0,962	2,513
20	+Y	1° M	-190,3	5,02	9,13	2,302	SI	1,92	3,01	SI	1,50	1,81	SI	1,303	1,568
21	-Y	MA	190,3	3,58	3,19	1,950	NO	1,40	2,19	SI	1,10	1,49	SI	0,894	1,561
22	-Y	MA	-190,3	3,81	3,88	2,263	SI	1,46	2,59	SI	1,14	1,79	SI	1,020	1,770
23	-Y	1° M	190,3	4,21	3,59	2,341	NO	1,61	2,69	SI	1,26	1,80	SI	0,852	1,670
24	-Y	1° M	-190,3	5,48	4,09	2,658	NO	2,10	3,89	SI	1,64	3,79	SI	0,747	1,855

Dalle analisi emerge che la quasi totalità delle verifiche allo Stato Limite di salvaguardia della Vita non è soddisfatta. In particolare, le analisi in direzione X, con $\alpha_{Ux Medio} = 0,861$, risultano più gravose rispetto a quelle in direzione Y, per le quali si ha $\alpha_{Uy Medio} = 0,903$. Le analisi agli stati limite di esercizio (SLO e SLD), invece, sono tutte soddisfatte.

L'analisi più gravosa in direzione X è la numero 4, con una distribuzione di forze proporzionale al primo modo, eccentricità nulla e verso negativo. La verifica allo Stato Limite di Operatività è soddisfatta con $\alpha_e = 1,784$, mentre la verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita non risulta soddisfatta. In particolare, l'indicatore di rischio di collasso α_U vale 0,683. Ciò significa che la struttura, nella condizione di carico sismico più sfavorevole, è in grado di resistere a un'azione pari al più al 68% di quella prevista da normativa. Il Periodo di ritorno dell'azione sismica di capacità limite è $TR_C = 385$ anni.

L'analisi più gravosa in direzione Y è la numero 8, con una distribuzione di forze proporzionale al primo modo, eccentricità nulla e verso negativo. La verifica allo Stato Limite di Operatività è soddisfatta con $\alpha_e = 1,497$, mentre la verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita non risulta soddisfatta. In particolare, l'indicatore di rischio di collasso α_U vale 0,716. Ciò significa che la struttura, nella condizione di carico sismico più sfavorevole, è in grado di resistere a un'azione pari al più al 72% di quella prevista da normativa. Il Periodo di ritorno dell'azione sismica di capacità limite è $TR_C = 425$ anni.

9.5.5.2 Modello U.S.2 con vincoli elastici in LC2

Si riportano di seguito i risultati del modello U.S.2 con vincoli elastici, relativi ad un ipotetico livello di conoscenza LC2.

Tabella 9.119: risultati del modello in LC2 dell'Ala Moschini.

N.	Dir. sisma	Car. sismico	Ecc. [cm]	D _{Max} [cm]	SLU			SLE			SLO			Alfa u	Alfa e
					D _u [cm]	q* SLU	Ver.	D _{Max} [cm]	D _d [cm]	Ver.	D _{Max} [cm]	D _o [cm]	Ver.		
1	+X	MA	0,0	2,41	1,35	1,782	NO	1,04	1,35	SI	0,85	1,35	SI	0,561	1,297
2	+X	1° M	0,0	2,76	2,00	2,223	NO	1,18	2,01	SI	0,93	1,69	SI	0,675	1,696
3	-X	MA	0,0	3,09	2,09	1,893	NO	1,18	2,01	SI	0,93	1,69	SI	0,675	1,696
4	-X	1° M	0,0	6,23	7,07	1,328	SI	2,39	4,66	SI	1,87	4,50	SI	1,134	1,953
5	+Y	MA	0,0	3,10	3,44	1,914	SI	1,19	2,96	SI	0,93	2,32	SI	1,110	2,495
6	+Y	1° M	0,0	3,61	4,08	2,501	SI	1,38	3,84	SI	1,08	2,96	SI	1,131	2,781
7	-Y	MA	0,0	2,73	3,36	1,705	SI	1,04	2,24	SI	0,82	2,24	SI	0,82	2,24
8	-Y	1° M	0,0	3,14	3,36	2,622	SI	1,20	1,60	SI	0,94	1,60	SI	1,072	1,333
9	+X	MA	59,1	5,35	4,22	1,643	NO	2,05	3,98	SI	1,60	3,98	SI	0,788	1,943
10	+X	MA	-59,1	4,88	4,45	1,664	NO	1,87	4,45	SI	1,46	4,45	SI	0,912	2,383
11	+X	1° M	59,1	2,63	1,44	2,444	NO	1,01	1,20	SI	0,79	0,96	SI	0,548	1,193
12	+X	1° M	-59,1	6,10	5,41	1,467	NO	2,34	5,33	SI	1,83	3,66	SI	0,886	2,281
13	-X	MA	59,1	5,22	3,94	2,398	NO	2,00	3,62	SI	1,56	3,62	SI	0,756	1,814
14	-X	MA	-59,1	3,32	2,41	1,654	NO	1,27	2,41	SI	0,99	2,09	SI	0,727	1,898
15	-X	1° M	59,1	3,41	2,97	1,690	NO	1,31	1,37	SI	1,02	1,29	SI	0,872	1,046
16	-X	1° M	-59,1	5,86	7,07	1,282	SI	2,24	3,94	SI	1,76	3,94	SI	1,207	1,756
17	+Y	MA	152,3	4,46	5,07	1,758	SI	1,71	4,83	SI	1,34	4,04	SI	1,136	2,829
18	+Y	MA	-152,3	4,75	5,47	1,476	SI	1,82	5,07	SI	1,42	5,07	SI	1,151	2,790
19	+Y	1° M	152,3	5,03	5,39	2,269	SI	1,93	3,80	SI	1,51	3,80	SI	1,071	1,975
20	+Y	1° M	-152,3	5,02	5,71	2,245	SI	1,92	5,71	SI	1,50	5,71	SI	1,137	2,971
21	-Y	MA	152,3	3,60	2,42	1,870	NO	1,38	2,18	SI	1,08	2,18	SI	0,672	1,581
22	-Y	MA	-152,3	2,85	3,84	1,657	SI	1,09	2,80	SI	0,85	2,80	SI	1,346	2,565
23	-Y	1° M	152,3	2,99	2,24	2,801	NO	1,15	1,20	SI	0,90	1,20	SI	0,748	1,047
24	-Y	1° M	-152,3	4,15	2,75	2,409	NO	1,59	2,02	SI	1,24	2,02	SI	0,662	1,272

Dalle analisi emerge che parte delle verifiche allo Stato Limite di salvaguardia della Vita non è soddisfatta. In particolare, le analisi in direzione X, con $\alpha_{Ux Medio} = 0,811$, risultano più gravose rispetto a quelle in direzione Y, per le quali si ha $\alpha_{Uy Medio} = 1,005$. Le analisi agli stati limite di esercizio (SLO e SLD), invece, sono tutte soddisfatte.

L'analisi più gravosa in direzione X è la numero 11, con una distribuzione di forze proporzionale al primo modo, eccentricità $e = +59,1 \text{ cm}$ e verso positivo. La verifica allo Stato Limite di Operatività è soddisfatta con $\alpha_e = 1,193$, mentre la verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita non risulta soddisfatta. In particolare, l'indicatore di rischio di collasso α_U vale 0,548. Ciò significa che la struttura, nella condizione di carico sismico più sfavorevole, è in grado di resistere a un'azione pari al più al 55% di quella prevista da normativa. Il Periodo di ritorno dell'azione sismica di capacità limite è $TR_C = 232$ anni.

L'analisi più gravosa in direzione Y è la numero 24, con una distribuzione di forze proporzionale al primo modo, un'eccentricità $e = -152,3 \text{ cm}$ e verso negativo. La verifica allo Stato Limite di Operatività è soddisfatta con $\alpha_e = 1,272$, mentre la verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita non risulta soddisfatta. In particolare, l'indicatore di rischio di collasso α_U vale 0,662. Ciò significa che la struttura, nella condizione di carico sismico più sfavorevole, è in grado di resistere a un'azione pari al più al 63% di quella prevista da normativa. Il Periodo di ritorno dell'azione sismica di capacità limite è $TR_C = 363$ anni.

9.5.6 Considerazioni finali sui risultati

Si vuole valutare in questa sede l'esito delle verifiche eseguite su ciascun modello per ogni unità strutturale.

Nella **U.S.1 Palazzo Moroni** la quasi totalità delle verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita svolte sul modello non vincolato risulta non soddisfatta. In particolare, le analisi in direzione Y, con $\alpha_{Uy Medio} = 0,663$, risultano più gravose rispetto a quelle in direzione X, per le quali si ha $\alpha_{Ux Medio} = 0,848$. L'analisi più onerosa è la numero 16, per la quale l'indicatore di rischio di collasso α_U vale 0,547. Le stesse analisi, svolte sul modello con vincoli rigidi, riportano esiti molto differenti, in quanto risultano verificate anche con discreti margini di sicurezza. In particolare, le analisi in direzione Y, con $\alpha_{Uy Medio} = 1,389$, sono più gravose rispetto a quelle in direzione X, per le quali si ha $\alpha_{Ux Medio} = 2,895$. L'analisi più onerosa è la numero 24, per la quale l'indicatore di rischio di collasso α_U vale 1,104. Gli esiti del modello con vincoli elastici, sebbene si pongano a cavallo tra quelli del primo e del secondo, sono piuttosto vicini a quelli del modello svincolato, confermando che l'adozione di vincoli rigidi è troppo a sfavore di sicurezza. Dalle analisi emerge che la quasi totalità delle verifiche allo Stato Limite di salvaguardia della Vita non è soddisfatta. In particolare, le analisi in direzione X, con $\alpha_{Ux Medio} = 0,858$, risultano più gravose rispetto a quelle in direzione Y, per le quali si ha $\alpha_{Uy Medio} = 0,882$. L'analisi più onerosa è la numero 2, con un indicatore di rischio di collasso $\alpha_U = 0,585$. Il modello con vincoli elastici in LC2 presenta un numero maggiore di analisi verificate e, di conseguenza, valori medi di α_U più elevati. L'analisi più gravosa è la numero 4, con $\alpha_U = 0,683$, sensibilmente maggiore del modello analogo in LC1.

Tabella 9.120: valori minimi e medi degli indicatori di collasso in Palazzo Moroni LC1.

U.S.1 Palazzo Moroni		No vincoli	Vincoli rigidi	Vincoli elastici	Vincoli elastici LC2
α_U Minimo	α_{Ux}	0,547	2,335	0,585	0,683
	α_{Uy}	0,608	1,104	0,756	0,716
α_U Medio	α_{Ux}	0,848	2,895	0,858	0,861
	α_{Uy}	0,663	1,389	0,882	0,903

Nella **U.S.2 Ala Moschini** gran parte delle verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita svolte sul modello non vincolato risulta non soddisfatta. In particolare, le analisi in direzione X, con $\alpha_{Ux Medio} = 0,69$, risultano più gravose rispetto a quelle in direzione Y, per le quali si ha $\alpha_{Uy Medio} = 0,804$. L'analisi più onerosa è la numero 23, per la quale l'indicatore di rischio di collasso α_U vale 0,40. Le stesse analisi, svolte sul modello con vincoli rigidi, ripor-

tano generalmente valori maggiori del moltiplicatore critico di collasso. Questa volta, le analisi in direzione Y, con $\alpha_{Uy Medio} = 1,0075$, risultano più gravose, seppur di poco, rispetto a quelle in direzione X, per le quali si ha $\alpha_{Ux Medio} = 1,04$. L'analisi più onerosa è la numero 11, per la quale l'indicatore di rischio di collasso α_U vale 0,529. Ancora una volta, i risultati del modello con vincoli cedevoli si pongono a cavallo di quelli dei modelli precedenti. Nel dettaglio, le analisi in direzione X, con $\alpha_{Ux Medio} = 0,74$, risultano più gravose rispetto a quelle in direzione Y, per le quali si ha $\alpha_{Uy Medio} = 0,903$. L'analisi più onerosa è la numero 11, per la quale l'indicatore di rischio di collasso α_U vale 0,485. Il modello con vincoli elastici in LC2 presenta un numero maggiore di analisi verificate e, di conseguenza, valori medi di α_U più elevati. L'analisi più gravosa è la numero 11, con $\alpha_U = 0,548$, sensibilmente maggiore del modello analogo in LC1.

Tabella 9.121: valori minimi e medi degli indicatori critici di collasso nell'Ala Moschini.

U.S.2 Ala Moschini		No vincoli	Vincoli rigidi	Vincoli elastici	Vincoli elastici LC2
α_U Minimo	α_{Ux}	0,58	0,529	0,485	0,548
	α_{Uy}	0,40	0,66	0,625	0,662
α_U Medio	α_{Ux}	0,69	1,04	0,74	0,811
	α_{Uy}	0,804	1,01	0,903	1,005

Per ogni modello delle unità strutturali si considera ora l'analisi in assoluto più gravosa, sulla quale sarà valutata la vita nominale residua. Questa è il periodo nel quale la struttura può essere considerata sicura, nel senso che è in grado di sopportare l'azione sismica che ha una fissata probabilità di occorrenza nel periodo di riferimento ad essa collegato (tenendo conto attraverso il coefficiente d'uso della funzione svolta dal manufatto).

La vita nominale residua V_N è data dalla formula:

$$V_N = -\left(\frac{T_{SLV}}{C_u}\right) \cdot \ln(1 - P_{VR}) \quad \text{con}$$

- T_{SLV} periodo di ritorno dell'azione sismica che porta al raggiungimento dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita, riportato dal software;
- P_{VR} è la probabilità di superamento dello stato limite considerato (0,1 per SLV);
- C_u è il coefficiente relativo alla classe d'uso (classe VI, $C_u = 2,0$).

Tabella 9.122: analisi più gravose espresse in valore di vita nominale residua per Palazzo Moroni.

U.S.1 Palazzo Moroni	No vincoli	Vincoli rigidi	Vincoli elastici	Vincoli elastici LC2
T_{SLV}	231	1444	261	385
V_N	12	76	14	20

Tabella 9.123: analisi più gravose espresse in valore di vita nominale residua per l'Ala Moschini.

U.S.2 Ala Moschini	No vincoli	Vincoli rigidi	Vincoli elastici	Vincoli elastici LC2
T_{SLV}	117	209	167	232
V_N	6	11	9	12

È possibile inoltre valutare un indice di sicurezza sismica, definito dalle Linee Guida come il rapporto tra il periodo di ritorno T_{SLV} dell'azione sismica che porta allo stato limite di salvaguardia della vita ed il corrispondente periodo di riferimento $T_{R,SLV}$:

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}}$$

Un valore di $I_{S,SLV}$ maggiore od uguale ad uno significa che il manufatto è in condizioni di sicurezza rispetto ai valori assunti come riferimento per la vita nominale e per quel particolare uso (50 anni, classe IV); valori inferiori ad uno mettono in evidenza situazioni che meritano attenzione.

Tabella 9.124: indice di vulnerabilità delle analisi più gravose espresse residua per Palazzo Moroni.

U.S.1 Palazzo Moroni	No vincoli	Vincoli rigidi	Vincoli elastici	Vincoli elastici LC2
T_{SLV}	231	1444	261	385
$I_{S,SLV}$	0,24	1,52	0,28	0,41

Tabella 9.125: indice di vulnerabilità delle analisi più gravose espresse residua per l'Ala Moschini.

U.S.2 Ala Moschini	No vincoli	Vincoli rigidi	Vincoli elastici	Vincoli elastici LC2
T_{SLV}	117	209	167	232
$I_{S,SLV}$	0,12	0,22	0,18	0,24

Per una maggiore comprensione dei risultati ottenuti si procede alla valutazione delle PGA reali alle quali effettivamente i modelli son in grado di far fronte. Per ogni modello, in corrispondenza dell'analisi più gravosa, si considera il valore di PGA_D (Peak Ground Acceleration di domanda) e PGA_C (Peak Ground Acceleration di capacità reale), entrambi espressi in m/s^2 .

Dividendo questi per l'accelerazione di gravità g si ottiene il valore di a_g . Utilizzando il foglio di calcolo «Spettri NTC» è possibile risalire ai parametri sismici relativi ad a_g , coi quali determinare nuovamente il fattore di amplificazione del suolo S . Il valore di PGA reale si ottiene moltiplicando a_g per il fattore di suolo S . Ad esempio:

$$\begin{aligned}PGA_D &= 1,03 \text{ m/s}^2 \\PGA_C &= 0,57 \text{ m/s}^2 \\a_g &= \frac{PGA_C}{g} = 0,058\end{aligned}$$

Dal file Excel «Spettri NTC» si ottiene

$$F_0 = 2,580$$

Per un suolo di categoria C vale

$$S_S = 1,70 - 0,60F_0 \frac{a_g}{g} = 1,61 \notin 1,5 ; S_T = 1$$

$$PGA_C = S \cdot a_g = 0,087$$

Tabella 9.126: valori di PGA per le analisi più gravose in Palazzo Moroni.

U.S.1 Palazzo Moroni	No vincoli	Vincoli rigidi	Vincoli elastici	Vincoli elastici LC2
PGA_D [m/s^2]	1,03	1,03	1,03	1,03
PGA_C [m/s_2]	0,57	1,14	0,60	0,71
PGA_D [g]	0,157	0,157	0,157	0,157
PGA_C [g]	0,087	0,174	0,09	0,108
%	55%	110%	57%	69%

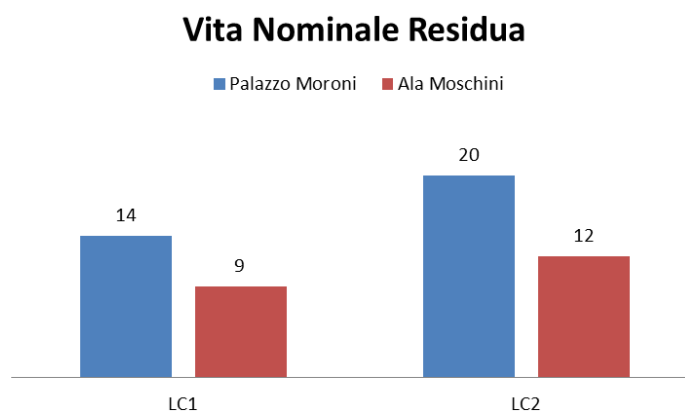
Tabella 9.127: valori di PGA per le analisi più gravose dell'Ala Moschini.

U.S.2 Ala Moschini	No vincoli	Vincoli rigidi	Vincoli elastici	Vincoli elastici LC2
PGA_D [m/s^2]	1,03	1,03	1,03	1,03
PGA_C [m/s_2]	0,42	0,55	0,50	0,57
PGA_D [g]	0,157	0,157	0,157	0,157
PGA_C [g]	0,0645	0,084	0,077	0,087
%	41%	53%	49%	55%

Analizzando i risultati fino ad ora ottenuti, risulta evidente che entrambe le unità strutturali non verificano le condizioni richieste dalle Norme Tecniche per un edificio di *Classe d'uso IV* ed una *Vita Nominale* di 50 anni. Tuttavia, le Linee Guida prevedono per gli edifici tutelati la possibilità di ammettere valori di vita nominale inferiori ai 50 anni, consentendo in tal modo di certificare la sicurezza di un intervento meno invasivo, ma accettando un livello di rischio maggiore. Tale rischio, tuttavia, non può scendere comunque sotto una certa soglia, pertanto i valori di vita nominale dovranno essere comunque maggiori di 20 anni. Allo scadere della vita nominale, una nuova verifica di sicurezza si renderà necessaria.

Le analisi eseguite in LC1, comunque, riportano nei casi più gravosi valori di vita nominale inferiori ai 20 anni.

Il passaggio ad un livello di conoscenza LC2 è fortemente auspicabile, dal momento che permetterebbe una migliore conoscenza della struttura e quindi una modellazione più puntuale e attendibile. Inoltre, la possibilità di adottare parametri meccanici più elevati e un fattore di confidenza inferiore, porterebbe a una maggiore verifica della struttura e, come conseguenza, gli eventuali interventi sul manufatto risulterebbero meno invasivi. Rieseguendo le analisi con questo livello di conoscenza, l'analisi più gravosa del Palazzo Moroni avrebbe una vita nominale residua di 20 anni, mentre quella più gravosa dell'ala Moschini di 12 anni.



Giunti a questo punto, si può concludere che entrambe le unità strutturali non soddisfino i requisiti stabiliti per gli edifici vincolati nelle Linee Guida nemmeno con un livello di conoscenza LC2, e dunque potrebbe rendersi necessaria la progettazione di interventi atti a migliorare il comportamento globale delle singole unità strutturali.

In accordo con quanto stabilito dalle Linee Guida⁴⁰ e dal capitolo 8 delle Norme Tecniche, per i beni tutelati è necessario attenersi ad interventi di miglioramento, a riparazioni od interventi locali. Con il termine miglioramento si intende l'esecuzione di opere in grado di far conseguire all'edificio un indice di sicurezza superiore di quello attuale, non necessariamente uguale a quello previsto dall'adeguamento.

Come esempio metodologico, è stato realizzato un nuovo modello della U.S.2, sul quale valutare se l'apporto di modifiche alla struttura, nei limiti consentiti dai principi della conservazione, possa essere la strada per il raggiungimento di un indice di sicurezza superiore a quello attuale. Tale modello è stato calibrato secondo un Livello di Conoscenza LC2, dal momento che si ritiene imprescindibile una conoscenza più approfondita della struttura prima di un eventuale intervento⁴¹.

In generale, il nuovo modello presenta un numero maggiore di analisi verificate e, di conseguenza, valori medi di α_U più elevati. L'analisi più gravosa è la numero 13, in direzione X, con $\alpha_U = 0,747$ e Periodo di ritorno dell'azione sismica di capacità limite è $TR_C = 474$ anni.

La seguente tabella riassume i benefici dell'intervento proposto in termini di vita nominale e di indice di sicurezza sismica.

Tabella 9.128: valutazione del miglioramento che si otterrebbe con interventi nell'Ala Moschini.

U.S.2 Ala Moschini	Vincoli elastici LC2	Vincoli elastici LC2 + interventi	Miglioramento %
T_{SLV}	232	474	+104%
V_N	12	25	+25%
I_{SN}	0,24	0,5	+108%

⁴⁰ [N3] Linee Guida, § 2.2

⁴¹ I risultati delle analisi vengono riportati in modo dettagliato nell'ALLEGATO D

Capitolo 10

Interventi per la riduzione della vulnerabilità sismica

Gli interventi sulle strutture, volti a ridurre la vulnerabilità sismica, sono da valutarsi nel quadro generale della conservazione della costruzione. La scelta della strategia e della tecnica d'intervento, nonché l'urgenza di attuarlo, dipendono dai risultati della precedente fase di valutazione. L'obiettivo principale resta sempre la conservazione non solo della materia, ma anche del funzionamento strutturale accertato¹.

I risultati delle analisi svolte nel precedente capitolo sottolineano che a livello globale la struttura non rispecchia le condizioni di sicurezza previste da normativa. Trattandosi tuttavia di un bene culturale vincolato, non è necessario che la struttura risponda completamente all'azione sismica di progetto: le Linee Guida prevedono infatti la possibilità di ammettere valori di vita nominale superiori ai 20 anni, con l'obbligo che entro tale termine si provveda ad una nuova verifica. Le analisi eseguite, tuttavia, riportano nei casi più gravosi valori di vite nominali inferiori ai 20 anni ($V_N= 14$ per l'analisi più gravosa del palazzo cinquecentesco e $V_N= 9$ per l'analisi più gravosa dell'ala Moschini). Per tale motivo, non sono da escludersi interventi atti a migliorare il comportamento globale delle unità strutturali.

I meccanismi d'insieme analizzano il comportamento delle pareti murarie nel proprio piano, presupponendone la stabilità nei riguardi di azioni sismiche fuori piano. Per tale motivo, in linea con quanto stabilito dalle Linee Guida, prima di valutare la possibilità d'intervento nei confronti dei meccanismi globali si deve assicurare alla costruzione un soddisfacente comportamento d'assieme, mediante la realizzazione di un buon ammorsamento tra le pareti e di efficaci collegamenti tra solai e pareti.

¹ [N3] Linee Guida, § 6.1

10.1 Inserimento di catene e tiranti

L'inserimento di tiranti, disposti nelle direzioni principali del fabbricato, a livello dei solai ed in corrispondenza delle murature portanti, ancorati alle murature mediante capochiave, può favorire il comportamento d'assieme del fabbricato, in quanto conferisce un elevato grado di connessione tra le murature ortogonali e fornisce un efficace vincolo contro il ribaltamento fuori piano dei pannelli murari. Inoltre, l'inserimento di tiranti migliora il comportamento nel piano di pareti forate, in quanto consente la formazione del meccanismo tirante-puntone nelle fasce murarie sopra porta e sotto finestra.

Particolare attenzione andrà posta alla fase esecutiva degli interventi, al fine di assicurarne l'efficacia e limitarne l'invasività.

10.1.1 Principi funzionali di base²

Le catene, realizzate con elementi metallici, sono elementi costitutivi tradizionalmente impiegati con funzioni strutturali di collegamento, contenimento e ritegno e sono quindi sottoposte a sforzi di trazione. Nel campo del restauro esse sono utilizzate principalmente per:

- Contrastare l'azione di ribaltamento delle pareti fuori dal loro piano;
- Contrastare la pressoflessione dei pannelli murari indotte da azioni ortogonali al piano;
- Per conferire all'edificio un comportamento scatolare funzionando da collegamento tra le varie parti;
- Per assorbire spinte anomale.

10.1.2 Campi di applicazione

L'inserimento di tiranti in acciaio è consigliato prevalentemente a livello dei solai di piano, ma può essere esteso anche alle coperture.

La posizione è pressoché obbligata: esse potranno essere inserite all'altezza della quota dei solai intermedi o entro le strutture lignee dei tetti. Nel caso in cui si ricorra all'utilizzo di catene per assorbire le spinte provenienti da archi o volte, è preferibile che vengano poste alle reni, dove l'applicazione staticamente più corretta ed efficace.

² [S26] Regione Molise, *Analisi delle principali tecniche d'intervento e limiti delle loro applicabilità*, Protocollo di Progettazione per la Realizzazione degli Interventi di Ricostruzione Post-Sisma sugli Edifici Privati, allegato 3B-1, 2006.

10.1.3 Applicazione della tecnica e fasi operative

I presidi sismici che si propone di inserire sono stati calcolati al capitolo 9.4, ed assolvono il compito di contrastare l'attivazione dei meccanismi per i quali sono preposti. Si riporta di seguito la tabella indicante i presidi necessari a seconda dei due livelli di conoscenza indagati.

Tabella 10.1: prospetto riassuntivo dei tiranti necessari alla verifica in LC1 e LC2.

MACRO	CINEMATISMO	LC1	LC2
1	A.I	n°9 D24 35x35 h 8,76m, n°9 D20 30x30 h 21,26m*	n°9 D24 30x30 h 8,76m, n°5 D20 30x30 h 21,26m*
	B.II-1	n°9 D24 35x35 h 8,76m	n°9 D24 35x35 h 8,76m
	B.II-2	n°7 D20 30x30 h 21,26m*	-
2	A.II	n°4 D20 30x30 h 21,26m*	n°2 D20 30x30 h 21,26m*
	D.I	-	-
3	A.II-1	n°2 D20 30x30 h 21,26m*	n°2 D20 30x30 h 21,26m*
	A.II-2	n°2 D20 30x30 h 21,26m*	n°2 D20 30x30 h 21,26m*
4	B.III	-	-
5	A.I	n°2 D24 35x35 h 8,76m, n°5 D20 30x30 h 16,37m, n°6 D20 30x30 h 21,26m*	n°2 D24 30x30 h 8,76m, n°3 D20 30x30 h 16,37m, n°4 D20 30x30 h 21,26m
	B.II-1	n°2 D24 35x35 h 8,76m	n°2 D24 35x35 h 8,76m
	B.II-2	-	-
6	A.II-1	-	-
	A.II-2	n°2 D20 30x30 h 21,26m	-
7	A.II-1	n°2 D20 30x30 h 16,37m, n°2 D20 30x30 h 21,26m	-
	A.II-2	n°2 D20 30x30 h 21,26m	n°2 D20 30x30 h 21,26m
8	A.I	n°4 D20 30x30 h10,22m, n°6 D20 30x30 h 16,13m, n°8 D20 30x30 h 20,36m	n°2 D20 30x30 h10,22m, n°3 D20 30x30 h 16,13m, n°4 D20 30x30 h 20,36m
	A.II-1	-	-
	A.II-2	n°2 D18 30x30 h 16,13m, n°4 D18 30x30 h 21,09	-
9	B.III	-	-
10	A.I	n°2 D18 30x30 h10,22m, n°2 D18 30x30 h 16,13m, n°2 D18 30x30 h 20,36m	n°2 D18 30x30 h10,22m, n°2 D18 30x30 h 16,13m, n°2 D18 30x30 h 20,36m
	A.II	n°2 D18 30x30 h 20,36m	n°2 D18 30x30 h 20,36m
11	A.II	n°4 D16 30x30 h 20,17m	n°2 D16 30x30 h 20,17m
12	A.II-1	n°2 D16 30x30 h 20,17m	n°2 D16 30x30 h 20,17m
	A.II-2	n°3 D22 30x30 h14,41m, n°4 D16 30x30 h 20,17m	n°3 D22 30x30 h14,41m, n°2 D16 30x30 h 20,17m
13	A.II-1	n°4 D14 paletto 3x80 h 7,9m	n°4 D14 paletto 3x80 h 7,9m
	A.II-2	-	-
	A.II-3	-	-

14	A.II-1	n°2 D20 30X30 h 13,7m , n°2 D20 30X30 h 16,02m	n°2 D20 30X30 h 13,7m , n°2 D20 30X30 h 16,02m
	A.II-2	n°2 D20 30X30 h 13,7m , n°2 D20 30X30 h 16,02m	n°2 D20 30X30 h 13,7m , n°2 D20 30X30 h 16,02m
	A.II-3	n°2 D20 30X30 h 16,02m	n°2 D20 30X30 h 16,02m
15	A.II-1	n°3 D16 30X30 h 14,36m , n°2 D16 30X30 h 16,02m	n°3 D16 30X30 h 14,36m , n°2 D16 30X30 h 16,02m
	A.II-2	n°3 D16 30X30 h 14,36m	n°3 D16 30X30 h 14,36m
16	C.I	-	-
17	A.II-1	n°4 D14 paletto 0,03x80 h 7,9m, n°3 D14 30x30 h 16,02m*	n°4 D14 paletto 0,03x80 h 7,9m, n°2 D14 30x30 h 16,02m
	A.II-2	n°3 D14 30x30 h 16,02m*	n°2 D14 30x30 h 16,02m
	A.II-3	n°2 D14 30x30 h 16,02m	n°2 D14 30x30 h 16,02m
18	C.I	-	-

Nella tabella si indicano con il segno * i tiranti progettati a livello di calcolo per avere una stima del tiro necessario a inibire il meccanismo, ma che nella realtà non trovano applicazione a causa dell'assenza di pareti di spina. In questi casi, il posizionamento dei tiranti non è risolutivo del problema, e pertanto si potrebbe pensare ad interventi alternativi come la cerchiatura o la cordolatura.

Si precisa che prima di qualsiasi intervento sui manufatti sono necessarie ulteriori indagini per valutare la fattibilità degli interventi proposti. Particolare attenzione sarà da attribuirsi alla qualità muraria in corrispondenza del posizionamento dei bolzoni, nonché al reale posizionamento dei solai: si dovrà valutare infatti se il posizionamento dei bolzoni interferisca o meno con gli elementi architettonici presenti in facciata (cornici, gutte, triglifi, lesene...).

Altre considerazioni saranno da farsi sul posizionamento dei bolzoni: dal momento che, specialmente in LC1, i presidi da inserire sono di numero rilevante, sarà da valutare la possibilità di riporre i capochiave nello spessore murario e di occultarli con lo stesso materiale lapideo di cui sono rivestite le facciate. Questa operazione è però più complessa ed invasiva. In primo luogo bisognerà valutare se la muratura è sufficientemente coerente per permettere un'operazione di incasso. Si dovrà poi tener conto della riduzione dello spessore efficace della parete, che diminuirà dunque i valori di resistenza a punzonamento del sistema tirante-bolzone. Inoltre, l'incasso della piastra nella muratura o sotto l'intonaco pone dei problemi di compatibilità e durabilità, dal momento che il materiale metallico che costituisce i presidi sarà maggiormente soggetto all'umidità, essendo la muratura un materiale igroscopico. Per tale motivo, si ipotizza in questa sede di porre le piastre e i paletti in superficie, con la riserva di poter in seguito studiare un intervento definitivo che contempli la possibilità di occultarli. In tal modo l'intervento proposto sarà il più possibile reversibile e compatibile.

Una volta preparate le pareti ed individuati livelli ed assi dei tiranti, si procede con le seguenti fasi:

- Esecuzione dei fori passanti di diametro 25-30mm mediante carotiere a rotazione;
- Eventuale scasso nella muratura per il posizionamento delle piastre di ancoraggio. Il piano di posa di queste andrà preparato con malta a ritiro compensato;
- Rinforzo della muratura retrostante la piastra di ancoraggio dei tiranti;
- Taglio a preparazione dei tiranti filettati agli estremi;
- Inserimento delle barre in acciaio nelle loro sedi, preferibilmente al di sotto della pavimentazione dei solai e in corrispondenza delle murature di spina;
- Messa in opera delle piastre dello spessore minimo di 15 millimetri, con opportune nervature o adeguato rapporto tra lunghezza e larghezza del paletto;
- Messa in tensione dei tiranti per mezzo di chiavi dinamometriche o attraverso il sistema di cuneo e controcuneo per i più tradizionali capichave a paletto;
- Sigillatura delle scanalature con malta a ritiro compensato.

Il posizionamento e il tipo di tiranti è proposto al capitolo 10 delle tavole in allegato.

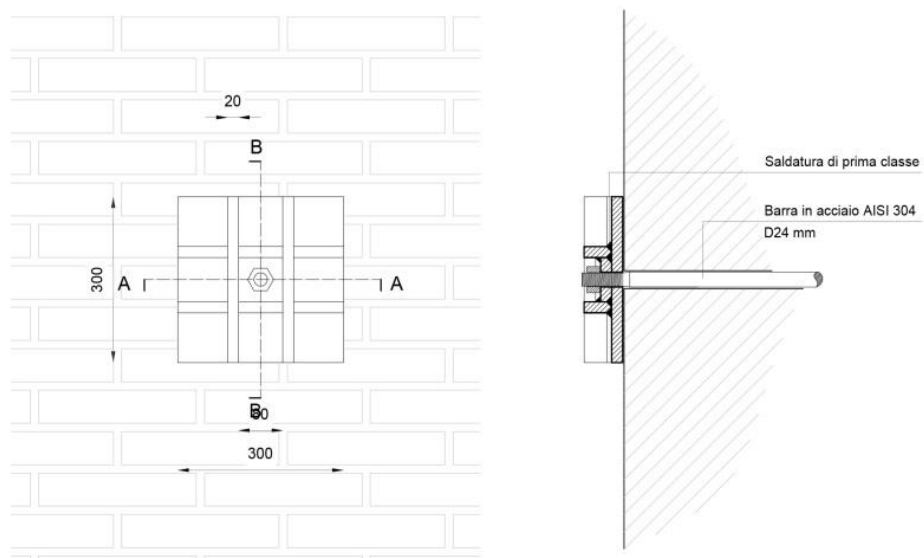


Figura 10.1: dettagli costruttivi per un tirante con capochave a piastra.

Capitolo 11

La vulnerabilità sismica dei beni di interesse artistico

Negli ultimi anni, un numero considerevole di studi è stato dedicato al tema della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti, come conseguenza del crescente interesse verso la conservazione del patrimonio culturale. Se sono state sviluppate tecniche per la salvaguardia di edifici e monumenti, è vero anche che molta meno attenzione è stata dedicata al contenuto degli edifici, in particolare i musei, dove spesso le opere d'arte hanno un valore pari o superiore a quello del contenitore stesso.

Recentemente, il problema della vulnerabilità sismica degli oggetti d'arte richiama sempre più interesse da parte della comunità scientifica di tutto il mondo. Infatti, sono stati pubblicati più studi sul comportamento degli elementi non strutturali in caso di sisma, allo scopo di valutare le eventuali precauzioni da adottare per ridurre il rischio di danno.

Tale tema non può che essere di fondamentale rilievo in un territorio come l'Italia, dove il rischio sismico delle opere d'arte è elevato a causa della pericolosità sismica della penisola, della vulnerabilità del costruito e dell'esposizione.

La normativa italiana affronta il tema del danno alle opere d'arte nelle già citate Linee Guida, individuando uno specifico Stato Limite, lo Stato limite di danno ai beni Artistici SLA, così definito: «A seguito di un terremoto di livello opportuno, (in generale quello preso in considerazione per lo stato limite di danno) i beni artistici contenuti nel manufatto, intesi come apparati decorativi, superfici pittoriche, elementi architettonici di pregio [...] nonché beni mobili pertinenziali [...] subiscono danni di modesta entità, tali da poter essere restaurati senza una significativa perdita del valore culturale»¹. Specifica anche che, nel caso in cui i beni artistici siano dotati di un comportamento strutturale autonomo, dovranno essere sviluppati criteri e strumenti di valutazione specifici per lo SLA.

In sintesi, la normativa italiana riconosce la necessità di valutare il livello di sicurezza sismica degli elementi non strutturali con valore storico artistico, ma è ancora lontana dal definire metodologie sistematiche di approccio al problema.

¹ [N3] Linee Guida, § 2.3

Per tale motivo, vista l'assenza di un quadro normativo specifico, la valutazione della vulnerabilità sismica degli oggetti d'arte contenuti in Palazzo Moroni sarà effettuata secondo le metodologie proposte da M. S. Agbabian, applicate per la prima volta nel J. Paul Getty Museum, California, e riprese successivamente nelle linee guida proposte da G. Augusti e M. Ciampoli.

11.1 Metodologia di valutazione del rischio sismico per i beni mobili

La valutazione del rischio sismico di un oggetto d'arte non può che aver inizio dallo studio del probabile comportamento che esso manifesta in caso di sisma. Tuttavia, l'avvio di questo percorso può essere significativo solo se la struttura in cui l'oggetto è contenuto non subisca danni eccessivi: se così non fosse, il danneggiamento dell'opera d'arte non sarebbe legato alla sua risposta nei confronti del sisma ma piuttosto al deterioramento del contenitore stesso, che inevitabilmente avrebbe ripercussioni anche sull'oggetto. Per tale motivo, prima ancora di intraprendere uno studio sul contenuto di un edificio, sarà necessario condurre un'attenta *valutazione di vulnerabilità sismica* delle strutture che costituiscono il museo².

Detto ciò, è vero anche che la possibilità di danneggiamento di oggetti fragili può essere significativa anche se la risposta complessiva della struttura è buona, dal momento che lo scuotimento di strutture rigide può indurre gli oggetti al ribaltamento, allo scivolamento sul piano d'appoggio e alla collisione con altri oggetti o strutture. In tal caso, il danneggiamento degli oggetti può dipendere da più fattori, quali le caratteristiche del terremoto, la risposta della struttura e del supporto oltre alle proprietà dei materiali³.

Per tali motivi, un requisito fondamentale ai fini della valutazione della vulnerabilità sismica negli oggetti d'arte di un museo è la definizione del moto del terreno attraverso uno o più *accelerogrammi spettrocompatibili*, sui quali si baseranno tutte le analisi. La capacità di danneggiamento di un terremoto è infatti un fattore intrinseco del sito, e pertanto ogni museo costituisce un caso differente dagli altri.

Definita l'accelerazione richiesta dal sisma, essa dovrà essere opportunamente calibrata, in quanto è «filtrata» *in primis* dalla struttura, e in secondo luogo, dal supporto sul quale è esposto l'oggetto. Sebbene sia possibile intervenire nelle caratteristiche dell'oggetto e del supporto, le modifiche non devono interferire con la percezione dell'oggetto d'arte da parte dei visitatori. Solitamente, le modifiche da preferirsi sono quelle che riguardano i supporti e che non agiscono direttamente sull'oggetto stesso.

Ogni manufatto avrà differenti caratteristiche strutturali e sistemi di supporto. La prima fase di studio consisterà nella catalogazione degli oggetti, i quali saranno descritti da un

² [S2] Agbabian *et al.*, *Seismic damage mitigation concepts for art objects in museums* in *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, August 2-9, 1988, Tokyo-Kyoto, Japan (Vol. VIII)

³ [S1] Agbabian *et al.*, *Evaluation of earthquake damage mitigation methods for museum objects*, in *Studies in Conservation* 36, (1991), pp. 111-120

numero minimo di parametri strutturali. Si provvederà successivamente alla definizione dei sistemi di supporto.

L'insieme di dati raccolti costituirà la base di partenza per lo sviluppo di modelli per il sistema oggetto-supporto.

Una volta effettuata la modellazione, si valuteranno i *range* dei parametri del modello che assicurano la sopravvivenza del manufatto al sisma. Sarà possibile stabilire quali siano le configurazioni migliori per ogni sistema e, di conseguenza, gli accorgimenti da attuare per riportarsi a queste condizioni ottimali⁴.

11.1.1 Definizione della domanda di accelerazione del sisma di progetto

L'azione sismica è trasferita all'oggetto d'arte dal supporto o dal fissaggio, ed è filtrata a sua volta dalla struttura. Come prima operazione, è necessario stabilire una legge di moto del piano dove ha luogo l'esibizione: in taluni casi, sarà sufficiente l'effettiva accelerazione massima a_{max} e la velocità v_{max} , corrispondenti ad un terremoto di progetto come da Norme Tecniche. Tuttavia, nel caso di analisi più complesse, come le analisi dinamiche al passo, sarà necessario valutare le variazioni di accelerazione nel tempo prodotte da un sisma di progetto.

L'andamento nel tempo delle accelerazioni indotte al terreno da parte di un sisma può essere ricavato generando un numero sufficiente di accelerogrammi che presentino uno spettro di risposta appropriato per il sito indagato (*accelerogrammi spettrocompatibili*), in accordo con quanto richiesto dalle Norme Tecniche.

Come già è stato accennato, l'effetto filtrante della struttura, interposta tra il terreno e il sistema oggetto-supporto, influisce notevolmente sul carico e sulle caratteristiche spettrali dell'azione sull'oggetto. Per tale motivo, ciascun accelerogramma di progetto, riferito al suolo, deve essere opportunamente filtrato attraverso la struttura del museo e, infine, attraverso lo stesso supporto.

Quando un edificio è soggetto a un evento sismico, le risultanti accelerazioni ai piani sono differenti rispetto a quelle del suolo, in quanto la struttura può amplificarle. Ciò significa che lo stesso elemento non strutturale può manifestare comportamenti differenti a seconda del livello in cui si trova e, pertanto, si renderà necessario uno studio sulla distribuzione delle accelerazioni ai piani. Queste si ottengono attraverso un'*analisi dinamica* dell'edificio, conside-

⁴ [S2] Agbabian *et al.*, *Seismic damage...*, op. cit.

rando le proprietà dell'elemento strutturale solo nel caso in cui costituisca con la struttura principale un *sistema accoppiato*.

La risposta di piano è determinata in gran parte dall'altezza dell'edificio e dal sistema costruttivo strutturale. In genere, la vicinanza del periodo naturale della struttura alle frequenze dominanti del sisma è il fattore che più influenza la risposta. Generalmente, edifici di modesta altezza con un periodo fondamentale piccolo tendono ad oscillare nel loro modo fondamentale. Questo si traduce nel fenomeno comunemente osservato di amplificazione dell'accelerazione lungo l'altezza dell'edificio.

Un metodo per la determinazione della domanda di accelerazione negli elementi non strutturali basato su analisi dinamica al passo è il *floor response spectrum method*, il quale determina l'accelerazione *time history* al punto di fissaggio del componente. Questo metodo è efficace e accurato per quegli elementi non strutturali la cui massa è molto più piccola rispetto a quella della struttura portante e la cui frequenza di risonanza non è prossima a quella della struttura.

In passato sono stati presentati metodi alternativi che permettono di determinare la risposta di un elemento non strutturale attraverso un'analisi modale del sistema struttura-oggetto. Questi metodi considerano l'interazione dinamica della struttura e dell'oggetto, ma spesso risultano essere complicati e non sempre modellano correttamente la non linearità. Una procedura di questo genere è stata presentata da Villaverde *et al.*; sebbene si basi su una serie di ipotesi semplificative e non sia corredata da verifiche analitiche o sperimentali, può essere molto utile nello studio dell'azione da adottarsi per i sistemi oggetto-supporto⁵.

In fase di progetto, le principali norme semplificano la questione considerando l'edificio come una struttura linearmente elastica e introducendo un *fattore amplificativo di piano*, inteso come rapporto tra l'accelerazione di piano e la *peak ground acceleration*, definito in via generale come segue:

$$A_{floor} = \left(1 + \alpha \frac{z}{H}\right)$$

dove z è la quota rispetto al piano di fondazione, H l'altezza dell'edificio e α un coefficiente che può variare da 1 a 3.

Questo principio è espresso nell'Eurocodice 8 e recepito dalla normativa italiana al capitolo 7.2.3 delle Norme Tecniche, dove l'accelerazione massima su un elemento non strut-

⁵ [S22] Theresa S. M. Neurohr, *Seismic Vulnerability of art objects – literature review report*, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, 2005.

turale viene definita considerando una distribuzione lineare lungo l'altezza dell'edificio, secondo la formula:

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

Dove

α è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno su suolo di tipo A per lo stato limite e g
 S è il fattore di suolo

T_a è il periodo di vibrazione fondamentale dell'elemento non strutturale

T_1 è il periodo della struttura.

Si deve però sottolineare il fatto che l'approssimazione introdotta non è necessariamente sempre vera: infatti, specialmente nel caso di edifici alti, il contributo dei modi di oscillazione superiori comincia ad essere significativo⁶. Per tale motivo, altri codici, tra cui l'ASCE 7-10, prevedono la possibilità di valutare l'azione su un elemento non strutturale attraverso un'analisi modale⁷.

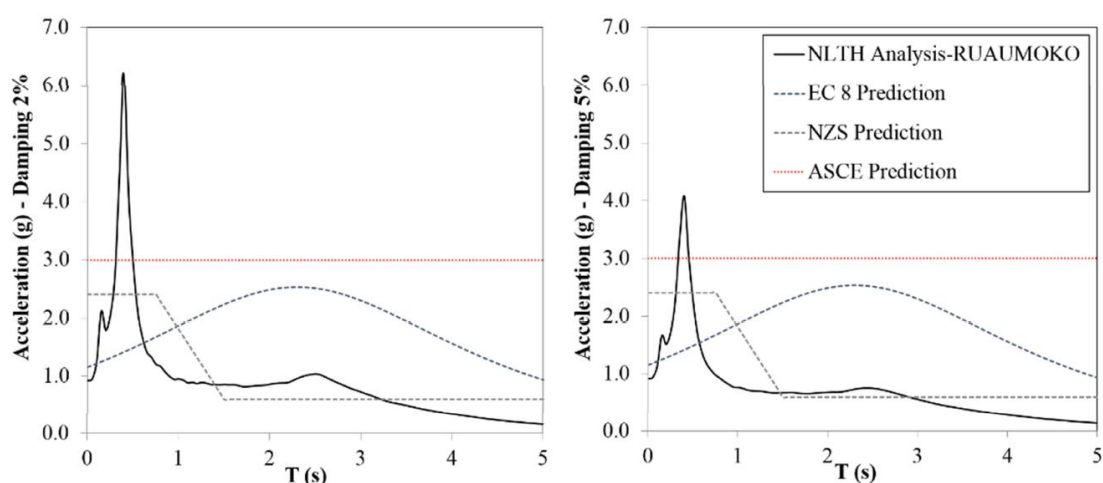


Figura 11.1: accelerazioni attese all'ultimo livello di un edificio di 20 piani predette da diverse normative mondiali confrontate col risultato ottenuto mediante analisi dinamica non lineare al passo. (fonte: P.M. Calvi, T. J. Sullivan, *Improved estimation of floor spectra in RC wall buildings*, 10NCEE, Anchorage, Alaska, 2014)

⁶ [S21] C. V. R. Murty *et al.*, *Introduction to Earthquake protection of non-structural elements in buildings*, Gujarat State disaster management authority, 2012

⁷ [S3] ASCE 7-10, §13.3 *Seismic demands on nonstructural components*, §12.9 *Modal response spectrum analysis*

11.1.2 Catalogazione degli oggetti d'arte e dei loro supporti

Al fine di sviluppare un database sul quale basare gli studi seguenti, si rende necessaria la catalogazione degli oggetti d'arte contenuti all'interno del Palazzo, in base al tipo dell'oggetto, al tipo del supporto, alla probabile risposta sismica e all'eventuale metodologia di mitigazione sismica (se utilizzata). Per ogni sistema oggetto-supporto si dovranno misurare (o stimare) i parametri strutturali in grado di descriverne la configurazione del sistema, le condizioni al contorno e le proprietà dei materiali.

Basandosi principalmente sulla risposta in caso di sisma, sarà possibile associare gli oggetti d'arte a generici sistemi oggetto-supporto. Questo permetterà di poter scegliere per ciascuna tipologia di oggetto l'appropriata metodologia di analisi e di modellazione⁸.

Una prima classificazione, proposta da Agbabian *et al.*, è stata successivamente modificata da Augusti *et al.*, e prevede la suddivisione degli oggetti in due grandi categorie: oggetti posti su un piano orizzontale (su un piano della costruzione, all'interno di una vetrina, ...) e oggetti sospesi (quadri, lampadari, ...).

Le tabelle seguenti riportano tale classificazione, con riferimento alle principali categorie di oggetti d'arte e delle relative forme di vincolo o supporto⁹.

Tabella 11.1: catalogazione degli oggetti d'arte in categorie proposta da Augusti e Ciampoli.

CATEGORIE DI OGGETTI D'ARTE	
T1	Oggetti piccoli a base piana
T2	Oggetti piccoli a base non piana
T3	Statue, sculture e grandi vasi
T4	Quadri e pannelli
T5	Lampadari
T6	Miscellanea

⁸ [S2] Agbabian *et al.*, *Seismic damage...*, op. cit.

⁹ [S4] Augusti, Ciampoli, *Guidelines for seismic protection of museum contents*, Paper n° 1668, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Elsevier Science Ltd, 1996

Tabella 11.2: classificazione degli oggetti d'arte in base al supporto proposta da Augusti e Ciampoli.

CATEGORIE OGGETTI D'ARTE	CATEGORIE DI SUPPORTI						
	A OGGETTI POSTI SU UN PIANO				B OGGETTI FISSI SU UN PIANO O PIEDISTALLO	C OGGETTI SOSPESI	
	A1	A2	A3	A4		C1	C2
	Sul pavimento	Su un pedistallo	In esposi- tori	Su mensole o ar- madi a muro	Sospesi su un muro	Appesi al soffitto	
T1	*	*	*	*	*		
T2	*	*	*	*	*		
T3	*	*			*		
T4						*	
T5							*
T6	*	*	*	*	*	*	*

11.1.3 Modellazione analitica e individuazione del comportamento oggetto-supporto

Individuati i generici sistemi oggetto-supporto, sarò necessario sviluppare modelli matematici semplificati al fine di determinare la risposta in caso di sisma.

I modelli adottati in questa fase si distinguono in due grandi classi, *modelli rigidi* e *modelli flessibili*, a seconda della loro risposta all'eccitazione sismica.

La differenza sta nel fatto che un corpo rigido, nell'intervallo di frequenze di un evento sismico, si muoverà senza flettersi. Un esempio di corpo rigido potrebbe essere un busto in marmo. La risposta di questi sistemi sarà governata da due fenomeni, il *rocking* (oscillazione) con possibilità di *overturning* (ribaltamento), o lo *sliding* (scivolamento). In questi casi, si adotteranno modelli tridimensionali per entrambi i fenomeni, considerando l'attrito di Coulomb.

Un sistema flessibile, invece, sarà in grado di flettersi con una propria risposta dinamica, come ad esempio farebbe un quadro sospeso su una parete oppure una statua snella in metallo. Come conseguenza dell'effetto di risonanza, l'ampiezza di oscillazione di un oggetto flessibile potrebbe essere maggiore rispetto a quella del supporto rigido sul quale è fissato. Nella modellazione di questi sistemi ci si avvarrà di modelli a uno o più gradi di libertà.

I sistemi di isolamento, concepiti per rispondere in modo molto non lineare, sono modellati con metodi non lineari oppure attraverso sistemi lineari equivalenti.

Nel caso in cui il sistema risulti troppo complesso, una semplice combinazione dei metodi sopra descritti potrebbe essere non sufficiente, e pertanto si renderà necessaria una modellazione FEM.

La tabella seguente riporta le tipologie di modello da adottarsi in funzione delle categorie precedentemente descritte¹⁰.

Tabella 11.3: modellazione da adottare in base al tipo di risposta del sistema.

MODELLO	RISPOSTA SISMICA
Rigido	<i>Rocking</i> (oscillazione)
Rigido	<i>Sliding</i> (slittamento)
Rigido	<i>Stress, static</i> (tensioni eccessive, campo statico)
Flessibile	<i>2D Swinging</i> (oscillazione 2D)
Flessibile	<i>2D Swinging</i> (oscillazione 3D)
Flessibile	<i>Stress, dynamic</i> (tensioni eccessive, campo dinamico)

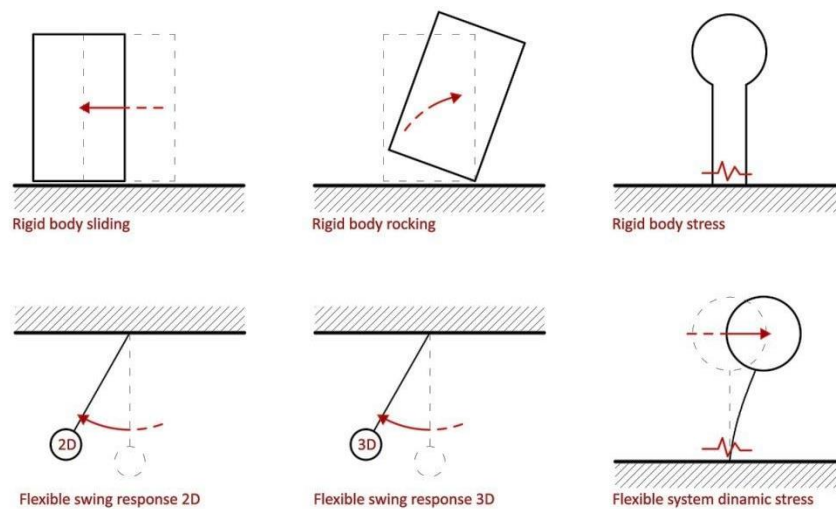


Figura 11.2: le possibili risposte dei sistemi oggetto-supporto soggetti all'azione sismica.

Di seguito si analizza specificatamente ciascun modello sopra proposto.

11.1.3.1 Rigid body sliding e il moto attaccato

Con riferimento ad un oggetto che si può assumere come un corpo rigido appoggiato su un piano orizzontale in movimento, si possono riconoscere oltre al così detto *moto attaccato*, altri due tipi di moto relativo: il moto di *rocking* (oscillatorio) e il moto di *sliding* (scivolamento). Il moto attaccato si verifica quando non vi è moto relativo. La forza applicata ad un oggetto di massa M è quindi pari a:

$$F = m \cdot a_{max}$$

¹⁰ [S1] Agbabian et al., *Evaluation of earthquake...*, op. cit.

Il fenomeno dello *sliding* si verifica quando la forza di inerzia $M \cdot a_g$ che l'appoggio trasmette al corpo in condizioni di perfetta aderenza supera in valore assoluto la resistenza d'attrito di primo distacco, cioè quando è soddisfatta la seguente disequazione:

$$\frac{a_{max}}{g} > \mu \quad (\text{condizione } \beta)$$

dove μ è il coefficiente d'attrito tra l'oggetto ed il piano su cui è posto.

La forza trasmessa all'oggetto durante il moto di scivolamento è pari a:

$$F = m \cdot a = M \cdot \mu \cdot g^{11}$$

Il fenomeno del *rocking* è generalmente non auspicabile, e pertanto potrebbe essere soppresso mediante l'ancoraggio fisso dell'oggetto al suo supporto. Questa soluzione non sempre può essere presa in considerazione, in quanto potrebbe comportare la rottura per tensioni eccessive (cfr. Paragrafo 11.1.3.3). Pertanto, si potrebbe ammettere che l'oggetto scivoli liberamente durante l'azione sismica, riducendo in tal modo le forze agenti sull'oggetto stesso. Per impedire la collisione tra oggetti ravvicinati esposti sullo stesso piano, si dovrà valutare quale sarà lo spostamento massimo del corpo rigido soggetto alle tre componenti di accelerazione del sisma, valutato nelle tre direzioni.

L'analisi *time history* dello spostamento del corpo soggetto all'azione sismica richiede un'adeguata modellazione numerica. Un metodo, proposto da Agbabian, prevede la realizzazione di più analisi, considerando più valori di coefficiente d'attrito. Lo spostamento radiale massimo di ogni analisi, riferito ad un determinato coefficiente d'attrito, può essere riportato in un grafico. In tal modo, sarà possibile valutare quale sarà la distanza minima da garantire fra due oggetti soggetti al fenomeno dello *sliding*, in funzione dei materiali costituenti e del supporto. Si riportano di seguito alcuni valori che possono essere assunti come coefficiente d'attrito nella determinazione del massimo spostamento radiale¹².

Tabella 11.4: valori di coefficiente d'attrito per alcune tipologie di materiale.

MATERIALE DELLE SUPERFICI	COEFFICIENTE D'ATTRITO C_f
Alluminio su terrazzo	0,20
Marmo su terrazzo	0,15
Teflon® su terrazzo	0,20
Alluminio su formica®	0,12
Marmo su formica®	0,18
Teflon su formica®	0,13
Alluminio su mosaico	0,20

¹¹ [S5] G. Augusti, M. Ciampoli, *Vulnerabilità sismica degli oggetti esposti nei Musei: interventi per la sua riduzione*, in *Vulnerabilità dei beni archeologici e degli oggetti d'arte esposti nei musei*, D. Liberatore (a cura di), Tipografia Esagrafica, Roma, 2000

¹² [S1] Agbabian et al., *Evaluation of earthquake...*, op. cit.

Marmo su mosaico	0,13
Teflon® su mosaico	0,10
Alluminio su alluminio	0,24
Alluminio su compensato	0,37
Alluminio su carta vetrata ruvida	0,52
Alluminio su Teflon®	0,23

11.1.3.2 Rigid body rocking e overturning

Assumendo che il moto di *sliding* sia impedito, la risposta dinamica di un oggetto posto su un piano orizzontale consiste nel moto di *rocking* con possibilità di *overturning* (ribaltamento).

Nel caso semplice di blocchi rettangolari e con base sufficientemente larga, Ishiyama¹³ propose un criterio piuttosto immediato:

- Il fenomeno del *rocking* si ha quando il rapporto tra l'accelerazione massima a_{max} attesa e l'accelerazione di gravità g è maggiore del rapporto tra la base B e l'altezza H del blocco;

$$\frac{a_{max}}{g} > \frac{B}{H} \quad (\text{condizione } \alpha)$$

- Il fenomeno dell' *overturning*, invece, avviene quando si verifica anche la seguente condizione:

$$v_{max} > 10B/\sqrt{H} \quad (\text{condizione } \gamma)$$

Dove v_{max} rappresenta la velocità di pulsazione minima.

Queste relazioni possono essere facilmente estese a corpi di forma arbitraria, purché siano sufficientemente simmetrici rispetto ad un asse verticale e abbiano una base d'appoggio piana. Basterà sostituire all'altezza H il termine $H' = 2h$, dove h è l'altezza del centro di massa dell'oggetto rispetto al piano d'appoggio. Augusti e Ciampoli propongono di valutare B come $B' = 2b$, dove b è la distanza del baricentro da una linea tangente all'oggetto. Questa definizione permette di estendere la relazione a corpi che non presentano simmetria rispetto ad un asse verticale¹⁴.

¹³ [S18] Ishiyama Y., *Motions of rigid bodies and criteria for overturning by earthquake excitations*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 10 (1982) 635-650

¹⁴ [S5] G. Augusti, M. Ciampoli, *Vulnerabilità sismica degli oggetti esposti nei Musei: interventi per la sua riduzione, in Vulnerabilità dei beni archeologici e degli oggetti d'arte esposti nei musei*, D. Liberatore (a cura di), Tipografia Esagrafica, Roma, 2000

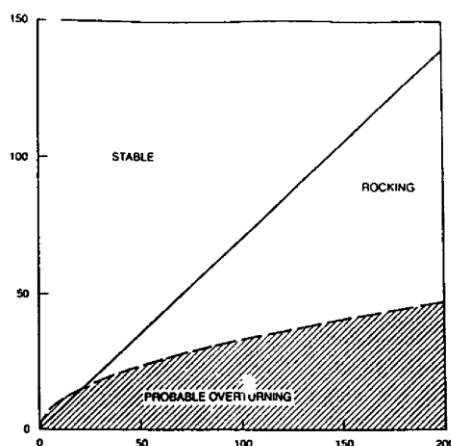


Figura 11.3: il diagramma mostra i campi di risposta di un corpo rigido soggetto a una determinata forza sismica in funzione di B (ordinate) e H' (ascisse). (fonte: Agbabian et al., *Evaluation of earthquake...*, op. cit.)

Riassumendo, i criteri di Ishiyama per la stabilità nei confronti del *rocking* e l'*overturning* sono indipendenti dal coefficiente di attrito statico, dalla massa e dall'accelerazione verticale e dipendono esclusivamente dalla geometria dell'oggetto, dalla domanda di accelerazione e dalla distribuzione della massa. Il diagramma proposto riporta la possibile risposta di un oggetto per un determinato valore di a_{max} e v_{max} in funzione di B e di H' .¹⁵

Augusti e Ciampoli propongono dei diagrammi simili ma che tengano conto anche della possibilità di attivazione del fenomeno dello *sliding*. In effetti, se si verifica la condizione β il fenomeno di *rocking* non può più instaurarsi, e pertanto se

$$\mu < \frac{B}{H}$$

l'oggetto potrà solo traslare nel piano d'appoggio. È quindi possibile definire dei domini che definiscono i campi di comportamento di corpi rigidi, in funzione delle dimensioni B ed H dell'oggetto. Le linee tratteggiate dei grafici seguenti esprimono i criteri di Ishiyama ed individuano tre domini:

- Il dominio A, cui corrispondono i valori del rapporto B/H superiori ad a_{max}/g e quindi la condizione di assenza di moto relativo, purché $\mu > a_{max}/g$;
- Il dominio B, che corrisponde ad oggetti che possono subire il moto di oscillazione, ma ad una velocità insufficiente a determinarne il ribaltamento;
- Il dominio C, che corrisponde ad oggetti per i quali è probabile che si verifichi il ribaltamento.

¹⁵ [S1] Agbabian et al., *Evaluation of earthquake...*, op. cit.

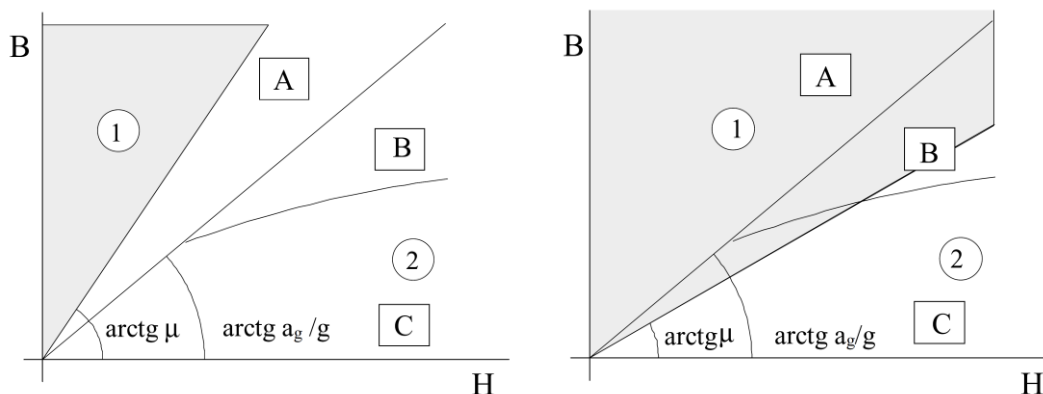


Figura 11.4: domini di comportamento per $\mu > a_{max}/g$ e $\mu < a_{max}/g$

La semiretta $\mu=B/H$ suddivide il piano in due zone: la zona 1 (in grigio), che corrisponde a valori di snellezza per i quali è possibile solo un moto di traslazione, e la zona 2, dove si possono verificare moti di oscillazione ed eventuale ribaltamento. Se $\mu > a_{max}/g$, la semiretta cade sul dominio A e pertanto il moto di scivolamento non può mai innescarsi e tutto il dominio A corrisponde a condizioni di moto attaccato. In caso contrario, i corpi che ricadono nella zona 1, che comprende anche parte del dominio B, possono solo traslare, mentre nella restante porzione possono oscillare ed eventualmente ribaltare.

Il fenomeno dell'*overturning*, vale a dire il ribaltamento di un oggetto solido, trova ampia discussione anche nella normativa italiana, sebbene non sia riferito direttamente agli oggetti d'arte. Al capitolo C8A.4 della Circolare, infatti, la normativa affronta specificatamente l'equilibrio dei *macroelementi*, vale a dire porzioni di struttura caratterizzate da una genesi costruttiva omogenea, sotto l'ipotesi che in caso di sisma l'edificio non manifesti un comportamento unitario (cfr. Capitolo 9.4). Nell'ambito di uno studio che ha per oggetto la redazione di un indice di vulnerabilità sismica per le statue¹⁶, il prof. Borri avanza la proposta di estendere tale verifica a ribaltamento anche agli oggetti d'arte in generale, purché assimilabili a corpi rigidi. Il metodo proposto da Borri si limita alla definizione di un indice semplificato di vulnerabilità, dal momento che vuole essere fruibile anche dal personale non tecnico, e pertanto punta alla semplificazione di alcuni concetti. Tuttavia, si prevede anche la possibilità di seguire appieno la verifica numerica proposta da normativa, al fine di compiere un'analisi che tenga conto anche della pericolosità di sito.

¹⁶ [S9] Borri A., *Un indice per la ricognizione su larga scala della vulnerabilità sismica dei Beni Museali*, ANIDIS, Bari, 2011

L'approccio della normativa italiana è duplice: da un lato *l'analisi cinematica lineare* valuta le condizioni di attivazione del meccanismo, dall'altro *l'analisi cinematica non lineare* considera l'evoluzione del meccanismo fino alla perdita totale di equilibrio.

Oggetto dell'analisi cinematica lineare è l'identificazione del coefficiente di attivazione del meccanismo α_0 , inteso come moltiplicatore orizzontale dei carichi che porta a tale stato limite. Questo è definibile attraverso l'applicazione del principio dei lavori virtuali, valutato su uno spostamento del sistema labile, oppure semplicemente a partire dall'imposizione della condizione di equilibrio tra momento stabilizzante e momento ribaltante¹⁷.

$$\alpha_0 = \frac{M_s}{M_i}$$

La definizione dell'accelerazione di attivazione del meccanismo è data dalla formula

$$a^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* \cdot FC}$$

Dove

e^* è la frazione di massa partecipante al meccanismo e

FC è il fattore di confidenza applicato direttamente alla capacità

Le verifiche di sicurezza allo stato limite di danno sono soddisfatte qualora l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo sia superiore all'accelerazione di picco della domanda sismica, definita come $a = a_g(P_{VR})S$, nel caso in cui il meccanismo avvenga a livello piano di fondazione, e come $a = S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma$, nel caso in cui si verifichi in quota.

Le verifiche di sicurezza allo stato limite ultimo sono soddisfatte qualora l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo sia superiore all'accelerazione di picco della domanda sismica, definita come $a = a_g(P_{VR})S/q$, nel caso in cui il meccanismo avvenga a livello piano di fondazione, e come $a = S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma/q$, nel caso in cui si verifichi in quota. Il fattore di struttura q è un valore molto importante, in quanto permette di tenere in considerazione le riserve che l'oggetto possiede in campo non lineare prima che si raggiunga il ribaltamento effettivo. Il principio espresso dalle NTC può essere dunque paragonato al criterio proposto da Ishiyama, dove il corpo prima di manifestare il ribaltamento oscilla alternativamente attorno a due poli¹⁸.

Il secondo approccio è paragonabile a quello precedentemente esposto, se non fosse che le condizioni limite considerate sono due: l'attivazione del meccanismo e la perdita totale di

¹⁷ In questo caso, il polo di rotazione è univoco e non si è di fronte ad una catena cinematica. Si sottolinea, però, che nel caso degli oggetti d'arte si ricade proprio in quella condizione.

¹⁸ [S14] T. Favaretto, *Assesment and reduction of seismic vulnerability of art objects*, Tesi di dottorato, Università di Firenze, 2012

equilibrio del corpo. Il risultato dell'analisi è una curva di capacità in grado di esprimere il comportamento di un punto di controllo in termini di spostamento, dalla condizione di attivazione del meccanismo fino al suo compimento. Se le diverse azioni rimangono costanti all'evolversi del cinematismo, la curva che si ottiene è pressoché lineare, ed è descritta dall'equazione¹⁹ $\alpha = \alpha_0(1 - d_k/d_{k,0})$. La determinazione dello spostamento ultimo $d_{k,0}$ avviene scrivendo le condizioni di equilibrio in una configurazione ruotata e imponendo il momento stabilizzante pari a zero. Si procede poi al passaggio ad un sistema equivalente ad un singolo grado di libertà. La nuova curva è espressa da $a^* = a_0^*(1 - d^*/d_0^*)$, dove

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}}, \quad a^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* \cdot FC}.$$

La resistenza e la capacità di spostamento relativo allo Stato Limite di danno e Stato Limite di salvaguardia della vita è valutata sulla curva di capacità, in corrispondenza dei punti seguenti:

- SLD: dalla accelerazione spettrale a_0^* corrispondente all'attivazione del meccanismo;
- SLV: dallo spostamento spettrale d_u^* , corrispondente al minore degli spostamenti così definiti:
 - Il 40% dello spostamento per cui si annulla l'accelerazione spettrale a^*
 - Lo spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione.

Le verifiche di sicurezza allo stato limite di danno sono del tutto analoghe a quelle già espresse nell'analisi lineare.

Le verifiche di sicurezza allo stato limite ultimo sono soddisfatte qualora lo spostamento spettrale ultimo del meccanismo sia superiore allo spostamento di picco della domanda sismica. Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato, la verifica allo stato limite di salvaguardia della vita sarà soddisfatta se $d_u^* \geq S_{De}(T_s)$, dove S_{De} è lo spettro elastico in spostamento. Se invece il meccanismo locale avviene in quota, deve essere considerato lo spettro di risposta in spostamento del moto alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo. Una approssimazione può essere data dalla formula²⁰

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}}}$$

¹⁹ [N4] Circolare, C8A.4.2.1

²⁰ [N4] Circolare, § C8A.4.2.3

11.1.3.3 Rigid body stress

Un sistema oggetto fissato rigidamente al suo supporto non sarà interessato da fenomeni di *rocking* né di *sliding*. Per tale motivo, questo sistema è generalmente quello più sicuro tra i metodi espositivi degli oggetti d'arte, alla condizione che l'oggetto sia in grado di sopportare le forze derivanti dal carico sismico. Ad esempio, una statua in marmo eccessivamente snella, solidale con la struttura, può fratturarsi o danneggiarsi irreparabilmente in corrispondenza di una sezione trasversale molto piccola, dove si assisterebbe ad una concentrazione di tensioni.

La valutazione delle tensioni su un corpo rigido si basa sull'analisi statica equivalente, secondo la legge di Newton

$$F = m \cdot a.$$

È immediato che la forza massima si abbia in corrispondenza della massima accelerazione a_{max} dell'accelerogramma spettrocompatibile. Dal punto di vista qualitativo, la forza orizzontale dovuta all'eccitazione sismica può essere simulata inclinando l'oggetto rispetto alla sua naturale posizione verticale, e inducendo la forza statica equivalente per mezzo della gravità. Tale forza equivarrà ad un'accelerazione sismica pari a $g \sin \theta$, dove θ è l'angolo di inclinazione e g l'accelerazione di gravità. Pertanto, un'accelerazione massima $a_{max} = 0,7g$ corrisponde ad un angolo di 45° . Il problema potrebbe essere dunque ricondotto alla questione «si romperà l'oggetto se inclinato di un angolo di 45° rispetto alla verticale?».

Analisi più specifiche possono essere condotte attraverso principi di statica e di resistenza dei materiali. La forza equivalente orizzontale può essere applicata al baricentro dell'oggetto e la verifica può essere effettuata su una sezione particolarmente ristretta e distante dal centro di massa. In tale sezione saranno valutate le tensioni indotte dal carico sismico e saranno paragonate con quelle ammesse per quel determinato materiale dai criteri di rottura. La conoscenza del materiale e del suo stato conservativo gioca un ruolo fondamentale nella determinazione dei parametri meccanici; se non si valuta opportunamente la presenza di fessurazioni o di cavità si rischia di sottostimare le tensioni al quale l'oggetto è sottoposto. Per tale motivo, si raccomanda l'adozione di parametri meccanici a favore di sicurezza²¹.

²¹ [S1] Agbabian *et al.*, *Evaluation of earthquake...*, op. cit.

11.1.3.4 Flexible swing response 2D

Sospendere un oggetto, come ad esempio un quadro o un pannello appesi ad un piano verticale, può essere un mezzo per ridurre l'azione derivante dal moto sismico. Tuttavia, questa riduzione avviene provocando grandi spostamenti, derivanti dal fatto che l'oggetto oscilla attorno al punto di affissione. Pertanto, la sospensione di un oggetto può essere utilizzata come metodologia di mitigazione sismica, a patto che si verifichino gli spostamenti massimi al fine di evitare la collisione con altri oggetti o parti della struttura.

A tale scopo, l'adozione di modelli a pendolo semplice risulta essere eccessivamente semplificativa. Infatti, tali modelli sono validi solo nel campo dei piccoli spostamenti, e non considerano l'azione verticale, l'amplificazione dovuta a fenomeni di risonanza oppure la perdita di energia dovuta allo smorzamento. Per tale motivo, Agbabian propone di modellare il fenomeno oscillatorio dei quadri appesi alle pareti mediante una legge di pendolo semplice, con l'introduzione del coefficiente di smorzamento c_v e del termine di accelerazione verticale. Il risultato è un'equazione differenziale che descrive la risposta di un generico modello bidimensionale, non considerando dunque gli effetti nel fuori piano.

L'equazione che governa il moto dell'oggetto, in regime di grandi spostamenti, può essere ricavata nell'ipotesi che la dissipazione di energia dovuta all'attrito con la parete sia modellabile attraverso un coefficiente di smorzamento viscoso, da determinarsi sperimentalmente. Nel caso degli oggetti appesi, trascurando il moto in direzione ortogonale alla parete, l'equazione è:

$$\ddot{\theta} + 2\omega_n v \dot{\theta} + \omega_n^2 \sin \theta = -\frac{1}{L}(a_x \cos \theta + a_z \sin \theta)$$

Dove:

θ è l'angolo di rotazione

$\omega = \sqrt{g/L}$ è la frequenza di vibrazione propria

L è la lunghezza della sospensione pari alla distanza dall'aggancio al baricentro

v è il coefficiente di smorzamento viscoso

$a_x = a_x(t)$ e $a_z = a_z(t)$ sono le componenti dell'accelerazione nel piano del muro

Ripetendo l'analisi per varie lunghezze di sospensione e per vari coefficienti di smorzamento, è possibile determinare un grafico specifico per ciascun sito museale, nel quale ricavare immediatamente lo spostamento massimo richiesto dal sisma.

La tabella riportata di seguito suggerisce alcuni coefficienti di smorzamento c_v da adottarsi per quadri sospesi²².

Tabella 11.5: valori di coefficiente di smorzamento viscoso suggeriti.

SUPERFICIE DEL MURO	SUPERFICIE DEL QUADRO	COEFFICIENTE DI SMORZAMENTO C_f
Pittura	Legno	0,02
Pittura	Cuscinetti di gomma	0,06
Tela	Cuscinetti di gomma	0,13

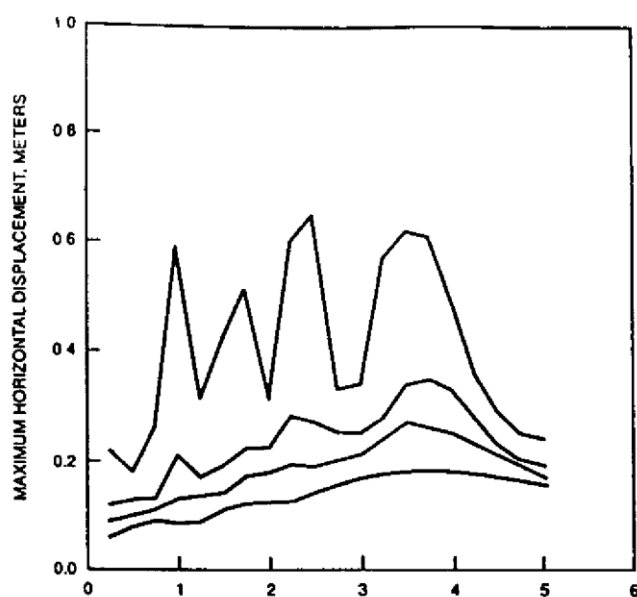


Figura 11.5: i quadri e i pannelli appesi alle pareti (classe C1) si muovono orizzontalmente rispetto al muro durante un terremoto. Il grafico qui proposto, ottenuto mediante una serie di analisi numeriche e specifico per il Paul Getty Museum, riporta gli spostamenti attesi in rapporto alla lunghezza del cordone di affissione, per vari coefficienti di smorzamento. (fonte: Agbabian et al., Evaluation of Earthquake..., op. cit.)

11.1.3.5 Flexible swing response 3D

Un sistema flessibile che presenta oscillazioni nelle tre componenti spaziali potrebbe essere il metodo migliore di modellazione di oggetti sospesi da un singolo punto del soffitto, come ad esempio i lampadari. Ancora una volta, la verifica consiste nel controllo degli spostamenti, i quali possono essere determinati a partire da un modello 2D descritto al Paragrafo

²² [S1] Agbabian et al., Evaluation of earthquake..., op. cit.

11.1.3.4, assumendo $c_v = 0$ e moltiplicando lo spostamento ottenuto per un fattore amplificativo pari a $1,4^{23}$.

11.1.3.6 Flexible system dynamic stress

Un sistema flessibile è tale quando una parte o l'intera struttura risponde all'eccitazione sismica con un moto amplificato rispetto a quello del terreno o del supporto stesso. Ad esempio, una statua snella in metallo si fletterà sotto l'azione sismica e, a causa del fenomeno della risonanza, potrebbe risentire di un'amplificazione dell'accelerazione agente su di essa. Tale comportamento è in genere schematizzato per mezzo di un oscillatore semplice ad un grado di libertà, che richiede la conoscenza della frequenza di risonanza e del coefficiente di smorzamento viscoso dell'oggetto flessibile di cui si vuole riprodurre il comportamento. Attraverso le leggi del moto dell'oscillatore semplice, soggetto a una forzante esterna equivalente all'accelerogramma rappresentativo per il sito, sarà possibile determinare l'accelerazione massima alla quale è soggetto il sistema e, di conseguenza, si potrà verificare la sezione più sfavorevole come descritto al Paragrafo 11.1.3.3²⁴.

11.1.3.7 Isolamento alla base

L'isolamento alla base, come tecnica di mitigazione sismica, è un tema relativamente recente per quanto riguarda gli oggetti d'interesse storico ed artistico. Questa tecnica è stata applicata dapprima nel campo delle alte frequenze, per limitare l'interazione tra le macchine rotanti e le strutture che le ospitano. Successivamente, è stata applicata agli edifici ed ora trova applicazione anche nel campo dei beni culturali.

L'isolatore più semplice è l'isolatore ad attrito, il quale riduce la trasmissione di forze orizzontali all'oggetto permettendone lo scivolamento. Tale effetto si può ottenere ponendo sotto il manufatto da tutelare un materiale a basso coefficiente d'attrito, come ad esempio il Teflon®, in modo tale da indurre il fenomeno già indagato dello *sliding*. Questo tuttavia dovrà essere controllato, attraverso la modellazione proposta al paragrafo 11.1.3.1. Prima ancora di applicare questa metodologia, il sistema dovrà essere verificato per la stabilità nei confronti del *rocking*, dal momento che il coefficiente d'attrito non compare tra le variabili che governano questo fenomeno.

²³ [S1] Agbabian et al., *Evaluation of earthquake...*, op. cit.

²⁴ *Idem*.

L'isolatore alla base è un dispositivo che agisce consentendo spostamenti relativi tra l'oggetto e il pavimento, ed è in genere dotato di un sistema di ritorno alla condizione iniziale di quiete. Questo genere di isolatore è adottato per proteggere grandi statue oppure grandi vetrine. Esso si basa sulla riduzione del coefficiente d'attrito e sull'incremento dello smorzamento viscoso.

L'isolatore con base rotante è utile per quei casi che richiedono dei vincoli per impedire il ribaltamento ma che non possono essere fissati alla base, per il rischio di incorrere in rottura per tensioni elevate. L'isolatore permette all'oggetto di ruotare, senza però spostarsi nella direzione verticale ed orizzontale. Esso è in genere costituito da un cuscinetto elastomerico, che viene posto sotto l'oggetto, e da un sistema di fissaggio che comprime l'oggetto sul cuscinetto stesso. Questo agisce come una molla torsionale, che riporta l'oggetto in posizione verticale.

Per i sistemi qui descritti devono essere modellati mediante equazioni parametriche lineari e non lineari, risolvibili numericamente al fine di determinare i parametri di risposta²⁵.

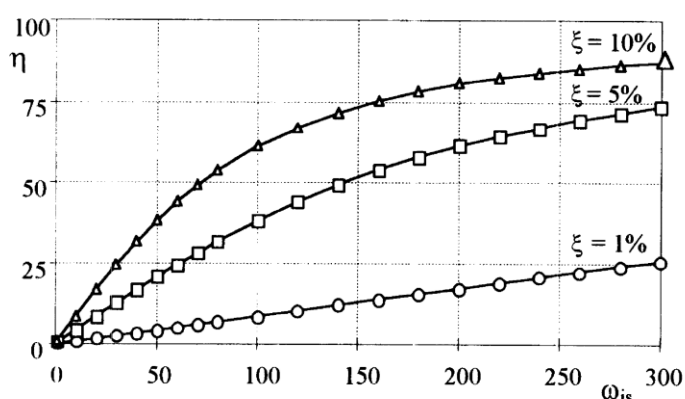


Figura 11.6: fattori di riduzione dell'accelerazione di picco trasmessa da un isolatore meccanico rispetto alla frequenza del sistema oggetto-isolatore, in funzione dello smorzamento viscoso dell'isolatore. (Fonte: Augusti e Ciampoli, *Guidelines for seismic...*, op. cit.)

11.1.3.8 Identificazione del comportamento del sistema oggetto-supporto

Si propone di seguito una tabella riassuntiva che propone, per ogni classe di oggetto-supporto, i possibili moti che si possono instaurare. Si noti che la categoria «A: oggetti posti su un piano», che probabilmente rappresenta la maggior parte degli oggetti esposti in un museo,

²⁵ [S1] Agbabian et al., *Evaluation of earthquake...*, op. cit.

può rispondere in più modi, a seconda dei parametri α , β e γ descritti nei paragrafi precedenti²⁶.

Tabella 11.6: tabella riassuntiva del comortamento dell'oggetto proposta da Augusti e Ciampoli.

CAT.	MOTI POSSIBILI E RELATIVE CONDIZIONI			MODALITÀ D'INTERVENTO E MECCANISMI DI ROTTURA									
	TIPO	α	β	γ	I1	I2	I3	I4	I5	I6	I7		I8
A	R1	NO	NO	-	1	2			3				
		Moto attaccato			Rottura per eccesso di tensioni								
	R2	-	SI	-	1	2			3				
		Moto di sliding			Collisioni per spostamenti eccessivi								
R3	SI	NO	NO	4	1	2	3	5					
	Moto di rocking			Danneggiamento per impatti ripetuti									
R4	SI	NO	SI	4	1	2	3	5					
Overturning			Rottura per ribaltamento										
B	R1	-	-	-	1	3			2				
		Moto attaccato			Rottura per eccesso di tensioni								
C	R5	-	SI	-							1	2	
		Moto di sliding			Collisioni per spostamenti eccessivi								
R6	-	-	-								1		
Moto oscillatorio			Collisioni per spostamenti eccessivi										
!	R3R4	SI	?	?						1			
		Moto di rocking Overturning			Rottura per eccesso di tensioni Danneggiamento per impatti ripetuti								
	R3R4	SI	?	?					1				
		Moto di rocking Overturning			Rottura per eccesso di tensioni Danneggiamento per impatti ripetuti								
CONDIZIONI													
α	$a/g > B/H'$			SI → condizione soddisfatta									
β	$a/g > \mu$			NO → condizione non soddisfatta									
γ	$v_{max} > 10B/\sqrt{H'}$			- → condizione irrilevante									

²⁶ [S4] Augusti, Ciampoli, *Guidelines for...*, op. cit.

11.1.4 Strategie d'intervento

Stabiliti quali siano i principali comportamenti che possono manifestare gli oggetti in caso di sisma, è necessario valutare quali siano i limiti da porre a questi meccanismi per evitare l'insorgere di danneggiamenti.

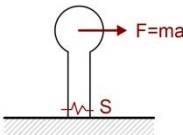

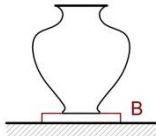

Per il *rigid body rocking*, l'inizio del fenomeno oscillatorio deve rappresentare il limite ultimo accettabile, e non il ribaltamento. Questo perché gli impatti dovuti all'oscillazione alternata può indurre nel corpo danneggiamenti anche gravi, e pertanto è auspicabile evitare l'insorgenza di tale meccanismo.

Per i fenomeni di *sliding* e di *swinging*, lo spostamento ultimo accettabile è quello che previene la collisione tra gli oggetti vicini e la struttura.

Per quanto riguarda i sistemi fissi rigidi o flessibili, la verifica andrà condotta in termini di tensioni massime sulla sezione più gravosa dell'oggetto²⁷.

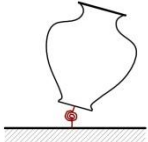
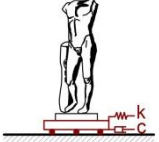
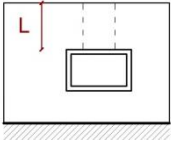
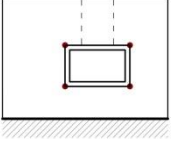
Con riferimento alla tabella proposta da Augusti *et al.* riportata al paragrafo precedente, si riporta di seguito una tabella che schematizza gli interventi e le verifiche da compiersi in relazione alle modalità di risposta dei sistemi oggetto-supporto²⁸.

Tabella 11.7: tabella riassuntiva delle verifiche e delle strategie d'intervento da adottarsi nella mitigazione del rischio sismico degli oggetti d'arte, associata alla precedente e proposta da Augusti e Ciampoli.

I1	La resistenza del punto critico (ad esempio la sezione S) deve essere verificata come da Paragrafi 11.1.3.3 e 11.1.3.6	
I2	L'attrito tra la base dell'oggetto e il piano di supporto è ridotto attraverso l'introduzione di un materiale a basso coefficiente d'attrito; il valore delle distanze di sicurezza sarà valutato come da Paragrafo 11.1.3.1	
I3	La base B dell'oggetto è allargata attraverso l'utilizzo di specifici strumenti, fintanto che la condizione α è verificata come da Paragrafo 11.1.3.2	
I4	Il centro di massa dell'oggetto è abbassato (ad esempio riempiendo un vaso di sabbia) fintanto che la condizione α è verificata come da Paragrafo 11.1.3.2	

²⁷ [S1] Agbabian *et al.*, *Evaluation of earthquake...*, op. cit.

²⁸ [S4] Augusti, Ciampoli, *Guidelines for...*, op. cit.

<p>15</p>	<p>Un isolatore di gomma naturale o sintetica viene introdotto, valutandone l'efficienza come da Paragrafo 11.1.3.7</p>	
<p>16</p>	<p>Un isolatore meccanico è introdotto, valutandone l'efficienza come da Paragrafo 11.1.3.7</p>	
<p>17</p>	<p>La lunghezza dei supporti è scelta in modo tale da limitare le forze d'inerzia sull'oggetto. Le distanze di sicurezza saranno valutate come da paragrafo 11.1.3.4</p>	
<p>18</p>	<p>Congiuntamente all'intervento 17, si può prevedere l'adozione di cuscinetti di gomma tra l'oggetto e il muro. Le distanze di sicurezza saranno valutate come da paragrafo 11.1.3.4</p>	

11.1.5 Studi sperimentali sul sistema oggetto-supporto

I risultati ottenuti dai modelli analitici devono essere con quelli sperimentali ottenuti da prove su modelli fisici, attestando in tal modo la validità dell'analisi numerica. Infatti, i modelli analitici richiedono l'uso di approssimazioni che, se non controllate, possono portare a errori nel riconoscimento del comportamento dei sistemi.

Le tecniche più utilizzate prevedono l'utilizzo di prove dinamiche, con eccitazioni impulsive, random o sinusoidali.

11.2 Applicazione della metodologia al caso studio

Sebbene molte delle metodologie proposte non siano direttamente contemplate dalla Normativa Italiana, si fa comunque riferimento all'approccio metodologico proposto dalle Norme Tecniche e dalle Linee Guida, in quanto è facilmente adottabile anche nel caso dei beni mobili. In particolare, si vuole riproporre l'approccio prestazionale agli Stati Limite, proponendo le verifiche allo Stato Limite di Danno ai Beni Artistici e allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita. Le prime esigenze da considerare sono la salvaguardia dell'incolumità delle persone e la salvaguardia dell'oggetto stesso, il che si traduce nel rispetto dei seguenti stati limite:

- **SLV:** a seguito di un sisma non devono manifestarsi rotture o perdite di equilibrio del bene mobile tali da compromettere l'incolumità delle persone che si trovano nelle vicinanze dell'opera stessa;
- **SLA:** a seguito del terremoto il bene mobile resta integro o al più subisce danni di modesta entità, tali da poter essere restaurati senza una significativa perdita del valore culturale.²⁹

La differente prestazione valutata agli stati limite è facilmente intuibile in una statua, la quale raggiunge lo stato limite di danno ai beni artistici nel momento in cui si instaura il fenomeno di *rocking*, ma che, fintanto che non ha luogo l'*overturning*, soddisfa ancora lo stato limite di salvaguardia della vita.

Inoltre, essendo i beni mobili dei manufatti *esistenti*, le incertezze riguardo la geometria, i dettagli costruttivi e la caratterizzazione materica saranno tenute in conto con dei *Fattori di Confidenza*, dipendenti dal *Livello di Conoscenza* raggiunto, i quali saranno applicati ai parametri meccanici dei materiali oppure direttamente alla capacità, nel caso in cui i parametri meccanici non siano considerati nel modello adottato.

²⁹ [S5] L. Berto et al., *Valutazione del rischio sismico di beni mobili*, ANIDIS, Bari 2011

11.2.1 Definizione della domanda di accelerazione del sisma di progetto

L'azione sismica, secondo le Norme tecniche e le Linee Guida, deve essere determinata a partire dallo spettro di risposta elastico introdotto dal DM 14-01-2008.

11.2.1.1 Determinazione dei parametri spettrali secondo NTC

L'azione sismica di riferimento per gli stati limite viene calcolata attraverso il foglio Excel «Spettri-NTCver.1.0.3»³⁰, come stabilito al Paragrafo 9.3.3, in conformità alla normativa italiana.

Si assume $V_N = 50$ anni e classe d'uso IV ($C_U = 2$), pertanto il periodo di riferimento vale:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 100 \text{ anni}$$

Per quanto riguarda lo stato limite di Salvaguardia della Vita, il periodo di ritorno T_R , vale

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = 949 \text{ anni}$$

Assumendo un suolo di tipo C e una categoria topografica T_1 , si ottengono i seguenti parametri:

Tabella 11.8: parametri sismici da adottarsi per la verifica allo SLV.

Stato limite	SLV	
Accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A	a_g	0,107 g
Amplificazione spettrale massima in accelerazione orizzontale, su sito di riferimento rigido orizzontale	F_0	2,604
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	T_C^*	0,350 s
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_s	1,50
Coefficiente in funzione della categoria di sottosuolo	C_c	1,485
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1,00
Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche: $S = S_s \cdot S_T$	S	1,50
Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante: $T_B = T_C/3$	T_B	0,173 s
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_C = C_c \cdot T_C^*$	T_C	0,519 s
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro: $T_D = 4,0 \cdot a_g/g + 1,6$	T_D	2,027 s
Fattore di struttura q	q	1,25

³⁰ Scaricabile dal sito del Consiglio dei Lavori Pubblici [W4] www.cslp.it

Per quanto riguarda lo Stato Limite di danno ai beni Artistici, le Linee Guida stabiliscono la possibilità di far riferimento ad azioni sismiche caratterizzate dalla probabilità di eccedenza relativa allo Stato Limite di Danno ($P_{V_R} = 63\%$), ma valutate su un periodo di riferimento per i beni artistici $V_{RA} = n \cdot V_R$, ovvero modificando il periodo di riferimento V_R tramite il coefficiente n . Questo coefficiente rappresenta il numero di cicli di controllo effettuati su quel particolare bene artistico nell'intervallo di tempo adottato per il monitoraggio dello stato di conservazione delle opere, e deve essere stabilito dall'Amministrazione deputata per la tutela. L'obiettivo è quello di assumere valori di T_R maggiori in presenza degli apparati decorativi più importanti, che in ogni caso dovranno essere inferiori a T_{RSLV} ³¹.

Non essendo a conoscenza delle strategie conservative dell'Amministrazione addetta alla tutela, si ipotizza per tutte le opere un valore di n pari a 1,5, corrispondente ad una vita nominale $V_{RA} = 150$ anni e ad un $T_R = 151$ anni. Assumendo un suolo di tipo C e una categoria topografica T_1 , si ottengono i seguenti parametri:

Tabella 11.9: parametri sismici da adottarsi per la verifica allo SLA.

Stato limite	SLA	
Accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A	a_g	0,055 g
Amplificazione spettrale massima in accelerazione orizzontale, su sito di riferimento rigido orizzontale	F_o	2,552
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	T_C^*	0,310 s
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_s	1,50
Coefficiente in funzione della categoria di sottosuolo	C_c	1,545
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1,00
Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche: $S = S_s \cdot S_T$	S	1,50
Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante: $T_B = T_C/3$	T_B	0,160 s
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro: $T_C = C_c \cdot T_C^*$	T_C	0,479 s
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro: $T_D = 4,0 \cdot a_g/g + 1,6$	T_D	1,822 s

Per quanto riguarda lo SLA, l'azione di progetto sarà valutata direttamente sullo spettro elastico, mentre per quanto riguarda la verifica allo SLV si adotteranno spettri elastici abbattuti secondo il fattore di struttura q .

³¹ [N3] Linee Guida, §2.4

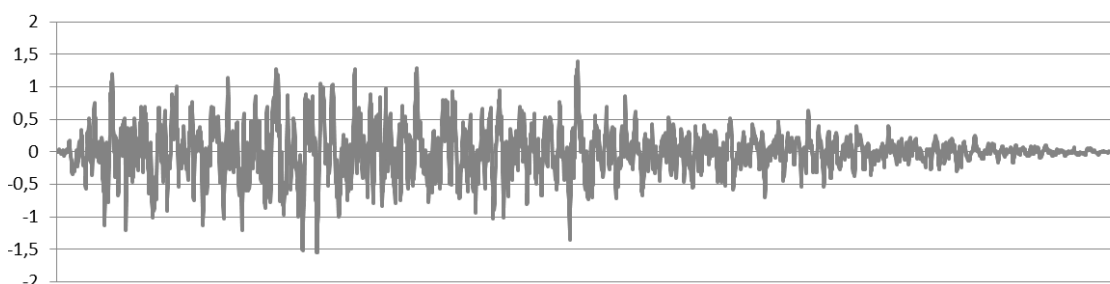
11.2.1.2 Accelerogrammi spettrocompatibili

Per la definizione degli accelerogrammi spettrocompatibili, riferiti ad entrambi gli Stati Limite indagati, si fa riferimento al software SIMQUAKE_GR³² sviluppato dal prof. Piero Gelfi, in ottemperanza delle prescrizioni di cui al paragrafo 3.2.3.6 delle Norme Tecniche.

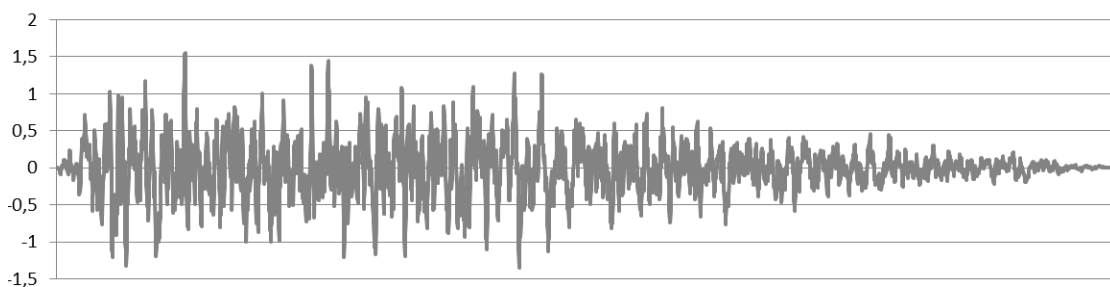
Tabella 11.10: parametri necessari alla determinazione degli accelerogrammi spettrocompatibili.

Stato limite di Salvaguardia della Vita	SLV	
	Vita di riferimento	V _R
Accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A	a _g	0,107 g
Amplificazione spettrale massima in accelerazione orizzontale, su sito di riferimento rigido orizzontale	F _o	2,617
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	T _C *	0,351 s
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S _s	1,50
Coefficiente in funzione della categoria di sottosuolo	C _C	1,483
Coefficiente di amplificazione topografica	S _T	1,00
Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche: $S = S_s \cdot S_T$	S	1,50
Fattore di struttura	q	1
Periodo della struttura	T	0,498 s

DIR X, SLV ($a_{max}=1,39 \text{ m/s}^2$)



DIR Y, SLV ($a_{max}=1,55 \text{ m/s}^2$)



³² SIMQUAKE_GR, Version2.7, 09-07-2012, free distribution

DIR Z, SLV ($a_{max}=0,436 \text{ m/s}^2$)

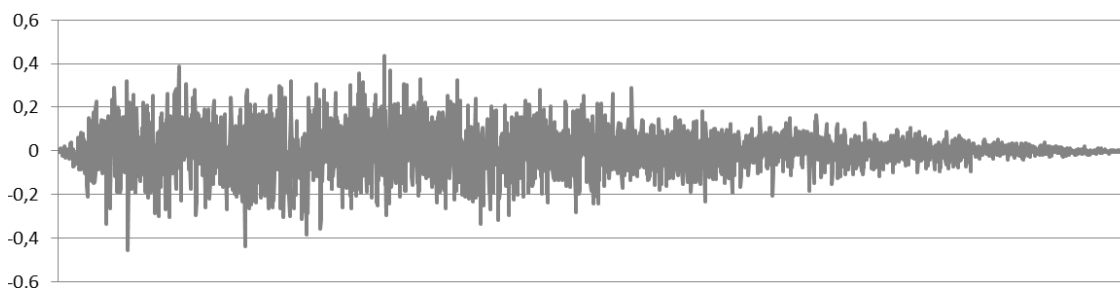
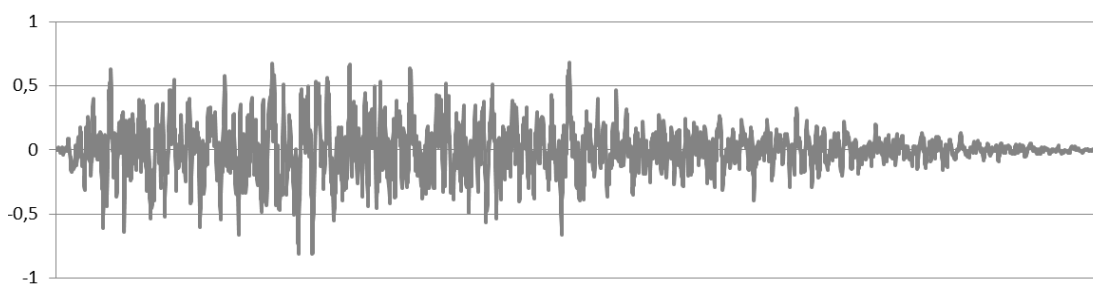


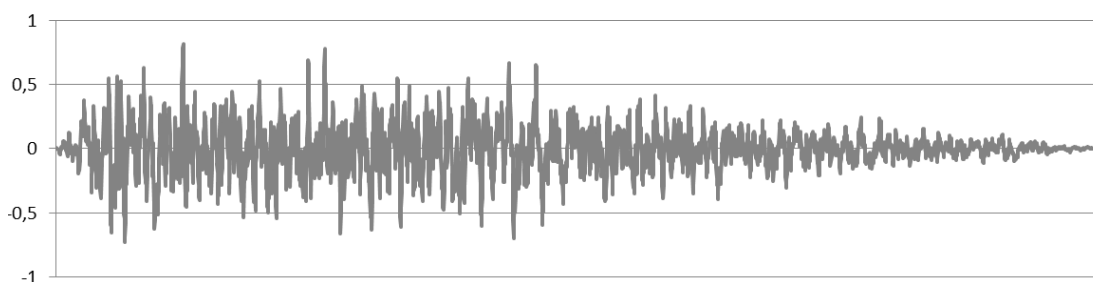
Tabella 11.11: parametri necessari alla determinazione degli accelerogrammi spettrocompatibili.

Stato limite di danno ai Beni Artistici	SLA	
Vita di riferimento	V_R	101 anni
Accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A	a_g	0,055 g
Amplificazione spettrale massima in accelerazione orizzontale, su sito di riferimento rigido orizzontale	F_o	2,551
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	T_C^*	0,311 s
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_s	1,50
Coefficiente in funzione della categoria di sottosuolo	C_C	1,545
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1,00
Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche: $S = S_s \cdot S_T$	S	1,50
Fattore di struttura	q	1
Periodo della struttura	T	0,498 s

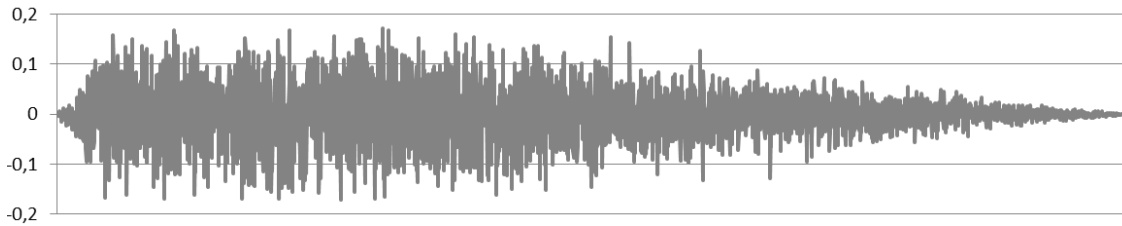
DIR X, SLA ($a_{max}=0,68 \text{ m/s}^2$)



DIR Y, SLA ($a_{max}=0,81 \text{ m/s}^2$)



DIR Z, SLA ($a_{max}=0,17 \text{ m/s}^2$)



11.2.1.3 Valutazione dell'accelerazione ai vari livelli della struttura

Al paragrafo 11.1.1 si è a lungo discusso dell'importanza dell'azione filtrante operata dalla struttura e di come analisi dinamiche accurate possano portare a definizioni di accelerazioni di piano più veritiere, che tengano conto dell'effettiva risposta dinamica della struttura. Non avendo svolto un'analisi dinamica al passo, per la ripartizione delle azioni agenti sui beni mobili disposti a quote differenti rispetto al piano terra della struttura si fa riferimento al paragrafo 7.2.3 delle Norme Tecniche, dove l'accelerazione massima su un elemento non strutturale viene definita considerando una distribuzione lineare, secondo la formula:

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

Dove

α è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno su suolo di tipo A per lo stato limite e g

S è il fattore di suolo

T_a è il periodo di vibrazione fondamentale dell'elemento non strutturale

T_1 è il periodo della struttura.

Allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, il valore S_a dovrà essere scontato attraverso il fattore di struttura q_a dell'elemento non strutturale.

Si proporranno in questo lavoro anche alcune semplici analisi dinamiche, che in quanto tali, necessitano di un input sismico variabile nel tempo. Gli accelerogrammi spettrocompatibili definiti al paragrafo precedente sono rappresentativi del moto del terreno e pertanto andrebbero opportunamente filtrati per meglio rappresentare la risposta di ogni piano. In assenza di un'analisi dinamica della struttura, si propone di scalare tali accelerogrammi di un fattore

$$f = \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right]$$

Questa ipotesi è semplificativa e si basa sul fatto che generalmente le accelerazioni crescono con l'altezza dell'edificio. Tuttavia, trascura un fattore molto importante: l'azione filtrante della struttura, infatti, sicuramente cambia i parametri di risposta rispetto alle frequenze, e pertanto gli spettri di piano non saranno mai simili tra loro e a quello del terreno.

11.2.1.4 Velocità orizzontale del terreno

La velocità orizzontale del terreno può essere stimata come stabilito al paragrafo 3.2.3.3 delle Norme Tecniche, secondo la formula:

$$v_g = 0,16 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C$$

11.2.1.5 Valutazione della velocità massima ai vari livelli della struttura

Le stesse considerazioni effettuate nella valutazione dell'accelerazione di piano possono essere estese alla valutazione delle velocità. In assenza di un'analisi dinamica, si può ipotizzare che le velocità crescano anch'esse linearmente con l'altezza dell'edificio; l'Eurocodice 8 nonché la normativa italiana non prevedono alcun metodo semplificato per la determinazione delle velocità di piano; in questo lavoro, si propone di scalare la velocità del terreno, così come è già stato fatto per le accelerazioni, secondo la formula:

$$v_{piano} = v_g \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right]$$

11.2.2 Catalogazione degli oggetti d'arte e dei loro supporti

La catalogazione dei beni d'arte è, come già detto, il primo passo verso la valutazione del rischio sismico di un bene mobile.

Palazzo Moroni contiene al suo interno un numero cospicuo di opere d'arte di differente natura, di cui si è parlato largamente al Paragrafo 4.3 *Individuazione dei beni di interesse artistico*. In questo paragrafo si procederà alla catalogazione delle opere d'arte e dei loro supporti, valutando le caratteristiche fisiche e i parametri che possono influire nella risposta dell'oggetto d'arte nel caso di un evento sismico. La classificazione adottata è stata proposta da Augusti *et Al.*, e presentata al paragrafo 11.1.2.

Sulla base della *Scheda per il rilievo della Vulnerabilità sismica dei beni mobili*, redatta dall'Università degli Studi di Padova per il progetto *ARCUS*, è stata realizzata una scheda specifica per il rilievo delle opere del complesso Moroni. Di seguito, una breve tabella riassume gli oggetti indagati, mentre i risultati completi della campagna sono stati riportati nell'Allegato E.

Tabella 11.12: prospetto riassuntivo delle principali opere contenute all'interno dei palazzi, in riferimento alle schede proposte in allegato E.

N° SCHEDA	OGGETTO	AUTORE	DATAZIONE	TIPOLOGIA	SUPPORTO
1	Statua allegorica della <i>Vecchia Padova</i>	G. B. Albanese	XVI-XVII sec	T3	A2-B
2	Statua La fanciulla dell'anfora	L. Giaretta	XX sec	T3	A2
3	Busto Andrea Meneghini	-	1870	T3	A4-B
4	Busto Francesco de Lazara	N. Sanavio	1896	T3	A4-B
5	Busto Giovanni Cittadella	Rizzo	1887	T3	A4
6	Busto Alberto Cavalletto	-	1897?	T3	A4
7	Busto Emilio Morpurgo	N. Sanavio	1887	T3	A4
8	Busto Ferdinando Coletti	N. Sanavio	1882	T3	A4-B
9	Pannelli esposizioni temporanee (Chiosco)	-	-	T4	A2
10	Pannelli esposizioni temporanee (Scuderie)	-	-	T4	A2
11	Quadro Briseide rimprovera Achille	J. Tintoretto	XVI-XVII sec	T4	C1
12	Quadro I Cercopi mutati in scimmie	J. Tintoretto	XVI-XVII sec	T4	C1
13	Quadro Giove e Semele	J. Tintoretto	XVI-XVII sec	T4	C1
14	Quadro Apollo e Marsia	J. Tintoretto	XVI-XVII sec	T4	C1
15	Quadro Deucalione e Pirra	J. Tintoretto	XVI-XVII sec	T4	C1
16	Quadro Compianto su Adone morto	J. Tintoretto	XVI-XVII sec	T4	C1
17	Quadro Giudizio di Paride	J. Tintoretto	XVI-XVII sec	T4	C1
18	Quadro Venere e Adone	J. Tintoretto	XVI-XVII sec	T4	C1
19	Q. Veduta di Piazza della Frutta a Padova	M. Ghidoni	XVII sec	T4	C1
20	Q. Sant'Antonio benedice il territorio di P.	-	XVII-XVIII s	T4	C1

N° SCHEDA	OGGETTO	AUTORE	DATAZIONE	TIPOLOGIA	SUPPORTO
21	Quadro <i>Flavia Domicilla Vespasiani X</i>	-	1660	T4	C1
22	Quadro <i>D. Titus Vespasianus XI</i>	-	1660	T4	C1
23	Quadro <i>Ottavianus Augustus II</i>	-	1660	T4	C1
24	Quadro <i>Claudius Caesar</i>	-	1660	T4	C1
25	Quadro <i>Flavius Domitianus XII</i>	-	1660	T4	C1
26	Quadro <i>D. Claudio Caesar V</i>	-	1660	T4	C1
27	Quadro <i>Aelia Petina Claud Uxor V</i>	-	1660	T4	C1
28	Quadro <i>Julius Caesar I</i>	-	1660	T4	C1
29	Quadro <i>La Vergine in trono con il Bambino</i>	D. Campagnola	1551	T4	C1
30	Quadro <i>scambio del bastone e delle...</i>	P. Damini	1621	T4	C1
31	Lampadari anticamera del Sindaco	-	-	T5	C2
32	Lampadari Sala della Giunta	-	-	T5	C2
33	Lampadari Sala del Consiglio	-	-	T5	C2
34	Arme Gentilizie	-	XVII sec	T3	C1
35	Monumento a Domenico Gritti	-	1842	T3	C1
36	Statua <i>Giustizia in Trono</i>	T. Minio	1552	T3	C1

11.2.3 Modellazione analitica e individuazione del comportamento oggetto-supporto

11.2.3.1 Rigid body rocking e overturning

Una parte consistente dei beni presenti all'interno di palazzo Moroni può essere schematizzata come corpi rigidi semplicemente appoggiati su un piano orizzontale. Fanno parte di questa categoria i sei busti presenti nel chiostro dorico al primo piano, la statua *Vecchia Padova* al piano terra, la statua *Fanciulla con anfora* sullo scalone nonché i supporti per esposizioni temporanee delle ex scuderie e del chiostro. Si premette che non per tutti i corpi è stato possibile verificare le relazioni nel confronto del piano di appoggio: mentre per i pannelli espositivi si è certi che essi siano semplicemente appoggiati, per i busti e le statue in pietra non si può escludere la presenza di sistemi di fissaggio occultati alla vista. Tuttavia, a favore di sicurezza, si ipotizza che tutti gli oggetti indagati siano in condizioni di semplice appoggio.

Si procederà alle verifiche di sicurezza secondo due modalità: la verifica delle condizioni di *rocking* ed *overturning* proposte da Ishiyama e l'analisi cinematica secondo la normativa italiana (cfr. Paragrafo 11.1.3.2). Lo scopo è quello di valutare il livello di corrispondenza tra due approcci differenti ma confrontabili.

I livelli di prestazione richiesti dagli stati limite sono differenti. Allo Stato Limite di danno ai Beni Artistici l'oggetto dovrà rimanere integro o al più manifestare danni riparabili che non comportino la perdita del valore artistico. Per un oggetto solido, dunque, la condizione limite sta nel passaggio da *moto attaccato* al moto di oscillazione (*rocking*), il quale potrebbe causare fratture nel corpo a causa dell'impatto ripetuto sul piano di appoggio. Nella modellazione secondo i principi di Ishiyama, questo coincide con il verificarsi della condizione α , mentre nel caso della verifica secondo le norme tecniche il problema può essere affrontato con l'analisi cinematica lineare, che considera come stato ultimo l'attivazione del cinematismo.

Allo stato limite di Salvaguardia della Vita, si dovrà assumere come condizione limite la perdita di equilibrio che comporta il ribaltamento dell'oggetto (*overturning*), in modo tale da assicurare l'incolumità delle utenze. Allo stato limite, dunque, si dovranno verificare sia la condizione α che la condizione γ proposte da Ishiyama, mentre, se si effettua la verifica secondo norme tecniche, si hanno due possibilità. La prima è quella di effettuare un'analisi cinematica non lineare, che valuta l'evoluzione del meccanismo fino alla perdita di equilibrio, la seconda è quella di effettuare una analisi cinematica lineare con fattore di struttura q , il quale tiene in conto delle riserve di capacità che ha l'oggetto dal momento di attivazione del meccanismo.

A titolo di esempio, si riporta di seguito il procedimento adottato nel caso del *Busto Andrea Meneghini*. I parametri geometrici dell'ambiente espositivo e del busto sono ricapitolati alla scheda numero 3 dell'Allegato E.

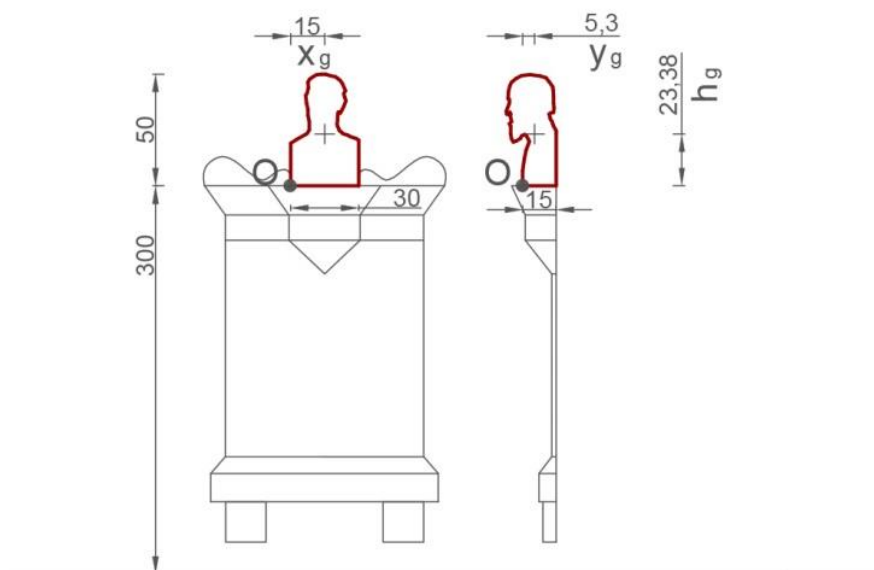


Figura 11.7: rappresentazione grafica del monumento indagato.

Verifiche allo Stato Limite di Danno ai Beni Artistici: Ishiyama

In assenza di studi specifici atti a determinare la reale distribuzione delle accelerazioni ai vari livelli del palazzo, si farà riferimento alla formula 7.2.2 delle Norme Tecniche, la quale si basa sull'ipotesi semplificativa di distribuzione lineare crescente con la quota rispetto al piano di fondazione.

$$a_{\max SLA} = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] = 0,146g$$

Le verifiche seguenti si basano sull'assunto che sia verificata la condizione β .

$$\frac{a_{\max}}{g} > \mu$$

Questo significa ammettere che tra i materiali che costituiscono i corpi e il piano d'appoggio vi sia un sufficiente coefficiente d'attrito tale da evitare fenomeni di scivolamento dei corpi. Si procede dunque alla verifica della condizione α .

$$\frac{a_{\max}}{g} < \frac{B}{H} ; 0,164 < \frac{10,6}{46,76} \text{ verificato}$$

Allo SLA, secondo il criterio di Ishiyama, il corpo si muove con moto attaccato e dunque è in condizioni di sicurezza.

Verifiche allo Stato Limite di Danno ai Beni Artistici: Analisi cinematica lineare

L'accelerazione di domanda è data dalla formula seguente:

$$a_{\max SLA} = S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma = 0,144g$$

il coefficiente di attivazione del meccanismo è dato da:

$$\alpha_0 = \frac{M_s}{M_i} = \frac{d_{bar}}{h_{bar}} = \frac{5,3}{23,38} = 0,227$$

L'accelerazione di attivazione del meccanismo è data dalla formula

$$a^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* \cdot FC} = \frac{0,227g}{1 \cdot 1,35} = 0,168g$$

Allo SLA, secondo la verifica proposta dalla normativa italiana, il corpo si muove con moto attaccato e dunque è in condizioni di sicurezza.

Verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita: Ishiyama

L'accelerazione di domanda è data sempre dalla formula 7.2.2. delle Norme Tecniche, tuttavia sarà scontata del fattore di struttura di elemento non strutturale q_a , assunto pari ad 1 secondo la tabella 7.2.1.

$$a_{\max SLU} = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] = 0,284g$$

Si procede dunque alla verifica della condizione α .

$$\frac{a_{\max}}{g} < \frac{B}{H} ; 0,284 > \frac{10,6}{46,76} \text{ non verificato}$$

Per valutare la condizione γ si assume l'ipotesi che le velocità crescano in modo lineare con l'altezza dell'edificio, così come si è ipotizzato per le accelerazioni.

$$v_g = 0,16 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C = 13,075 \text{ cm/s}$$

$$v_{\max SLU} = v_g \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] = 23,126 \text{ cm/s}$$

$$v_{\max} < 10B/\sqrt{H} ; 23,126 > 10 \cdot 10,6/\sqrt{46,76} \text{ non verificato}$$

Allo SLU, secondo il criterio di Ishiyama, il corpo è passibile di ribaltamento e pertanto non soddisfa le condizioni di sicurezza.

Verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita: Analisi cinematica lineare (q)

L'analisi cinematica lineare allo SLU si basa su un procedimento semplificato. La domanda di accelerazione viene scontata di un fattore q in modo tale da tener conto della capacità residua dell'oggetto oltre la fase di attivazione del meccanismo. Il valore di q è molto im-

portante ai fini della verifica e la sua determinazione è complessa. La norma suggerisce di adottare $q=2$ per la verifica dei cinematismi, tuttavia questo valore potrebbe non essere adatto nel caso dei beni mobili.

L'accelerazione di domanda si valuta con la seguente formula:

$$a = S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \frac{\gamma}{q} = 0,417 \cdot 0,513 \cdot 1,333 \cdot \frac{1}{2} = 0,142g$$

Si calcola successivamente in valore del moltiplicatore del carico α_0 per il quale avviene l'attivazione del meccanismo.

$$\alpha_0 = \frac{M_S}{M_I} = \frac{d_{bar}}{h_{bar}} = 0,227$$

L'accelerazione di attivazione vale:

$$a^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* \cdot FC} = \frac{0,227g}{1 \cdot 1,35} = 0,168g$$

Allo SLU, secondo la verifica semplificata proposta dalla normativa italiana, il corpo si muove con moto attaccato e dunque è in condizioni di sicurezza.

Verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita: Analisi cinematica non lineare

Avendo già definito le condizioni di attivazione del meccanismo, si valuta ora la rotazione θ che provoca la perdita di equilibrio nel sistema. Se si osserva la curva di capacità, lo spostamento ultimo si ha nel momento in cui il moltiplicatore dei carichi è nullo. Pertanto, sarà sufficiente scrivere il momento stabilizzante rispetto una configurazione ruotata e imporlo uguale a zero al fine di ricavare θ .

$$M_S = P \cdot R \cdot \sin(\beta + \theta) \rightarrow \theta = 0,223 \text{ rad}$$

Il punto di controllo sul quale valutare lo spostamento è il baricentro dell'oggetto. Lo spostamento del punto di controllo è dato da:

$$d_k = d_0^* = h_{bar} \sin \theta = 5,169 \text{ cm}$$

Lo spostamento ultimo è dato da $d_0^* \cdot 0,4 = 2,068 \text{ cm}$.

La domanda di spostamento è valutata con la formula di meccanismo in quota e vale:

$$S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}}} = 8,972 \text{ cm}$$

Allo SLU, secondo l'analisi cinematica non lineare proposta dalla normativa italiana, il corpo è passibile di ribaltamento e pertanto non soddisfa le condizioni di sicurezza.

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche eseguite sui beni mobili schematizzati come corpi rigidi. Le verifiche sono restituite nell'ALLEGATO G.

Si adottano le seguenti abbreviazioni:

M.A. *moto attaccato*

ROCK *rocking*

OVT *overturning*

Tabella 11.13 e seguenti: risultati delle analisi di rocking ed overturning condotte su statue, busti e pannelli secondo i criteri di Ishiyama e l'analisi cinematica NTC2008.

N° SCHEDA	STATUE	SLA (<i>rocking</i>)		SLU (<i>overturning</i>)		
		ISHIYAMA	A.C. LIN.	ISHIYAMA	A.C. LIN.	A.C. NON LIN.
		(α)	NTC	($\alpha ; \gamma$)	NTC (q)	NTC
1	Statua Vecchia Padova	M.A.	M.A.	ROCK	M.A.	ROCK
2	Statua La fanciulla dell'anfora	M.A.	M.A.	ROCK	M.A.	ROCK

N° SCHEDA	BUSTI	SLA (<i>rocking</i>)		SLU (<i>overturning</i>)		
		ISHIYAMA	A.C. LIN.	ISHIYAMA	A.C. LIN.	A.C. NON LIN.
		(α)	NTC	($\alpha ; \gamma$)	NTC (q)	NTC
3	Busto Andrea Meneghini	M.A.	M.A.	OVT	M.A.	OVT
4	Busto Francesco de Lazara	M.A.	ROCK	OVT	OVT	OVT
5	Busto Giovanni Cittadella	M.A.	M.A.	OVT	M.A.	OVT
6	Busto Alberto Cavalletto	M.A.	M.A.	OVT	M.A.	OVT
7	Busto Emilio Morpurgo	M.A.	M.A.	OVT	M.A.	OVT
8	Busto Ferdinando Coletti	ROCK	ROCK	OVT	OVT	OVT

N° SCHEDA	PANNELLI	SLA (<i>rocking</i>)		SLU (<i>overturning</i>)		
		ISHIYAMA	A.C. LIN.	ISHIYAMA	A.C. LIN.	A.C. NON LIN.
		(α)	NTC	($\alpha ; \gamma$)	NTC (q)	NTC
9	Pannelli esposizioni (Chiosco)	M.A.	M.A.	ROCK	M.A.	ROCK
10	Pannelli esposizioni (Scuderie)	M.A.	ROCK	ROCK	OVT	OVT

Complessivamente, le verifiche dimostrano una più che buona corrispondenza tra le metodologie adottate.

Allo Stato Limite di Danno ai Beni Artistici si ha che il coefficiente di attivazione del meccanismo α_0 è matematicamente coincidente con la condizione α del criterio di Ishiyama, se per la determinazione di quest'ultimo si adotta $B = 2 \cdot d_{bar}$ e $H = 2 \cdot h_{bar}$. Infatti, si ha che:

$$\alpha = \frac{B}{H} = \frac{2 \cdot d_{bar}}{2 \cdot h_{bar}} = \frac{P \cdot d_{bar}}{P \cdot h_{bar}} = \frac{M_{stab}}{M_{rib}} = \alpha_0$$

Le verifiche tuttavia si discostano leggermente, dal momento che la normativa italiana prevede la riduzione della capacità attraverso il fattore di confidenza FC. Si potrebbe dire dunque che le Norme Tecniche sono più a favore di sicurezza rispetto al criterio di Ishiyama nella determinazione della capacità, dal momento che considerano le possibili incertezze legate alla conoscenza della geometria e dei materiali. Le domande di accelerazione sono state ricavate con due formule differenti, entrambe proposte dalla normativa italiana, e hanno portato a risultati confrontabili.

Allo stato Limite di Salvaguardia della Vita, i risultati delle analisi secondo i criteri di Ishiyama risultano quasi sempre confrontabili con le analisi cinematiche non lineari eseguite da normativa, confermando la validità del metodo. Infatti, solo nel caso dei pannelli espositivi delle ex scuderie si hanno previsioni discordi. Un discorso a parte merita invece l'analisi cinematica lineare con fattore di struttura q . I risultati in questo caso sono quasi sempre discordi rispetto agli altri due metodi adottati allo SLV. Questo potrebbe significare che il fattore di struttura adottato $q=2$, suggerito dalla normativa per l'analisi dei meccanismi locali, è troppo a sfavore di sicurezza nella verifica di piccoli oggetti³³.

Si riportano di seguito i valori $q_{lim\ sup}$ da adottarsi in ciascun caso in cui la verifica è soddisfatta con analisi lineare ma non lo è secondo analisi non lineare e criterio di Ishiyama, in modo tale i risultati siano concordi con gli altri due criteri.

Tabella 11.14: valori di q che rendono concorde l'analisi cinematica lineare semplificata con l'analisi cinematica non lineare ed i criteri di Ishiyama.

N° SCHEDA	OGGETTO	$q_{lim\ sup}$
3	Busto <i>Andrea Meneghini</i>	1,69
5	Busto <i>Giovanni Cittadella</i>	1,50
6	Busto <i>Alberto Cavalletto</i>	1,29
7	Busto <i>Emilio Morpurgo</i>	1,67

Si valuta ora il q limite inferiore da assumersi affinché l'analisi cinematica lineare semplificata riporti gli stessi esiti degli altri due metodi negli oggetti che verificano:

³³ Cfr. [S14] T. Favaretto, *Assesment and reduction of seismic vulnerability of art objects*, Tesi di dottorato, Università di Firenze, 2012, p. 109

Tabella 11.15 valori di q che rendono concorde l'analisi cinematica lineare semplificata con l'analisi cinematica non lineare ed i criteri di Ishiyama.

N° SCHEMA	OGGETTO	$q_{lim inf}$
1	Statua <i>Vecchia Padova</i>	1,39
2	Statua <i>La fanciulla dell'anfora</i>	1,92
9	Pannelli esposizioni (Chiosco)	1,55

Non essendo possibile definire un intervallo di valori che garantisca la perfetta aderenza tra i metodi, si propone di adottare a favore di sicurezza un fattore $q = 1,29$. Valori dello stesso ordine trovano conferma in letteratura³⁴.

Le verifiche hanno messo in luce differenti livelli di vulnerabilità degli oggetti indagati. Per quanto riguarda le statue, si può affermare che entrambe si trovino in condizioni di sicurezza nei confronti degli stati limite indagati. I busti del chiostro dorico, invece, risultano particolarmente vulnerabili. In particolare, quello di *Francesco de Lazara* e di *Ferdinando Coletti* non verificano nemmeno allo stato limite di danno, mentre tutti e sei gli oggetti indagati non sono in condizioni di equilibrio allo stato limite ultimo. Diverso è il comportamento dei pannelli espositivi del piano terra rispetto a quelli del chiostro dorico. Mentre questi verificano entrambi gli stati limite, i primi non garantiscono la condizione di stabilità allo stato limite ultimo.

11.2.3.2 Rigid body sliding

Le verifiche dei corpi rigidi al *rocking* e all'*overturning* eseguite secondo il criterio di Ishiyama e le Norme Tecniche italiane si basano sull'assunzione che l'attrito statico tra il corpo e il piano d'appoggio sia tale da garantire l'assenza di scorrimento relativo. Nella realtà, l'attrito gioca un ruolo fondamentale, in quanto se si verificasse la condizione β

$$\frac{a_{max}}{g} > \mu$$

i corpi non si muoverebbero di moto attaccato ma traslerebbero.

Di seguito si riportano le accelerazioni massime agenti sui corpi indagati al capitolo precedente, in modo tale da valutare quale sia il coefficiente d'attrito che a ciascuno stato limite comporterebbe l'attivazione del meccanismo di *sliding*. Si ipotizza inoltre un valore di coeffi-

³⁴ Ibi, p. 109

ciente d'attrito per ogni caso studio, per giungere ad un giudizio sul possibile moto dell'oggetto. Il valore del coefficiente d'attrito è molto importante in quanto determina la transizione tra la condizione di moto attaccato e quella di *sliding*. Una volta attivata la condizione di *sliding*, viene a meno la possibilità di *rocking* ed *overturning*. I tre fenomeni sono fortemente connessi, tuttavia, essendo sconosciute le proprietà superficiali dei materiali, si preferisce trattare separatamente la questione dello *sliding*, valutando quali possano essere le condizioni di attivazione di tale meccanismo.

Si adottano le seguenti abbreviazioni:

M.A. *moto attaccato*

SLID *sliding*

Tabella 11.16 e seguenti: valori minimi del coefficiente d'attrito tra il piano e l'oggetto necessari a inibire il meccanismo di sliding. Verifica dei confronti di stabilità allo sliding nell'ipotesi di un coefficiente d'attrito pari a 0,20.

N° SCHEDA	STATUA	a _g /g max	a _g /g max	Ipotesi di μ	CONDIZIONI DI MOTO	
		SLA	SLV		SLA	SLU
1	Statua Vecchia Padova	0,083	0,16	0,20	M.A.	M.A.
2	Statua La fanciulla dell'anfora	0,14	0,28	0,20	M.A.	SLID

N° SCHEDA	BUSTO	a _g /g max	a _g /g max	Ipotesi di μ	CONDIZIONI DI MOTO	
		SLA	SLV		SLA	SLU
3	Busto Andrea Meneghini	0,14	0,28	0,20	M.A.	SLID
4	Busto Francesco de Lazara	0,14	0,27	0,20	M.A.	SLID
5	Busto Giovanni Cittadella	0,14	0,27	0,20	M.A.	SLID
6	Busto Alberto Cavalletto	0,13	0,26	0,20	M.A.	SLID
7	Busto Emilio Morpurgo	0,13	0,26	0,20	M.A.	SLID
8	Busto Ferdinando Coletti	0,14	0,27	0,20	M.A.	SLID

N° SCHEDA	PANNELLI	a _g /g max	a _g /g max	Ipotesi di μ	CONDIZIONI DI MOTO	
		SLA	SLV		SLA	SLU
9	Pannelli esposizioni (Chiosco)	0,12	0,23	0,20	M.A.	SLID
10	Pannelli esposizioni (Scuderie)	0,083	0,16	0,20	M.A.	M.A.

Ipotizzando convenzionalmente un coefficiente d'attrito $\mu = 0,20$, si ha che allo Stato Limite di Danno ai Beni Artistici tutti i corpi analizzati si muoverebbero con moto attaccato. Nel caso più gravoso, il coefficiente limite che garantirebbe il moto attaccato è $\mu = 0,14$. Allo

stato limite di Salvaguardia della Vita, invece, in gran parte degli oggetti indagati un coefficiente pari a 0,20 non garantirebbe la stabilità nei confronti dello *sliding*. Per quanto riguarda la statua *fanciulla con anfora* e i pannelli per esposizione nel chiostro dorico, l'attivazione del moto di *sliding* non comporterebbe alcun affronto alla sicurezza delle utenze. Infatti tali oggetti sono posti alla quota del pavimento e hanno generalmente sufficiente spazio per potersi muovere senza produrre ulteriori danni. Analogamente, le accelerazioni agenti sui busti sarebbero tali da attivare lo scivolamento sul piano d'appoggio. La distanza di questi oggetti dal bordo più vicino, però, è molto contenuta, e pertanto è ragionevole affermare che il fenomeno di *sliding* non rappresenta una condizione di sicurezza, potendo gli oggetti cadere dalle loro sedi. Nel caso più gravoso, il coefficiente limite che garantirebbe il moto attaccato è $\mu = 0,28$.

11.2.3.3 Flexible swing response 2D

Palazzo Moroni espone all'interno delle sue sale un gran numero di quadri, i quali spesso sono raccolti in collezioni con caratteristiche affini. Infatti, i celebri quadri del Tintoretto (schede 11-18 Allegato E) esposti nell'anticamera del sindaco presentano tutti la medesima dimensione e, si può supporre, le stesse modalità di fissaggio. Lo stesso si può ammettere delle opere pittoriche costituenti il ciclo di *Cesari e Cesaressa* (schede 21-28 Allegato E), esposte nella *Sala del Consiglio*. Casi singoli sono invece il telero di Damini nella *Sala Bresciani Alvarez* (scheda 30 Allegato E), il quadro *S. benedice il territorio di Padova* nella *Sala della Giunta* (scheda 20 Allegato E), il quadro di Ghidoni nell'anticamera del sindaco (scheda 19 Allegato E) e la pala del Campagnola presso la *Sala dei Nodari* (scheda 29 Allegato E).

Per quanto riguarda i cicli presenti nella *Sala della Giunta* e nell'anticamera del sindaco, le modalità di affissione non sono note. Si può però supporre che i quadri siano appesi tramite un unico gancio, in asse col baricentro dell'oggetto, e che siano dunque liberi di oscillare nel piano parallelo alla parete attorno al polo di fissaggio. Se questa non fosse la configurazione effettiva, sarebbe ragionevole riportarsi a questa condizione. Infatti, se il quadro avesse più di un aggancio, sarebbe solidale con la parete, e pertanto sarebbe soggetto alle stesse accelerazioni a cui è soggetta la struttura.

Come già riportato al paragrafo 11.1.3.4, la risposta di oggetti appesi ad una parete è di tipo dinamico, e pertanto l'unica via perseguibile è quella di modellare il sistema come un pendolo semplice smorzato soggetto ad una forzante esterna variabile nel tempo, valutando gli spostamenti di un punto di controllo.

Per effettuare un'analisi dinamica, i valori puntuali di accelerazione forniti dalle norme tecniche non sono più sufficienti, ma ci si dovrà avvalere di accelerogrammi spettrocompatibili in grado di descrivere l'andamento delle accelerazioni in funzione del tempo. Gli accelerogrammi spettrocompatibili definiti al paragrafo 11.2.1.2, tuttavia, sono riferiti al suolo, e pertanto devono essere filtrati attraverso la struttura. Un'analisi dinamica lineare è lo strumento approssimato ma cautelativo per ottenere degli accelerogrammi di piano.

Per quanto riguarda il caso studio, non avendo affrontato un'analisi dinamica delle strutture, non è stato possibile valutare l'andamento delle accelerazioni di piano. Pertanto, in via esclusivamente convenzionale, si propone di verificare tali oggetti con un accelerogramma del terreno scalato, ammettendo di fatto che la struttura sia amplificativa del moto del terreno. Il processo potrebbe non essere rappresentativo del comportamento reale della struttura.

Per risolvere l'equazione del moto e valutare quale sia lo spostamento massimo del quadro si può fare riferimento al programma MUSEUM³⁵, una semplice applicazione scritta in codice Matlab che valuta il comportamento di alcuni sistemi oggetto-supporto al fine di individuare possibili scenari di intervento. Tra le varie opzioni, si può valutare il comportamento di oggetti appesi ad una parete, inserendo come input un accelerogramma rappresentativo dell'azione sismica attesa e i seguenti dati:

M, massa dell'oggetto espressa in $N s^2/mm$

L è la distanza tra il baricentro dell'oggetto ed il punto di sospensione dell'oggetto

ξ è la percentuale di smorzamento viscoso attribuito al sistema

L'output fornito dal programma è:

grafico con andamento di θ nel tempo

diagramma con andamento nel tempo della tensione T nel fissaggio

calcolo dello spostamento X_{max} di un punto appartenente all'estremità inferiore del quadro, dove gli spostamenti sono massimi

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche eseguiti sul quadro *I cercopi mutati in scimmie*, i quali possono essere estesi a tutti i quadri presenti nell'anticamera del sindaco.

³⁵ [S14] ENEA-MURST, *Manuale d'impiego del programma MUSEUM*, progetto realizzato nell'ambito del Programma ENEA-MURST "Catastrofi naturali e loro conseguenze sul patrimonio culturale ed ambientale italiano – Mitigazione e previsione di alcune tipologie di interventi", Roma, 2001

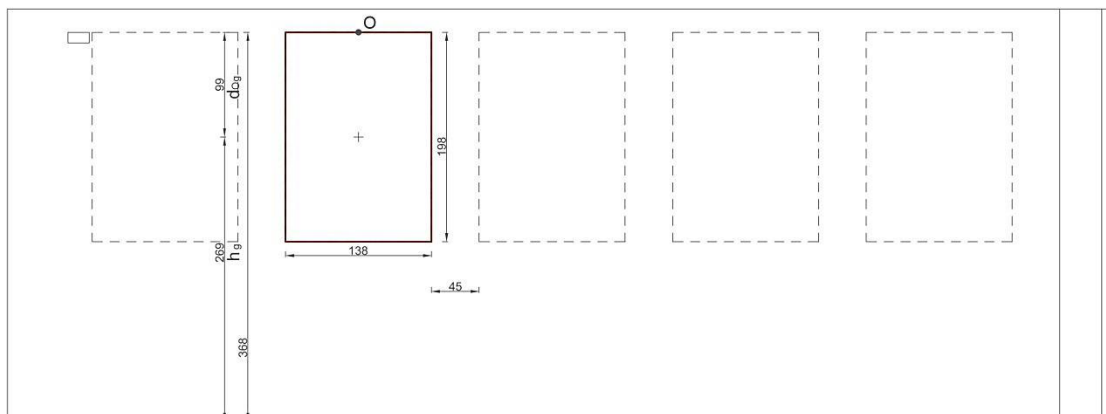


Figura 11.8: individuazione dell'opera d'arte nella parete di fissaggio.

I parametri da introdurre nel programma sono i seguenti:

Tabella 11.17: parametri da adottare per l'analisi.

PARAMETRO	VALORE
Massa M	0,008 N s ² /mm
Lunghezza L	99 cm
Smorzamento ξ	2%

L'andamento della tensione nel gancio di fissaggio è plottato nel grafico seguente:

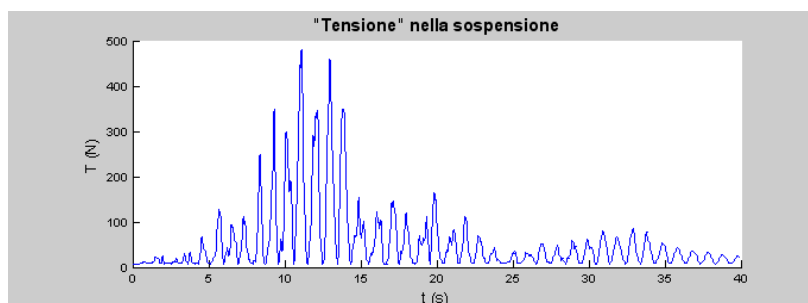


Figura 11.9: andamento della tensione nel tempo.

L'andamento dell'angolo di rotazione θ nel tempo è:

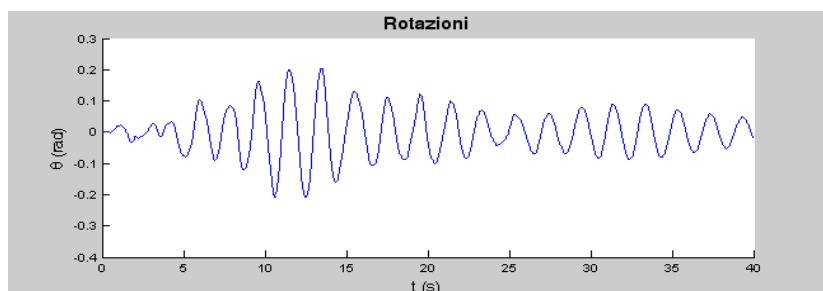


Figura 11.10: variazione della rotazione nel tempo.

Lo spostamento massimo è atteso in corrispondenza del bordo inferiore del quadro, pertanto il suo valore sarà dato dall'equazione seguente:

$$X_{max} = 2 \cdot L \cdot \sin \theta_{max}$$

Il valore massimo di spostamento ammissibile dipende dalla distanza minima tra i quadri, che vale in tutti i casi 45 cm. Dal momento che i quadri possono oscillare in maniera asincrona, lo spostamento ultimo risulta al più dimezzato. Volendo assumere un valore cautelativo, lo spostamento ammissibile non potrà superare i 20 cm.

Tabella 11.18: confronto tra spostamento atteso e spostamento ammissibile.

SPOSTAMENTO MASSIMO X_{max}	SPOSTAMENTO AMMISSIBILE X_{amm}	VERIFICA
41 cm	20 cm	NO

Il quadro non è in condizioni di sicurezza, in quanto gli spostamenti che si verificerebbero sono eccessivi. Si propone di seguito di intervenire allungando il fissaggio del quadro alla parete ed interponendo dei cuscinetti di gomma che aumentano lo smorzamento viscoso, riducendo così gli spostamenti.

Tabella 11.19: valutazione della condizione ottimale di affissione.

M	L	ξ	X_{max}	X_{amm}	VERIFICA
0,008	120 cm	6%	25,4 cm	20 cm	NO

Sebbene gli spostamenti si riducano consistentemente, la verifica non è ancora soddisfatta. Potrebbe essere necessario pensare una ridistribuzione delle opere d'arte, che garantisca per ciascuna di esse uno spazio maggiore.

Si propongono di seguito le verifiche effettuate nelle restanti opere pittoriche. Per quanto riguarda il ciclo di quadri presenti nella *Sala del Consiglio*, ogni componente presenta le stesse caratteristiche geometriche, pertanto si eseguirà la verifica solamente sul quadro *Flavia Domicilla Vespasiani X*.

Del quadro *S. Antonio benedice il territorio di Padova*, esposto nella *Sala della Giunta*, si è a conoscenza del dispositivo di fissaggio. Il telero appare appeso a due staffe metalliche

uscanti dalla parete, le quali lo vincolano in modo solidale alla parete. La risposta di quest'opera, dunque, non può essere modellata nel modo sopra indicato in quanto di fatto non costituisce un pendolo. Tuttavia, questa soluzione espositiva è fortemente sconsigliata, dal momento che comporterebbe un eccesso di tensioni nell'opera concentrate nei punti di connessione con le staffe. Si valuta dunque la possibilità di appenderlo anch'esso alla parete.

Per quanto riguarda la Pala del Campagnola, nella *Sala dei Nodari*, non si è a conoscenza del sistema del sistema di fissaggio. Si valuta comunque la possibilità che sia appeso unicamente in posizione centrale e che sia dunque libero di oscillare, anche se non si esclude che possa essere solidale alla parete.

Le stesse considerazioni possono essere estese alla tela del Damini nella *Sala Bresciani Alvarez*. Il grande telero costituisce di per se un *unicum* tra le opere pittoriche del palazzo, in quanto a dimensioni e proporzione rispetto alla parete ospitante. A causa della sua mole e della sua vicinanza alle pareti, è auspicabile che essa non sia libera di oscillare attorno ad un unico punto di affissione.

Tabella 11.20: spostamenti attesi per le principali tipologie di quadri riscontrate.

QUADRO	M	L	ξ	X_{\max}	T_{\max}
<i>Veduta di piazza delle Erbe a Padova</i>	0.0008	75 cm	2%	57,4 cm	192 N
<i>Flavia Domicilla Vespasiani X</i>	0.0005	75 cm	2%	57,4	642 N
<i>Madonna in trono con il Bambino e Santi</i>	0.0015	100 cm	2%	40 cm	868 N
<i>Consegna del bastone e delle chiavi...</i>	0.0035	125 cm	2%	27,4 cm	865 N

Gli spostamenti dei quadri sono eccessivi e, anche nel caso non vi siano ostacoli nelle pareti, è ragionevole ipotizzare una lunghezza di affissione tale da contenerli. L'apposizione di cuscinetti in gomma sul retro, inoltre, aumenta l'attrito tra la parete e l'oggetto, contribuendo a limitare gli spostamenti.

Tabella 11.21: condizioni ottimali di affissione che minimizzano gli spostamenti.

M	L	ξ	X_{\max}	T_{\max}
0.0008	120 cm	6%	25,4 cm	192 N

11.2.3.4 Flexible swing response 3D

Gli oggetti sospesi al soffitto e liberi di oscillare in tutte le direzioni possono essere modellati anch'essi secondo la legge del pendolo semplice, tuttavia gli spostamenti devono essere amplificati di un fattore per tener conto del fatto che il moto avviene nello spazio. Tale fattore è assunto pari a $1,4^{36}$.

Tabella 11.22: valutazione degli spostamenti e delle tensioni massime sui lampadari.

OGGETTO	M	L	ξ	X_{max}	T_{max}
<i>Lampadari anticamera del Sindaco</i>	0.002	145 cm	0%	25,2 cm	575 N
<i>Lampadari Sala della Giunta</i>	0.0027	180 cm	0%	30,9 cm	1228 N
<i>Lampadari Sala del Consiglio</i>	0.0045	100 cm	0%	33,6 cm	789 N

11.2.4 Considerazioni finali sui risultati e strategie d'intervento

Si riportano di seguito alcune considerazioni finali sulla vulnerabilità degli oggetti d'arte presenti a Palazzo Moroni, valutando quali siano le possibili modalità di intervento.

Le statue presenti sono state schematizzate come corpi rigidi semplicemente poggiati su un piano e in quanto tali passibili del moto di *sliding*, di *rocking* ed *overturning*. Esse verificano lo SLA in quanto si muovono di moto attaccato. Allo SLU una delle due è passibile di slittare sul piano, ma si può ragionevolmente ammettere che ciò avvenga in condizioni di sicurezza dal momento che è al livello del pavimento. Il moto attaccato fa sì che le azioni agenti sulla struttura si ripartiscano anche sugli oggetti d'arte. Per tale motivo, in ciascun corpo andrebbe valutato lo stato tensionale nelle sezioni più critiche. Per quanto riguarda la statua *Vecchia Padova* potrebbe essere sufficiente un'analisi statica, mentre la statua bronzea sullo scalone potrebbe essere soggetta ad amplificazioni dinamiche, richiedendo pertanto analisi complesse. Un rapido rilievo visivo, tuttavia, non ha evidenziato punti critici che potrebbero far presumere la necessità di tali analisi.

³⁶ [S1] Agbabian et al., *Evaluation of earthquake...*, op. cit.

I sei busti esposti nel chiostro dorico sono stati anch'essi schematizzati come corpi rigidi poggiati su mensole. Le condizioni di vincolo sono ignote: taluni sembrano essere semplicemente appoggiati mentre altri sono sicuramente vincolati. A favore di sicurezza, si ipotizza per tutti una condizione di semplice appoggio. In un primo momento è stata esclusa la possibilità di scivolamento, per valutare le condizioni di *rocking* ed *overturning*. Allo SLA, due dei sei manufatti sono soggetti a moto oscillatorio, e pertanto non verificano. Allo stato limite ultimo, tutti gli oggetti perdono le condizioni di equilibrio e pertanto sono passibili di ribaltamento, costituendo un pericolo per le utenze. Successivamente si sono effettuate delle considerazioni sui valori di coefficiente d'attrito che per ciascun caso portano all'attivazione del moto di scivolamento. Adottando $\mu=0,20$, si può affermare che allo SLA tutti gli oggetti si muovono di moto attaccato, mentre allo SLU ciò non avviene. Sebbene lo *sliding*, se controllato, può essere addirittura adottato come strategia di mitigazione sismica, in questo caso è fortemente indesiderabile, in quanto i piani di appoggio degli oggetti non garantiscono sufficiente spazio di sicurezza. Pertanto, si può giungere alle seguenti conclusioni:

- a causa delle sostenute accelerazioni agenti sugli oggetti, è probabile che si inneschi prima il moto di *sliding* piuttosto che il *rocking* e l'*overturning*;
- lo *sliding* allo stato limite ultimo non può essere accettato in quanto comporterebbe comunque la perdita di equilibrio dell'oggetto.

La soluzione più semplice e meno dispendiosa in questo caso sarebbe quella di rendere gli oggetti solidali con la struttura. Si dovranno preferire le modalità di fissaggio meno invasive per l'oggetto oltre ad eseguire verifiche nel corpo per valutare se è in grado di sopportare il carico sismico interamente trasmesso.



Figura 11.11: il fissaggio dei busti al supporto è il metodo individuato per impedire il moto di *sliding* ed *overturning*. Si rende però necessaria una verifica delle tensioni massime agenti sull'oggetto.

L'attenzione è stata posta anche sui metodi espositivi temporanei, i quali, sia nella sala delle ex scuderie che nel chiostro dorico, avvengono per mezzo di pannelli. Nel primo caso questi verificano allo SLA, ma ribaltano allo Stato limite di Salvaguardia della Vita. La vulnerabilità di questi sistemi è data dalla presenza di una massa eccentrica in sommità, una lampada, la quale produce una forza instabilizzante. Tale criticità può essere semplicemente ovviata eliminando tale appendice, aggiungendo un contrafforte che riporti il baricentro complessivo in posizione centrale oppure aumentando il piano d'appoggio dell'oggetto. I pannelli del chiostro dorico sono in sicurezza ad entrambi gli stati limite. Si vuole sottolineare che questi sistemi, dal momento che allo SLA si muovono di moto attaccato, trasferiscono le azioni della struttura agli oggetti esposti senza attenuarla. Sarà possibile adottarli per oggetti non particolarmente fragili o rilevanti dal punto di vista storico-artistico.

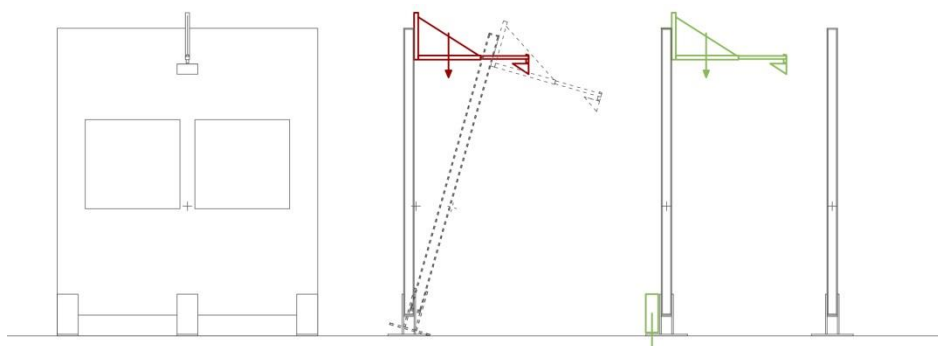


Figura 11.12: la lampada dei pannelli espositivi al piano terra è instabilizzante allo SLU, pertanto si propone o di rimuoverla, o di intervenire con dei contrappesi.

Le verifiche allo *sliding* e al *rocking* negli oggetti sopra indagati sono state effettuate attraverso due modalità: i criteri di Ishiyama e il ribaltamento secondo NTC. I due metodi, che ben si adattano alla valutazione del comportamento di un corpo rigido allo SLA e allo SLU, hanno riportato risultati confrontabili. Allo SLA si è dimostrato che, adottando determinate convenzioni, il criterio per il *rocking* di Ishiyama è matematicamente equivalente al coefficiente di attivazione delle NTC. Allo SLU, invece, i criteri di Ishiyama sono quasi sempre concordi con l'Analisi cinematica non lineare, mentre l'analisi semplificata con l'uso del fattore q porta a risultati discordi. Si deduce che il fattore di struttura $q=2$ suggerito per i macroelementi è troppo a sfavore di sicurezza, e si propone un valore di tale parametro rappresentativo per questo caso studio. In via generale, l'analisi secondo NTC si è sempre dimostrata l'approccio più cautelativo, anche perché permette di tener conto del livello di conoscenza tramite il fattore di confidenza.

L'analisi del comportamento in caso di sisma delle molte opere pittoriche presenti nel palazzo è avvenuta modellando l'oggetto d'arte come pendolo semplice smorzato. Sono state ipotizzate le condizioni di vincolo e si sono calcolati gli spostamenti richiesti dal sisma. I risultati mostrano come le opere forse più importanti sono anche le più vulnerabili. Si tratta del ciclo di quadri attribuiti al giovane Tintoretto, presenti nell'anticamera del Sindaco. Tali opere sono disposte ad una distanza troppo ravvicinata, tanto che gli spostamenti causati dal sisma sono potenzialmente maggiori di quelli che garantiscono condizioni di sicurezza. Si ipotizza dunque di variare la lunghezza della sospensione e inserire cuscinetti di gomma sul retro del quadro per limitare gli spostamenti, ma ancora le verifiche non sono soddisfatte. Si propone infine di ripensare la disposizione dei teleri per garantire una maggiore distanza tra di essi. In generale, tutte le altre opere d'arte, se considerate come libere di oscillare, sono soggette a spostamenti notevoli ma non critici. Sarebbe buona regola comunque riposizionare tali opere con la lunghezza d'infissione che garantisce lo spostamento minore, possibilmente affiancando l'utilizzo dei cuscinetti di gomma. In generale, è preferibile ricondurre i quadri vincolati alla parete a condizioni di oscillazione, in modo tale da ridurre le azioni sull'oggetto. Potrebbe essere questo il caso del quadro nella *Sala della Giunta*. Tuttavia altri quadri, a causa dei loro rapporti con la struttura o con altre opere d'arte, costituiscono un *unicum* e pertanto questi principi non possono essere adottati. Ad essi dovranno essere dedicati studi specifici.

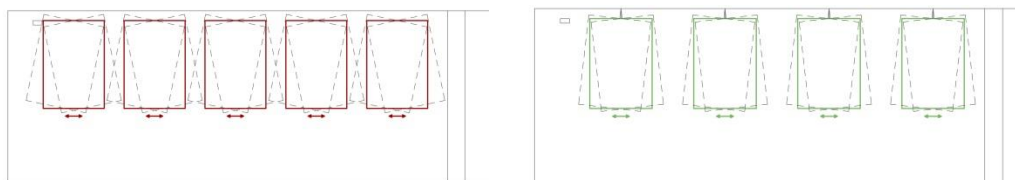


Figura 11.13: individuazione di una nuova disposizione dei quadri del Tintoretto, in modo tale da garantire lo spazio minimo che eviti il martellamento.

La modellazione dei lampadari e in generale di oggetti liberi di oscillare nello spazio può essere effettuata come nel caso degli oggetti appesi alle pareti, incrementando gli spostamenti di un fattore moltiplicativo. Le verifiche saranno fatte in termini di spostamenti ammissibili, tensioni massime nel sistema di ancoraggio e di tensioni massime nel filo di sospensione.

Non per tutti gli oggetti, però, è stato possibile individuare un modello analitico semplificato. Si fa riferimento alle arme gentilizie e ai monumenti lapidei presenti nella facciata del palazzo cinquecentesco. Questi rappresentano un caso particolare di corpi appesi alle pareti,

dove la complessità e la varietà dei sistemi di aggancio non permette di modellare il problema con la legge del pendolo semplice. Effettivamente, questo metodo potrebbe essere adottato solo per quei corpi che sono affissi con un solo gancio, tuttavia i valori di smorzamento da adottarsi non sono forniti da letteratura (pietra-pietra). La legge di pendolo semplice sicuramente non è applicabile nel caso di due ganci, attorno ai quali è più probabile l'instaurarsi di un moto di oscillazione alternata attorno a due poli, una specie di «*rocking inverso*». Questo tuttavia non terrebbe conto degli attriti che si instaurano tra i sistemi di fissaggio, che potrebbero comunque essere trascurati a favore di sicurezza. In tutte queste speculazioni, ci si dimentica del fatto che considerare questi corpi come rigidi significa trascurare la possibilità di disgregazione dei materiali lapidei: le arme gentilizie sono presenti in facciata da molti secoli, e il degrado materico è in stato avanzato. La vulnerabilità di questi sistemi è stata messa in luce anche nel recente sisma dell'Emilia del 2012, quando uno dei corpi in questione è uscito di sede e per tale ragione si è optato per la sua rimozione. Risulta evidente che il distacco dalla parete di tali oggetti comporterebbe non solo la perdita irrimediabile del bene, ma anche costituirebbe un pericolo per le persone che sostano in piazza all'ombra del palazzo. È dunque comprensibile l'intervento di rimozione dei corpi ai fini di sicurezza, ma questo porterebbe ad una distorsione della percezione del palazzo, la cui immagine è fortemente legata alla presenza questi oggetti, ognuno dei quali è testimone di una delle sue fasi di realizzazione. La rimozione totale porterebbe dunque ad una decontestualizzazione dell'opera. Le opzioni contemplabili sono varie. Si può infatti pensare di mantenere gli oggetti e renderli solidali alla struttura, col rischio di indebolirli ulteriormente, oppure si può valutare di esporli in altra sede e sostituirli con delle copie. Queste non saranno soggette a disgregazione in quanto i materiali non sono provati dall'incedere del tempo, e per di più su di esse si potranno utilizzare tutti i fissaggi necessari al caso, i quali non potrebbero essere adottati in un oggetto storico per motivi di conservazione.

Conclusioni

Palazzo Moroni e *l'Ala Moschini* sono due palazzi di proprietà del Comune di Padova facenti parte di un aggregato più ampio e complesso, situato nel centro storico della città. Gli edifici sono da sempre preposti allo svolgimento delle funzioni amministrative e di rappresentanza del comune; la loro rilevanza, pertanto, è da considerarsi non solo in riferimento al valore storico-monumentale di cui sono portatori, ma è anche dettata dal fatto che tali sedi amministrative assumono un ruolo strategico nella gestione dell'emergenza. Alla luce di queste considerazioni, la sicurezza dei palazzi nei confronti degli eventi sismici assume ancor più rilievo.

Il sito su cui sorge l'aggregato è considerato una zona a sismicità relativamente bassa, ma l'indagine del trascorso sismico mette in luce l'avvenimento in passato di scosse potenzialmente dannose per gli edifici storici. Le fonti storiche riportano che, in occasione del sisma nell'Asolano del 1695, l'edificio oggi conosciuto come *Palazzo Moroni*, all'epoca *Palazzo del Podestà*, subì ingenti danni in copertura. Questo conferma che la vulnerabilità del costruito storico nei confronti delle calamità naturali non è da sottovalutarsi nemmeno in quelle regioni considerate meno esposte al rischio sismico.

L'analisi delle vicende costruttive si è rilevata fondamentale ai fini dell'individuazione del sistema resistente originario, nonché nell'accertamento delle modifiche che esso ha subito nel corso dei secoli. Tale analisi non può prescindere da un'iniziale ricostruzione dell'evoluzione storica dell'aggregato. La ricerca bibliografica ha individuato i due principali processi costruttivi: il primo, che ha inizio nel 1539 sotto la direzione dell'Architetto Andrea Moroni, porterà alla realizzazione del nuovo *Palazzo del Podestà*; il secondo, sviluppatosi a cavallo tra il 1901 e il 1904 nel più ampio intervento di sistemazione del *Complesso del Gallo*, darà alla luce *l'Ala Moschini*. La documentazione archivistica, reperita presso l'Archivio di Stato di Padova e l'Archivio Generale del Comune di Padova, ha permesso di ricostruire alcune tra le principali modifiche riportate agli edifici originari, come ad esempio il consolidamento del *Volto delle Fiorare*, avvenuto nella prima metà dell'ottocento.

La fase della conoscenza dei manufatti è proseguita con i rilievi in sito, i quali hanno permesso l'acquisizione di una consistente documentazione fotografica, fondamentale per la

successiva fase di rilievo critico, e la calibrazione del rilievo geometrico, grazie al confronto con lo stato di fatto.

Il semplice rilievo in sito, tuttavia, non è sufficiente: sarebbe infatti necessaria una fase di diagnosi, al fine di colmare le incertezze che si manifestano quando ci si avvicina ad un edificio esistente. È stato pertanto proposto un piano d'indagini specifico per gli edifici oggetto di studio, che prevede la realizzazione di prove non invasive e mediamente invasive, allo scopo di caratterizzare i parametri meccanici delle murature e sciogliere le ipotesi assunte sulla tipologia e conformazione degli elementi strutturali. In particolare, si vuole indagare la tipologia degli orizzontamenti nonché il loro grado di ammassamento alle murature d'ambito, il tiro delle catene, la qualità muraria oltre agli interventi rilevati in sito e non documentati.

L'insieme delle informazioni raccolte dalle fasi precedenti è sintetizzato nell'analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale. È stato redatto un rilievo strutturale, allo scopo di individuare il sistema resistente della fabbrica per poter effettuare successivamente una corretta modellazione. Attraverso la scheda della qualità muraria è stato possibile esprimere un giudizio sulla materia costituente il sistema resistente. Grande importanza assume nel caso studio una lettura critica del quadro fessurativo, che ha messo in luce una serie di problematiche, emerse soprattutto a seguito dello sciame sismico emiliano del 2012. In *Palazzo Moroni*, alcune lesioni suggeriscono il distacco delle pareti d'ambito nei confronti delle pareti di spina. Nell'*Ala Moschini*, invece, fessure diagonali sono comparse nelle pareti di spina agli ultimi livelli, suggerendo una limitata resistenza di queste alle azioni nel piano. Altre lesioni importanti si presentano in corrispondenza delle aperture sul *Volto delle Fiorare*, e suggeriscono un cedimento differenziale tra le due unità strutturali.

Definiti i carichi agenti e le azioni sismiche, assumendo per queste una *vita nominale* di 50 anni e *classe d'uso IV* trattandosi di edifici strategici, è stato possibile intraprendere la fase di modellazione e verifica della sicurezza, che per la normativa italiana deve essere effettuata nei confronti dei meccanismi locali e globali.

L'analisi locale, che considera i pannelli murari investiti da azioni fuori piano, si basa sull'individuazione dei macroelementi e dei possibili cinatismi che essi possono manifestare in caso di sisma. Per il loro riconoscimento, si è reso necessario un accurato studio del quadro fessurativo e delle condizioni di vincolo dei pannelli murari, da rapportare alle modalità di

danno manifestate da edifici tipologicamente affini nei trascorsi eventi sismici. Le tipologie di meccanismo valutate sono il ribaltamento semplice, il ribaltamento composto, la flessione orizzontale e la flessione verticale. Nelle analisi eseguite con un livello di conoscenza LC1, solo il 30% dei 37 meccanismi individuati risulta in condizioni di sicurezza, mentre per il restante 70% si è reso necessario il progetto di elementi di ritegno. Il passaggio ad un livello di conoscenza LC2 è auspicabile, dal momento che i meccanismi verificati sarebbero il 41% del totale, percentuale superiore rispetto ad un livello LC1; si realizzerebbero in tal modo interventi meno invasivi, coerentemente con la volontà di preservare l'autenticità del manufatto.

L'analisi globale, che considera i pannelli murari impegnati nel loro piano, è effettuata mediante analisi statica non lineare. Ciascuna unità strutturale è stata modellata con un telaio equivalente attraverso il software 3Muri. Per valutare l'effetto dell'aggregazione sul comportamento globale si sono realizzati modelli senza vincoli, con vincoli rigidi e con vincoli cedevoli secondo legge elastica lineare; i risultati degli ultimi sembrano essere quelli più rappresentativi del comportamento reale della struttura. Dalle analisi svolte in LC1 risulta che entrambe le unità strutturali non verificano le condizioni richieste dalle Norme Tecniche per un edificio di *Classe d'uso IV* ed una *Vita Nominale* di 50 anni. I valori di vita nominale residua per le analisi più gravose sono inferiori ai 20 anni, e pertanto non sono ammissibili nemmeno secondo le Linee Guida. Il passaggio ad un livello di conoscenza LC2 è fortemente auspicabile, dal momento che permetterebbe una migliore conoscenza della struttura e quindi una modellazione più puntuale e attendibile. Rieseguendo le analisi con questo livello di conoscenza, si giunge alla conclusione che le unità strutturali, ancora una volta, non soddisfano i requisiti stabiliti dalle Linee Guida per gli edifici tutelati, e pertanto potrebbe rendersi necessaria la progettazione di interventi atti a migliorare il comportamento globale delle singole unità strutturali. Alcune ipotesi di intervento sono state avanzate per l'*Ala Moschini*, la cui maggiore vulnerabilità nei confronti dei meccanismi globali trova conferma sia dalla modellazione precedente, che dal quadro fessurativo. È stato valutato che un irrigidimento dei solai lignei con tecnica legno-legno, combinato ad un incremento delle proprietà meccaniche delle murature di spina, porterebbe da 12 a 25 anni i valori di vita nominale dell'analisi più gravosa, confermando un miglioramento della risposta sismica complessiva della struttura.

Alla luce delle verifiche effettuate è stata avanzata una proposta di intervento che prevede il posizionamento di tiranti metallici atti a inibire i cinematismi individuati. Infatti, anche se le verifiche mettono in luce la vulnerabilità delle unità strutturali nei confronti dei mec-

canismi non solo locali ma anche globali, la resistenza dei pannelli murari nel piano, su cui si basano i meccanismi globali, è chiamata in causa solo nel caso in cui sia garantito un comportamento scatolare dell'edificio. Il quadro fessurativo, in particolar modo nel palazzo cinquecentesco, conferma la tendenza della struttura a comportarsi come un insieme di elementi indipendenti, giustificando dunque la priorità di intervento nei confronti dei meccanismi locali.

Prima di intraprendere qualsiasi intervento, tuttavia, si ritiene indispensabile un aumento del livello di conoscenza, e pertanto si rimarca l'importanza dell'attuazione del piano d'indagini. Questo permetterebbe da un lato un'analisi più puntuale e aderente alla realtà, sia globale che locale, oltre alla definizione di interventi meno invasivi, in linea coi principi della conservazione.

All'interno del palazzo cinquecentesco sono custoditi una serie di manufatti di valenza storica ed artistica, come busti, statue, quadri ed arme gentilizie. Molti di questi oggetti, fra l'altro, fanno parte di collezioni del Museo Civico di Padova. Si è cercato dunque di estendere la valutazione della vulnerabilità sismica anche ai beni mobili, per due semplici motivi: il primo è che i manufatti artistici appartengono ad una classe di oggetti molto vulnerabili, che è nostro obbligo morale proteggere dalle calamità al fine della trasmissione alle generazioni future; il secondo è che, in caso di sisma, gli stessi elementi non strutturali possono costituire un pericolo per le utenze dei palazzi. Per tale motivo, le verifiche di sicurezza verranno condotte sia allo Stato Limite di Danno ai Beni Artistici, SLA, sia allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, SLV.

Al fine della valutazione del rischio sismico dei beni mobili contenuti all'interno del palazzo, risulta fondamentale stabilire l'input sismico su ciascun oggetto. La metodologia più appropriata prevede la definizione di accelerogrammi di piano per mezzo di una analisi dinamica lineare, in modo tale da considerare l'*effetto filtrante* della struttura nei confronti del moto del terreno. Ciò avrebbe richiesto una modellazione FEM dell'intero palazzo, che sarebbe risultata più complessa di quella effettuata per la verifica sismica. Tale modellazione avrebbe dovuto esser condotta dal principio, dal momento che il software 3Muri, che esegue solo analisi statiche non lineari e analisi modali, non permette l'esportazione del modello in altri ambienti di calcolo. La complessità della prima fase potrebbe scoraggiare l'avvio della fase di verifica. Ciò avverrebbe a discapito della sicurezza delle opere d'arte, e sarebbe paradossale dal momento che gli interventi di mitigazione del rischio sismico spesso sono poco onerosi in termini economici. Per tale motivo, l'accelerazione ai piani è stata valutata con metodi semplifica-

ti proposti dalla normativa italiana ed internazionale, nella consapevolezza che non sempre sono rappresentativi del comportamento reale.

Fondamentale è la fase di catalogazione delle opere d'arte contenute all'interno dei palazzi, oltre alla valutazione del rapporto con il loro eventuale supporto, avvenuta mediante un processo apposito di schedatura. Questo ha permesso di determinare la più probabile risposta del sistema oggetto-supporto, al fine di adottare la corretta modellazione.

È stato valutato il comportamento di alcuni corpi schematizzabili come corpi rigidi quali statue, busti e pannelli espositivi, secondo i criteri per il *rocking* e l'*overturning* proposti da Ishiyama. Per gli stessi corpi, si è proposto di adottare la metodologia cinematica contemplata dalla normativa italiana per i meccanismi locali, che valuta le condizioni di equilibrio dei macroelementi. I risultati mostrano la piena aderenza dei due metodi allo SLA. Allo SLU i criteri di Ishiyama sono concordi con l'Analisi Cinematica Non Lineare, mentre l'Analisi Cinematica Lineare semplificata con il fattore $q=2$ risulta a sfavore di sicurezza, pertanto si sono proposti dei valori di q che rendono ammissibile anche questa procedura per il caso studio. Si sono effettuate infine delle considerazioni sui coefficienti d'attrito minimo ammissibile tra i corpi e il loro piano d'appoggio, affinché non si verifichi il fenomeno dello *sliding*. I risultati delle verifiche mostrano come alcune tipologie di oggetti siano più vulnerabili di altre. Mentre le statue sono in condizioni di sicurezza sia allo SLA che allo SLU, parte dei busti non verifica la condizione di *rocking*, mentre allo SLU tutti i busti manifestano il fenomeno indesiderato dell'*overturning* o dello *sliding*. Una soluzione potrebbe essere quella di rendere solidali i corpi alla struttura. Per quanto riguarda i pannelli espositivi del piano terra, si valuta di intervenire su di essi con dei contrappesi, in quanto non verificano allo SLU.

Successivamente, è stato valutato il comportamento di alcuni sistemi caratterizzati da risposta dinamica, come i quadri appesi alle pareti e i lampadari, con l'ausilio di un programma Matlab in grado di risolvere l'equazione differenziale del moto di pendolo semplice smorzato. In generale, si propone di appendere i quadri alle pareti in modo tale che siano liberi di oscillare; questa soluzione riduce il carico sismico sull'oggetto, ma si rende necessaria la verifica degli spostamenti. Per ogni telaio è stata calcolata la lunghezza ideale che garantisce gli spostamenti minimi. Nell'anticamera del sindaco, i quadri attribuiti al Tintoretto sono posti a distanze troppo ravvicinate, che non garantiscono la sicurezza di tali opere allo SLA, anche con l'adozione dell'ottimale lunghezza di affissione. La soluzione potrebbe essere quella di valutare una disposizione differente delle opere, garantendo più spazio tra una e l'altra. Infine, alcune considerazioni sono state effettuate sugli elementi lapidei posti in facciata, che non rientrano

in nessuna categoria ma che comunque sono vulnerabili, come è stato messo in luce dalle scosse del 2012.

In conclusione, la verifica della sicurezza sismica degli oggetti d'arte è un tema di primaria importanza in un paese come l'Italia, dove ogni terremoto mette in luce la vulnerabilità del patrimonio culturale. Nella maggior parte dei casi, alcuni semplici accorgimenti in fase di allestimento delle opere possono migliorare di molto la loro risposta sismica, salvandoli dalla perdita totale. Inoltre, è sempre più riconosciuta la necessità di verificare gli elementi non strutturali nei confronti dell'azione sismica, dal momento che anch'essi possono pregiudicare l'incolumità delle utenze. Ci si augura dunque che il vuoto normativo attuale venga colmato, anche attraverso metodologie semplificate, al fine di considerare la sicurezza non solo degli edifici in quanto strutture, ma anche in quanto custodi del patrimonio artistico e culturale di una Nazione.

Riferimenti

Bibliografia

- [B1] C. Aymonino, *La città di Padova*, saggio di analisi urbana, Officina Edizioni, Roma, 1970
- [B2] D. Banzato, *la pittura fiamminga nel Veneto e nell'Emilia*, Verona, 1997
- [B3] M. Benetton, *La cancelleria civica a palazzo San Martino nei secoli passati: pagine di storia padovana*, Stabilimento Tipografico via Belle Parti, Padova, 1912
- [B4] F. Benucci, *il quadro del Capitano in sala. Storia, comunicazione politica e immagine artistica: una rilettura del celebre telero civile di Pietro Damini*, in *Terra d'Este*, n. 36, 2008
- [B5] F. Benucci, *Stemmi e fregi per Palazzo Scarpari*, in *"Padova e il suo territorio"*, CII (2003)
- [B6] B. Brunelli Bonetti, *Vicende della torre degli Anziani*, in *"Atti e memorie della R. Accademia di Scienze, Lettere ed Arti in Padova"*, LVI, 1939-1940
- [B7] A. Calore, L. Montobbio, G. Segato, *Il Salone, Palazzo della Ragione di Padova e "suoi contorni"*, Panda Editrice, Padova, 1998
- [B8] G. Cappellato, G. Scarpari, *Progetti e architetture 1884-1962*, Minelliana, Padova, 1996
- [B9] R. Cessi, *Le prime sedi comunali padovane*, in *Bollettino del Museo Civico*, LIII (1964), pp. 57-80
- [B10] P. Chevalier, *Memorie architettoniche sui principali edifici della città di Padova*, Tipografia del Seminario, Padova, 1835
- [B11] G. Croce (a cura di), *Padova: i rilievi del centro storico*, La Garangola, Padova, 1988
- [B12] P. Faccio, *Nuova Guida pei forestieri in Padova*, Stamperia del Seminario, Padova, 1818
- [B13] P. L. Fantelli, *Gli affreschi della chiesetta dei Nodari nel Municipio di Padova*, Bollettino del Museo Civico di Padova, LXXIV, 1985
- [B14] P. Franceschetti, *Nota sul Palazzo del Gallo e sullo Storione*, in *"Padova e il suo territorio"*, anno XXVII, Fascicolo 157, 2012
- [B15] R. Lamon, *La cappella Nodari a Palazzo Moroni*, Padova, 2009
- [B16] R. Lamon, *Palazzo Moroni e gli edifici comunali circostanti*, Padova, 2008
- [B17] G. Lenci, *Il Palazzo Municipale, altare della patria padovano*, in *"Padova e il suo territorio"*, LXXXIX (2001)
- [B18] M. Lucco e A. M. Spiazzi (a cura di), *I Benedettini a Padova e nel territorio attraverso i secoli*, catalogo della mostra, Padova, 1980

- [B19] G. A. Moschini, *Guida per la città di Padova: all'amico delle belle arti*, tipografia di Alvissopoli, Venezia, 1817
- [B20] M. Piacentini, *Concorso per la sistemazione del Palazzo Municipale di Padova* in "L'architettura italiana: periodico mensile di costruzione e di architettura pratica", XVII, 1922, pp. 49-51
- [B21] L. Puppi, G. Toffanin, *Guida di Padova, arte e storia tra via e piazze*, Edizioni Lint, 1983
- [B22] L. Puppi, M. Universo, *Le città nella storia d'Italia: Padova*, Laterza, Bari, 1982
- [B23] L. Puppi, F. Zuliani, *Padova: case e palazzi*, Neri Pozza Editore, Vicenza, 1977
- [B24] E. Rigoni, *L'Architetto Andrea Moroni*, Padova, Tipografia del Seminario di Padova, Padova, 1939
- [B25] O. Ronchi, *Guida storico artistica di Padova e dintorni*, Tipografia del Messaggero, Padova, 1922
- [B26] A. Simoni, *Storia di Padova dalle origini alla fine del secolo XIII*, Giuseppe e Pietro Randi Librai, Padova, 1968
- [B27] T. Zacco, *Guida alla Sala della Ragione e al Palazzo Municipale di Padova*, Tipografia del Seminario, Padova, 1835
- [B28] V. Zaramella, *Iscrizioni della città di Padova*, Centro Studi Antoniani, Padova, 1997
- [B29] M. A. Zorzi, *L'ordinamento comunale padovano nella seconda metà del XIII secolo*, in *Miscellanea di storia veneta*, V, Padova, 1931

Documentazione archivistica

- [A1] *Atti del Consiglio comunale*, 21 luglio 1843, Archivio di Stato di Padova
- [A2] *Atti del Consiglio comunale*, 3 febbraio 1848, Archivio di Stato di Padova
- [A3] *Cartella 18-19-20*, Atti Comunali, Archivio Generale del Comune di Padova
- [A4] *Delibera di Consiglio Comunale*, n°140 del 20 Marzo 1989, Archivio Generale del Comune di Padova
- [A5] *Delibera di Consiglio Comunale*, n°443 del 12 Marzo 1990, Archivio Generale del Comune di Padova
- [A6] *Ducali ai Camerlenghi di Comun*, Reg. P, a. 1548-1556, c. 9, ducale 16 febbraio 1549, Arch. Civ. Antico, Archivio di Stato di Padova
- [A7] *Ducali ai Camerlenghi di Comun*, Reg. Q, a. 1556-1569, c. 13, ducale 12 aprile 1558, Arch. Civ. Antico, Archivio di Stato di Padova

- [A8] *Lettera del senato veneziano al Podestà di Padova relativa al restauro del Palazzo di Padova, danneggiato dal terremoto*, 16 Aprile 1695, Senato, Terra, reg. 230, c. 205, Archivio di Stato di Venezia
- [A9] *Pianta del Piano Nobile del Palazzo del Podestà*, A. Pasini, 20 giugno 1707 (Venezia, Biblioteca Correr, ,s. PD. C 2306/10)
- [A10] *Progetto di restauro del Palazzo Municipale*, Maestri, Atti Comunali, cartella 1419, Archivio di Stato di Padova
- [A11] *Relazione del Capitano Matteo Dandolo*, 8 maggio 1547, ms. segnato B.P. 1015 in Biblioteca Civica di Padova

Letteratura scientifica e manualistica

- [S1] M. S. Agbabian *et al.*, *Evaluation of earthquake damage mitigation methods for museum objects*, in *Studies in Conservation* 36, (1991), pp. 111-120
- [S2] M. S. Agbabian *et al.*, *Seismic damage mitigation concepts for art objects in museums* in *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, August 2-9, 1988, Tokyo-Kyoto, Japan (Vol. VIII)
- [S3] ASCE 7-10, §13.3 *Seismic demands on nonstructural components*
- [S4] G. Augusti, M. Ciampoli, *Guidelines for seismic protection of museum contents*, Paper n° 1668, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Elsevier Science Ltd, 1996
- [S5] G. Augusti, M. Ciampoli, *Vulnerabilità sismica degli oggetti esibiti nei Musei: interventi per la sua riduzione*, in *Vulnerabilità dei beni archeologici e degli oggetti d'arte esibiti nei musei*, D. Liberatore (a cura di), Tipografia Esagrafica, Roma, 2000
- [S6] L. Berto *et al.*, *Valutazione del rischio sismico di beni mobili*, ANIDIS, Bari 2011
- [S7] L. Binda, A. Borri, G. Cardani, F. Doglioni, *Scheda qualità muraria: relazione finale e linee guida per la compilazione della scheda di valutazione della qualità muraria*, RELUIS, Marzo 2009
- [S8] L. Binda *et al.*, *Tecniche di indagine e progetto delle indagini per la diagnostica strutturale*, in *Il progetto di conservazione: linee metodologiche per le analisi preliminari, l'intervento, il controllo di efficacia*, Alinea Editrice, 2002
- [S9] A. Borri, *Un indice per la ricognizione su larga scala della vulnerabilità sismica dei Beni Museali*, ANIDIS, Bari, 2011

- [S10] L. Caleca, *Architettura Tecnica*, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2005
- [S11] P. Colombo, F. Colleselli, *Elementi di Geotecnica - terza edizione*, Zanichelli Editore, Bologna, 2004
- [S12] R. Deiana, *Il Georadar e la Termografia, metodi EM per la diagnostica non invasiva*, dispensa per il corso di Restauro e Laboratorio tenuto dalla prof. M.R. Valluzzi presso il dipartimento ICEA dell'Università degli Studi di Padova, AA. 2013-2014
- [S13] Dipartimento Protezione Civile, ReLUIS, AGI, ALGI, ALIG, *Linee Guida per modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione, miglioramento e ricostruzione di edifici inagibili*, 2010
- [S14] ENEA-MURST, *Manuale d'impiego del programma MUSEUM*, progetto realizzato nell'ambito del Programma ENEA-MURST "Catastrofi naturali e loro conseguenze sul patrimonio culturale ed ambientale italiano – Mitigazione e previsione di alcune tipologie di interventi", Roma, 2001
- [S15] T. Favaretto, *Assesment and reduction of seismic vulnerability of art objects*, Tesi di dottorato, Università di Firenze, 2012
- [S16] E. Guidoboni, M. Berti, C. Modena: "Le città venete e i terremoti: il caso di Padova, Atti del convegno: Lo spazio delle città venete (1348-1509)", Verona 14-16 dicembre 1995
- [S17] M. Marchisio et al., *Diagnostica non pervasiva con metodologie dinamiche di origine geofisica sulle strutture murarie di edifici monumentali* in *Science and Technology for Cultural Heritage*, 10 (1.2) 2001: 41-62
- [S18] Ishiyama Y., *Motions of rigid bodies and criteria for overturning by earthquake excitations*, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 10 (1982) 635-650
- [S19] L. Milano, A. Mannella, C. Morisi, A. Martinelli, *Allegato alle Linee Guida per la riparazione ed il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni, Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi*, RELUIS
- [S20] C. Modena, M. Valluzzi, M. Munari, *Metodi di analisi locale per edifici esistenti in muratura*, dispensa del corso di Problemi strutturali dei Monumenti e dell'Edilizia Storica, Università degli Studi di Padova, A.A. 2013-2014
- [S21] C. V. R. Murty et al., *Introduction to Earthquake protection of non-structural elements in buildings*, Gujarat State disaster management authority, 2012
- [S22] T. S. M. Neurohr, *Seismic Vulnerability of art objects – literature review report*, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, 2005

- [S23] M. Pengo, *Analisi di vulnerabilità sismica finalizzata agli interventi di miglioramento strutturale di Palazzo Ca' Borin*, Tesi di Laurea, Università degli Studi di Padova, A.A. 2012/2013
- [S24] Raccomandazioni Normal 1/88, *alterazioni macroscopiche dei materiali lapidei*: lessico redatto da CNR centri di Milano e Roma sulle cause di deperimento e sui metodi di conservazione delle opere d'arte e ICR Istituto Centrale per il Restauro
- [S25] Regione Marche, *Definizione di modelli per l'analisi strutturale di edifici in muratura, Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura*, ricerca svolta nell'ambito di una convenzione tra Regione Marche, Università dell'Aquila e CNR-ITC.
- [S26] Regione Molise, *Analisi delle principali tecniche d'intervento e limiti delle loro applicabilità, Protocollo di Progettazione per la Realizzazione degli Interventi di Ricostruzione Post-Sisma sugli Edifici Privati*, allegato 3B-1, 2006
- [S27] RELUIS, *Linee Guida per il rilievo, l'analisi ed il progetto di interventi di riparazione e consolidamento sismico di edifici in muratura in aggregato*, Bozza, 2010 (Abbr. Linee Guida RELUIS 2010)
- [S28] RELUIS, *Linee Guida per modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione, miglioramento, e ricostruzione di edifici inagibili*
- [S29] RELUIS, *Scheda di primo livello per il rilievo della tipologia e della qualità muraria*
- [S30] A. Rush, *Seismic Evaluation of masonry building conglomeration of adjacent structures*, 2008
- [S31] STA Data, *Manuale del Software 3MURI ver 5.7.0*
- [S32] M. R. Valluzzi, Dispense e appunti del Corso *Restauro e Laboratorio*, Università degli Studi di Padova, Dipartimento ICEA, A.A. 2013-2014
- [S33] M. R. Valluzzi, M. Munari, E. Michielon, *Metodi di analisi locale di edifici esistenti in muratura*, dispensa del corso di Problemi strutturali dei Monumenti e dell'Edilizia Storica, Università degli studi di Padova, A.A. 2010-2011

Documentazione tecnica

- [T1] G. Bellucco *et al.*, *Progetto per il restauro statico del solaio dipinto tra la sala della giunta e il piano risorse finanziarie, la sostituzione del pavimento intarsiato della giunta ed adeguamento degli impianti tecnici della zona interessata*, 2005, Archivio Generale del Comune di Padova

- [T2] Comune di Padova, settore Edilizia Monumentale, *Relazione geologico-tecnica Palazzo della Ragione*, Relazione n° 7024 bis, TECNO IN s.r.l., Pozzuoli, Luglio 1998, Archivio Generale del Comune di Padova
- [T3] L. Giberti, R. Marcante, *progetto definitivo - Interventi di restauro e di risanamento conservativo dell'edificio comunale denominato "Palazzo Moroni" ai fini dell'adeguamento alle norme di prevenzione incendi*, Giugno 2012, Archivio Generale del Comune di Padova
- [T4] L. Giberti *et al.*, *Palazzo Moroni, Progetto di restauro del Piano Primo*, 2002, Archivio Generale del Comune di Padova
- [T5] P. Marchetto, *Adeguamento normativo sede municipale, richiesta di parere preventivo vv. f. attività n.43-64-82-83-90-91/DM. 16/02/82*, Giugno 2000, Archivio Generale del Comune di Padova
- [T6] C. Modena *et al.*, *Comune di Padova – settore edilizia monumentale, Solaio della sala consiliare palazzo Moroni-Scarpari, rinforzo delle travi con metodo solaio legno-legno*, febbraio 2004, tavole di progetto, Archivio Generale del Comune di Padova

Normativa di riferimento

- [N1] Ordinanza P.C.M. n° 3519 del 28 Aprile 2006, *Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*, G.U. n°108 del 11/05/2006
- [N2] Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008, *Norme Tecniche per le Costruzioni*, G.U. n° 9 del 04/02/08 suppl. ord. n° 30 (*Abbr.* Norme Tecniche)
- [N3] Decreto P.C.M. del 9 Febbraio 2011, *Linee Guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche sulle costruzioni D.M. 14/01/08*, G.U. n.47, 26/2/11 suppl. ord. n.54 (*Abbr.* Linee Guida)
- [N4] Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 02/02/2009, *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 Gennaio 2008*, G.U. n° 47 del 26/02/2009 suppl. ord. n° 27 (*Abbr.* Circolare)
- [N5] Decreto 21 ottobre 2003, Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2,3 e 4, dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica».

- [N6] Ordinanza P.C.M. n° 3362 dell'8 Luglio 2004, *Modalità di attivazione del Fondo interventi straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri*, istituito ai sensi dell'articolo 32bis del D.L. 30 settembre 2003, n. 269, convertito con modificazioni dalla L. 24 novembre 2003, n. 326

Siti consultati

- [W1] <http://www.aspd.beniculturali.it>
[W2] <http://www.cab.unipd.it>
[W3] <http://cartadeisuoli.provincia.padova.it/>
[W4] <http://www.cslp.it>
[W5] <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11>
[W6] <http://esse1.mi.ingv.it/ntc.html>
[W7] <http://www.expin.it>
[W8] <http://maps.google.it>
[W9] <http://groupware.comune.padova.it/casperwebprg/index.html>
[W10] <http://idt.regione.veneto.it/app/metacatalog/>
[W11] <http://www.padovanet.it>
[W12] <http://www.padovasparita.it>
[W13] <http://www.pce-italia.it>
[W14] <http://www.pcn.minambiente.it/GN/>
[W15] <http://www.pianionline.it/elaborati-tecnici-del-ptcp>
[W16] <http://www.pianionline.it/pati-comunita-metropolitana-di-padova>
[W17] <http://www.protezionecivile.gov.it>
[W18] <http://www.reluis.it>
[W19] <http://www.stadata.com>
[W20] http://zonesismiche.mi.ingv.it/documenti/mappa_opcm3519.pdf
[W21] http://zonesismiche.mi.ingv.it/mappa_ps_apr04/veneto.html

Ringraziamenti

Un sentito ringraziamento alla prof. Francesca Da Porto, per avermi appassionato all'ingegneria sismica con le sue lezioni e per avermi permesso di intraprendere questo percorso di tesi.

Ringrazio anche la prof. Maria Rosa Valluzzi, per avermi trasmesso il sentimento di rispetto nei confronti degli edifici storici, oltre alla sua passione e dedizione.

Un ringraziamento particolare all'ing. Giulia Bettiol, per la pazienza e il supporto con cui mi ha assistito in questo percorso, e all'ing. Mattia Pengo.

La mia riconoscenza va anche a Roberta Lamon, per avermi dedicato il suo tempo nella fase di ricerca storica su Palazzo Moroni.

Grazie anche ad Alessio e Francesco, che mi hanno affiancato nel laboratorio di restauro, condividendo doveri e momenti di grande ilarità.

Grazie a Francesca, per aver condiviso con me questo e tantissimi altri percorsi, e per essersi rivelata una grande amica.

Un ringraziamento di cuore va agli amici di sempre, con i quali ho condiviso gran parte delle mie esperienze, e agli amici della pallavolo, vecchi e nuovi. Con grande gioia ricordo gli amici dell'università, con i quali posso dire di aver vissuto esperienze indimenticabili, dal punto di vista didattico ma soprattutto umano.

Ringrazio te che mi hai reso una persona migliore.

La mia più profonda gratitudine e riconoscenza va ai miei genitori, a Veronica e a tutta la mia famiglia per il loro esempio, la loro fiducia e il loro supporto incondizionato.

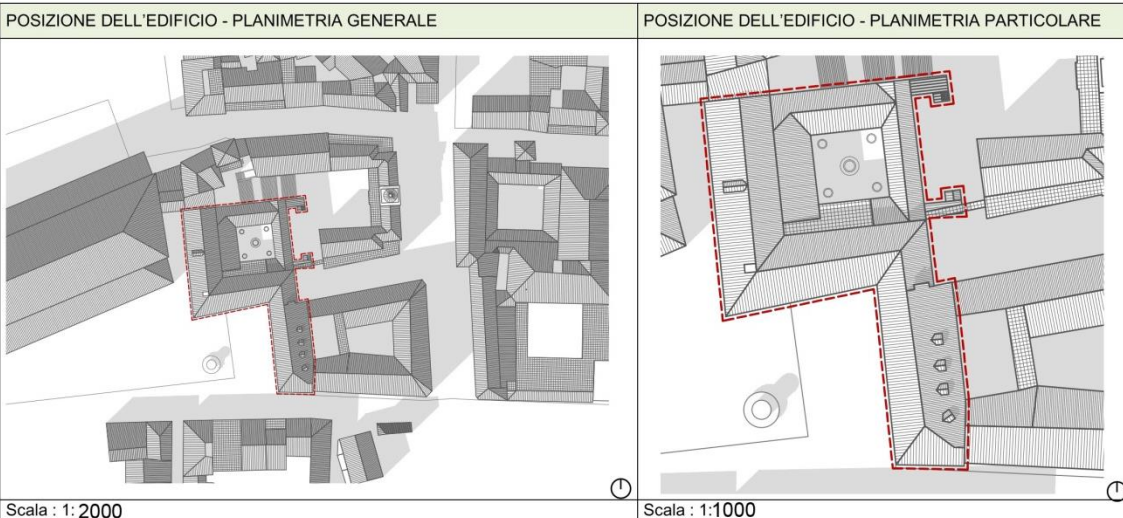
Allegato A

Schede per il rilievo della qualità muraria

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

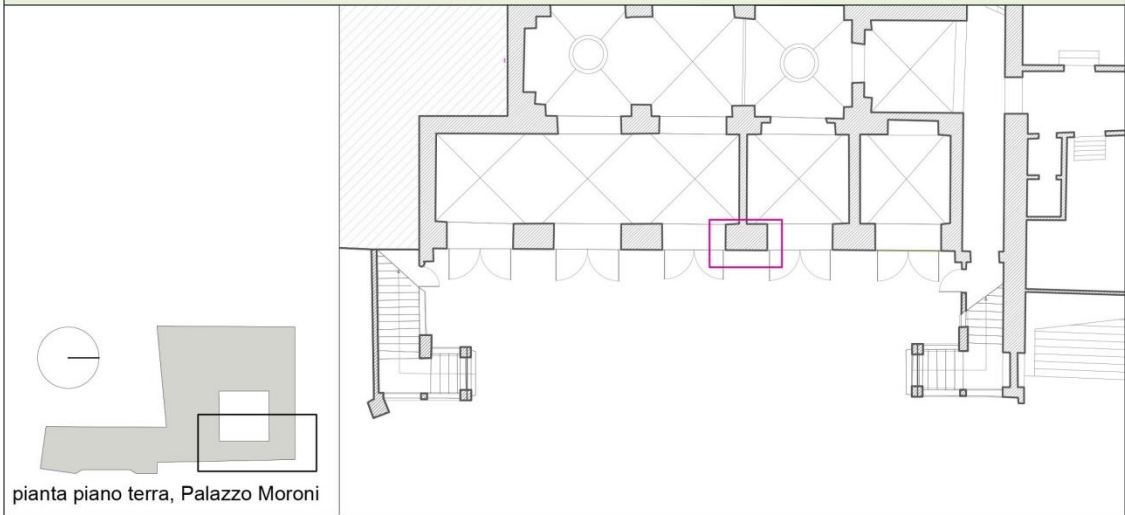
**SCHEDA DI 1° LIVELLO PER IL RILIEVO
DELLA TIPOLOGIA E DELLA QUALITÀ DELLA MURATURA**

Parte prima		Spazio riservato	
1. UBICAZIONE / IDENTIFICAZIONE			
Regione	Codici ISTAT 0 5	Aggregato n°	N° Paramenti 0 2
Provincia	0 2 8	Edificio n°	N° Sezioni 0 1
Comune	0 6 0	Data 0 8 / 0 4 / 1 4	
Fraz./Loc.		DATI CATASTALI Foglio Allegato	
Indirizzo		Particelle	
Via del Municipio	N° Civico 0 0 0 0 1	Coordinate geografiche (ED50 – UTM 32-33)	
Sezione Censuaria		E 4 5 4 0 7	Fuso
Denominazione Palazzo Moroni		N 1 1 8 7 6	
		Epoca di costruzione <input checked="" type="checkbox"/> <'1919 <input type="checkbox"/> '19+'45 <input type="checkbox"/> '46+'61 <input type="checkbox"/> '61+'71 <input type="checkbox"/> '72+'81 <input type="checkbox"/> '82+'91 <input type="checkbox"/> '92+'01 <input type="checkbox"/>	



SCHEDA PARAMENTO N° _____ ISTAT Pr./Com. _____/_____/_____ Aggr. _____ Edificio _____

POSIZIONE DEL CAMPIONE DI MUARTURA NELLA PIANTA DELL'EDIFICIO



POSIZIONE DEL CAMPIONE DI MURATURA SUL PROSPETTO DELLA PARETE

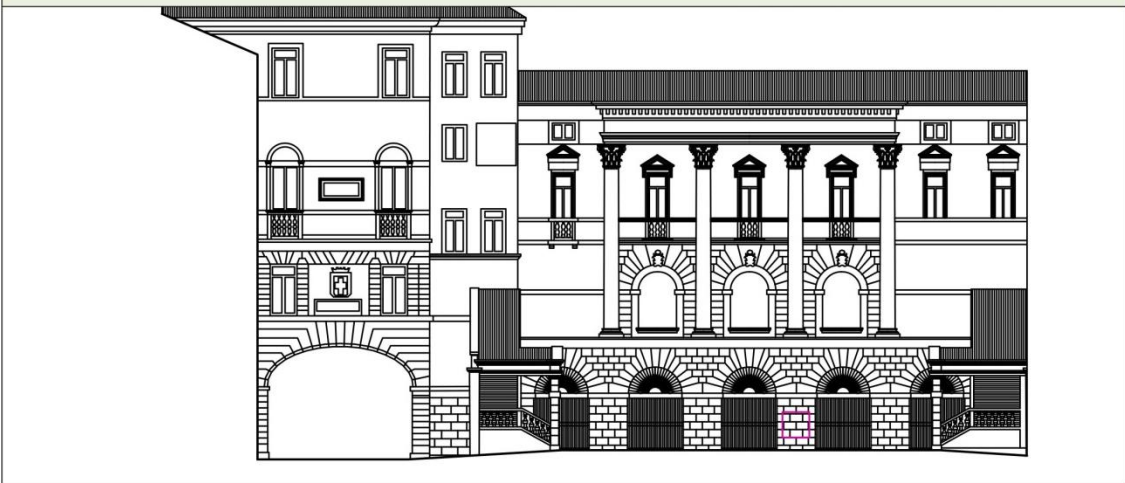


FOTO LOCALIZZAZIONE CAMPIONE CD2


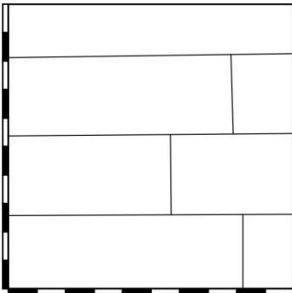








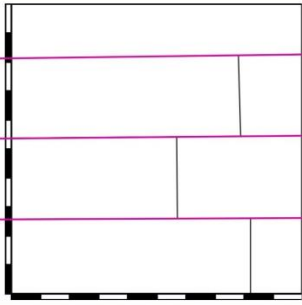
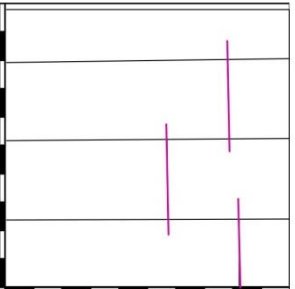
FOTO LOCALIZZAZIONE CAMPIONE CD2

[inserire un'immagine del particolare della sezione muraria, possibilmente della stessa parete]

SCHEDA PARAMENTO N° _____ ISTAT Pr./Com. _____ / _____ Aggr. _____ Edificio _____

2. TESSITURA DEL PARAMENTO **Parte seconda**

		<p>Foto e disegni scala 1:20</p> <p>Legenda:</p> <ul style="list-style-type: none">  Pietre  Vuoti  Mattoni  Intonaco  Malta  Vegetazione
---	--	---


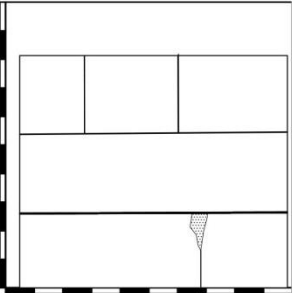
2.1 RUOLO STRUTTURALE <input type="checkbox"/> Muratura d'ambito <input type="checkbox"/> Muratura di spina <input checked="" type="checkbox"/> Pilastro <input type="checkbox"/> Tamponamento <input type="checkbox"/> Muratura interna	2.2 TIPOLOGIA <input checked="" type="checkbox"/> Pietra <input type="checkbox"/> Altro <input type="checkbox"/> Mattoni <input type="checkbox"/> Altro <input type="checkbox"/> Blocchi di tufo <input type="checkbox"/> Blocchi di cls <input type="checkbox"/> Mista	2.6 APPARECCHIATURA / ORIZZONTALITÀ DEI FILARI <input type="checkbox"/> Irregolare (Orizzontamenti NR) <input type="checkbox"/> A corsi sub-orizzontali (Orizzontamenti PR) <input checked="" type="checkbox"/> A corsi orizzontali (Orizzontamenti R)
2.3 RICORSI Assenti <input checked="" type="checkbox"/> Presenti <input type="checkbox"/> ogni m. __ _ __ <input type="checkbox"/> In elementi più grandi <input type="checkbox"/> In mattoni <input type="checkbox"/> In cls	2.4 ORIZZONT./ LISTATURE Assenti <input checked="" type="checkbox"/> Presenti <input type="checkbox"/> ogni m. 0 _ 80 2.5 ZEPPE Assenti <input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> In pietra <input type="checkbox"/> In cotto	
2.7 SFALSAMENTO DEI GIUNTI VERTICALI <input type="checkbox"/> Non rispettato (S.G. NR) <input checked="" type="checkbox"/> Parzialmente rispettato (S.G. PR) <input type="checkbox"/> Rispettato (S.G. R)		OSSERVAZIONI

3. CARATTERIZZAZIONE MATERIALI DEL PARAMENTO

3.1 ELEMENTI LAPIDEI			
3.1.1 Tipo di Elemento <input type="checkbox"/> Arenaria <input type="checkbox"/> Calcare <input type="checkbox"/> Travertino <input type="checkbox"/> Tufo <input type="checkbox"/> Mattoni cotti <input type="checkbox"/> Mattoni crudi <input checked="" type="checkbox"/> Altro <u>PIETRA D'ISTRIA</u>	3.1.2 Provenienza <input type="checkbox"/> Scavo locale <input type="checkbox"/> Greto del fiume <input checked="" type="checkbox"/> Cava	3.1.3 Lavorazione <input type="checkbox"/> Assente <input type="checkbox"/> Appena sbozzata <input checked="" type="checkbox"/> Spigoli finiti e faccia vista lavorata	3.1.4 Stato di conservazione <input checked="" type="checkbox"/> Buono <input type="checkbox"/> Mediocre <input type="checkbox"/> Cattivo <input type="checkbox"/> Pessimo
3.1.5 Regolarità (forma) degli elementi <input type="checkbox"/> Non rispettato (R.EL. NR) <input type="checkbox"/> Parzialmente rispettato (R.EL. PR) <input checked="" type="checkbox"/> Rispettato (R.EL. R)	3.1.6 Dimensioni degli elementi <input type="checkbox"/> Non rispettato (D.EL.) < 15 cm <input type="checkbox"/> Parzialmente rispettato (D.EL.) 15 cm + 25 cm <input checked="" type="checkbox"/> Rispettato (D.EL.) > 25 cm		
3.2 MALTA		3.2.7 Qualità della malta (Stato di conservazione) /Aderenza	
3.2.1 Funzione <input checked="" type="checkbox"/> Allettamento <input type="checkbox"/> Stilatura <input type="checkbox"/> Riempimento 3.2.2 Consistenza <input type="checkbox"/> Incoerente <input type="checkbox"/> Friabile <input checked="" type="checkbox"/> Compatta <input type="checkbox"/> Tenace 3.2.3 Colore malta <u>BIANCO</u>	3.2.5 Tipo di aggregato <input type="checkbox"/> Sabbia <input type="checkbox"/> Ghiaietto <input type="checkbox"/> Ghiaia 3.2.6 Forma dell'aggregato <input type="checkbox"/> Arrotondata <input type="checkbox"/> Spigolosa 3.2.4 Colore aggr. _____	<input type="checkbox"/> Non rispettato (MA. NR) <input type="checkbox"/> Parzialmente rispettato (MA. PR) <input checked="" type="checkbox"/> Rispettato (MA. R)	

SCHEDA SEZIONE N° Param. N° ISTAT Aggr. Edificio

4. SEZIONE MURARIA

<p>4.1 FOTO DELLA SEZIONE MURARIA</p> 	<p>SEZIONE A-A - Restituzione grafica</p> 	<p>SEZIONE B-B - Restituzione grafica</p> <p>[restituzione grafica della sezione muraria riportata in scala, del secondo lato visibile, se eseguito smontaggio]</p>
<p>Osservazioni</p> <p>Non si tratta di una sezione ma della foto dell'intradosso dell'arco. Potrebbe essere poco rappresentativo della vera sezione</p>	<p>Valori in percentuale: pietre, malta, vuoti</p> <p>Pietra: 98% Malta: 2% Vuoti: assenti</p>	<p>Istogramma con i valori di pietre, malta, vuoti</p>

<p>4.1 RUOLO STRUTTUR.</p> <p><input type="checkbox"/> Muratura d'ambito <input type="checkbox"/> Muratura di spina <input checked="" type="checkbox"/> Pilastro <input type="checkbox"/> Tamponamento <input type="checkbox"/> Muratura interna</p>	<p>4.2 TIPOLOGIA</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> In pietra <input type="checkbox"/> In mattoni <input type="checkbox"/> In blocchi di tufo <input type="checkbox"/> In blocchi di cls <input type="checkbox"/> Mista</p>	<p>4.3 TIPO DI SEZIONE</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Paramento unico <input type="checkbox"/> 3 paramenti <input type="checkbox"/> 2 paramenti accostati <input type="checkbox"/> 2 paramenti parzialmente ammorsati <input type="checkbox"/> 2 paramenti ammorsati</p>	<p>4.4 SPESSORE SEZIONE</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Sp. Sezione cm <input type="text"/> 1 <input type="text"/> 1 <input type="text"/> 3 <input type="text"/></p> <p><input type="checkbox"/> Sp. Paramento DX cm <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/></p> <p><input type="checkbox"/> Sp. Paramento SX cm <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/></p> <p><input type="checkbox"/> Sp. Interno cm <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/></p>
---	--	---	--

<p>4.5 PRESENZA DI ZEPPE</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Non rispettato (PZ. NR) <input type="checkbox"/> Parzialmente rispettato (PZ. PR) <input type="checkbox"/> Rispettato (PZ. R)</p>	<p>4.6 PRESENZA DI DIATONI O LEGAMENTI</p> <p><input type="checkbox"/> Non rispettato (P.D. NR) <input type="checkbox"/> Parzialmente rispettato (P.D. PR) <input checked="" type="checkbox"/> Rispettato (P.D. R)</p>
--	---

<p>4.7 VUOTI / ORIZZONTAMENTI</p> <p>4.7.1 DISTRIBUZIONE VUOTI</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Assenti <input type="checkbox"/> Localizzati <input type="checkbox"/> Distribuiti</p> <p>4.7.2 DIMENSIONE VUOTI</p> <p><input type="checkbox"/> Piccole (<1 cm) <input type="checkbox"/> Medie (1-5 cm) <input type="checkbox"/> Grandi (>5 cm)</p> <p>4.7.3 ORIZZONTAMENTI</p> <p><input type="checkbox"/> Assenti <input type="checkbox"/> Presenti ogni cm <input type="text"/> <input type="text"/> <input type="text"/></p>	<p>OSSEVAZIONI</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-top: 10px;"> <p>[inserire lo schema grafico della sezione con indicazione degli orizzontamenti]</p> </div>
--	--

5. CARATTERIZZAZIONE MATERIALI DELLA SEZIONE

3.1 ELEMENTI LAPIDEI			
<p>5.1.1 Tipo di Elemento</p> <p><input type="checkbox"/> Arenaria <input type="checkbox"/> Calcare <input type="checkbox"/> Travertino <input type="checkbox"/> Tufo <input type="checkbox"/> Mattoni cotti <input type="checkbox"/> Mattoni crudi <input checked="" type="checkbox"/> Altro</p>	<p>5.1.2 Provenienza</p> <p><input type="checkbox"/> Scavo locale <input type="checkbox"/> Greto del fiume <input checked="" type="checkbox"/> Cava</p>	<p>5.1.3 Lavorazione</p> <p><input type="checkbox"/> Assente <input type="checkbox"/> Appena sbazzata <input checked="" type="checkbox"/> Spigoli finiti faccia vista non lavor.</p>	<p>5.1.4 Stato di conservazione</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Buono <input type="checkbox"/> Mediocre <input type="checkbox"/> Cattivo <input type="checkbox"/> Pessimo</p>
<p>5.1.5 Regolarità (forma) degli elementi</p> <p><input type="checkbox"/> Non rispettato (R.EL. NR) <input type="checkbox"/> Parzialmente rispettato (R.EL. PR) <input checked="" type="checkbox"/> Rispettato (R.EL. R)</p>		<p>5.1.6 Dimensioni degli elementi</p> <p><input type="checkbox"/> Non rispettato (D.EL) < 15 cm <input type="checkbox"/> Parzialm. rispettato (D.EL) 15 cm + 25 cm <input checked="" type="checkbox"/> Rispettato (D.EL) > 25 cm</p>	
5.2 MALTA			
<p>5.2.1 Funzione</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Allettamento <input type="checkbox"/> Stilatura <input type="checkbox"/> Riempimento</p> <p>5.2.2 Consistenza</p> <p><input type="checkbox"/> Incoerente <input type="checkbox"/> Friabile <input checked="" type="checkbox"/> Compatta <input type="checkbox"/> Tenace</p> <p>5.2.3 Colore malta <u>BIANCO</u></p>	<p>5.2.4 Tipo di aggregato</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Sabbia <input type="checkbox"/> Ghiaietto <input type="checkbox"/> Ghiaia</p> <p>5.2.5 Forma dell'aggregato</p> <p><input type="checkbox"/> Arrotondata <input type="checkbox"/> Spigolosa</p> <p>5.2.6 Colore aggr. _____</p>	<p>5.2.7 Qualità della malta (Stato di conservazione) /Aderenza</p> <p><input type="checkbox"/> Non rispettato (MA. NR) <input type="checkbox"/> Parzialmente rispettato (MA. PR) <input checked="" type="checkbox"/> Rispettato (MA. R)</p>	

TIPOLOGIA MURARIA N° | | | Param. N° | | | ISTAT | | | / | | | Aggr. | | | Edificio | | |

DESCRIZIONE DETTAGLIA E COMPLESSIVA DELLA TIPOLOGIA MURARIA CON OSSERVAZIONI QUALITATIVE **Parte Terza**

L'analisi è stata effettuata su un pilastro in pietra d'Istria sul quale si imposta un arco facente parte della muratura d'ambito. Il prospetto è stato rilevato in modo opportuno, mentre, non avendo a disposizione alcun scasso per la sezione, si è fatto riferimento a una foto dell'imbotte dell'apertura, che potrebbe non essere significativa in quanto generalmente le murature vengono realizzate con più accortezza in corrispondenza delle aperture. La muratura è costituita da blocchi di pietra squadrate ben lavorati di notevole dimensione rispetto alla sezione, allettati su uno strato molto sottile di malta. La dimensione degli elementi resistenti, la tessitura regolare, l'orizzontalità dei filari e la bassa percentuale di malta fan sì che si tratti di una buona muratura.

Il punteggio ottenuto secondo il metodo dell'indice della qualità muraria è:


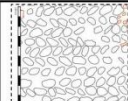

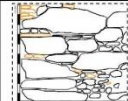


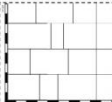
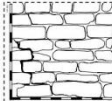



AZIONI VERTICALI: 9,5 categoria A

AZIONI ORTOGONALI: 10,5 categoria A

AZIONI ORIZZONTALI COMPLANARI: 9 categoria A

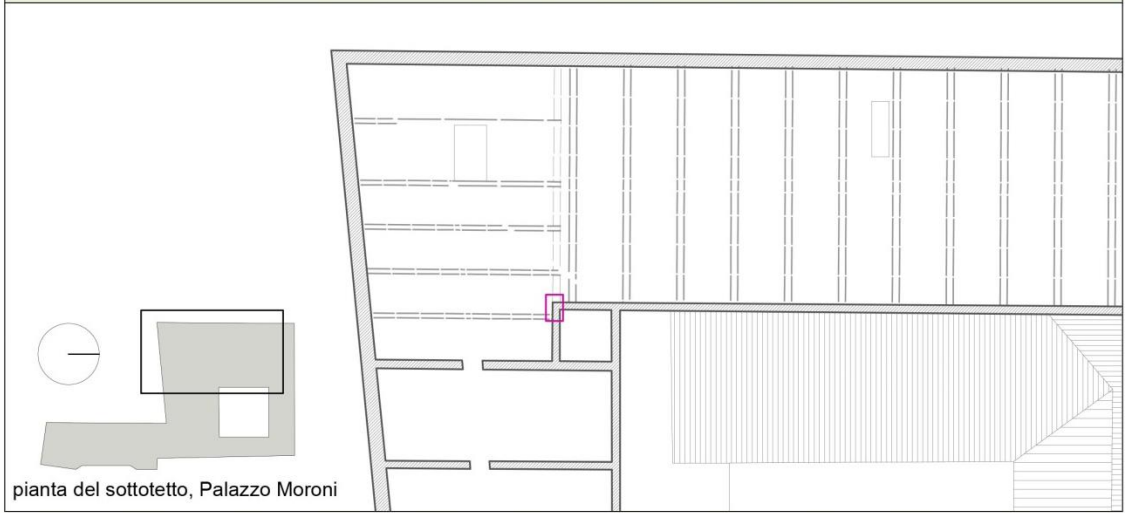
ATTRIBUZIONE DI UNA DELLE TIPOLOGIE MURARIE

Muratura a blocchi lapidei squadrate

Definizione contenuta nell'ordinanza 3274/2005, nella tabella 11.D.1 e in tabella C8B.1 della NTC 14.01.08).	Proposta di modifica della definizione di tipologia (RELUIS)	Esempi di tessiture murarie																																																																																																																																
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	Muratura in pietrame (ciottoli, pietre erratiche, ecc.), disordinata per forma, dimensione e tipo di materiale degli elementi. Muratura a lisca pesce																																																																																																																																	
Muratura a conci sbalzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	Muratura a conci sbalzati, di dimensioni variabili e con prevalenza di filari orizzontali																																																																																																																																	
<p>Tabella C8B.1 (bozza di istruzioni per la compilazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni NTC del 14.01.08).</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; font-size: small;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Tipologia di muratura</th> <th>f_m</th> <th>τ_0</th> <th>E</th> <th>G</th> <th>w</th> </tr> <tr> <th>(N/cm²)</th> <th>(N/cm²)</th> <th>(N/mm²)</th> <th>(N/mm²)</th> <th>(kN/m³)</th> </tr> <tr> <th></th> <th>Min-max</th> <th>min-max</th> <th>min-max</th> <th>min-max</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)</td> <td>100</td> <td>2,0</td> <td>690</td> <td>230</td> <td rowspan="2">19</td> </tr> <tr> <td>180</td> <td>3,2</td> <td>1050</td> <td>350</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">Muratura a conci sbalzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno</td> <td>200</td> <td>3,5</td> <td>1020</td> <td>340</td> <td rowspan="2">20</td> </tr> <tr> <td>300</td> <td>5,1</td> <td>1440</td> <td>480</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">Muratura in pietre a spacco con buona tessitura</td> <td>260</td> <td>5,6</td> <td>1500</td> <td>500</td> <td rowspan="2">21</td> </tr> <tr> <td>380</td> <td>7,4</td> <td>1980</td> <td>660</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)</td> <td>140</td> <td>2,8</td> <td>900</td> <td>300</td> <td rowspan="2">16</td> </tr> <tr> <td>240</td> <td>4,2</td> <td>1260</td> <td>420</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">Muratura a blocchi lapidei squadrate</td> <td>600</td> <td>9,0</td> <td>2400</td> <td>780</td> <td rowspan="2">22</td> </tr> <tr> <td>800</td> <td>12,0</td> <td>3200</td> <td>940</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">Muratura in mattoni pieni e malta di calce</td> <td>240</td> <td>6,0</td> <td>1200</td> <td>400</td> <td rowspan="2">18</td> </tr> <tr> <td>400</td> <td>9,2</td> <td>1800</td> <td>600</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)</td> <td>500</td> <td>24</td> <td>3500</td> <td>875</td> <td rowspan="2">15</td> </tr> <tr> <td>800</td> <td>32</td> <td>5600</td> <td>1400</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)</td> <td>400</td> <td>30,0</td> <td>3600</td> <td>1080</td> <td rowspan="2">12</td> </tr> <tr> <td>600</td> <td>40,0</td> <td>5400</td> <td>1620</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)</td> <td>300</td> <td>10,0</td> <td>2700</td> <td>810</td> <td rowspan="2">11</td> </tr> <tr> <td>400</td> <td>13,0</td> <td>3600</td> <td>1080</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">Muratura in blocchi di calcstruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)</td> <td>150</td> <td>9,5</td> <td>1200</td> <td>300</td> <td rowspan="2">12</td> </tr> <tr> <td>200</td> <td>12,5</td> <td>1600</td> <td>400</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">Muratura in blocchi di calcstruzzo semipieni (foratura < 45%)</td> <td>300</td> <td>18,0</td> <td>2400</td> <td>600</td> <td rowspan="2">14</td> </tr> <tr> <td>440</td> <td>24,0</td> <td>3520</td> <td>880</td> </tr> </tbody> </table>	Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)		Min-max	min-max	min-max	min-max		Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19	180	3,2	1050	350	Muratura a conci sbalzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20	300	5,1	1440	480	Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21	380	7,4	1980	660	Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16	240	4,2	1260	420	Muratura a blocchi lapidei squadrate	600	9,0	2400	780	22	800	12,0	3200	940	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18	400	9,2	1800	600	Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15	800	32	5600	1400	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12	600	40,0	5400	1620	Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11	400	13,0	3600	1080	Muratura in blocchi di calcstruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12	200	12,5	1600	400	Muratura in blocchi di calcstruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14	440	24,0	3520	880	Muratura in pietre a spacco (anche di forma irregolare) con buona tessitura		
		Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w																																																																																																																											
	(N/cm ²)		(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)																																																																																																																												
		Min-max	min-max	min-max	min-max																																																																																																																													
	Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19																																																																																																																												
		180	3,2	1050	350																																																																																																																													
	Muratura a conci sbalzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20																																																																																																																												
		300	5,1	1440	480																																																																																																																													
	Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21																																																																																																																												
		380	7,4	1980	660																																																																																																																													
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16																																																																																																																													
	240	4,2	1260	420																																																																																																																														
Muratura a blocchi lapidei squadrate	600	9,0	2400	780	22																																																																																																																													
	800	12,0	3200	940																																																																																																																														
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18																																																																																																																													
	400	9,2	1800	600																																																																																																																														
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15																																																																																																																													
	800	32	5600	1400																																																																																																																														
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12																																																																																																																													
	600	40,0	5400	1620																																																																																																																														
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11																																																																																																																													
	400	13,0	3600	1080																																																																																																																														
Muratura in blocchi di calcstruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12																																																																																																																													
	200	12,5	1600	400																																																																																																																														
Muratura in blocchi di calcstruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14																																																																																																																													
	440	24,0	3520	880																																																																																																																														
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	Muratura a blocchi squadrate di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)																																																																																																																																	
Muratura a blocchi lapidei squadrate	Muratura a blocchi squadrate di pietra non tenera																																																																																																																																	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Nessuna modifica																																																																																																																																	

SCHEDA PARAMENTO N° | | | | ISTAT Pr./Com. | | | | / | | | | Aggr. | | | | Edificio | | | |

POSIZIONE DEL CAMPIONE DI MUARTURA NELLA PIANTA DELL'EDIFICIO



POSIZIONE DEL CAMPIONE DI MURATURA SUL PROSPETTO DELLA PARETE

Non disponibile

FOTO LOCALIZZAZIONE CAMPIONE CD2



FOTO LOCALIZZAZIONE CAMPIONE CD2

[inserire un'immagine del particolare della sezione muraria, possibilmente della stessa parete]

SCHEDA SEZIONE N° _____ Param. N° _____ ISTAT _____ / _____ / _____ Aggr. _____ Edificio _____

4. SEZIONE MURARIA

<p>4.1 FOTO DELLA SEZIONE MURARIA</p> <p>[inserire un'immagine della sezione muraria]</p>	<p>SEZIONE A-A - Restituzione grafica</p> <p>[restituzione grafica della sezione muraria riportata in scala, del lato visibile]</p>	<p>SEZIONE B-B - Restituzione grafica</p> <p>[restituzione grafica della sezione muraria riportata in scala, del secondo lato visibile, se eseguito smontaggio]</p>
<p>Osservazioni</p>	<p>Valori in percentuale: pietre, malta, vuoti</p>	<p>Istogramma con i valori di pietre, malta, vuoti</p>

<p>4.1 RUOLO STRUTTUR.</p> <input type="checkbox"/> Muratura d'ambito <input type="checkbox"/> Muratura di spina <input type="checkbox"/> Pilastro <input type="checkbox"/> Tamponamento <input type="checkbox"/> Muratura interna	<p>4.2 TIPOLOGIA</p> <input type="checkbox"/> In pietra <input type="checkbox"/> In mattoni <input type="checkbox"/> In blocchi di tufo <input type="checkbox"/> In blocchi di cls <input type="checkbox"/> Mista	<p>4.3 TIPO DI SEZIONE</p> <input type="checkbox"/> Paramento unico <input type="checkbox"/> 3 paramenti <input type="checkbox"/> 2 paramenti accostati <input type="checkbox"/> 2 paramenti parzialmente ammorsati <input type="checkbox"/> 2 paramenti ammorsati	<p>4.4 SPESSORE SEZIONE</p> <input type="checkbox"/> Sp. Sezione cm _____ <input type="checkbox"/> Sp. Paramento DX cm _____ <input type="checkbox"/> Sp. Paramento SX cm _____ <input type="checkbox"/> Sp. Interno cm _____
---	--	--	---

<p>4.5 PRESENZA DI ZEPPE</p> <input type="checkbox"/> Non rispettato (PZ. NR) <input type="checkbox"/> Parzialmente rispettato (PZ. PR) <input type="checkbox"/> Rispettato (PZ. R)	<p>4.6 PRESENZA DI DIATONI O LEGAMENTI</p> <input type="checkbox"/> Non rispettato (P.D. NR) <input type="checkbox"/> Parzialmente rispettato (P.D. PR) <input type="checkbox"/> Rispettato (P.D. R)
--	---

<p>4.7.1 DISTRIBUZIONE VUOTI</p> <input type="checkbox"/> Assenti <input type="checkbox"/> Localizzati <input type="checkbox"/> Distribuiti	<p>4.7.2 DIMENSIONE VUOTI</p> <input type="checkbox"/> Piccole (<1 cm) <input type="checkbox"/> Medie (1-5 cm) <input type="checkbox"/> Grandi (>5 cm)	<p>4.7.3 ORIZZONTAMENTI</p> <input type="checkbox"/> Assenti <input type="checkbox"/> Presenti ogni cm _____	<p>OSSEVAZIONI</p>
<p>[inserire lo schema grafico della sezione con indicazione degli orizzontamenti]</p>			

5. CARATTERIZZAZIONE MATERIALI DELLA SEZIONE

3.1 ELEMENTI LAPIDEI

<p>5.1.1 Tipo di Elemento</p> <input type="checkbox"/> Arenaria <input type="checkbox"/> Calcare <input type="checkbox"/> Travertino <input type="checkbox"/> Tufo <input type="checkbox"/> Mattoni cotti <input type="checkbox"/> Mattoni crudi <input type="checkbox"/> Altro	<p>5.1.2 Provenienza</p> <input type="checkbox"/> Scavo locale <input type="checkbox"/> Greto del fiume <input type="checkbox"/> Cava	<p>5.1.3 Lavorazione</p> <input type="checkbox"/> Assente <input type="checkbox"/> Appena sbazzata <input type="checkbox"/> Spigoli finiti faccia vista non lavor.
<p>5.1.5 Regolarità (forma) degli elementi</p> <input type="checkbox"/> Non rispettato (R.EL. NR) <input type="checkbox"/> Parzialmente rispettato (R.EL. PR) <input type="checkbox"/> Rispettato (R.EL. R)		<p>5.1.4 Stato di conservazione</p> <input type="checkbox"/> Buono <input type="checkbox"/> Mediocre <input type="checkbox"/> Cattivo <input type="checkbox"/> Pessimo
		<p>5.1.6 Dimensioni degli elementi</p> <input type="checkbox"/> Non rispettato (D.EL) < 15 cm <input type="checkbox"/> Parzialm. rispettato (D.EL) 15 cm ÷ 25 cm <input type="checkbox"/> Rispettato (D.EL) > 25 cm

5.2 MALTA

<p>5.2.1 Funzione</p> <input type="checkbox"/> Allettamento <input type="checkbox"/> Stilatatura <input type="checkbox"/> Riempimento	<p>5.2.4 Tipo di aggregato</p> <input type="checkbox"/> Sabbia <input type="checkbox"/> Ghiaietto <input type="checkbox"/> Ghiaia	<p>5.2.7 Qualità della malta /Stato di conservazione /Aderenza</p> <input type="checkbox"/> Non rispettato (MA. NR) <input type="checkbox"/> Parzialmente rispettato (MA. PR) <input type="checkbox"/> Rispettato (MA. R)
<p>5.2.2 Consistenza</p> <input type="checkbox"/> Incoerente <input type="checkbox"/> Friabile <input type="checkbox"/> Compatta <input type="checkbox"/> Tenace	<p>5.2.5 Forma dell'aggregato</p> <input type="checkbox"/> Arrotondata <input type="checkbox"/> Spigolosa	
<p>5.2.3 Colore malta _____</p>	<p>5.2.6 Colore aggr. _____</p>	

TIPOLOGIA MURARIA N° _____ **Param. N°** _____ **ISTAT** _____//_____ **Aggr.** _____ **Edificio** _____

DESCRIZIONE DETTAGLIA E COMPLESSIVA DELLA TIPOLOGIA MURARIA CON OSSERVAZIONI QUALITATIVE **Parte Terza**

L'analisi è stata effettuata su una delle poche porzioni murarie non intonacate del palazzo cinquecentesco, posizionata in prossimità della copertura. La non disponibilità di uno scasso che ne individui la sezione porterà alla formulazione di un giudizio incompleto per quanto riguarda l'indice di qualità muraria, in quanto non si riuscirà a determinare l'ingranamento della sezione, né a valutare il parametro "presenza di diatoni", né tanto meno a fare considerazioni sull'organizzazione della sezione (numero di paramenti, presenza di vuoti...). Volendo comunque in questa sede dare un giudizio qualitativo sulla base delle informazioni a disposizione, si valutano i parametri di cui non si conosce la corrispondenza con la regola dell'arte con il minimo dei valori previsti.

AZIONI VERTICALI: 6 categoria A

AZIONI ORTOGONALI: 5 categoria B

AZIONI ORIZZONTALI COMPLANARI: 4,5 categoria B

ATTRIBUZIONE DI UNA DELLE TIPOLOGIE MURARIE

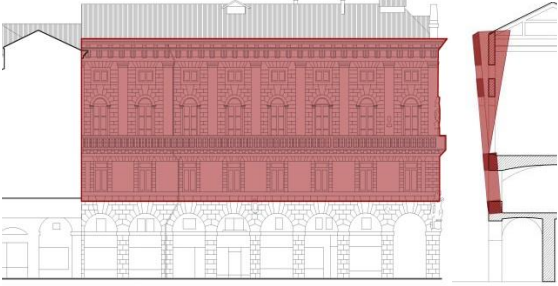
Muratura in mattoni pieni e malta di calce

		Definizione contenuta nell'ordinanza 3274/2005, nella tabella 11.D.1 e in tabella C8B.1 della NTC 14.01.08).	Proposta di modifica della definizione di tipologia (RELUIS)	Esempi di tessiture murarie	
		Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	Muratura in pietrame (ciottoli, pietre erratiche, ecc.), disordinata per forma, dimensione e tipo di materiale degli elementi. Muratura a lisca pesce		
		Muratura a conci sbalzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	Muratura a conci sbalzati, di dimensioni variabili e con prevalenza di filari orizzontali		
		Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	Muratura in pietre a spacco (anche di forma irregolare) con buona tessitura (pietre ben ammassate)		
		Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	Muratura a blocchi squadri di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)		
		Muratura a blocchi lapidei squadri	Muratura a blocchi squadri di pietra non tenera		
		Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Nessuna modifica		

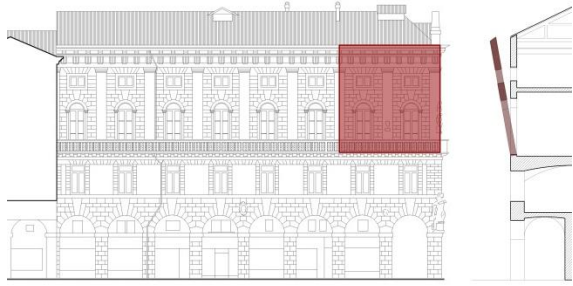
Tipologia di muratura	f_c	t_a	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kg/m ³)
	Mis-max	mis-max	mis-max	mis-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	650	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbalzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	360	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadri	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipièni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipièni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipièni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo a argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipièni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

Allegato B

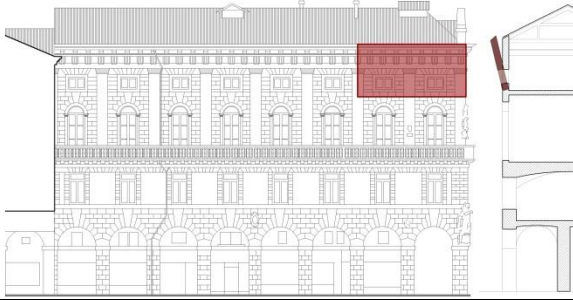
Analisi dei meccanismi locali di collasso in LC1

MACROELEMENTO 1, MECCANISMO B.II-1										
										
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
LIV.	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	γ _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	5,000	0,550	0,275	0,000	1,075	2,553	0,000	2,760	148,920	81,906
2	10,460	1,200	0,600	0,275	0,350	10,670	15,260	13,720	302,150	362,580
DATI GEOMETRICI DEI CONCI										
LIV.	N° CONCI	s _i [m]	x _{Goi} [m]	d _{oi} [m]	γ _{Goi} [m]	h _i [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]		
1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		
2	2,000	0,400	1,490	1,365	12,017	10,720	14,850	5,940		
<p>Si ipotizza la presenza di 9 catene alla quota 2,76, Ø24, piastra 35x35, T=108kN, per un tiro complessivo di 972kN. La spinta non contrastata della volta al secondo livello è 290kN.</p>										
ANALISI DEI CARICHI								ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA		
LIV.	W _i [kN]	P _{si} [kN]	F _{vi} [kN]	F _{hi} [kN]	T _i [kN]	W _{oi}	P _{soi}	f _d [Mpa]	l _{cer} [m]	t [m]
1	1474,308	0,000	1363,000	290,000	0,000	0,000	0,000	0,889	37,000	0,204
2	6526,440	311,260	175,390	0,000	0,000	213,840	16,632			
CALCOLO DI α _c										
M _s				M _R volte		M _R /α _c inerzia		α _c		
4214,886				800,400		87067,092		0,039		
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
δ _{w1x}	0,167	δ _{p2x}	1,000	δ _{w01x}	0,000	δ _{ps02x}	0,702	M*		857,364
δ _{w2x}	0,699	δ _{Fv1x}	0,181	δ _{w02x}	0,787			e*		0,834
δ _{p1x}	0,000	δ _{Fv2x}	0,899	δ _{ps01x}	0,000			a*		0,342
VERIFICA LINEARE										
T ₁	0,495	Se(T1)	4,179	ψ(z)	0,282	a ₁	0,803	a	0,803	
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,333	a ₂	0,786			
a* < a = max{a1; a2} NON VERIFICATO										
CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA										
R _{w1}	2,554	R _{Fv1}	2,894	R _{ps01}	0,000	β _{p1}	0,000	β _{w01}	0,000	θ
R _{w2}	10,677	R _{Fv2}	13,721	R _{ps02}	10,783	β _{p2}	1,566	β _{w02}	1,464	
R _{p1}	0,000	R _{w01}	0,000	β _{w1}	1,543	β _{Fv1}	1,265	β _{ps01}	0,000	0,039
R _{p2}	15,260	R _{w02}	12,086	β _{w2}	1,534	β _{Fv2}	1,560	β _{ps02}	1,463	

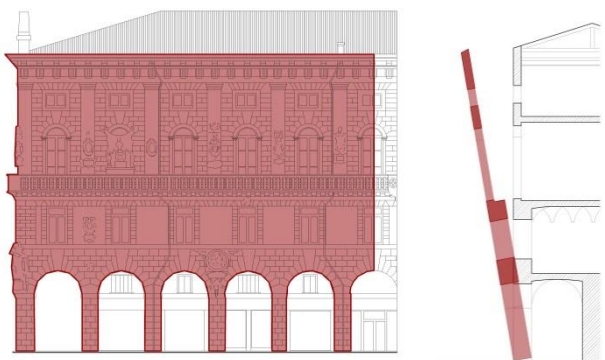
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO									
h_{bar}	$\delta_{h\ bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$
8,637	0,566	0,337	0,404	0,162	0,000	0,162	0,065	0,287	2,984
VERIFICA NON LINEARE									
$S_e(T_s)$	0,494	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,111	d	0,111
						d_2	0,070		
$d_s^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$									
VERIFICATO									

MACROELEMENTO 3, MECCANISMO A.II-1										
										
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
ELEVAZIONE	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	6,09	0,55	0,275	0,52	0	3,22	5,72	0	42,09	23,1495
2	4,37	0,55	0,275	0,35	0,4	8,375	10,26	9,99	37,45	20,5975
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ANALISI DEI CARICHI						ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA				
ELEVAZIONE	W _i [kN]	P _{si} [kN]	F _{vi} [kN]	F _{hi} [kN]	T _i [kN]					
1	416,691	21,6	0	0	0	f _d [Mpa]				0,889
2	370,755	66,586	43,74	0	0	l _{cer} [m]				6,24
3	0	0	0	0	0	t [m]				0,111
4	0	0	0	0	0					
CALCOLO DI α _c										
M _S			M _R volte		M _R /α _c inerzia		α _c			
166,989			0,000		5690,505		0,029			
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
δ _{w1x}	0,314	δ _{p1x}	0,558	δ _{Fv1x}	0,000	M*	70,574	a*		0,283
δ _{w2x}	0,816	δ _{p2x}	1,000	δ _{Fv2x}	0,974					
δ _{w3x}	0,000	δ _{p3x}	0,000	δ _{Fv3x}	0,000	e*	0,753			
δ _{w4x}	0,000	δ _{p4x}	0,000	δ _{Fv4x}	0,000					
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T ₁	0,495	Se(t1)	4,17942	ψ(z)	0,517	a ₁	0,803	a		1,442
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,333	a ₂	1,442			
a* < a = max{a1; a2} NON VERIFICATO										
CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA										
R _{w1}	3,224	R _{p2}	10,263	R _{Fv3}	0,000	β _{w4}	0,000	β _{Fv1}	0,000	θ
R _{w2}	8,377	R _{p3}	0,000	R _{Fv4}	0,000	β _{p1}	1,499	β _{Fv2}	1,542	
R _{w3}	0,000	R _{p4}	0,000	β _{w1}	1,520	β _{p2}	1,547	β _{Fv3}	0,000	
R _{w4}	0,000	R _{Fv1}	0,000	β _{w2}	1,551	β _{p3}	0,000	β _{Fv4}	0,000	
R _{p1}	5,735	R _{Fv2}	9,994	β _{w3}	0,000	β _{p4}	0,000			

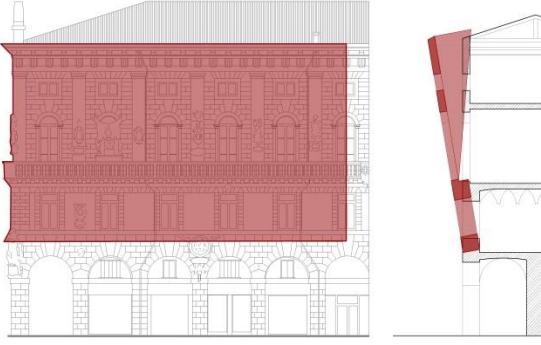
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO										
h_{bar}	$\delta_{h\ bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$	
6,190	0,603	0,182	0,219	0,087	0,000	0,087	0,035	0,238	2,409	
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
$S_e(T_s)$	0,757	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,111	d	0,111	
						d_2	0,109			
$ds^* < d = \max\{d1;d2\}$					NON VERIFICATO					
TIRO DI PROGETTO ALLA QUOTA h_T						TIRO DI PROGETTO ALLE QUOTE h_i				
$\alpha_{c\ min}$	M_S	$M_R\ volte$	$M_R/\alpha_c\ inerzia$	h_T	T	h_1	0,000	T_1	0,000	
						h_2	10,260	T_2	66,585	
0,149	166,989	0,000	5690,505	10,260	66,585	h_3	0,000	T_3	0,000	
						h_4	0,000	T_4	0,000	
PROGETTO DEL TIRANTE						NUMERO DI TIRANTI ALLE QUOTE h_i				
f_y	Φ	a	b	t	$f_d [Mpa]$	$f_{vd} [Mpa]$	N° h_1	0	T_1	0,000
240,000	20,000	0,300	0,300	0,600	0,889	0,022	N° h_2	2	T_2	95,999
T_1	T_2	T_3	$T = \min\{T_1; T_2; T_3\}$				N° h_3	0	T_3	0,000
75,398	48,000	80,000	48,000				N° h_4	0	T_4	0,000
CALCOLO DI α_c e a^*										
M_S		$M_R\ volte$		$M_R/\alpha_c\ inerzia$		α_c	M^*	e^*	a^*	
1151,949		0,000		5690,505		0,202	70,574	0,753	1,953	
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,495	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,517	a_1	0,803	a	1,442	
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	1,442			
$ds^* \geq d = \max\{d1;d2\}$					VERIFICATO					

MACROELEMENTO 3, MECCANISMO A.II-2										
										
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
ELEVAZIONE	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	γ _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	4,37	0,55	0,275	0,35	0,4	2,285	4,17	3,9	37,45	20,5975
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ANALISI DEI CARICHI						ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA				
ELEVAZIONE	W _i [kN]	P _{si} [kN]	F _{vi} [kN]	F _{Hi} [kN]	T _i [kN]	f _d [Mpa]		0,888888889		
1	370,755	66,586	43,74	0	0	l _{cer} [m]		9,44		
2	0	0	0	0	0	t [m]		0,038221478		
3	0	0	0	0	0					
4	0	0	0	0	0					
CALCOLO DI α _c										
M _S			M _R volte			M _R /α _c inerzia		α _c		
124,371			0,000			1295,425		0,096		
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
δ _{w1x}	0,548	δ _{p1x}	1,000	δ _{Fv1x}	0,935	M*	38,665	a*	0,885	
δ _{w2x}	0,000	δ _{p2x}	0,000	δ _{Fv2x}	0,000					
δ _{w3x}	0,000	δ _{p3x}	0,000	δ _{Fv3x}	0,000	e*	0,788			
δ _{w4x}	0,000	δ _{p4x}	0,000	δ _{Fv4x}	0,000					
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T ₁	0,49504246	Se(t1)	4,17942	ψ(z)	0,80385701	a ₁	0,8025	a	2,239770706	
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,33333333	a ₂	2,239770706			
a* < a = max{a1; a2} NON VERIFICATO										
CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA										
R _{w1}	2,297	R _{p2}	0,000	R _{Fv3}	0,000	β _{w4}	0,000	β _{Fv1}	1,478	θ
R _{w2}	0,000	R _{p3}	0,000	R _{Fv4}	0,000	β _{p1}	1,496	β _{Fv2}	0,000	
R _{w3}	0,000	R _{p4}	0,000	β _{w1}	1,468	β _{p2}	0,000	β _{Fv3}	0,000	0,096
R _{w4}	0,000	R _{Fv1}	3,917	β _{w2}	0,000	β _{p3}	0,000	β _{Fv4}	0,000	
R _{p1}	4,182	R _{Fv2}	0,000	β _{w3}	0,000	β _{p4}	0,000			

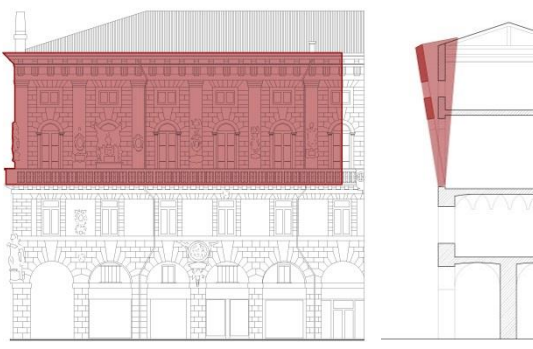
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO											
h_{bar}	$\delta_{h\ bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$		
2,693	0,646	0,257	0,277	0,111	0,000	0,111	0,044	0,743	1,535		
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
$S_e(T_s)$	1,413	$S_{De}(T_s)$	0,084	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,084	d	0,126		
						d_2	0,126				
$ds^* < d = \max\{d_1; d_2\}$						NON VERIFICATO					
TIRO DI PROGETTO ALLA QUOTA h_T						TIRO DI PROGETTO ALLE QUOTE h_i					
$\alpha_{c\ min}$	M_S	$M_R\ volte$	$M_R/\alpha_c\ inerzia$	h_T	T	h_1	0,000	T_1	0,000		
						h_2	4,170	T_2	45,669		
0,243	124,371	0,000	1295,425	4,170	45,669	h_3	0,000	T_3	0,000		
						h_4	0,000	T_4	0,000		
PROGETTO DEL TIRANTE						NUMERO DI TIRANTI ALLE QUOTE h_i					
f_y	Φ	a	b	t	$f_d [Mpa]$	$f_{vd} [Mpa]$	$N^\circ h_1$	0	T_1	0,000	
240,000	20,000	0,300	0,300	0,600	0,889	0,022	$N^\circ h_2$	2	T_2	95,904	
T_1	T_2	T_3	$T = \min\{T_1; T_2; T_3\}$				$N^\circ h_3$	0	T_3	0,000	
75,398	47,952	80,000	47,952				$N^\circ h_4$	0	T_4	0,000	
CALCOLO DI α_c e a^*											
M_S		$M_R\ volte$		$M_R/\alpha_c\ inerzia$		α_c	M^*	e^*	a^*		
524,291		0,000		1295,425		0,405	38,665	0,788	3,730		
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
T_1	0,495	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,804	a_1	0,803	a	2,240		
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	2,240				
$ds^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$						VERIFICATO					

MACROELEMENTO 5, MECCANISMO A.I											
											
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI											
ELEVAZIONE	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]	
1	6	1,3	0,65	0	1,18	3,6	0	3,8	68,37	88,881	
2	5	1,3	0,65	0	1,18	8,53	0	8,7	102,54	133,302	
3	5,77	0,6	0,3	0,46	0,46	14,02	16,37	16,69	102,94	61,764	
4	4,69	0,6	0,3	0,38	0,48	19,19	21,26	20,6	107,65	64,59	
<p>Si ipotizza la presenza di 2 catene alla quota 8,76, Ø24, piastra 35x35, T=108kN, per un tiro complessivo di 216kN. La spinta non contrastata della volta al secondo livello è 192kN.</p>											
ANALISI DEI CARICHI						ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA					
ELEVAZIONE	W _i [kN]	P _{si} [kN]	F _{vi} [kN]	F _{hi} [kN]	T _i [kN]						
1	1955,382	0	485,6	240,9	0	f _d [Mpa]				2,222	
2	2399,436	0	529	192	0	l _{cer} [m]				8,600	
3	1111,752	173,6	124,56	0	0	t [m]				0,284	
4	1162,62	140,2049	68,53	0	0						
CALCOLO DI α _c											
M _S			M _R volte			M _R /α _c inerzia			α _c		
2616,044			2585,820			81164,798			0,0004		
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE											
δ _{w1x}	0,169	δ _{p1x}	0,000	δ _{Fv1x}	0,179	M*	569,989	a*	0,004		
δ _{w2x}	0,401	δ _{p2x}	0,000	δ _{Fv2x}	0,409						
δ _{w3x}	0,659	δ _{p3x}	0,770	δ _{Fv3x}	0,785	e*	0,686				
δ _{w4x}	0,903	δ _{p4x}	1,000	δ _{Fv4x}	0,969						
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
T ₁	0,495	Se(t1)	4,179	ψ(z)	0,000	a ₁	0,803	a	0,803		
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,333	a ₂	0,000				
a* < a = max{a1;a2} NON VERIFICATO											

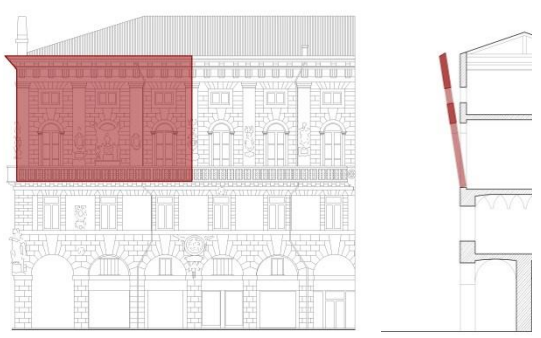
CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA											
R_{W1}	3,619	R_{P2}	0,000	R_{FV3}	16,691	β_{W4}	1,570	β_{FV1}	1,339	θ	
R_{W2}	8,538	R_{P3}	16,371	R_{FV4}	20,601	β_{P1}	0,000	β_{FV2}	1,468		
R_{W3}	14,020	R_{P4}	21,260	β_{W1}	1,470	β_{P2}	0,000	β_{FV3}	1,560	0,0003	
R_{W4}	19,190	R_{FV1}	3,904	β_{W2}	1,528	β_{P3}	1,560	β_{FV4}	1,561		
R_{P1}	0,000	R_{FV2}	8,746	β_{W3}	1,570	β_{P4}	1,566				
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO											
h_{bar}	$\delta_{h_{bar}}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$		
9,958	0,468	0,004	0,005	0,002	0,000	0,002	0,001	0,003	3,048		
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
$S_e(T_s)$	0,473	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,111	d	0,111		
						d_2	0,000				
$ds^* < d = \max\{d1;d2\}$						NON VERIFICATO					
TIRO DI PROGETTO ALLA QUOTA h_T						TIRO DI PROGETTO ALLE QUOTE h_i					
$\alpha_{c \min}$	M_S	M_R volte	M_R/α_c inerzia	h_T	T	h_1	0,000	T_1	0,000		
						h_2	0,000	T_2	0,000		
0,076	2616,044	2548,530	81164,798	21,260	286,063	h_3	16,370	T_3	220,266		
						h_4	21,260	T_4	286,063		
PROGETTO DEL TIRANTE						NUMERO DI TIRANTI ALLE QUOTE h_i					
f_y	Φ	a	b	t	$f_d [Mpa]$	$f_{vd} [Mpa]$	$N^\circ h_1$	0	T_1	0,000	
240,000	20,000	0,300	0,300	0,600	2,222	0,022	$N^\circ h_2$	0	T_2	0,000	
T_1	T_2	T_3	$T = \min\{T_1; T_2; T_3\}$				$N^\circ h_3$	5	T_3	239,976	
75,398	47,995	80,000	47,995				$N^\circ h_4$	6	T_4	287,971	
CALCOLO DI α_c e a^*											
M_S	M_R volte		M_R/α_c inerzia	α_c	M^*	e^*	a^*				
12666,719	2585,820		81164,798	0,124	569,989	0,686	1,316				
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
T_1	0,495	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,000	a_1	0,803	a	0,803		
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	0,000				
$ds^* \geq d = \max\{d1;d2\}$						VERIFICATO					

MACROELEMENTO 5, MECCANISMO B.II 1										
										
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
LIV.	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	5,000	1,300	0,650	0,000	1,180	2,530	0,000	2,700	102,540	133,302
2	10,460	0,600	0,300	0,400	0,480	10,670	15,260	10,670	210,600	126,360
DATI GEOMETRICI DEI CONCI										
LIV.	N° CONCI	s _i [m]	x _{GOi} [m]	d _{Oi} [m]	y _{GOi} [m]	h _i [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]		
1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
2	2,000	0,400	1,500	1,970	7,080	15,260	15,200	6,080		
<p>Si ipotizza la presenza di 2 catene alla quota 8,76, Φ24, piastra 35x35, T=108kN, per un tiro complessivo di 216kN. La spinta non contrastata della volta al secondo livello è 192kN.</p>										
ANALISI DEI CARICHI								ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA		
LIV.	W _i [kN]	P _{Si} [kN]	F _{Vi} [kN]	F _{Hi} [kN]	T _i [kN]	W _{Oi}	P _{SOi}	f _d [Mpa]	l _{cer} [m]	t [m]
1	2399,436	0,000	529,000	192,000	0,000	0,000	0,000	0,889	25,200	0,178
2	2274,480	235,188	298,160	0,000	0,000	218,880	23,160			
CALCOLO DI α _c										
M _S				M _R volte		M _R /α _c inerzia		α _c		
2413,641				518,400		40441,003		0,047		
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
δ _{w1x}	0,166	δ _{p2x}	1,000	δ _{w01x}	0,000	δ _{ps02x}	1,000	M*		435,015
δ _{w2x}	0,699	δ _{Fv1x}	0,177	δ _{w02x}	0,464			e*		0,714
δ _{p1x}	0,000	δ _{Fv2x}	0,699	δ _{ps01x}	0,000			a*		0,477
VERIFICA LINEARE										
T ₁	0,495	Se(T1)	4,179	ψ(z)	0,282	a ₁	0,803	a	0,803	
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,333	a ₂	0,786			
a* < a = max{a1; a2} NON VERIFICATO										
CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA										
R _{w1}	2,574	R _{Fv1}	2,880	R _{ps01}	0,000	β _{p1}	0,000	β _{w01}	0,000	θ
R _{w2}	10,671	R _{Fv2}	10,674	R _{ps02}	15,365	β _{p2}	1,556	β _{w02}	1,386	
R _{p1}	0,000	R _{w01}	0,000	β _{w1}	1,386	β _{Fv1}	1,215	β _{ps01}	0,000	0,047
R _{p2}	15,262	R _{w02}	7,202	β _{w2}	1,559	β _{Fv2}	1,542	β _{ps02}	1,454	

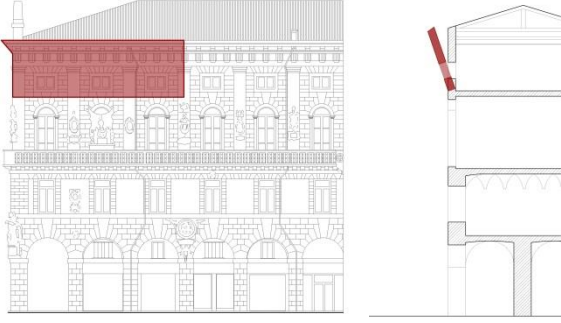
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO									
h_{bar}	$\delta_{h\ bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$
6,765	0,443	0,315	0,442	0,177	0,000	0,177	0,071	0,401	2,638
VERIFICA NON LINEARE									
$S_e(T_s)$	0,632	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,111	d	0,111
						d_2	0,064		
$d_s^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$ VERIFICATO									

MACROELEMENTO 5, MECCANISMO B.II 2										
										
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
LIV.	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	5,770	0,600	0,300	0,480	0,480	3,020	5,370	5,690	102,940	61,764
2	4,690	0,600	0,300	0,400	0,480	8,190	10,260	9,240	107,650	64,590
DATI GEOMETRICI DEI CONCI										
LIV.	N° CONCI	s _i [m]	x _{Goi} [m]	d _{Oi} [m]	y _{Goi} [m]	h _i [m]	A _i [m ²]		V _i [m ³]	
1	2,000	0,400	1,090	1,320	3,850	5,370	4,500		1,800	
2	2,000	0,400	1,690	2,000	8,340	10,260	10,200		4,080	
ANALISI DEI CARICHI							ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA			
LIV.	W _i [kN]	P _{Si} [kN]	F _{Vi} [kN]	F _{Hi} [kN]	T _i [kN]	W _{Oi}	P _{SOi}	f _d [Mpa]	l _{cer} [m]	t [m]
1	1111,752	130,200	124,600	0,000	0,000	64,800	14,400	0,889	16,400	0,137
2	1162,620	140,205	68,530	0,000	0,000	146,880	32,880			
CALCOLO DI α _c										
M _S				M _R volte			M _R /α _c inerzia		α _c	
886,493				0,000			18248,352		0,049	
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
δ _{w1x}	0,198	δ _{p2x}	0,672	δ _{wO1x}	0,252	δ _{pSO2x}	0,672	M*	257,990	
δ _{w2x}	0,537	δ _{Fv1x}	0,373	δ _{wO2x}	0,547			e*	0,845	
δ _{p1x}	0,352	δ _{Fv2x}	0,606	δ _{pSO1x}	0,352			a*	0,418	
VERIFICA LINEARE										
T ₁	0,495	Se(T1)	4,179	ψ(z)	0,517	a ₁	0,803	a	1,442	
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,333	a ₂	1,442			
a* < a = max{a1; a2} NON VERIFICATO										
CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA										
R _{w1}	3,024	R _{Fv1}	5,700	R _{pSO1}	5,499	β _{p1}	1,507	β _{wO1}	1,328	θ
R _{w2}	8,192	R _{Fv2}	9,246	R _{pSO2}	10,428	β _{p2}	1,545	β _{wO2}	1,387	
R _{p1}	5,381	R _{wO1}	3,966	β _{w1}	1,517	β _{Fv1}	1,511	β _{pSO1}	1,354	0,049
R _{p2}	10,263	R _{wO2}	8,483	β _{w2}	1,551	β _{Fv2}	1,534	β _{pSO2}	1,391	


CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO									
h_{bar}	$\delta_{h,bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$
6,089	0,399	0,295	0,350	0,140	0,000	0,140	0,056	0,351	2,509
VERIFICA NON LINEARE									
$S_e(T_s)$	0,699	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,111	d	0,113
						d_2	0,113		
$ds^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$						VERIFICATO			

MACROELEMENTO 6, MECCANISMO A.II-1										
										
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
ELEVAZIONE	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	6,09	0,6	0,3	0,48	0	3,23	5,69	0	62,13	37,278
2	4,37	0,6	0,3	0,4	0,48	8,38	10,26	9,24	55,46	33,276
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ANALISI DEI CARICHI							ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA			
ELEVAZIONE	W _i [kN]	P _{si} [kN]	F _{vi} [kN]	F _{hi} [kN]	T _i [kN]					
1	671,004	124,56	0	0	0	f _d [Mpa]		0,889		
2	598,968	81,1049	42,04	0	0	l _{cer} [m]		14,000		
3	0	0	0	0	0	t [m]		0,081		
4	0	0	0	0	0					
CALCOLO DI α _c										
M _S			M _R volte			M _R /α _c inerzia		α _c		
370,008			0,000			9116,027		0,041		
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
δ _{w1x}	0,315	δ _{p1x}	0,555	δ _{Fv1x}	0,000	M*	123,106	a*	0,371	
δ _{w2x}	0,817	δ _{p2x}	1,000	δ _{Fv2x}	0,901					
δ _{w3x}	0,000	δ _{p3x}	0,000	δ _{Fv3x}	0,000	e*	0,796			
δ _{w4x}	0,000	δ _{p4x}	0,000	δ _{Fv4x}	0,000					
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T ₁	0,495	Se(t1)	4,179	ψ(z)	0,517	a ₁	0,803	a	1,442	
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,333	a ₂	1,442			
a* < a = max{a1; a2} NON VERIFICATO										
CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA										
R _{w1}	3,237	R _{p2}	10,265	R _{Fv3}	0,000	β _{w4}	0,000	β _{Fv1}	0,000	θ
R _{w2}	8,383	R _{p3}	0,000	R _{Fv4}	0,000	β _{p1}	1,501	β _{Fv2}	1,528	
R _{w3}	0,000	R _{p4}	0,000	β _{w1}	1,503	β _{p2}	1,540	β _{Fv3}	0,000	0,041
R _{w4}	0,000	R _{Fv1}	0,000	β _{w2}	1,545	β _{p3}	0,000	β _{Fv4}	0,000	
R _{p1}	5,704	R _{Fv2}	9,249	β _{w3}	0,000	β _{p4}	0,000			

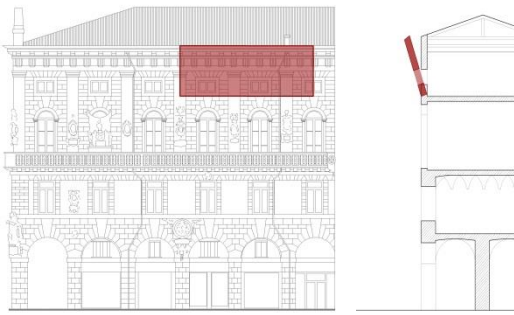
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO									
h_{bar}	$\delta_{h\ bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$
6,007	0,585	0,244	0,290	0,116	0,000	0,116	0,046	0,311	2,426
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
$S_e(T_s)$	0,747	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,111	d	0,111
						d_2	0,110		
$ds^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$						VERIFICATO			

MACROELEMENTO 6, MECCANISMO A.II-2										
										
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
ELEVAZIONE	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	4,37	0,6	0,3	0,4	0,48	2,29	4,17	3,15	55,46	33,276
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ANALISI DEI CARICHI							ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA			
ELEVAZIONE	W _i [kN]	P _{si} [kN]	F _{vi} [kN]	F _{hi} [kN]	T _i [kN]					
1	598,968	81,1049	42,04	0	0	f _d [Mpa]		0,889		
2	0	0	0	0	0	l _{cer} [m]		14,000		
3	0	0	0	0	0	t [m]		0,039		
4	0	0	0	0	0					
CALCOLO DI α _c										
M _s			M _R volte			M _R /α _c inerzia		α _c		
204,377			0,000			1842,270		0,111		
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
δ _{w1x}	0,549	δ _{p1x}	1,000	δ _{Fv1x}	0,755	M*	64,239	a*	0,924	
δ _{w2x}	0,000	δ _{p2x}	0,000	δ _{Fv2x}	0,000					
δ _{w3x}	0,000	δ _{p3x}	0,000	δ _{Fv3x}	0,000	e*	0,873			
δ _{w4x}	0,000	δ _{p4x}	0,000	δ _{Fv4x}	0,000					
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T ₁	0,495	Se(t ₁)	4,179	ψ(z)	0,800	a ₁	0,803	a	2,228	
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,333	a ₂	2,228			
a* < a = max{a ₁ ; a ₂ } NON VERIFICATO										
CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA										
R _{w1}	2,305	R _{p2}	0,000	R _{Fv3}	0,000	β _{w4}	0,000	β _{Fv1}	1,432	θ
R _{w2}	0,000	R _{p3}	0,000	R _{Fv4}	0,000	β _{p1}	1,484	β _{Fv2}	0,000	
R _{w3}	0,000	R _{p4}	0,000	β _{w1}	1,457	β _{p2}	0,000	β _{Fv3}	0,000	0,110
R _{w4}	0,000	R _{Fv1}	3,181	β _{w2}	0,000	β _{p3}	0,000	β _{Fv4}	0,000	
R _{p1}	4,186	R _{Fv2}	0,000	β _{w3}	0,000	β _{p4}	0,000			

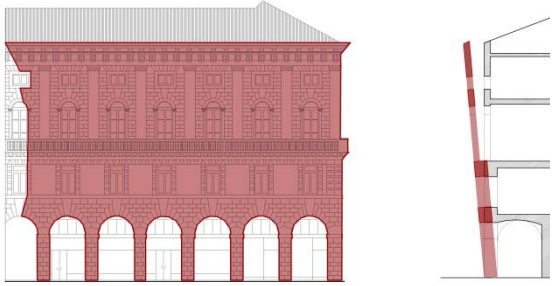
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO											
h_{bar}	$\delta_{h bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$		
2,551	0,612	0,281	0,297	0,119	0,000	0,119	0,048	0,776	1,556		
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
$S_e(T_s)$	1,394	$S_{De}(T_s)$	0,085	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,085	d	0,127		
						d_2	0,127				
$ds^* < d = \max\{d_1; d_2\}$						NON VERIFICATO					
TIRO DI PROGETTO ALLA QUOTA h_T						TIRO DI PROGETTO ALLE QUOTE h_i					
$\alpha_{c min}$	M_S	M_R volte	M_R/α_c inerzia	h_T	T	h_1	4,170	T_1	69,199		
						h_2	0,000	T_2	0,000		
0,268	204,377	0,000	1842,270	4,170	69,199	h_3	0,000	T_3	0,000		
						h_4	0,000	T_4	0,000		
PROGETTO DEL TIRANTE						NUMERO DI TIRANTI ALLE QUOTE h_i					
f_y	Φ	a	b	t	$f_d [Mpa]$	$f_{vd} [Mpa]$	$N^\circ h_1$	2	T_1	95,990	
240,000	20,000	0,300	0,300	0,600	0,889	0,022	$N^\circ h_2$	0	T_2	0,000	
T_1	T_2	T_3	$T = \min\{T_1; T_2; T_3\}$				$N^\circ h_3$	0	T_3	0,000	
75,398	47,995	80,000	47,995				$N^\circ h_4$	0	T_4	0,000	
CALCOLO DI α_c e a^*											
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia		α_c	M^*	e^*	a^*		
604,655		0,000		1842,270		0,328	64,239	0,873	2,733		
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
T_1	0,495	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,800	a_1	0,803	a	2,228		
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	2,228				
$ds^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$						VERIFICATO					

MACROELEMENTO 7, MECCANISMO A.II-1										
										
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
ELEVAZIONE	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	5,77	0,6	0,3	0,48	0,48	3,02	5,37	9,24	45,34	27,204
2	4,69	0,6	0,3	0,4	0	8,2	10,26	0	47,75	28,65
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ANALISI DEI CARICHI							ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA			
ELEVAZIONE	W _i [kN]	P _{si} [kN]	F _{vi} [kN]	F _{hi} [kN]	T _i [kN]					
1	489,672	130,2	24,3	0	0	f _d [Mpa]		0,889		
2	515,7	59,1	0	0	0	l _{cer} [m]		7,210		
3	0	0	0	0	0	t [m]		0,127		
4	0	0	0	0	0					
CALCOLO DI α _c										
M _S			M _R volte			M _R /α _c inerzia		α _c		
244,846			0,000			7237,621		0,034		
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
δ _{w1x}	0,294	δ _{p1x}	0,523	δ _{Fv1x}	0,901	M*	100,246	a*	0,305	
δ _{w2x}	0,799	δ _{p2x}	1,000	δ _{Fv2x}	0,000					
δ _{w3x}	0,000	δ _{p3x}	0,000	δ _{Fv3x}	0,000	e*	0,807			
δ _{w4x}	0,000	δ _{p4x}	0,000	δ _{Fv4x}	0,000					
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T ₁	0,495	Se(t1)	4,179	ψ(z)	0,517	a ₁	0,803	a	1,442	
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,333	a ₂	1,442			
a* < a = max{a1; a2} NON VERIFICATO										
CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA										
R _{w1}	3,025	R _{p2}	10,264	R _{Fv3}	0,000	β _{w4}	0,000	β _{Fv1}	1,533	θ
R _{w2}	8,202	R _{p3}	0,000	R _{Fv4}	0,000	β _{p1}	1,505	β _{Fv2}	0,000	
R _{w3}	0,000	R _{p4}	0,000	β _{w1}	1,514	β _{p2}	1,544	β _{Fv3}	0,000	0,034
R _{w4}	0,000	R _{Fv1}	9,247	β _{w2}	1,550	β _{p3}	0,000	β _{Fv4}	0,000	
R _{p1}	5,382	R _{Fv2}	0,000	β _{w3}	0,000	β _{p4}	0,000			

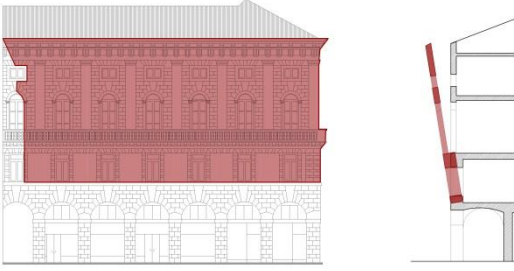
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO										
h_{bar}	$\delta_{h\ bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$	
5,937	0,579	0,201	0,239	0,096	0,000	0,096	0,038	0,256	2,429	
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
$S_e(T_s)$	0,745	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,111	d	0,111	
						d_2	0,110			
$ds^* < d = \max\{d1;d2\}$						NON VERIFICATO				
TIRO DI PROGETTO ALLA QUOTA h_T						TIRO DI PROGETTO ALLE QUOTE h_i				
$\alpha_{c\ min}$	M_S	M_R volte	M_R/α_c inerzia	h_T	T	h_1	5,370	T_1	46,603	
						h_2	10,260	T_2	89,040	
0,160	244,846	0,000	7237,621	10,260	89,040	h_3	0,000	T_3	0,000	
						h_4	0,000	T_4	0,000	
PROGETTO DEL TIRANTE						NUMERO DI TIRANTI ALLE QUOTE h_i				
f_y	Φ	a	b	t	$f_d [Mpa]$	$f_{vd} [Mpa]$	N° h_1	2	T_1	95,990
240,000	20,000	0,300	0,300	0,600	0,889	0,022	N° h_2	2	T_2	95,990
T_1	T_2	T_3	$T = \min[T_1; T_2; T_3]$				N° h_3	0	T_3	0,000
75,398	47,995	80,000	47,995				N° h_4	0	T_4	0,000
CALCOLO DI α_c e a^*										
M_S	M_R volte		M_R/α_c inerzia	α_c	M^*	e^*	a^*			
1745,326	0,000		7237,621	0,241	100,246	0,807	2,172			
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,495	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,517	a_1	0,803	a	1,442	
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	1,442			
$ds^* \geq d = \max\{d1;d2\}$						VERIFICATO				

MACROELEMENTO 7, MECCANISMO A.II-2										
										
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
ELEVAZIONE	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	4,69	0,6	0,3	0,4	0,48	2,43	4,49	3,47	47,75	28,65
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ANALISI DEI CARICHI							ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA			
ELEVAZIONE	W _i [kN]	P _{si} [kN]	F _{vi} [kN]	F _{hi} [kN]	T _i [kN]	f _d [Mpa]		0,889		
1	515,7	59,1	24,3	0	0	f _d [Mpa]		0,889		
2	0	0	0	0	0	l _{cer} [m]		11,200		
3	0	0	0	0	0	t [m]		0,040		
4	0	0	0	0	0					
CALCOLO DI α _c										
M _s			M _R volte			M _R /α _c inerzia		α _c		
165,979			0,000			1602,831		0,104		
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
δ _{w1x}	0,237	δ _{p1x}	0,438	δ _{Fv1x}	0,338	M*	54,312	a*	0,846	
δ _{w2x}	0,000	δ _{p2x}	0,000	δ _{Fv2x}	0,000					
δ _{w3x}	0,000	δ _{p3x}	0,000	δ _{Fv3x}	0,000	e*	0,889			
δ _{w4x}	0,000	δ _{p4x}	0,000	δ _{Fv4x}	0,000					
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T ₁	0,495	Se(t1)	4,179	ψ(z)	0,789	a ₁	0,803	a	2,198	
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,333	a ₂	2,198			
a* < a = max{a1; a2} NON VERIFICATO										
CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA										
R _{w1}	2,444	R _{p2}	0,000	R _{Fv3}	0,000	β _{w4}	0,000	β _{Fv1}	1,445	θ
R _{w2}	0,000	R _{p3}	0,000	R _{Fv4}	0,000	β _{p1}	1,491	β _{Fv2}	0,000	
R _{w3}	0,000	R _{p4}	0,000	β _{w1}	1,464	β _{p2}	0,000	β _{Fv3}	0,000	0,103
R _{w4}	0,000	R _{Fv1}	3,498	β _{w2}	0,000	β _{p3}	0,000	β _{Fv4}	0,000	
R _{p1}	4,504	R _{Fv2}	0,000	β _{w3}	0,000	β _{p4}	0,000			

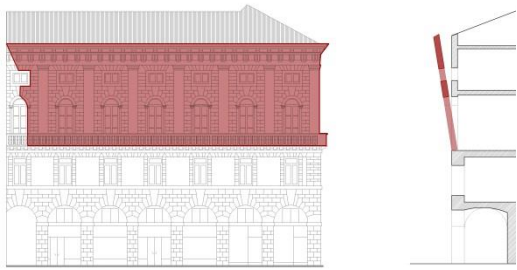
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO											
h_{bar}	$\delta_{h bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$		
2,675	0,261	0,276	0,291	0,116	0,000	0,116	0,047	0,711	1,608		
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
$S_e(T_s)$	1,349	$S_{De}(T_s)$	0,088	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,088	d	0,127		
						d_2	0,127				
$ds^* < d = \max\{d_1; d_2\}$						NON VERIFICATO					
TIRO DI PROGETTO ALLA QUOTA h_T						TIRO DI PROGETTO ALLE QUOTE h_i					
$\alpha_{c min}$	M_S	M_R volte	M_R/α_c inerzia	h_T	T		h_1	4,490	T_1	59,055	
0,269	165,979	0,000	1602,831	4,490	59,055		h_2	0,000	T_2	0,000	
							h_3	0,000	T_3	0,000	
							h_4	0,000	T_4	0,000	
PROGETTO DEL TIRANTE						NUMERO DI TIRANTI ALLE QUOTE h_i					
f_y	Φ	a	b	t	$f_d [Mpa]$	$f_{vd} [Mpa]$	N° h_1	2	T_1	95,999	
240,000	20,000	0,300	0,300	0,600	0,889	0,022	N° h_2	0	T_2	0,000	
T_1	T_2	T_3	$T = \min\{T_1; T_2; T_3\}$				N° h_3	0	T_3	0,000	
75,398	48,000	80,000	48,000				N° h_4	0	T_4	0,000	
CALCOLO DI α_c e a^*											
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia		α_c	M^*	e^*	a^*		
597,019		0,000		1602,831		0,372	54,312	0,889	3,043		
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
T_1	0,495	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,789	a_1	0,803	a	2,198		
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	2,198				
$ds^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$						VERIFICATO					

MACROELEMENTO 8, MECCANISMO A.I										
										
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
ELEVAZIONE	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	5,88	1,2	0,6	0	1,14	3,57	0	3,3	79,98	95,976
2	4,95	1,2	0,6	1,08	0	8,45	10,22	0	119,35	143,22
3	5,77	0,55	0,275	0,43	0	13,85	16,13	0	122,74	67,507
4	4,69	0,55	0,275	0,55	0,55	19,03	21,09	20,56	127,43	70,0865
ANALISI DEI CARICHI						ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA				
ELEVAZIONE	W _i [kN]	P _{si} [kN]	F _{vi} [kN]	F _{hi} [kN]	T _i [kN]					
1	2111,472	0	536,4	754,6	0	f _d [Mpa]	2,222			
2	2577,96	476,28	0	0	0	l _{cer} [m]	11			
3	1215,126	476,28	0	0	0	t [m]	0,238			
4	1261,557	47,1	43,8	0	0					
CALCOLO DI α _c										
M _S				M _R volte		M _R /α _c inerzia		α _c		
2789,273				2469,620		86372,607		0,004		
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
δ _{w1x}	0,169	δ _{p1x}	0,000	δ _{Fv1x}	0,156	M*	664,598	a*	0,036	
δ _{w2x}	0,401	δ _{p2x}	0,485	δ _{Fv2x}	0,000					
δ _{w3x}	0,657	δ _{p3x}	0,765	δ _{Fv3x}	0,000	e*	0,745			
δ _{w4x}	0,902	δ _{p4x}	1,000	δ _{Fv4x}	0,975					
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T ₁	0,49207062	Se(t1)	4,17942	ψ(z)	0	a ₁	0,8025	a	0,8025	
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,33333333	a ₂	0			
a* < a = max{a1; a2} NON VERIFICATO										
CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA										
R _{w1}	3,588	R _{p2}	10,255	R _{Fv3}	0,000	β _{w4}	1,569	β _{Fv1}	1,304	θ
R _{w2}	8,458	R _{p3}	16,131	R _{Fv4}	20,562	β _{p1}	0,000	β _{Fv2}	0,000	
R _{w3}	13,850	R _{p4}	21,092	β _{w1}	1,470	β _{p2}	1,489	β _{Fv3}	0,000	0,003
R _{w4}	19,030	R _{Fv1}	3,421	β _{w2}	1,528	β _{p3}	1,559	β _{Fv4}	1,556	
R _{p1}	0,000	R _{Fv2}	0,000	β _{w3}	1,568	β _{p4}	1,556			

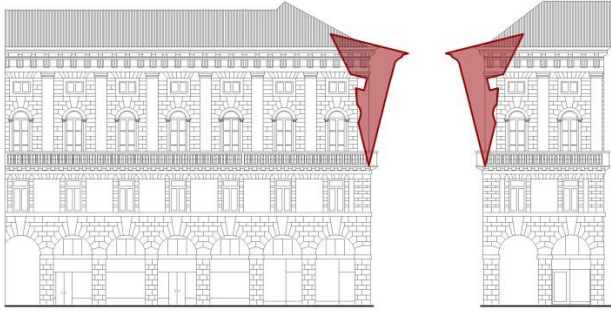
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO										
h_{bar}	$\delta_{h_{bar}}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$	
9,876	0,468	0,034	0,045	0,018	0,000	0,018	0,007	0,030	3,047	
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
$S_e(T_s)$	0,474	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,111	d	0,111	
						d_2	0,000			
$ds^* < d = \max\{d1;d2\}$						NON VERIFICATO				
TIRO DI PROGETTO ALLA QUOTA h_T						TIRO DI PROGETTO ALLE QUOTE h_i				
$\alpha_{c \min}$	M_s	M_R volte	M_R/α_c inerzia	h_T	T	h_1	0,000	T_1	0,000	
						h_2	10,220	T_2	156,037	
0,082	2789,273	2469,620	86372,607	21,090	321,998	h_3	16,130	T_3	246,269	
						h_4	21,090	T_4	321,998	
PROGETTO DEL TIRANTE						NUMERO DI TIRANTI ALLE QUOTE h_i				
f_y	Φ	a	b	t	$f_d [Mpa]$	$f_{vd} [Mpa]$	$N^\circ h_1$	0	T_1	0,000
240,000	20,000	0,300	0,300	0,600	0,889	0,022	$N^\circ h_2$	4	T_2	191,981
T_1	T_2	T_3	$T = \min\{T_1; T_2; T_3\}$				$N^\circ h_3$	6	T_3	287,971
75,398	47,995	80,000	47,995				$N^\circ h_4$	8	T_4	383,962
CALCOLO DI α_c e a^*										
M_s		M_R volte		M_R/α_c inerzia		α_c	M^*	e^*	a^*	
17494,043		2490,180		86372,607		0,174	664,598	0,745	1,693	
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,492	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,000	a_1	0,803	a	0,803	
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	0,000			
$ds^* \geq d = \max\{d1;d2\}$						VERIFICATO				

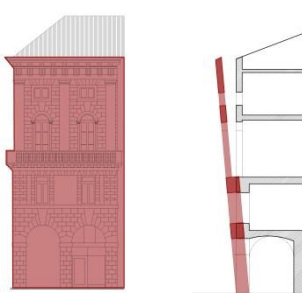
MACROELEMENTO 8, MECCANISMO A.II-1										
										
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
ELEVAZIONE	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	4,95	1,2	0,6	1,08	0	2,57	4,34	0	119,35	143,22
2	5,77	0,55	0,275	0,43	0	7,97	10,25	0	122,74	67,507
3	4,69	0,55	0,275	0,55	0,55	13,14	15,41	14,68	127,43	70,086
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ANALISI DEI CARICHI						ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA				
ELEVAZIONE	W _i [kN]	P _{si} [kN]	F _{vi} [kN]	F _{hi} [kN]	T _i [kN]					
1	2577,96	476,28	0	0	0	f _d [Mpa]		0,889		
2	1215,126	476,28	0	0	0	l _{cer} [m]		30,000		
3	1261,557	47,1	43,8	0	0	t [m]		0,152		
4	0	0	0	0	0					
CALCOLO DI α _c										
M _S				M _R volte		M _R /α _c inerzia		α _c		
2067,370				0,000		41204,491		0,050		
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
δ _{w1x}	0,167	δ _{p1x}	0,282	δ _{Fv1x}	0,000	M*	431,480	a*	0,525	
δ _{w2x}	0,517	δ _{p2x}	0,665	δ _{Fv2x}	0,000					
δ _{w3x}	0,853	δ _{p3x}	1,000	δ _{Fv3x}	0,953	e*	0,694			
δ _{w4x}	0,000	δ _{p4x}	0,000	δ _{Fv4x}	0,000					
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T ₁	0,49504246	Se(t1)	4,17942	ψ(z)	0,276	a ₁	0,8025	a	0,8025	
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,333	a ₂	0,770			
a* < a = max{a ₁ ; a ₂ } NON VERIFICATO										
CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA										
R _{w1}	2,609	R _{p2}	10,254	R _{Fv3}	14,685	β _{w4}	0,000	β _{Fv1}	0,000	θ
R _{w2}	7,971	R _{p3}	15,415	R _{Fv4}	0,000	β _{p1}	1,360	β _{Fv2}	0,000	
R _{w3}	13,141	R _{p4}	0,000	β _{w1}	1,398	β _{p2}	1,544	β _{Fv3}	1,544	0,050
R _{w4}	0,000	R _{Fv1}	0,000	β _{w2}	1,555	β _{p3}	1,545	β _{Fv4}	0,000	
R _{p1}	4,438	R _{Fv2}	0,000	β _{w3}	1,561	β _{p4}	0,000			

CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO									
h_{bar}	$\delta_{h\ bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$
6,757	0,438	0,339	0,476	0,191	0,000	0,191	0,076	0,441	2,611
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
$S_e(T_s)$	0,645	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,111	d	0,111
						d_2	0,062		
$ds^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$						VERIFICATO			

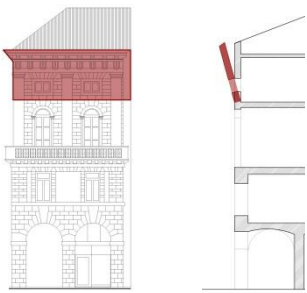
MECCANISMO 8, MECCANISMO A.II-2											
											
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI											
ELEVAZIONE	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]	
1	5,77	0,55	0,275	0,43	0	3,02	5,3	0	122,74	67,507	
2	4,69	0,55	0,275	0,55	0,55	8,19	10,98	9,73	127,43	70,087	
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
ANALISI DEI CARICHI							ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA				
ELEVAZIONE	W _i [kN]	P _{Si} [kN]	F _{Vi} [kN]	F _{Hi} [kN]	T _i [kN]						
1	1215,126	476,28	0	0	0		f _d [Mpa]			0,889	
2	1261,557	47,1	43,8	0	0		l _{cer} [m]			30,000	
3	0	0	0	0	0		t [m]			0,076	
4	0	0	0	0	0						
CALCOLO DI α _c											
M _S				M _R volte			M _R /α _c inerzia			α _c	
704,256				0,000			17469,448			0,040	
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE											
δ _{w1x}	0,275	δ _{p1x}	0,483	δ _{Fv1x}	0,000	M*	252,811	a*	0,360		
δ _{w2x}	0,746	δ _{p2x}	1,000	δ _{Fv2x}	0,886						
δ _{w3x}	0,000	δ _{p3x}	0,000	δ _{Fv3x}	0,000	e*	0,815				
δ _{w4x}	0,000	δ _{p4x}	0,000	δ _{Fv4x}	0,000						
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
T ₁	0,49556628	Se(t1)	4,179	ψ(z)	0,50868953	a ₁	0,803	a	1,417		
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,33333333	a ₂	1,417				
a* < a = max{a1; a2} NON VERIFICATO											
CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA											
R _{w1}	3,027	R _{p2}	10,990	R _{Fv3}	0,000	β _{w4}	0,000	β _{Fv1}	0,000	θ	0,040
R _{w2}	8,192	R _{p3}	0,000	R _{Fv4}	0,000	β _{p1}	1,504	β _{Fv2}	1,522		
R _{w3}	0,000	R _{p4}	0,000	β _{w1}	1,505	β _{p2}	1,528	β _{Fv3}	0,000		
R _{w4}	0,000	R _{Fv1}	0,000	β _{w2}	1,547	β _{p3}	0,000	β _{Fv4}	0,000		
R _{p1}	5,312	R _{Fv2}	9,742	β _{w3}	0,000	β _{p4}	0,000				

CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO										
h_{bar}	$\delta_{h\ bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$	
5,739	0,523	0,231	0,274	0,110	0,000	0,110	0,044	0,302	2,395	
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
$S_e(T_s)$	0,767	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,111	d	0,111	
						d_2	0,107			
$ds^* < d = \max\{d_1; d_2\}$					NON VERIFICATO					
TIRO DI PROGETTO ALLA QUOTA h_T						TIRO DI PROGETTO ALLE QUOTE h_i				
$\alpha_{c\ min}$	M_S	$M_R\ volte$	$M_R/\alpha_c\ inerzia$	h_T	T	h_1	5,300	T_1	91,089	
						h_2	10,980	T_2	188,708	
						h_3	0,000	T_3	0,000	
						h_4	0,000	T_4	0,000	
0,159	704,256	0,000	17469,448	10,980	188,708					
PROGETTO DEL TIRANTE						NUMERO DI TIRANTI ALLE QUOTE h_i				
f_y	Φ	a	b	t	$f_d [Mpa]$	$f_{vd} [Mpa]$	N° h_1	2	T_1	95,990
240,000	18,000	0,300	0,300	0,600	0,889	0,022	N° h_2	4	T_2	191,981
T_1	T_2	T_3	$T = \min[T_1; T_2; T_3]$				N° h_3	0	T_3	0,000
61,073	47,995	80,000	47,995				N° h_4	0	T_4	0,000
CALCOLO DI α_c e a^*										
M_S	$M_R\ volte$		$M_R/\alpha_c\ inerzia$	α_c	M^*	e^*	a^*			
3304,936	0,000		17469,448	0,189	252,811	0,815	1,687			
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,496	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,509	a_1	0,803	a	1,417	
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	1,417			
$ds^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$					VERIFICATO					

MACROELEMENTO 9, MECCANISMO B.III									
									
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI									
s_i [m]	h [m]	x_g [m]	x_N [m]	x_{N1} [m]	x_{N2} [m]	x_F [m]	y_g [m]	y_N [m]	y_F [m]
0,550	10,460	1,556	0,778	3,111	3,111	1,570	7,110	10,260	5,300
COORDINATE DEI PUNTI DI APPLICAZIONE DELLE AZIONI									
	W	N	N_1		N_2		F_V		
d	0,550	0,000	3,500		-0,200		1,240		
a	-0,550	0,000	0,200		-3,500		0,120		
ANALISI DEI CARICHI									ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA
P	N	N_H	N_1	N_2	N_{H1}	N_{H2}	F_V	$F_H e$ F_H'	
478,800	0,000	0,000	16,485	16,485	0,000	0,000	29,180	0,000	0,262
CALCOLO DI α_c									
M_S			M_R spinte statiche		M_R/α_c inerzia		α_c		
751,629			0,000		3897,194		0,193		
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE									
δ_{Px}	0,680	δ_{N1x}	0,981	δ_{Fx}	0,507	M^*	54,334	a^*	1,422
δ_{Nx}	1,000	δ_{N2x}	0,981			e^*	0,985		
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,4955663	Se(t1)	4,17942	$\psi(z)$	0,5086895	a_1	0,8025	a	1,417351451
Tb<T1<Tc				γ	1,3333333	a_2	1,4173515		
$a^* \geq a = \max\{a_1, a_2\}$ VERIFICATO									

MACROELEMENTO 10, MECCANISMO A.I											
											
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI											
ELEVAZIONE	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]	
1	5,83	1,2	0,6	0	1,08	3,39	0	3,3	30,57	36,684	
2	5	1,2	0,6	1,2	0	8,36	10,22	0	42,51	51,012	
3	5,77	0,55	0,275	0,55	0	13,83	16,13	0	43,46	23,903	
4	4,69	0,55	0,275	0,35	0,43	19,02	21,61	20,56	44,04	24,222	
ANALISI DEI CARICHI						ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA					
ELEVAZIONE	W _i [kN]	P _{si} [kN]	F _{vi} [kN]	F _{hi} [kN]	T _i [kN]						
1	807,048	0	256,8	182,5	0	f _d [Mpa]				2,222	
2	918,216	51,912	0	0	0	l _{cer} [m]				4,200	
3	430,254	51,912	0	0	0	t [m]				0,216	
4	435,996	39,25	29,74	0	0						
CALCOLO DI α _c											
M _S				M _R volte		M _R /α _c inerzia		α _c			
1016,149				602,250		28330,203		0,015			
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE											
δ _{w1x}	0,157	δ _{p1x}	0,000	δ _{Fv1x}	0,153	M*	214,476	a*		0,152	
δ _{w2x}	0,387	δ _{p2x}	0,473	δ _{Fv2x}	0,000						
δ _{w3x}	0,640	δ _{p3x}	0,746	δ _{Fv3x}	0,000	e*	0,696				
δ _{w4x}	0,880	δ _{p4x}	1,000	δ _{Fv4x}	0,951						
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
T ₁	0,49207062	Se(t1)	4,179	ψ(z)	0,000	a ₁	0,803	a		0,803	
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,333	a ₂	0				
a* < a = max{a1; a2} NON VERIFICATO											
CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA											
R _{w1}	3,412	R _{p2}	10,267	R _{Fv3}	0,000	β _{w4}	1,568	β _{Fv1}	1,315	θ	0,015
R _{w2}	8,369	R _{p3}	16,133	R _{Fv4}	20,561	β _{p1}	0,000	β _{Fv2}	0,000		
R _{w3}	13,830	R _{p4}	21,610	β _{w1}	1,458	β _{p2}	1,475	β _{Fv3}	0,000		
R _{w4}	19,020	R _{Fv1}	3,411	β _{w2}	1,525	β _{p3}	1,550	β _{Fv4}	1,560		
R _{p1}	0,000	R _{Fv2}	0,000	β _{w3}	1,567	β _{p4}	1,565				

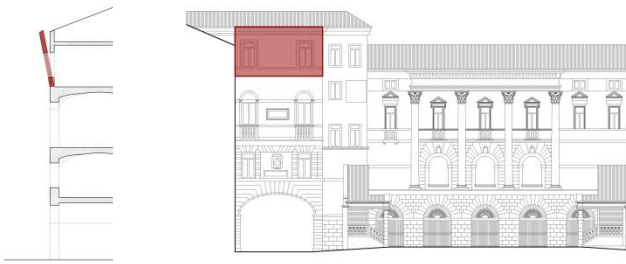
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO											
h_{bar}	$\delta_{h_{bar}}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$		
9,377	0,434	0,136	0,188	0,075	0,000	0,075	0,030	0,128	3,043		
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
$S_e(T_s)$	0,475	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,111	d	0,111		
						d_2	0,000				
$ds^* < d = \max\{d_1; d_2\}$						NON VERIFICATO					
TIRO DI PROGETTO ALLA QUOTA h_T						TIRO DI PROGETTO ALLE QUOTE h_i					
$\alpha_{c \min}$	M_S	M_R volte	M_R/α_c inerzia	h_T	T	h_1	0,000	T_1	0,000		
						h_2	10,220	T_2	43,008		
0,077	1016,149	581,690	28330,203	20,360	85,680	h_3	16,130	T_3	67,879		
						h_4	20,360	T_4	85,680		
PROGETTO DEL TIRANTE						NUMERO DI TIRANTI ALLE QUOTE h_i					
f_y	Φ	a	b	t	$f_d [Mpa]$	$f_{vd} [Mpa]$	$N^\circ h_1$	0	T_1	0,000	
240,000	20,000	0,300	0,300	0,600	2,222	0,022	$N^\circ h_2$	2	T_2	95,904	
T_1	T_2	T_3	$T = \min\{T_1; T_2; T_3\}$				$N^\circ h_3$	2	T_3	95,904	
75,398	47,952	80,000	47,952				$N^\circ h_4$	2	T_4	95,904	
CALCOLO DI α_c e a^*											
M_S	M_R volte		M_R/α_c inerzia	α_c	M^*	e^*	a^*				
5495,825	602,250		28330,203	0,173	214,476	0,696	1,802				
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
T_1	0,492	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,000	a_1	0,803	a	0,803		
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	0,000				
$ds^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$						VERIFICATO					

MACROELEMENTO 10, MECCANISMO A.II										
										
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
ELEVAZIONE	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	4,69	0,55	0,275	0,35	0,43	2,42	5,21	3,96	44,04	24,222
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ANALISI DEI CARICHI						ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA				
ELEVAZIONE	W _i [kN]	P _{si} [kN]	F _{vi} [kN]	F _{hi} [kN]	T _i [kN]					
1	435,996	39,25	29,74	0	0	f _d [Mpa]		0,889		
2	0	0	0	0	0	l _{cer} [m]		10,210		
3	0	0	0	0	0	t [m]		0,037		
4	0	0	0	0	0					
CALCOLO DI α _c										
M _S				M _R volte		M _R /α _c inerzia		α _c		
127,692				0,000		1377,373		0,093		
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
δ _{w1x}	0,464	δ _{p1x}	1,000	δ _{Fv1x}	0,760	M*	42,489	a*	0,816	
δ _{w2x}	0,000	δ _{p2x}	0,000	δ _{Fv2x}	0,000					
δ _{w3x}	0,000	δ _{p3x}	0,000	δ _{Fv3x}	0,000	e*	0,825			
δ _{w4x}	0,000	δ _{p4x}	0,000	δ _{Fv4x}	0,000					
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T ₁	0,49207062	Se(t1)	4,179	ψ(z)	0,787	a ₁	0,803	a	2,193	
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,333	a ₂	2,193			
a* < a = max{a1; a2} NON VERIFICATO										
CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA										
R _{w1}	2,432	R _{p2}	0,000	R _{Fv3}	0,000	β _{w4}	0,000	β _{Fv1}	1,472	θ
R _{w2}	0,000	R _{p3}	0,000	R _{Fv4}	0,000	β _{p1}	1,511	β _{Fv2}	0,000	
R _{w3}	0,000	R _{p4}	0,000	β _{w1}	1,473	β _{p2}	0,000	β _{Fv3}	0,000	0,092
R _{w4}	0,000	R _{Fv1}	3,979	β _{w2}	0,000	β _{p3}	0,000	β _{Fv4}	0,000	
R _{p1}	5,219	R _{Fv2}	0,000	β _{w3}	0,000	β _{p4}	0,000			
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO										
h _{bar}	δ _{hbar}	d _{k,0}	d ₀ *	d _u * 1	d _u * 2	d _u *	d _s * [m]	a _s * [m/s ²]	T _s [s]	
2,728	0,524	0,252	0,274	0,110	0,000	0,110	0,044	0,686	1,588	

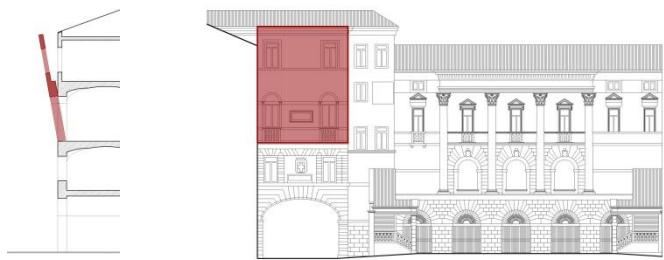
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
$S_e(T_s)$	1,366	$S_{De}(T_s)$	0,087	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,087	d	0,125		
						d_2	0,125				
$ds^* < d = \max\{d_1; d_2\}$ NON VERIFICATO											
TIRO DI PROGETTO ALLA QUOTA h_T						TIRO DI PROGETTO ALLE QUOTE h_i					
$\alpha_c \text{ min}$	M_S	$M_R \text{ volte}$	$M_R/\alpha_c \text{ inerzia}$	h_T	T	h_1	3,960	T_1	54,400		
						h_2	0,000	T_2	0,000		
0,249	127,692	0,000	1377,373	3,960	54,400	h_3	0,000	T_3	0,000		
						h_4	0,000	T_4	0,000		
PROGETTO DEL TIRANTE						NUMERO DI TIRANTI ALLE QUOTE h_i					
f_y	Φ	a	b	t	f_d [Mpa]	f_{vd} [Mpa]	N° h_1	2	T_1	95,904	
240,000	18,000	0,300	0,300	0,600	0,889	0,022	N° h_2	0	T_2	0,000	
T_1	T_2	T_3	$T = \min\{T_1; T_2; T_3\}$				N° h_3	0	T_3	0,000	
61,073	47,952	80,000	47,952				N° h_4	0	T_4	0,000	
CALCOLO DI α_c e a^*											
M_S	$M_R \text{ volte}$		$M_R/\alpha_c \text{ inerzia}$		α_c	M^*	e^*	a^*			
503,892	0,000		1377,373		0,366	42,489	0,825	3,221			
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
T_1	0,492	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,787	a_1	0,803	a	2,193		
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	2,193				
$ds^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$ VERIFICATO											

MACROELEMENTO 11, MECCANISMO A.II										
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
ELEVAZIONE	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	4,7	0,4	0,2	0,2	0,28	2,43	4,5	3,96	47	18,8
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ANALISI DEI CARICHI						ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA				
ELEVAZIONE	W _i [kN]	P _{si} [kN]	F _{vi} [kN]	F _{hi} [kN]	T _i [kN]					
1	338,4	98,8546	40,64	0	0	f _d [Mpa]				0,889
2	0	0	0	0	0	l _{cer} [m]				12,420
3	0	0	0	0	0	t [m]				0,029
4	0	0	0	0	0					
CALCOLO DI α _c										
M _s				M _R volte		M _R /α _c inerzia		α _c		
85,039				0,000		1428,092		0,060		
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
δ _{w1x}	0,540	δ _{p1x}	1,000	δ _{Fv1x}	0,880	M*	39,414	a*	0,535	
δ _{w2x}	0,000	δ _{p2x}	0,000	δ _{Fv2x}	0,000					
δ _{w3x}	0,000	δ _{p3x}	0,000	δ _{Fv3x}	0,000	e*	0,809			
δ _{w4x}	0,000	δ _{p4x}	0,000	δ _{Fv4x}	0,000					
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T ₁	0,4922456	Se(t1)	4,179	ψ(z)	0,778	a ₁	0,803	a	2,167	
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,333	a ₂	2,166959943			
a* < a = max{a ₁ ; a ₂ } NON VERIFICATO										
CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA										
R _{w1}	2,436	R _{p2}	0,000	R _{Fv3}	0,000	β _{w4}	0,000	β _{Fv1}	1,507	θ
R _{w2}	0,000	R _{p3}	0,000	R _{Fv4}	0,000	β _{p1}	1,533	β _{Fv2}	0,000	
R _{w3}	0,000	R _{p4}	0,000	β _{w1}	1,500	β _{p2}	0,000	β _{Fv3}	0,000	0,059
R _{w4}	0,000	R _{Fv1}	3,968	β _{w2}	0,000	β _{p3}	0,000	β _{Fv4}	0,000	
R _{p1}	4,503	R _{Fv2}	0,000	β _{w3}	0,000	β _{p4}	0,000			

CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO											
h_{bar}	$\delta_{h\ bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$		
2,988	0,664	0,178	0,193	0,077	0,000	0,077	0,031	0,449	1,647		
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
$S_e(T_s)$	1,317	$S_{De}(T_s)$	0,091	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,091	d	0,126		
						d_2	0,126				
$ds^* < d = \max\{d_1; d_2\}$						NON VERIFICATO					
TIRO DI PROGETTO ALLA QUOTA h_T						TIRO DI PROGETTO ALLE QUOTE h_i					
$\alpha_{c\ min}$	M_S	$M_R\ volte$	$M_R/\alpha_c\ inerzia$	h_T	T	h_1	3,760	T_1	69,021		
						h_2	0,000	T_2	0,000		
0,241	85,039	0,000	1428,092	3,760	69,021	h_3	0,000	T_3	0,000		
						h_4	0,000	T_4	0,000		
PROGETTO DEL TIRANTE						NUMERO DI TIRANTI ALLE QUOTE h_i					
f_y	Φ	a	b	t	$f_d [Mpa]$	$f_{vd} [Mpa]$	$N^\circ h_1$	4	T_1	99,456	
240,000	16,000	0,300	0,300	0,400	0,889	0,022	$N^\circ h_2$	0	T_2	0,000	
T_1	T_2	T_3	$T = \min\{T_1; T_2; T_3\}$				$N^\circ h_3$	0	T_3	0,000	
48,255	24,864	80,000	24,864				$N^\circ h_4$	0	T_4	0,000	
CALCOLO DI α_c e a^*											
M_S	$M_R\ volte$		$M_R/\alpha_c\ inerzia$	α_c	M^*	e^*	a^*				
457,279	0,000		1428,092	0,320	39,414	0,809	2,876				
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
T_1	0,492	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,778	a_1	0,803	a	2,167		
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	2,167				
$ds^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$						VERIFICATO					

MACROELEMENTO 12, MECCANISMO A.II-1										
										
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
ELEVAZIONE	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	4,7	0,4	0,2	0,2	0,28	2,4	4,5	3,96	32,46	12,984
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ANALISI DEI CARICHI						ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA				
ELEVAZIONE	W _i [kN]	P _{si} [kN]	F _{vi} [kN]	F _{hi} [kN]	T _i [kN]					
1	233,712	71,905	29,5	0	0	f _d [Mpa]				0,889
2	0	0	0	0	0	l _{cer} [m]				8,230
3	0	0	0	0	0	t [m]				0,031
4	0	0	0	0	0					
CALCOLO DI α _c										
M _s			M _R volte		M _R /α _c inerzia		α _c			
59,149			0,000		1001,301		0,059			
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
δ _{w1x}	0,533	δ _{p1x}	1,000	δ _{Fv1x}	0,880	M*	27,419		a*	0,535
δ _{w2x}	0,000	δ _{p2x}	0,000	δ _{Fv2x}	0,000					
δ _{w3x}	0,000	δ _{p3x}	0,000	δ _{Fv3x}	0,000	e*	0,803			
δ _{w4x}	0,000	δ _{p4x}	0,000	δ _{Fv4x}	0,000					
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T ₁	0,4922456	Se(t1)	4,179	ψ(z)	0,778	a ₁	0,803		a	2,167
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,333	a ₂	2,166959943			
a* < a = max{a1; a2} NON VERIFICATO										
CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA										
R _{w1}	2,406	R _{p2}	0,000	R _{Fv3}	0,000	β _{w4}	0,000	β _{Fv1}	1,508	θ
R _{w2}	0,000	R _{p3}	0,000	R _{Fv4}	0,000	β _{p1}	1,533	β _{Fv2}	0,000	
R _{w3}	0,000	R _{p4}	0,000	β _{w1}	1,500	β _{p2}	0,000	β _{Fv3}	0,000	0,059
R _{w4}	0,000	R _{Fv1}	3,968	β _{w2}	0,000	β _{p3}	0,000	β _{Fv4}	0,000	
R _{p1}	4,503	R _{Fv2}	0,000	β _{w3}	0,000	β _{p4}	0,000			

CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO										
h_{bar}	$\delta_{h bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$	
2,988	0,664	0,176	0,192	0,077	0,000	0,077	0,031	0,449	1,644	
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
$S_e(T_s)$	1,319	$S_{De}(T_s)$	0,090	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,090	d	0,126	
						d_2	0,126			
$ds^* < d = \max\{d_1; d_2\}$						NON VERIFICATO				
TIRO DI PROGETTO ALLA QUOTA h_T						TIRO DI PROGETTO ALLE QUOTE h_i				
$\alpha_{c min}$	M_S	M_R volte	M_R/α_c inerzia	h_T	T	h_1	4,500	T_1	40,114	
0,239	59,149	0,000	1001,301	4,500	40,114	h_2	0,000	T_2	0,000	
						h_3	0,000	T_3	0,000	
						h_4	0,000	T_4	0,000	
TIRO DI PROGETTO ALLA QUOTA h_T						TIRO DI PROGETTO ALLE QUOTE h_i				
$\alpha_{c min}$	M_S	M_R volte	M_R/α_c inerzia	h_T	T	h_1	3,760	T_1	48,009	
0,239	59,149	0,000	1001,301	3,760	48,009	h_2	0,000	T_2	0,000	
						h_3	0,000	T_3	0,000	
						h_4	0,000	T_4	0,000	
PROGETTO DEL TIRANTE						NUMERO DI TIRANTI ALLE QUOTE h_i				
f_y	Φ	a	b	t	$f_d [Mpa]$	$f_{vd} [Mpa]$	$N^\circ h_1$	2	T_1	49,728
240,000	16,000	0,300	0,300	0,400	0,889	0,022	$N^\circ h_2$	0	T_2	0,000
T_1	T_2	T_3	$T = \min\{T_1; T_2; T_3\}$				$N^\circ h_3$	0	T_3	0,000
48,255	24,864	80,000	24,864				$N^\circ h_4$	0	T_4	0,000
CALCOLO DI α_c e a^*										
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia		α_c		M^*	e^*	a^*
246,021		0,000		1001,301		0,246		27,419	0,803	2,224
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,492	$Se(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,778	a_1	0,803	a	2,167	
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	2,167			
$ds^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$						VERIFICATO				

MACROELEMENTO 12, MECCANISMO A.II-2										
										
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
ELEVAZIONE	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	5,77	0,85	0,425	0	0,73	3,16	0	3,77	36,14	30,719
2	4,7	0,4	0,2	0,2	0,28	8,17	10,3	9,73	32,47	12,988
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ANALISI DEI CARICHI						ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA				
ELEVAZIONE	W _i [kN]	P _{Si} [kN]	F _{Vi} [kN]	F _{Hi} [kN]	T _i [kN]					
1	552,942	0	470	360	240	f _d [Mpa]		0,889		
2	233,784	71,905	29,5	0	0	l _{cer} [m]		8,230		
3	0	0	0	0	0	t [m]		0,124		
4	0	0	0	0	0					
Si ipotizza la presenza di 3 catene alla quota 8,76, Ø22, piastra 30x30, T=80kN, per un tiro complessivo di 240kN. La spinta non contrastata della volta al secondo livello è 120kN.										
CALCOLO DI α _c										
M _S				M _R volte		M _R /α _c inerzia			α _c	
479,407				452,400		6456,869			0,004	
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
δ _{w1x}	0,307	δ _{p1x}	0,000	δ _{Fv1x}	0,366	M*	89,095		a*	0,047
δ _{w2x}	0,793	δ _{p2x}	1,000	δ _{Fv2x}	0,945					
δ _{w3x}	0,000	δ _{p3x}	0,000	δ _{Fv3x}	0,000	e*	0,644			
δ _{w4x}	0,000	δ _{p4x}	0,000	δ _{Fv4x}	0,000					
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T ₁	0,4922456	Se(t1)	4,179	ψ(z)	0,504	a ₁	0,803		a	1,405
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,333	a ₂	1,405024607			
a* < a = max{a ₁ ; a ₂ } NON VERIFICATO										
CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA										
R _{w1}	3,174	R _{p2}	10,300	R _{Fv3}	0,000	β _{w4}	0,000	β _{Fv1}	1,411	θ
R _{w2}	8,170	R _{p3}	0,000	R _{Fv4}	0,000	β _{p1}	0,000	β _{Fv2}	1,555	
R _{w3}	0,000	R _{p4}	0,000	β _{w1}	1,476	β _{p2}	1,563	β _{Fv3}	0,000	0,004
R _{w4}	0,000	R _{Fv1}	3,818	β _{w2}	1,561	β _{p3}	0,000	β _{Fv4}	0,000	
R _{p1}	0,000	R _{Fv2}	9,731	β _{w3}	0,000	β _{p4}	0,000			


CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO											
h_{bar}	$\delta_{h bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$		
4,754	0,462	0,020	0,024	0,010	0,000	0,010	0,004	0,040	1,975		
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
$S_e(T_s)$	1,099	$S_{De}(T_s)$	0,108	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,108	d	0,108		
						d_2	0,092				
$ds^* < d = \max\{d_1; d_2\}$						NON VERIFICATO					
TIRO DI PROGETTO ALLA QUOTA h_T						TIRO DI PROGETTO ALLE QUOTE h_i					
$\alpha_{c min}$	M_S	M_R volte	M_R/α_c inerzia	h_T	T	h_1	0,000	T_1	0,000		
						h_2	9,530	T_2	81,472		
0,124	479,407	452,400	6456,869	9,530	81,472	h_3	0,000	T_3	0,000		
						h_4	0,000	T_4	0,000		
PROGETTO DEL TIRANTE						NUMERO DI TIRANTI ALLE QUOTE h_i					
f_y	Φ	a	b	t	$f_d [Mpa]$	$f_{vd} [Mpa]$	N° h_1	0	T_1	0,000	
240,000	16,000	0,300	0,300	0,400	0,889	0,022	N° h_2	4	T_2	99,456	
T_1	T_2	T_3	$T = \min\{T_1; T_2; T_3\}$				N° h_3	0	T_3	0,000	
48,255	24,864	80,000	24,864				N° h_4	0	T_4	0,000	
CALCOLO DI α_c e a^*											
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia		α_c	M^*	e^*	a^*		
1422,877		452,400		6456,869		0,150	89,095	0,644	1,697		
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
T_1	0,492	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,504	a_1	0,803	a	1,405		
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	1,405				
$ds^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$						VERIFICATO					

MACROELEMENTO 13, MECCANISMO A.II-1										
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
ELEVAZIONE	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	5	1,1	0,55	0	0,98	2,64	0	2,7	51,5	56,65
2	3,64	0,6	0,3	0,48	0	6,81	8,24	0	41,89	25,134
3	2,82	0,6	0,3	0,4	0	10,05	11,46	0	37,16	22,296
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
<p>Si ipotizza la presenza di 4 catene alla quota 7,9, Φ14, paletto 3x80, T=21kN, per un tiro complessivo di 84kN. La spinta non contrastata della volta al secondo livello è 27kN.</p>										
ANALISI DEI CARICHI						ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA				
ELEVAZIONE	W _i [kN]	P _{si} [kN]	F _{vi} [kN]	F _{hi} [kN]	T _i [kN]					
1	1019,7	0	245,7	27	0	f _d [Mpa]		0,889		
2	452,412	69,432	0	0	0	l _{cer} [m]		13,200		
3	401,328	59,964	0	0	0	t [m]		0,128		
4	0	0	0	0	0					
CALCOLO DI α _c										
M _S			M _R volte		M _R /α _c inerzia		α _c			
827,788			72,900		11728,977		0,064			
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
δ _{w1x}	0,230	δ _{p1x}	0,000	δ _{Fv1x}	0,236	M*	165,379	a*	0,648	
δ _{w2x}	0,594	δ _{p2x}	0,719	δ _{Fv2x}	0,000					
δ _{w3x}	0,877	δ _{p3x}	1,000	δ _{Fv3x}	0,000	e*	0,722			
δ _{w4x}	0,000	δ _{p4x}	0,000	δ _{Fv4x}	0,000					
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T ₁	0,41194098	Se(t1)	4,179	ψ(z)	0,313	a ₁	0,803	a	0,871	
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,333	a ₂	0,8707125			
a* < a = max{a1; a2} NON VERIFICATO										

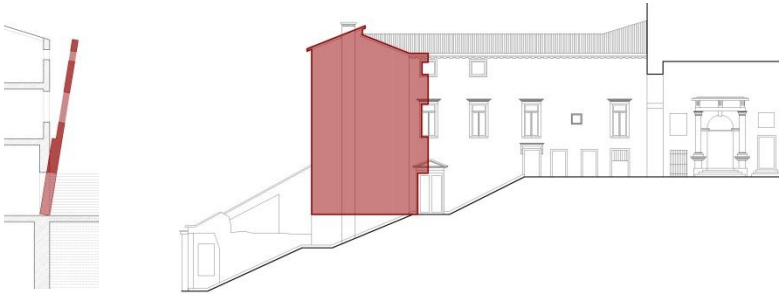
CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA										
R_{W1}	2,674	R_{P2}	8,248	R_{FV3}	0,000	β_{W4}	0,000	β_{FV1}	1,265	θ
R_{W2}	6,812	R_{P3}	11,463	R_{FV4}	0,000	β_{P1}	0,000	β_{FV2}	0,000	
R_{W3}	10,051	R_{P4}	0,000	β_{W1}	1,412	β_{P2}	1,528	β_{FV3}	0,000	0,064
R_{W4}	0,000	R_{FV1}	2,831	β_{W2}	1,546	β_{P3}	1,547	β_{FV4}	0,000	
R_{P1}	0,000	R_{FV2}	0,000	β_{W3}	1,554	β_{P4}	0,000			
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO										
h_{bar}	δ_{hbar}	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$	
5,216	0,455	0,334	0,454	0,181	0,000	0,181	0,073	0,544	2,294	
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
$S_e(T_s)$	0,835	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,018	d_1	0,111	d	0,111	
						d_2	0,051			
$d_s^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$ VERIFICATO										

MACROELEMENTO 13, MECCANISMO A.II-2										
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
ELEVAZIONE	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	3,64	0,6	0,3	0,48	0	1,81	3,24	0	41,89	25,134
2	2,82	0,6	0,3	0,4	0	5,05	6,26	0	37,16	22,296
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ANALISI DEI CARICHI							ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA			
ELEVAZIONE	W _i [kN]	P _{si} [kN]	F _{vi} [kN]	F _{hi} [kN]	T _i [kN]					
1	452,412	122,032	0	0	0	f _d [Mpa]		0,889		
2	401,328	59,964	0	0	0	l _{cer} [m]		13,200		
3	0	0	0	0	0	t [m]		0,059		
4	0	0	0	0	0					
CALCOLO DI α _c										
M _s			M _R volte		M _R /α _c inerzia		α _c			
277,731			0,000		3616,330		0,077			
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
δ _{w1x}	0,289	δ _{p1x}	0,518	δ _{Fv1x}	0,000	M*	86,860	a*	0,678	
δ _{w2x}	0,807	δ _{p2x}	1,000	δ _{Fv2x}	0,000					
δ _{w3x}	0,000	δ _{p3x}	0,000	δ _{Fv3x}	0,000	e*	0,823			
δ _{w4x}	0,000	δ _{p4x}	0,000	δ _{Fv4x}	0,000					
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T _i	0,41194098	Se(t1)	4,179	ψ(z)	0,613	a ₁	0,803	a	1,708	
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,333	a ₂	1,707936058			
a* < a = max{a ₁ ; a ₂ } NON VERIFICATO										
CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA										
R _{w1}	1,826	R _{p2}	6,269	R _{Fv3}	0,000	β _{w4}	0,000	β _{Fv1}	0,000	θ
R _{w2}	5,056	R _{p3}	0,000	R _{Fv4}	0,000	β _{p1}	1,442	β _{Fv2}	0,000	
R _{w3}	0,000	R _{p4}	0,000	β _{w1}	1,438	β _{p2}	1,516	β _{Fv3}	0,000	0,077
R _{w4}	0,000	R _{Fv1}	0,000	β _{w2}	1,523	β _{p3}	0,000	β _{Fv4}	0,000	
R _{p1}	3,267	R _{Fv2}	0,000	β _{w3}	0,000	β _{p4}	0,000			

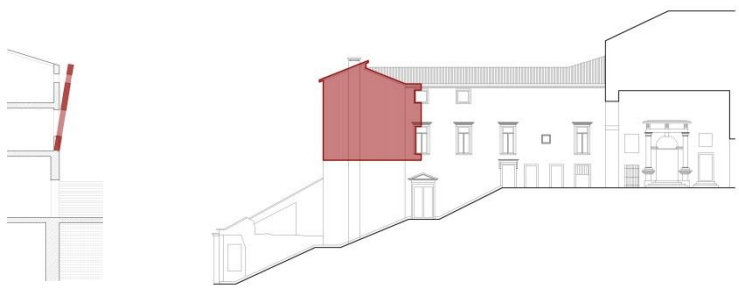
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO									
h_{bar}	$\delta_{h_{bar}}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$
3,492	0,558	0,267	0,325	0,130	0,000	0,130	0,052	0,570	1,898
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
$S_e(T_s)$	1,143	$S_{De}(T_s)$	0,104	$S_{De}(T_1)$	0,018	d_1	0,104	d	0,104
						d_2	0,086		
$ds^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$						VERIFICATO			

MACROELEMENTO 13, MECCANISMO A.II-3										
										
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
ELEVAZIONE	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	2,82	0,6	0,3	0,4	0	1,41	2,62	0	37,16	22,296
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ANALISI DEI CARICHI							ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA			
ELEVAZIONE	W _i [kN]	P _{Si} [kN]	F _{Vi} [kN]	F _{Hi} [kN]	T _i [kN]					
1	401,328	59,964	0	0	0	f _d [Mpa]		0,889		
2	0	0	0	0	0	l _{cer} [m]		13,200		
3	0	0	0	0	0	t [m]		0,026		
4	0	0	0	0	0					
CALCOLO DI α _c										
M _S				M _R volte		M _R /α _c inerzia			α _c	
132,294				0,000		722,978			0,183	
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
δ _{w1x}	0,538	δ _{p1x}	1,000	δ _{Fv1x}	0,000	M*	44,053		a*	1,419
δ _{w2x}	0,000	δ _{p2x}	0,000	δ _{Fv2x}	0,000					
δ _{w3x}	0,000	δ _{p3x}	0,000	δ _{Fv3x}	0,000	e*	0,937			
δ _{w4x}	0,000	δ _{p4x}	0,000	δ _{Fv4x}	0,000					
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T ₁	0,412	Se(t1)	4,179	ψ(z)	0,832	a ₁	0,803		a	2,317
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,333	a ₂	2,317			
a* < a = max{a1; a2} NON VERIFICATO										
CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA										
R _{w1}	1,436	R _{p2}	0,000	R _{Fv3}	0,000	β _{w4}	0,000	β _{Fv1}	0,000	θ
R _{w2}	0,000	R _{p3}	0,000	R _{Fv4}	0,000	β _{p1}	1,429	β _{Fv2}	0,000	
R _{w3}	0,000	R _{p4}	0,000	β _{w1}	1,379	β _{p2}	0,000	β _{Fv3}	0,000	0,181
R _{w4}	0,000	R _{Fv1}	0,000	β _{w2}	0,000	β _{p3}	0,000	β _{Fv4}	0,000	
R _{p1}	2,647	R _{Fv2}	0,000	β _{w3}	0,000	β _{p4}	0,000			

CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO									
h_{bar}	$\delta_{h\ bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$
1,567	0,598	0,282	0,301	0,120	0,000	0,120	0,048	1,192	1,263
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
$S_e(T_s)$	1,717	$S_{De}(T_s)$	0,069	$S_{De}(T_1)$	0,018	d_1	0,069	d	0,090
						d_2	0,090		
$ds^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$						VERIFICATO			

MACROELEMENTO 14, MECCANISMO A.II-1										
										
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
ELEVAZIONE	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	5	0,65	0,325	0,2	0	2,56	4,6	0	39,36	25,584
2	3,64	0,4	0,2	0,28	0	6,81	8,25	0	29,15	11,66
3	3,3	0,4	0,2	0,28	0	10,43	11,24	0	28,74	11,496
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ANALISI DEI CARICHI							ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA			
ELEVAZIONE	W _i [kN]	P _{si} [kN]	F _{vi} [kN]	F _{Hi} [kN]	T _i [kN]					
1	460,512	50,47	0	0	0	f _d [Mpa]	0,889			
2	209,88	52,8	0	0	0	l _{cer} [m]	7,500			
3	206,928	45,6	0	0	0	t [m]	0,103			
4	0	0	0	0	0					
CALCOLO DI α _c										
M _S				M _R volte		M _R /α _c inerzia		α _c		
165,367				0,000		5946,759		0,028		
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
δ _{w1x}	0,228	δ _{p1x}	0,409	δ _{Fv1x}	0,000	M*	78,908	a*	0,268	
δ _{w2x}	0,606	δ _{p2x}	0,734	δ _{Fv2x}	0,000					
δ _{w3x}	0,928	δ _{p3x}	1,000	δ _{Fv3x}	0,000	e*	0,754			
δ _{w4x}	0,000	δ _{p4x}	0,000	δ _{Fv4x}	0,000					
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T ₁	0,448	Se(t1)	4,179	ψ(z)	0,294	a ₁	0,803	a	0,818	
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,333	a ₂	0,818			
a* < a = max{a1; a2} NON VERIFICATO										
CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA										
R _{w1}	2,570	R _{p2}	8,252	R _{Fv3}	0,000	β _{w4}	0,000	β _{Fv1}	0,000	θ
R _{w2}	6,811	R _{p3}	11,241	R _{Fv4}	0,000	β _{p1}	1,550	β _{Fv2}	0,000	
R _{w3}	10,430	R _{p4}	0,000	β _{w1}	1,484	β _{p2}	1,549	β _{Fv3}	0,000	0,028
R _{w4}	0,000	R _{Fv1}	0,000	β _{w2}	1,556	β _{p3}	1,555	β _{Fv4}	0,000	
R _{p1}	4,601	R _{Fv2}	0,000	β _{w3}	1,561	β _{p4}	0,000			

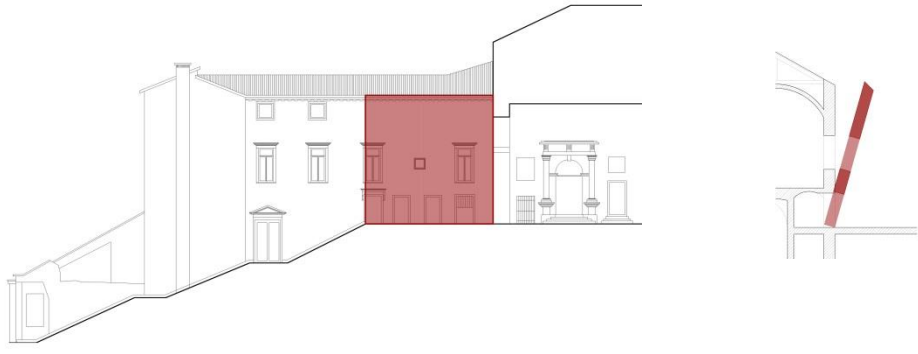
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO										
h_{bar}	$\delta_{h bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$	
5,795	0,516	0,161	0,214	0,085	0,000	0,085	0,034	0,225	2,448	
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
$S_e(T_s)$	0,733	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,021	d_1	0,111	d	0,111	
						d_2	0,055			
$ds^* < d = \max\{d_1; d_2\}$						NON VERIFICATO				
TIRO DI PROGETTO ALLA QUOTA h_T						TIRO DI PROGETTO ALLE QUOTE h_i				
$\alpha_{c min}$	M_S	M_R volte	M_R/α_c inerzia	h_T	T	h_1	0,000	T_1	0,000	
						h_2	8,250	T_2	22,172	
0,085	165,36 7	0,000	5946,759	11,240	30,208	h_3	11,240	T_3	30,208	
						h_4	0,000	T_4	0,000	
PROGETTO DEL TIRANTE						NUMERO DI TIRANTI ALLE QUOTE h_i				
f_y	Φ	a	b	t	f_d [Mpa]	f_{vd} [Mpa]	$N^\circ h_1$	0	T_1	0,000
240,000	20,000	0,300	0,300	0,400	0,889	0,022	$N^\circ h_2$	2	T_2	49,728
T_1	T_2	T_3	$T = \min[T_1; T_2; T_3]$			$N^\circ h_3$	2	T_3	49,728	
75,398	24,864	80,000	24,864			$N^\circ h_4$	0	T_4	0,000	
CALCOLO DI α_c e a^*										
M_S	M_R volte		M_R/α_c inerzia		α_c	M^*	e^*	a^*		
1134,566	0,000		5946,759		0,191	78,908	0,754	1,838		
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,448	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,294	a_1	0,803	a	0,818	
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	0,818			
$ds^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$						VERIFICATO				

MACROELEMENTO 14, MECCANISMO A.II-2										
										
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
ELEVAZIONE	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	3,64	0,4	0,2	0,28	0	1,81	3,25	0	29,15	11,66
2	3,3	0,4	0,2	0,28	0	5,43	6,24	0	28,74	11,496
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ANALISI DEI CARICHI						ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA				
ELEVAZIONE	W _i [kN]	P _{si} [kN]	F _{vi} [kN]	F _{Hi} [kN]	T _i [kN]					
1	209,88	52,8	0	0	0	f _d [Mpa]				0,889
2	206,928	45,6	0	0	0	l _{cer} [m]				8,300
3	0	0	0	0	0	t [m]				0,047
4	0	0	0	0	0					
CALCOLO DI α _c										
M _S				M _R volte		M _R /α _c inerzia			α _c	
86,928				0,000		1959,646			0,044	
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
δ _{w1x}	0,290	δ _{p1x}	0,521	δ _{Fv1x}	0,000	M*	42,913	a*		0,394
δ _{w2x}	0,870	δ _{p2x}	1,000	δ _{Fv2x}	0,000					
δ _{w3x}	0,000	δ _{p3x}	0,000	δ _{Fv3x}	0,000	e*	0,817			
δ _{w4x}	0,000	δ _{p4x}	0,000	δ _{Fv4x}	0,000					
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T ₁	0,448	Se(t1)	4,179	ψ(z)	0,562	a ₁	0,803	a		1,567
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,333	a ₂	1,567			
a* < a = max{a1; a2} NON VERIFICATO										
CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA										
R _{w1}	1,816	R _{p2}	6,244	R _{Fv3}	0,000	β _{w4}	0,000	β _{Fv1}	0,000	θ
R _{w2}	5,432	R _{p3}	0,000	R _{Fv4}	0,000	β _{p1}	1,499	β _{Fv2}	0,000	
R _{w3}	0,000	R _{p4}	0,000	β _{w1}	1,486	β _{p2}	1,533	β _{Fv3}	0,000	0,044
R _{w4}	0,000	R _{Fv1}	0,000	β _{w2}	1,543	β _{p3}	0,000	β _{Fv4}	0,000	
R _{p1}	3,258	R _{Fv2}	0,000	β _{w3}	0,000	β _{p4}	0,000			

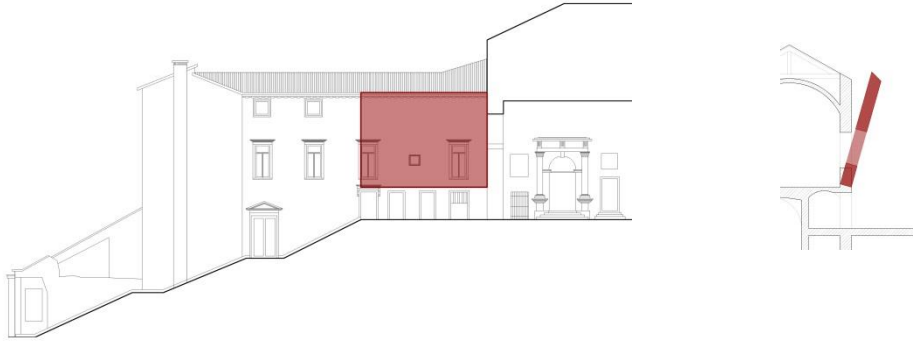
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO											
h_{bar}	$\delta_{h\ bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$		
3,804	0,610	0,169	0,206	0,083	0,000	0,083	0,033	0,331	1,983		
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
$S_e(T_s)$	1,094	$S_{De}(T_s)$	0,109	$S_{De}(T_1)$	0,021	d_1	0,109	d	0,109		
						d_2	0,091				
$ds^* < d = \max\{d_1; d_2\}$						NON VERIFICATO					
TIRO DI PROGETTO ALLA QUOTA h_T						TIRO DI PROGETTO ALLE QUOTE h_i					
$\alpha_{c\ min}$	M_S	$M_R\ volte$	$M_R/\alpha_c\ inerzia$	h_T	T	h_1	3,250	T_1	21,563		
						h_2	6,240	T_2	41,402		
0,176	86,92	0,000	1959,646	6,240	41,402	h_3	0,000	T_3	0,000		
						h_4	0,000	T_4	0,000		
PROGETTO DEL TIRANTE						NUMERO DI TIRANTI ALLE QUOTE h_i					
f_y	Φ	a	b	t	$f_d [Mpa]$	$f_{vd} [Mpa]$	$N^\circ h_1$	2	T_1	49,728	
240,000	20,000	0,300	0,300	0,400	0,889	0,022	$N^\circ h_2$	2	T_2	49,728	
T_1	T_2	T_3	$T = \min\{T_1; T_2; T_3\}$				$N^\circ h_3$	0	T_3	0,000	
75,398	24,864	80,000	24,864				$N^\circ h_4$	0	T_4	0,000	
CALCOLO DI α_c e a^*											
M_S		$M_R\ volte$		$M_R/\alpha_c\ inerzia$		α_c	M^*	e^*	a^*		
558,847		0,000		1959,646		0,285	42,913	0,817	2,536		
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
T_1	0,448	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,562	a_1	0,803	a	1,567		
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	1,567				
$ds^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$						VERIFICATO					

MACROELEMENTO 14, MECCANISMO A.II-3										
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
ELEVAZIONE	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	3,3	0,4	0,2	0,28	0	1,79	2,6	0	28,74	11,496
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ANALISI DEI CARICHI						ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA				
ELEVAZIONE	W _i [kN]	P _{si} [kN]	F _{vi} [kN]	F _{Hi} [kN]	T _i [kN]					
1	206,928	45,6	0	0	0	f _d [Mpa]		0,889		
2	0	0	0	0	0	l _{cer} [m]		8,300		
3	0	0	0	0	0	t [m]		0,023		
4	0	0	0	0	0					
CALCOLO DI α _c										
M _S				M _R volte			M _R /α _c inerzia		α _c	
48,391				0,000			488,961		0,099	
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
δ _{w1x}	0,688	δ _{p1x}	1,000	δ _{Fv1x}	0,000	M*	25,092	a*	0,738	
δ _{w2x}	0,000	δ _{p2x}	0,000	δ _{Fv2x}	0,000					
δ _{w3x}	0,000	δ _{p3x}	0,000	δ _{Fv3x}	0,000	e*	0,975			
δ _{w4x}	0,000	δ _{p4x}	0,000	δ _{Fv4x}	0,000					
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T ₁	0,448	Se(t1)	4,179	ψ(z)	0,758	a ₁	0,803	a	2,112	
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,333	a ₂	2,112			
a* < a = max{a1; a2} NON VERIFICATO										
CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA										
R _{w1}	1,799	R _{p2}	0,000	R _{Fv3}	0,000	β _{w4}	0,000	β _{Fv1}	0,000	θ
R _{w2}	0,000	R _{p3}	0,000	R _{Fv4}	0,000	β _{p1}	1,472	β _{Fv2}	0,000	
R _{w3}	0,000	R _{p4}	0,000	β _{w1}	1,472	β _{p2}	0,000	β _{Fv3}	0,000	0,099
R _{w4}	0,000	R _{Fv1}	0,000	β _{w2}	0,000	β _{p3}	0,000	β _{Fv4}	0,000	
R _{p1}	2,613	R _{Fv2}	0,000	β _{w3}	0,000	β _{p4}	0,000			

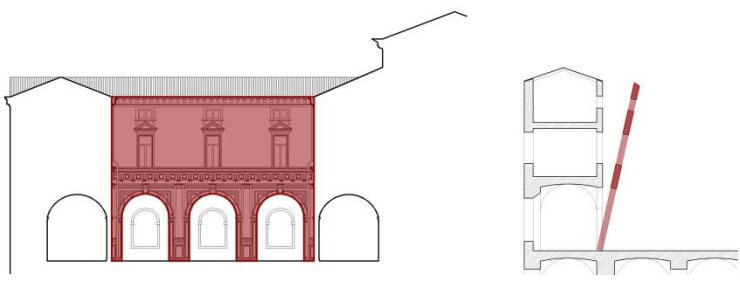
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO										
h_{bar}	$\delta_{h_{bar}}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$	
1,936	0,745	0,191	0,196	0,078	0,000	0,078	0,031	0,620	1,412	
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
$S_e(T_s)$	1,536	$S_{De}(T_s)$	0,078	$S_{De}(T_1)$	0,021	d_1	0,078	d	0,098	
						d_2	0,098			
$ds^* < d = \max\{d1;d2\}$ NON VERIFICATO										
TIRO DI PROGETTO ALLA QUOTA h_T						TIRO DI PROGETTO ALLE QUOTE h_i				
$\alpha_{c \min}$	M_S	M_R volte	M_R/α_c inerzia	h_T	T	h_1	2,600	T_1	34,672	
						h_2	0,000	T_2	0,000	
0,283	48,391	0,000	488,961	2,60 0	34,672	h_3	0,000	T_3	0,000	
						h_4	0,000	T_4	0,000	
PROGETTO DEL TIRANTE						NUMERO DI TIRANTI ALLE QUOTE h_i				
f_y	Φ	a	b	t	f_d Mpa]	f_{vd} [Mpa]	N° h_1	2	T_1	49,728
240,00	20,000	0,300	0,300	0,40	0,889	0,022	N° h_2	0	T_2	0,000
T_1	T_2	T_3	$T = \min[T_1; T_2; T_3]$				N° h_3	0	T_3	0,000
75,398	24,864	80,000	24,864				N° h_4	0	T_4	0,000
CALCOLO DI α_c e a^*										
M_S	M_R volte		M_R/α_c inerzia	α_c	M^*	e^*	a^*			
177,684	0,000		488,961	0,363	25,092	0,975	2,709			
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,448	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,758	a_1	0,803	a	2,112	
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	2,112			
$ds^* \geq d = \max\{d1;d2\}$ VERIFICATO										

MACROELEMENTO 15, MECCANISMO A.II-1										
										
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
ELEVAZIONE	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	2,33	0,6	0,3	0	0,54	1,21	0	1,75	12,9	7,74
2	6,44	0,6	0,3	0,4	0,48	5,67	8,5	6,5	51,93	31,158
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Si ipotizza la presenza di 3 catene alla quota 7,9, Φ16, piastra 30x30, T=47,9kN, per un tiro complessivo di 143,7kN. La spinta della volta al secondo livello è completamente ritenuta.										
CALCOLO DI α _c										
M _s				M _R volte		M _R /α _c inerzia		α _c		
247,088				83,038		4815,440		0,034		
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
δ _{w1x}	0,142	δ _{p1x}	0,000	δ _{Fv1x}	0,206	M*	68,316	a*	0,347	
δ _{w2x}	0,667	δ _{p2x}	1,000	δ _{Fv2x}	0,765					
δ _{w3x}	0,000	δ _{p3x}	0,000	δ _{Fv3x}	0,000	e*	0,714			
δ _{w4x}	0,000	δ _{p4x}	0,000	δ _{Fv4x}	0,000					
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T ₁	0,448	Se(t1)	4,179	ψ(z)	0,437	a ₁	0,803	a	1,216	
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,333	a ₂	1,216			
a* < a = max{a1; a2} NON VERIFICATO										
CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA										
R _{w1}	1,230	R _{p2}	8,506	R _{Fv3}	0,000	β _{w4}	0,000	β _{Fv1}	1,314	θ
R _{w2}	5,674	R _{p3}	0,000	R _{Fv4}	0,000	β _{p1}	0,000	β _{Fv2}	1,509	
R _{w3}	0,000	R _{p4}	0,000	β _{w1}	1,391	β _{p2}	1,533	β _{Fv3}	0,000	0,034
R _{w4}	0,000	R _{Fv1}	1,809	β _{w2}	1,532	β _{p3}	0,000	β _{Fv4}	0,000	
R _{p1}	0,000	R _{Fv2}	6,512	β _{w3}	0,000	β _{p4}	0,000			
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO										
h _{bar}	δ _{h bar}	d _{k,0}	d ₀ *	d _u * 1	d _u * 2	d _u *	d _s * [m]	a _s * [m/s ²]	T _s [s]	
5,132	0,604	0,174	0,200	0,080	0,000	0,080	0,032	0,291	2,081	

VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
$S_e(T_s)$	1,016	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,021	d_1	0,111	d	0,111	
						d_2	0,073			
$ds^* < d = \max\{d_1; d_2\}$ NON VERIFICATO										
TIRO DI PROGETTO ALLA QUOTA h_T						TIRO DI PROGETTO ALLE QUOTE h_i				
$\alpha_{c \min}$	M_s	M_R volte	M_R/α_c inerzia	h_T	T	h_1	0,000	T_1	0,000	
						h_2	8,500	T_2	53,331	
0,120	247,088	83,038	4815,440	8,100	50,822	h_3	0,000	T_3	0,000	
						h_4	0,000	T_4	0,000	
PROGETTO DEL TIRANTE						NUMERO DI TIRANTI ALLE QUOTE h_i				
f_y	Φ	a	b	t	f_d [Mpa]	f_{vd} [Mpa]	N° h_1	0	T_1	0,000
240,000	16,000	0,300	0,300	0,600	0,889	0,022	N° h_2	2	T_2	95,904
T_1	T_2	T_3	$T = \min\{T_1; T_2; T_3\}$				N° h_3	0	T_3	0,000
48,255	47,952	80,000	47,952				N° h_4	0	T_4	0,000
CALCOLO DI α_c e a^*										
M_s	M_R volte		M_R/α_c inerzia	α_c	M^*	e^*	a^*			
1024,688	83,038		4815,440	0,196	68,316	0,714	1,990			
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,448	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,437	a_1	0,803	a	1,216	
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	1,216			
$ds^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$ VERIFICATO										

MACROELEMENTO 15, MECCANISMO A.II-2										
										
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
ELEVAZIONE	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	6,44	0,6	0,3	0,4	0,48	3,32	6,17	4,17	51,93	31,158
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Si ipotizza la presenza di 3 catene alla quota 7,9, Ø16, piastra 30x30, T=47,9kN, per un tiro complessivo di 143,7kN. La spinta della volta al secondo livello è completamente ritenuta.										
ANALISI DEI CARICHI						ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA				
ELEVAZIONE	W _i [kN]	P _{si} [kN]	F _{vi} [kN]	F _{hi} [kN]	T _i [kN]					
1	560,844	45,6	145,1	0	0	f _d [Mpa]		0,889		
2	0	0	0	0	0	l _{cer} [m]		8,760		
3	0	0	0	0	0	t [m]		0,064		
4	0	0	0	0	0					
CALCOLO DI α _c										
M _s			M _R volte		M _R /α _c inerzia		α _c			
207,783			0,000		2748,421		0,076			
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
δ _{w1x}	0,538	δ _{p1x}	1,000	δ _{Fv1x}	0,676	M*	59,396	a*	0,709	
δ _{w2x}	0,000	δ _{p2x}	0,000	δ _{Fv2x}	0,000					
δ _{w3x}	0,000	δ _{p3x}	0,000	δ _{Fv3x}	0,000	e*	0,775			
δ _{w4x}	0,000	δ _{p4x}	0,000	δ _{Fv4x}	0,000					
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T ₁	0,448	Se(t1)	4,179	ψ(z)	0,562	a ₁	0,803	a	1,565	
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,333	a ₂	1,565			
a* < a = max{a1; a2} NON VERIFICATO										

CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA										
R_{W1}	3,328	R_{P2}	0,000	R_{FV3}	0,000	β_{W4}	0,000	β_{FV1}	1,471	θ
R_{W2}	0,000	R_{P3}	0,000	R_{FV4}	0,000	β_{P1}	1,516	β_{FV2}	0,000	
R_{W3}	0,000	R_{P4}	0,000	β_{W1}	1,500	β_{P2}	0,000	β_{FV3}	0,000	0,075
R_{W4}	0,000	R_{FV1}	4,191	β_{W2}	0,000	β_{P3}	0,000	β_{FV4}	0,000	
R_{P1}	6,179	R_{FV2}	0,000	β_{W3}	0,000	β_{P4}	0,000			
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO										
h_{bar}	$\delta_{h\ bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$	
3,657	0,593	0,276	0,286	0,115	0,000	0,115	0,046	0,595	1,743	
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
$S_e(T_s)$	1,244	$S_{De}(T_s)$	0,096	$S_{De}(T_1)$	0,021	d_1	0,096	d	0,096	
						d_2	0,083			
$d_s^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$ VERIFICATO										

MACROELEMENTO 17, MECCANISMO A.II-1										
										
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
ELEVAZIONE	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	5	0,4	0,2	0	0,34	3	0	2,7	33,83	13,532
2	3,64	0,4	0,2	0,28	0	6,77	8,25	0	40,97	16,388
3	2,8	0,4	0,2	0,2	0	10,05	11,46	0	34,11	13,644
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Si ipotizza la presenza di 4 catene alla quota 7,9, Φ14, paletto 3x80, T=21kN, per un tiro complessivo di 84kN. La spinta non contrastata della volta al secondo livello è 27kN.										
ANALISI DEI CARICHI						ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA				
ELEVAZIONE	W _i [kN]	P _{si} [kN]	F _{vi} [kN]	F _{Hi} [kN]	T _i [kN]					
1	243,576	0	245,7	111,6	84	f _d [Mpa]			0,889	
2	294,984	69,432	0	0	0	l _{cer} [m]			6,000	
3	245,592	59,964	0	0	0	t [m]			0,145	
4	0	0	0	0	0					
CALCOLO DI α _c										
M _S			M _R volte			M _R /α _c inerzia			α _c	
330,620			301,320			7119,361			0,004	
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
δ _{w1x}	0,262	δ _{p1x}	0,000	δ _{Fv1x}	0,236	M*	91,122	a*	0,039	
δ _{w2x}	0,591	δ _{p2x}	0,720	δ _{Fv2x}	0,000					
δ _{w3x}	0,877	δ _{p3x}	1,000	δ _{Fv3x}	0,000	e*	0,771			
δ _{w4x}	0,000	δ _{p4x}	0,000	δ _{Fv4x}	0,000					
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T _i	0,412	Se(t1)	4,179	ψ(z)	0,313	a ₁	0,803	a	0,871	
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,333	a ₂	0,871			
a* < a = max{a ₁ ; a ₂ } NON VERIFICATO										
CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA										
R _{w1}	3,001	R _{p2}	8,251	R _{Fv3}	0,000	β _{w4}	0,000	β _{Fv1}	1,499	θ
R _{w2}	6,770	R _{p3}	11,460	R _{Fv4}	0,000	β _{p1}	0,000	β _{Fv2}	0,000	
R _{w3}	10,050	R _{p4}	0,000	β _{w1}	1,552	β _{p2}	1,554	β _{Fv3}	0,000	0,004
R _{w4}	0,000	R _{Fv1}	2,707	β _{w2}	1,563	β _{p3}	1,566	β _{Fv4}	0,000	
R _{p1}	0,000	R _{Fv2}	0,000	β _{w3}	1,565	β _{p4}	0,000			

CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO										
h_{bar}	$\delta_{h_{bar}}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$	
6,141	0,536	0,025	0,032	0,013	0,000	0,013	0,005	0,033	2,491	
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
$S_e(T_s)$	0,709	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,018	d_1	0,111	d	0,111	
						d_2	0,054			
$ds^* < d = \max\{d_1; d_2\}$						NON VERIFICATO				
TIRO DI PROGETTO ALLA QUOTA h_T						TIRO DI PROGETTO ALLE QUOTE h_i				
$\alpha_{c, min}$	M_S	M_R volte	M_R/α_c inerzia	h_T	T	h_1	0,000	T_1	0,000	
						h_2	8,500	T_2	45,297	
						h_3	10,860	T_3	57,873	
						h_4	0,000	T_4	0,000	
0,092	103,820	74,520	7119,361	10,860	57,873					
PROGETTO DEL TIRANTE						NUMERO DI TIRANTI ALLE QUOTE h_i				
f_y	Φ	a	b	t	$f_d [Mpa]$	$f_{vd} [Mpa]$	$N^\circ h_1$	0	T_1	0,000
240,000	16,000	0,300	0,300	0,400	0,889	0,022	$N^\circ h_2$	2	T_2	49,728
T_1	T_2	T_3	$T = \min[T_1; T_2; T_3]$				$N^\circ h_3$	3	T_3	74,592
48,255	24,864	80,000	24,864				$N^\circ h_4$	0	T_4	0,000
CALCOLO DI α_c e a^*										
M_S	M_R volte		M_R/α_c inerzia	α_c	M^*	e^*	a^*			
1323,960	74,520		7119,361	0,175	91,122	0,771	1,654			
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,412	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,313	a_1	0,803	a	0,871	
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	0,871			
$ds^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$						VERIFICATO				

MACROELEMENTO 17, MECCANISMO A.II-2										
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
ELEVAZIONE	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	3,64	0,4	0,2	0,28	0	1,77	3,25	0	40,97	16,388
2	2,8	0,4	0,2	0,2	0	5,05	6,46	0	34,11	13,644
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ANALISI DEI CARICHI						ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA				
ELEVAZIONE	W _i [kN]	P _{si} [kN]	F _{Vi} [kN]	F _{Hi} [kN]	T _i [kN]					
1	294,984	69,432	0	0	0	f _d [Mpa]	0,889			
2	245,592	59,964	0	0	0	l _{cer} [m]	13,210			
3	0	0	0	0	0	t [m]	0,038			
4	0	0	0	0	0					
CALCOLO DI α _c										
M _S			M _R volte			M _R /α _c inerzia			α _c	
114,065			0,000			2375,383			0,048	
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
δ _{w1x}	0,274	δ _{p1x}	0,503	δ _{Fv1x}	0,000	M*	55,182	a*	0,432	
δ _{w2x}	0,782	δ _{p2x}	1,000	δ _{Fv2x}	0,000					
δ _{w3x}	0,000	δ _{p3x}	0,000	δ _{Fv3x}	0,000	e*	0,808			
δ _{w4x}	0,000	δ _{p4x}	0,000	δ _{Fv4x}	0,000					
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T ₁	0,412	Se(t1)	4,179	ψ(z)	0,613	a ₁	0,803	a	1,708	
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,333	a ₂	1,708			
a* < a = max{a1; a2} NON VERIFICATO										
CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA										
R _{w1}	1,777	R _{p2}	6,462	R _{Fv3}	0,000	β _{w4}	0,000	β _{Fv1}	0,000	θ
R _{w2}	5,053	R _{p3}	0,000	R _{Fv4}	0,000	β _{p1}	1,496	β _{Fv2}	0,000	
R _{w3}	0,000	R _{p4}	0,000	β _{w1}	1,480	β _{p2}	1,546	β _{Fv3}	0,000	0,048
R _{w4}	0,000	R _{Fv1}	0,000	β _{w2}	1,539	β _{p3}	0,000	β _{Fv4}	0,000	
R _{p1}	3,259	R _{Fv2}	0,000	β _{w3}	0,000	β _{p4}	0,000			
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO										
h _{bar}	δ _{h bar}	d _{k,0}	d ₀ *	d _u * 1	d _u * 2	d _u *	d _s * [m]	a _s * [m/s ²]	T _s [s]	
3,545	0,549	0,170	0,210	0,084	0,000	0,084	0,034	0,363	1,914	

VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
$S_e(T_s)$	1,133	$S_{De}(T_s)$	0,105	$S_{De}(T_1)$	0,018	d_1	0,105	d	0,105		
						d_2	0,087				
$ds^* < d = \max\{d_1; d_2\}$ NON VERIFICATO											
TIRO DI PROGETTO ALLA QUOTA h_T						TIRO DI PROGETTO ALLE QUOTE h_i					
$\alpha_{c \min}$	M_S	M_R volte	M_R/α_c inerzia	h_T	T	h_1	0,000	T_1	0,000		
						h_2	5,950	T_2	56,646		
0,190	114,065	0,000	2375,383	5,950	56,646	h_3	0,000	T_3	0,000		
						h_4	0,000	T_4	0,000		
PROGETTO DEL TIRANTE						NUMERO DI TIRANTI ALLE QUOTE h_i					
f_y	Φ	a	b	t	f_d [Mpa]	f_{vd} [Mpa]	N° h_1	0	T_1	0,000	
240,000	14,000	0,300	0,300	0,400	0,889	0,022	N° h_2	3	T_2	74,659	
T_1	T_2	T_3	$T = \min\{T_1; T_2; T_3\}$				N° h_3	0	T_3	0,000	
36,945	24,886	80,000	24,886				N° h_4	0	T_4	0,000	
CALCOLO DI α_c e a^*											
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia		α_c		M^*	e^*	a^*	
554,365		0,000		2375,383		0,233		55,182	0,808	2,099	
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
T_1	0,412	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,613	a_1	0,803	a	1,708		
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	1,708				
$ds^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$ VERIFICATO											

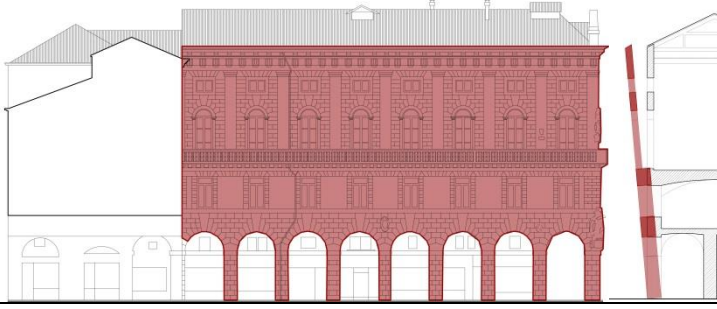
MACROELEMENTO 17, MECCANISMO A.II-3										
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
ELEVAZIONE	H _i [m]	s _i [m]	s _i /2 [m]	d _i [m]	d _{vi} [m]	y _G [m]	h _i [m]	h _{vi} [m]	A _i [m ²]	V _i [m ³]
1	2,8	0,4	0,2	0,2	0	1,41	2,6	0	34,11	13,644
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ANALISI DEI CARICHI							ARRETRAMENTO DELLA CERNIERA			
ELEVAZIONE	W _i [kN]	P _{si} [kN]	F _{vi} [kN]	F _{hi} [kN]	T _i [kN]					
1	245,592	59,438	0	0	0	f _d [Mpa]		0,889		
2	0	0	0	0	0	l _{cer} [m]		13,210		
3	0	0	0	0	0	t [m]		0,017		
4	0	0	0	0	0					
CALCOLO DI α _c										
M _s				M _R volte		M _R /α _c inerzia		α _c		
55,723				0,000		500,824		0,111		
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
δ _{w1x}	0,542	δ _{p1x}	1,000	δ _{Fv1x}	0,000	M*	28,726	a*	0,875	
δ _{w2x}	0,000	δ _{p2x}	0,000	δ _{Fv2x}	0,000					
δ _{w3x}	0,000	δ _{p3x}	0,000	δ _{Fv3x}	0,000	e*	0,924			
δ _{w4x}	0,000	δ _{p4x}	0,000	δ _{Fv4x}	0,000					
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T ₁	0,412	Se(t1)	4,179	ψ(z)	0,832	a ₁	0,803	a	2,319	
T _b <T ₁ <T _c				γ	1,333	a ₂	2,319			
a* < a = max{a1; a2} NON VERIFICATO										
CALCOLO DI θ NELLA CONFIGURAZIONE RUOTATA										
R _{w1}	1,422	R _{p2}	0,000	R _{Fv3}	0,000	β _{w4}	0,000	β _{Fv1}	0,000	θ
R _{w2}	0,000	R _{p3}	0,000	R _{Fv4}	0,000	β _{p1}	1,501	β _{Fv2}	0,000	
R _{w3}	0,000	R _{p4}	0,000	β _{w1}	1,442	β _{p2}	0,000	β _{Fv3}	0,000	0,111
R _{w4}	0,000	R _{Fv1}	0,000	β _{w2}	0,000	β _{p3}	0,000	β _{Fv4}	0,000	
R _{p1}	2,606	R _{Fv2}	0,000	β _{w3}	0,000	β _{p4}	0,000			

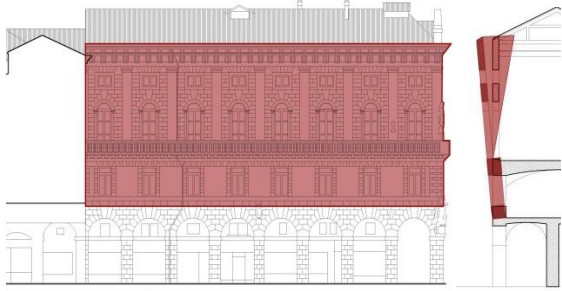
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO										
h_{bar}	$\delta_{h bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$	
1,642	0,631	0,182	0,197	0,079	0,000	0,079	0,031	0,735	1,299	
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
$S_e(T_s)$	1,669	$S_{De}(T_s)$	0,071	$S_{De}(T_1)$	0,018	d_1	0,071	d	0,091	
						d_2	0,091			
$ds^* < d = \max\{d_1; d_2\}$ NON VERIFICATO										
TIRO DI PROGETTO ALLA QUOTA h_T						TIRO DI PROGETTO ALLE QUOTE h_i				
$\alpha_{c min}$	M_S	M_R volte	M_R/α_c inerzia	h_T	T	h_1	2,150	T_1	42,763	
						h_2	0,000	T_2	0,000	
0,295	55,723	0,000	500,824	2,150	42,763	h_3	0,000	T_3	0,000	
						h_4	0,000	T_4	0,000	
PROGETTO DEL TIRANTE						NUMERO DI TIRANTI ALLE QUOTE h_i				
f_y	Φ	a	b	t	$f_d [Mpa]$	$f_{vd} [Mpa]$	$N^\circ h_1$	2	T_1	49,728
240,000	16,000	0,300	0,300	0,400	0,889	0,022	$N^\circ h_2$	0	T_2	0,000
T_1	T_2	T_3	$T = \min\{T_1; T_2; T_3\}$				$N^\circ h_3$	0	T_3	0,000
48,255	24,864	80,000	24,864				$N^\circ h_4$	0	T_4	0,000
CALCOLO DI α_c e a^*										
M_S	M_R volte		M_R/α_c inerzia	α_c	M^*	e^*	a^*			
161,073	0,000		500,824	0,322	28,726	0,924	2,530			
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,412	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,832	a_1	0,803	a	2,319	
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	2,319			
$ds^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$ VERIFICATO										

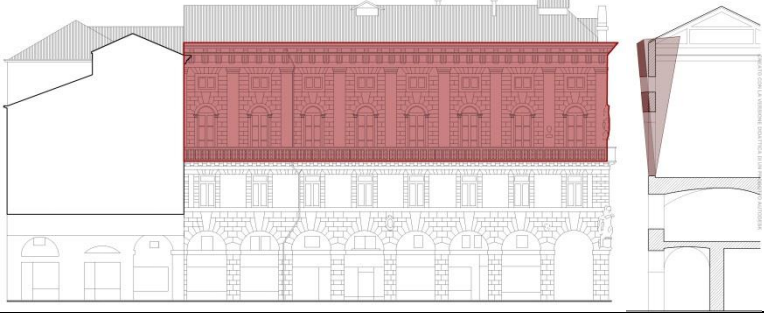
MACROELEMENTO 18, MECCANISMO C.I										
DATI GEOMETRICI DEI MACROELEMENTI										
ELEVAZIONE	h_i [m]	s_i [m]	x_{Pi} [m]	x_{Ni} [m]	x_{Fi} [m]	y_{Pi} [m]	y_{Ni} [m]	y_{Fi} [m]	A_i [m ²]	V_i [m ³]
1	3,640	0,400	0,200	0,200	0,000	1,770	3,240	3,240	29,840	11,936
2	2,600	0,400	0,200	0,200	0,000	4,950	5,860	0,000	22,900	9,160
ANALISI DEI CARICHI									FATTORE DI CONFIDENZA	
ELEVAZIONE	W_i [kN]	P_i [kN]		F_v [kN]		F_H [kN]				
0	214,848	205,169		0		0		1,35		
Fc	164,88	134,922		0		0				
CALCOLO DI α_c										
$\delta W_{x,1}$	-1,770	$\delta P_{x,2}$	-0,532	$\delta W_{y,1}$	0,2	$\delta P_{y,2}$	0,68	NUM.	-287,869	
$\delta W_{x,2}$	-1,806	$\delta F_{x,1}$	-3,24	$\delta W_{y,2}$	0,68	$\delta F_{y,1}$	0	DEN.	-1414,580	
$\delta P_{x,1}$	-3,240	$\delta F_{x,2}$	0	$\delta P_{y,1}$	0,2	$\delta F_{y,2}$	0	α_c	0,204	
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
δ_{P1x}	0,486	δ_{N1x}	0,89010989	δ_{Fv1x}	0,89010989	M*	59,944	a*	1,810	
δ_{P2x}	0,496	δ_{N2x}	0,14615385	δ_{Fv2x}	0	e*	0,817			
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,403	Se(t1)	4,179	$\psi(z)$	0,938	a_1	0,713	a	2,322	
Tb<T1<Tc				γ	1,333	a_2	2,322			
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO										


Allegato C

Analisi dei meccanismi locali di collasso in LC2

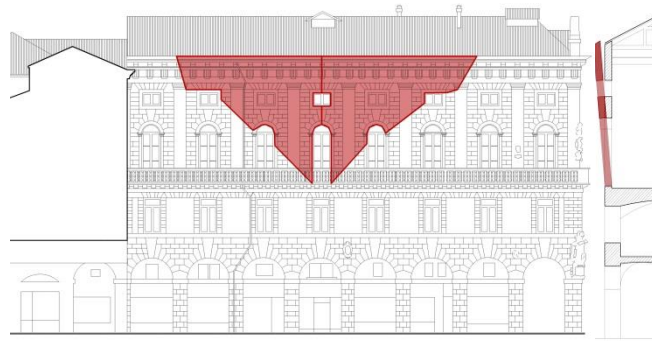
MACROELEMENTO 1, MECCANISMO A.I										
										
<p>Si ipotizza la presenza di 9 catene alla quota 2,76, $\Phi 24$, piastra 35x35, $T=108\text{kN}$, per un tiro complessivo di 972kN. La spinta non contrastata della volta al secondo livello è 290kN.</p>										
CALCOLO DI α_c										
M_s				4002,04						
M_R	M_R volte		3699,02		α_c		0,0026			
	M_R/α_c inerzia		113472,47							
M^*		781,440								
e^*		0,674								
a^*		0,032								
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,49853114	$Se(t1)$	4,17942	$\psi(z)$	0	a_1	0,8025	a	0,8025	
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,33333333	a_2	0			
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO										
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO										
h_{bar}	$\delta_{h bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$	
9,98	0,469	0,026	0,035	0,013	0,000	0,013	0,005	0,027	2,84	
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
$S_e(T_s)$	0,545	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,111	d	0,111	
$T_b < T_1 < T_c$		d_2	0							
$d_u^* < d = \max\{d_1; d_2\}$ NON VERIFICATO										
PROGETTO DEL TIRANTE										
f_y	Φ	a	b	t	$f_d [Mpa]$	$f_{vd} [Mpa]$	T_1	T_2	T_3	T
240,000	20,000	0,300	0,300	0,600	1,330	0,032	75,398	68,472	119,700	68,472
5 Φ 20 piastra 30x30 h 21,26										
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,49853114	$Se(t1)$	4,17942	$\psi(z)$	0	a_1	0,8025	a	0,8025	
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,33333333	a_2	0			
$a^* \geq a = \max\{a_1; a_2\}$ VERIFICATO										

MACROELEMENTO 1, MECCANISMO B.II-1									
									
<p>Si ipotizza la presenza di 9 catene alla quota 2,76, $\Phi 24$, piastra 30x30, $T=108\text{kN}$, per un tiro complessivo di 972kN. La spinta non contrastata della volta al secondo livello è 290kN.</p>									
CALCOLO DI α_c									
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia		α_c			
4901,534		800,400		87067,092		0,047			
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE									
M^*		857,364							
e^*		0,834							
a^*		0,462							
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,495	$Se(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,282	a_1	0,803	a	0,803
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	0,786		
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO									
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO									
h_{bar}	$\delta_{h bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$
8,637	0,566	0,405	0,486	0,194	0,000	0,194	0,078	0,388	2,813
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
$S_e(T_s)$	0,556	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,111	d	0,111
						d_2	0,067		
$d_u^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$ VERIFICATO									

MACROELEMENTO 1, MECCANISMO B.II-2										
										
<p>Si ipotizza la presenza di 9 catene alla quota 2,76, $\Phi 24$, piastra 30x30, $T=108\text{kN}$, per un tiro complessivo di 972kN. La spinta non contrastata della volta al secondo livello è 290kN.</p>										
CALCOLO DI α_c										
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia				α_c		
1048,492		0,000		24043,534				0,044		
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
M^*		331,878								
e^*		0,841								
a^*		0,424								
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,495	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,517	a_1	0,803	a	1,442	
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	1,442			
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO										
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO										
h_{bar}	$\delta_{h_{bar}}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$	
6,208	0,605	0,270	0,322	0,129	0,000	0,129	0,051	0,356	2,389	
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
$S_e(T_s)$	0,771	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,111	d	0,111	
						d_2	0,109			
$d_u^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$ VERIFICATO										

MACROELEMENTO 2, MECCANISMO A.II										
										
CALCOLO DI α_c										
M_S	M_R volte			M_R/α_c inerzia			α_c			
366,265	0,000			10849,646			0,034			
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
M^*		136,808								
e^*		0,776								
a^*		0,356								
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,49504246	$Se(t_1)$	4,17942	$\psi(z)$	0,51740357	a_1	0,8025	a	1,441631232	
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,33333333	a_2	1,441631232			
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO										
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO										
h_{bar}	$\delta_{h bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$	
6,269	0,594	0,212	0,254	0,102	0,000	0,102	0,041	0,299	2,317	
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
$S_e(T_s)$	0,819	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,111	d	0,111	
						d_2	0,106			
$d_u^* < d = \max\{d_1; d_2\}$ NON VERIFICATO										
2 Φ 20 piastra 30x30 h 21,26										
CALCOLO DI α_c e a^*										
M_S	M_R volte			M_R/α_c inerzia			α_c	M^*	e^*	a^*
1812,351	0,000			10849,646			0,167	136,808	0,776	1,761
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,495	$Se(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,517	a_1	0,803	a	1,442	
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	1,442			
$a^* \geq a = \max\{a_1; a_2\}$ VERIFICATO										

MACROELEMENTO 2, MECCANISMO D.I

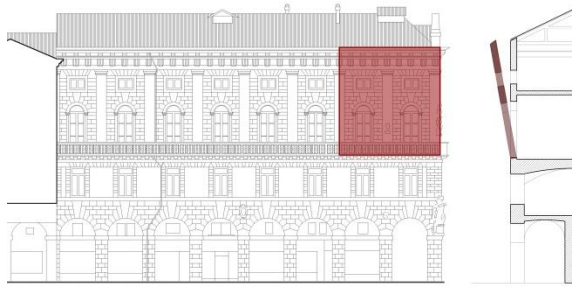


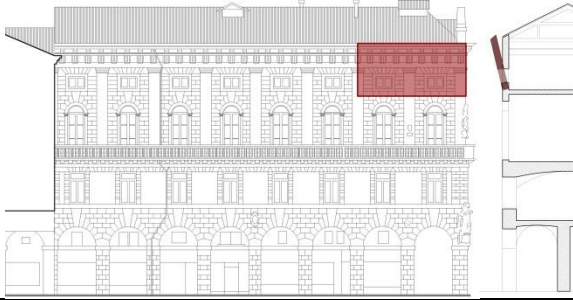
DATI GEOOMETRICI

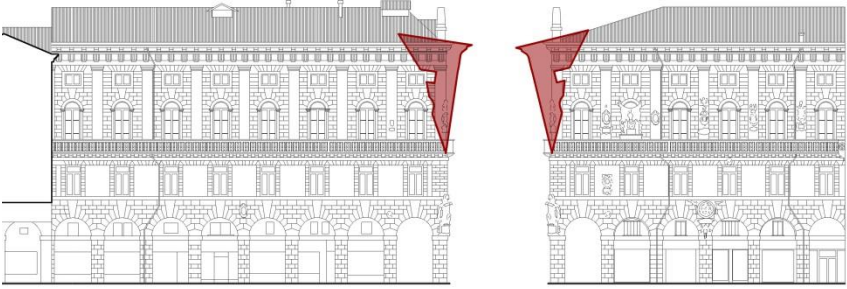
s [m]	b [m]	L [m]	l [m]	u [m]
0,55	4,12	21,53	4,785	0,1375

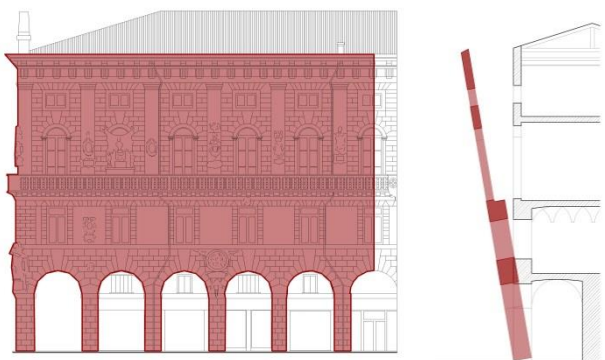
CARICHI AGENTI				PROPRIETÀ DELLA MURATURA				
P_s [kN/m ²]	p [kN/m]	P_H [kN/m]	F_H [kN]	γ_{Mur} [kN/m ³]	f_m [N/cm ²]	FC	γ_M	f_d [Mpa]
3,71	58,54035	0	0	18	320	1,20	2	1,33

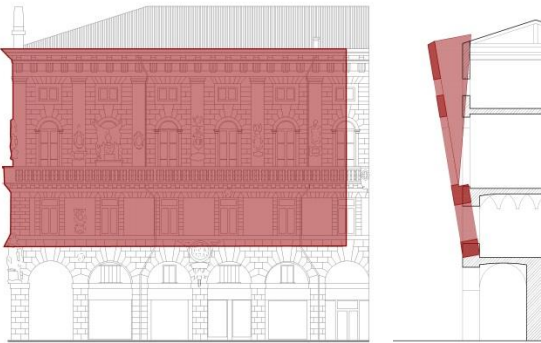
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,495	Se(t1)	4,179	$\psi(z)$	0,766	a_1	0,802	a	2,136
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	2,136		
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO									

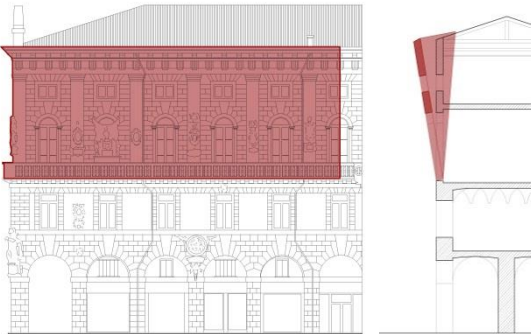
MACROELEMENTO 3, MECCANISMO A.II-1											
											
CALCOLO DI α_c											
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia			α_c				
200,853		0,000		5690,505			0,035				
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE											
M^*		70,574									
e^*		0,753									
a^*		0,383									
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
T_1	0,495	$S_e(t_1)$	4,17942	$\psi(z)$	0,517	a_1	0,803	a	1,442		
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	1,442				
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO											
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO											
h_{bar}	$\delta_{h bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$		
6,190	0,603	0,218	0,263	0,105	0,000	0,105	0,042	0,322	2,271		
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
$S_e(T_s)$	0,852	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,111	d	0,111		
				d_2	0,105						
$d_u^* < d = \max\{d_1; d_2\}$ NON VERIFICATO											
2 Φ 20 piastra 30x30 h 21,26											
CALCOLO DI α_c e a^*											
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia			α_c		M^*	e^*	a^*
1605,857		0,000		5690,505			0,282		70,574	0,753	3,064
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
T_1	0,495	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,517	a_1	0,803	a	1,442		
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	1,442				
$a^* \geq a = \max\{a_1; a_2\}$ VERIFICATO											

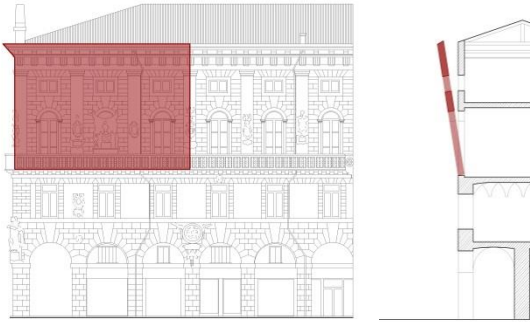
MACROELEMENTO 3, MECCANISMO A.II-2										
										
CALCOLO DI α_c										
M_S	M_R volte			M_R/α_c inerzia			α_c			
130,500	0,000			1295,425			0,101			
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
M^*		38,665								
e^*		0,788								
a^*		1,045								
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,495	$S_e(t_1)$	4,17942	$\psi(z)$	0,804	a_1	0,803	a	2,240	
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	2,240			
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO										
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO										
h_{bar}	$\delta_{h bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$	
2,693	0,262	0,270	0,291	0,116	0,000	0,116	0,047	0,877	1,447	
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
$S_e(T_s)$	1,499	$S_{De}(T_s)$	0,080	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,080	d	0,123	
$T_b < T_1 < T_c$		d_2	0,123							
$d_u^* < d = \max\{d_1; d_2\}$ NON VERIFICATO										
2 Φ 20 piastra 30x30 h 21,26										
CALCOLO DI α_c e a^*										
M_S	M_R volte			M_R/α_c inerzia			α_c	M^*	e^*	a^*
664,566	0,000			1295,425			0,513	38,665	0,788	5,319
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,495	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,804	a_1	0,803	a	2,240	
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	2,240			
$a^* \geq a = \max\{a_1; a_2\}$ VERIFICATO										

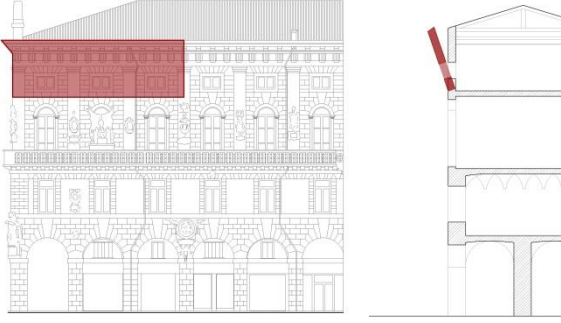
MACROELEMENTO 4, MECCANISMO B.III									
									
CALCOLO DI α_c									
M_S			M_R spinte statiche			M_R/α_c inerzia		α_c	
944,035			0,000			4471,738		0,211	
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE									
δ_{P_x}	0,667	δ_{N1_x}	0,981	δ_{F_x}	0,547	M^*	60,941	a^*	1,766
δ_{N_x}	1,000	δ_{N2_x}	0,981			e^*	0,977		
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,4950425	$Se(t1)$	4,17942	$\psi(z)$	0,5174036	a_1	0,8025	a	1,441631232
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,3333333	a_2	1,4416312		
$a^* \geq a = \max\{a_1; a_2\}$									
VERIFICATO									

MACROELEMENTO 5, MECCANISMO A.I									
									
Si ipotizza la presenza di 2 catene alla quota 8,76, $\Phi 24$, piastra 30x30, $T=108\text{kN}$, per un tiro complessivo di 216kN. La spinta non contrastata della volta al secondo livello è 192kN.									
CALCOLO DI α_c									
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia		α_c			
3167,818		2585,820		81164,798		0,007			
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE									
M^*		569,989							
e^*		0,686							
a^*		0,085							
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,495	$Se(t_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,000	a_1	0,803	a	0,803
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	0,000		
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO									
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO									
h_{bar}	$\delta_{h\ bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$
9,958	0,468	0,071	0,094	0,038	0,000	0,038	0,015	0,072	2,873
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
$S_e(T_s)$	0,533	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,111	d	0,111
						d_2	0,000		
$d_u^* < d = \max\{d_1; d_2\}$ NON VERIFICATO									
3 Φ 20 piastra 30x30 h 16,37 ; 4 Φ 20 piastra 30x30 h 21,26									
CALCOLO DI α_c e a^*									
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia		α_c		M^*	
12353,337		2585,820		81164,798		0,120		569,989	
								e^*	
								0,686	
								a^*	
								1,434	
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,495	$Se(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,000	a_1	0,803	a	0,803
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	0,000		
$a^* \geq a = \max\{a_1; a_2\}$ VERIFICATO									


MACROELEMENTO 5, MECCANISMO B.II 1									
									
<p>Si ipotizza la presenza di 2 catene alla quota 8,76, $\Phi 24$, piastra 30x30, $T=108\text{kN}$, per un tiro complessivo di 216kN. La spinta non contrastata della volta al secondo livello è 192kN.</p>									
CALCOLO DI α_c									
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia		α_c			
2768,205		518,400		40441,003		0,056			
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE									
M^*		435,015							
e^*		0,714							
a^*		0,637							
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,495	$Se(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,282	a_1	0,803	a	0,803
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	0,786		
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO									
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO									
h_{bar}	$\delta_{h\ bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$
6,765	0,443	0,374	0,524	0,210	0,000	0,210	0,084	0,535	2,486
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
$S_e(T_s)$	0,711	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,111	d	0,111
						d_2	0,061		
$d_u^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$ VERIFICATO									

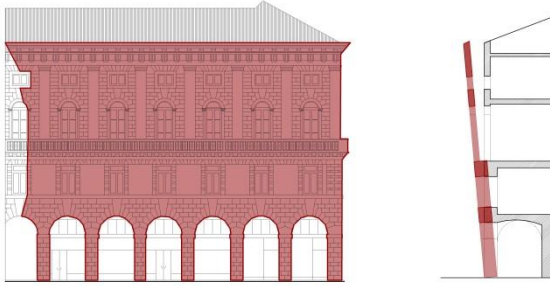
MACROELEMENTO 5, MECCANISMO B.II 2									
									
CALCOLO DI α_c									
M_S	M_R volte			M_R/α_c inerzia			α_c		
1023,402	0,000			18248,352			0,056		
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE									
M^*		257,990							
e^*		0,845							
a^*		0,543							
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,495	$Se(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,517	a_1	0,803	a	1,442
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	1,442		
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO									
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO									
h_{bar}	$\delta_{h bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$
6,089	0,399	0,341	0,404	0,161	0,000	0,161	0,065	0,456	2,365
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
$S_e(T_s)$	0,786	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,111	d	0,111
						d_2	0,108		
$d_u^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$ VERIFICATO									

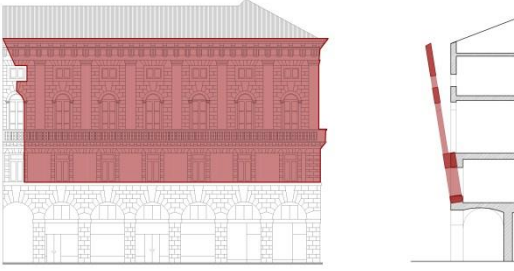
MACROELEMENTO 6, MECCANISMO A.II-1									
									
CALCOLO DI α_c									
M_S	M_R volte			M_R/α_c inerzia				α_c	
411,139	0,000			9116,027				0,045	
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE									
M^*			123,106						
e^*			0,796						
a^*			0,463						
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,495	$Se(t_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,517	a_1	0,803	a	1,442
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	1,442		
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO									
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO									
h_{bar}	$\delta_{h_{bar}}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$
6,007	0,585	0,271	0,322	0,129	0,000	0,129	0,052	0,389	2,287
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
$S_e(T_s)$	0,840	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,111	d	0,111
						d_2	0,105		
$d_u^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$ VERIFICATO									

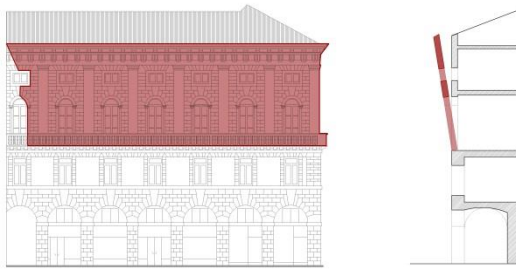
MACROELEMENTO 6, MECCANISMO A.II-2									
									
CALCOLO DI α_c									
M_S	M_R volte			M_R/α_c inerzia			α_c		
213,688	0,000			1842,270			0,116		
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE									
M^*		64,239							
e^*		0,873							
a^*		1,087							
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,495	$Se(t_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,800	a_1	0,803	a	2,228
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	2,228		
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO									
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO									
h_{bar}	$\delta_{h bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$
2,551	0,612	0,294	0,311	0,124	0,000	0,124	0,050	0,913	1,466
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
$S_e(T_s)$	1,479	$S_{De}(T_s)$	0,081	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,081	d	0,123
						d_2	0,123		
$d_u^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$ VERIFICATO									

MACROELEMENTO 7, MECCANISMO A.II-1									
CALCOLO DI α_c									
M_S	M_R volte			M_R/α_c inerzia			α_c		
296,368	0,000			7237,621			0,041		
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE									
M^*	100,246								
e^*	0,807								
a^*	0,415								
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,495	$S_e(t_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,517	a_1	0,803	a	1,442
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	1,442		
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO									
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO									
h_{bar}	$\delta_{h bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$
5,937	0,579	0,243	0,289	0,116	0,000	0,116	0,046	0,349	2,290
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
$S_e(T_s)$	0,838	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,111	d	0,111
						d_2	0,105		
$d_u^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$ VERIFICATO									

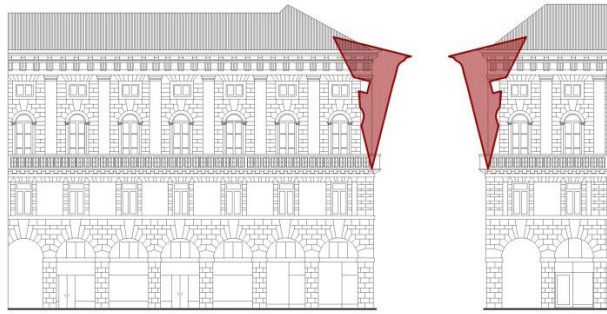
MACROELEMENTO 7, MECCANISMO A.II-2									
									
CALCOLO DI α_c									
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia		α_c			
173,991		0,000		1602,831		0,109			
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE									
M^*		54,312							
e^*		0,889							
a^*		0,998							
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,495	$S_e(t_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,789	a_1	0,803	a	2,198
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	2,198		
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO									
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO									
h_{bar}	δ_{hbar}	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	d_s^* [m]	a_s^* [m/s ²]	T_s [s]
2,675	0,261	0,289	0,305	0,122	0,000	0,122	0,049	0,838	1,516
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
$S_e(T_s)$	1,431	$S_{De}(T_s)$	0,083	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,083	d	0,123
$T_b < T_1 < T_c$		d_2	0,123						
$d_u^* < d = \max\{d_1; d_2\}$ NON VERIFICATO									
2 Φ 20 piastra 30x30 h 21,26									
CALCOLO DI α_c e a^*									
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia		α_c		M^*	
788,851		0,000		1602,831		0,492		54,312	
e^*		a^*							
0,889		4,524							
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,495	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,789	a_1	0,803	a	2,198
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	2,198		
$a^* \geq a = \max\{a_1; a_2\}$ VERIFICATO									

MACROELEMENTO 8, MECCANISMO A.I									
									
CALCOLO DI α_c									
M_S			M_R volte			M_R/α_c inerzia		α_c	
3285,975			2490,180			86372,607		0,009	
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE									
M^*		664,598							
e^*		0,745							
a^*		0,101							
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,49207062	$Se(t1)$	4,17942	$\psi(z)$	0	a_1	0,8025	a	0,8025
$Tb < T1 < Tc$				γ	1,33333333	a_2	0		
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO									
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO									
h_{bar}	$\delta_{h_{bar}}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	d_s^* [m]	a_s^* [m/s ²]	T_s [s]
9,876	0,468	0,090	0,118	0,047	0,000	0,047	0,019	0,085	2,969
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
$S_e(T_s)$	0,499	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,111	d	0,111
$Tb < T1 < Tc$		d_2	0,000						
$d_u^* < d = \max\{d_1; d_2\}$ NON VERIFICATO									
2 Φ 20 piastra 30x30 h 10,22 ; 3 Φ 20 piastra 30x30 h 16,13 ; 4 Φ 20 piastra 30x30 h 20.36									
CALCOLO DI α_c e a^*									
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia		α_c		M^*	
13775,201		2490,180		86372,607		0,131		664,598	
e^*		a^*							
0,745		1,433							
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,492	$Se(T1)$	4,179	$\psi(z)$	0,000	a_1	0,803	a	0,803
$Tb < T1 < Tc$				γ	1,333	a_2	0,000		
$a^* \geq a = \max\{a_1; a_2\}$ VERIFICATO									

MACROELEMENTO 8, MECCANISMO A.II-1										
										
CALCOLO DI α_c										
M_S			M_R volte			M_R/α_c inerzia		α_c		
2377,261			0,000			41204,491		0,058		
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
M^*			431,480							
e^*			0,694							
a^*			0,679							
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,49504246	$Se(t_1)$	4,17942	$\psi(z)$	0,27657573	a_1	0,8025		a	0,8025
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,33333333	a_2	0,770617422			
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO										
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO										
h_{bar}	δ_{hbar}	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$	
6,757	0,438	0,389	0,547	0,219	0,000	0,219	0,088	0,571	2,461	
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
$S_e(T_s)$	0,726	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,111	d	0,111	
						d_2	0,059			
$d_u^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$ VERIFICATO										

MECCANISMO 8, MECCANISMO A.II-2									
									
CALCOLO DI α_c									
M_s			M_R volte			M_R/α_c inerzia		α_c	
781,465			0,000			17469,448		0,045	
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE									
M^*			252,811						
e^*			0,815						
a^*			0,449						
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,49556628	$Se(t_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,50868953	a_1	0,803	a	1,417
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,33333333	a_2	1,417		
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO									
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO									
h_{bar}	$\delta_{h bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$
5,739	0,523	0,256	0,304	0,122	0,000	0,122	0,049	0,377	2,257
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
$Se(T_s)$	0,863	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,111	d	0,111
						d_2	0,103		
$d_u^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$ VERIFICATO									

MACROELEMENTO 9, MECCANISMO B.III

CALCOLO DI α_c

M_S	M_R spinte statiche	M_R/α_c inerzia	α_c
798,827	0,000	3897,194	0,205

CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE

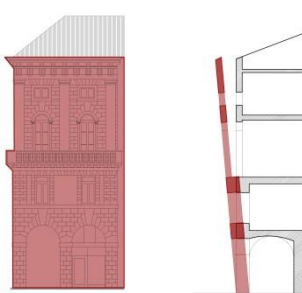
M^*	54,334	a^*	1,701
e^*	0,985		

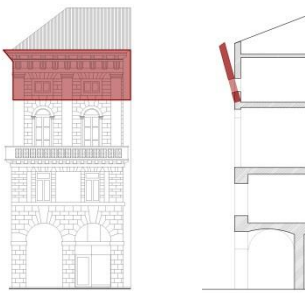
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

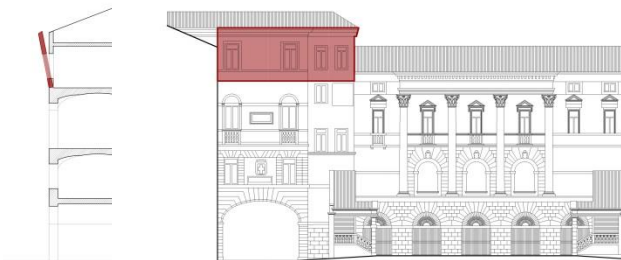
T_1	0,4955663	$Se(t_1)$	4,17942	$\psi(z)$	0,5086895	a_1	0,8025	a	1,417351451
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,3333333	a_2	1,4173515		

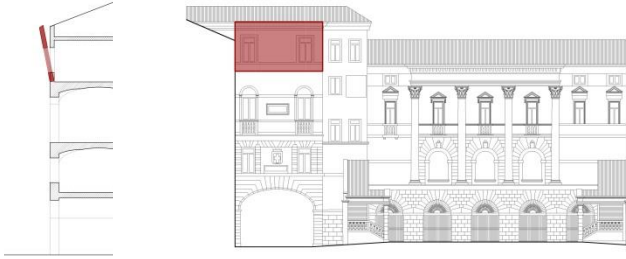
$$a^* \geq a = \max\{a_1; a_2\}$$

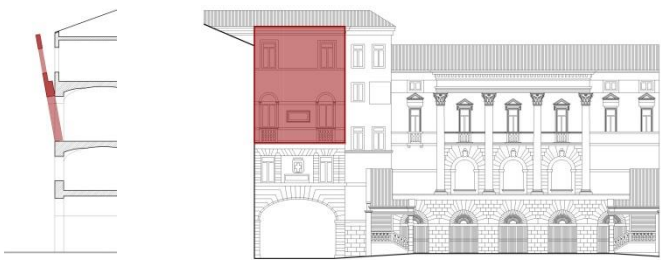
VERIFICATO


MACROELEMENTO 10, MECCANISMO A.I									
									
CALCOLO DI α_c									
M_S	M_R volte		M_R/α_c inerzia			α_c			
1171,374	602,250		28330,203			0,020			
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE									
M^*	214,476			a^*	0,236				
e^*	0,696								
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,49207062	$S_e(t_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,000	a_1	0,803	a	0,803
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	0		
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO									
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO									
h_{bar}	$\delta_{h bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$
9,377	0,434	0,187	0,258	0,103	0,000	0,103	0,041	0,198	2,868
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
$S_e(T_s)$	0,534	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,111	d	0,111
						d_2	0,000		
$d_u^* < d = \max\{d_1; d_2\}$ NON VERIFICATO									
2 Φ 18 piastra 30x30 h 10,22, 2 Φ 18 piastra 30x30 h 16,13, 2 Φ 18 piastra 30x30 h 20.36									
CALCOLO DI α_c e a^*									
M_S	M_R volte		M_R/α_c inerzia			α_c	M^*	e^*	a^*
6876,772	602,250		28330,203			0,221	214,476	0,696	2,600
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,492	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,000	a_1	0,803	a	0,803
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	0,000		
$d_s^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$ VERIFICATO									


MACROELEMENTO 10, MECCANISMO A.II									
									
CALCOLO DI α_c									
M_S	M_R volte		M_R/α_c inerzia			α_c			
133,936	0,000		1377,373			0,097			
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE									
M^*	42,49			a^*	0,963				
e^*	0,825								
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,49207062	$Se(t1)$	4,179	$\psi(z)$	0,787	a_1	0,803	a	2,193
$Tb < T1 < Tc$				γ	1,333	a_2	2,193		
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO									
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO									
h_{bar}	$\delta_{h_{bar}}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$
2,728	0,524	0,264	0,287	0,115	0,000	0,115	0,046	0,809	1,497
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
$S_e(T_s)$	1,449	$S_{De}(T_s)$	0,082	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,082	d	0,121
				d_2	0,121				
$d_u^* < d = \max\{d_1; d_2\}$ NON VERIFICATO									
2 Φ 18 piastra 30x30 h 20.36									
CALCOLO DI α_c e a^*									
M_S	M_R volte		M_R/α_c inerzia			α_c	M^*	e^*	a^*
617,650	0,000		1377,373			0,448	42,489	0,825	4,441
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,492	$Se(T1)$	4,179	$\psi(z)$	0,787	a_1	0,803	a	2,193
$Tb < T1 < Tc$				γ	1,333	a_2	2,193		
$a^* \geq a = \max\{a_1; a_2\}$ VERIFICATO									

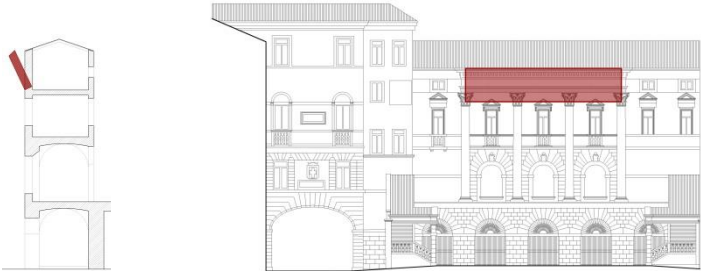
MACROELEMENTO 11, MECCANISMO A.II										
										
CALCOLO DI α_c										
M_S	M_R volte		M_R/α_c inerzia			α_c				
89,636	0,000		1428,092			0,063				
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
M^*	39,414			a^*	0,634					
e^*	0,809									
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,4922456	$S_e(t_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,778	a_1	0,803		a	2,167
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	2,166959943			
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO										
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO										
h_{bar}	$\delta_{h_{bar}}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$	
2,988	0,664	0,187	0,203	0,081	0,000	0,081	0,033	0,533	1,553	
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
$S_e(T_s)$	1,397	$S_{De}(T_s)$	0,085	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,085	d	0,122	
						d_2	0,122			
$d_u^* < d = \max\{d_1; d_2\}$ NON VERIFICATO										
2 Φ 16 piastra 30x30 h 20.17										
CALCOLO DI α_c e a^*										
M_S	M_R volte		M_R/α_c inerzia			α_c	M^*	e^*	a^*	
356,596	0,000		1428,092			0,250	39,414	0,809	2,523	
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,492	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,778	a_1	0,803		a	2,167
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	2,167			
$a^* \geq a = \max\{a_1; a_2\}$ VERIFICATO										

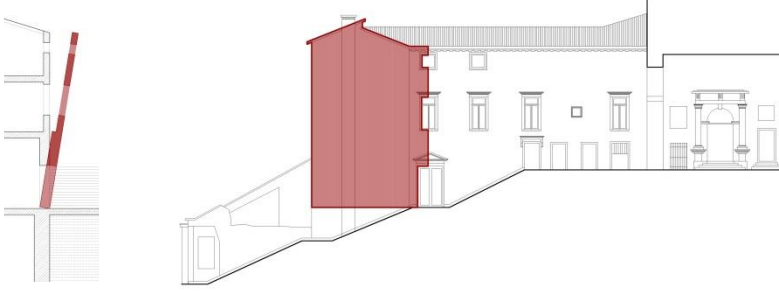
MACROELEMENTO 12, MECCANISMO A.II-1										
										
CALCOLO DI α_c										
M_S	M_R volte		M_R/α_c inerzia			α_c				
62,561	0,000		1001,301			0,062				
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
M^*	27,419			a^*	0,636					
e^*	0,803									
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,4922456	$S_e(t_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,778	a_1	0,803		a	2,167
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	2,166959943			
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO										
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO										
h_{bar}	$\delta_{h_{bar}}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$	
2,988	0,664	0,186	0,203	0,081	0,000	0,081	0,033	0,535	1,550	
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
$S_e(T_s)$	1,399	$S_{De}(T_s)$	0,085	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,085	d	0,122	
				d_2	0,122					
$d_u^* < d = \max\{d_1; d_2\}$ NON VERIFICATO										
2 Φ 16 piastra 30x30 h 20.17										
CALCOLO DI α_c e a^*										
M_S	M_R volte		M_R/α_c inerzia			α_c	M^*	e^*	a^*	
329,521	0,000		1001,301			0,329	27,419	0,803	3,352	
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,492	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,778	a_1	0,803		a	2,167
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	2,167			
$a^* \geq a = \max\{a_1; a_2\}$ VERIFICATO										

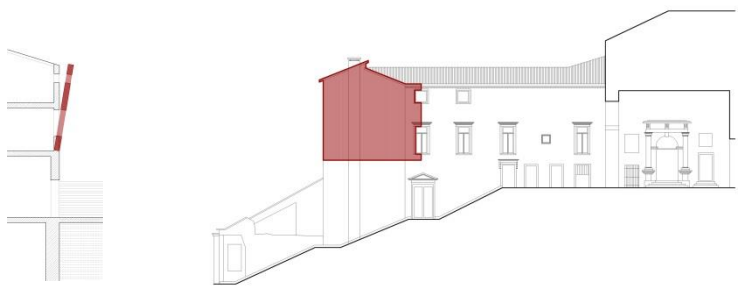
MACROELEMENTO 12, MECCANISMO A.II-2										
										
<p>Si ipotizza la presenza di 3 catene alla quota 8,76, $\Phi 22$, piastra 30x30, $T=91\text{kN}$, per un tiro complessivo di 273kN. La spinta non contrastata della volta al secondo livello è 87 kN.</p>										
CALCOLO DI α_c										
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia			α_c			
535,437		327,990		6456,869			0,032			
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
M^*		89,095			a^*		0,408			
e^*		0,644								
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,4922456	$S_e(t_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,504	a_1	0,803		a	1,405
	$T_b < T_1 < T_c$				γ		1,333	a_2		
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO										
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO										
h_{bar}	$\delta_{h_{bar}}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$	
4,754	0,462	0,151	0,188	0,075	0,000	0,075	0,030	0,343	1,863	
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
$S_e(T_s)$	1,164	$S_{De}(T_s)$	0,102	$S_{De}(T_1)$	0,026	d_1	0,102	d	0,102	
						d_2	0,088			
$d_u^* < d = \max\{d_1; d_2\}$ NON VERIFICATO										
<p>2 Φ 16 piastra 30x30 h 20.17</p>										
CALCOLO DI α_c e a^*										
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia			α_c		M^*	
1212,067		327,990		6456,869			0,137		89,095	
e^*		a^*								
0,644		1,739								
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,492	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,504	a_1	0,803		a	1,405
	$T_b < T_1 < T_c$				γ		1,333	a_2		
$a^* \geq a = \max\{a_1; a_2\}$ VERIFICATO										

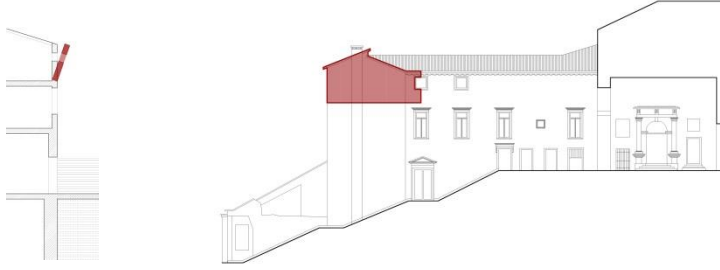
MACROELEMENTO 13, MECCANISMO A.II-1										
										
<p>Si ipotizza la presenza di 4 catene alla quota 7,9, $\Phi 14$, paletto 3x80, $T=32\text{kN}$, per un tiro complessivo di 128kN. La spinta della volta al terzo livello è completamente contrastata.</p>										
CALCOLO DI α_c										
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia				α_c		
827,788		0,000		11728,977				0,071		
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
M^*		165,379			a^*		0,711			
e^*		0,722								
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,41194098	$S_e(t1)$	4,179	$\psi(z)$	0,313	a_1	0,803		a	0,871
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	0,8707125			
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO										
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO										
h_{bar}	$\delta_{h\ bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$	
5,216	0,455	0,367	0,498	0,199	0,000	0,199	0,080	0,597	2,296	
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
$S_e(T_s)$	0,834	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,018	d_1	0,111	d	0,111	
						d_2	0,051			
$d_u^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$ VERIFICATO										

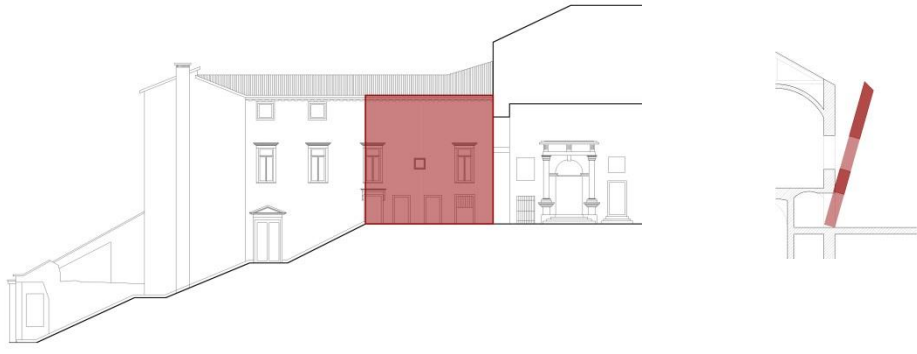
MACROELEMENTO 13, MECCANISMO A.II-2										
										
CALCOLO DI α_c										
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia			α_c			
298,049		0,000		3616,330			0,082			
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
M^*		86,860			a^*		0,819			
e^*		0,823								
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,41194098	$Se(t_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,613	a_1	0,803		a	1,708
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	1,707936058			
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO										
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO										
h_{bar}	$\delta_{h bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$	
3,492	0,558	0,287	0,349	0,139	0,000	0,139	0,056	0,688	1,789	
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
$S_e(T_s)$	1,212	$S_{De}(T_s)$	0,098	$S_{De}(T_1)$	0,018	d_1	0,098	d	0,098	
						d_2	0,083			
$d_u^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$ VERIFICATO										

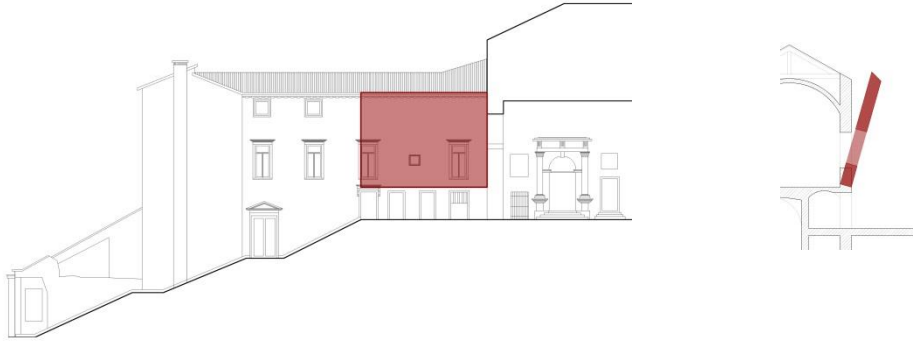
MACROELEMENTO 13, MECCANISMO A.II-3										
										
CALCOLO DI α_c										
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia			α_c			
136,324		0,000		722,978			0,189			
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
M^*	44,053			a^*		1,645				
e^*	0,937									
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,41194098	$Se(t_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,832	a_1	0,803		a	2,317
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	2,317434808			
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO										
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO										
h_{bar}	$\delta_{h bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$	
1,567	0,598	0,290	0,310	0,124	0,000	0,124	0,050	1,382	1,190	
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
$S_e(T_s)$	1,822	$S_{De}(T_s)$	0,065	$S_{De}(T_1)$	0,018	d_1	0,065	d	0,087	
						d_2	0,087			
$d_u^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$ VERIFICATO										

MACROELEMENTO 14, MECCANISMO A.II-1									
									
CALCOLO DI α_c									
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia		α_c			
200,470		0,000		5946,759		0,034			
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE									
M^*		78,908		a^*		0,365			
e^*		0,754							
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,448	$S_e(t_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,294	a_1	0,803	a	0,818
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	0,818		
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO									
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO									
h_{bar}	$\delta_{h bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$
5,795	0,516	0,195	0,259	0,104	0,000	0,104	0,041	0,307	2,308
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
$S_e(T_s)$	0,825	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,021	d_1	0,111	d	0,111
						d_2	0,053		
$d_u^* < d = \max\{d_1; d_2\}$ NON VERIFICATO									
2 Φ 20 piastra 30x30 h 13,07, 2 Φ 20 piastra 30x30 h 16,02									
CALCOLO DI α_c e a^*									
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia		α_c		M^*	
1584,260		0,000		5946,759		0,266		78,908	
e^*		a^*							
0,754		2,887							
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,448	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,294	a_1	0,803	a	0,818
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	0,818		
$d_s^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$ VERIFICATO									

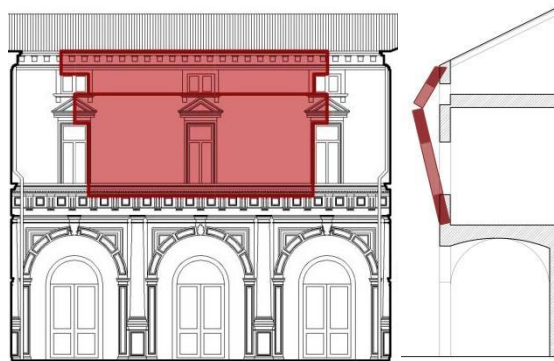
MACROELEMENTO 14, MECCANISMO A.II-2											
											
CALCOLO DI α_c											
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia			α_c				
94,923		0,000		1959,646			0,048				
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE											
M^*		42,913		a^*		0,485					
e^*		0,817									
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
T_1	0,448	$S_e(t_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,562	a_1	0,803	a	1,567		
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	1,567				
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO											
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO											
h_{bar}	$\delta_{h bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$		
3,804	0,610	0,184	0,225	0,090	0,000	0,090	0,036	0,407	1,869		
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
$S_e(T_s)$	1,160	$S_{De}(T_s)$	0,103	$S_{De}(T_1)$	0,021	d_1	0,103	d	0,103		
						d_2	0,087				
$d_u^* < d = \max\{d_1; d_2\}$ NON VERIFICATO											
2 Φ 20 piastra 30x30 h 13,07, 2 Φ 20 piastra 30x30 h 16,02											
CALCOLO DI α_c e a^*											
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia			α_c		M^*	e^*	a^*
768,713		0,000		1959,646			0,392		42,913	0,817	3,925
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
T_1	0,448	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,562	a_1	0,803	a	1,567		
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	1,567				
$d_s^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$ VERIFICATO											

MACROELEMENTO 14, MECCANISMO A.II-3										
										
CALCOLO DI α_c										
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia			α_c			
50,312		0,000		488,961			0,103			
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE										
M^*		25,092		a^*	0,863					
e^*		0,975								
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,448	$Se(t_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,758	a_1	0,803	a	2,112	
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	2,112			
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO										
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO										
h_{bar}	$\delta_{h bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$	
1,936	0,745	0,198	0,203	0,081	0,000	0,081	0,033	0,725	1,331	
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
$S_e(T_s)$	1,630	$S_{De}(T_s)$	0,073	$S_{De}(T_1)$	0,021	d_1	0,073	d	0,095	
						d_2	0,095			
$d_u^* < d = \max\{d_1; d_2\}$ NON VERIFICATO										
2 Φ 20 piastra 30x30 h 16,02										
CALCOLO DI α_c e a^*										
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia			α_c	M^*	e^*	a^*
234,912		0,000		488,961			0,480	25,092	0,975	4,029
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA										
T_1	0,448	$Se(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,758	a_1	0,803	a	2,112	
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	2,112			
$a^* \geq a = \max\{a_1; a_2\}$ VERIFICATO										

MACROELEMENTO 15, MECCANISMO A.II-1											
											
<p>Si ipotizza la presenza di 3 catene alla quota 7,9, $\Phi 16$, piastra 30x30, $T=48\text{kN}$, per un tiro complessivo di 144kN. La spinta della volta al secondo livello è completamente ritenuta.</p>											
CALCOLO DI α_c											
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia		α_c					
272,215		83,038		4815,440		0,039					
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE											
M^*		68,316		a^*		0,450					
e^*		0,714									
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
T_1	0,448	$S_e(t_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,437	a_1	0,803	a	1,216		
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	1,216				
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO											
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO											
h_{bar}	$\delta_{h bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$		
5,132	0,604	0,200	0,230	0,092	0,000	0,092	0,037	0,378	1,961		
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
$S_e(T_s)$	1,106	$S_{De}(T_s)$	0,108	$S_{De}(T_1)$	0,021	d_1	0,108	d	0,108		
						d_2	0,070				
$d_u^* < d = \max\{d_1; d_2\}$ NON VERIFICATO											
2 $\Phi 16$ piastra 30x30 h 16,02											
CALCOLO DI α_c e a^*											
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia		α_c		M^*		e^*	a^*
1049,815		83,038		4815,440		0,201		68,316		0,714	2,298
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
T_1	0,448	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,437	a_1	0,803	a	1,216		
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	1,216				
$a^* \geq a = \max\{a_1; a_2\}$ VERIFICATO											

MACROELEMENTO 15, MECCANISMO A.II-2									
									
Si ipotizza la presenza di 3 catene alla quota 7,9, $\Phi 16$, piastra 30x30, $T=48\text{kN}$, per un tiro complessivo di 144kN. La spinta della volta al secondo livello è completamente ritenuta.									
CALCOLO DI α_c									
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia		α_c			
223,903		0,000		2748,421		0,081			
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE									
M^*		59,396		a^*		0,859			
e^*		0,775							
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,448	$Se(t_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,562	a_1	0,803	a	1,565
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	1,565		
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO									
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO									
h_{bar}	$\delta_{h_{bar}}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$
3,657	0,593	0,297	0,308	0,123	0,000	0,123	0,049	0,722	1,643
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
$S_e(T_s)$	1,320	$S_{De}(T_s)$	0,090	$S_{De}(T_1)$	0,021	d_1	0,090	d	0,090
						d_2	0,080		
$d_u^* \geq d = \max\{d_1; d_2\}$ VERIFICATO									

MACROELEMENTO 16, MECCANISMO C.I

CALCOLO DI α_c

$\delta W_{x,1}$	-2,298	$\delta P_{x,2}$	0	$\delta W_{y,1}$	0,2	$\delta P_{y,2}$	0,856	NUM.	-275,057
$\delta W_{x,2}$	-2,098	$\delta F_{x,1}$	-4,56	$\delta W_{y,2}$	1,008	$\delta F_{y,1}$	0	DEN.	-1880,148
$\delta P_{x,1}$	-4,560	$\delta F_{x,2}$	0	$\delta P_{y,1}$	0,25	$\delta F_{y,2}$	0	α_c	0,146

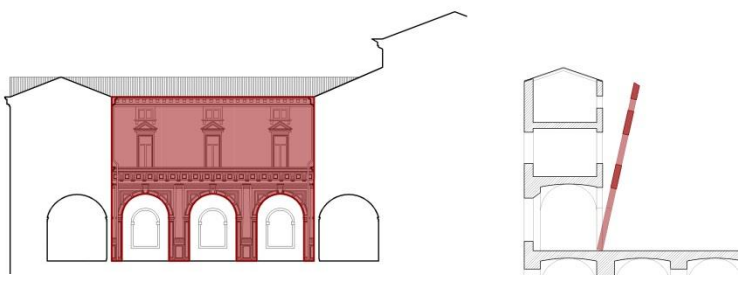
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE

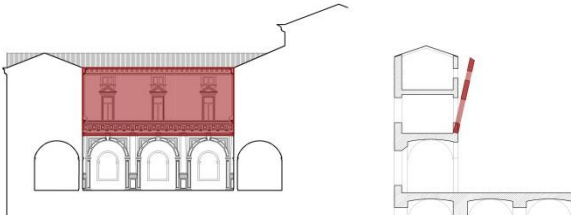
δ_{P1x}	0,504	δ_{N1x}	1	δ_{FV1x}	1	M*	52,398	a*	1,345
δ_{P2x}	0,460	δ_{N2x}	0	δ_{FV2x}	0	e*	0,889		

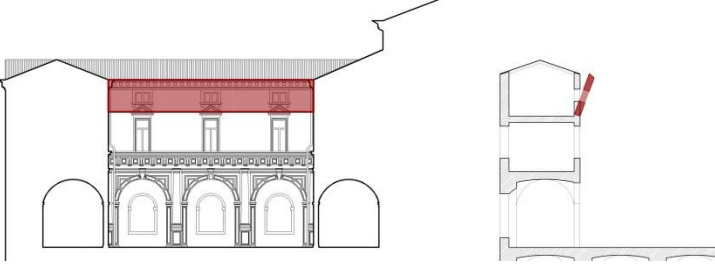
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

T_1	0,493	Se(t1)	4,179	$\psi(z)$	0,747	a_1	0,713	a	1,849
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	1,849		

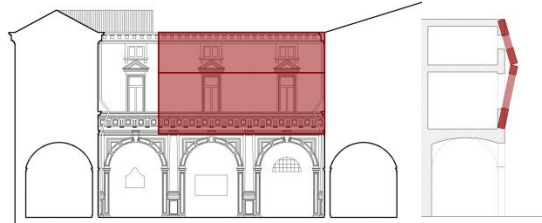
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO

MACROELEMENTO 17, MECCANISMO A.II-1									
									
<p>Si ipotizza la presenza di 4 catene alla quota 7,9, $\Phi 14$, paletto 3x80, $T=32\text{kN}$, per un tiro complessivo di 128kN. La spinta della volta al secondo livello è completamente ritenuta.</p>									
CALCOLO DI α_c									
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia		α_c			
159,814		0,000		7119,361		0,022			
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE									
M^*		91,122		a^*		0,238			
e^*		0,771							
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,412	$S_e(t_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,313	a_1	0,803	a	0,871
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	0,871		
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO									
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO									
h_{bar}	$\delta_{h\ bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$
6,141	0,536	0,138	0,173	0,069	0,000	0,069	0,028	0,200	2,339
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
$S_e(T_s)$	0,804	$S_{De}(T_s)$	0,111	$S_{De}(T_1)$	0,018	d_1	0,111	d	0,111
						d_2	0,051		
$d_u^* < d = \max\{d_1; d_2\}$ NON VERIFICATO									
2 $\Phi 14$ piastra 30x30 h 16,02									
CALCOLO DI α_c e a^*									
M_S		M_R volte		M_R/α_c inerzia		α_c		M^*	
930,874		0,000		7119,361		0,131		91,122	
e^*		a^*							
0,771		1,386							
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,412	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,313	a_1	0,803	a	0,871
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	0,871		
$a^* \geq a = \max\{a_1; a_2\}$ VERIFICATO									

MACROELEMENTO 17, MECCANISMO A.II-2											
											
CALCOLO DI α_c											
M_S		M_R volte			M_R/α_c inerzia			α_c			
122,559		0,000			2375,383			0,052			
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE											
M^*		55,182			a^*		0,522				
e^*		0,808									
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
T_1	0,412	$S_e(t_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,613	a_1	0,803	a	1,708		
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	1,708				
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO											
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO											
h_{bar}	$\delta_{h\ bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$		
3,545	0,549	0,183	0,226	0,090	0,000	0,090	0,036	0,438	1,805		
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
$S_e(T_s)$	1,202	$S_{De}(T_s)$	0,099	$S_{De}(T_1)$	0,018	d_1	0,099	d	0,099		
				d_2	0,083						
$ds\ d_u^* < d = \max\{d_1; d_2\}$ NON VERIFICATO											
2 Φ 14 piastra 30x30 h 16,02											
CALCOLO DI α_c e a^*											
M_S		M_R volte			M_R/α_c inerzia			α_c		M^*	
545,009		0,000			2375,383			0,229		55,182	
										e^*	
										0,808	
										a^*	
										2,321	
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA											
T_1	0,412	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,613	a_1	0,803	a	1,708		
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	1,708				
$a^* \geq a = \max\{a_1; a_2\}$ VERIFICATO											

MACROELEMENTO 17, MECCANISMO A.II-3									
									
CALCOLO DI α_c									
M_S	M_R volte		M_R/α_c inerzia			α_c			
57,484	0,000		500,824			0,115			
CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE									
M^*	28,726			a^*	1,016				
e^*	0,924								
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,412	$S_e(t_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,832	a_1	0,803	a	2,319
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	2,319		
$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$ NON VERIFICATO									
CURVA DI CAPACITÀ IN SPOSTAMENTO									
h_{bar}	$\delta_{h bar}$	$d_{k,0}$	d_0^*	$d_u^* 1$	$d_u^* 2$	d_u^*	$d_s^* [m]$	$a_s^* [m/s^2]$	$T_s [s]$
1,642	0,631	0,187	0,203	0,081	0,000	0,081	0,032	0,853	1,225
VERIFICA NON LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
$S_e(T_s)$	1,771	$S_{De}(T_s)$	0,067	$S_{De}(T_1)$	0,018	d_1	0,067	d	0,089
						d_2	0,089		
$d_u^* < d = \max\{d_1; d_2\}$ NON VERIFICATO									
2 Φ 14 piastra 30x30 h 16,02									
CALCOLO DI α_c e a^*									
M_S	M_R volte		M_R/α_c inerzia			α_c	M^*	e^*	a^*
210,134	0,000		500,824			0,420	28,726	0,924	3,713
VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
T_1	0,412	$S_e(T_1)$	4,179	$\psi(z)$	0,832	a_1	0,803	a	2,319
$T_b < T_1 < T_c$				γ	1,333	a_2	2,319		
$a^* \geq a = \max\{a_1; a_2\}$ VERIFICATO									

MACROELEMENTO 18, MECCANISMO C.I

CALCOLO DI α_c

$\delta W_{x,1}$	-1,770	$\delta P_{x,2}$	-0,532	$\delta W_{y,1}$	0,2	$\delta P_{y,2}$	0,68	NUM.	-287,869
$\delta W_{x,2}$	-1,806	$\delta F_{x,1}$	-3,24	$\delta W_{y,2}$	0,68	$\delta F_{y,1}$	0	DEN.	-1414,580
$\delta P_{x,1}$	-3,240	$\delta F_{x,2}$	0	$\delta P_{y,1}$	0,2	$\delta F_{y,2}$	0	α_c	0,204

CURVA DI CAPACITÀ IN ACCELERAZIONE

δ_{P1x}	0,486	δ_{N1x}	0,89010989	δ_{FV1x}	0,89010989	M*	59,944	a*	2,036
δ_{P2x}	0,496	δ_{N2x}	0,14615385	δ_{FV2x}	0	e*	0,817		

VERIFICA LINEARE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

T_1	0,403	Se(t1)	4,179	$\psi(z)$	0,938	a_1	0,713	a	2,322
Tb<T1<Tc				γ	1,333	a_2	2,322		

$$a^* < a = \max\{a_1; a_2\}$$

NON VERIFICATO

Allegato D

Verifica dei meccanismi globali in LC2 sull'Ala Moschini (US2)
nell'ipotesi di interventi di miglioramento sismico

La modellazione dello stato di fatto ha messo in luce che i principali meccanismi di danno si rilevano nelle pareti in direzione Y degli ultimi livelli e nella parete al primo piano in direzione X, dove si assiste ad una rottura tipo «piano soffice». Questo comportamento è dovuto a due fattori:

- Eccessiva snellezza delle pareti degli ultimi livelli, (spessore 30 cm per un'altezza di più di 5 m), che dunque entrano in crisi a taglio e pressoflessione;
- Solai lignei che, secondo le ipotesi assunte, non sono sufficientemente rigidi per ripartire uniformemente le azioni fra le pareti e che per tale motivo concentrano l'azione in quelle più caricate.

Alla luce di queste considerazioni, si decide di intervenire in due modi:

- Attraverso un intervento migliorativo del comportamento nel piano delle murature, come ad esempio il consolidamento mediante fibre di canapa o di basalto in matrice inorganica;
- Mediante il consolidamento dei solai lignei nel piano attraverso la tecnica legno-legno, al fine di incrementarne la rigidezza nel piano.

Gli interventi proposti si traducono nel modello attraverso le seguenti modifiche:

- adozione di parametri meccanici migliorati per quanto riguarda le sole murature portanti interne dell'ala, sulle quali si prevedono gli interventi sopra descritti;
- adozione di parametri meccanici migliorati per quanto riguarda i pilastri in pietra d'Istria del porticato al piano terra, da accertarsi mediante opportune analisi sulla qualità della malta, imprescindibili per un livello di conoscenza LC2;
- introduzione di un valore di rigidezza nelle direzioni X ed Y dei solai lignei. Questo viene effettuato in modo automatico dal software, una volta definite le caratteristiche del doppio tavolato e dei travetti di collegamento. I parametri adottati sono stati riportati nella tabella seguente.

I risultati della modellazione sono riportati nella tabella seguente.

N.	Dir. sisma	Car. sismico	Ecc. [cm]	D _{Max} [cm]	SLU			SLE			SLO			Alfa u	Alfa e
					D _u [cm]	q* SLU	Ver.	D _{Max} [cm]	D _d [cm]	Ver.	D _{Max} [cm]	D _o [cm]	Ver.		
1	+X	MA	0,0	4,39	3,43	2,040	NO	1,68	3,27	SI	1,32	3,27	SI	0,780	1,942
2	+X	1° M	0,0	4,95	4,86	2,023	NO	1,89	3,67	SI	1,48	3,67	SI	0,982	1,935
3	-X	MA	0,0	4,60	3,54	2,008	NO	1,76	3,54	SI	1,38	3,54	SI	0,769	2,008
4	-X	1° M	0,0	5,50	6,27	1,829	SI	2,10	5,54	SI	1,65	3,94	SI	1,140	2,635
5	+Y	MA	0,0	4,80	5,24	1,552	SI	1,84	4,75	SI	1,44	3,38	SI	1,091	2,587
6	+Y	1° M	0,0	3,61	4,08	2,501	SI	1,38	3,84	SI	1,08	2,96	SI	1,131	2,781
7	-Y	MA	0,0	4,43	4,61	1,412	SI	1,70	4,61	SI	1,33	4,05	SI	1,040	2,717
8	-Y	1° M	0,0	5,35	5,72	1,590	SI	2,05	4,37	SI	1,60	3,34	SI	1,069	2,133
9	+X	MA	59,1	4,59	3,50	1,881	NO	1,76	3,11	SI	1,38	3,11	SI	0,764	1,768
10	+X	MA	-59,1	4,35	3,58	1,987	NO	1,66	2,55	SI	1,30	2,55	SI	0,824	1,532
11	+X	1° M	59,1	4,16	4,71	1,984	SI	1,59	3,83	SI	1,25	3,83	SI	1,130	2,402
12	+X	1° M	-59,1	5,12	4,78	2,145	NO	1,96	3,66	SI	1,53	3,66	SI	0,934	1,870
13	-X	MA	59,1	4,73	3,54	1,980	NO	1,81	3,05	SI	1,42	3,05	SI	0,747	1,686
14	-X	MA	-59,1	4,44	3,45	2,089	NO	1,70	2,49	SI	1,33	2,49	SI	0,778	1,466
15	-X	1° M	59,1	5,86	6,67	1,643	SI	2,24	5,70	SI	1,76	4,02	SI	1,137	2,541
16	-X	1° M	-59,1	5,33	5,95	1,900	SI	2,04	5,22	SI	1,60	3,62	SI	1,115	2,558
17	+Y	MA	152,3	5,06	5,97	1,363	SI	1,94	4,84	SI	1,52	3,39	SI	1,181	2,501
18	+Y	MA	-152,3	4,72	4,67	1,677	SI	1,81	3,71	SI	1,41	3,71	SI	0,990	2,052
19	+Y	1° M	152,3	5,03	5,39	2,269	SI	1,93	3,80	SI	1,51	3,80	SI	1,071	1,975
20	+Y	1° M	-152,3	6,44	6,94	1,289	SI	2,46	4,84	SI	1,93	3,23	SI	1,078	1,964
21	-Y	MA	152,3	4,46	5,00	1,327	SI	1,71	4,45	SI	1,34	3,73	SI	1,122	2,606
22	-Y	MA	-152,3	4,43	4,53	1,452	SI	1,70	4,53	SI	1,33	4,45	SI	1,022	2,669
23	-Y	1° M	152,3	5,32	4,77	1,651	NO	2,04	3,97	SI	1,60	2,94	SI	0,895	1,949
24	-Y	1° M	-152,3	5,43	6,43	1,578	SI	2,08	4,77	SI	1,63	3,73	SI	1,184	2,291

Dalle analisi emerge che buona parte delle verifiche allo Stato Limite di salvaguardia della Vita è soddisfatta. In particolare, le analisi in direzione X, con $\alpha_{Ux Medio} = 0,925$, risultano più gravose rispetto a quelle in direzione Y, per le quali si ha $\alpha_{Uy Medio} = 1,072$. Le analisi agli stati limite di esercizio (SLO e SLD), invece, sono tutte soddisfatte.

L'analisi più gravosa in direzione X è la numero 13, con una distribuzione di forze proporzionale alle masse, eccentricità $e = -59,1 \text{ cm}$ e verso negativo. La verifica allo Stato Limite di Operatività è soddisfatta con $\alpha_e = 1,686$, mentre la verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita non risulta soddisfatta. In particolare, l'indicatore di rischio di collasso α_U vale 0,747. Ciò significa che la struttura, nella condizione di carico sismico più sfavorevole, è in grado di resistere a un'azione pari al più al 75% di quella prevista da normativa. Il Periodo di ritorno dell'azione sismica di capacità limite è $TR_C = 474$ anni.

L'analisi più gravosa in direzione Y è la numero 23, con una distribuzione di forze proporzionale al primo modo, un'eccentricità $e = +152,3 \text{ cm}$ e verso negativo. La verifica allo Stato Limite di Operatività è soddisfatta con $\alpha_e = 1,949$, mentre la verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita non risulta soddisfatta. In particolare, l'indicatore di rischio di collasso α_U vale 0,895. Ciò significa che la struttura, nella condizione di carico sismico più sfavorevole, è in grado di resistere a un'azione pari al più al 90% di quella prevista da normativa. Il Periodo di ritorno dell'azione sismica di capacità limite è $TR_C = 763$ anni.

Allegato E

Classificazione dei beni mobili presenti in Palazzo Moroni

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI

N° 1

STRUTTURA

Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva		Palazzo	
Numero livelli		4	
Altezza struttura		16-21m	
Quota piano esposizione		+0m	

BENE MOBILE

Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto	Statua allegorica della Vecchia Padova		
Codice ID Museo	-		
Autore	Giovan Battista Albanese (1573-1630)		
Datazione	XVI-XVII sec.		

CLASSIFICAZIONE

Tipologia		Supporto		
T1	VASE	A1	PAV	
T2	BUST	A2	PIED	•
T3	STAT	A3	VETR	
T4	QUAD	A4	MENS	
T5	LAMP	B	PIANO	•
T6	MISC	C1	PARE	
		C2	SOFF	

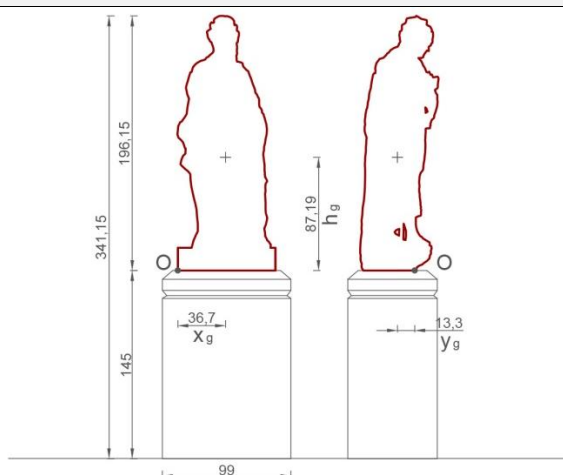
GEOMETRIA E COMPOSIZIONE

Altezza piedistallo	145 [cm]	Diametro	-
Larghezza piedistallo	99 [cm]	Larghezza base	75 [cm]
Profondità piedistallo	69 [cm]	Profondità base	45 [cm]
Altezza G*	87,19 [cm]	Distanza G _x da O*	36,7 [cm]
Volume*	428100 [cm ³]	Distanza G _y da O*	13,3 [cm]
Materiale	Pietra	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



RAPPRESENTAZIONE



APPOGGIO E FISSAGGIO

Materiale di appoggio	Pietra	Altro:
Distanza dal bordo	8 [cm]	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI

N° 2

STRUTTURA

Nome Edificio	Scalone monumentale	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Scalone di raccordo		
Numero livelli	2		
Altezza struttura	8m		
Quota piano esposizione	+8m		

BENE MOBILE

Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto	Statua La fanciulla dell'anfora		
Codice ID Museo	-		
Autore	Luciano Giaretta (1895-1927)		
Datazione	XX sec.		

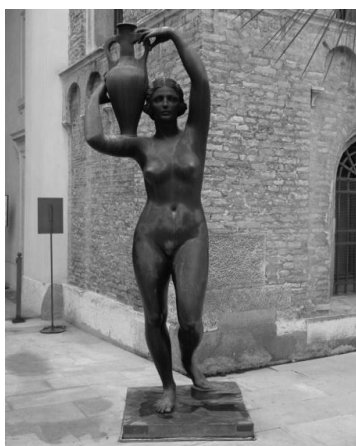
CLASSIFICAZIONE

Tipologia		Supporto	
T1	VASE	A1	PAV
T2	BUST	A2	PIED
T3	STAT	A3	VE TR
T4	QUAD	A4	MENS
T5	LAMP	B	PIANO
T6	MISC	C1	PARE
		C2	SOFF

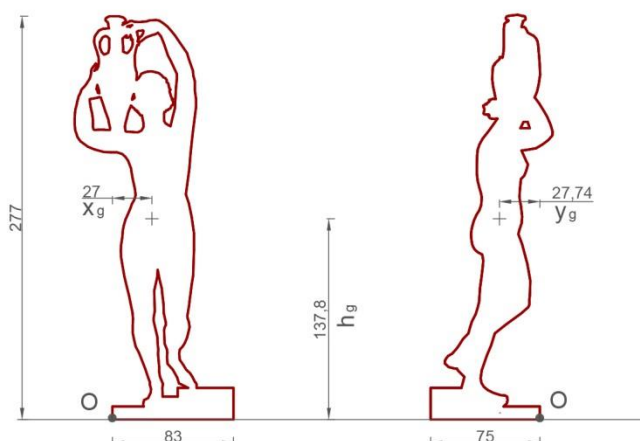
GEOMETRIA E COMPOSIZIONE

Altezza piedistallo	-	Diametro	-
Larghezza piedistallo	-	Larghezza base	83 [cm]
Profondità piedistallo	-	Profondità base	75 [cm]
Altezza G*	137,8 [cm]	Distanza x_g da O*	27 [cm]
Volume*	306660 [cm ³]	Distanza y_g da O*	27,74 [cm]
Materiale	Bronzo	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



RAPPRESENTAZIONE



APPOGGIO E FISSAGGIO

Materiale di appoggio	Pietra	Altro:
Distanza dal bordo	-	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI


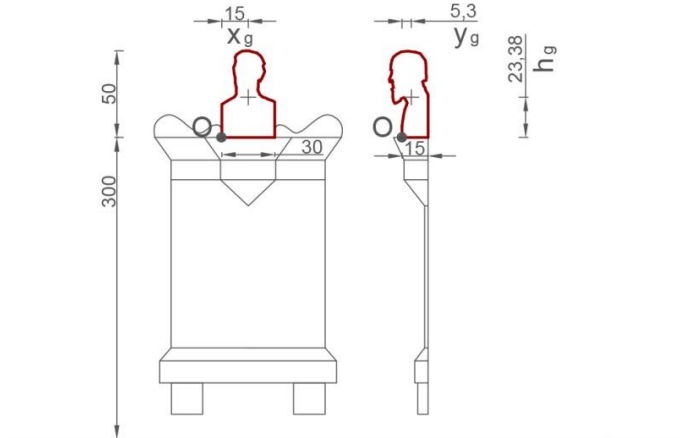
N° 3

STRUTTURA			
Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+5,20m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto	Busto Andrea Meneghini		
Codice ID Museo	-		
Autore	-		
Datazione	1870		

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	
T3	STAT	•	A3	VETR	
T4	QUAD		A4	MENS	•
T5	LAMP		B	PIANO	•
T6	MISC		C1	PARE	
			C2	SOFF	

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Altezza dal pavimento	300 [cm]	Altezza	50 [cm]
Larghezza mensola	40 [cm]	Larghezza base	30 [cm]
Profondità mensola	20 [cm]	Profondità base	15 [cm]
Altezza G*	23,38 [cm]	Distanza x_g da O*	15 [cm]
Volume*	16084 [cm ³]	Distanza y_g da O*	5,3 [cm]
Materiale	Marmo	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di appoggio	Marmo	Altro:
Distanza dal bordo	5 [cm]	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI

N° 4

STRUTTURA

Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+5,20m		

BENE MOBILE

Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto	Busto Francesco de Lazara		
Codice ID Museo	-		
Autore	Natale Sanavio		
Datazione	1896		

CLASSIFICAZIONE

Tipologia		Supporto	
T1	VASE	A1	PAV
T2	BUST	A2	PIED
T3	STAT	A3	VETR
T4	QUAD	A4	MENS
T5	LAMP	B	PIANO
T6	MISC	C1	PARE
		C2	SOFF

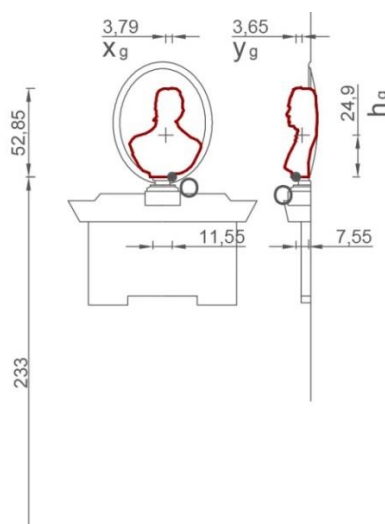
GEOMETRIA E COMPOSIZIONE

Altezza dal pavimento	233 [cm]	Altezza	52,85 [cm]
Larghezza mensola	11,55[cm]	Larghezza base	15 [cm]
Profondità mensola	7,55 [cm]	Profondità base	10 [cm]
Altezza G*	24,9 [cm]	Distanza x_g da O*	3,79 [cm]
Volume*	15056 [cm ³]	Distanza y_g da O*	3,65 [cm]
Materiale	Marmo	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



RAPPRESENTAZIONE



APPOGGIO E FISSAGGIO

Materiale di appoggio	Marmo	Altro: La mensola su cui poggia il busto è più piccola del suo basamento.
Distanza dal bordo	-3 [cm]	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI


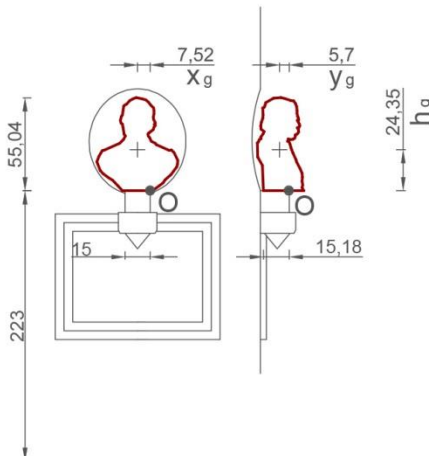
N° 5

STRUTTURA			
Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+5,20m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto	Busto Giovanni Cittadella		
Codice ID Museo	-		
Autore	Rizzo		
Datazione	1887		

CLASSIFICAZIONE			
Tipologia		Supporto	
T1	VASE	A1	PAV
T2	BUST	A2	PIED
T3	STAT	A3	VETR
T4	QUAD	A4	MENS
T5	LAMP	B	PIANO
T6	MISC	C1	PARE
		C2	SOFF

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Altezza dal pavimento	233 [cm]	Altezza	55,04 [cm]
Larghezza mensola	15 [cm]	Larghezza base	15 [cm]
Profondità mensola	15 [cm]	Profondità base	15,18 [cm]
Altezza G*	23,35 [cm]	Distanza x_g da O*	7,52 [cm]
Volume*	29650 [cm ³]	Distanza y_g da O*	5,7 [cm]
Materiale	Marmo	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di appoggio	Marmo	Altro: La mensola su cui poggia il busto è più piccola del suo basamento.
Distanza dal bordo	-3 [cm]	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI

N° 6

STRUTTURA

Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+5,20m		

BENE MOBILE

Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto	Busto Alberto cavalletto		
Codice ID Museo	-		
Autore	-		
Datazione	1897?		

CLASSIFICAZIONE

Tipologia		Supporto	
T1	VASE	A1	PAV
T2	BUST	A2	PIED
T3	STAT	A3	VETR
T4	QUAD	A4	MENS
T5	LAMP	B	PIANO
T6	MISC	C1	PARE
		C2	SOFF

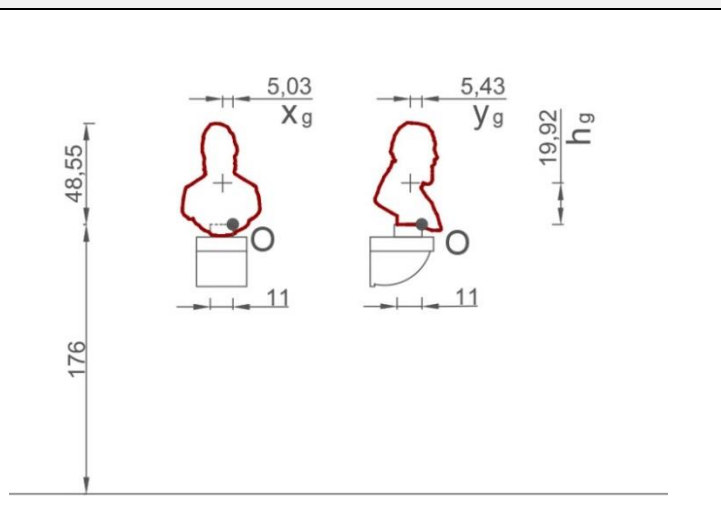
GEOMETRIA E COMPOSIZIONE

Altezza dal pavimento	176 [cm]	Altezza	54 [cm]
Larghezza mensola	11 [cm]	Larghezza base	11 [cm]
Profondità mensola	13 [cm]	Profondità base	11 [cm]
Altezza G*	19,92 [cm]	Distanza x_g da O*	5,03 [cm]
Volume*	23308 [cm ³]	Distanza y_g da O*	5,43 [cm]
Materiale	Marmo	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



RAPPRESENTAZIONE



APPOGGIO E FISSAGGIO

Materiale di appoggio	Pietra	Altro:
Distanza dal bordo	0 [cm]	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI


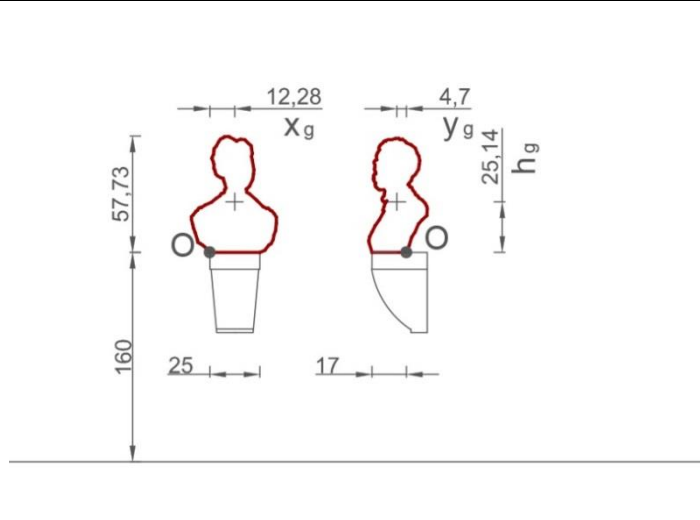
N° 7

STRUTTURA			
Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+5,20m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto	Busto Emilio Morpurgo		
Codice ID Museo	-		
Autore	Natale Sanavio		
Datazione	1887		

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	
T3	STAT	•	A3	VETR	
T4	QUAD		A4	MENS	•
T5	LAMP		B	PIANO	
T6	MISC		C1	PARE	
			C2	SOFF	

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Altezza dal pavimento	169 [cm]	Altezza	57,73 [cm]
Larghezza mensola	25 [cm]	Larghezza base	25 [cm]
Profondità mensola	25 [cm]	Profondità base	17 [cm]
Altezza G*	25,14 [cm]	Distanza x_g da O*	12,28 [cm]
Volume*	26399 [cm ³]	Distanza y_g da O*	4,7 [cm]
Materiale	Marmo	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di appoggio	Pietra	Altro:
Distanza dal bordo	0 [cm]	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI


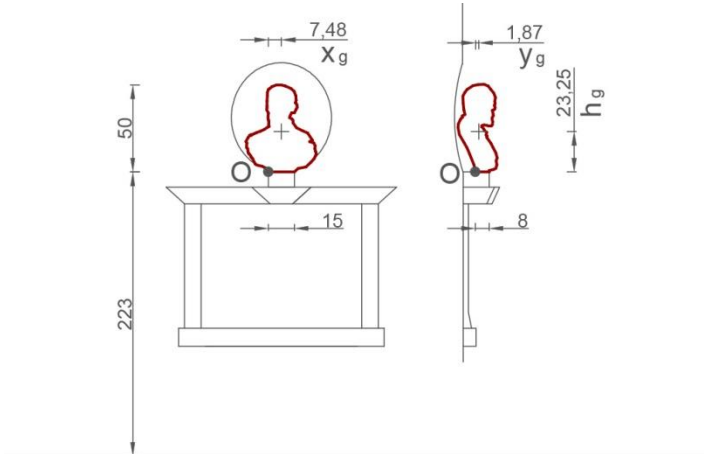
N° 8

STRUTTURA			
Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+5,20m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto	Busto Ferdinando Coletti		
Codice ID Museo	-		
Autore	Natale Sanavio		
Datazione	1882		

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	
T3	STAT	•	A3	VETR	
T4	QUAD		A4	MENS	•
T5	LAMP		B	PIANO	•
T6	MISC		C1	PARE	
			C2	SOFF	

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Altezza dal pavimento	223 [cm]	Altezza	50 [cm]
Larghezza mensola	15 [cm]	Larghezza base	15 [cm]
Profondità mensola	15 [cm]	Profondità base	8 [cm]
Altezza G*	23,25 [cm]	Distanza x_g da O*	7,48 [cm]
Volume*	16767 [cm ³]	Distanza y_g da O*	1,87 [cm]
Materiale	Marmo	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di appoggio	Pietra	Altro:
Distanza dal bordo	0 [cm]	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI


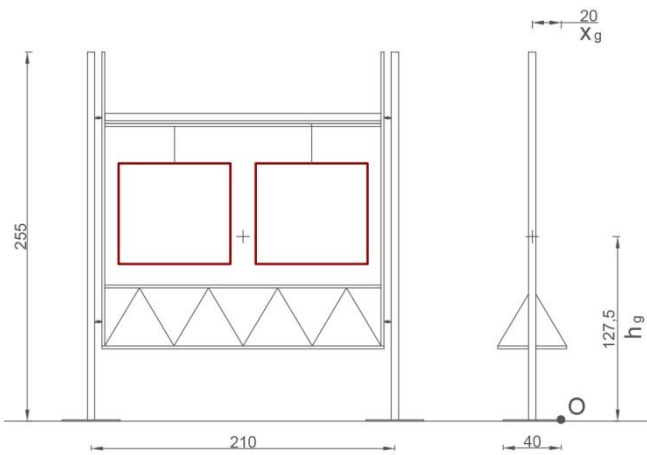
N° 9

STRUTTURA			
Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+5,20m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo		Gruppo di elementi	•
Oggetto	Pannelli e quadri di esposizioni temporanee		
Codice ID Museo	-		
Autore	-		
Datazione	-		

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	•
T3	STAT		A3	VETR	
T4	QUAD	•	A4	MENS	
T5	LAMP		B	PIANO	
T6	MISC		C1	PARE	
			C2	SOFF	

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Altezza supporto	255 [cm]	Altezza pannello	vario [cm]
Larghezza supporto	210 [cm]	Larghezza pannello	vario [cm]
Profondità supporto	40 [cm]	Quota pannello	vario [cm]
Altezza G*	127,5 [cm]	Distanza x_g da O*	20 [cm]
Volume*	9086 [cm ³]	Massa*	45 [kg]
Materiale	Acciaio	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di appoggio	Pietra	Altro:
Distanza dal bordo	0 [cm]	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI


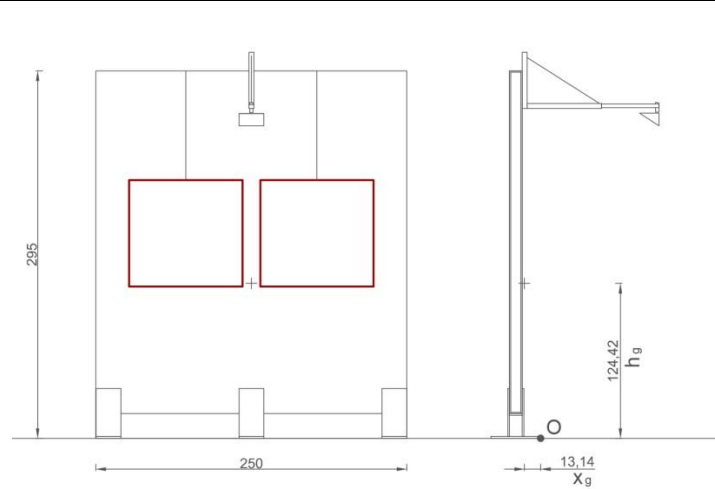
N° 10

STRUTTURA			
Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+0m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo		Gruppo di elementi	•
Oggetto	Pannelli e quadri di esposizioni temporanee		
Codice ID Museo	-		
Autore	-		
Datazione	-		

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	•
T3	STAT		A3	VETR	
T4	QUAD	•	A4	MENS	
T5	LAMP		B	PIANO	
T6	MISC		C1	PARE	
			C2	SOFF	

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Altezza supporto	295 [cm]	Altezza pannello	vario [cm]
Larghezza supporto	250 [cm]	Larghezza pannello	vario [cm]
Profondità supporto	40 [cm]	Quota pannello	vario [cm]
Altezza G*	124,42 [cm]	Distanza x_g da O*	13,14 [cm]
Volume*	12845 [cm ³]	Massa*	121,6 [kg]
Materiale	Compensato	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di appoggio	Pietra	Altro:
Distanza dal bordo	0 [cm]	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI


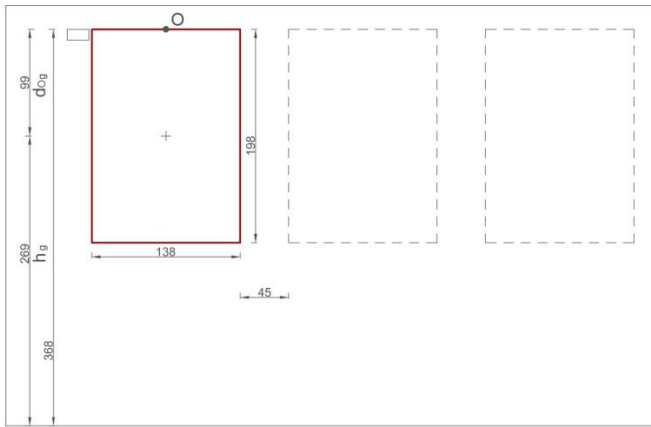
N° 11

STRUTTURA			
Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+10,80m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto	Briseide rimprovera Achille		
Codice ID Museo	Inv. 2807		
Autore	Jacopo Robusti detto Tintoretto		
Datazione	Fine del secolo XVI - inizio XVIII		

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	
T3	STAT		A3	VETR	
T4	QUAD	•	A4	MENS	
T5	LAMP		B	PIANO	
T6	MISC		C1	PARE	•
			C2	SOFF	

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Larghezza pannello	138 [cm]	Altezza G*	269 [cm]
Altezza pannello	198 [cm]	Distanza G da O*	99 [cm]
Quota punto di fissaggio O	368 [cm]	Massa*	8 [kg]
Materiale	Olio su tela	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di appoggio	Intonaco su muro	Altro:
Distanza da ostacoli	45 [cm]	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI


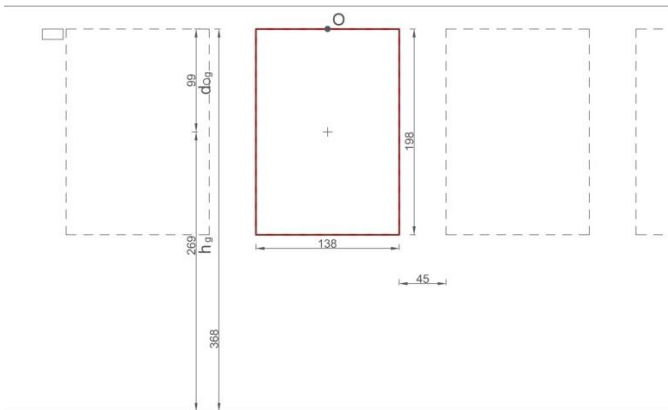
N° 12

STRUTTURA			
Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+10,80m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto	I cercopi mutati in scimmie		
Codice ID Museo	Inv. 2806		
Autore	Jacopo Robusti detto Tintoretto		
Datazione	Fine del secolo XVI - inizio XVIII		

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	
T3	STAT		A3	VETR	
T4	QUAD	•	A4	MENS	
T5	LAMP		B	PIANO	
T6	MISC		C1	PARE	•
			C2	SOFF	

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Larghezza pannello	138 [cm]	Altezza G*	269 [cm]
Altezza pannello	198 [cm]	Distanza G da O*	99 [cm]
Quota punto di fissaggio O	368 [cm]	Massa*	8 [kg]
Materiale	Olio su tela	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di appoggio	Intonaco su muro	Altro:
Distanza da ostacoli	45 [cm]	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI


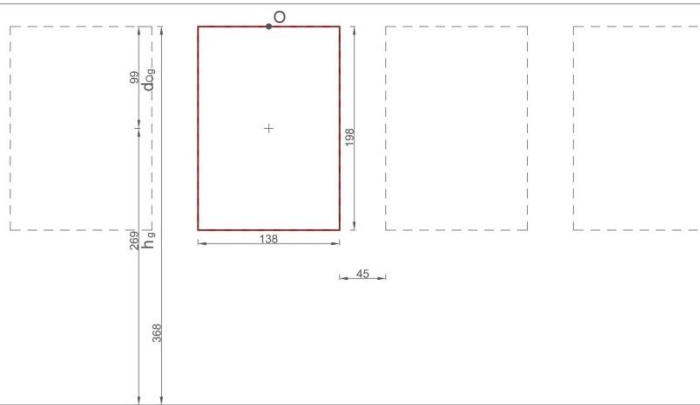
N° 13

STRUTTURA			
Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+10,80m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto	Giove e Semele		
Codice ID Museo	Inv. 2811		
Autore	Jacopo Robusti detto Tintoretto		
Datazione	Fine del secolo XVI - inizio XVIII		

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	
T3	STAT		A3	VETR	
T4	QUAD	•	A4	MENS	
T5	LAMP		B	PIANO	
T6	MISC		C1	PARE	•
			C2	SOFF	

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Larghezza pannello	138 [cm]	Altezza G*	269 [cm]
Altezza pannello	198 [cm]	Distanza G da O*	99 [cm]
Quota punto di fissaggio O	368 [cm]	Massa*	8 [kg]
Materiale	Olio su tela	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di appoggio	Intonaco su muro	Altro:
Distanza da ostacoli	45 [cm]	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI


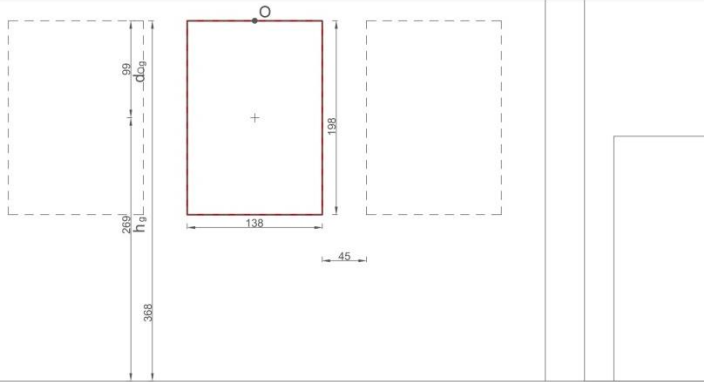
N° 14

STRUTTURA			
Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+10,80m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto	Apollo e Marsia		
Codice ID Museo	-		
Autore	Jacopo Robusti detto Tintoretto		
Datazione	Fine del secolo XVI - inizio XVIII		

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	
T3	STAT		A3	VETR	
T4	QUAD	•	A4	MENS	
T5	LAMP		B	PIANO	
T6	MISC		C1	PARE	•
			C2	SOFF	

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Larghezza pannello	138 [cm]	Altezza G*	269 [cm]
Altezza pannello	198 [cm]	Distanza G da O*	99 [cm]
Quota punto di fissaggio O	368 [cm]	Massa*	8 [kg]
Materiale	Olio su tela	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di appoggio	Intonaco su muro	Altro:
Distanza da ostacoli	45 [cm]	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI


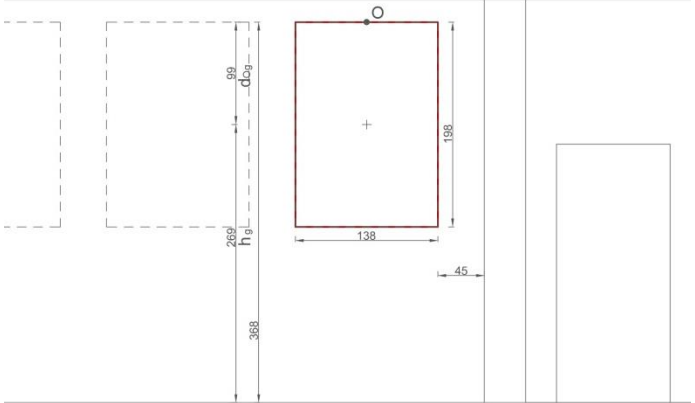
N° 15

STRUTTURA			
Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+10,80m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto	Deucalione e Pirra		
Codice ID Museo	-		
Autore	Jacopo Robusti detto Tintoretto		
Datazione	Fine del secolo XVI - inizio XVIII		

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	
T3	STAT		A3	VETR	
T4	QUAD	•	A4	MENS	
T5	LAMP		B	PIANO	
T6	MISC		C1	PARE	•
			C2	SOFF	

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Larghezza pannello	138 [cm]	Altezza G*	269 [cm]
Altezza pannello	198 [cm]	Distanza G da O*	99 [cm]
Quota punto di fissaggio O	368 [cm]	Massa*	8 [kg]
Materiale	Olio su tela	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di appoggio	Intonaco su muro	Altro:
Distanza da ostacoli	45 [cm]	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI


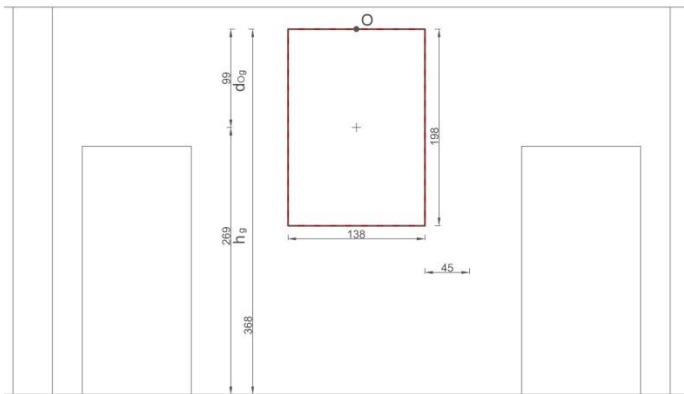
N° 16

STRUTTURA			
Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+10,80m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto	Compianto su Adone morto		
Codice ID Museo	-		
Autore	Jacopo Robusti detto Tintoretto		
Datazione	Fine del secolo XVI - inizio XVIII		

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	
T3	STAT		A3	VETR	
T4	QUAD	•	A4	MENS	
T5	LAMP		B	PIANO	
T6	MISC		C1	PARE	•
			C2	SOFF	

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Larghezza pannello	138 [cm]	Altezza G*	269 [cm]
Altezza pannello	198 [cm]	Distanza G da O*	99 [cm]
Quota punto di fissaggio O	368 [cm]	Massa*	8 [kg]
Materiale	Olio su tela	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di appoggio	Intonaco su muro	Altro:
Distanza da ostacoli	110 [cm]	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI


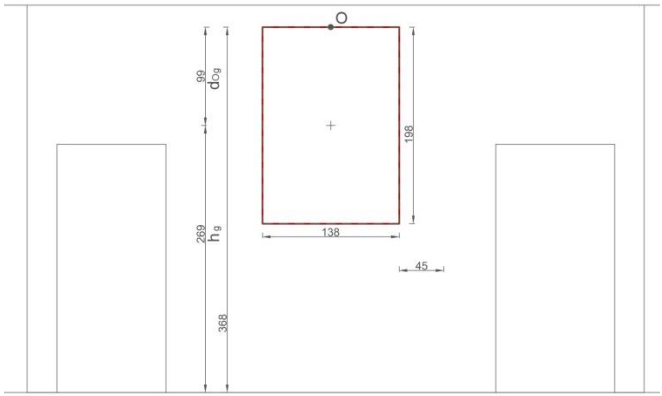
N° 17

STRUTTURA			
Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+10,80m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto	Giudizio di Paride		
Codice ID Museo	-		
Autore	Jacopo Robusti detto Tintoretto		
Datazione	Fine del secolo XVI - inizio XVIII		

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	
T3	STAT		A3	VETR	
T4	QUAD	•	A4	MENS	
T5	LAMP		B	PIANO	
T6	MISC		C1	PARE	•
			C2	SOFF	

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Larghezza pannello	138 [cm]	Altezza G*	269 [cm]
Altezza pannello	198 [cm]	Distanza G da O*	99 [cm]
Quota punto di fissaggio O	368 [cm]	Massa*	8 [kg]
Materiale	Olio su tela	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di appoggio	Intonaco su muro	Altro:
Distanza da ostacoli	110 [cm]	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI

N° 18

STRUTTURA			
Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+10,80m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto	Venere e Adone		
Codice ID Museo	-		
Autore	Jacopo Robusti detto Tintoretto		
Datazione	Fine del secolo XVI - inizio XVIII		

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	
T3	STAT		A3	VETR	
T4	QUAD	•	A4	MENS	
T5	LAMP		B	PIANO	
T6	MISC		C1	PARE	•
			C2	SOFF	

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Larghezza pannello	138 [cm]	Altezza G*	269 [cm]
Altezza pannello	198 [cm]	Distanza G da O*	99 [cm]
Quota punto di fissaggio O	368 [cm]	Massa*	8 [kg]
Materiale	Olio su tela	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di appoggio	Intonaco su muro	Altro:
Distanza da ostacoli	40,5 [cm]	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI


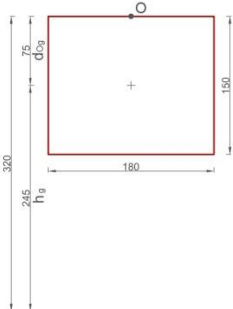
N° 19

STRUTTURA			
Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+10,80m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto	Veduta di Piazza della Frutta a Padova		
Codice ID Museo	1961		
Autore	Matteo Ghidoni detto Matteo dei Pitocchi		
Datazione	XVII secolo		

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	
T3	STAT		A3	VETR	
T4	QUAD	•	A4	MENS	
T5	LAMP		B	PIANO	
T6	MISC		C1	PARE	•
			C2	SOFF	

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Larghezza pannello	180 [cm]	Altezza G*	245 [cm]
Altezza pannello	150 [cm]	Distanza G da O*	75 [cm]
Quota punto di fissaggio O	320 [cm]	Massa*	8 [kg]
Materiale	Olio su tela	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di appoggio	Intonaco su muro	Altro:
Distanza da ostacoli	-	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI

N° 20

STRUTTURA			
Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+10,80m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto	S. Antonio benedice il territorio di Padova		
Codice ID Museo	-		
Autore	pittore veneto		
Datazione	XVII-XVIII secolo		

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	
T3	STAT		A3	VETR	
T4	QUAD	•	A4	MENS	
T5	LAMP		B	PIANO	
T6	MISC		C1	PARE	•
			C2	SOFF	

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Larghezza pannello	345 [cm]	Altezza G*	339,72 [cm]
Altezza pannello	170 [cm]	Distanza G da O*	85,28 [cm]
Quota punto di fissaggio* O	425 [cm]	Massa*	15 [kg]
Materiale*	Olio su tela	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di appoggio	Intonaco su muro	Altro:
Distanza da ostacoli	-	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI

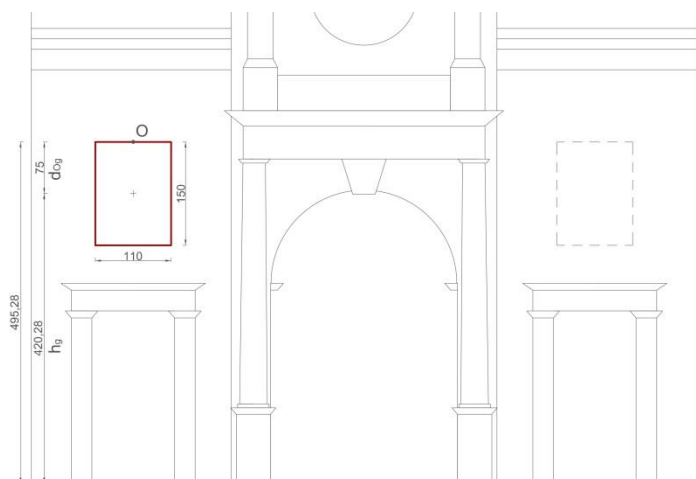
N° 21

STRUTTURA			
Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+10,80m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto	Flavia Domicilla Vespasiani X		
Codice ID Museo	Ciclo di Cesari e Cesaresse, Museo Civico		
Autore	-		
Datazione	1660		

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	
T3	STAT		A3	VETR	
T4	QUAD	•	A4	MENS	
T5	LAMP		B	PIANO	
T6	MISC		C1	PARE	•
			C2	SOFF	

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Larghezza pannello	110 [cm]	Altezza G*	420,28 [cm]
Altezza pannello	150 [cm]	Distanza G da O*	75 [cm]
Quota punto di fissaggio* O	495,28 [cm]	Massa*	5 [kg]
Materiale*	Olio su tela	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di appoggio	Intonaco su muro	Altro:
Distanza da ostacoli	-	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI

N° 22

STRUTTURA

Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+10,80m		

BENE MOBILE

Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto	D. Titus Vespasianus XI		
Codice ID Museo	Ciclo di Cesari e Cesaresse, Museo Civico		
Autore	-		
Datazione	1660		

CLASSIFICAZIONE

Tipologia		Supporto	
T1	VASE	A1	PAV
T2	BUST	A2	PIED
T3	STAT	A3	VETR
T4	QUAD	A4	MENS
T5	LAMP	B	PIANO
T6	MISC	C1	PARE
		C2	SOFF

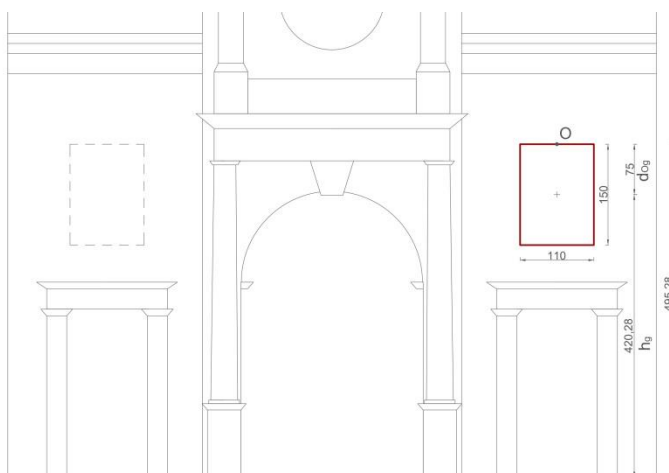
GEOMETRIA E COMPOSIZIONE

Larghezza pannello	110 [cm]	Altezza G*	420,28 [cm]
Altezza pannello	150 [cm]	Distanza G da O*	75 [cm]
Quota punto di fissaggio* O	495,28 [cm]	Massa*	5 [kg]
Materiale*	Olio su tela	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



RAPPRESENTAZIONE



APPOGGIO E FISSAGGIO

Materiale di appoggio	Intonaco su muro	Altro:
Distanza da ostacoli	-	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI


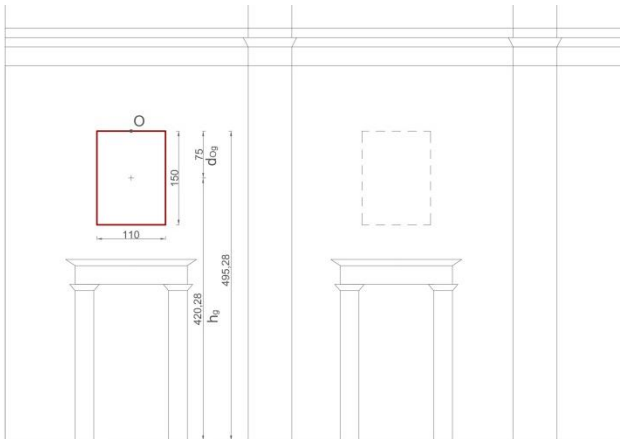
N° 23

STRUTTURA			
Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+10,80m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto	Ottavianus Augustus II		
Codice ID Museo	Ciclo di Cesari e Cesaresse, Museo Civico		
Autore	-		
Datazione	1660		

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	
T3	STAT		A3	VETR	
T4	QUAD	•	A4	MENS	
T5	LAMP		B	PIANO	
T6	MISC		C1	PARE	•
			C2	SOFF	

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Larghezza pannello	110 [cm]	Altezza G*	420,28 [cm]
Altezza pannello	150 [cm]	Distanza G da O*	75 [cm]
Quota punto di fissaggio* O	495,28 [cm]	Massa*	5 [kg]
Materiale*	Olio su tela	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di appoggio	Intonaco su muro	Altro:
Distanza da ostacoli	-	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI

N° 24

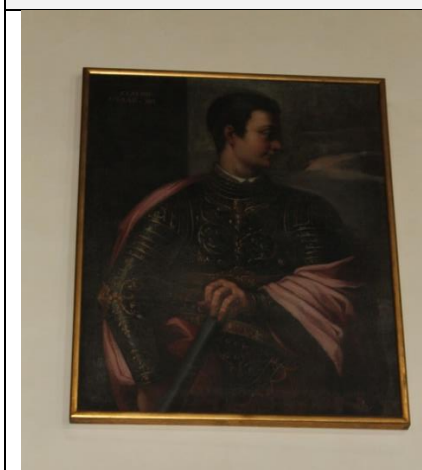
STRUTTURA			
Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+10,80m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto	Claudius Caesar		
Codice ID Museo	Ciclo di Cesari e Cesaresse, Museo Civico		
Autore	-		
Datazione	1660		
CLASSIFICAZIONE			
Tipologia		Supporto	
T1	VASE	A1	PAV
T2	BUST	A2	PIED
T3	STAT	A3	VETR
T4	QUAD	A4	MENS
T5	LAMP	B	PIANO
T6	MISC	C1	PARE
		C2	SOFF

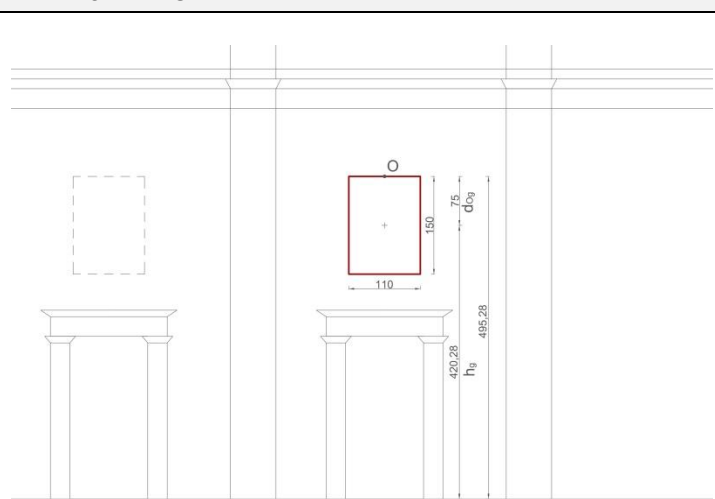
GEOMETRIA E COMPOSIZIONE

Larghezza pannello	110 [cm]	Altezza G*	420,28 [cm]
Altezza pannello	150 [cm]	Distanza G da O*	75 [cm]
Quota punto di fissaggio* O	495,28 [cm]	Massa*	5 [kg]
Materiale*	Olio su tela	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



RAPPRESENTAZIONE



APPOGGIO E FISSAGGIO

Materiale di appoggio	Intonaco su muro	Altro:
Distanza da ostacoli	-	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI

N° 25

STRUTTURA			
Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+10,80m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto	Flavius Domitianus XII		
Codice ID Museo	Ciclo di Cesari e Cesaresse, Museo Civico		
Autore	-		
Datazione	1660		

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	
T3	STAT		A3	VETR	
T4	QUAD	•	A4	MENS	
T5	LAMP		B	PIANO	
T6	MISC		C1	PARE	•
			C2	SOFF	

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Larghezza pannello	110 [cm]	Altezza G*	420,28 [cm]
Altezza pannello	150 [cm]	Distanza G da O*	75 [cm]
Quota punto di fissaggio* O	495,28 [cm]	Massa*	5 [kg]
Materiale*	Olio su tela	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di appoggio	Intonaco su muro	Altro:
Distanza da ostacoli	-	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI

N° 26

STRUTTURA			
Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+10,80m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto	D Claudio Caesar V		
Codice ID Museo	Ciclo di Cesari e Cesaresse, Museo Civico		
Autore	-		
Datazione	1660		

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	
T3	STAT		A3	VETR	
T4	QUAD	•	A4	MENS	
T5	LAMP		B	PIANO	
T6	MISC		C1	PARE	•
			C2	SOFF	

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Larghezza pannello	110 [cm]	Altezza G*	420,28 [cm]
Altezza pannello	150 [cm]	Distanza G da O*	75 [cm]
Quota punto di fissaggio* O	495,28 [cm]	Massa*	5 [kg]
Materiale*	Olio su tela	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di appoggio	Intonaco su muro	Altro:
Distanza da ostacoli	-	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI

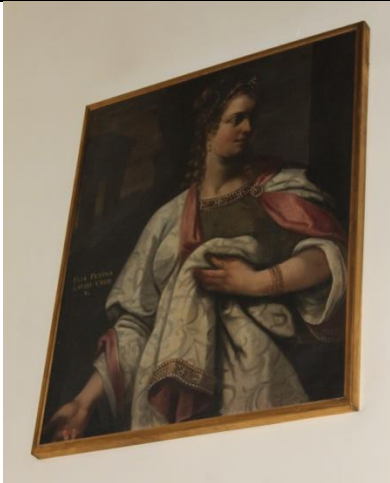
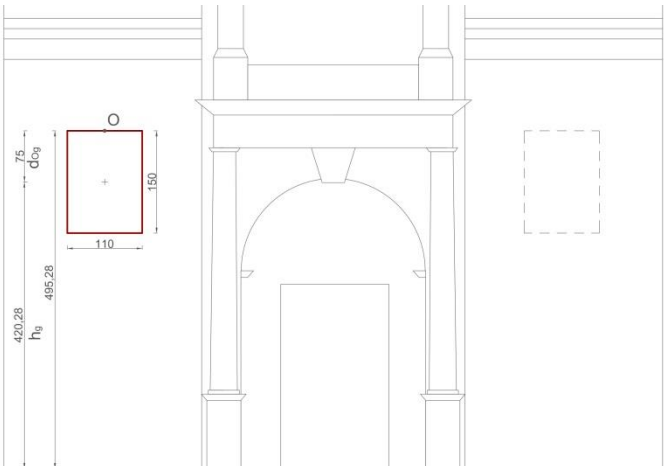
N° 27

STRUTTURA			
Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+10,80m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto	Aelia Petina Claud Uxor V		
Codice ID Museo	Ciclo di Cesari e Cesaresse, Museo Civico		
Autore	-		
Datazione	1660		

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	
T3	STAT		A3	VETR	
T4	QUAD	•	A4	MENS	
T5	LAMP		B	PIANO	
T6	MISC		C1	PARE	•
			C2	SOFF	

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Larghezza pannello	110 [cm]	Altezza G*	420,28 [cm]
Altezza pannello	150 [cm]	Distanza G da O*	75 [cm]
Quota punto di fissaggio* O	495,28 [cm]	Massa*	5 [kg]
Materiale*	Olio su tela	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di appoggio	Intonaco su muro	Altro:
Distanza da ostacoli	-	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI

N° 28

STRUTTURA			
Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+10,80m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto	Julius Caesar I		
Codice ID Museo	Ciclo di Cesari e Cesaresse, Museo Civico		
Autore	-		
Datazione	1660		

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	
T3	STAT		A3	VETR	
T4	QUAD	•	A4	MENS	
T5	LAMP		B	PIANO	
T6	MISC		C1	PARE	•
			C2	SOFF	

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Larghezza pannello	110 [cm]	Altezza G*	420,28 [cm]
Altezza pannello	150 [cm]	Distanza G da O*	75 [cm]
Quota punto di fissaggio* O	495,28 [cm]	Massa*	5 [kg]
Materiale*	Olio su tela	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di appoggio	Intonaco su muro	Altro:
Distanza da ostacoli	-	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI


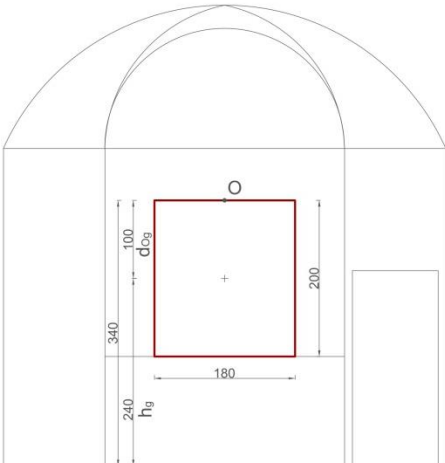
N° 29

STRUTTURA			
Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+10,80m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto	La Vergine in trono con il Bambino e Santi		
Codice ID Museo	-		
Autore	Domenico Campagnola		
Datazione	1551		

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	
T3	STAT		A3	VETR	
T4	QUAD	•	A4	MENS	
T5	LAMP		B	PIANO	
T6	MISC		C1	PARE	•
			C2	SOFF	

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Larghezza pannello	110 [cm]	Altezza G*	420,28 [cm]
Altezza pannello	150 [cm]	Distanza G da O*	75 [cm]
Quota punto di fissaggio* O	495,28 [cm]	Massa*	15 [kg]
Materiale*	Olio su tela	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di appoggio	Intonaco su muro	Altro:
Distanza da ostacoli	-	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI


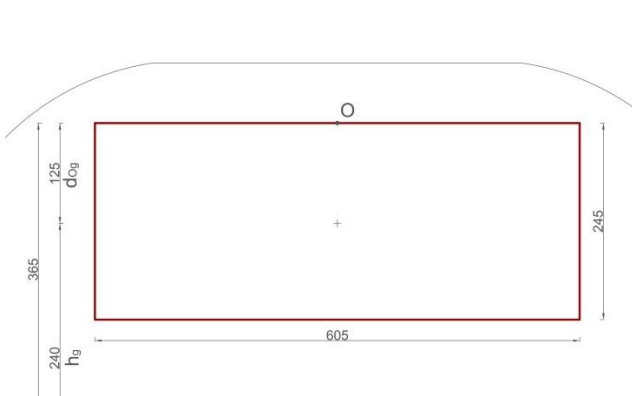
N° 30

STRUTTURA			
Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+5,20m		

BENE MOBILE	
Elemento singolo	Gruppo di elementi
Oggetto	Scambio del bastone di comando e delle chiavi di Padova tra i rettori, i fratelli Massimo e Silvestro Valier
Codice ID Museo	-
Autore	Pietro Damini
Datazione	1621 circa

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	
T3	STAT		A3	VETR	
T4	QUAD	•	A4	MENS	
T5	LAMP		B	PIANO	
T6	MISC		C1	PARE	•
			C2	SOFF	

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Larghezza pannello*	[cm]	Altezza G*	[cm]
Altezza pannello*	[cm]	Distanza G da O*	[cm]
Quota punto di fissaggio* O	[cm]	Massa*	35 [kg]
Materiale*	Olio su tela	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di appoggio	Intonaco su muro	Altro:
Distanza da ostacoli	-	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI

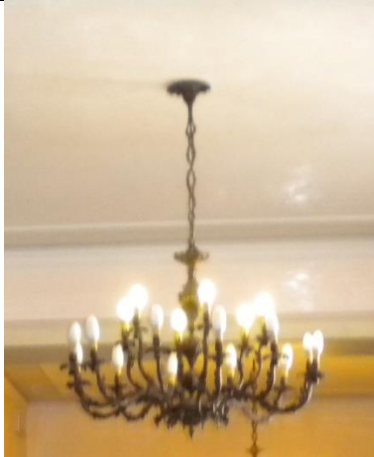
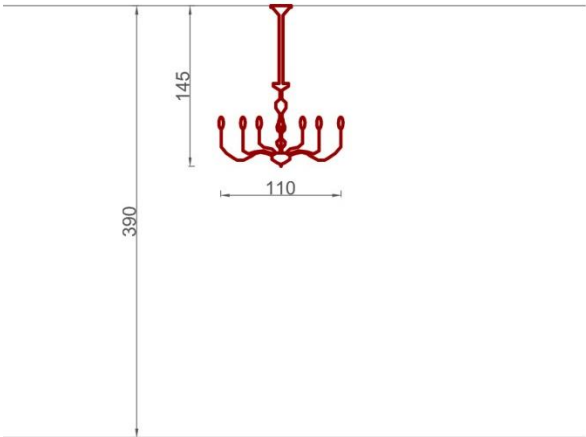
N° 31

STRUTTURA			
Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+10,80m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo		Gruppo di elementi	•
Oggetto	Lampadari anticamera del Sindaco		
Codice ID Museo	-		
Autore	-		
Datazione	-		

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	
T3	STAT		A3	VETR	
T4	QUAD		A4	MENS	
T5	LAMP	•	B	PIANO	
T6	MISC		C1	PARE	
			C2	SOFF	•

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Massa*	20 [kg]	Diametro max*	110 [cm]
Quota fissaggio*	390 [cm]	Lunghezza fissaggio*	145 [cm]
Materiale*	Ferro	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di supporto	Muratura	Altro:
Distanza dal fissaggio	145 [cm]	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI


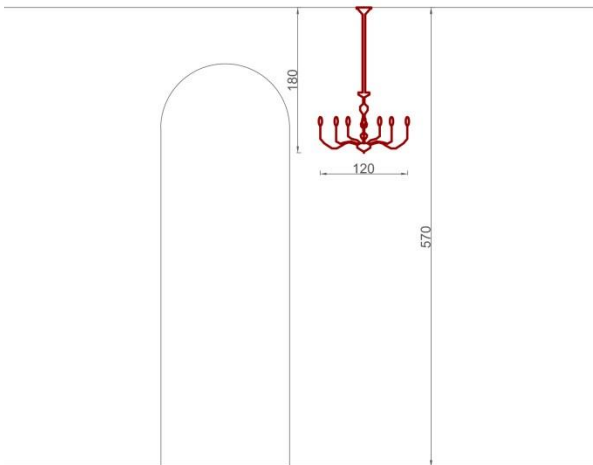
N° 32

STRUTTURA			
Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+10,80m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo		Gruppo di elementi	•
Oggetto	Lampadari Sala della Giunta		
Codice ID Museo	-		
Autore	-		
Datazione	-		

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	
T3	STAT		A3	VETR	
T4	QUAD		A4	MENS	
T5	LAMP	•	B	PIANO	
T6	MISC		C1	PARE	
			C2	SOFF	•

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Massa*	27 [kg]	Diametro max*	120 [cm]
Quota fissaggio*	570 [cm]	Lunghezza fissaggio*	180 [cm]
Materiale*	Ferro	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di supporto	Muratura	Altro:
Distanza dal fissaggio	180 [cm]	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI


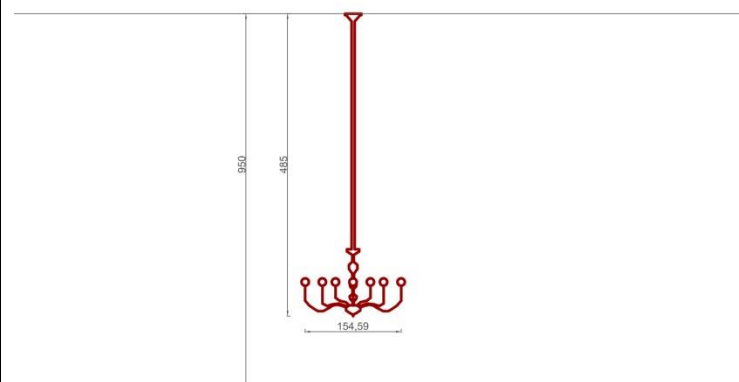
N° 33

STRUTTURA			
Nome Edificio	<i>Palazzo Moroni</i>	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+10,80m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo		Gruppo di elementi	•
Oggetto	Lampadari Sala del Consiglio		
Codice ID Museo	-		
Autore	-		
Datazione	-		

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	
T3	STAT		A3	VETR	
T4	QUAD		A4	MENS	
T5	LAMP	•	B	PIANO	
T6	MISC		C1	PARE	
			C2	SOFF	•

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Massa*	45 [kg]	Diametro max*	155 [cm]
Quota fissaggio*	950 [cm]	Lunghezza fissaggio*	485 [cm]
Materiale*	Ferro	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di supporto	Muratura	Altro:
Distanza dal fissaggio	485 [cm]	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI


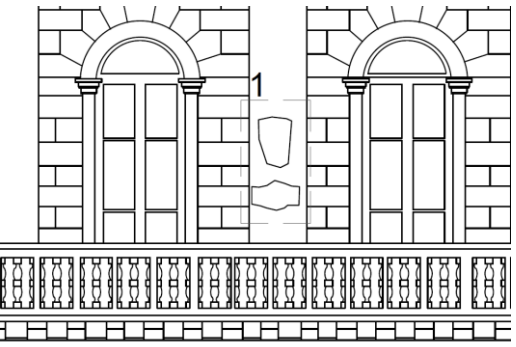
N° 34

STRUTTURA			
Nome Edificio	<i>Palazzo Moroni</i>	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+10,80m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo		Gruppo di elementi	•
Oggetto	Arme gentilizie		
Codice ID Museo	-		
Autore	-		
Datazione	XVII sec.		

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	
T3	STAT	•	A3	VETR	
T4	QUAD		A4	MENS	
T5	LAMP		B	PIANO	
T6	MISC		C1	PARE	•
			C2	SOFF	

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Massa*	- [kg]	Larghezza*	- [cm]
Quota fissaggio*	450 [cm]	Lunghezza*	- [cm]
Materiale*	Pietra	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di supporto	Muratura	Altro:
Tipo di fissaggio	1-2 ganci	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI
--


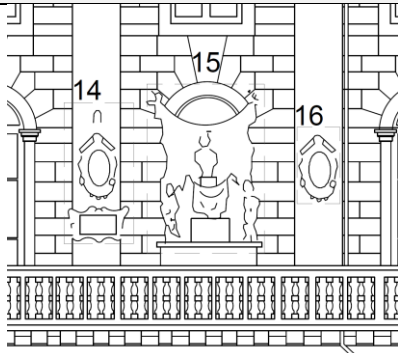
N° 35

STRUTTURA			
Nome Edificio	Palazzo Moroni	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva	Palazzo		
Numero livelli	4		
Altezza struttura	16-21m		
Quota piano esposizione	+10,80m		

BENE MOBILE			
Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto	Monumento a Domenico Gritti		
Codice ID Museo	-		
Autore	-		
Datazione	1842		

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	
T3	STAT	•	A3	VETR	
T4	QUAD		A4	MENS	
T5	LAMP		B	PIANO	
T6	MISC		C1	PARE	•
			C2	SOFF	

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Massa*	- [kg]	Larghezza*	- [cm]
Quota fissaggio*	300 [cm]	Lunghezza*	- [cm]
Materiale*	Pietra	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di supporto	Muratura	Altro:
Tipo di fissaggio	-	

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEI BENI MOBILI ESPOSTI IN PALAZZO MORONI


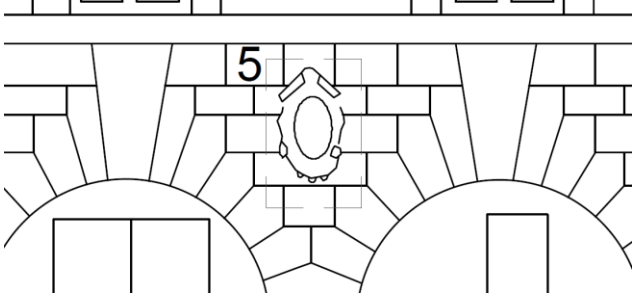
N° 36

STRUTTURA			
Nome Edificio	<i>Palazzo Moroni</i>	Proprietà	Comune di Padova
Tipologia costruttiva		Palazzo	
Numero livelli		4	
Altezza struttura		16-21m	
Quota piano esposizione		+0m	

BENE MOBILE			
Elemento singolo	•	Gruppo di elementi	
Oggetto		<i>Giustizia in Trono</i>	
Codice ID Museo		-	
Autore		Tiziano Minio	
Datazione		1552	

CLASSIFICAZIONE					
Tipologia			Supporto		
T1	VASE		A1	PAV	
T2	BUST		A2	PIED	
T3	STAT	•	A3	VETR	
T4	QUAD		A4	MENS	
T5	LAMP		B	PIANO	
T6	MISC		C1	PARE	•
			C2	SOFF	

GEOMETRIA E COMPOSIZIONE			
Massa*	- [kg]	Larghezza*	- [cm]
Quota fissaggio*	600 [cm]	Lunghezza*	- [cm]
Materiale*	Pietra	*grandezze stimate o derivate	

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	RAPPRESENTAZIONE
	

APPOGGIO E FISSAGGIO		
Materiale di supporto	Muratura	Altro:
Tipo di fissaggio	-	

Allegato F

Verifiche al *rocking* ed *overturning* di beni mobili schematizzabili come corpi rigidi

Statua allegorica *Vecchia Padova*

Scheda di riferimento numero 1.

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO AI BENI ARTISTICI									
CRITERIO DI ISHIYAMA									
domanda di accelerazione	a_g/g	0,055	S	1,5	$\psi(z)$	0,000	a_{max}/g	0,083	
verifica della condizione α	d_{Ox}	36,7	d_{Oy}	13,5	h_{bar}	87,19	B/H	0,155	
	$a_{max}/g < B/H$		VERIFICATO			MOTO ATTACCATO			
ANALISI CINEMATICA LINEARE NTC2008									
domanda di accelerazione	a_g/g	0,055	S	1,5	$\psi(z)$	0,000	a_{max}/g	0,083	
accelerazione di attivazione	α_0	0,155	FC	1,35	e^*	1	a_0/g	0,115	
verifica	$a_{max}/g < a_0/g$		VERIFICATO			MOTO ATTACCATO			

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA									
CRITERIO DI ISHIYAMA									
domanda di accelerazione	a_g/g	0,107	S	1,5	$\psi(z)$	0,000	a_{max}/g	0,161	
domanda di velocità	TC	0,519	$v_g [cm/s^2]$	13,075	$\psi(z)$	0,000	v_{max}	13,075	
verifica della condizione α	B/H	0,155	$a_{max}/g < B/H$		NON VERIFICATO			ROCKING	
verifica della condizione γ	$10B/H^{1/2}$	20,446	$v_{max} < 10B/H^{1/2}$		VERIFICATO				
ANALISI CINEMATICA LINEARE NTC2008									
domanda di accelerazione	a_g/g	0,107	S	2	$\psi(z)$	0,000	a_{max}/g	0,080	
accelerazione di attivazione	α_0	0,155	FC	1,35	e^*	1	a_0/g	0,115	
verifica	$a_{max}/g < a_0/g$		VERIFICATO			MOTO ATTACCATO			
ANALISI CINEMATICA NON LINEARE NTC2008									
capacità di spostamento	θ	0,159	$d_k [cm]$	13,823	$d_0^* [cm]$	13,823	$d_u^* [cm]$	5,529	
domanda di spostamento	$d_s^* [cm]$	2,212	$a_s^* [m/s^2]$	0,945	$S_e(T_s)$	0,228	s_1	5,234	
	$S_e(T_1)$	0,417	$S_{De}(T_1)$	1,979	$\psi(z)$	0,000	s_2	0,000	
verifica	$\max[s_1; s_2] < d_u^*$		VERIFICATO			ROCKING			

Statua *Fanciulla con anfora*

Scheda di riferimento numero 2.

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO AI BENI ARTISTICI								
CRITERIO DI ISHIYAMA								
domanda di accelerazione	a_g/g	0,055	S	1,5	$\psi(z)$	0,500	a_{max}/g	0,144
verifica della condizione α	d_{Ox}	27	d_{Oy}	27,74	h_{bar}	137,8	B/H	0,196
	$a_{max}/g < B/H$		VERIFICATO		MOTO ATTACCATO			
ANALISI CINEMATICA LINEARE NTC2008								
domanda di accelerazione	$S_e(T_1)$	0,21	γ	1,333	$\psi(z)$	0,500	a_{max}/g	0,140
accelerazione di attivazione	α_0	0,196	FC	1,35	e^*	1	a_0/g	0,145
verifica	$a_{max}/g < a_0/g$		VERIFICATO		MOTO ATTACCATO			

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA								
CRITERIO DI ISHIYAMA								
domanda di accelerazione	a_g/g	0,107	q	1	$\psi(z)$	0,500	a_{max}/g	0,281
domanda di velocità	TC	0,519	$v_g [cm/s^2]$	13,075	$\psi(z)$	0,500	v_{max}	22,881
verifica della condizione α	B/H	0,196	$a_{max}/g < B/H$		NON VERIFICATO		ROCKING	
verifica della condizione γ	$10B/H^{1/2}$	32,528	$v_{max} < 10B/H^{1/2}$		VERIFICATO			
ANALISI CINEMATICA LINEARE NTC2008								
domanda di accelerazione	$S_e(T_1)$	0,417	q	2	$\psi(z)$	0,500	a_{max}/g	0,139
accelerazione di attivazione	α_0	0,196	FC	1,35	e^*	1	a_0/g	0,145
verifica	$a_{max}/g < a_0/g$		VERIFICATO		MOTO ATTACCATO			
ANALISI CINEMATICA NON LINEARE NTC2008								
capacità di spostamento	θ	0,193	$d_k [cm]$	26,496	$d_0^* [cm]$	26,496	$d_u^* [cm]$	10,598
domanda di spostamento	$d_s^* [cm]$	4,239	$a_s^* [m/s^2]$	1,196	$S_e(T_s)$	0,186	s_1	6,468
	$S_e(T_1)$	0,417	$S_{De}(T_1)$	1,979	$\psi(z)$	0,500	s_2	5,611
verifica	$\max[s_1; s_2] < d_u^*$		VERIFICATO		ROCKING			

Busto di Andrea Meneghini

Scheda di riferimento numero 3.

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO AI BENI ARTISTICI								
CRITERIO DI ISHIYAMA								
domanda di accelerazione	a_g/g	0,055	S	1,5	$\psi(z)$	0,513	a_{max}/g	0,146
verifica della condizione α	d_{0x}	15	d_{0y}	5,3	h_{bar}	23,38	B/H	0,227
	$a_{max}/g < B/H$		VERIFICATO		MOTO ATTACCATO			
ANALISI CINEMATICA LINEARE NTC2008								
domanda di accelerazione	$S_e(T_1)$	0,21	γ	1,333	$\psi(z)$	0,513	a_{max}/g	0,144
accelerazione di attivazione	α_0	0,227	FC	1,35	e^*	1	a_0/g	0,168
verifica	$a_{max}/g < a_0/g$		VERIFICATO		MOTO ATTACCATO			

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA								
CRITERIO DI ISHIYAMA								
domanda di accelerazione	a_g/g	0,107	q	1	$\psi(z)$	0,513	a_{max}/g	0,284
domanda di velocità	TC	0,519	$v_g [cm/s^2]$	13,075	$\psi(z)$	0,513	v_{max}	23,126
verifica della condizione α	B/H	0,227	$a_{max}/g < B/H$		NON VERIFICATO		OVERTURNING	
verifica della condizione γ	$10B/H^{1/2}$	15,501	$v_{max} < 10B/H^{1/2}$		NON VERIFICATO			
ANALISI CINEMATICA LINEARE NTC2008								
domanda di accelerazione	$S_e(T_1)$	0,417	q	2	$\psi(z)$	0,513	a_{max}/g	0,142
accelerazione di attivazione	α_0	0,227	FC	1,35	e^*	1	a_0/g	0,168
verifica	$a_{max}/g < a_0/g$		VERIFICATO		MOTO ATTACCATO			
ANALISI CINEMATICA NON LINEARE NTC2008								
capacità di spostamento	θ	0,223	$d_k [cm]$	5,169	$d_0^* [cm]$	5,169	$d_u^* [cm]$	2,068
domanda di spostamento	$d_s^* [cm]$	0,827	$a_s^* [m/s^2]$	1,384	$S_e(T_s)$	0,417	s_1	2,445
	$S_e(T_1)$	0,417	$S_{De}(T_1)$	1,979	$\psi(z)$	0,513	s_2	8,972
verifica	$\max[s_1, s_2] < d_u^*$		NON VERIFICATO		OVERTURNING			

Busto di Francesco De Lazara

Scheda di riferimento numero 4.

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO AI BENI ARTISTICI								
CRITERIO DI ISHIYAMA								
domanda di accelerazione	a_g/g	0,055	S	1,5	$\psi(z)$	0,471	a_{max}/g	0,141
verifica della condizione α	d_{0x}	3,69	d_{0y}	3,75	h_{bar}	24,9	B/H	0,148
	$a_{max}/g < B/H$		VERIFICATO		MOTO ATTACCATO			
ANALISI CINEMATICA LINEARE NTC2008								
domanda di accelerazione	$S_e(T_1)$	0,21	γ	1,333	$\psi(z)$	0,471	a_{max}/g	0,132
accelerazione di attivazione	α_0	0,148	FC	1,35	e^*	1	a_0/g	0,110
verifica	$a_{max}/g < a_0/g$		NON VERIFICATO		ROCKING			

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA								
CRITERIO DI ISHIYAMA								
domanda di accelerazione	a_g/g	0,107	q	1	$\psi(z)$	0,471	a_{max}/g	0,274
domanda di velocità	TC	0,519	$v_g [cm/s^2]$	13,075	$\psi(z)$	0,471	v_{max}	22,305
verifica della condizione α	B/H	0,148	$a_{max}/g < B/H$		NON VERIFICATO		OVERTURNING	
verifica della condizione γ	$10B/H^{1/2}$	10,458	$v_{max} < 10B/H^{1/2}$		NON VERIFICATO			
ANALISI CINEMATICA LINEARE NTC2008								
domanda di accelerazione	$S_e(T_1)$	0,417	q	2	$\psi(z)$	0,471	a_{max}/g	0,131
accelerazione di attivazione	α_0	0,148	FC	1,35	e^*	1	a_0/g	0,110
verifica	$a_{max}/g < a_0/g$		NON VERIFICATO		OVERTURNING			
ANALISI CINEMATICA NON LINEARE NTC2008								
capacità di spostamento	θ	0,147	$d_k [cm]$	3,650	$d_0^* [cm]$	3,650	$d_u^* [cm]$	1,460
domanda di spostamento	$d_s^* [cm]$	0,584	$a_s^* [m/s^2]$	0,905	$S_e(T_s)$	0,417	s_1	2,641
	$S_e(T_1)$	0,417	$S_{De}(T_1)$	1,979	$\psi(z)$	0,471	s_2	7,627
verifica	$\max\{s_1, s_2\} < d_u^*$		NON VERIFICATO		OVERTURNING			

Busto di Giovanni Cittadella

Scheda di riferimento numero 5.

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO AI BENI ARTISTICI								
CRITERIO DI ISHIYAMA								
domanda di accelerazione	a_g/g	0,055	S	1,5	$\psi(z)$	0,471	a_{max}/g	0,141
verifica della condizione α	d_{Ox}	7,52	d_{Oy}	5,7	h_{bar}	24,35	B/H	0,234
	$a_{max}/g < B/H$		VERIFICATO		MOTO ATTACCATO			
ANALISI CINEMATICA LINEARE NTC2008								
domanda di accelerazione	$S_e(T_1)$	0,21	γ	1,333	$\psi(z)$	0,471	a_{max}/g	0,132
accelerazione di attivazione	α_0	0,234	FC	1,35	e^*	1	a_0/g	0,173
verifica	$a_{max}/g < a_0/g$		VERIFICATO		MOTO ATTACCATO			

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA								
CRITERIO DI ISHIYAMA								
domanda di accelerazione	a_g/g	0,107	q	1	$\psi(z)$	0,471	a_{max}/g	0,274
domanda di velocità	TC	0,519	$v_g [cm/s^2]$	13,075	$\psi(z)$	0,471	v_{max}	22,305
verifica della condizione α	B/H	0,234	$a_{max}/g < B/H$		NON VERIFICATO		OVERTURNING	
verifica della condizione γ	$10B/H^{1/2}$	16,336	$v_{max} < 10B/H^{1/2}$		NON VERIFICATO			
ANALISI CINEMATICA LINEARE NTC2008								
domanda di accelerazione	$S_e(T_1)$	0,417	q	2	$\psi(z)$	0,471	a_{max}/g	0,131
accelerazione di attivazione	α_0	0,234	FC	1,35	e^*	1	a_0/g	0,173
verifica	$a_{max}/g < a_0/g$		VERIFICATO		MOTO ATTACCATO			
ANALISI CINEMATICA NON LINEARE NTC2008								
capacità di spostamento	θ	0,230	$d_k [cm]$	5,550	$d_0^* [cm]$	5,550	$d_u^* [cm]$	2,220
domanda di spostamento	$d_s^* [cm]$	0,888	$a_s^* [m/s^2]$	1,429	$S_e(T_s)$	0,417	s_1	2,542
	$S_e(T_1)$	0,417	$S_{De}(T_1)$	1,979	$\psi(z)$	0,471	s_2	7,929
verifica	$\max\{s_1, s_2\} < d_u^*$		NON VERIFICATO		OVERTURNING			

Busto di Alberto Cavalletto

Shceda di riferimento numero 6.

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO AI BENI ARTISTICI								
CRITERIO DI ISHIYAMA								
domanda di accelerazione	a_g/g	0,055	S	1,5	$\psi(z)$	0,435	a_{max}/g	0,136
verifica della condizione α	d_{Ox}	5,03	d_{Oy}	5,43	h_{bar}	19,92	B/H	0,253
	$a_{max}/g < B/H$		VERIFICATO		MOTO ATTACCATO			
ANALISI CINEMATICA LINEARE NTC2008								
domanda di accelerazione	$S_e(T_1)$	0,21	γ	1,333	$\psi(z)$	0,435	a_{max}/g	0,122
accelerazione di attivazione	α_0	0,253	FC	1,35	e^*	1	a_0/g	0,187
verifica	$a_{max}/g < a_0/g$		VERIFICATO		MOTO ATTACCATO			

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA								
CRITERIO DI ISHIYAMA								
domanda di accelerazione	a_g/g	0,107	q	1	$\psi(z)$	0,435	a_{max}/g	0,265
domanda di velocità	TC	0,519	$v_g [cm/s^2]$	13,075	$\psi(z)$	0,435	v_{max}	21,606
verifica della condizione α	B/H	0,253	$a_{max}/g < B/H$		NON VERIFICATO		OVERTUNING	
verifica della condizione γ	$10B/H^{1/2}$	15,938	$v_{max} < 10B/H^{1/2}$		NON VERIFICATO			
ANALISI CINEMATICA LINEARE NTC2008								
domanda di accelerazione	$S_e(T_1)$	0,417	q	2	$\psi(z)$	0,435	a_{max}/g	0,121
accelerazione di attivazione	α_0	0,253	FC	1,35	e^*	1	a_0/g	0,187
verifica	$a_{max}/g < a_0/g$		VERIFICATO		MOTO ATTACCATO			
ANALISI CINEMATICA NON LINEARE NTC2008								
capacità di spostamento	θ	0,247	$d_k [cm]$	4,877	$d_0^* [cm]$	4,877	$d_u^* [cm]$	1,951
domanda di spostamento	$d_s^* [cm]$	0,780	$a_s^* [m/s^2]$	1,541	$S_e(T_s)$	0,417	s_1	2,071
	$S_e(T_1)$	0,417	$S_{De}(T_1)$	1,979	$\psi(z)$	0,435	s_2	8,291
verifica	$\max\{s_1, s_2\} < d_u^*$		NON VERIFICATO		OVERTURNING			

Busto di Emilio Morpurgo

Scheda di riferimento numero 7.

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO AI BENI ARTISTICI								
CRITERIO DI ISHIYAMA								
domanda di accelerazione	a_g/g	0,055	S	1,5	$\psi(z)$	0,418	a_{max}/g	0,134
verifica della condizione α	d_{Ox}	12,28	d_{Oy}	4,7	h_{bar}	25,14	B/H	0,187
	$a_{max}/g < B/H$		VERIFICATO		MOTO ATTACCATO			
ANALISI CINEMATICA LINEARE NTC2008								
domanda di accelerazione	$S_e(T_1)$	0,21	γ	1,333	$\psi(z)$	0,418	a_{max}/g	0,117
accelerazione di attivazione	α_0	0,187	FC	1,35	e^*	1	a_0/g	0,138
verifica	$a_{max}/g < a_0/g$		VERIFICATO		MOTO ATTACCATO			

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA								
CRITERIO DI ISHIYAMA								
domanda di accelerazione	a_g/g	0,107	q	1	$\psi(z)$	0,418	a_{max}/g	0,261
domanda di velocità	TC	0,519	$v_g [cm/s^2]$	13,075	$\psi(z)$	0,418	v_{max}	21,275
verifica della condizione α	B/H	0,187	$a_{max}/g < B/H$		NON VERIFICATO		OVERTURNING	
verifica della condizione γ	$10B/H^{1/2}$	13,257	$v_{max} < 10B/H^{1/2}$		NON VERIFICATO			
ANALISI CINEMATICA LINEARE NTC2008								
domanda di accelerazione	$S_e(T_1)$	0,417	q	2	$\psi(z)$	0,418	a_{max}/g	0,116
accelerazione di attivazione	α_0	0,187	FC	1,35	e^*	1	a_0/g	0,138
verifica	$a_{max}/g < a_0/g$		VERIFICATO		MOTO ATTACCATO			
ANALISI CINEMATICA NON LINEARE NTC2008								
capacità di spostamento	θ	0,185	$d_k [cm]$	4,620	$d_0^* [cm]$	4,620	$d_u^* [cm]$	1,848
domanda di spostamento	$d_s^* [cm]$	0,739	$a_s^* [m/s^2]$	1,141	$S_e(T_s)$	0,417	s_1	2,650
	$S_e(T_1)$	0,417	$S_{De}(T_1)$	1,979	$\psi(z)$	0,418	s_2	6,753
verifica	$\max\{s_1, s_2\} < d_u^*$		NON VERIFICATO		OVERTURNING			

Busto di Ferdinando Coletti

Scheda di riferimento numero 8.

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO AI BENI ARTISTICI								
CRITERIO DI ISHIYAMA								
domanda di accelerazione	a_g/g	0,055	S	1,5	$\psi(z)$	0,464	a_{max}/g	0,140
verifica della condizione α	d_{Ox}	7,48	d_{Oy}	1,87	h_{bar}	23,25	B/H	0,080
	$a_{max}/g < B/H$		NON VERIFICATO		ROCKING			
ANALISI CINEMATICA LINEARE NTC2008								
domanda di accelerazione	$S_e(T_1)$	0,21	γ	1,333	$\psi(z)$	0,464	a_{max}/g	0,130
accelerazione di attivazione	α_0	0,080	FC	1,35	e^*	1	a_0/g	0,060
verifica	$a_{max}/g < a_0/g$		NON VERIFICATO		ROCKING			

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA								
CRITERIO DI ISHIYAMA								
domanda di accelerazione	a_g/g	0,107	q	1	$\psi(z)$	0,464	a_{max}/g	0,272
domanda di velocità	TC	0,519	$v_g [cm/s^2]$	13,075	$\psi(z)$	0,464	v_{max}	22,182
verifica della condizione α	B/H	0,080	$a_{max}/g < B/H$		NON VERIFICATO		OVERTURNING	
verifica della condizione γ	$10B/H^{1/2}$	5,485	$v_{max} < 10B/H^{1/2}$		NON VERIFICATO			
ANALISI CINEMATICA LINEARE NTC2008								
domanda di accelerazione	$S_e(T_1)$	0,417	q	2	$\psi(z)$	0,464	a_{max}/g	0,129
accelerazione di attivazione	α_0	0,080	FC	1,35	e^*	1	a_0/g	0,060
verifica	$a_{max}/g < a_0/g$		NON VERIFICATO		OVERTURNING			
ANALISI CINEMATICA NON LINEARE NTC2008								
capacità di spostamento	θ	0,080	$d_k [cm]$	1,864	$d_0^* [cm]$	1,864	$d_u^* [cm]$	0,746
domanda di spostamento	$d_s^* [cm]$	0,298	$a_s^* [m/s^2]$	0,491	$S_e(T_s)$	0,417	s_1	2,485
	$S_e(T_1)$	0,417	$S_{De}(T_1)$	1,979	$\psi(z)$	0,464	s_2	8,003
verifica	$\max[s_1, s_2] < d_u^*$		NON VERIFICATO		OVERTURNING			

Pannelli e quadri di esposizioni temporanee (chiodo dorico)

Scheda di riferimento numero 9.

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO AI BENI ARTISTICI								
CRITERIO DI ISHIYAMA								
domanda di accelerazione	a_g/g	0,055	S	1,5	$\psi(z)$	0,325	a_{max}/g	0,123
verifica della condizione α	d_{Ox}	20	d_{Oy}	105	h_{bar}	127,5	B/H	0,157
	$a_{max}/g < B/H$		VERIFICATO		MOTO ATTACCATO			
ANALISI CINEMATICA LINEARE NTC2008								
domanda di accelerazione	$S_e(T_1)$	0,21	γ	1,333	$\psi(z)$	0,325	a_{max}/g	0,091
accelerazione di attivazione	α_0	0,157	FC	1,35	e^*	1	a_0/g	0,116
verifica	$a_{max}/g < a_0/g$		VERIFICATO		MOTO ATTACCATO			

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA								
CRITERIO DI ISHIYAMA								
domanda di accelerazione	a_g/g	0,107	q	1	$\psi(z)$	0,325	a_{max}/g	0,239
domanda di velocità	TC	0,519	$v_g [cm/s^2]$	13,075	$\psi(z)$	0,325	v_{max}	19,449
verifica della condizione α	B/H	0,157	$a_{max}/g < B/H$		NON VERIFICATO		ROCKING	
verifica della condizione γ	$10B/H^{1/2}$	25,049	$v_{max} < 10B/H^{1/2}$		VERIFICATO			
ANALISI CINEMATICA LINEARE NTC2008								
domanda di accelerazione	$S_e(T_1)$	0,417	q	2	$\psi(z)$	0,325	a_{max}/g	0,090
accelerazione di attivazione	α_0	0,157	FC	1,35	e^*	1	a_0/g	0,116
verifica	$a_{max}/g < a_0/g$		VERIFICATO		MOTO ATTACCATO			
ANALISI CINEMATICA NON LINEARE NTC2008								
capacità di spostamento	θ	0,156	$d_k [cm]$	19,758	$d_0^* [cm]$	19,758	$d_u^* [cm]$	7,903
domanda di spostamento	$d_s^* [cm]$	3,161	$a_s^* [m/s^2]$	0,957	$S_e(T_s)$	0,198	s_1	6,413
	$S_e(T_1)$	0,417	$S_{De}(T_1)$	1,979	$\psi(z)$	0,325	s_2	3,594
verifica	$\max[s_1; s_2] < d_u^*$		VERIFICATO		ROCKING			

Pannelli e quadri di esposizioni temporanee (ex scuderie)

Scheda di riferimento numero 10.

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO AI BENI ARTISTICI								
CRITERIO DI ISHIYAMA								
domanda di accelerazione	a_g/g	0,055	S	1,5	$\psi(z)$	0,000	a_{max}/g	0,083
verifica della condizione α	d_{Ox}	13,14	d_{Oy}	125	h_{bar}	124,42	B/H	0,106
	$a_{max}/g < B/H$			VERIFICATO		MOTO ATTACCATO		
ANALISI CINEMATICA LINEARE NTC2008								
domanda di accelerazione	a_g/g	0,055	S	1,5	$\psi(z)$	0,000	a_{max}/g	0,083
accelerazione di attivazione	α_0	0,106	FC	1,35	e^*	1	a_0/g	0,078
verifica	$a_{max}/g < a_0/g$		NON VERIFICATO		ROCKING			

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA								
CRITERIO DI ISHIYAMA								
domanda di accelerazione	a_g/g	0,107	S	1,5	q	2,000	a_{max}/g	0,161
domanda di velocità	TC	0,519	$v_g [cm/s^2]$	13,075	$\psi(z)$	2,000	v_{max}	13,075
verifica della condizione α	B/H	0,106	$a_{max}/g < B/H$		NON VERIFICATO		ROCKING	
verifica della condizione γ	$10B/H^{1/2}$	16,660	$v_{max} < 10B/H^{1/2}$		VERIFICATO			
ANALISI CINEMATICA LINEARE NTC2008								
domanda di accelerazione	a_g/g	0,107	S	1,5	q	2,000	a_{max}/g	0,080
accelerazione di attivazione	α_0	0,106	FC	1,35	e^*	1	a_0/g	0,078
verifica	$a_{max}/g < a_0/g$		NON VERIFICATO		OVERTURNING			
ANALISI CINEMATICA NON LINEARE NTC2008								
capacità di spostamento	θ	0,105	$d_k [cm]$	13,067	$d_0^* [cm]$	13,067	$d_u^* [cm]$	5,227
domanda di spostamento	$d_s^* [cm]$	2,091	$a_s^* [m/s^2]$	0,645	$S_e(T_s)$	0,198	s_1	6,300
	$S_e(T_1)$	0,417	$S_{De}(T_1)$	1,979	$\psi(z)$	2,000	s_2	0,000
verifica	$\max[s_1; s_2] < d_u^*$		NON VERIFICATO		OVERTURNING			



DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE
CORSO DI LAUREA MAGISTRALE A CICLO UNICO IN
INGEGNERIA EDILE-ARCHITETTURA

TESI DI LAUREA

**PALAZZO MORONI E LE SUE OPERE D'ARTE: VALUTAZIONE E MITIGAZIONE DEL RISCHIO SISMICO
DI UN EDIFICIO STRATEGICO E DEI BENI MOBILI IN ESSO CONTENUTI**

ALLEGATO G: TAVOLE GRAFICHE

Relatore:

Prof.ssa Ing. DA PORTO FRANCESCA

Correlatori:

Dott. Ing. BETTIOL GIULIA

Prof.ssa Ing. VALLUZZI MARIA ROSA

Laureando:

CAPPELLESSO GIACOMO

1

- .01 | LOCALIZZAZIONE DELL'AGGREGATO | Inquadramento
- .02 | LOCALIZZAZIONE DELL'AGGREGATO | PRG
- .03 | LOCALIZZAZIONE DELL'AGGREGATO | P.T.C.P. e Carta dei Suoli
- .04 | LOCALIZZAZIONE DELL'AGGREGATO | Pericolosità sismica
- .05 | LOCALIZZAZIONE DELL'AGGREGATO | Trascorso sismico
- .06 | LOCALIZZAZIONE DELL'AGGREGATO | Ambiti di studio
- .07 | LOCALIZZAZIONE DELL'AGGREGATO | Planivolumetrico
- .08 | LOCALIZZAZIONE DELL'AGGREGATO | Unità immobiliari
- .09 | LOCALIZZAZIONE DELL'AGGREGATO | Destinazioni d'uso

3

- .01 | ANALISI STORICO CRITICA | Storia del sito
- .02 | ANALISI STORICO CRITICA | Storia dell'aggregato
- .03 | ANALISI STORICO CRITICA | Evoluzione dell'aggregato
- .04 | ANALISI STORICO CRITICA | Catasti storici
- .05 | ANALISI STORICO CRITICA | Cronologia degli interventi su Palazzo Moroni
- .06 | ANALISI STORICO CRITICA | Cronologia degli interventi su Palazzo Moroni
- .07 | ANALISI STORICO CRITICA | Documentazione archivistica
- .08 | ANALISI STORICO CRITICA | Documentazione archivistica
- .09 | ANALISI STORICO CRITICA | Documentazione archivistica
- .10 | ANALISI STORICO CRITICA | Documentazione archivistica
- .11 | ANALISI STORICO CRITICA | Documentazione archivistica
- .12 | ANALISI STORICO CRITICA | Documentazione archivistica
- .13 | ANALISI STORICO CRITICA | Documentazione archivistica
- .14 | ANALISI STORICO CRITICA | Tavole comparative | Planta piano Terra
- .15 | ANALISI STORICO CRITICA | Tavole comparative | Planta piano Primo
- .16 | ANALISI STORICO CRITICA | Tavole comparative | Planta piano Secondo
- .17 | ANALISI STORICO CRITICA | Tavole comparative | Planta piano Terzo
- .18 | ANALISI STORICO CRITICA | Tavole comparative | Planta Sottotetto

4

- .01 | DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA | Esterni
- .02 | DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA | Planta piano Terra
- .03 | DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA | Planta piano Primo
- .04 | DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA | Planta piano Secondo
- .05 | DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA | Planta piano Terzo
- .06 | DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA | Planta Sottotetto
- .07 | DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA | Beni di interesse storico-artistico | Prospetto W
- .08 | DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA | Beni di interesse storico-artistico | Prospetto S
- .09 | DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA | Beni di interesse storico-artistico | Prospetti interni
- .10 | DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA | Beni di interesse storico-artistico | Sala dei Nodari

5

- .01 | RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI | Orientatore
- .02 | RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI | Planta piano Terra | A
- .03 | RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI | Planta piano Terra | B
- .04 | RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI | Planta piano Terra | C
- .05 | RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI | Planta piano Terra | D
- .06 | RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI | Planta piano Primo | A
- .07 | RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI | Planta piano Primo | B
- .08 | RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI | Planta piano Primo | C
- .09 | RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI | Planta piano Primo | D
- .10 | RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI | Planta piano Secondo | A
- .11 | RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI | Planta piano Secondo | B
- .12 | RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI | Planta piano Secondo | C

- .13 | RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI | Planta piano Secondo | D

6

- .01 | DIAGNOSI SUL CAMPO E IN LABORATORIO | Piano Terra
- .02 | DIAGNOSI SUL CAMPO E IN LABORATORIO | Piano Primo
- .03 | DIAGNOSI SUL CAMPO E IN LABORATORIO | Piano Secondo
- .04 | DIAGNOSI SUL CAMPO E IN LABORATORIO | Piano Terzo
- .05 | DIAGNOSI SUL CAMPO E IN LABORATORIO | Sottotetto

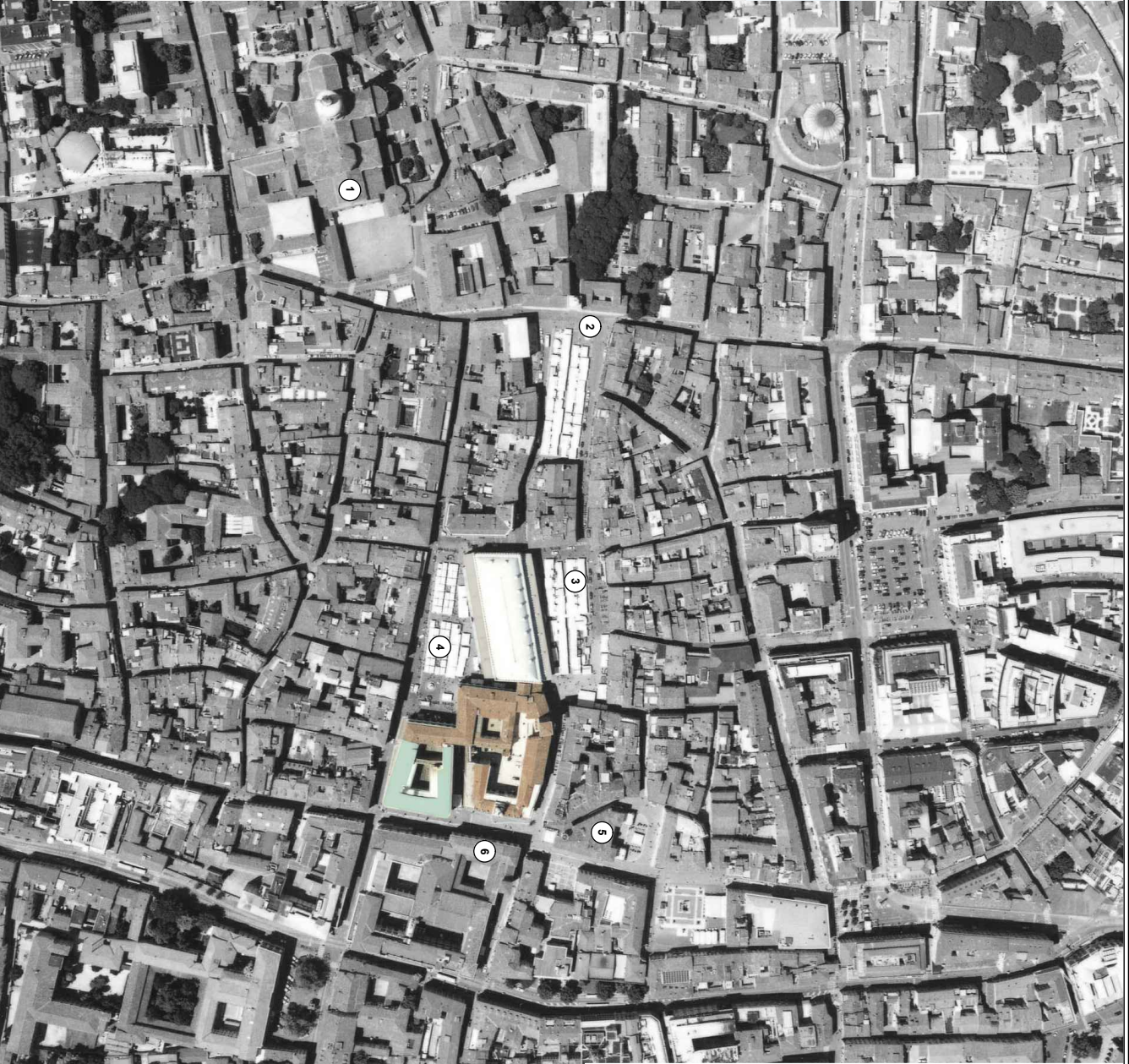
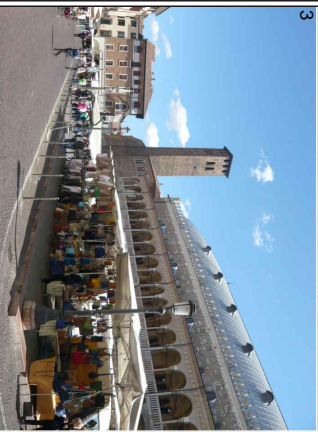
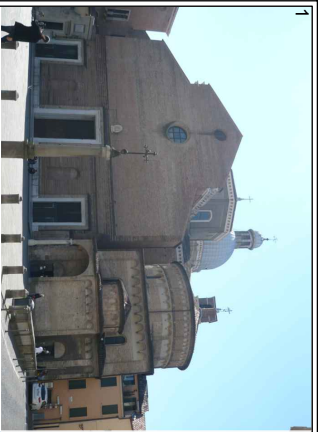
7

- .01 | RILIEVO STRUTTURALE | Unità strutturali
- .02 | RILIEVO STRUTTURALE | Planta piano Terra
- .03 | RILIEVO STRUTTURALE | Planta piano Primo
- .04 | RILIEVO STRUTTURALE | Planta piano Secondo
- .05 | RILIEVO STRUTTURALE | Planta piano Terzo
- .06 | RILIEVO STRUTTURALE | Planta Sottotetto
- .07 | RILIEVO STRUTTURALE | Dettagli Costruttivi
- .08 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Planta piano Terra
- .09 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Planta piano Terra
- .10 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Orientatore
- .11 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Planta piano Primo | A
- .12 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Planta piano Primo | B
- .13 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Planta piano Primo | C
- .14 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Planta piano Primo | D
- .15 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Planta piano Primo | C
- .16 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Planta piano Primo | D
- .17 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Planta piano Secondo | A
- .18 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Planta piano Secondo | B
- .19 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Planta piano Secondo | C
- .20 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Planta piano Secondo | D
- .21 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Planta piano Secondo | C
- .22 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Planta piano Secondo | D
- .23 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Planta piano Terzo | A
- .24 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Planta piano Terzo | B
- .25 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Planta piano Terzo | C
- .26 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Planta piano Terzo | D
- .27 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Planta piano Terzo | D

10

- .28 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Planta Sottotetto | A
- .29 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Planta Sottotetto | B
- .30 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Planta Sottotetto | C
- .31 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Prospetto Ovest
- .32 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Prospetto Ovest
- .33 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Prospetto Sud
- .34 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Prospetto Est
- .35 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Prospetto Nord
- .36 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Prospetto Ovest Interno
- .37 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Prospetto Sud Interno
- .38 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Prospetto Est Interno
- .39 | RILIEVO CRITICO DEL DANNO | Prospetto Nord Interno
- .40 | VULNERABILITÀ E CRITICITÀ | Planta piano Terra
- .41 | VULNERABILITÀ E CRITICITÀ | Planta piano Primo
- .42 | VULNERABILITÀ E CRITICITÀ | Planta piano Secondo
- .43 | VULNERABILITÀ E CRITICITÀ | Planta piano Terzo
- .44 | VULNERABILITÀ E CRITICITÀ | Planta Sottotetto
- .45 | VULNERABILITÀ E CRITICITÀ | Maschi murari e fasce di piano | Prospetti W e S
- .46 | VULNERABILITÀ E CRITICITÀ | Maschi murari e fasce di piano | Prospetti E e N
- .47 | VULNERABILITÀ E CRITICITÀ | Maschi murari e fasce di piano | Prospetti Interni
- .48 | VULNERABILITÀ E CRITICITÀ | Sezioni

- .01 | INTERVENTI DI RIDUZIONE DELLA VULNERABILITÀ
- .02 | INTERVENTI DI RIDUZIONE DELLA VULNERABILITÀ
- .03 | INTERVENTI DI RIDUZIONE DELLA VULNERABILITÀ

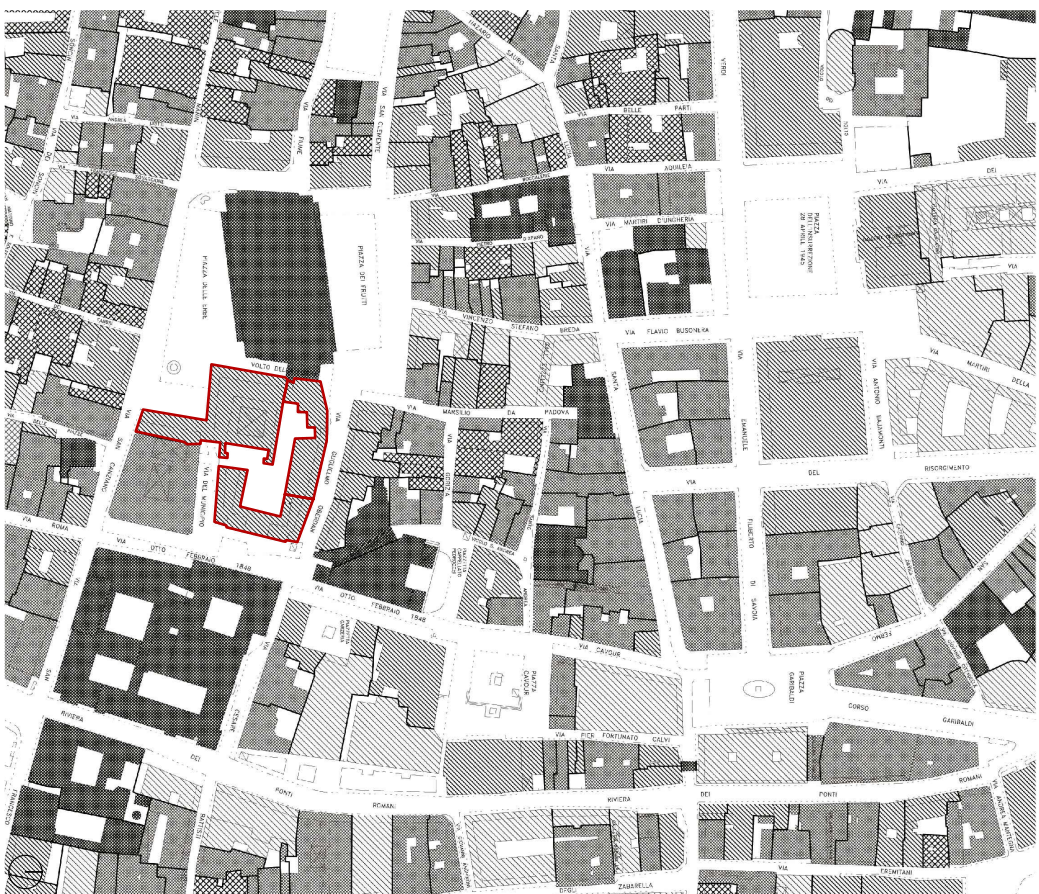


LEGENDA

- 1 Duomo
- 2 Complesso del Capitanio e piazza dei Signori
- 3 Piazza della frutta e palazzo della Ragione
- 4 Piazza delle erbe
- 5 Caffè Pedrocchi
- 6 Palazzo Bo



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Microni e le sue opere d'arte. Valutazione del rischio sismico
LOCALIZZAZIONE DELL'AGGREGATO
 Inquadramento
 Tav. 1.01



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.

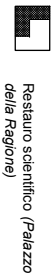
LEGENDA

●●●●● 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)



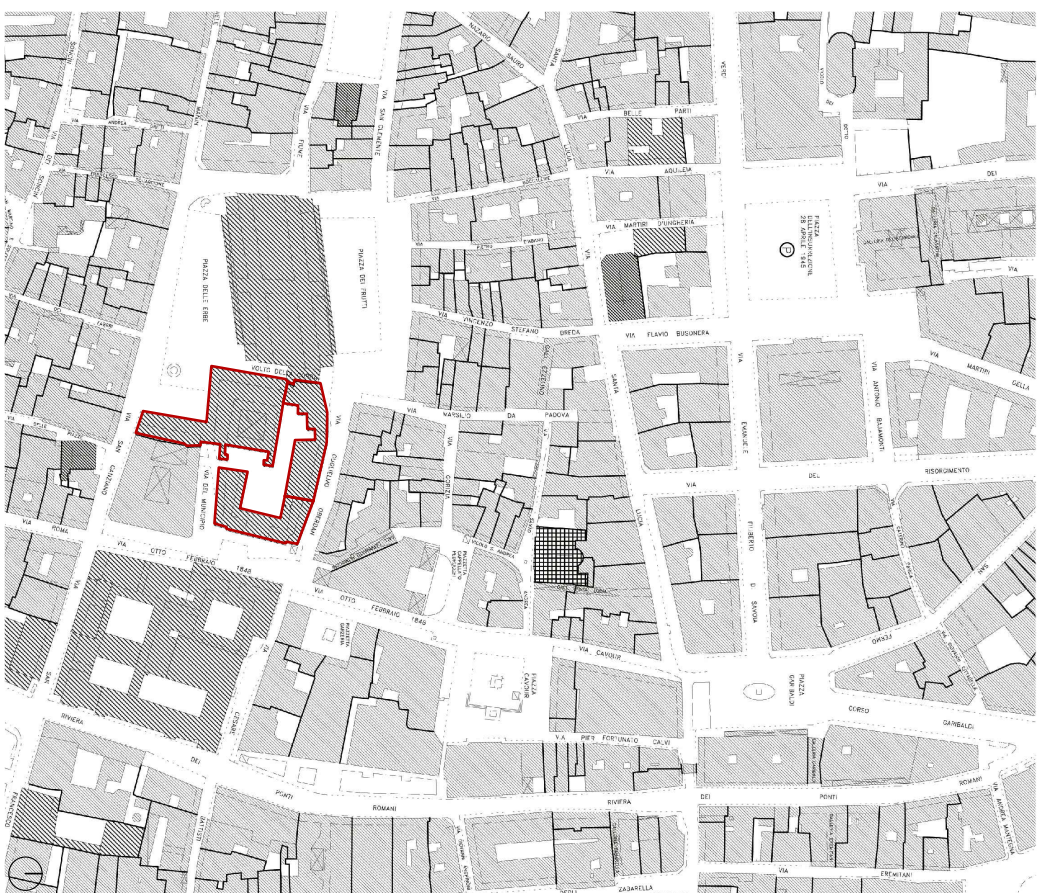
Restauro scientifico (*Palazzo della Ragione*)



Ristrutturazione edilizia (*sede banca Antonveneta via VIII febbraio*)



Restauro (*aggregato oggetto di studio*)



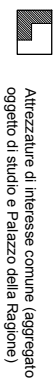
Piano Regolatore Generale - Zona del Centro Storico - FG 100 Tavola di P.R.G. B.2
 Destinazioni d'uso

●●●●● 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:

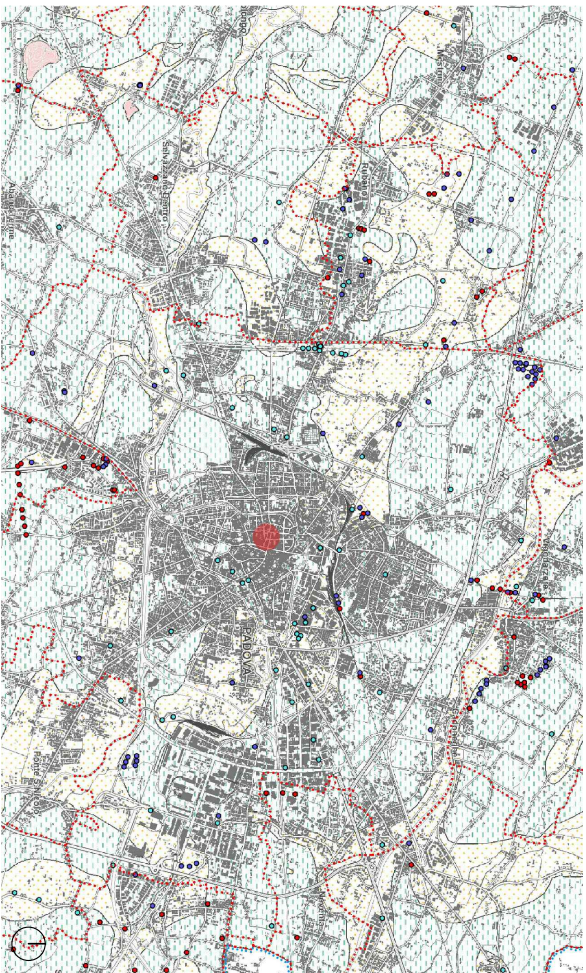


Attrezzature di interesse comune (*aggregato oggetto di studio e Palazzo della Ragione*)



Destinazione residenziale, commerciale, direzionale, turistica e artigianale



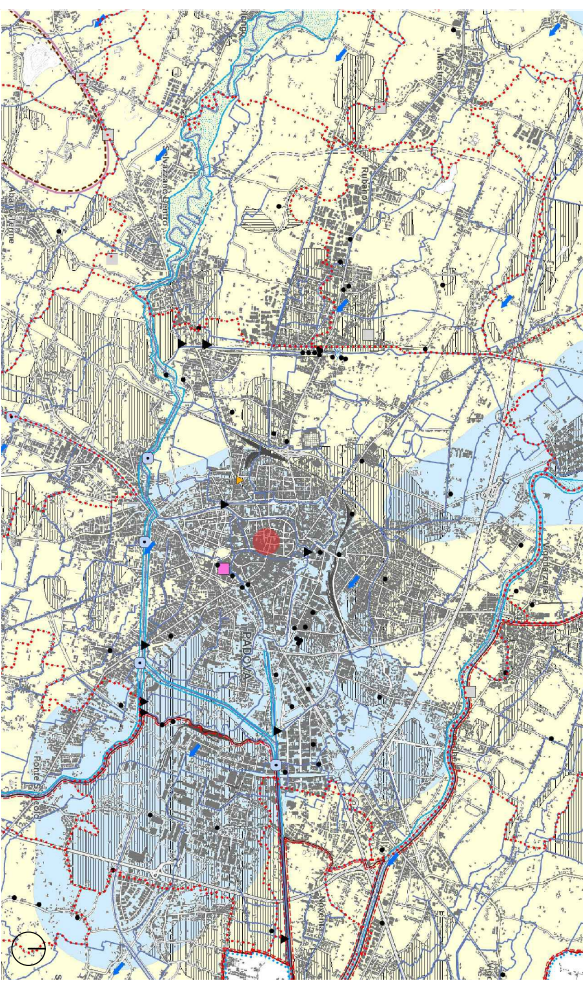


Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale - Carta geolitologica

1 : 40 000

LEGENDA

- Localizzazione aggregato "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)

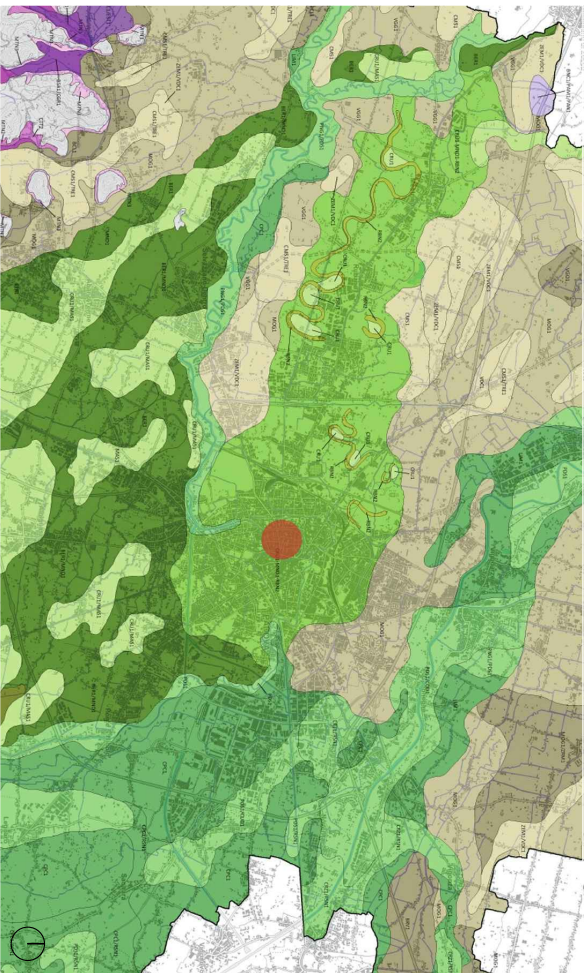


Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale - Carta idrogeologica

1 : 40 000

LEGENDA

- Localizzazione aggregato "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 aggregato "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 divagazione a meandri con evidenti tracce di paleovalichi, costituita prevalentemente da limi e sabbie (aggregato oggetto di studio)

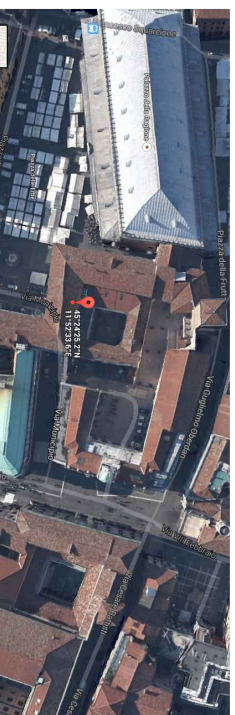
1 : 50 000

Individuazione delle coordinate geografiche.

PADOVA

Latitudine: 45.407 Longitudine: 11.876

<https://maps.google.it/http://emidius.mi.inp.vi.it/DBMI/1>



INTRO

D.M. 14 gennaio 2008 - Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
Spettri di risposta
 ver. 1.0.3

Introduzione delle coordinate del sito indagato.

FASE 1 - INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate
 Ricerca per comune

LONGITUDINE: 11,87600 LATITUDINE: 45,40700
 REGIONE: Piemonte PROVINCIA: Torino COMUNE: Aigue

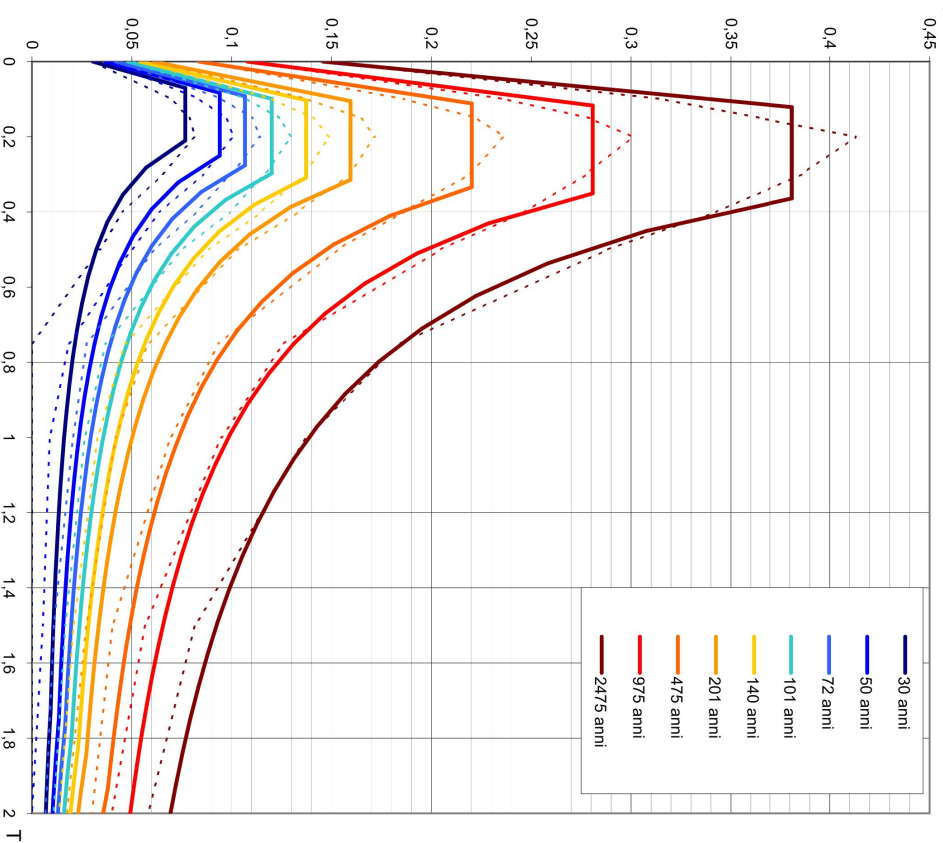
Elaborazioni grafiche: Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri
 Elaborazioni numeriche: Tabella parametri

Reticolo di riferimento: Controllo sul reticolo (Sito esterno al reticolo, Ininterpolazione su 3 nodi, Interpolazione completa), Interpolazione superficie rigata

Nodi del reticolo intorno al sito: km 7,5 (12162, 12193, 12164, 12195)

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

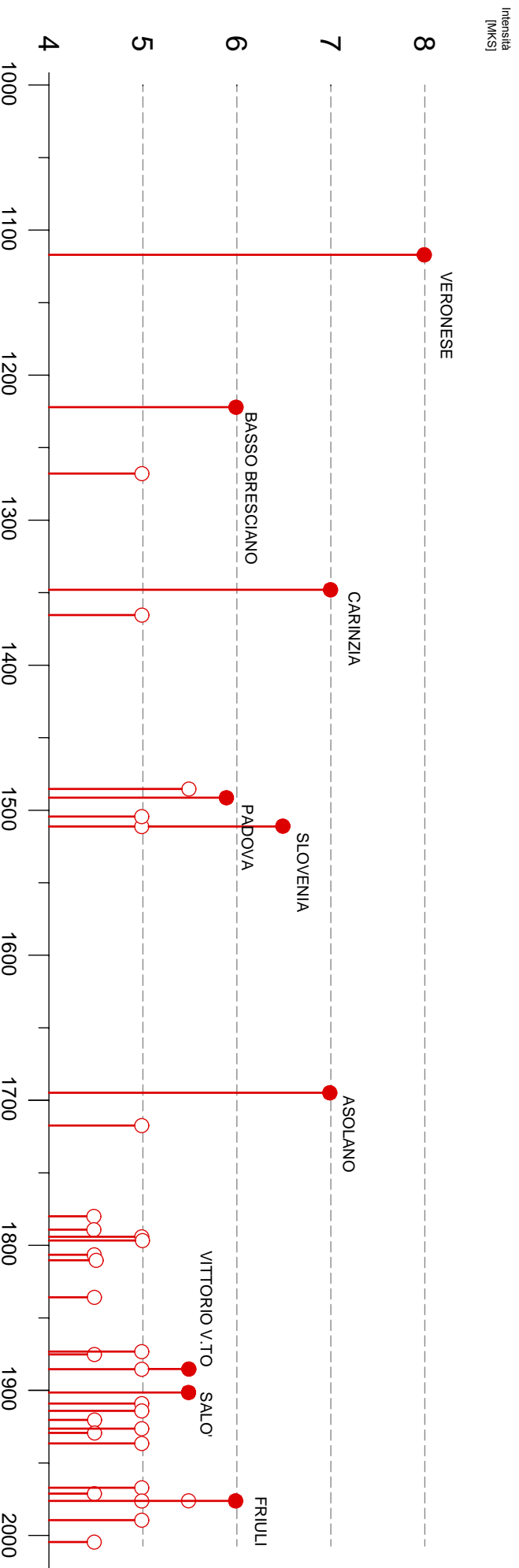
Spigoli Spettri elastici di risposta per i periodi di ritorno T_r di riferimento



T_r [anni]	a_R	F_0	T_c^*
30	0.031	2.515	0.210
50	0.037	2.548	0.250
72	0.042	2.537	0.276
101	0.048	2.496	0.297
140	0.054	2.533	0.309
201	0.061	2.624	0.314
475	0.084	2.630	0.334
975	0.108	2.603	0.350
2475	0.146	2.613	0.364

La pericolosità sismica misura la probabilità che in un determinato luogo e in un dato intervallo di tempo si verifichi un terremoto che ecceda un certo valore di intensità, magnitudine o PGA (*peak ground acceleration*). Questa dipende dal tipo di terreno, dalla distanza dall'epicentro e dalle condizioni geomorfologiche del sito indagato e non dalle caratteristiche degli edifici in esso locati.

Nell'indagare la sismicità del sito in cui insistono i palazzi del Comune di Padova si è fatto riferimento al foglio Excel "Spettri di risposta", consultabile sul sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Questo, in oltreperanza alle NTC2008, fornisce i parametri dell'azione sismica in funzione delle coordinate geografiche a partire da un reticolo di lato pari a circa 5 km e per diversi periodi di ritorno, compresi tra 30 e 2475 anni. I parametri sono: a_R , ovvero l'accelerazione massima al suolo attesa, F_0 ovvero il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro e T_c^* , vale a dire il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro.



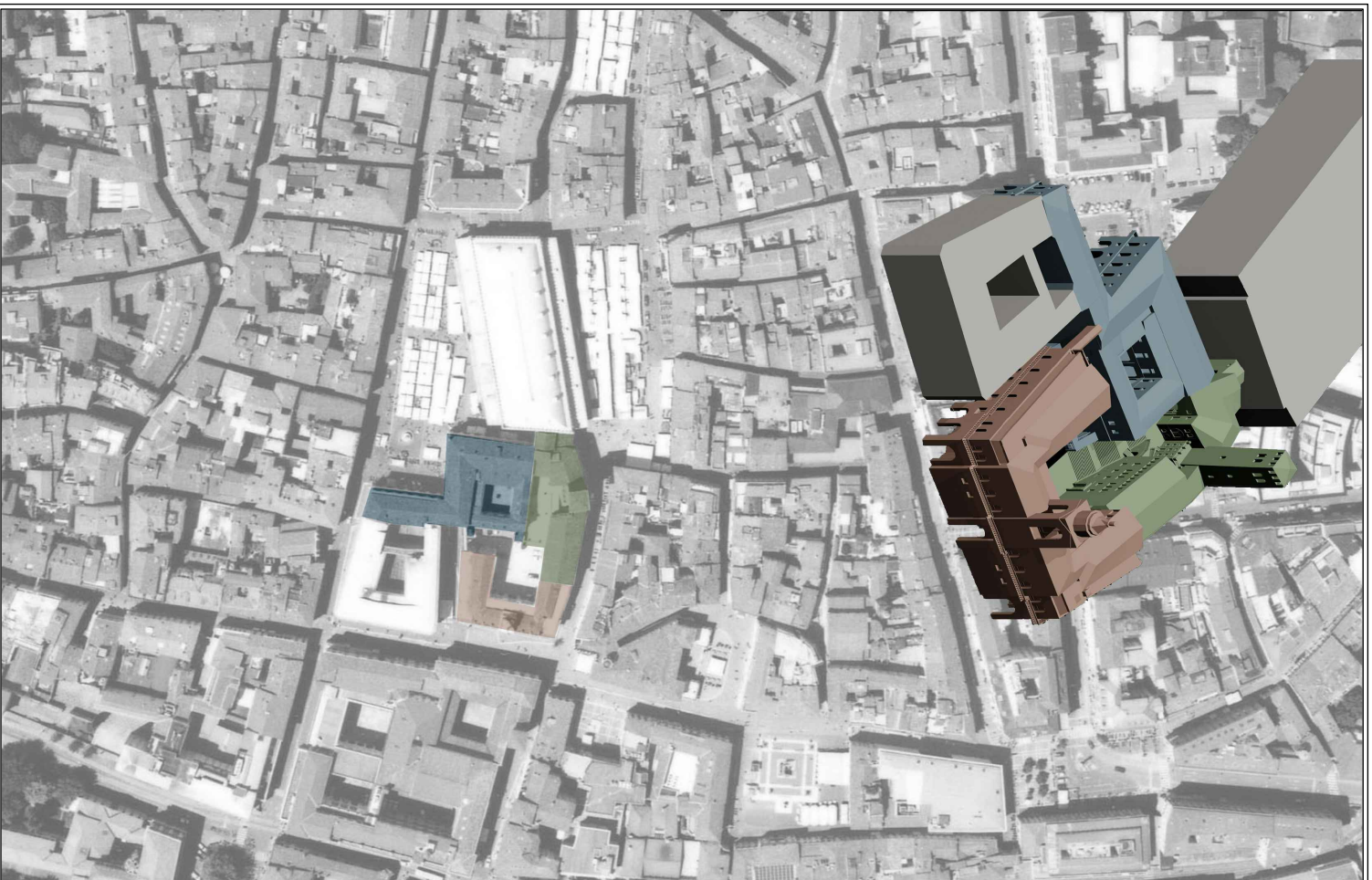
Data [aaaa/mm/gg hh:mm:ss]	Area epicentrale	Intensità macrosismica [MKS]	Intensità macrosismica epicentrale [MKS]	Magnitudo Momento	Numero dati puntuali
1117/01/03 15:15	Veronese	8	9-10	6.69 ±0.20	55
1222/12/25 12:30	Basso Bresciano	6	7-8	5.84 ±0.58	18
1348/01/25 15:30	Carinzia	7	9-10	7.02 ±0.18	58
1485/09/01	Padova	5-6	5	4.30 ±0.87	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 eclatante intensità: sono infatti 146 le scosse individuate dal DBM2011, alcune delle quali potenzialmente dannose per edifici vulnerabili quali sono quelli storici. 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.

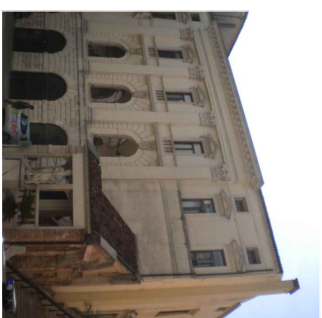
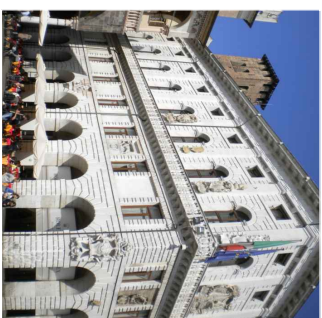
M. Locati, R. Camassi e M. Stucchi (a cura di), 2011, DBM11
 La versione 2011 del Database Macrosismico Italiano
 Milano, Bologna,
<http://emidius.mi.ngv.it/DBM11>, DOI: 10.6092/INGV.IT-DBM11

Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Morioli e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
LOCALIZZAZIONE DELL'AGGREGATO
 Trascorso sismico

1.05

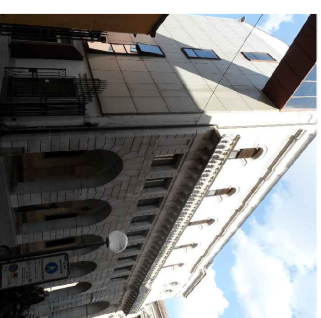
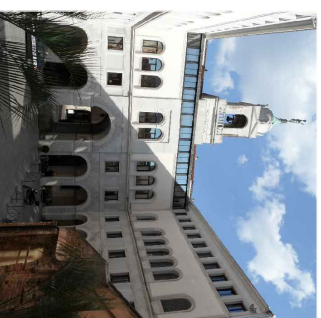
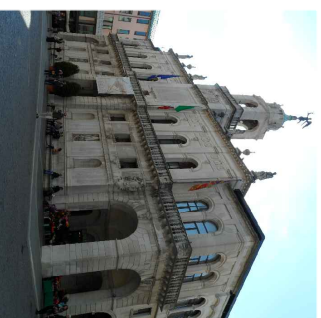


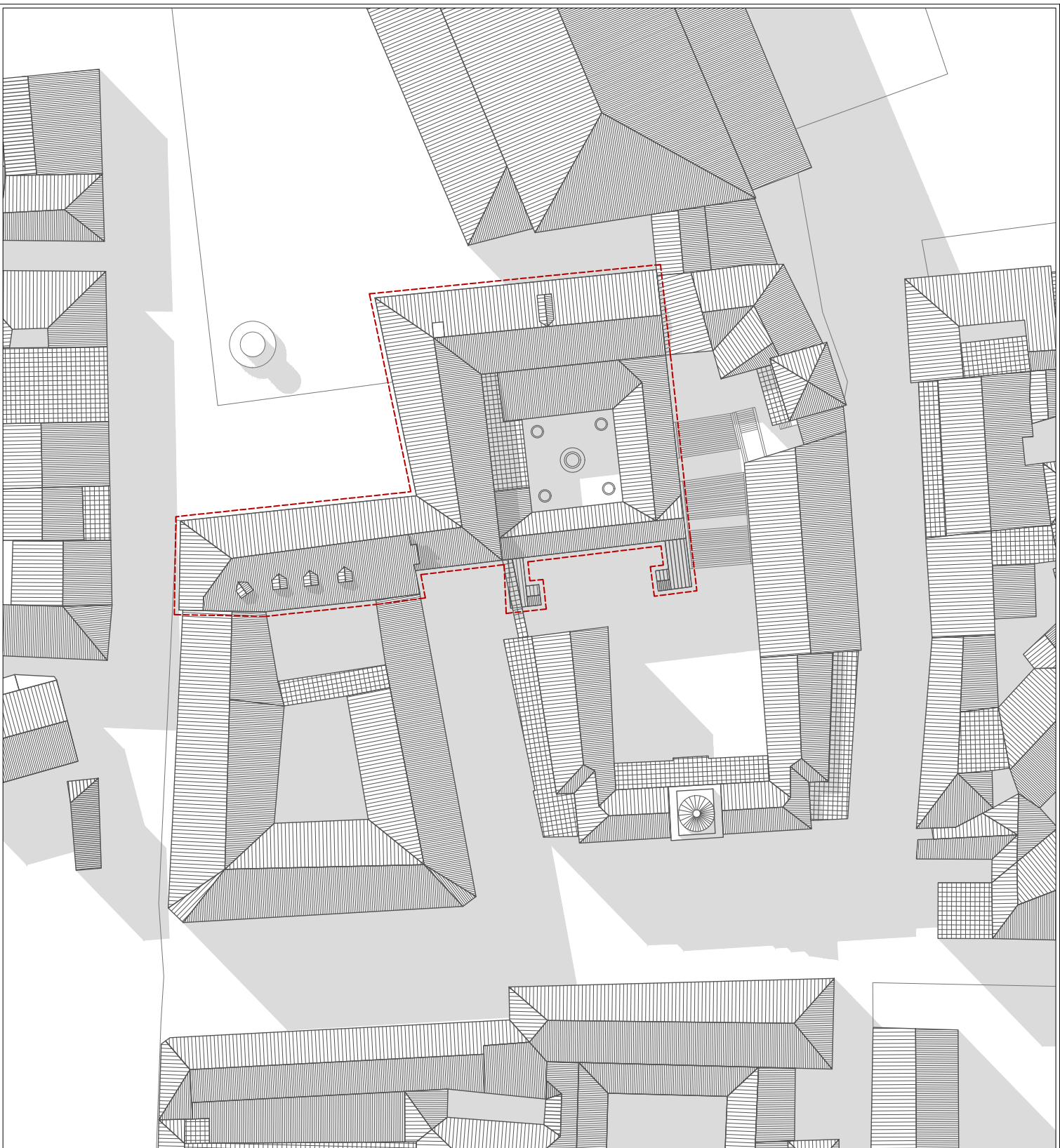
PALAZZO E TORRE DEGLI ANZANI



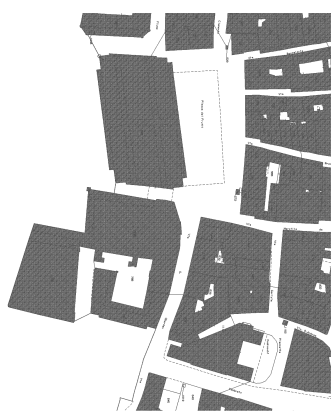
PALAZZO MORONI E ALA MOSCHINI

PALAZZO MORETTI-SCARPARI



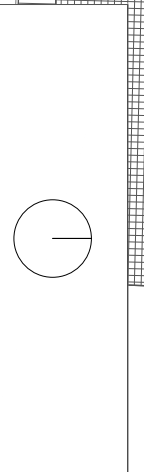


Proprietario: Comune di Padova
Denominazione del bene: Palazzo Moroni
Indirizzo: via del Municipio, 1
Regione: Veneto
Provincia: Padova
Comune: Padova
Codice di Avviamento Postale: 35122
Codice ISTAT: 028060
Coordinate geografiche: lat: 45.407, long: 11.876
Dati catastali:
Nuovo Catasto Terreni: Foglio 89, Mappali 788
Nuovo Catasto Edilizio Urbano: Sezione F, Foglio 5, Mappale 160

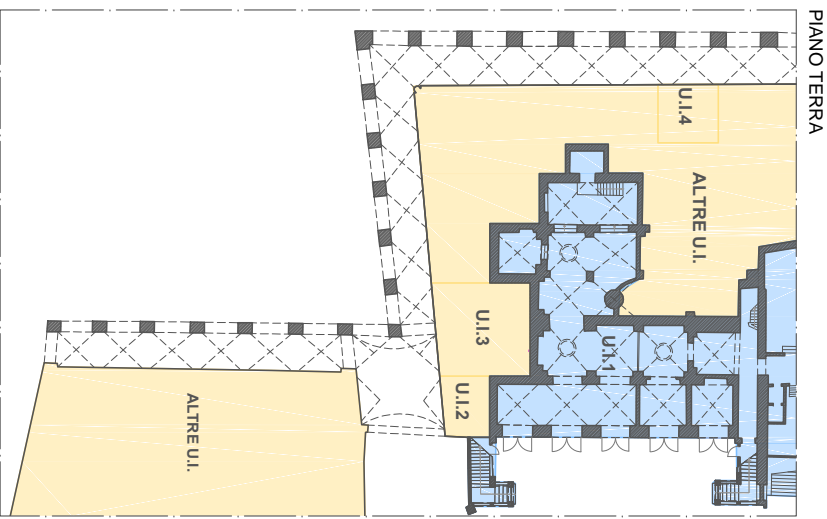
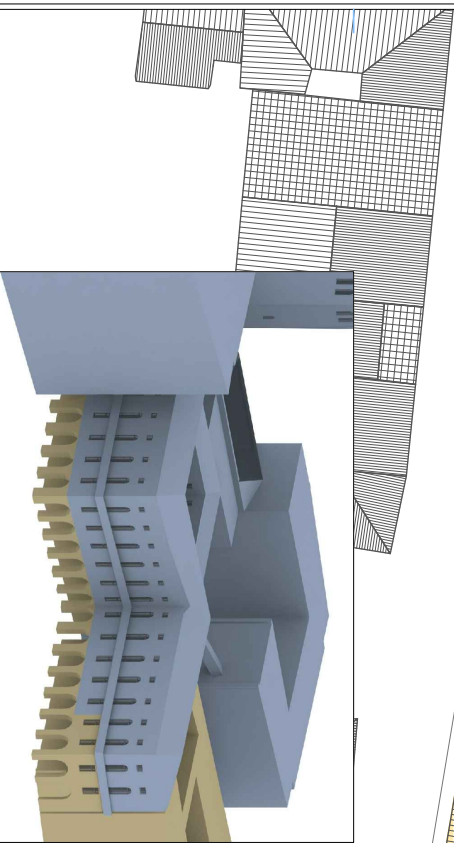
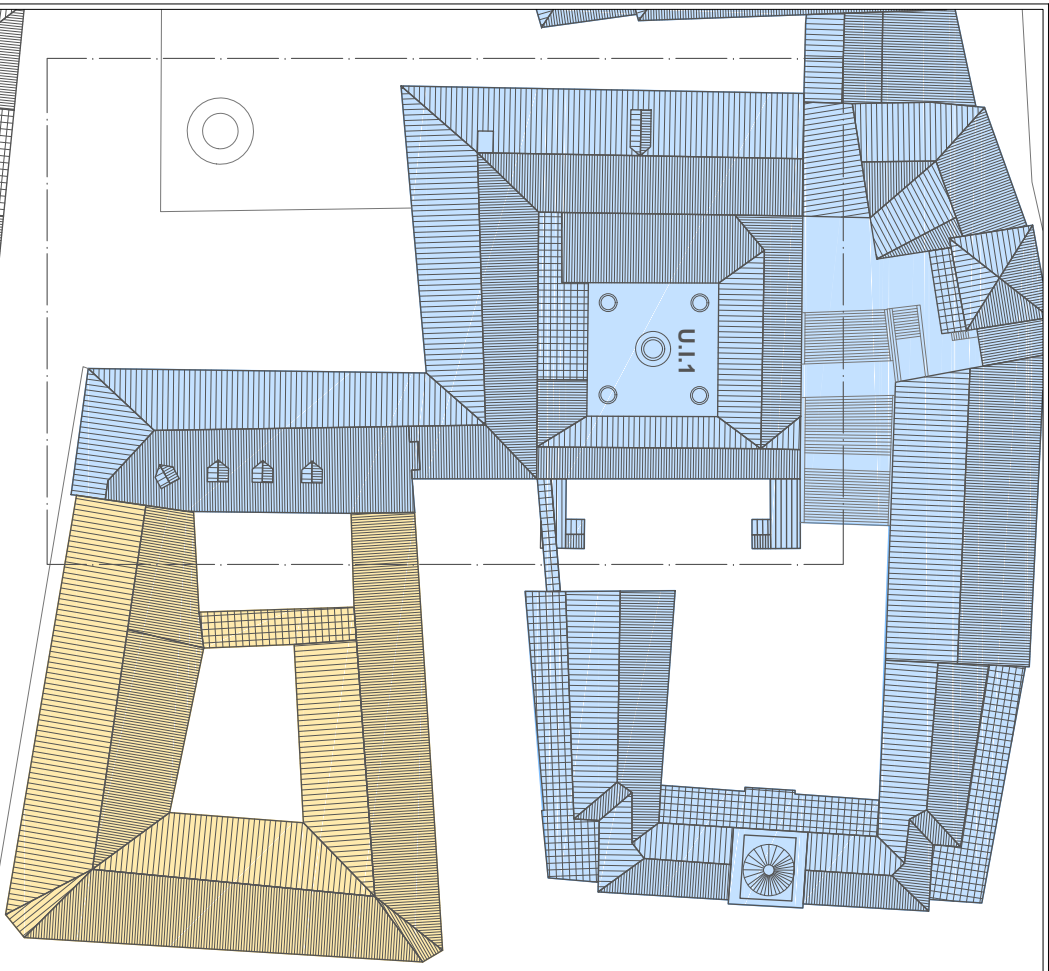


Estratto del Catasto dei Terreni

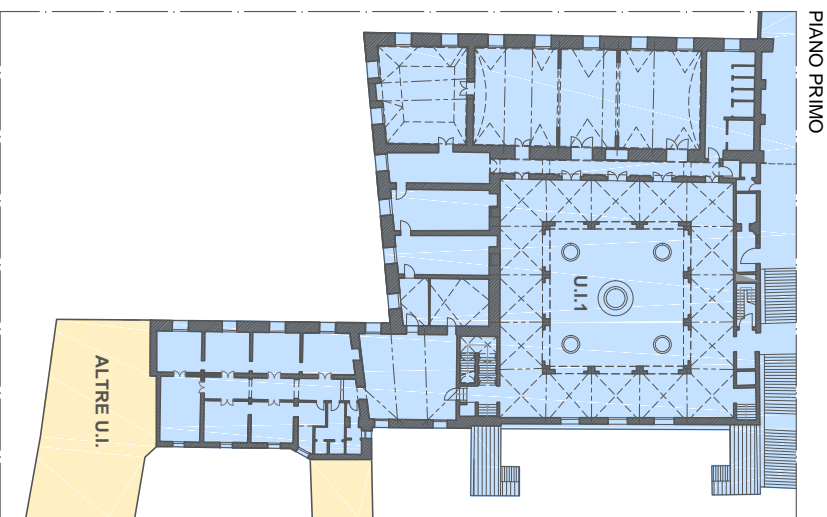
Confinanti:
Nord-Ovest: Palazzo della Ragione
Nord: Palazzo degli Anziani
Est: Palazzo Scarpari
Est: Complesso commerciale-residenziale
Periodo di realizzazione: 1500-1900



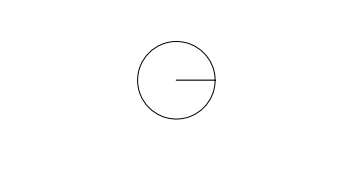
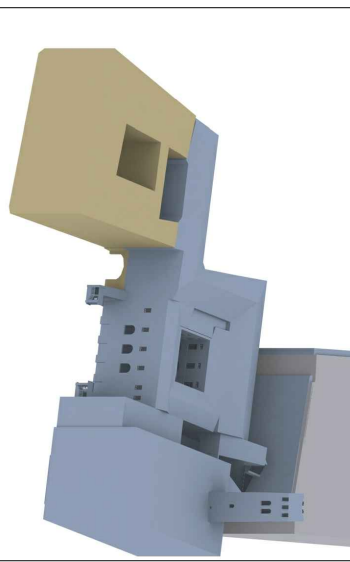
Università degli Studi di Padova - ICEA
Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
IDENTIFICAZIONE DEL FABBRICATO Scala 1:500
Planivolumetrico
1.07
Tab.



PIANO TERRA



PIANO PRIMO



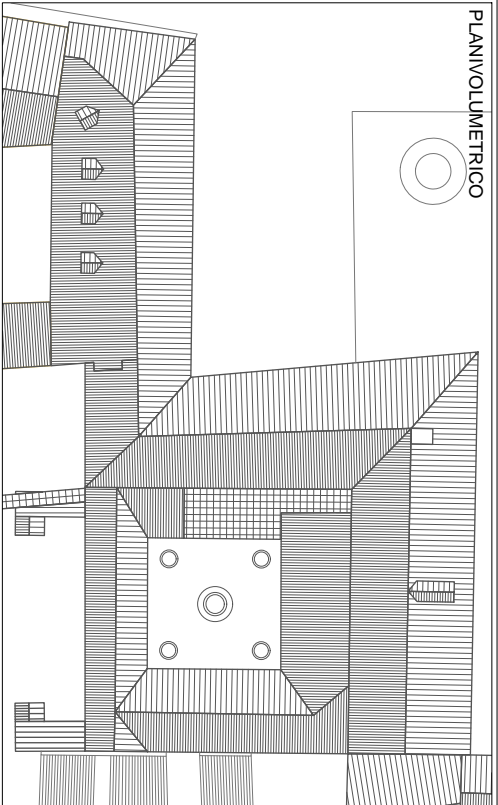
LEGENDA

■ U.I.1|Proprietà del Comune di Padova

■ U.I.#| Altre Proprietà

Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valorizzazione del rischio sismico
IDENTIFICAZIONE DEL FABBRICATO Scala 1:500
 Tav. **1.08**
 Unità Immobiliari

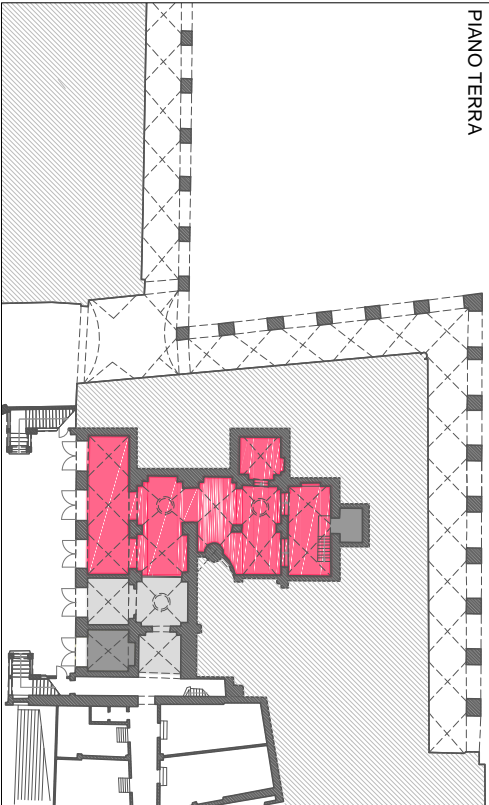
PLANVOLUMETRICO



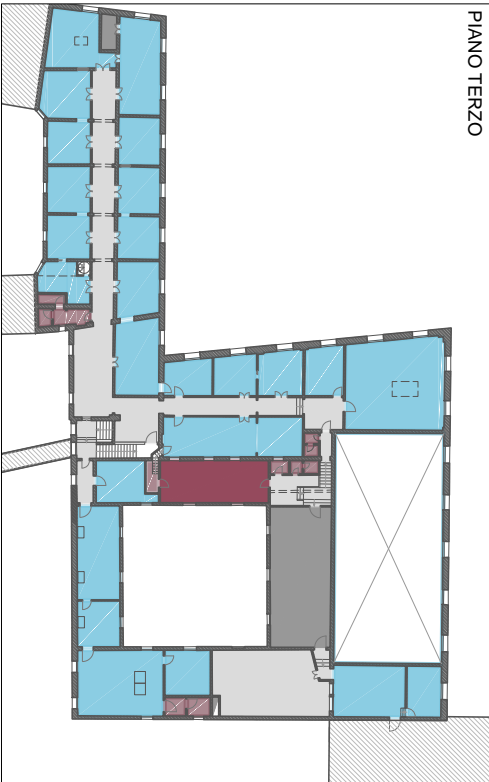
PIANO SECONDO



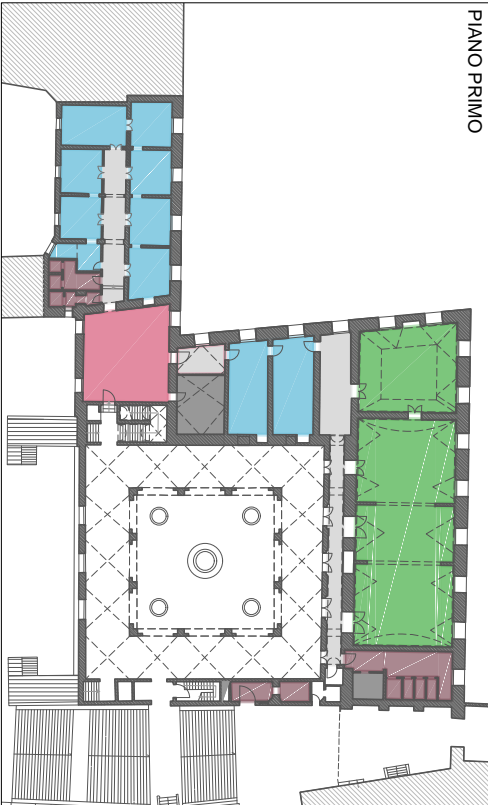
PIANO TERRA



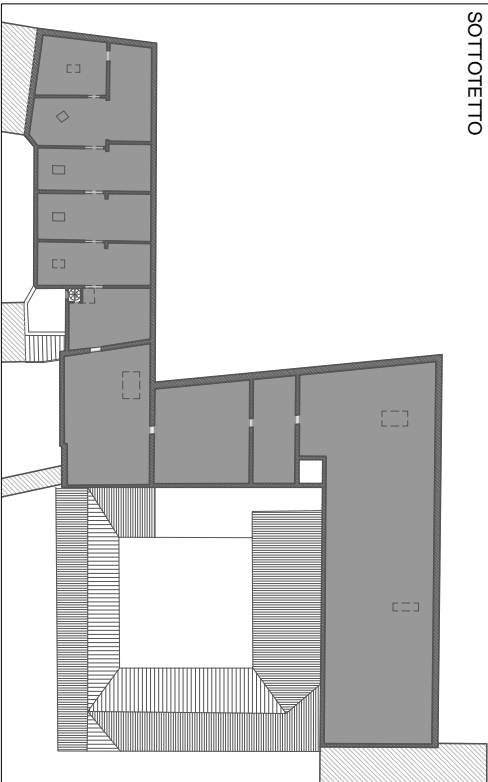
PIANO TERZO











PIANO PRIMO



SOTTOTETTO



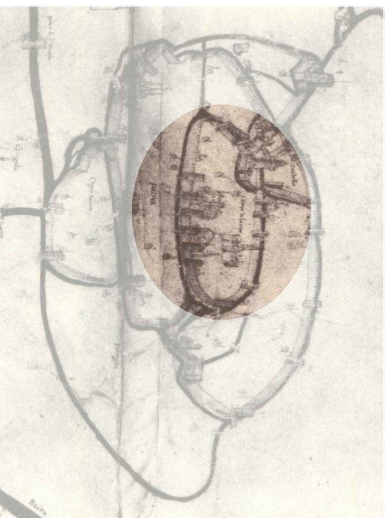
LEGENDA

-  locali adibiti a funzioni istituzionali
-  uffici
-  locali di servizio
-  servizi
-  reception
-  archivio
-  sala espositiva
-  corridoio o disimpegno

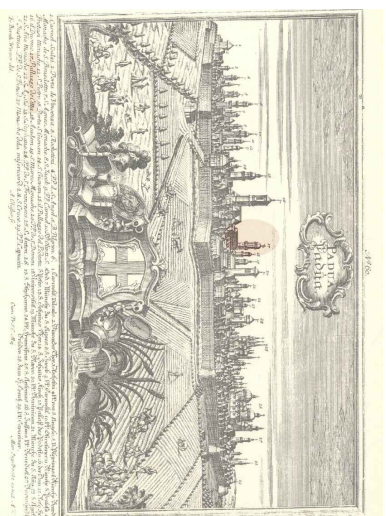


Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
IDENTIFICAZIONE DEL FABBRICATO Scala 1:500
 Destinazioni d'uso

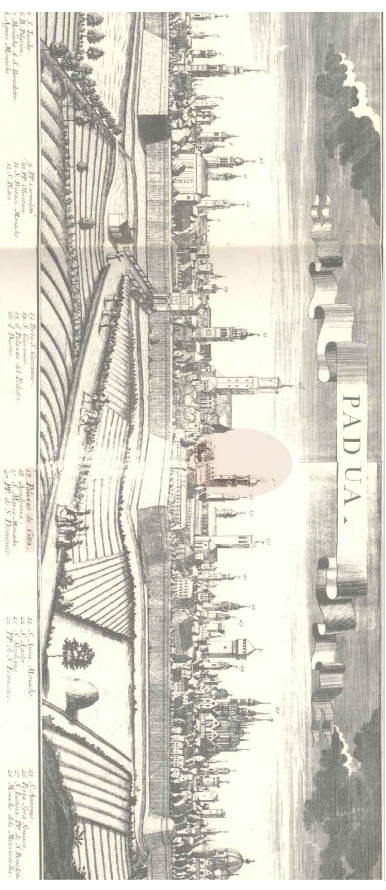
L'area in cui insiste la sede del Comune di Padova è di complessa lettura a causa delle molteplici stratificazioni presenti, testimonianza del fervore che l'ha accompagnata nel corso dei secoli. La sua posizione, non casuale, è interclusa da quelli che in epoca romana erano il **Decumanus Maximus**, **Decumanus Minor** e la **direttrice che congiunge l'Arena al teatro Zairo**. A quel tempo appartengono i ritrovamenti di una struttura termale, sul sedime della quale è poi stata eretta, in epoca longobarda, la **chiesa di S. Martino**. Proprio questa non solo ospitò funzioni religiose ma, a partire dal secolo XI, fu anche testimone dei primi incontri della vita pubblica padovana.



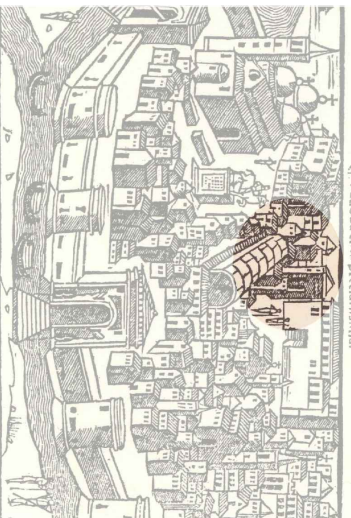
Veduta prospettica di Francesco Squaricone, 1465 c.a.
Fonte: Padova, *Plante e vedute*, Silvano Ghironi, 1985



Veduta del Werner edita da Engelbrecht, 1750 c.a.
Fonte: Padova, *Plante e vedute*, Silvano Ghironi, 1985



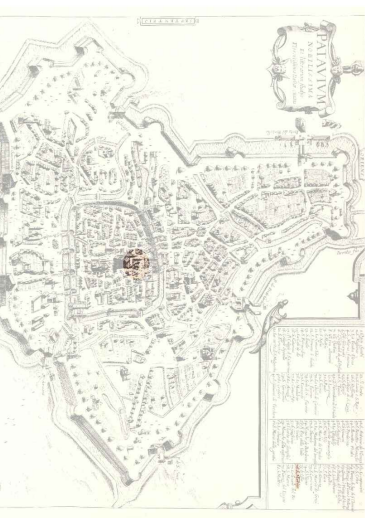
Veduta prospettica del Werner, 1735 c.a.
Fonte: Padova, *Plante e vedute*, Silvano Ghironi, 1985



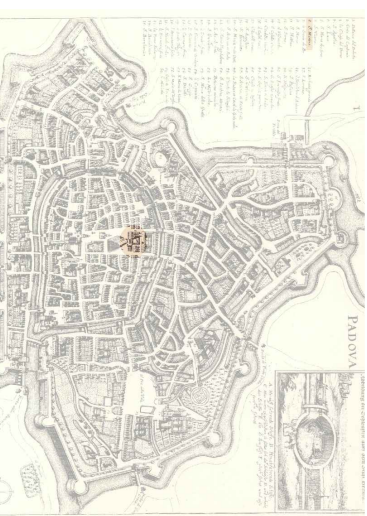
Veduta del foresto, 1553
Fonte: Padova, *Plante e vedute*, Silvano Ghironi, 1985



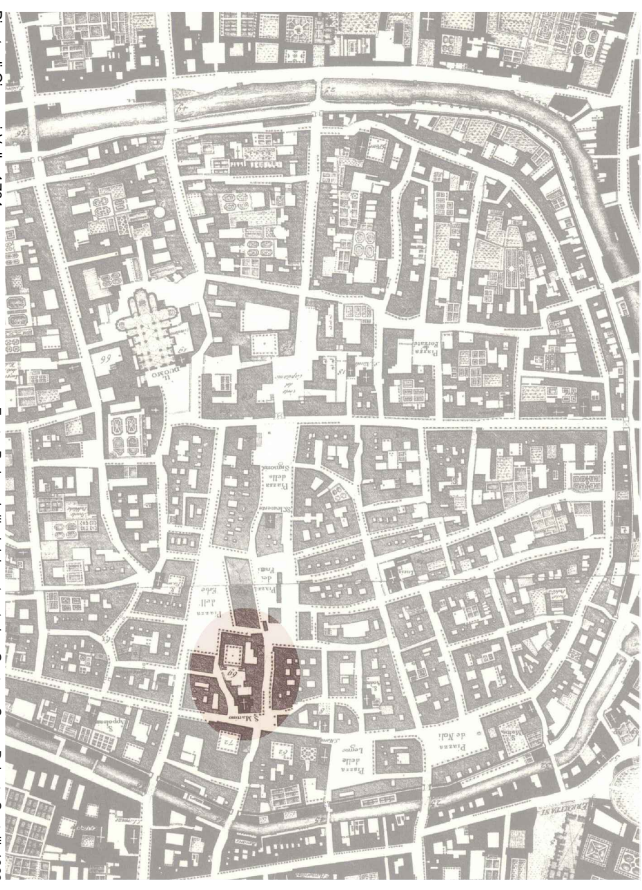
Padua di Giuseppe Viola Zanini, 1599
Fonte: Padova, *Plante e vedute*, Silvano Ghironi, 1985



Prætorium nobilissima et litterarum studij florentissima, Autore Anonimo, 1617
Fonte: Padova, *Plante e vedute*, Silvano Ghironi, 1985



Padova di Matthias Merian SR., Autore Anonimo, 1640
Fonte: Padova, *Plante e vedute*, Silvano Ghironi, 1985



Planta di Giovanni Valia, 1784

Fonte: Padova, *I riev. del centro storico*, Gaetano Croce, Roberto Castelli, 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 Valia 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.

Università degli Studi di Padova - ICEA
Palazzo Moroni e le sue opere d'arte - Valutazione del rischio sismico
ANALISI STORICO CRITICA
Storia del sito

Con la nascita e lo sviluppo del Comune, crebbe la necessità di luoghi esclusivi per tale funzione: primo fra tutti fu **palazzo degli Anziani**, che sorgeva vicino alla Torre del Comune, allora chiamata **Torre Bianca o Torre degli Anziani**, entrata a far parte dei possedimenti comunali nel 1215 quando il conte Tiso la vendette al Comune. Per lo stesso motivo nel biennio 1218-1219 si eresse il **palazzo della Ragione**, 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 Corda**, percorso che congiunge il Salone al **palazzo del Consiglio**. Questo stabile formava poi un corpo unico con il **palazzo del Podestà**, costruito nel 1281. Nel 1285 si decise inoltre di rifare ed ampliare palazzo degli Anziani.

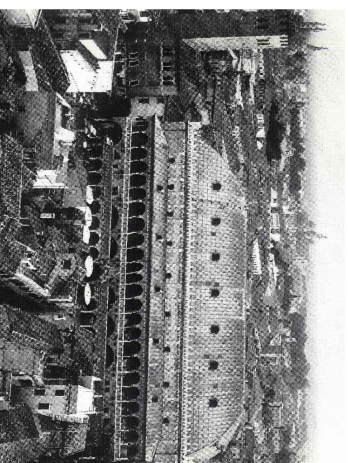
Nello stesso periodo, anche l'economia della città di Padova si espandeva e richiedeva dei luoghi adatti in cui praticare il commercio: nel 1302 fra' Giovanni degli Eremitani costruì il **Fondaco delle Biade** al posto dell'edificio addossato al lato sud del Palazzo del Podestà.

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 anche al palazzo del Podestà. Successivamente, nel XIV secolo, si incendiarono prima la Cancelleria, poi le carceri pretorie. Si rese dunque necessario **ricostruire il Palazzo del Podestà** a partire dalle fondazioni. La progettazione del nuovo stabile fu affidata all'architetto **Andrea Moroni**, proto di S. Giustina e delle fabbriche della città. Non sono però gli incendi l'unico motivo della nuova edificazione: la Repubblica di Venezia infatti sentiva il dovere di affermare la propria autorità governativa e così decise che i centri di potere padovani dovessero subire un rinnovamento.

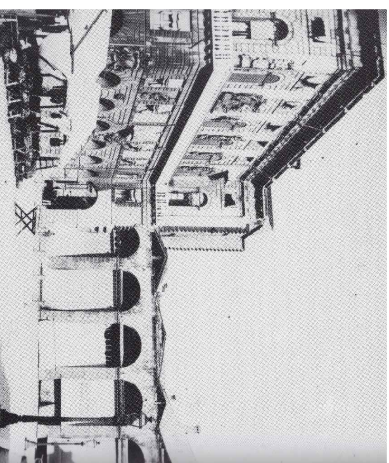
Ulteriori importanti cambiamenti si ebbero solo nel 1772, quando le autorità ordinarono l'erezione di una **piccola fabbrica ai piedi della torre degli Anziani** per le casse del Comune e nel 1819, anno in cui si decise di demolire l'antica **chiesa di S. Martino**, posta di fronte all'edificio universitario del Bo. Questo lasciò un vuoto nella zona che venne presto riempito da fabbricati ottocenteschi di appartamenti e negozi. 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 prese 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 edifici con uno **scalone**, costruito nel 1963.

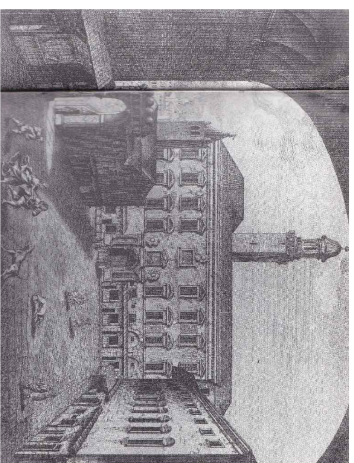
Fra la demolizione della chiesa di S. Martino e la costruzione dell'ala Moretti-Scarpari si collocò un altro importante evento: la demolizione, nel 1901, del Fondaco delle Biade per lasciare spazio ad un ulteriore costruzione comunale, ovvero **Iala Moschini**, di cui si iniziò la costruzione nel 1904. Questo fabbricato, che prese il nome dal sindaco sotto il cui governo venne costruito, doveva riprodurre la disposizione interna e le linee architettoniche della facciata di Palazzo Moroni.



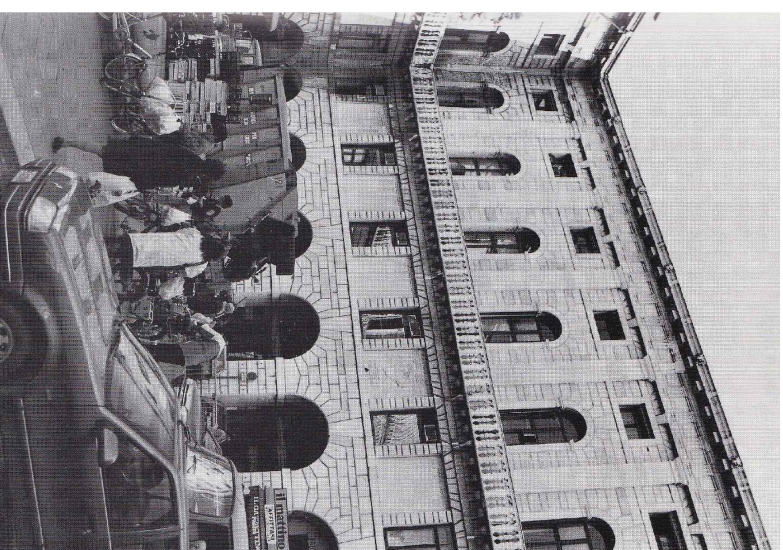
Torre degli Anziani, Palazzo del Consiglio, Palazzo della Ragione. Padova, Case e Palazzi, Livorno Pupi e Fulvio Zuliani, 1977



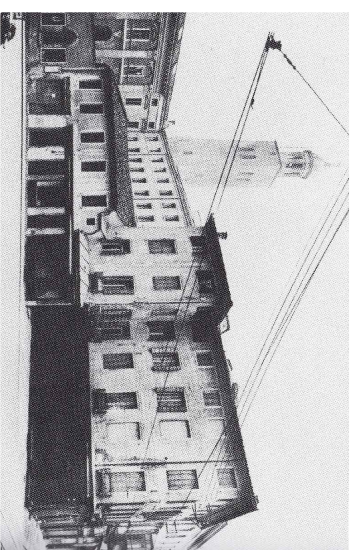
Fondaco delle Biade. Padova, La memoria di una città, Camillo Semenzato, 1986



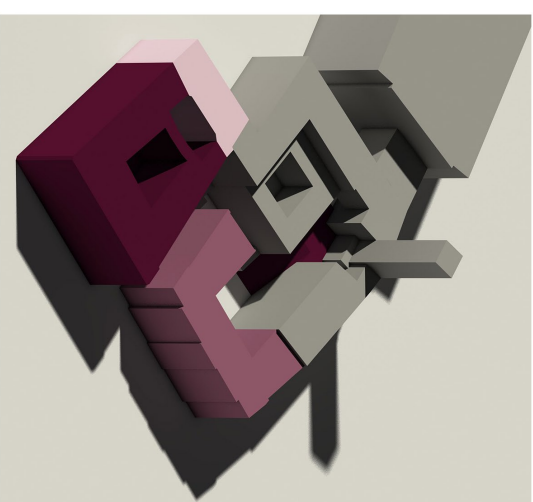
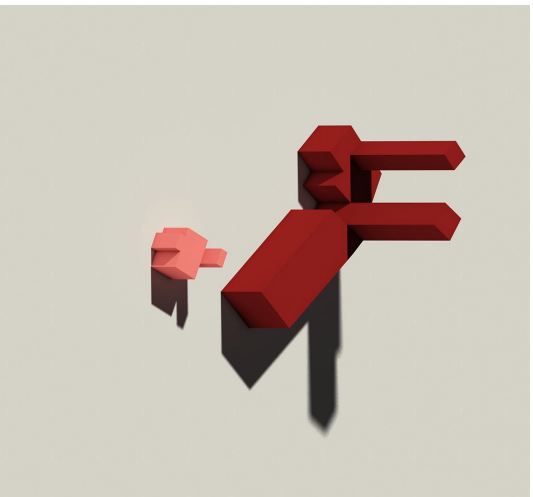
Università e chiesa di S. Martino, incisione di Francesco Bellucco degli anni ottanta del Settecento. Padova, Soluzioni di arredo urbano a Padova, Mario Acampora, Adriano Corradi, Adriano Verdi, 1985



Ala Moschini. Padova, fra passato e presente, Raffroni fotografica, Paolo Giurati, 1992



Veduta di appartamenti e negozi in Via del Municipio, Torre degli Anziani sul retro. Padova, Vecchia Padova. La memoria di una città, Camillo Semenzato, 1986



Periodo 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.

Periodo 1200-1500 d.C.

- 1218/1219-1302 d.c.: edificazione di palazzo della Ragione e del Volto 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.

Periodo 1200-1500 d.C.

- 1540 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.

Periodo 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).



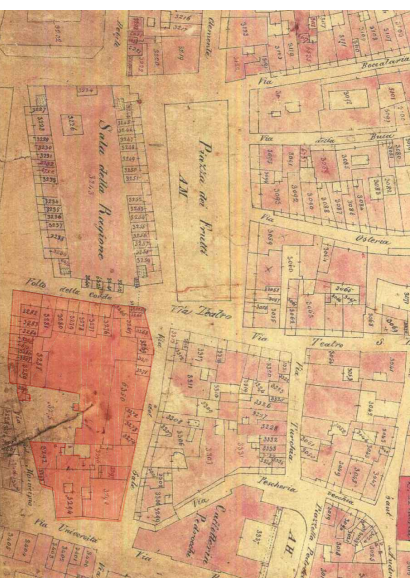
Catasto Napoleonico 1815
foglio VI



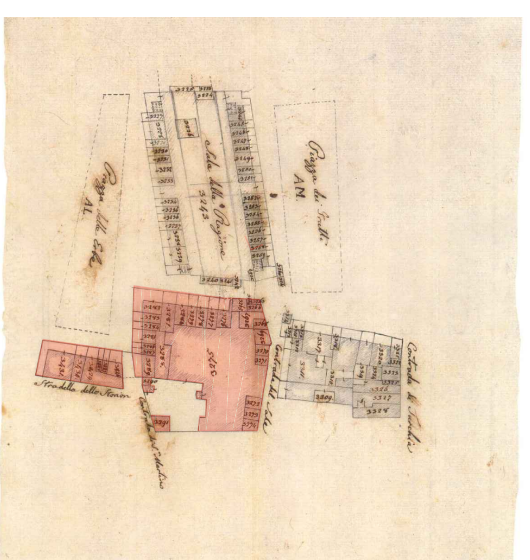
Catasto austriaco 1845
fogli VII E XII



Catasto austro-italiano 1852
foglio VII-XII



Catasto italiano censo stabile 1873
foglio VII

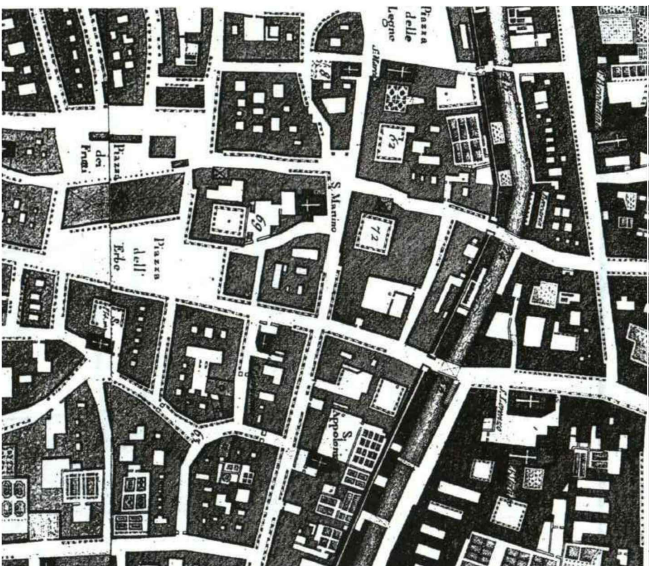


Estratto catastale 1851
palazzi comunali

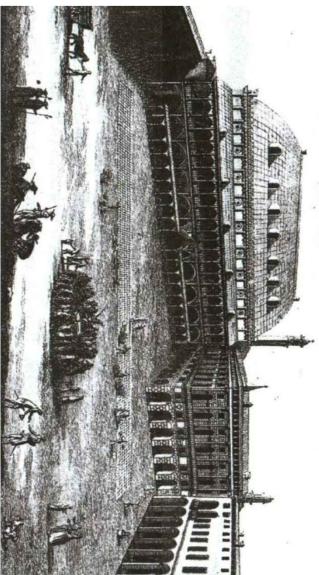
Particelle catastali 1815
 casa d'affitto 370
 stanze superiori ad uso degli uffici governativi dal 372 al 406
 magazzini, e dispensa del sale 373
 il resto case d'affitto con bottega o con corte
 chiesa soprassa 256
 prefettura 377
 stanze superiori ad uso degli uffici governativi dal 278 al 400
 il 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 marino (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

Particelle catastali 1873
 casa civile che si estende sopra il n. 3014 con portico ad uso
 pubblico: 3013
 casa civile (al 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)



Pianta di G. Valle, particolare degli edifici comunali, 1784



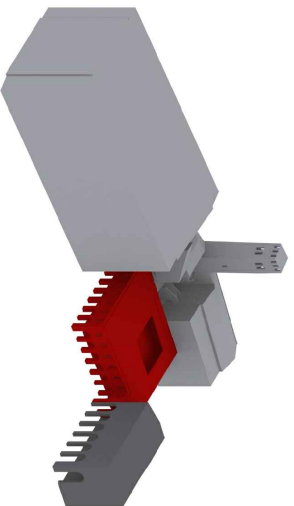
Vista di G. Valle, piazza delle Erbe con palazzo della Ragione, palazzo Moroni e il Fondaco delle Biade, 1784

FASI COSTRUTTIVE

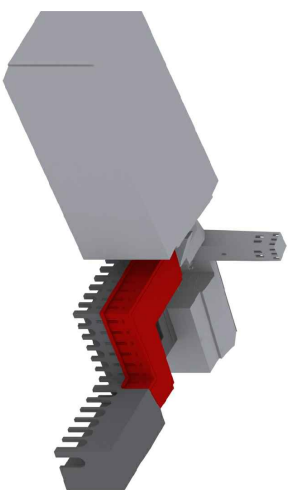
- 1539: cominciano i lavori sotto la podestaria di Marcantonio Contarini, fino al 1541, anno in cui pone la lapide commemorativa. A quell'anno vengono realizzati gli archi del portico verso il Salone fino alle finestre prime
- 1539, 5 nov: nominato proto della fabbrica Andrea Moroni
- 1542: data sul portale dell'accesso alla Sala Maggiore, i cui lavori si devono ad Andrea Mocenigo
- 1549: si stanza una nuova somma di denaro a completamento della fabbrica, ferma da tempo. Si innalzano i pilastri della facciata meridionale, sotto il podestariato di Ermolao Barbaro 1549-1550
- 1551: terminazione della chiesetta del podestà detta poi sala dei Nodari
- 1553-1554: sotto Marcantonio Grimani si innalzano velocemente i tre piani delle facciate verso ovest e verso sud con la relativa sistemazione dei locali interni
- 1554: il podestà Stefano Trevisan ottiene un ulteriore finanziamento per completare la sala delle Udienze (oggi della giunta)
- 1558: viene stanziato un ulteriore finanziamento e la fabbrica viene portata al tetto sotto la guida del podestà Nicolò da Ponte, lo stesso realizza gli archi e le volte che reggono il cortile pensile
- 1560: il 28 aprile morte improvvisa di Andrea Moroni. Fu già stato innalzato un lato del cortile pensile e si stava lavorando ad un altro. L'incarico passa lo stesso giorno a Francesco Lurano che prosegue l'opera seguendo gli originali progetti del Moroni
- 1561: podestaria di Mocenigo: si completa il lato nord del cortile
- 1594-1595: si innalza il lato occidentale del chiostro pensile, dove si leggono le iniziali TM del podestà Tomaso Morosini
- 1599: realizzazione della scala-edicola a sud con l'arma del podestà Giovanni Cornaro
- 1601: innalzamento della facciata orientale del chiostro, sotto Giovanni Battista Bernardo. Questi pone lo stemma sul lato del cortile da lui edificato e nella chiave del primo finestrone a sinistra del prospetto verso il cortile esterno
- 1601: scala edicola a nord con l'arma del podestà Giambattista Bernardo

INTERVENTI SUCCESSIVI

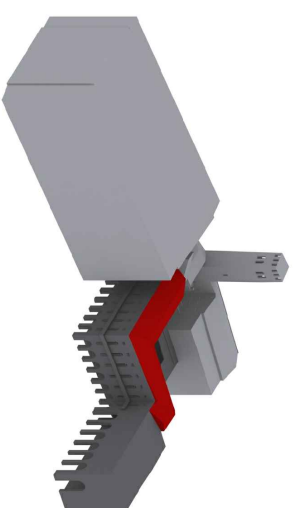
- 1842: rimaneggiamento della sala della giunta con tamponamento di una finestra sulla facciata sud, mascherata all'esterno col monumento a Domenico Griù del 1676-1677
- 1843: restauro dalle fondamenta dell'arco di collegamento tra il palazzo ed il Fondaco delle Biade, lavoro che doveva predisporre il palazzo a un completamento della parte "sud" oltre a limitare la pericolosità del volto che si stava incrinando. (Atti del consiglio comunale del 21 Luglio 1843)
- 1845: l'ingegnere municipale Giovanni Maestri riceve un incarico per la progettazione del nuovo fabbricato da porsi al posto del fondaco, dove doveva trovar posto la pinacoteca e la biblioteca; egli presenta un edificio con facciata uguale a quella del Moroni. Non venne realizzato per i moti rivoluzionari del 1848
- 1868: l'ingegnere F. Turola ed Eugenio Maestri presentano un progetto per la stessa ala che non prevedeva l'abolizione del fondaco delle Biade ma lo valorizzava in senso monumentalistico. Non venne realizzato per mancanza di fondi
- 1901: demolizione di ciò che rimaneva della Loggia del fondaco delle Biade, anch'esso facente parte delle proprietà del podestà, per far spazio alla nuova ala comunale, detta ala Moschini
- 1904: terminazione della realizzazione del progetto degli ingegneri Lupati e Manfredini per la nuova ala Moschini
- Lavori nel XX secolo per ripristinare alcuni danneggiamenti grandi guerre
- 1920: con la delibera del 30 marzo si autorizza il restauro della Sala del Consiglio, danneggiata da una bomba dell'incursione aerea austro-tedesca del 29 dicembre 1917
- Realizzazione del progetto Moretti Scarpari nel dopoguerra. Non fu completato perché doveva raccordarsi con due corpi al palazzo degli anziani e al palazzo moroni, bloccato dalla soprintendenza.
- 1963: realizzazione dello scalone di raccordo tra il palazzo moroni e quello degli anziani
- 1967: realizzazione della sede della filiale Antonveneta confinante con l'ala Moschini
- Ultimamente sono stati restaurati i locali del primo piano dell'ala sud ovest, che erano state suddivise nei modi più disparati con tramezze. Si è così ricavata la sala Livio Paladín e la sala Giulio Bresciani Alverez.



1539-1553: Costruzione primo nucleo



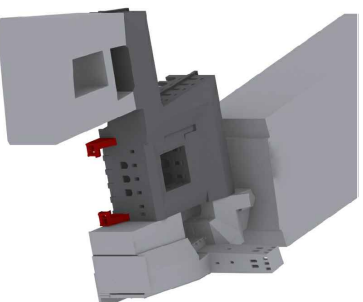
1553-1554: Avanzamento della costruzione fino al livello sommitale



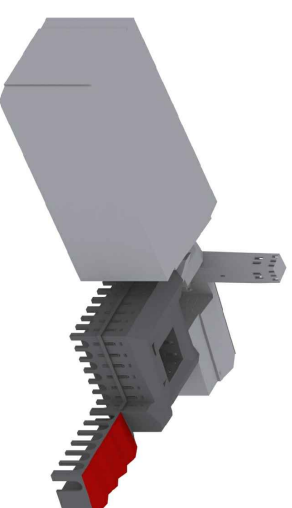
1558: Realizzazione della copertura



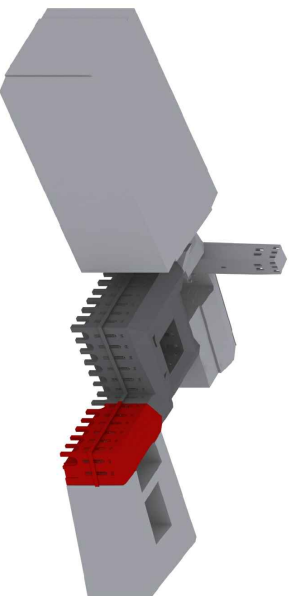
1558-1601: Costruzione del cortile pensile e degli ambienti che vi insistono



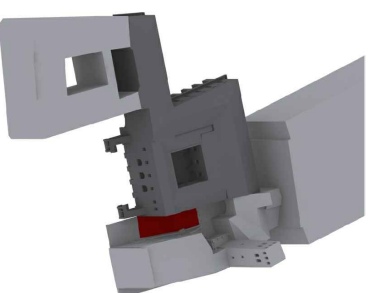
1599-1602: Realizzazione delle due scale laterali ad edicola



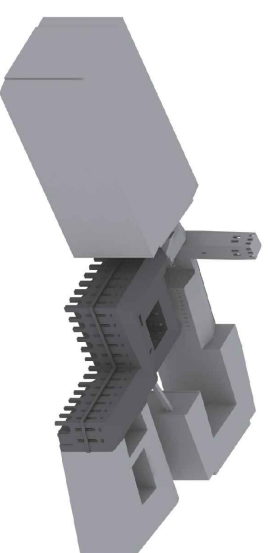
1840/1850: Demolizione di parte del Fondaco delle Biade e realizzazione di una copertura provvisoria

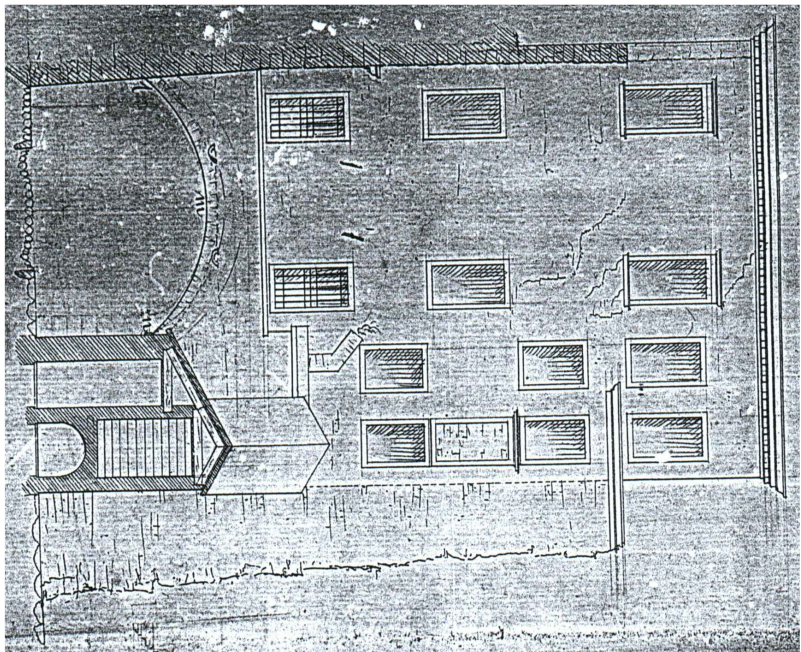
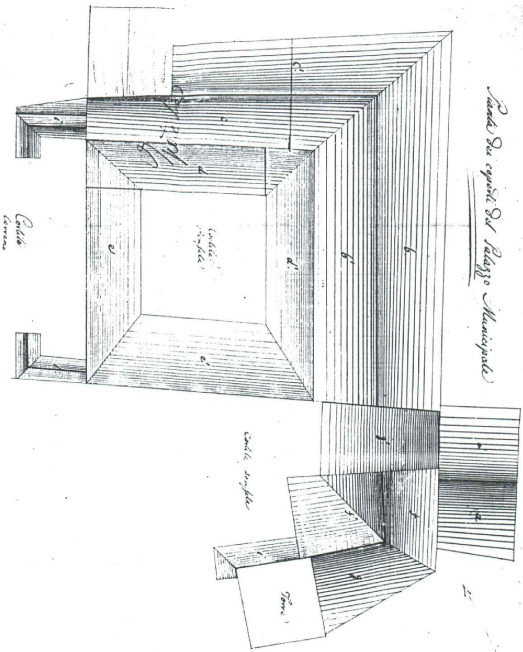


1901-1904: Demolizione della restante parte del Fondaco e costruzione dell'Ala Moschini



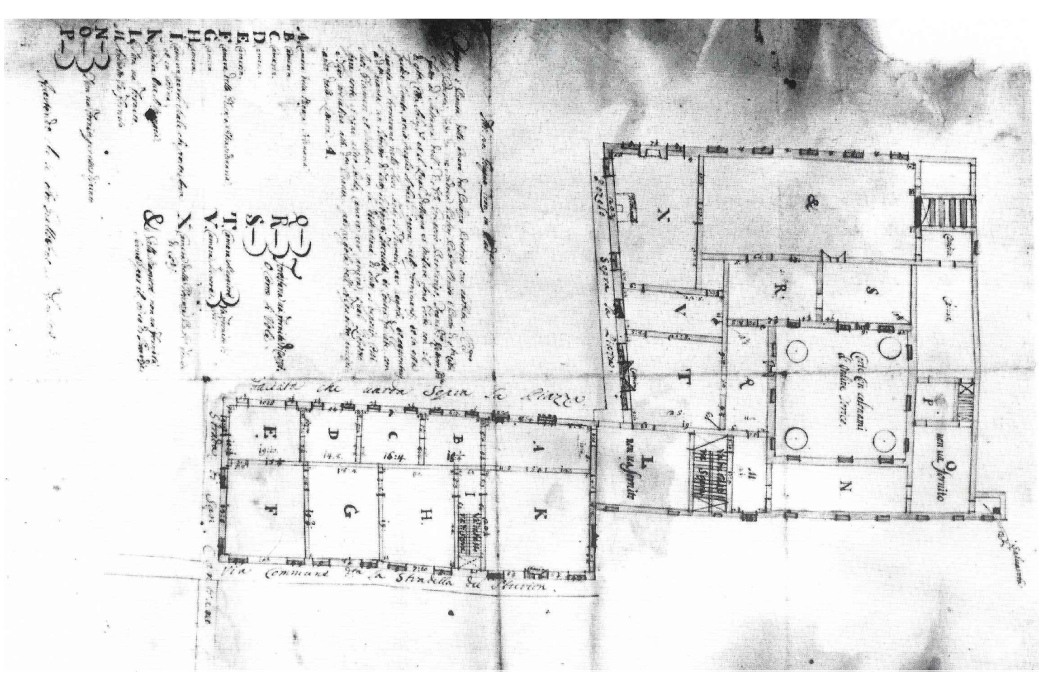
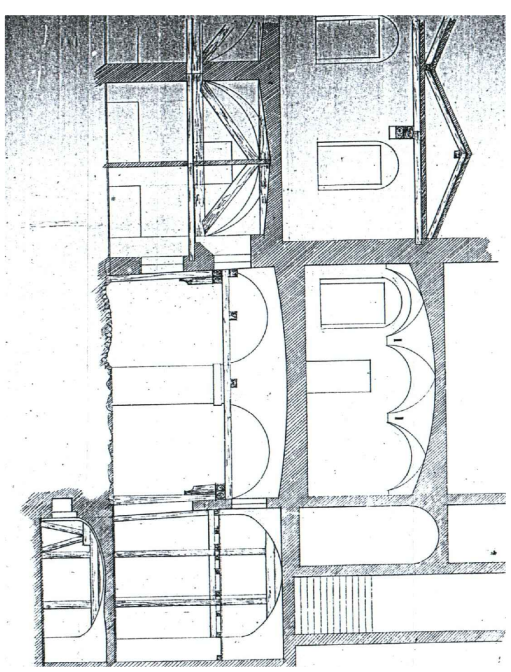
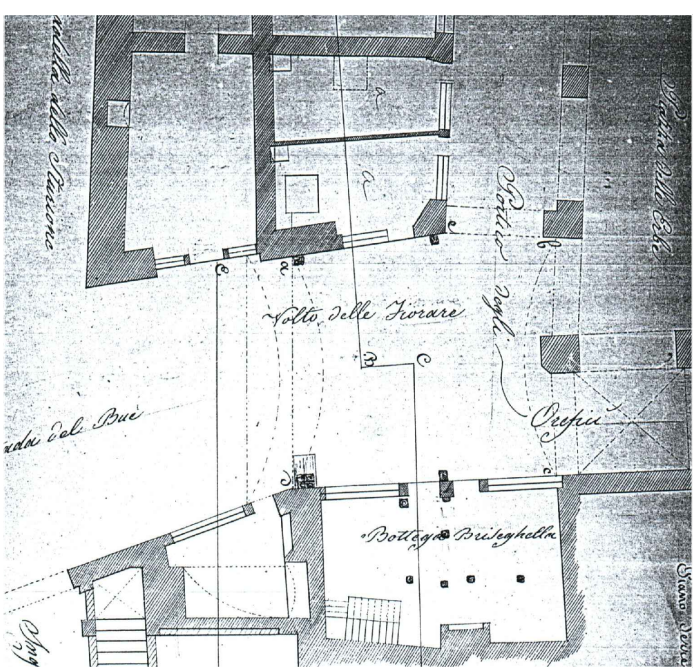
1963: Demolizione del fabbricato tra Palazzo Moroni e Palazzo Anziani e costruzione della scala monumentale





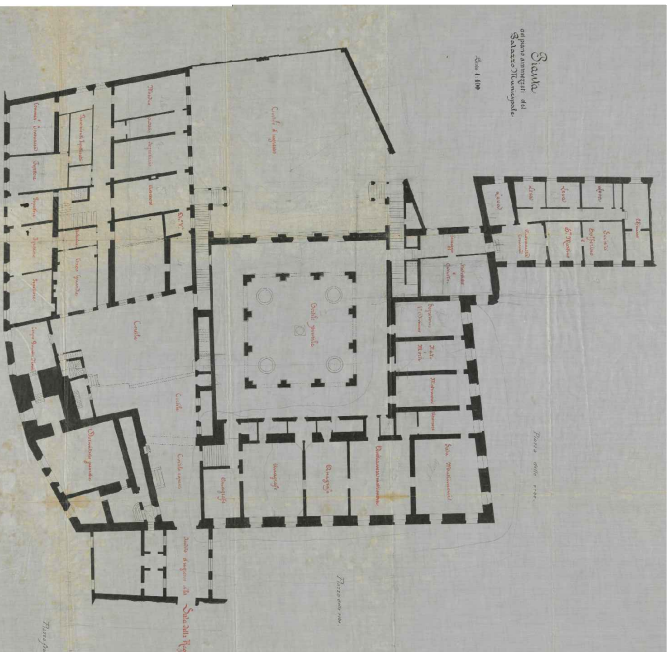
In alto a sinistra: Pianta dei coperti del Palazzo Municipale, 30 Agosto 1834, Archivio di Stato di Padova, Atti Comunali, busta 997.

In basso a sinistra: Prospetto verso l'Università del Voito delle Fiorare, Progetto di restauro del Palazzo Municipale a firma Maestrini, Archivio di Stato di Padova, Atti Comunali, busta 1419.

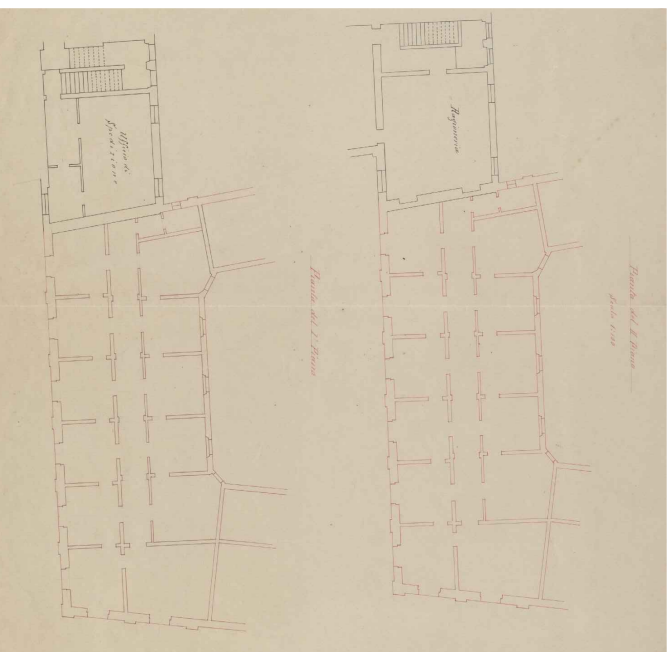


Al centro: Pianta del piano terra e sezione del Voito delle Fiorare in corrispondenza dell'attacco al Fondaco delle Biade, Progetto di restauro del Palazzo Municipale a firma Maestrini, Archivio di Stato di Padova, Atti Comunali, busta 1419.

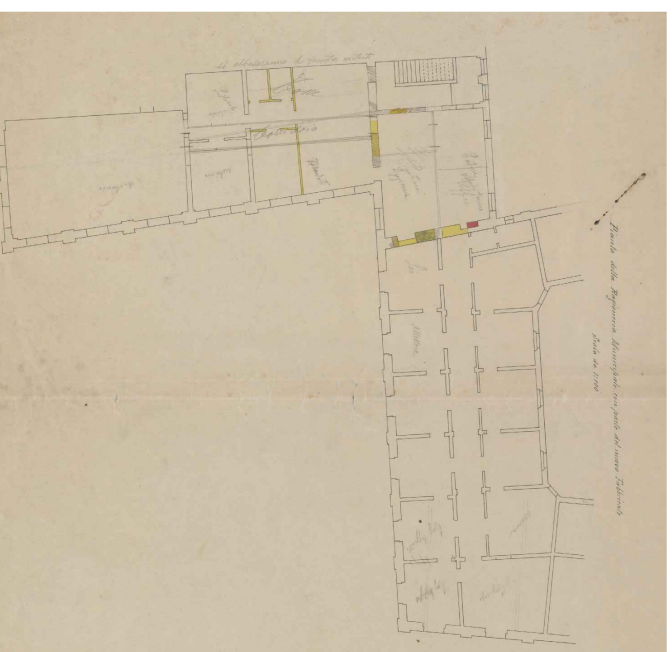
In alto a destra: Pianta del piano nobile del Palazzo del Podestà, Andrea Pasini, 20 Giugno 1707, Museo Correr, Venezia.



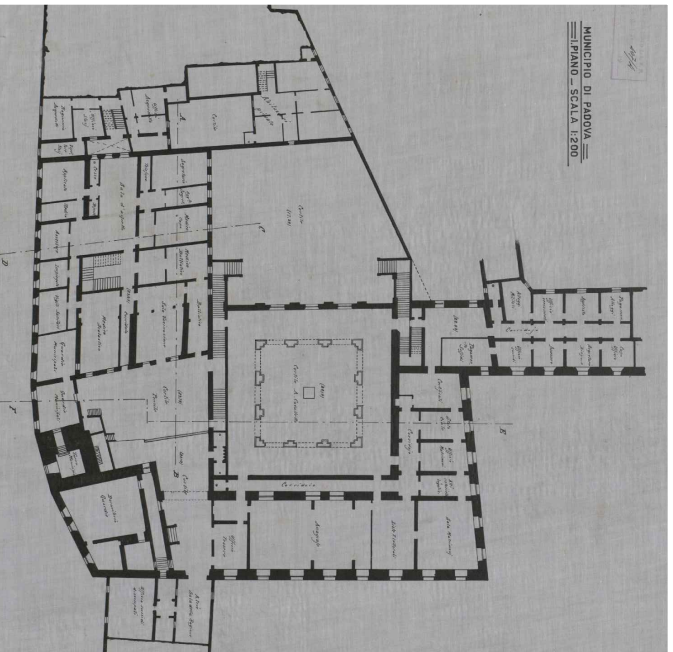
Parte del piano ammezzati del Palazzo Municipale, precedente al 1901-1904, periodo di realizzazione dell'Ala Moschini. Archivio Generale del Comune di Padova, cartella 18.



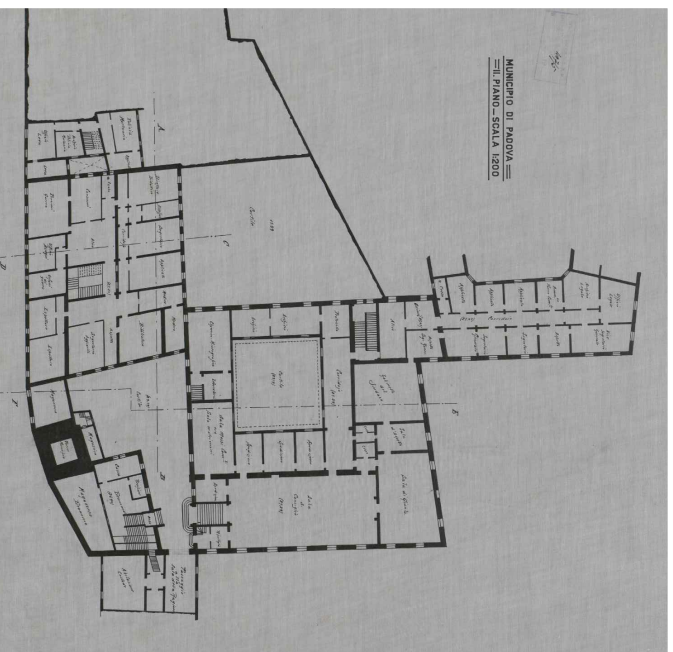
Parte del piano primo e del piano secondo dell'Ala Moschini, inizi del novecento. Archivio Generale del Comune di Padova, cartella 18.



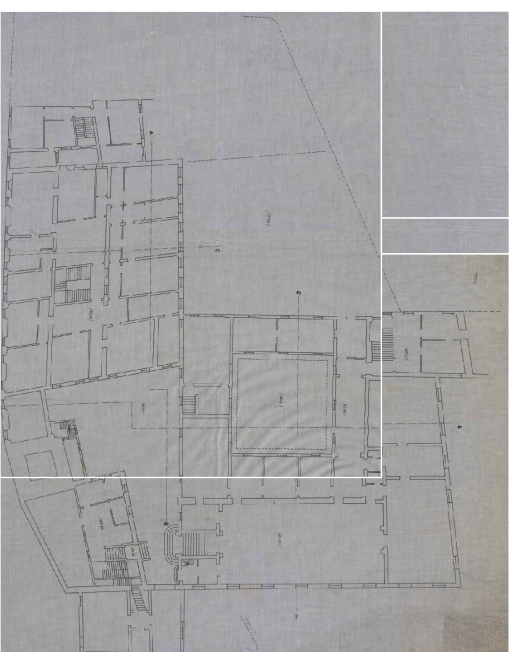
Parte della Ragioneria Municipale con parte del nuovo fabbricato, inizi del novecento. Archivio Generale del Comune di Padova, cartella 18.



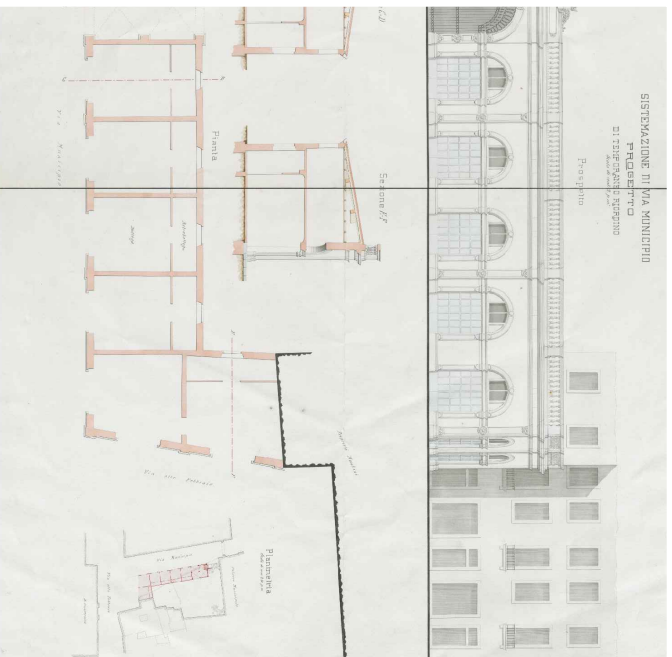
Parte del piano primo del Palazzo Municipale, successivo al 1901-1904, periodo di realizzazione dell'Ala Moschini. Archivio Generale del Comune di Padova, cartella 18.



Parte del piano secondo del Palazzo Municipale, successivo al 1901-1904, periodo di realizzazione dell'Ala Moschini. Archivio Generale del Comune di Padova, cartella 18.



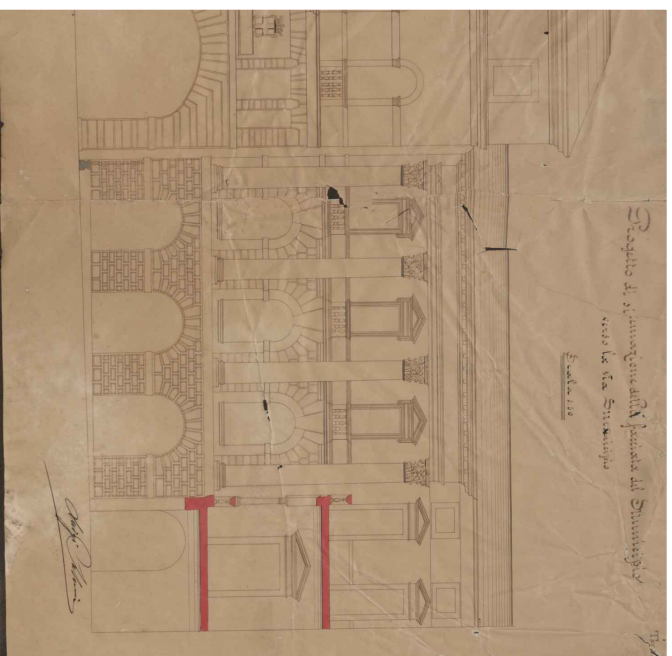
Parte del piano secondo del Palazzo Municipale, datazione incerta. Archivio Generale del Comune di Padova, cartella 18.



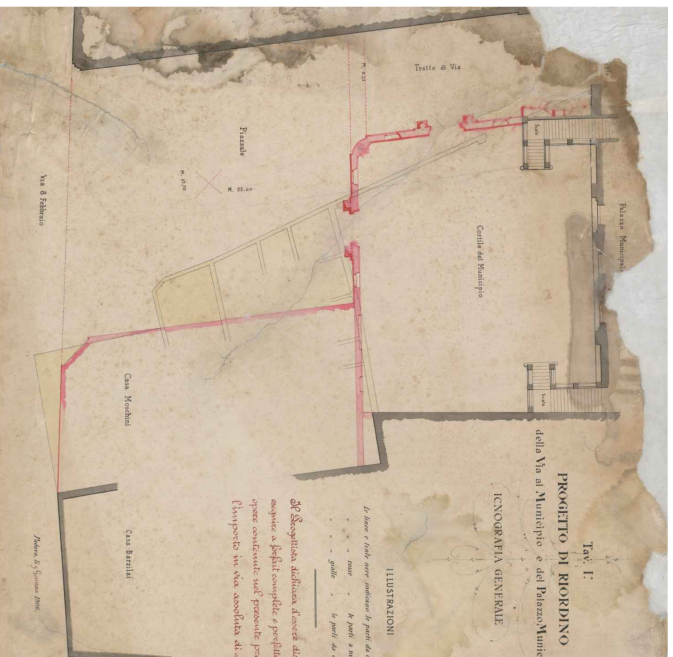
Sistemazione di Via Municipio, progetto temporaneo di riordino, probabilmente del 1906, Archivio Generale del Comune di Padova, cartella 18.



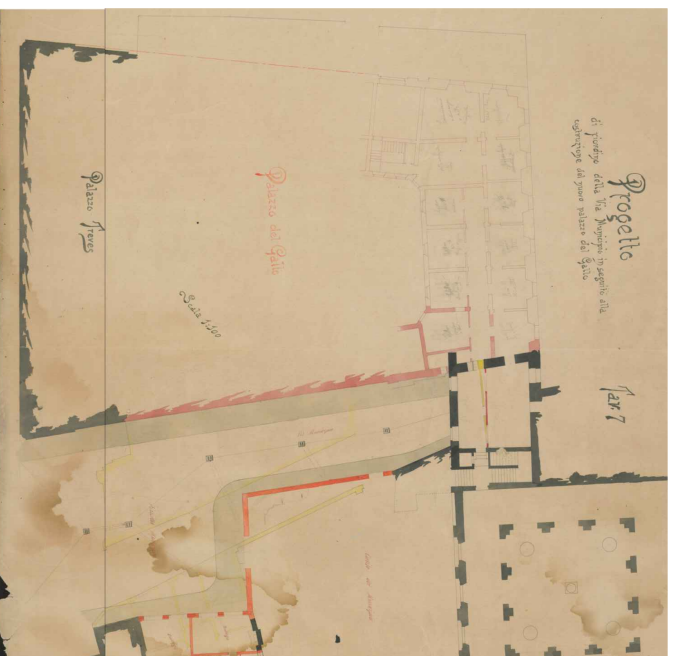
Progetto di sistemazione di Via del Municipio: Progetto del nuovo fabbricato, probabilmente del 1906, Archivio Generale del Comune di Padova, cartella 18.



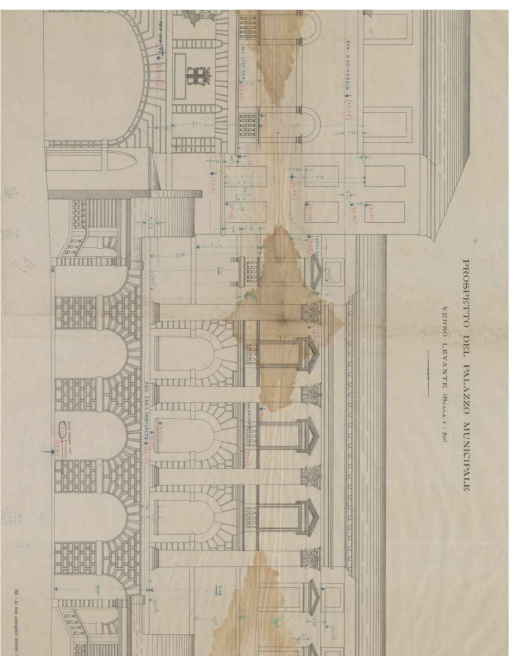
Progetto di sistemazione della facciata del municipio, probabilmente del 1906, Archivio Generale del Comune di Padova, cartella 18.



Progetto di riordino della Via al Municipio e del Palazzo Municipale, Gennaio 1906, Archivio Generale del Comune di Padova, cartella 18.



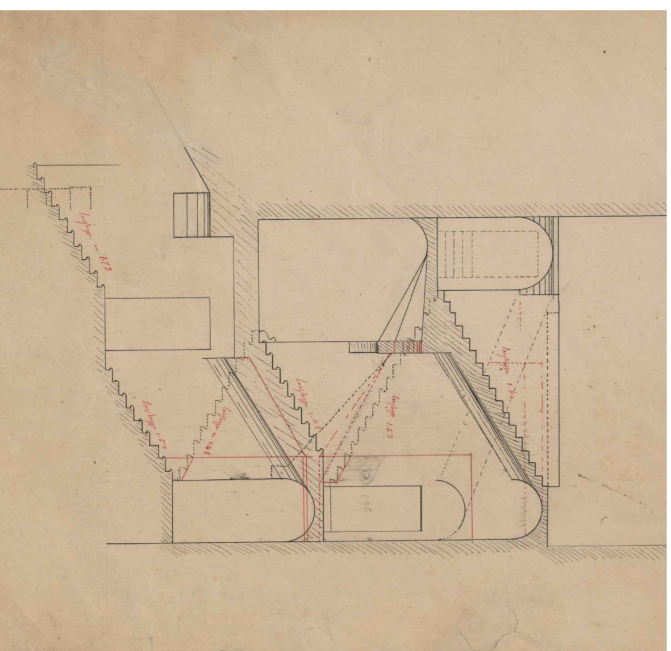
Progetto di riordino della Via al Municipio in seguito alla costruzione del nuovo palazzo del Gallo, probabilmente del 1906, Archivio Generale del Comune di Padova, cartella 18.



Prospetto del Palazzo Municipale verso levante, progetto e datazione ignoti, Archivio Generale del Comune di Padova, cartella 18.



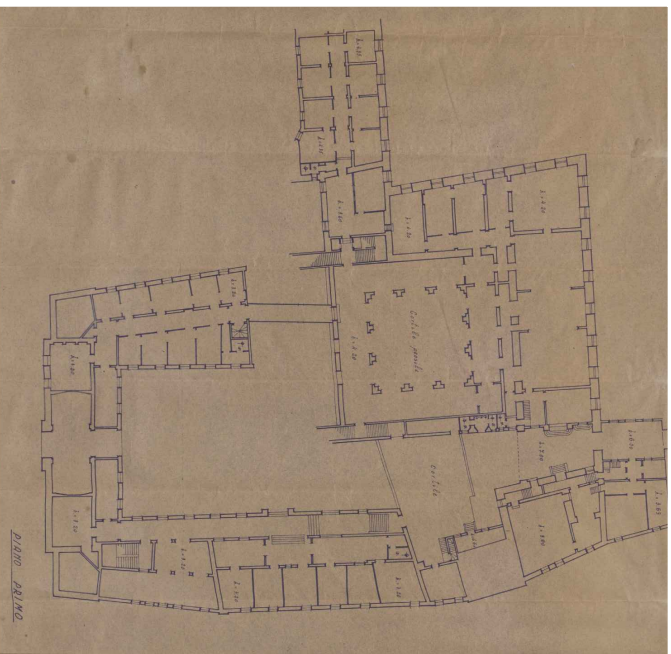
Progetto non realizzato di realizzazione di un nuovo scalone d'accesso presso il palazzo Municipale. datazione ignota. Archivio Generale del Comune di Padova, cartella 18.



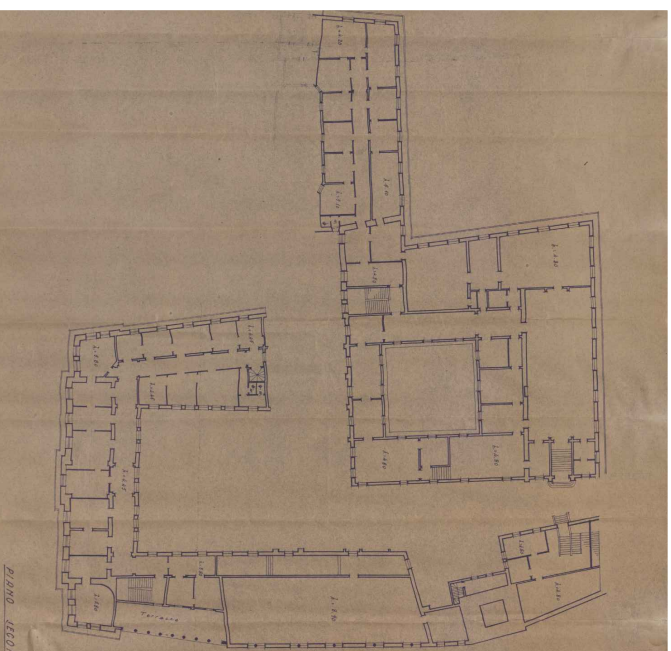
Scala principale del Palazzo del Comune progetto e datazione ignoti. Archivio Generale del Comune di Padova, cartella 18.



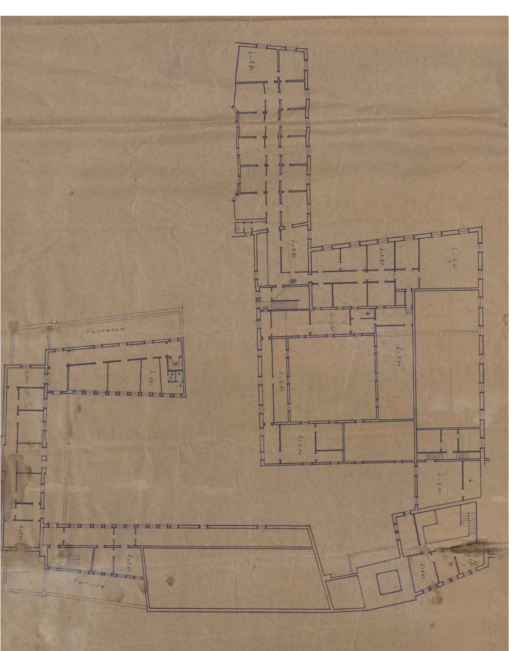
Pianta del piano interrato e del piano terreno del Municipio, 1940. Archivio Generale del Comune di Padova, cartella 19.



Pianta del piano primo del Municipio, 1940. Archivio Generale del Comune di Padova, cartella 19.



Pianta del piano secondo del Municipio, 1940. Archivio Generale del Comune di Padova, cartella 19.



Pianta del piano terzo del Municipio, 1940. Archivio Generale del Comune di Padova, cartella 19.

**PALAZZO COMUNALE
SISTEMAZIONE GENERALE**

■ DIVISIONE 1ª - AMMINISTRATIVA
■ DIVISIONE 2ª - RAGIONERIA E TRIBUTI

PIANTA PIANO TERRA



Palazzo Comunale - sistemazione generale, pianta piano terra, datazione ignota ma comunque posteriore alla realizzazione del progetto Moretti-Scarpini (anni venti del novecento) e antecedente alle realizzazioni dello Scalone (1963). Archivio Generale del Comune di Padova, cartella 19.

**PALAZZO COMUNALE
SISTEMAZIONE GENERALE**

■ DIVISIONE 4ª - AMMINISTRATIVA
■ DIVISIONE 3ª - LAVORI PUBBLICI

PIANTA PIANO ANNEZZATO



Palazzo Comunale - sistemazione generale, pianta piano annessato, datazione ignota (tra gli anni venti e sessanta del novecento). Archivio Generale del Comune di Padova, cartella 19.

**PALAZZO COMUNALE
SISTEMAZIONE GENERALE**

■ UFFICIO LEGALE
■ DIVISIONE 1ª - AMMINISTRATIVA
■ DIVISIONE 2ª - RAGIONERIA E TRIBUTI
■ DIVISIONE 3ª - LAVORI PUBBLICI

PIANTA PRIMO PIANO



Palazzo Comunale - sistemazione generale, pianta piano primo, datazione ignota, datazione ignota (tra gli anni venti e sessanta del novecento). Archivio Generale del Comune di Padova, cartella 19.

**ALAZZO COMUNALE
SISTEMAZIONE GENERALE**

■ DIVISIONE 2ª - RAGIONERIA E TRIBUTI
■ DIVISIONE 3ª - LAVORI PUBBLICI

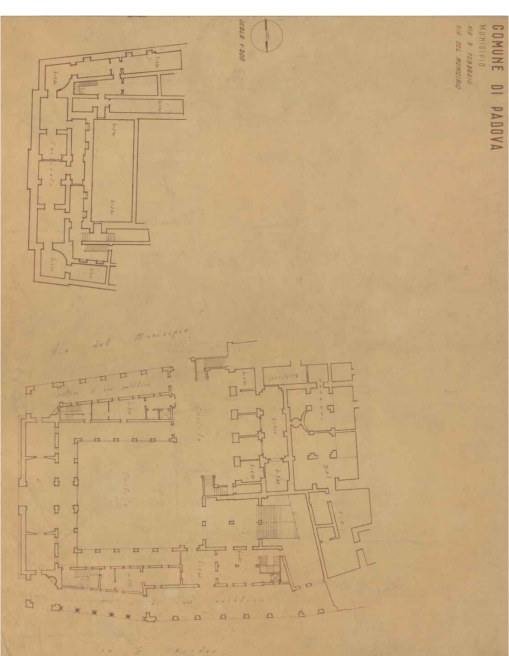
PIANTA SECONDO PIANO



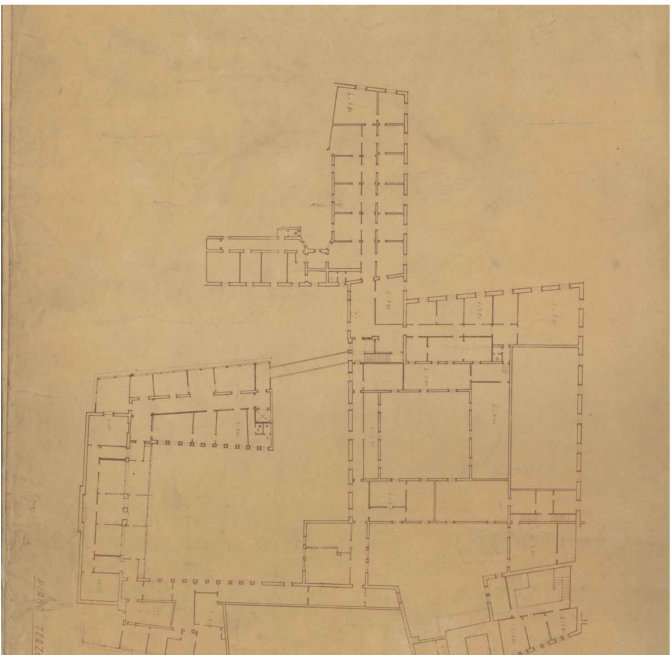
Palazzo Comunale - sistemazione generale, pianta piano secondo, datazione ignota, datazione ignota (tra gli anni venti e sessanta del novecento). Archivio Generale del Comune di Padova, cartella 19.

Pianta del piano secondo, datazione ignota, datazione ignota (tra gli anni venti e sessanta del novecento). Archivio Generale del Comune di Padova, cartella 19.

COMUNE DI PADOVA



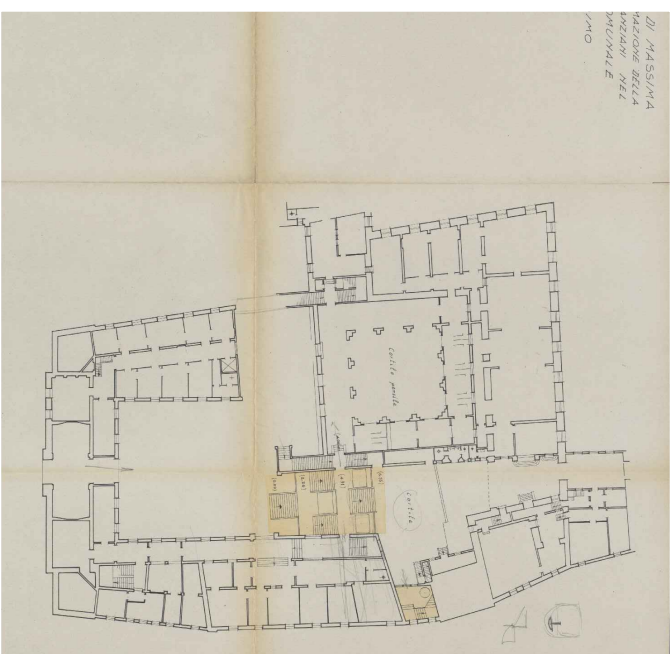
Pianta del piano intanto e primo del Comune, datazione ignota, datazione ignota (tra gli anni venti e sessanta del novecento). Archivio Generale del Comune di Padova, cartella 19.



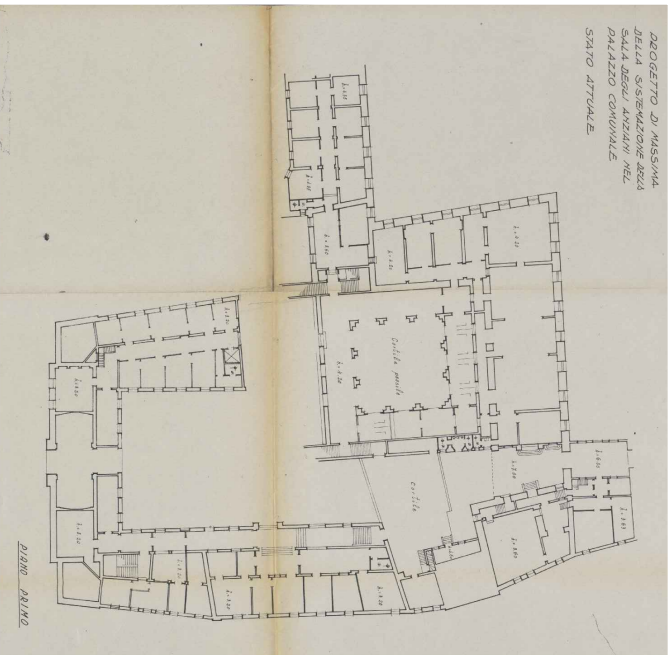
Parte del piano terzo del Comune, delazione ignota datazione ignota (tra gli anni venti e sessanta del novecento). Archivio Generale del Comune di Padova, cartella 19.



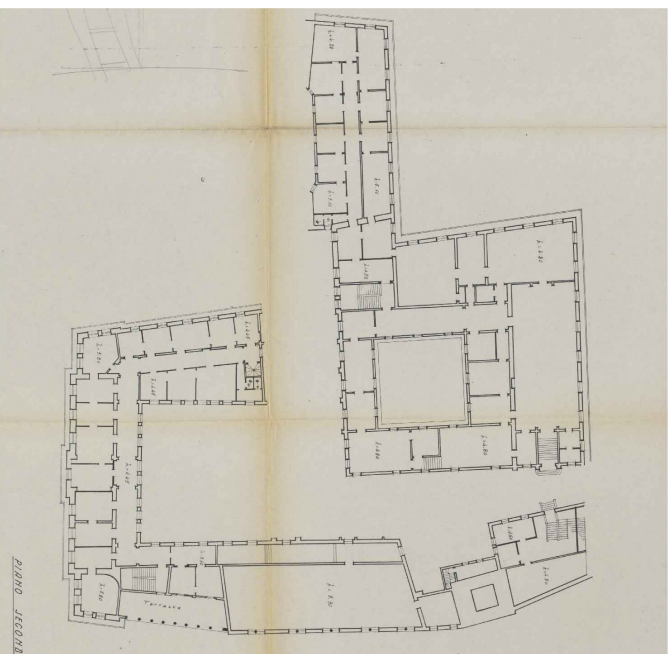
Catasto provvisorio del 1810, catasto stabile del 1846, pianta di Padova del 1871 e catasto vigente nel Progetto Moretti, anni venti del novecento. Archivio Generale del Comune di Padova, cartella 20.



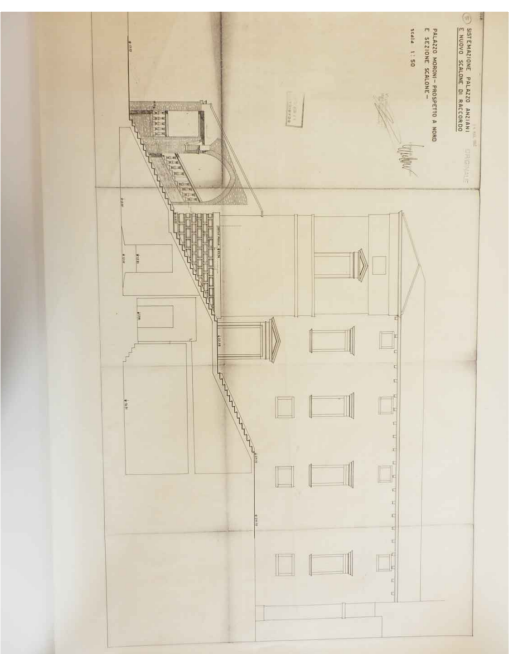
Progetto di massima della sistemazione della Sala degli Anziani nel Palazzo Comunale, piano terra. Archivio Generale del Comune di Padova.



Progetto di massima della sistemazione della Sala degli Anziani nel Palazzo Comunale, piano primo. Archivio Generale del Comune di Padova.



Progetto di massima della sistemazione della Sala degli Anziani nel Palazzo Comunale, piano secondo. Archivio Generale del Comune di Padova.



Sistemazione Palazzo Anziani e nuovo scalone di ricordo, Palazzo Moroni - prospetto nord e sezione scalone - 24 Marzo 1962, Comune di Padova.

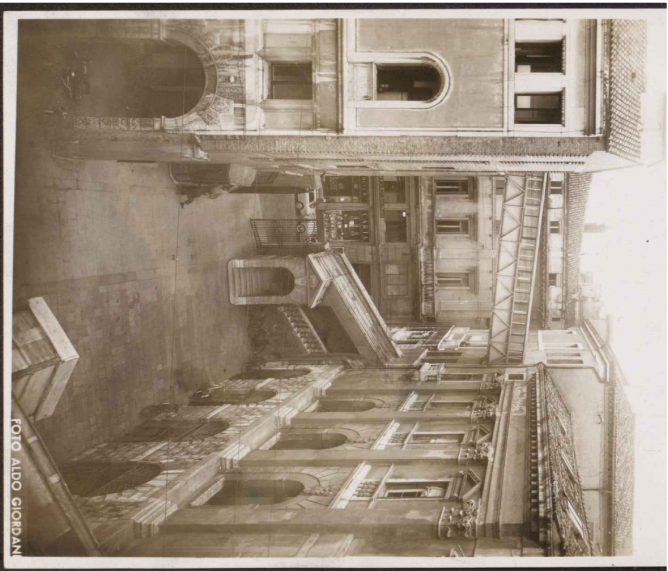


Foto storica della corte interna del complesso Municipale. Sullo sfondo il palazzo del Gallo realizzato ad inizio novecento. Archivio Generale del Comune di Padova.

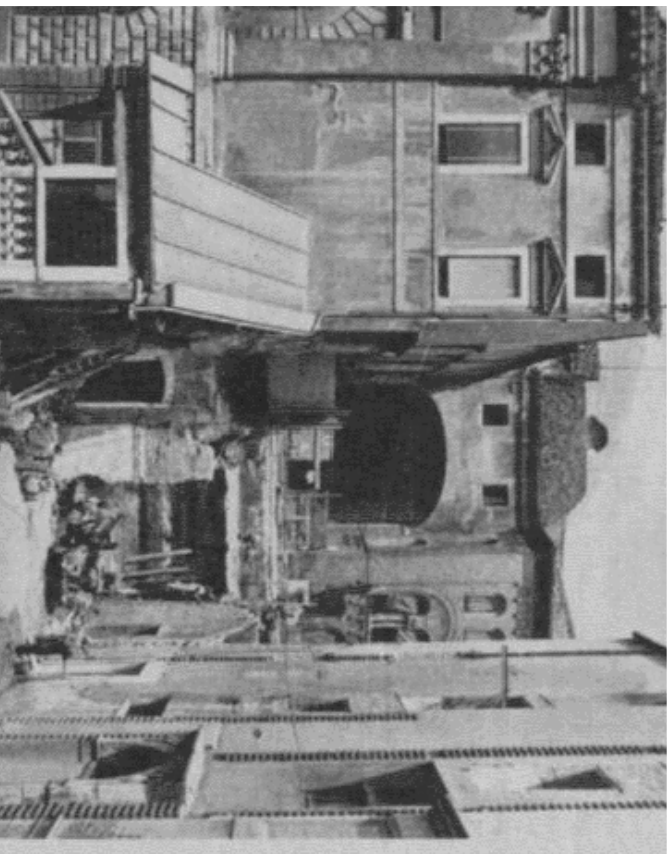
Uffici e servizi amministrativi

Foto: A. Giordano

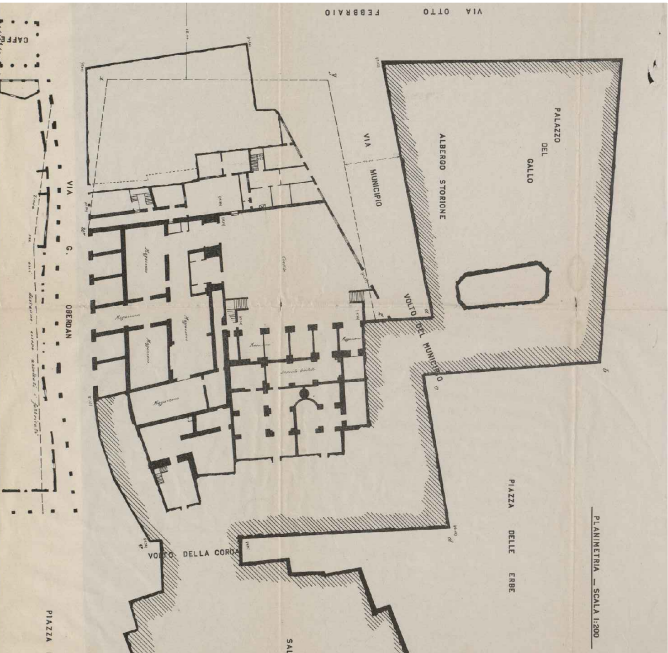
Una soluzione di maggiore elasticità e di maggior risparmio di spesa è stata trovata nel nuovo edificio. In modo particolare, sono stati studiati i problemi di distribuzione degli uffici, formata in modo da poter essere che alla portata, per dare un'idea di come si sono venuti a formare i vari servizi. Le ipotesi dell'Amministrazione di un modo come si sono venute a formare.

Una soluzione di maggiore elasticità e di maggior risparmio di spesa è stata trovata nel nuovo edificio. In modo particolare, sono stati studiati i problemi di distribuzione degli uffici, formata in modo da poter essere che alla portata, per dare un'idea di come si sono venuti a formare i vari servizi. Le ipotesi dell'Amministrazione di un modo come si sono venute a formare.

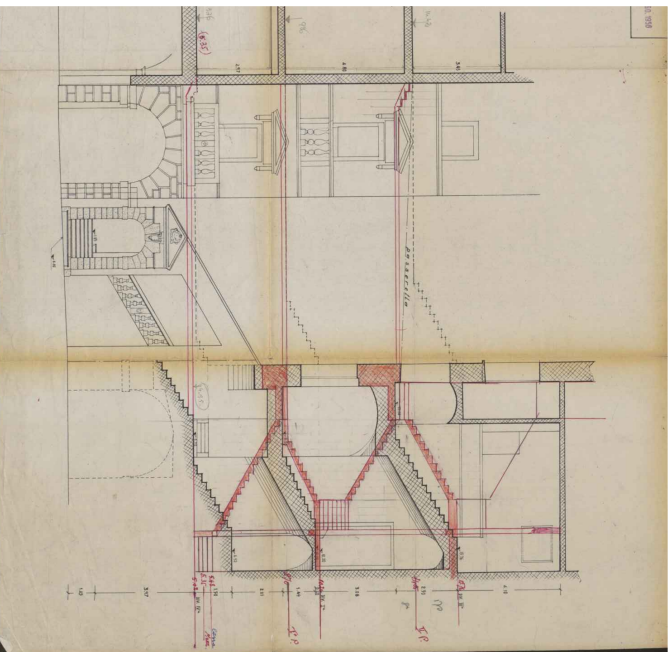
Una soluzione di maggiore elasticità e di maggior risparmio di spesa è stata trovata nel nuovo edificio. In modo particolare, sono stati studiati i problemi di distribuzione degli uffici, formata in modo da poter essere che alla portata, per dare un'idea di come si sono venuti a formare i vari servizi. Le ipotesi dell'Amministrazione di un modo come si sono venute a formare.



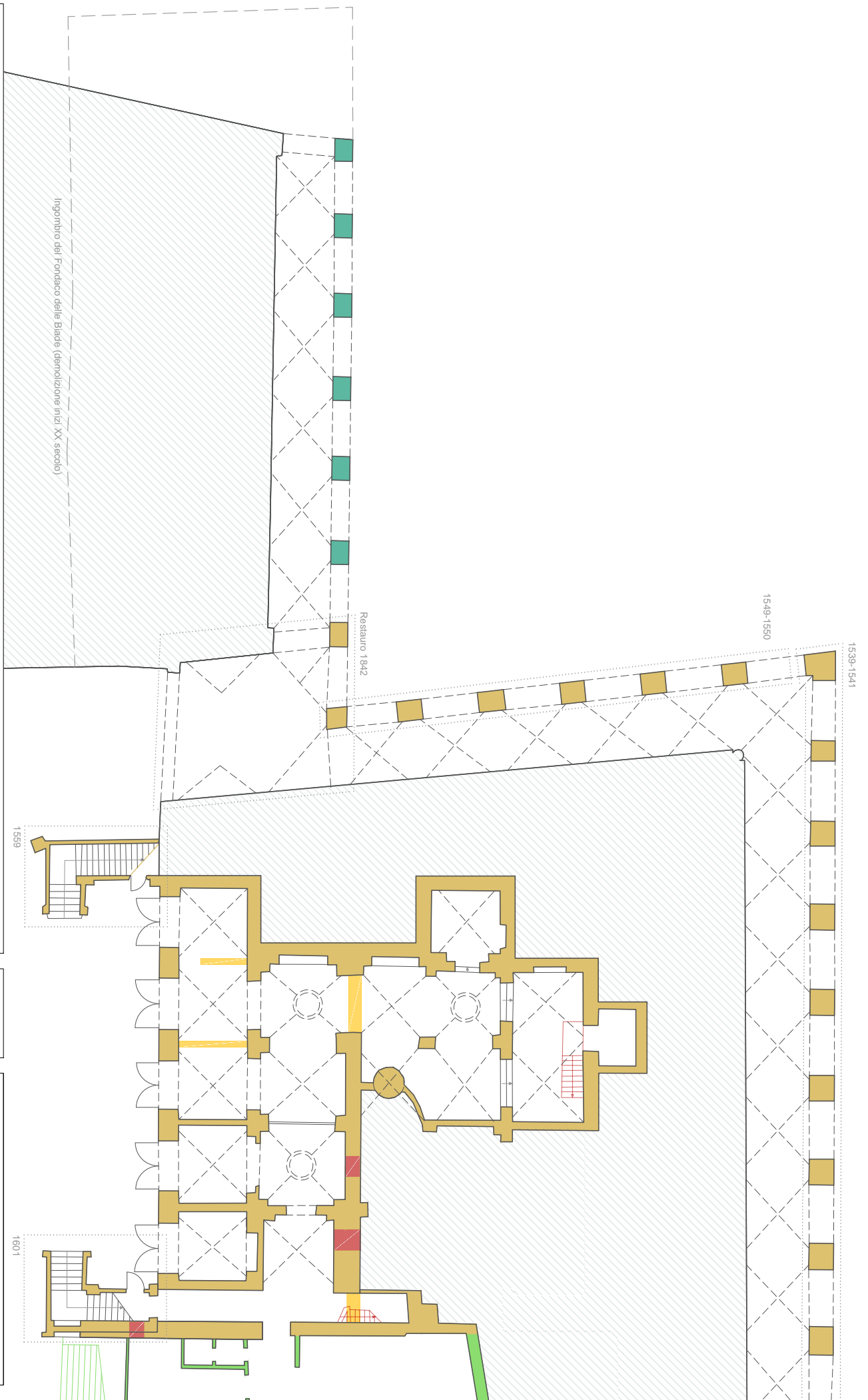
Lavori di demolizione per la realizzazione dello Scalone d'Onore. 1963. Archivio Generale del Comune di Padova.



Piantina del Comune, datazione ignota (tra gli anni venti e sessanta del novecento). Archivio Generale del Comune di Padova.



Progetto di raccordo tra all' Nuove e Vecchie. 10 Agosto 1956, non realizzato. Archivio Generale del Comune di Padova.



LEGENDA

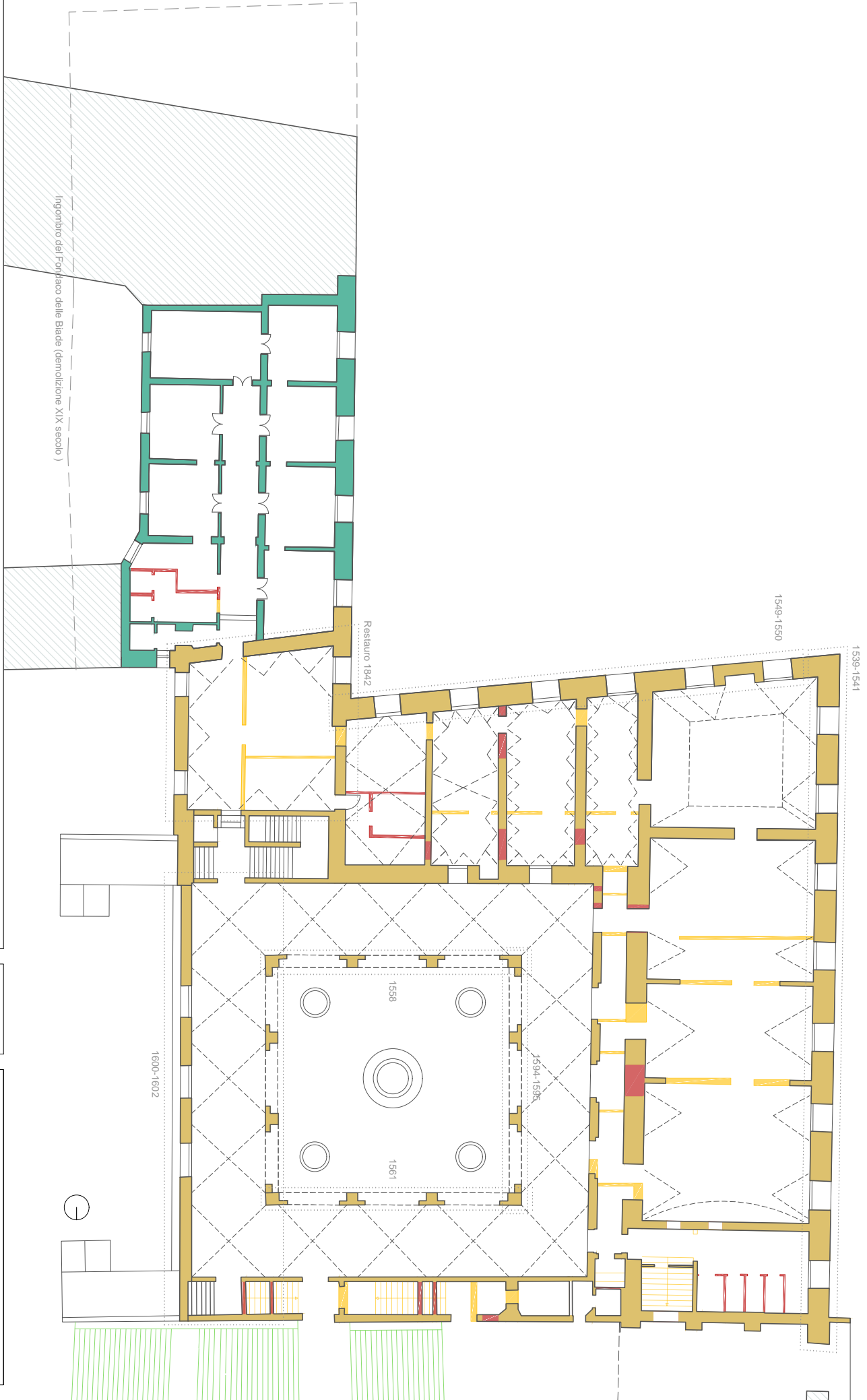
- Realizzazione del Palazzo del Podestà (1539-1602)
- Realizzazione dell'Ala Meschini (1901-1904)
- Realizzazione dello Scalone (1983)
- Modificazioni successive costruzioni
- demolizioni

1539 Aree di cui è noto il periodo di realizzazione o di intervento



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Mooni e le sue opere d'arte: valorizzazione del rischio sismico
ANALISI STORICO CRITICA
 Tavole comparative
 Pianta piano Terra

Scala 1:200
 Tav.
3.14



LEGENDA

- Realizzazione del Palazzo del Podestà (1539-1602)
- Realizzazione dell'Ala Meschini (1901-1904)
- Realizzazione dello Scalone (1983)
- Modificazioni successive costruzioni
- demolizioni

1559
Aree di cui è noto il periodo di realizzazione o di intervento



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Mooni e le sue opere d'arte: valorizzazione del rischio sismico
ANALISI STORICO CRITICA
 Tavole comparative
 Planta piano Primo

Scala 1:200
 Tav.
3.15

ingombro del Fontaco delle Biade (demolizione XIX secolo)

Risultato 1842

1549-1550

1539-1541

1558

1594-1595

1561

1600-1602



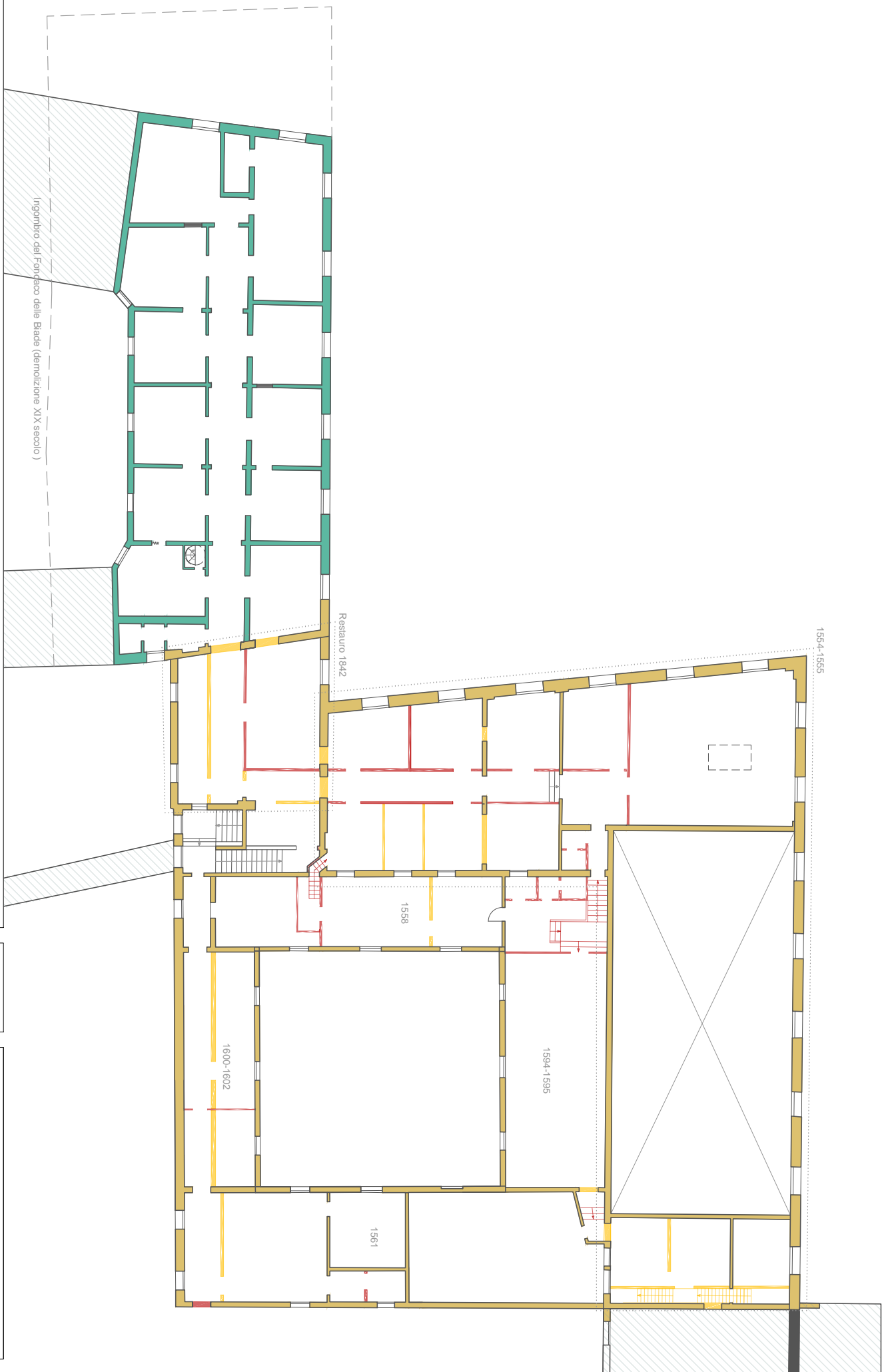
LEGENDA

- Realizzazione del Palazzo del Podestà (1539-1602)
- Realizzazione dell'Ala Meschini (1901-1904)
- Realizzazione dello Scalone (1983)
- Modificazioni successive costruzioni
- demolizioni
- demolizioni (rispetto pianta Pasini 1707)

1559 Aree di cui è noto il periodo di realizzazione o di intervento



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Mooni e le sue opere d'arte: valorizzazione del rischio sismico
ANALISI STORICO CRITICA
 Tavole comparative
 Tav. **3.16**
 Scala 1:200



LEGENDA

- Realizzazione del Palazzo del Podestà (1539-1602)
- Realizzazione dell'Ala Meschini (1901-1904)
- Realizzazione dello Salone (1983)

- Modificazioni successive
- costruzioni
 - demolizioni

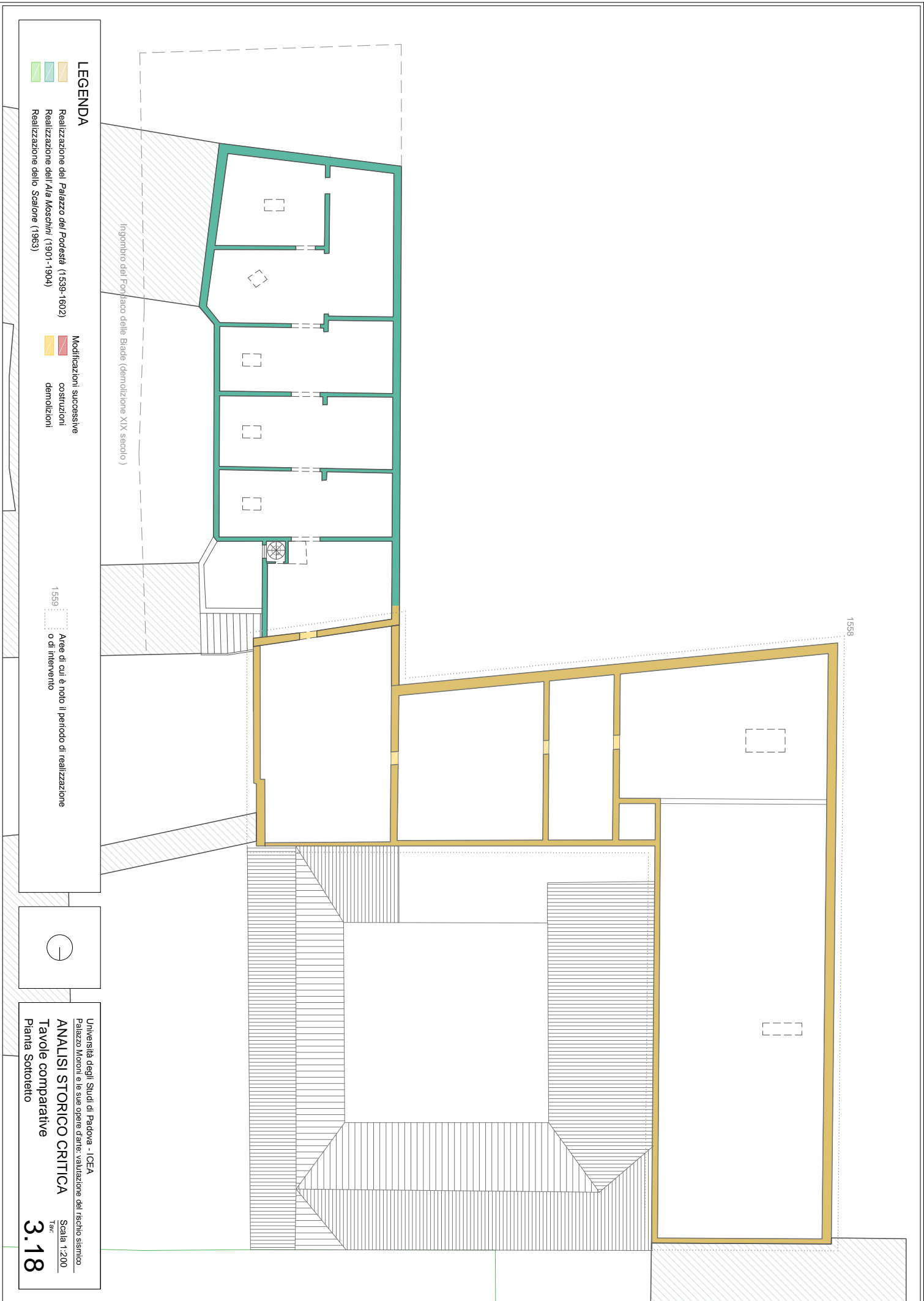
1559

Aree di cui è noto il periodo di realizzazione o di intervento



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Mooni e le sue opere d'arte: valorizzazione del rischio sismico
ANALISI STORICO CRITICA
 Tavole comparative
 Pianta piano Terzo

Scala 1:200
 Tav.
3.17



LEGENDA

- Realizzazione del Palazzo del Podestà (1539-1602)
- Realizzazione dell'Ala Meschini (1901-1904)
- Realizzazione dello Salone (1983)
- Modificazioni successive costruzioni demolizioni
- Aree di cui è noto il periodo di realizzazione o di intervento

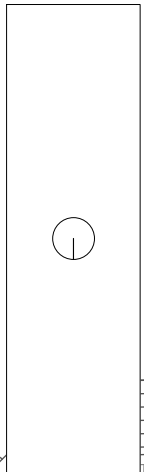
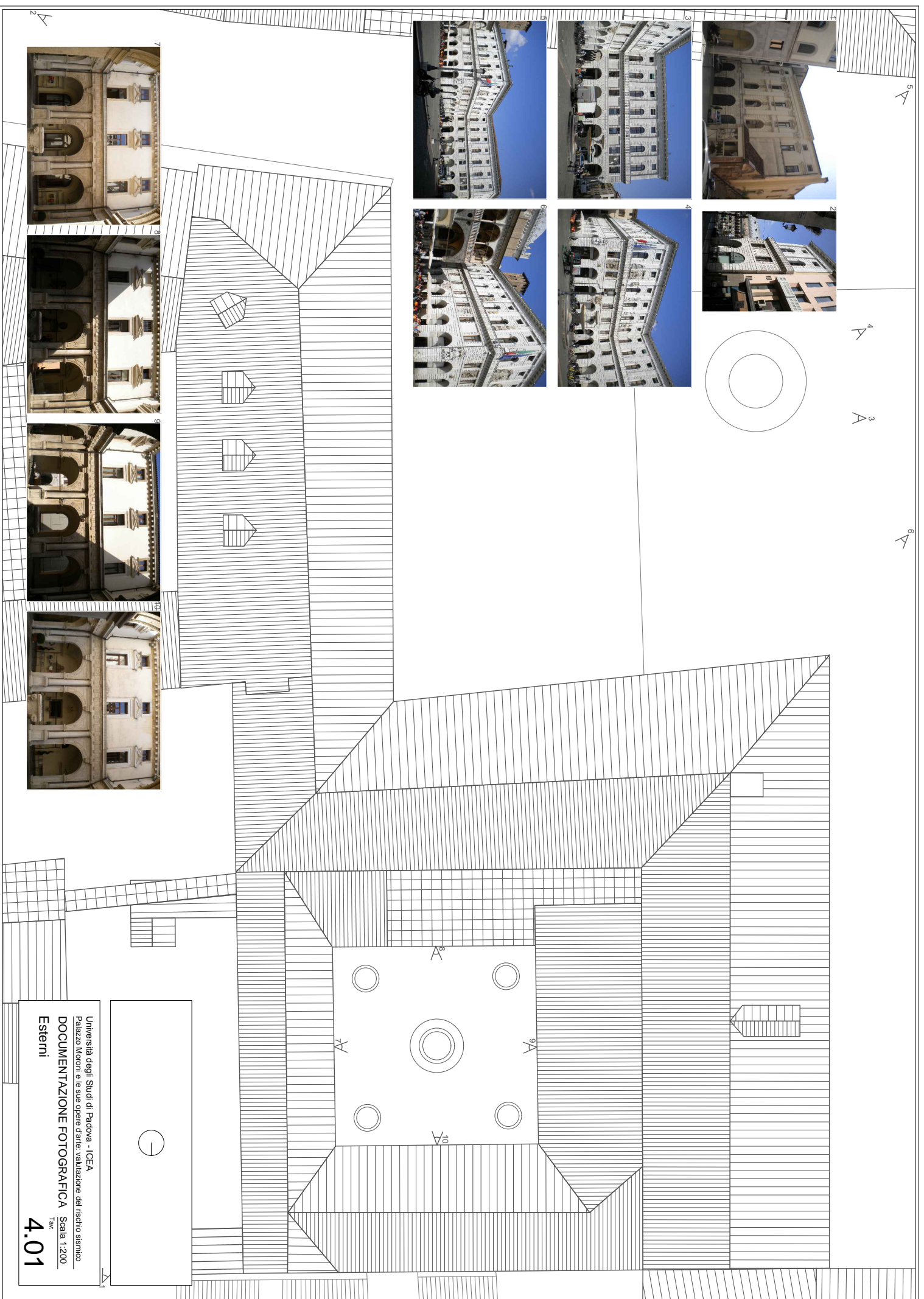
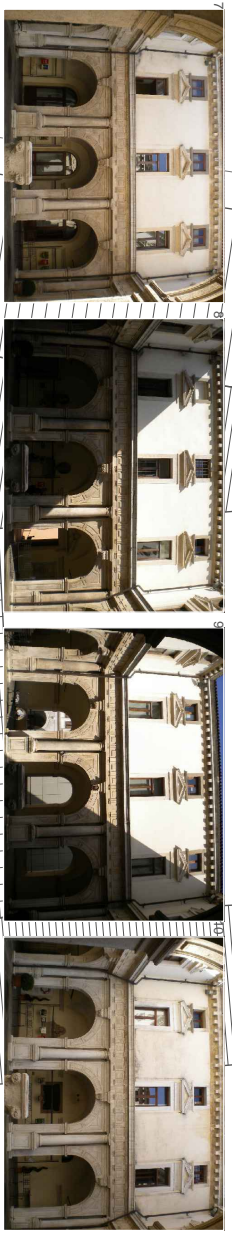
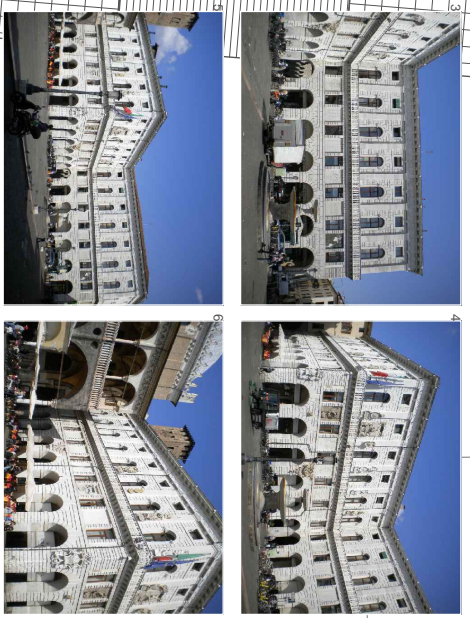
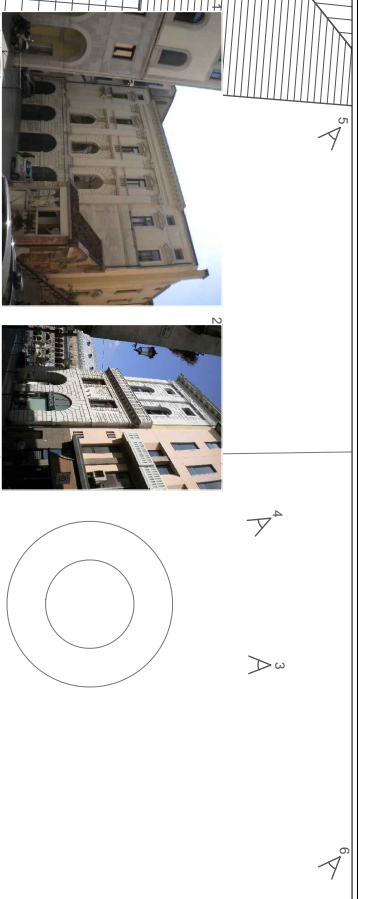
1559

1558



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valorizzazione del rischio sismico
ANALISI STORICO CRITICA
 Tavole comparative
 Pianta Sottotetto

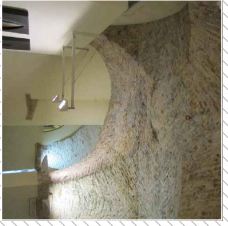
Scala 1:200
 Tav.
3.18



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA Scala 1:200
 Tav. **4.01**
 Esterni



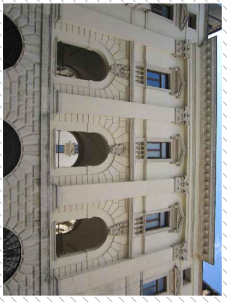
16



17



18



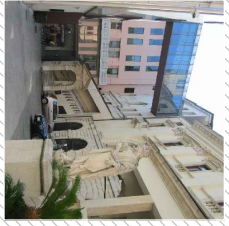
14



15



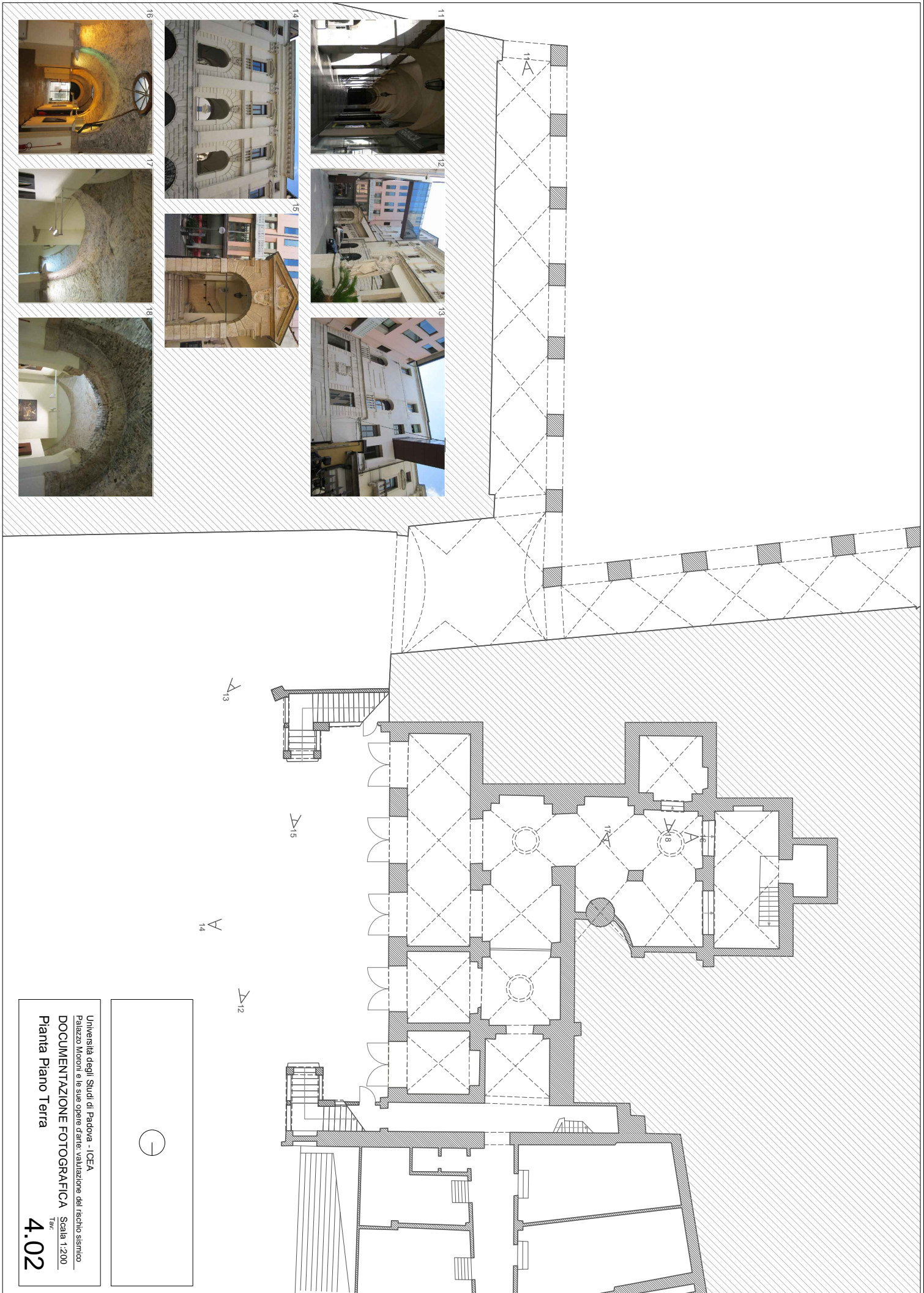
11



12



13



A
14

A
12

A
13

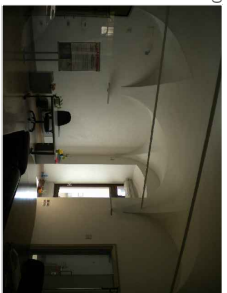
A
15



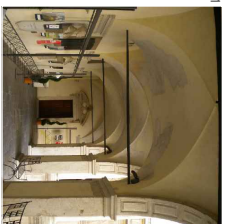
Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Mooni e le sue opere d'arte: valorizzazione del rischio sismico
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA Scala 1:200
TAV.
4.02
 Pianta Piano Terra



19



20



21



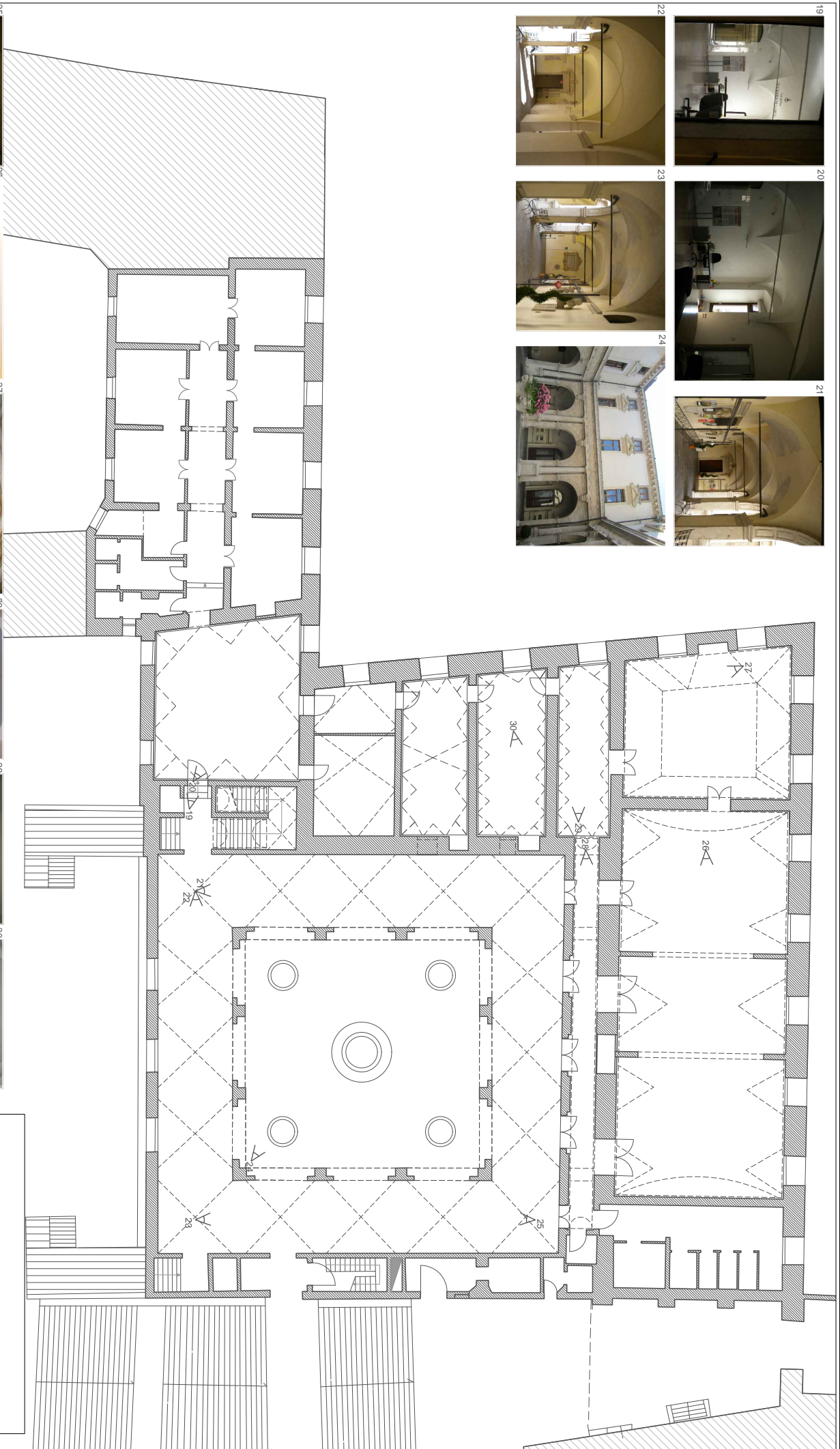
22



23



24



25



26



27



28



29



30



Università degli Studi di Padova - ICEA
Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA
Scala 1:200
Tab. 4.03
Pianta Piano Primo



31



32



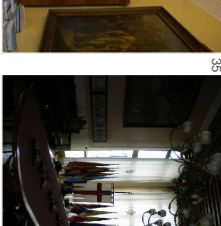
33



34



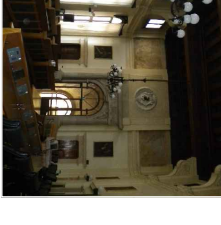
35



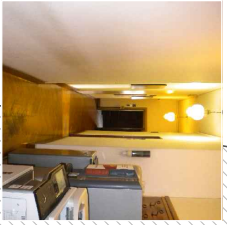
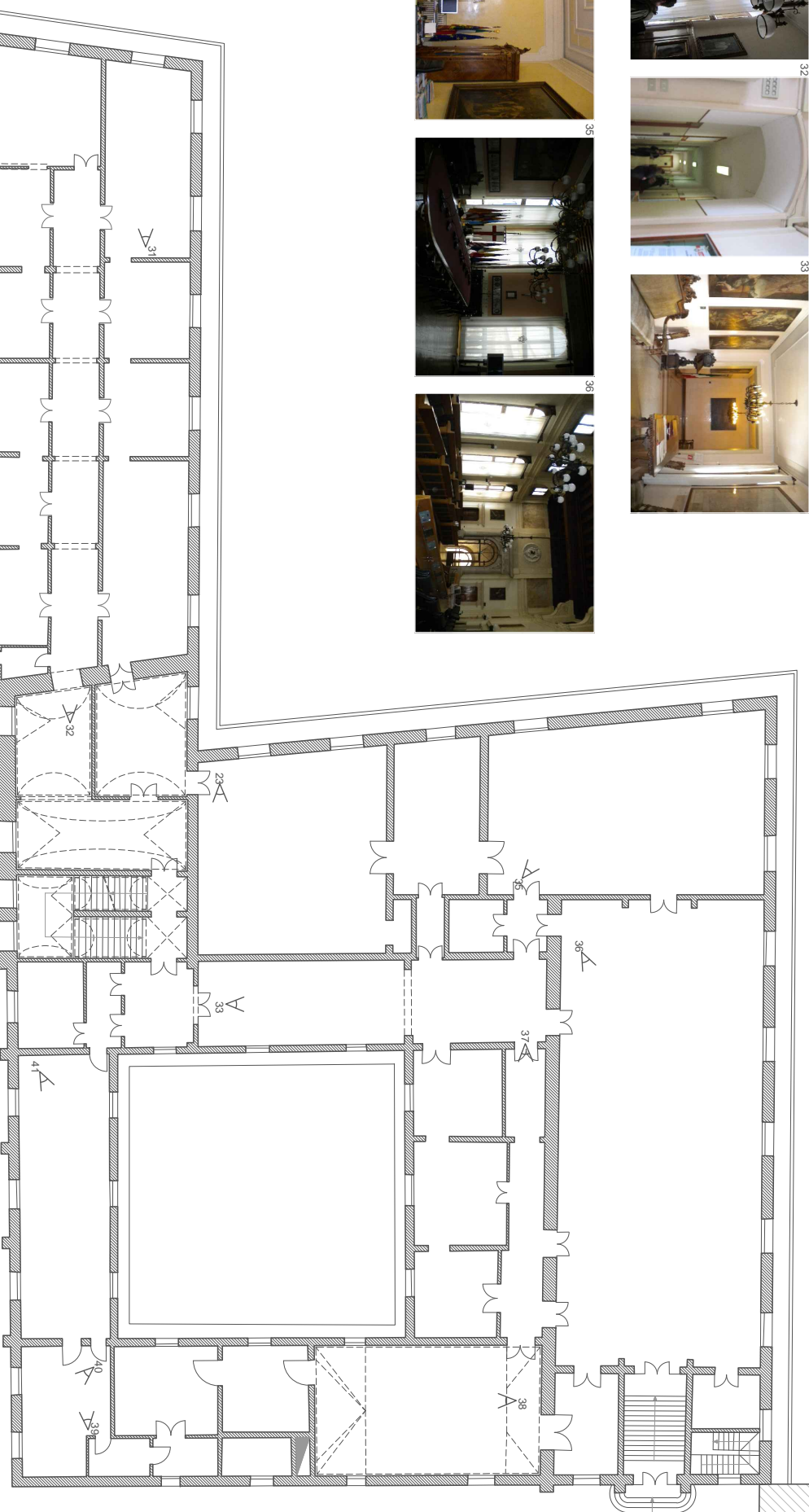
36



37



38



39



40



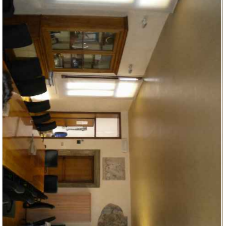
41



42



43



44



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valorizzazione del rischio sismico
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA Scala 1:200
TAV. 4
4.04
 Pianta Piano Secondo



42



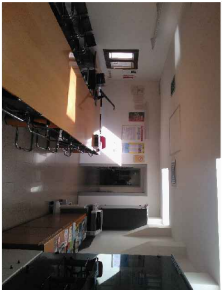
43



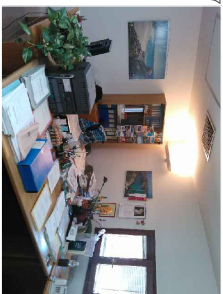
44



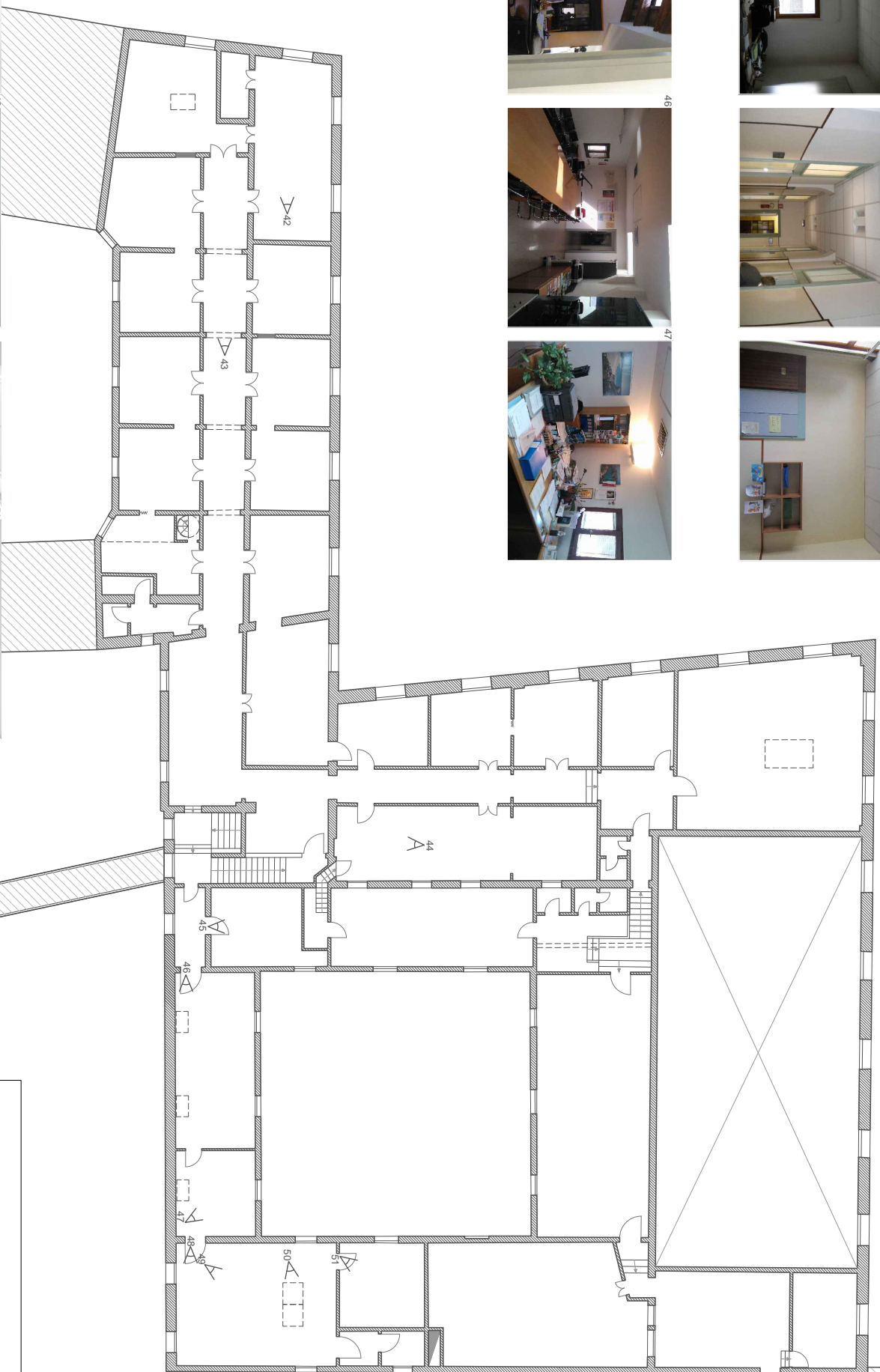
45



46



47



48



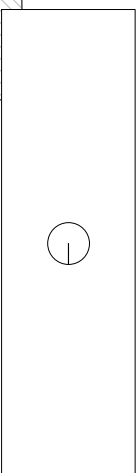
49



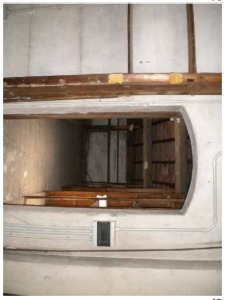
50



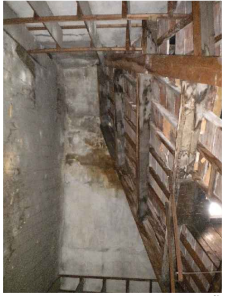
51



Università degli Studi di Padova - ICEA
Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA Scala 1:200
TAV.
4.05
Pianta Piano Terzo



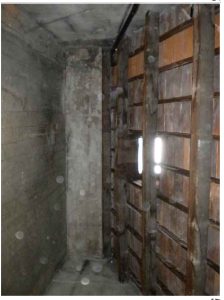
52



53



54



55



56



57



58



59



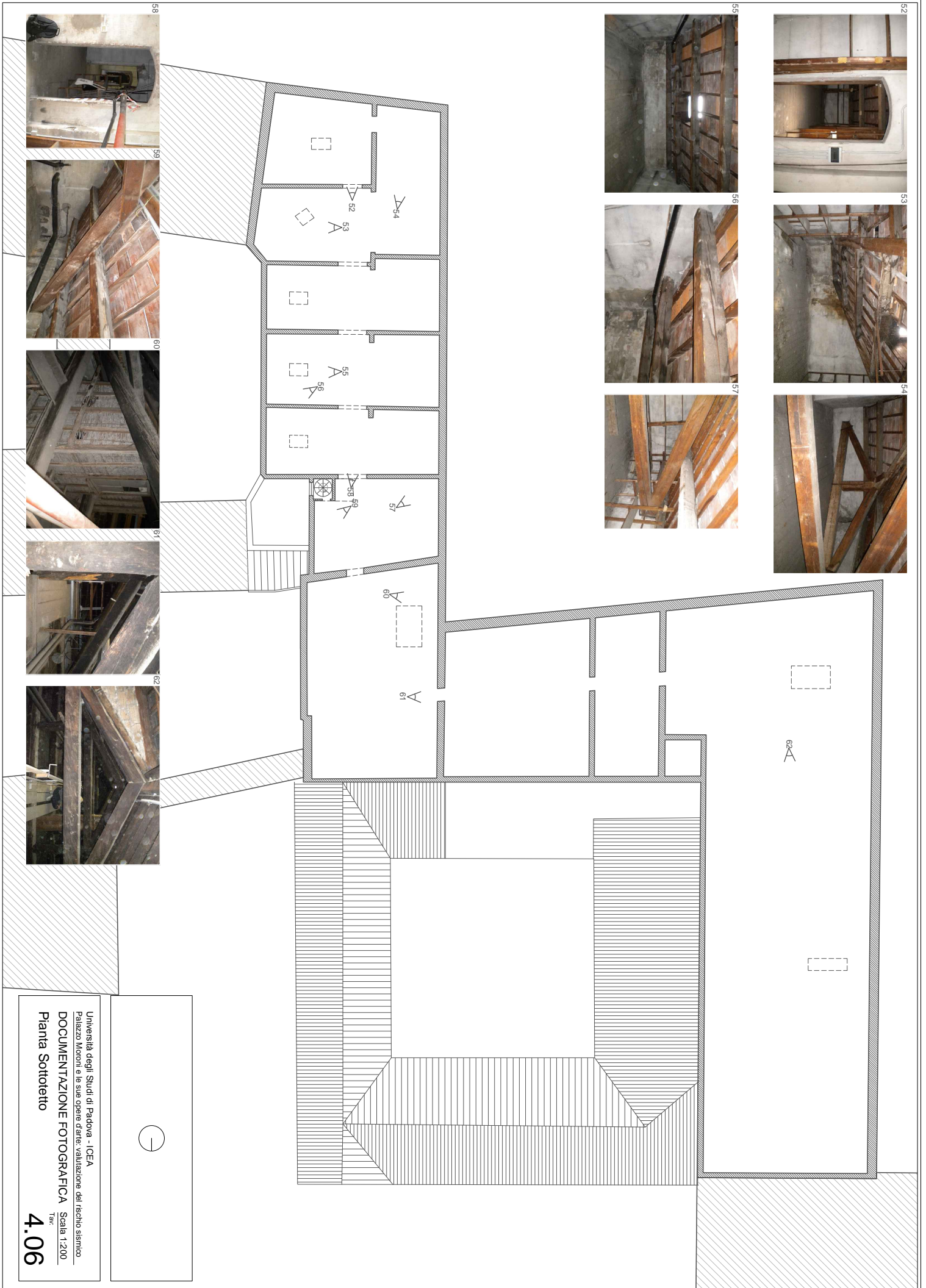
60



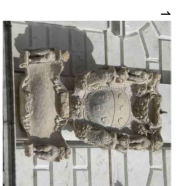
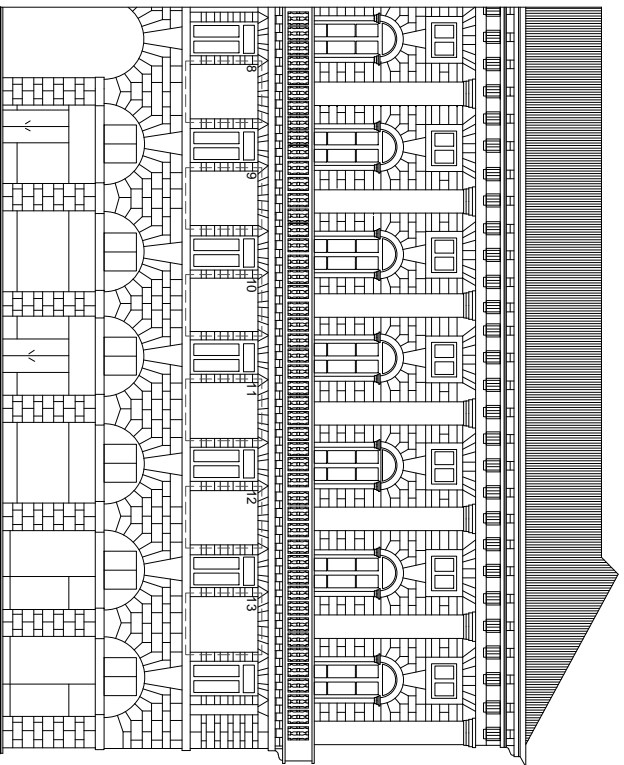
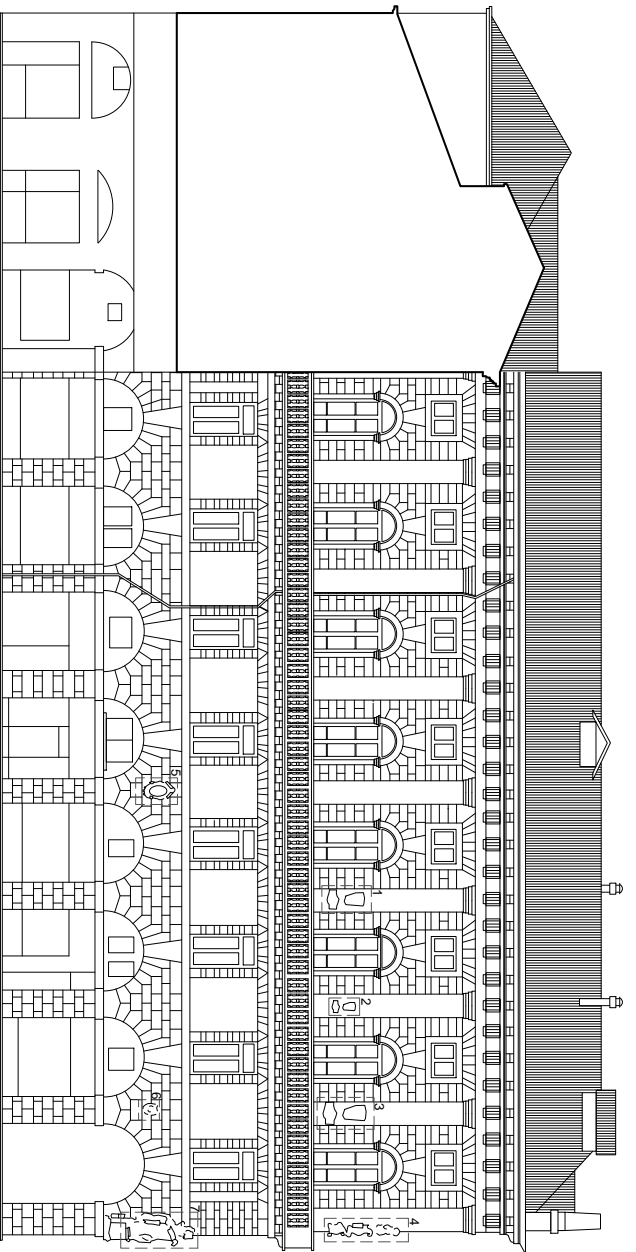
61



62



Università degli Studi di Padova - ICEA
Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA
Pianta Sottotetto
Scala 1:200
TAV.
4.06



1 Monumento non documentato



2 Monumento non documentato



3 Monumento non documentato



4 Stemma del podestà Svirano Trevisan, 1555



5 Statua raffigurante la giustizia in bronzo realizzata da Tiziano Minio, 1552



6 Leone di S. Marco distrutto nel 1797 e ricostruito nel 1993, stemma del podestà Marcantonio Gimani, costruita tra il 1552 e il 1554



7 Stemma del podestà Marcantonio Contarini, sotto il cui governo (1539-41) iniziarono i lavori per la costruzione di Palazzo Moroni



8 Lapide con i nomi dei padovani che parteciparono alla spedizione dei Mille, 1910



9 Lapidi in ricordo dei caduti nella guerra d'Africa, 1908



10



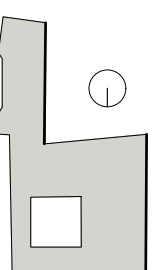
11 Lapide che ricorda le incursioni aree nemiche su Padova durante la Prima Guerra Mondiale con elenco dei danni subiti

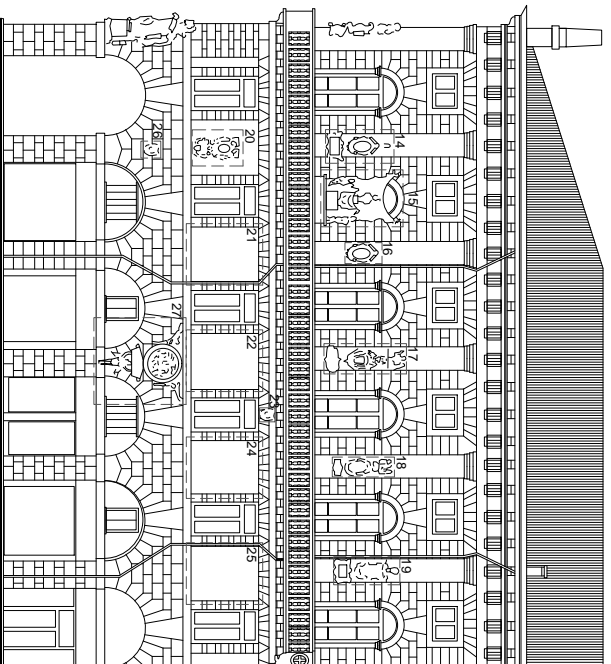


12 Lapide in ricordo dei caduti nella guerra d'Abissinia, 1935

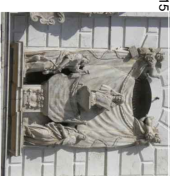


13 Lapide raffigurante le colonne italiane durante l'epoca fascista





14 Monumento non documentato



15 Monumento a Domenico Gritti, podestà dal 1676 al 1677; posizionato qui nel 1842



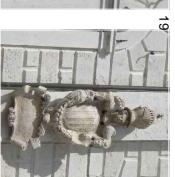
16 Monumento non documentato



17 Monumento non documentato



18 Monumento non documentato



19 Monumento non documentato



20 Stemma dedicato ad Angelo Correr, podestà tra il 1609 e il 1611



21 Lapide in memoria dei caduti padovani morti nelle guerre d'indipendenza: 1868



22 Lapide che riporta i risultati del plebiscito veneto del 1866



23 "Armetta" dedicata a Marcantonio Camo, consigliere dell'Università legislativa



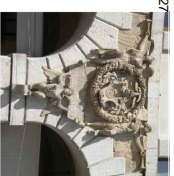
24 Lapide che riporta i risultati del plebiscito veneto del 1866



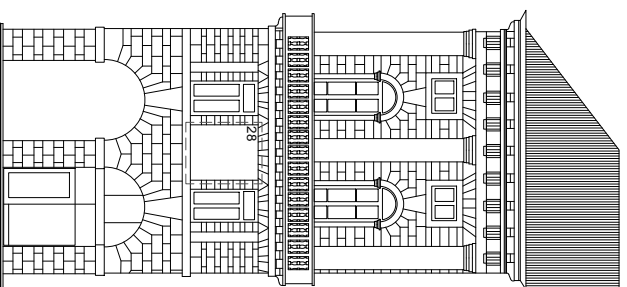
25 Lapide in memoria dei caduti padovani morti nelle guerre d'indipendenza: 1893



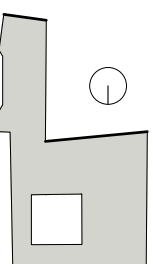
26 Monumento non documentato

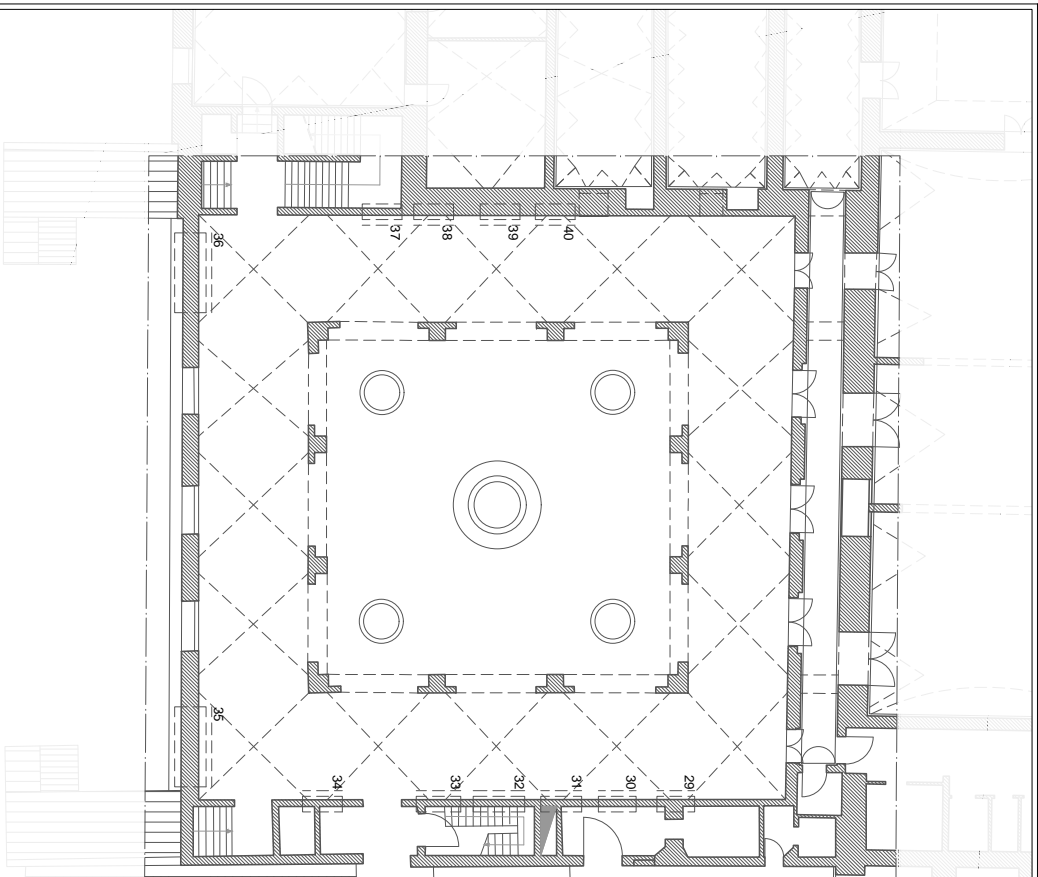


27 Monumento a Eموiao Barbaro



28 Lapide in memoria del ducentonona caduto in Russia tra il 1941 e il 1945 con i elebrco delle otto divisioni militan che vi combatterono



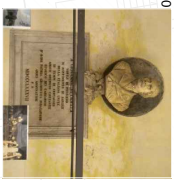


Prospetto Nord



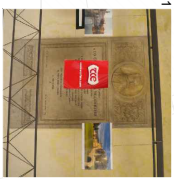
Lapide non documentata

29



Busto raffigurante Giovanni Cittadella (Padova 1806-94). 1887

30



Lapide dedicata a Gino Cittadella Vigodazere (Padova 1844-1917), Senatore del Regno, consigliere del Comune di Padova per più di 40 anni

31



Busto raffigurante Francesco De Lazara (Padova 1805-1866), ultimo podestà del Comune, 1896

32



Targa dedicata a Carlo Tivaroli (Zara 1843-Lido di Venezia 1906), docente di storia presso l'Università di Padova, 1907

33



Targa dedicata a Carlo Cerato (Padova 1813-66), feo padre del Governo Dipartimentale del 1848 e del primo Consiglio comunale di Padova italiana, 1887

34



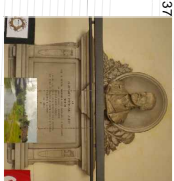
Busto raffigurante Andrea Menghini (Padova 1806-70), primo Sindaco di Padova nel Regno d'Italia nel 1866

Prospetto Est



Targa dedicata al cardinale Pietro de Silvestri (Rovigo 1803- Padova 1875), proprietario della casa del Peirarca ad Arquà

Prospetto Sud



Busto raffigurante Ferdinando Coletti (Tai di Cadore 1819-Padova, 1881) Rettore dell'Università di Padova dal 1872 al 1873; 1882

Prospetto Sud



Busto raffigurante Emilio Morpurgo (Padova 1813-97) Rettore dell'Università di Padova dal 1881 al 1883; 1887

Prospetto Sud



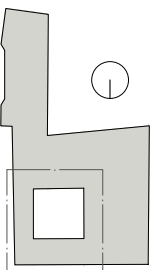
Lapide non documentata

Prospetto Sud



Busto raffigurante Alberto Cavallotto (Padova 1813-97), consigliere comunale a Padova

Prospetto Sud

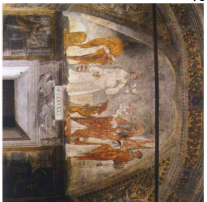


41



La Vergine in trono con il Bambino e Santi; Domenico Campagnola; 1551

42



Lunetta con i Santi Marco, Antonio, Girolamo e Daniele; Domenico Campagnola; 1551

43



San Giovanni Evangelista e San Paolo; attribuzione incerta; datazione incerta

44



San Giacomo Maggiore e altro Santo; attribuzione incerta; datazione incerta

45



Cartiglio del Collegio dei Notari; attribuzione incerta; 1563

46



Stemma del podestà Giovanni Battista Nani; attribuzione incerta; datazione incerta

47



Stemma del podestà Stefano Tiepolo; attribuzione incerta; 1551

48



Stemma del capitano Filippo Tron; attribuzione incerta; 1551

49



La predicazione ai Farisei e ai Sadducei; attribuzione incerta; datazione incerta

50



Stemma del podestà Bernardo Venier; attribuzione incerta; 1564

51



Decorazione del soffitto con San Giovanni Battista in gloria; Pietro Damini; datazione incerta

52



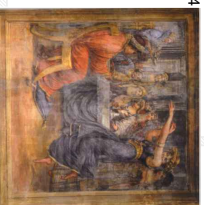
Battesimo di Cristo; Pietro Damini; datazione incerta

53



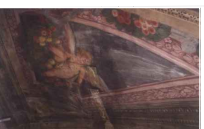
Decollazione del Battista; Pietro Damini; datazione incerta

54



Danza di Salomé; Giuseppe Cherubini; datazione incerta

55

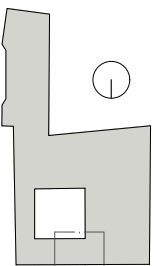
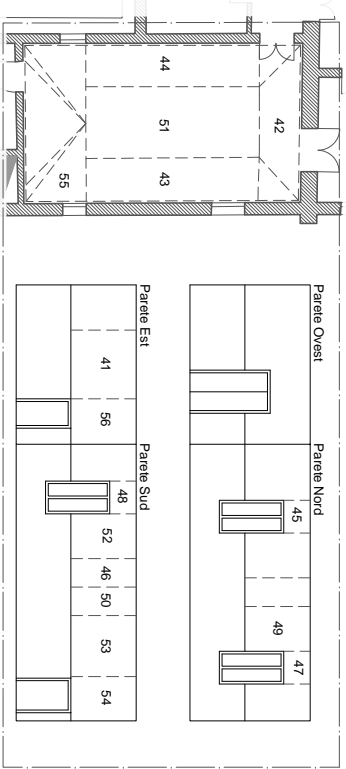


Pinnacchio a sinistra dell'abside; Gasparo Giona; datazione incerta

56



San Nicola; Giuseppe Cherubini; datazione incerta



VOLTO
DELLA CORDA
(Palazzo degli Anziani)

PIAZZA
DELLE
ERBE

C | Palazzo Moroni

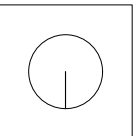
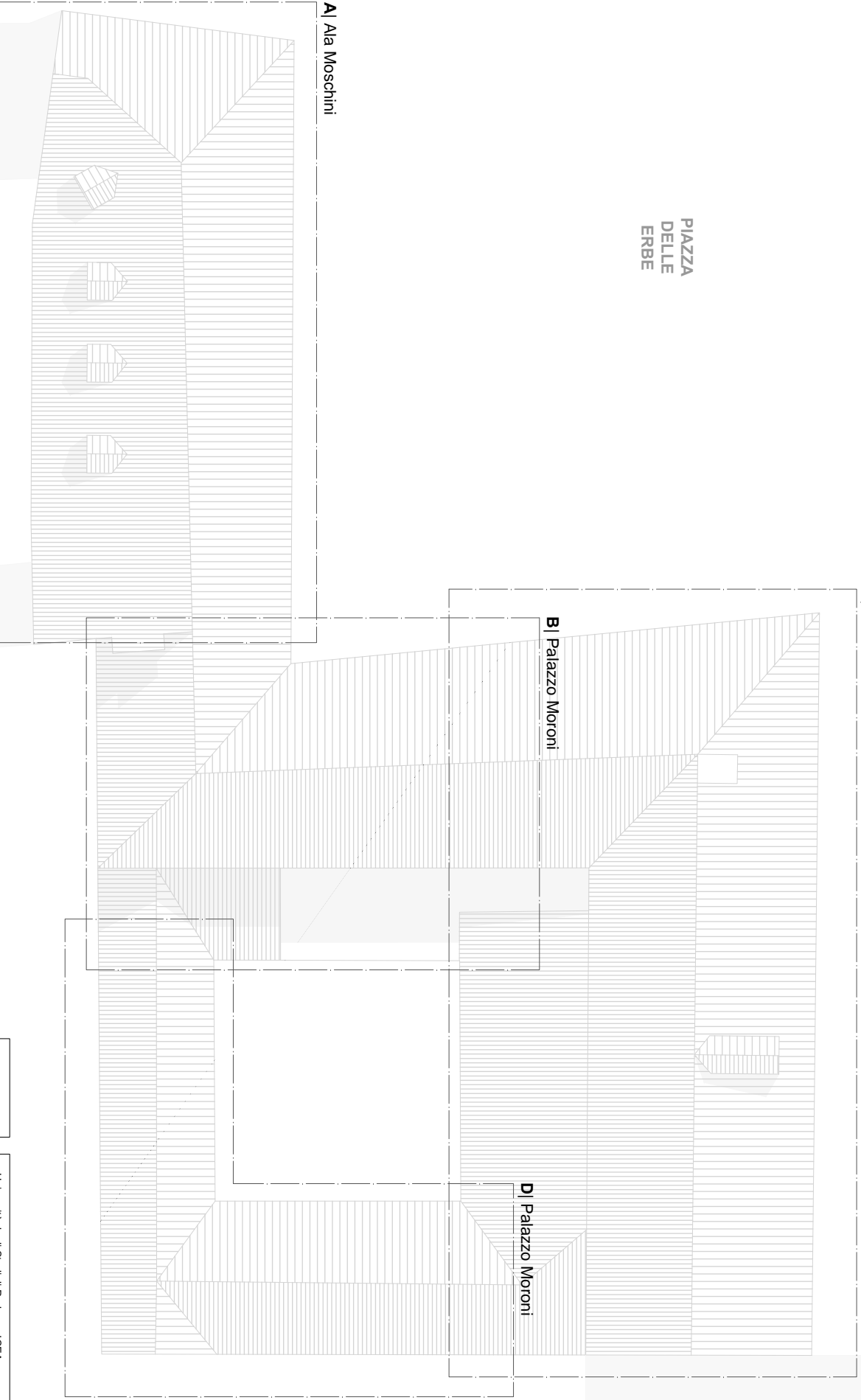
B | Palazzo Moroni

D | Palazzo Moroni

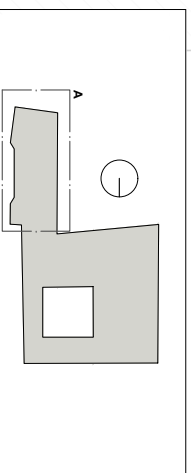
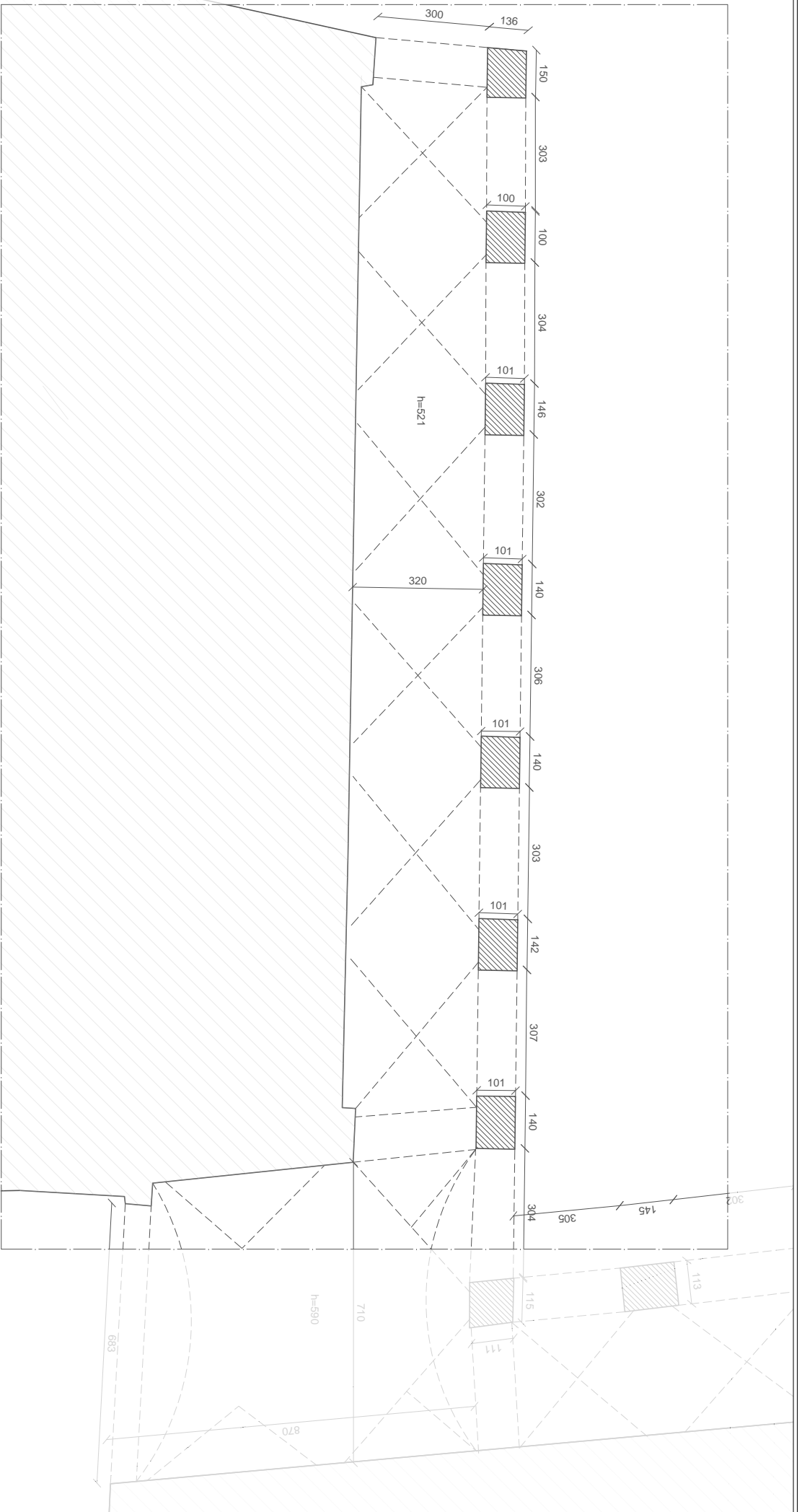
A | Ala Moschini

ALTRA
PROPRIETA'

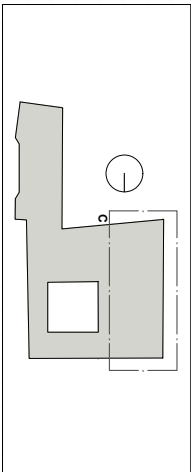
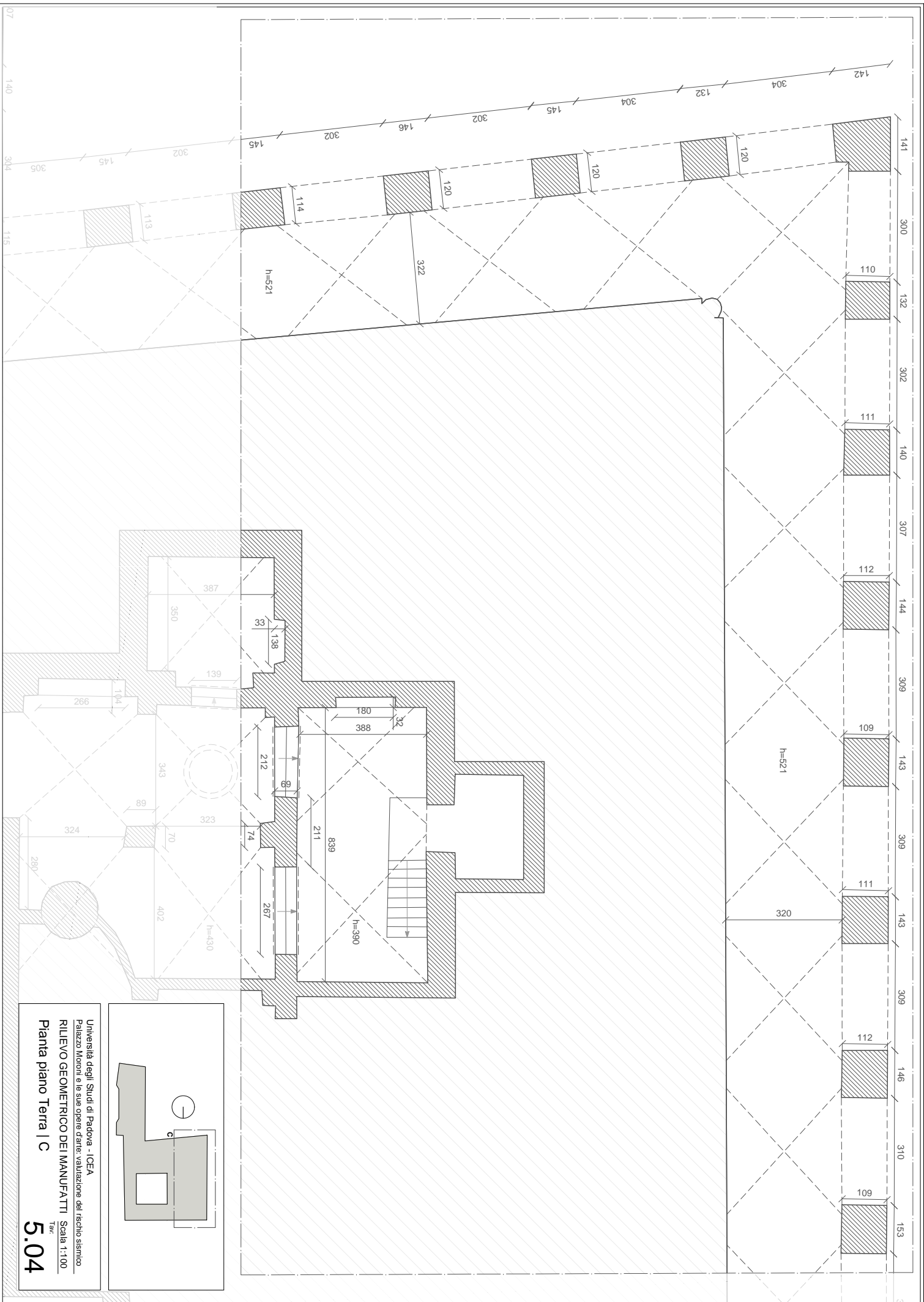
ALTRA
PROPRIETA'



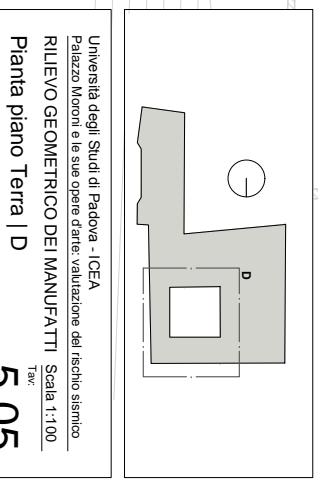
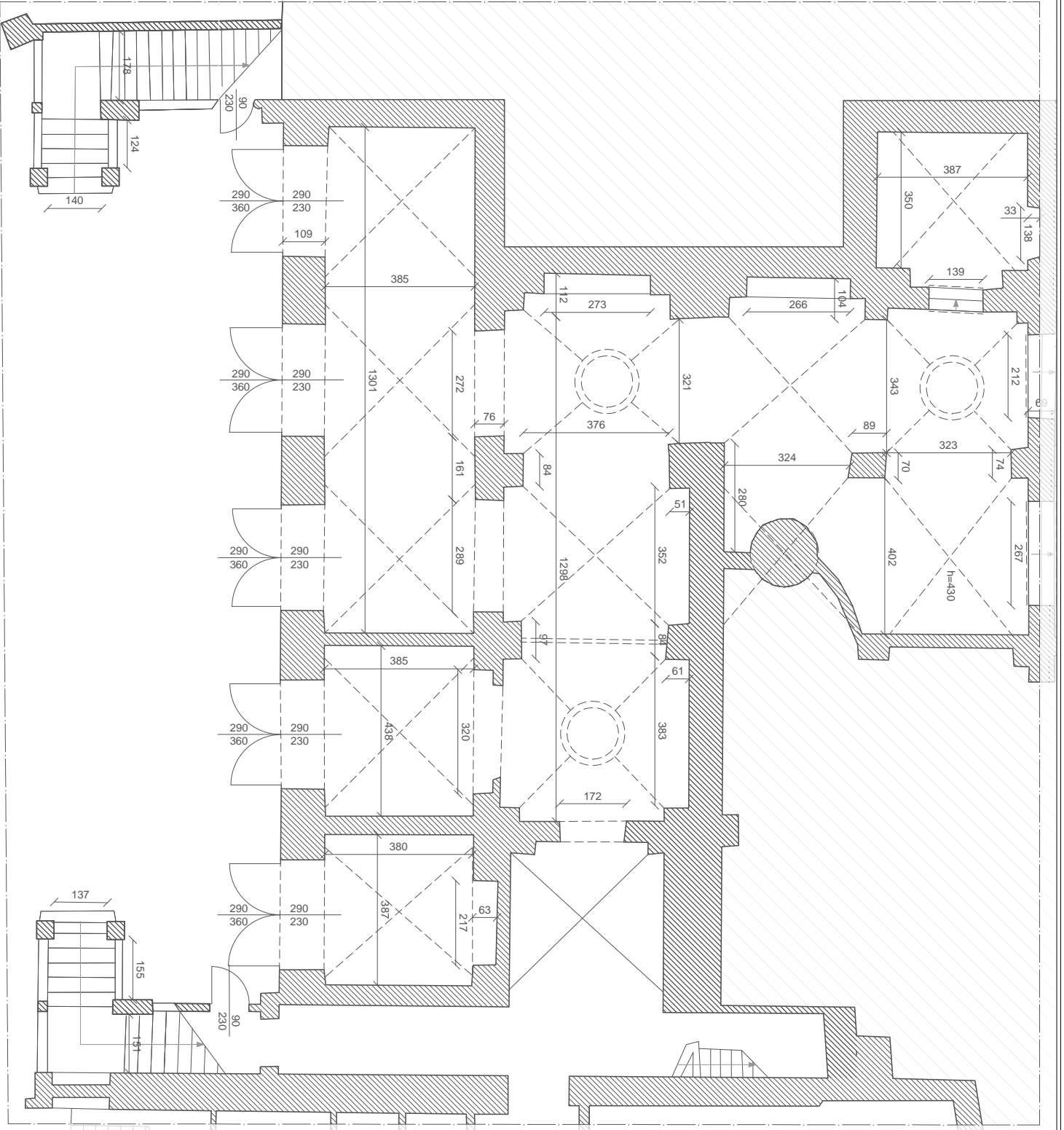
Università degli Studi di Padova - ICEA
Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI Scala 1:200
Tab. 5.01
Orientatore



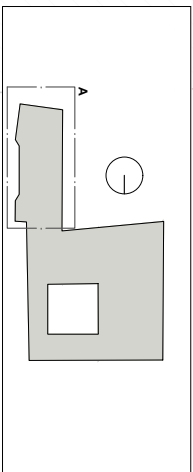
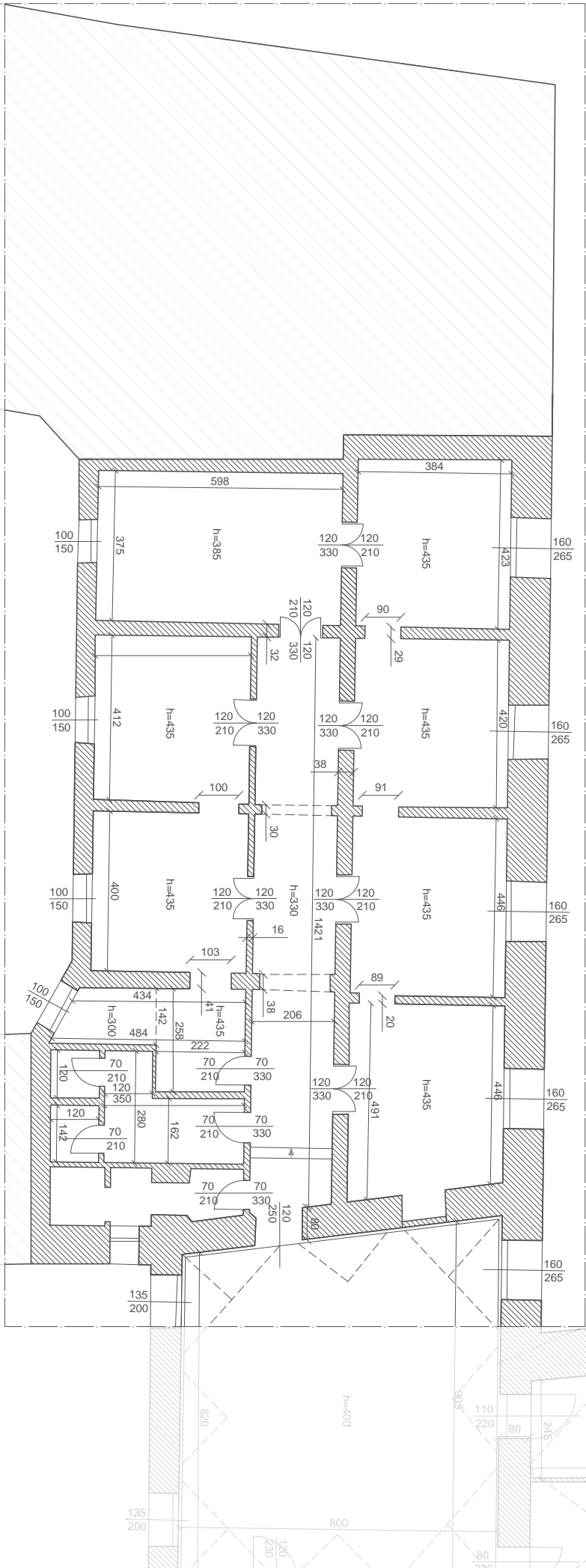
Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI Scala 1:100
 Tav. **5.02**
 Pianta piano Terra | A



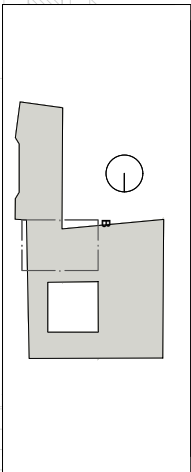
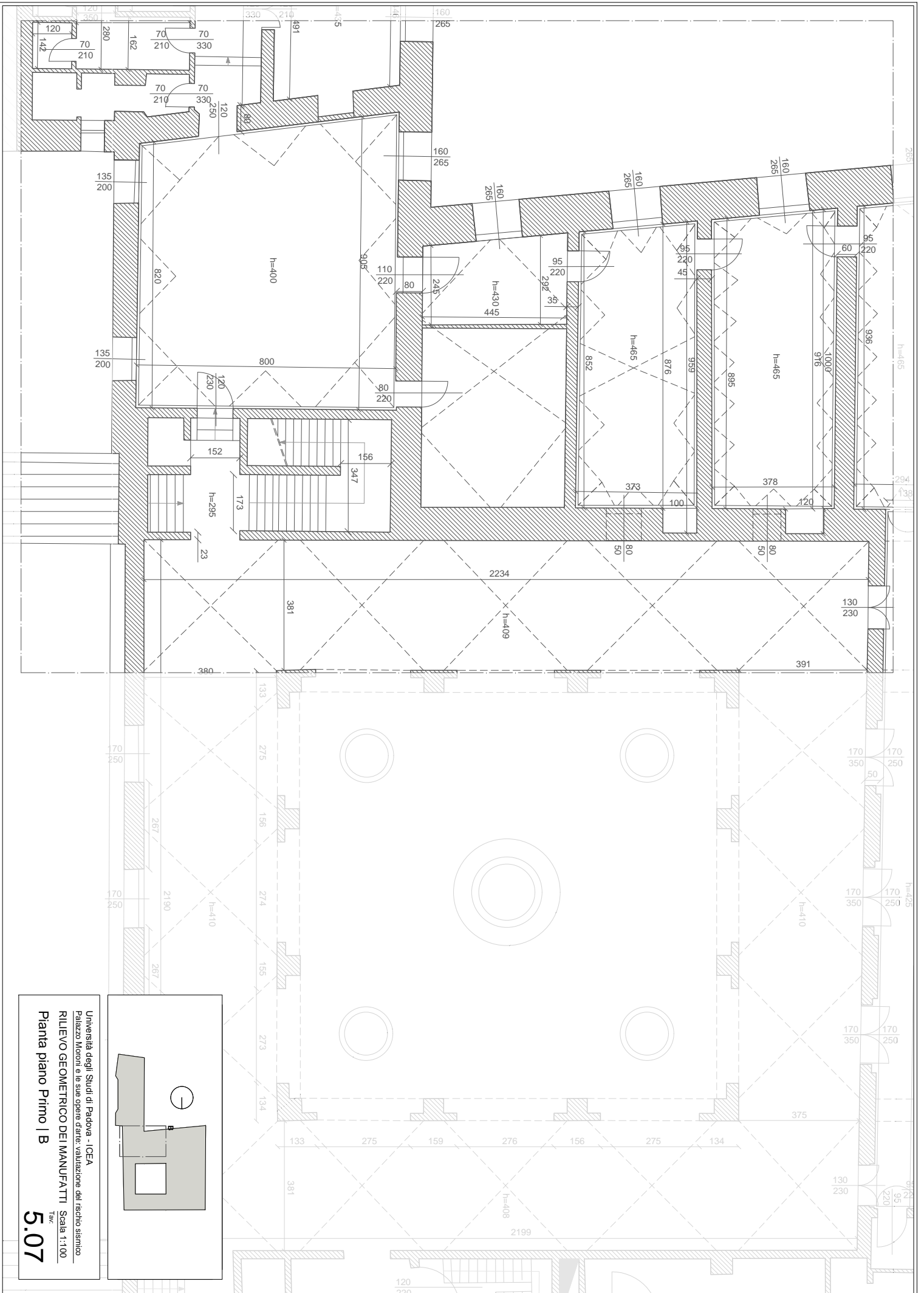
Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valorizzazione del rischio sismico
RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI Scala 1:100
 Tav. **5.04**
 Pianta piano Terra | C



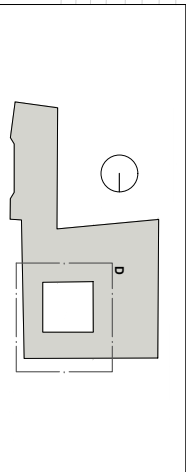
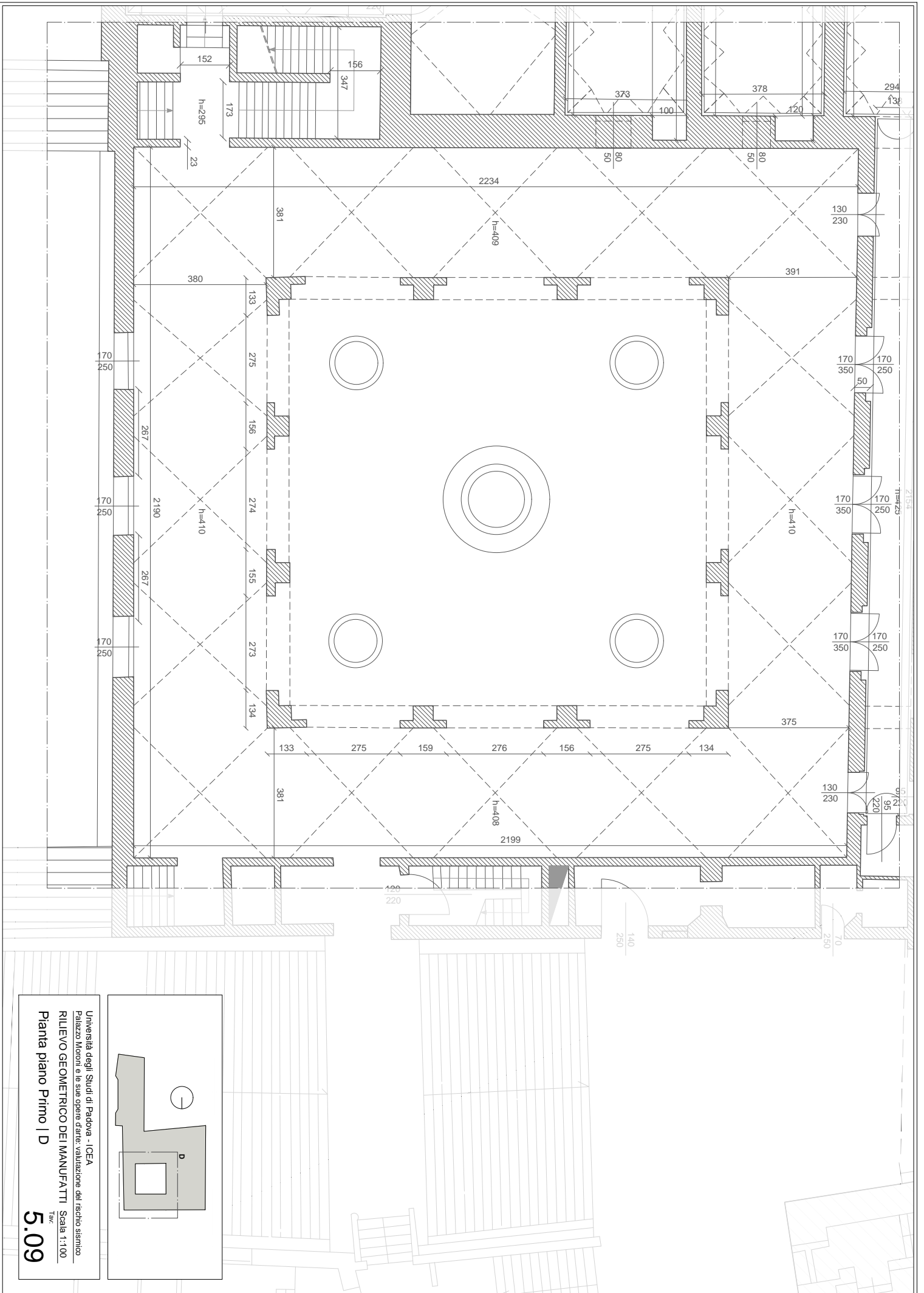
Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valorizzazione del rischio sismico
 RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI
 Pianta piano Terra | D
 Tab. 5.05
 Scala 1:100



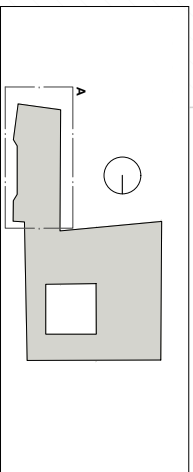
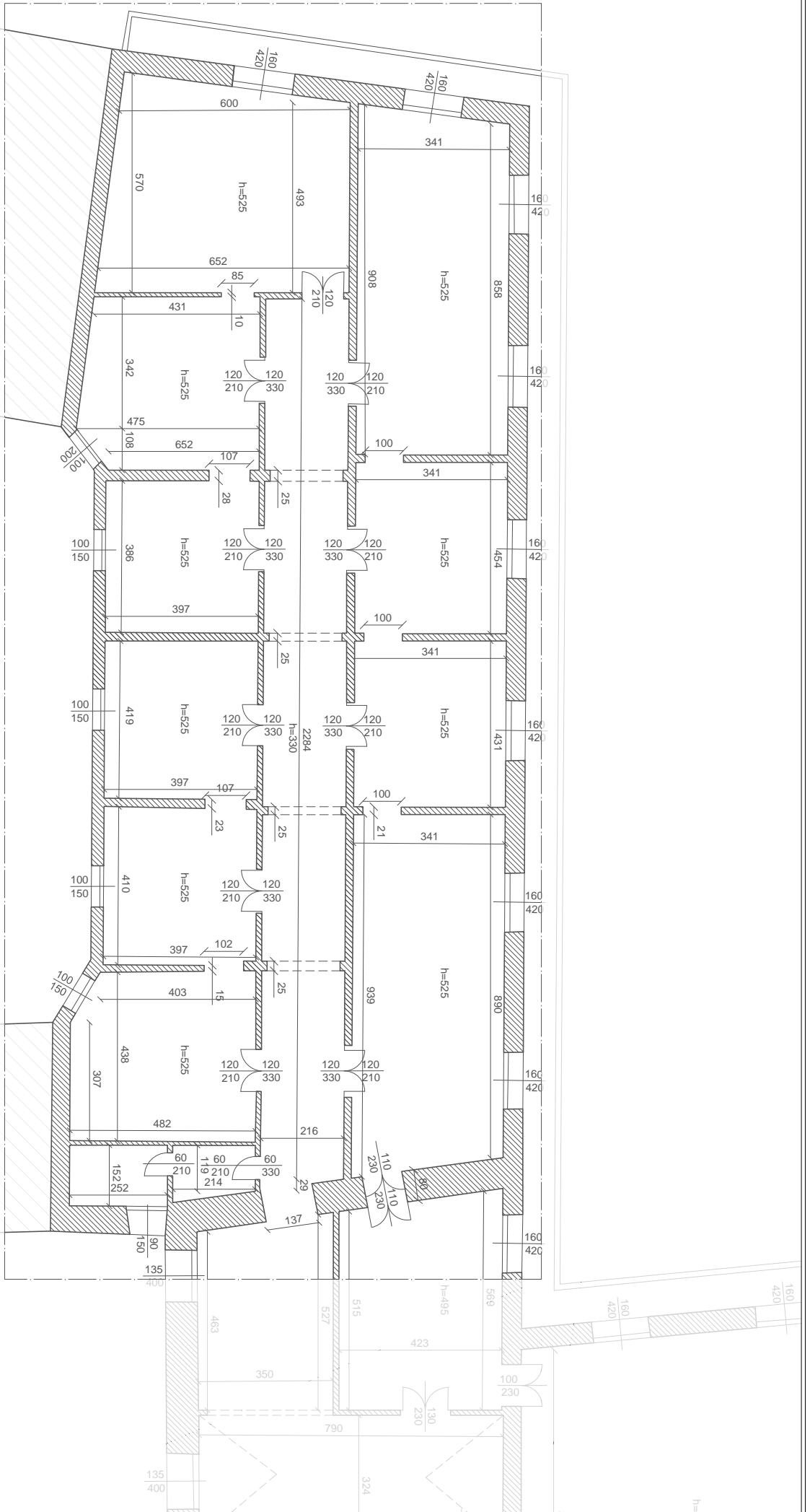
Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI Scala 1:100
 Tav. **5.06**
 Pianta piano Primo | A



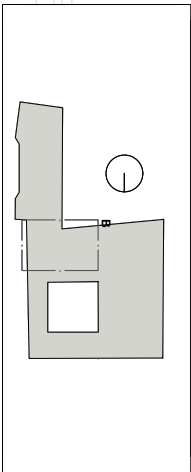
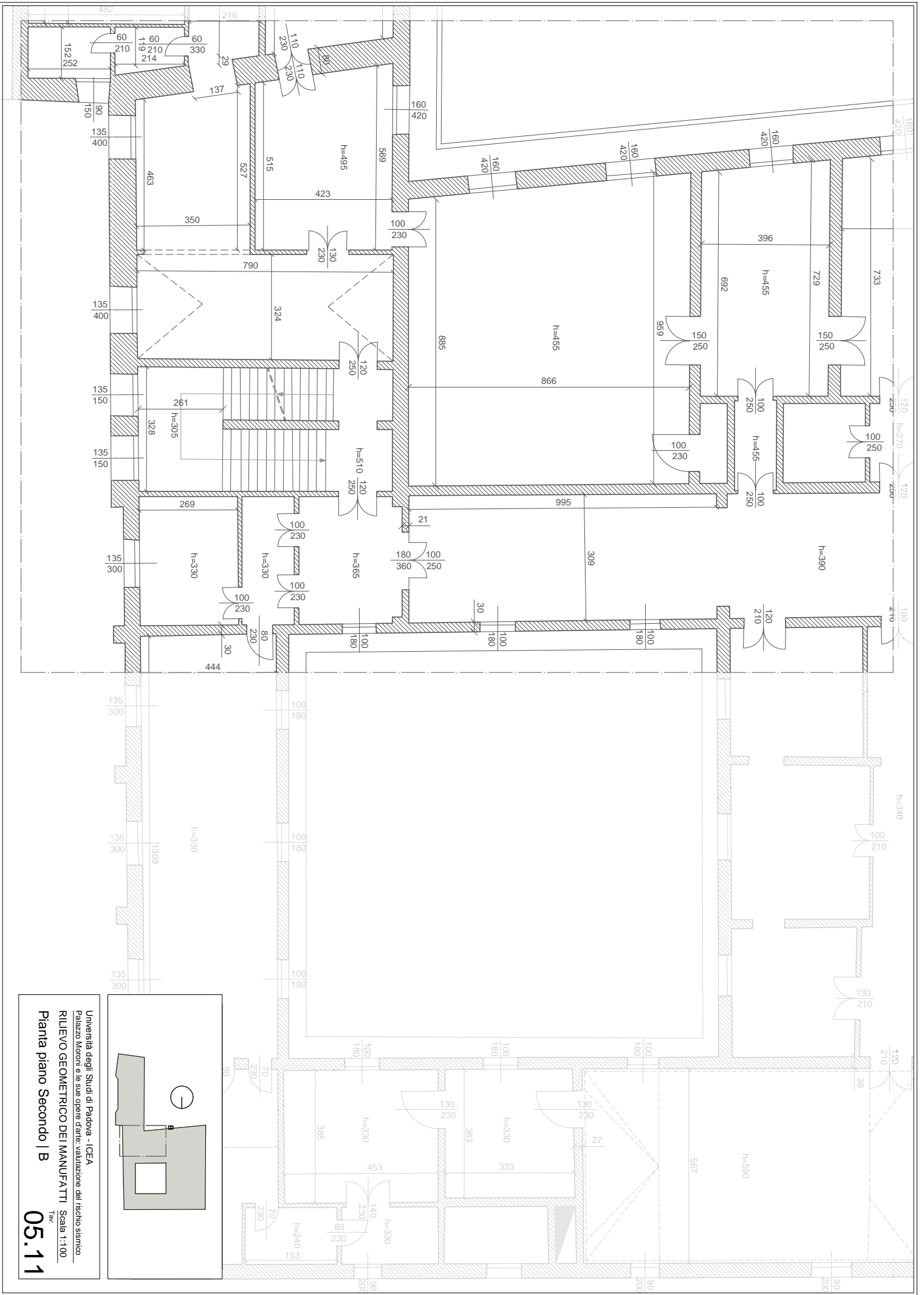
Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILEVAMENTO GEOMETRICO DEI MANUFATTI Scala 1:100
 Tav. **5.07**
Pianta piano Primo | B



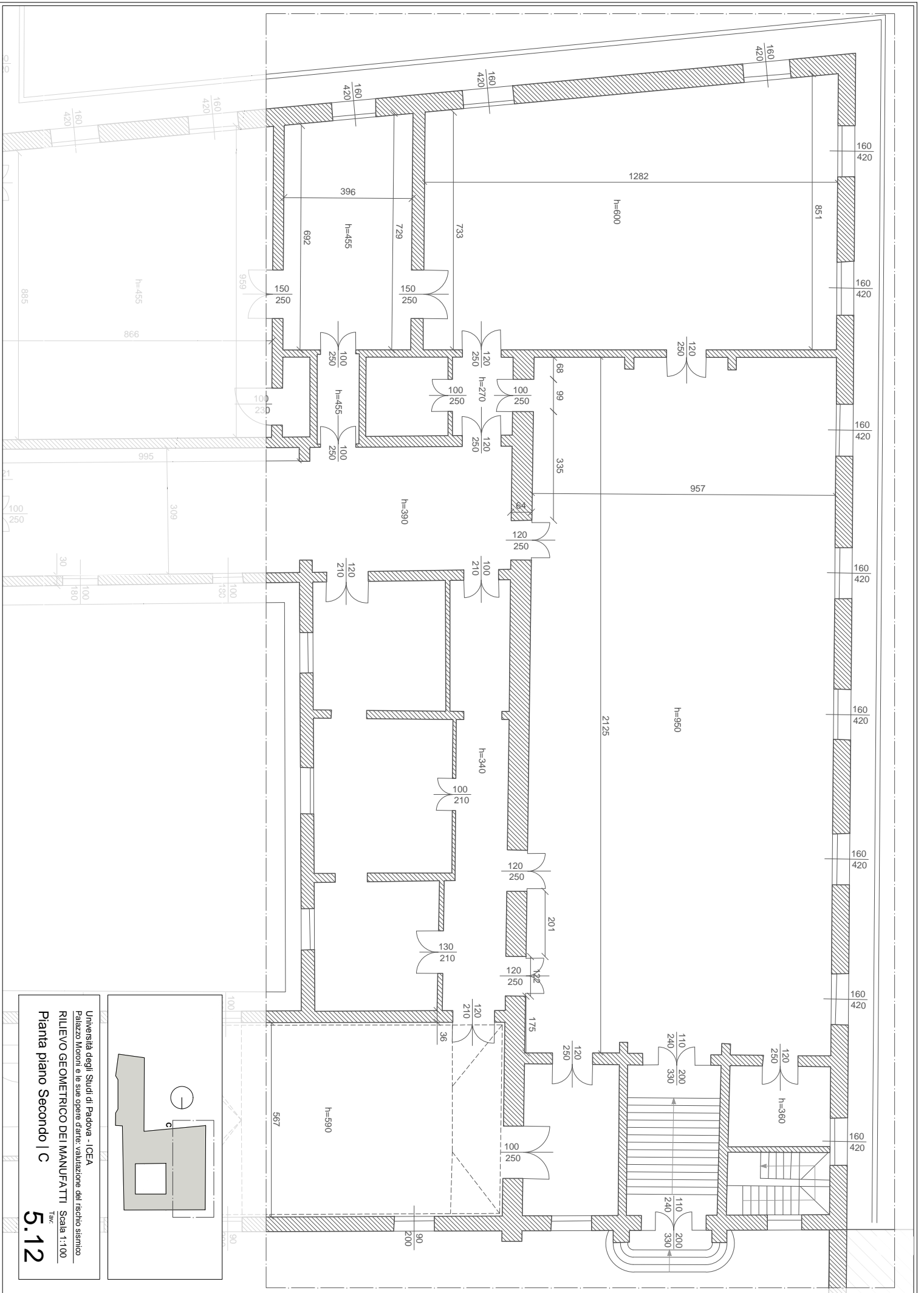
Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILEVNO GEOMETRICO DEI MANUFATTI Scala 1:100
 Tab. 5.09
Pianta piano Primo | D



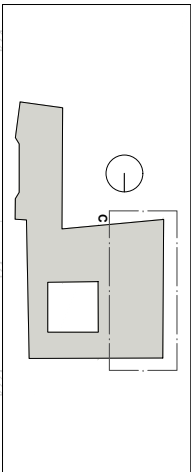
Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI Scala 1:100
 Tav. **5.10**
 Pianta piano Secondo | A

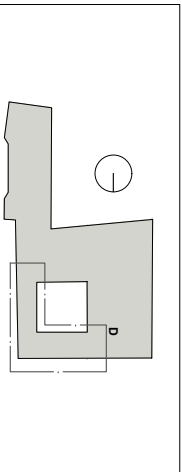
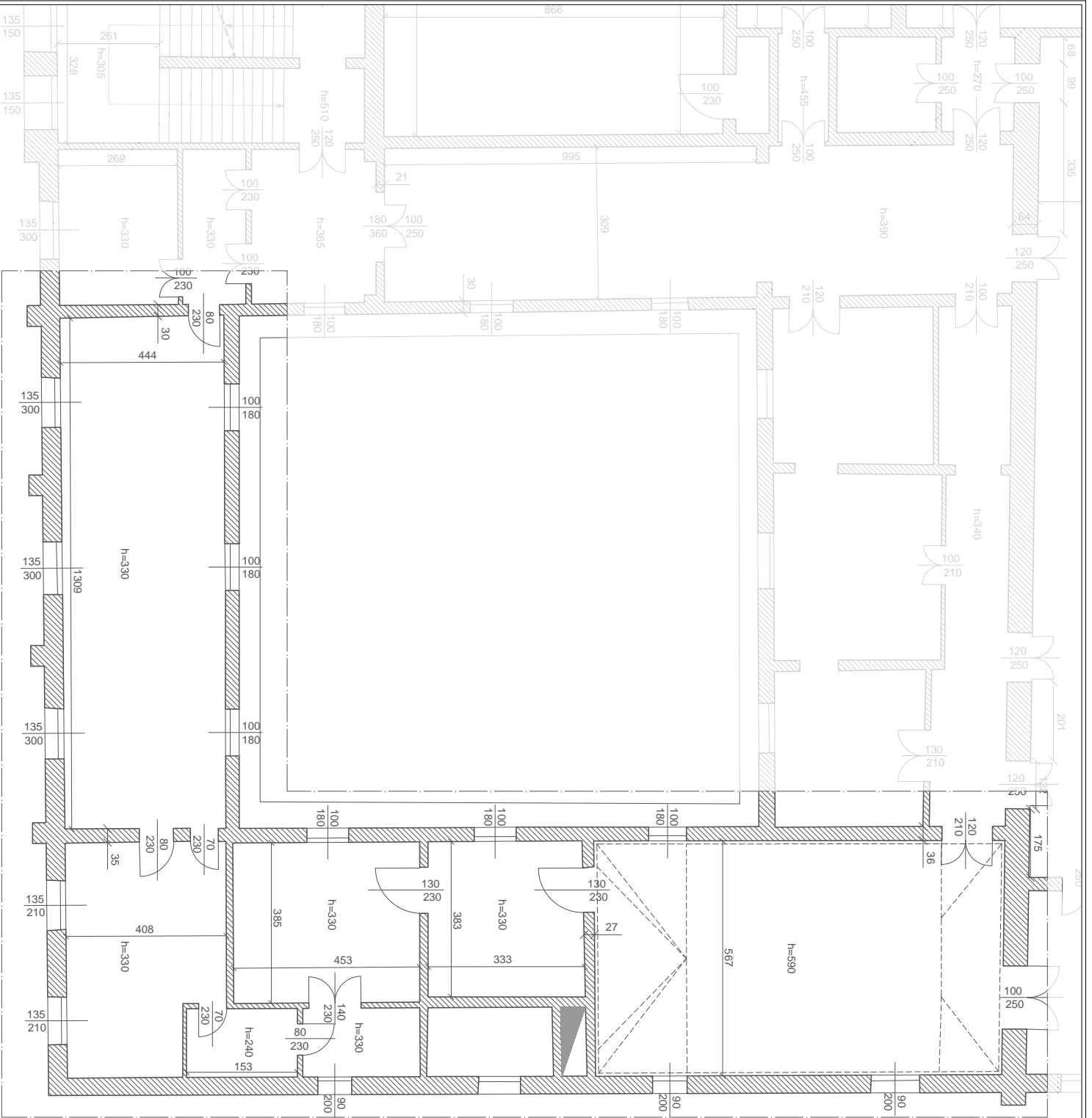


Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Morioli e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILEVIO GEOMETRICO DEI MANUFATTI Scala 1:100
 Tab. **05.11**
 Pianta piano Secondo | B



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILEVAMENTO GEOMETRICO DEI MANUFATTI Scala 1:100
 Tav. **5.12**
Pianta piano Secondo | C

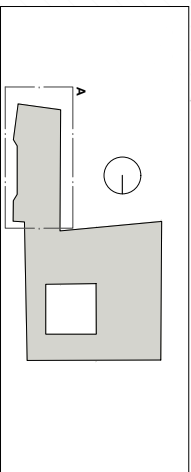
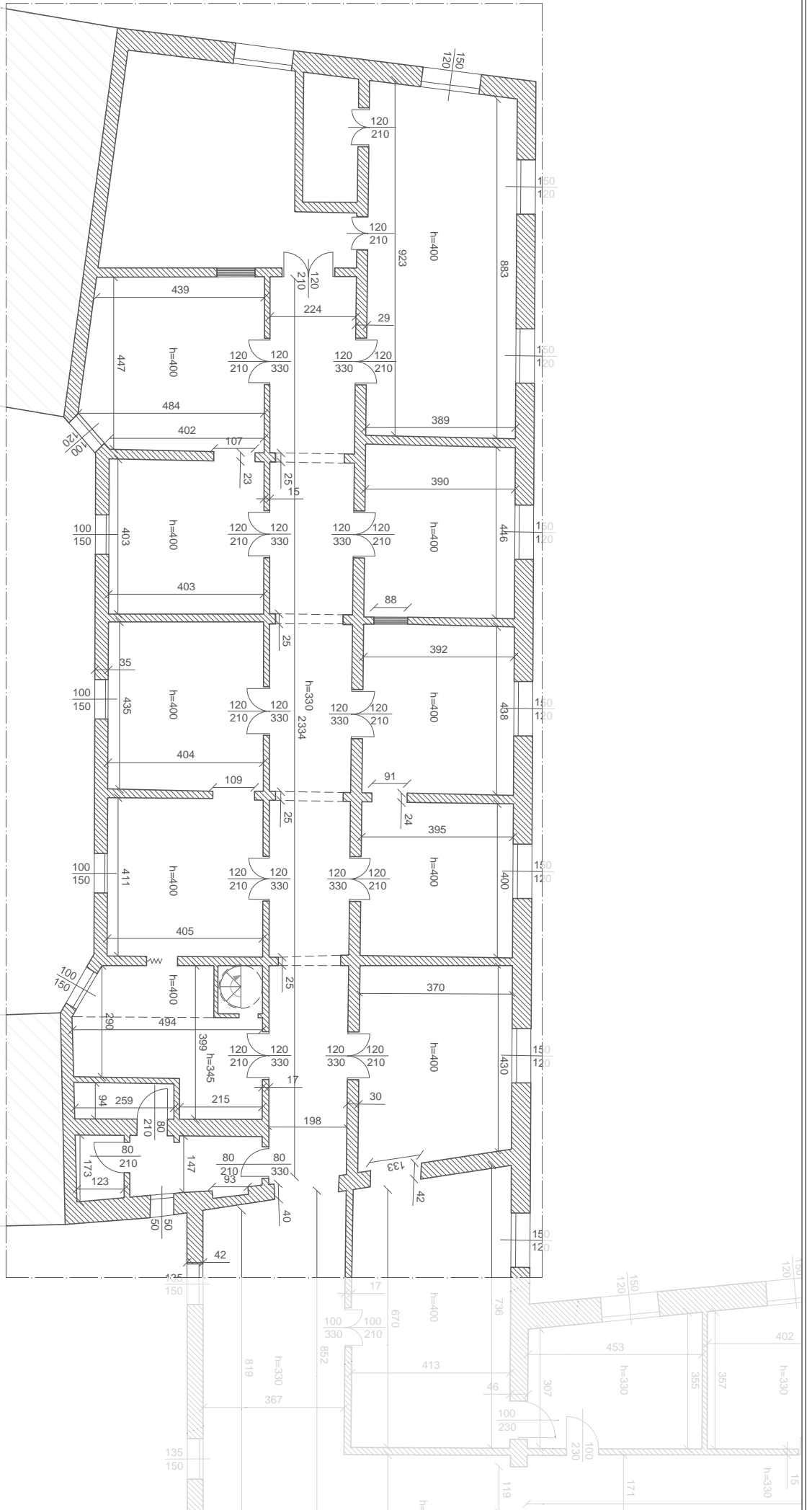




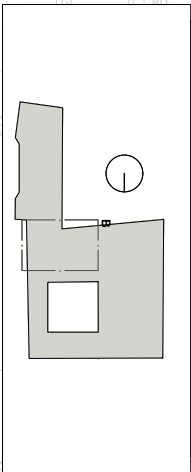
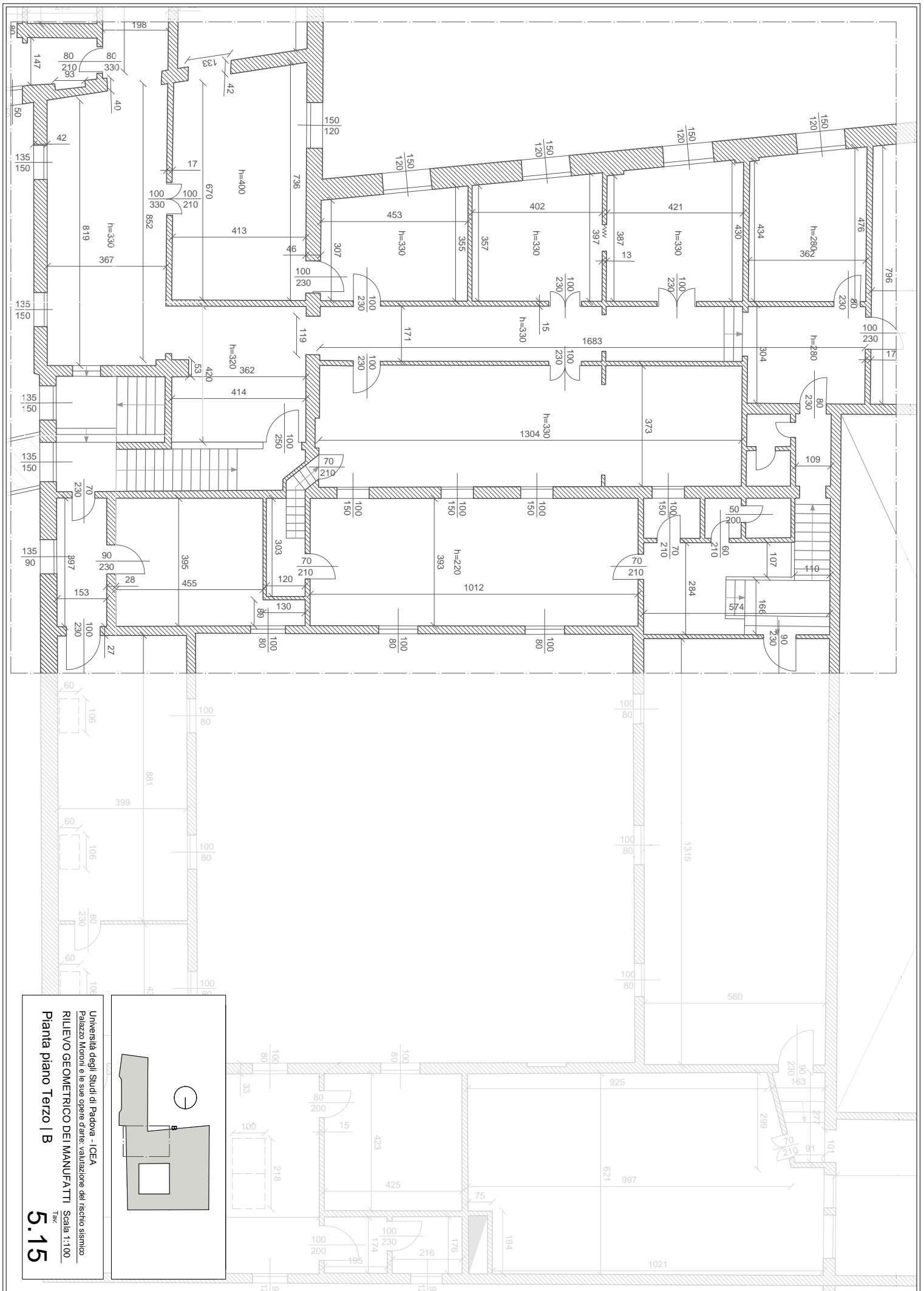
Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI Scala 1:100
 Tav.

Pianta piano Secondo | D

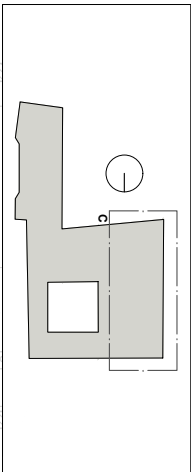
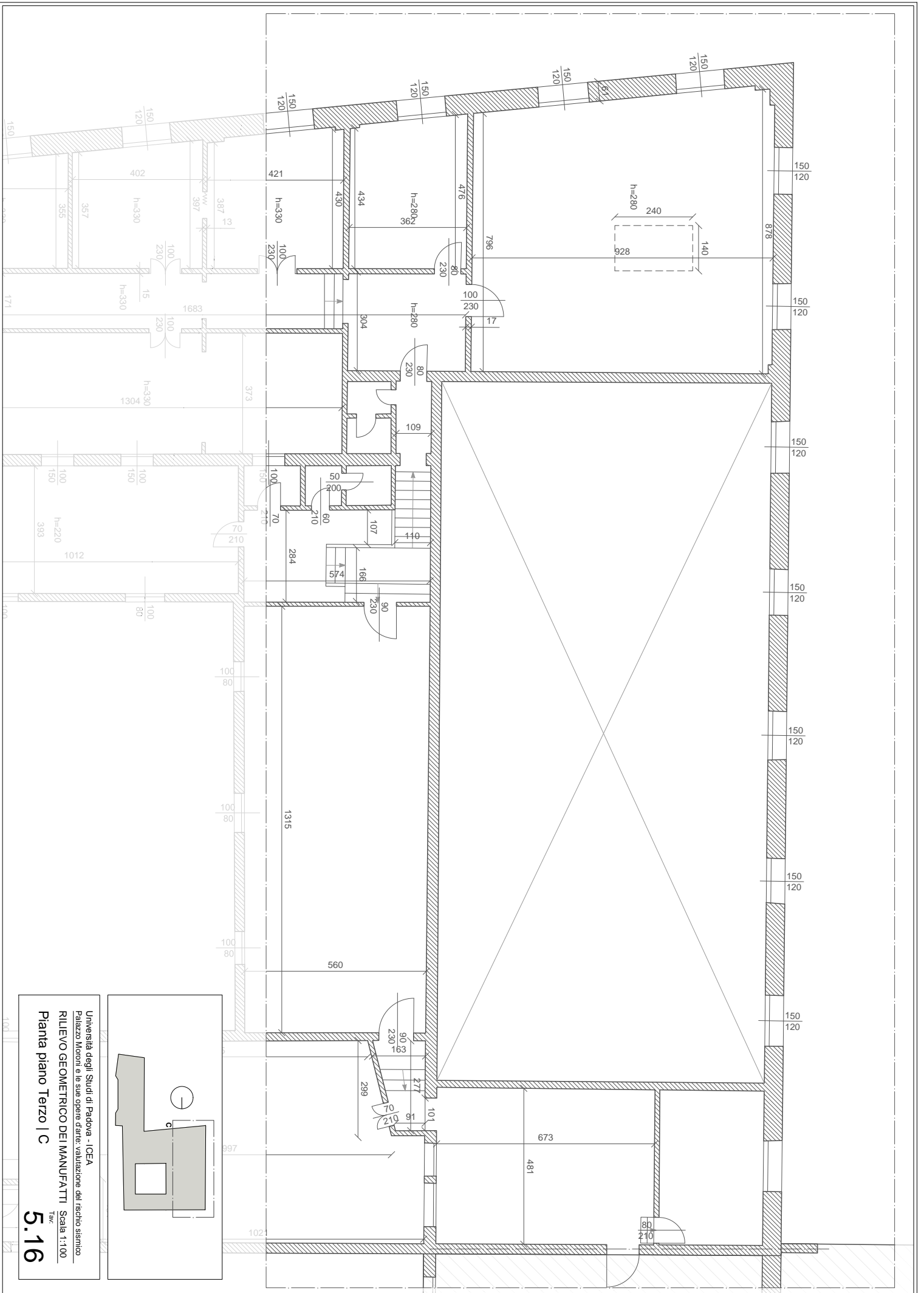
5.13



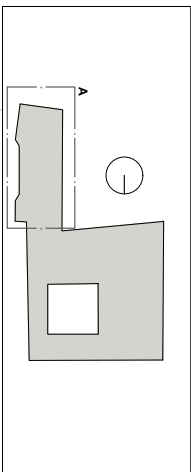
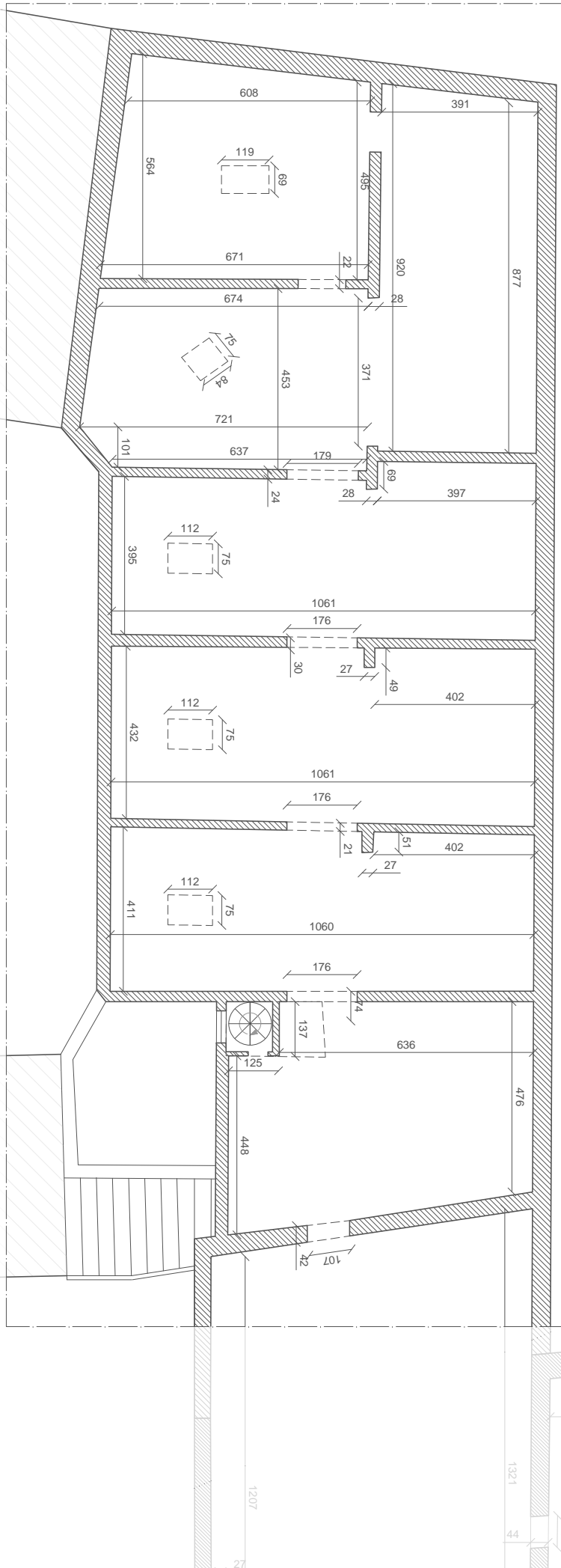
Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILEVAMENTO GEOMETRICO DEI MANUFATTI Scala 1:100
 Tav. **5.14**
 Pianta piano Terzo | A



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI Scala 1:100
 Tav. **5.15**
Pianta piano Terzo | B

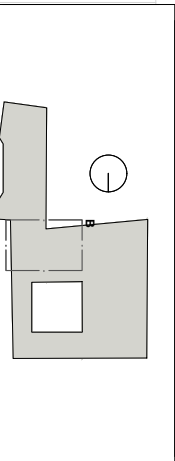
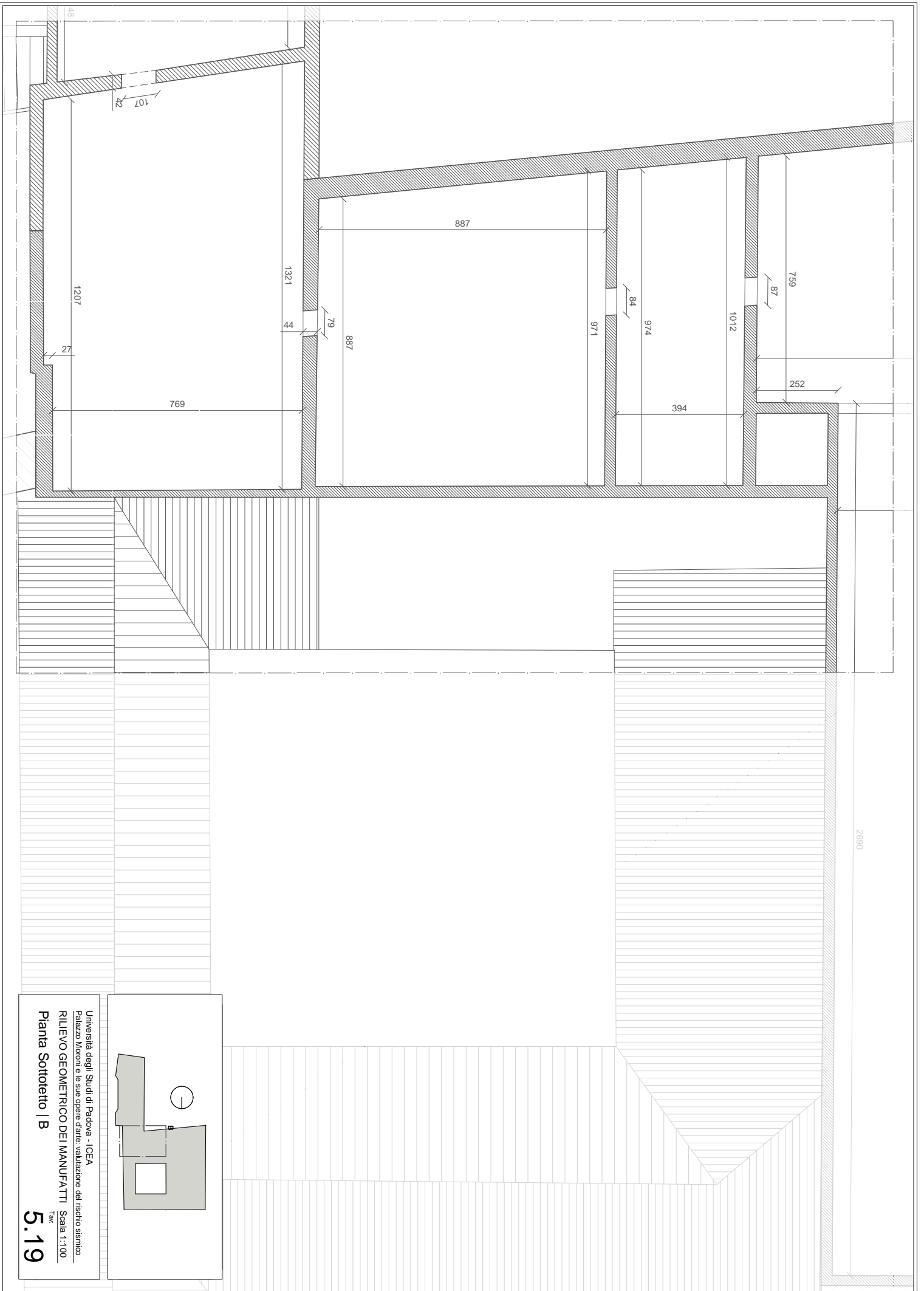


Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILEVIO GEOMETRICO DEI MANUFATTI | C
 Tav. **5.16**
 Scala 1:100

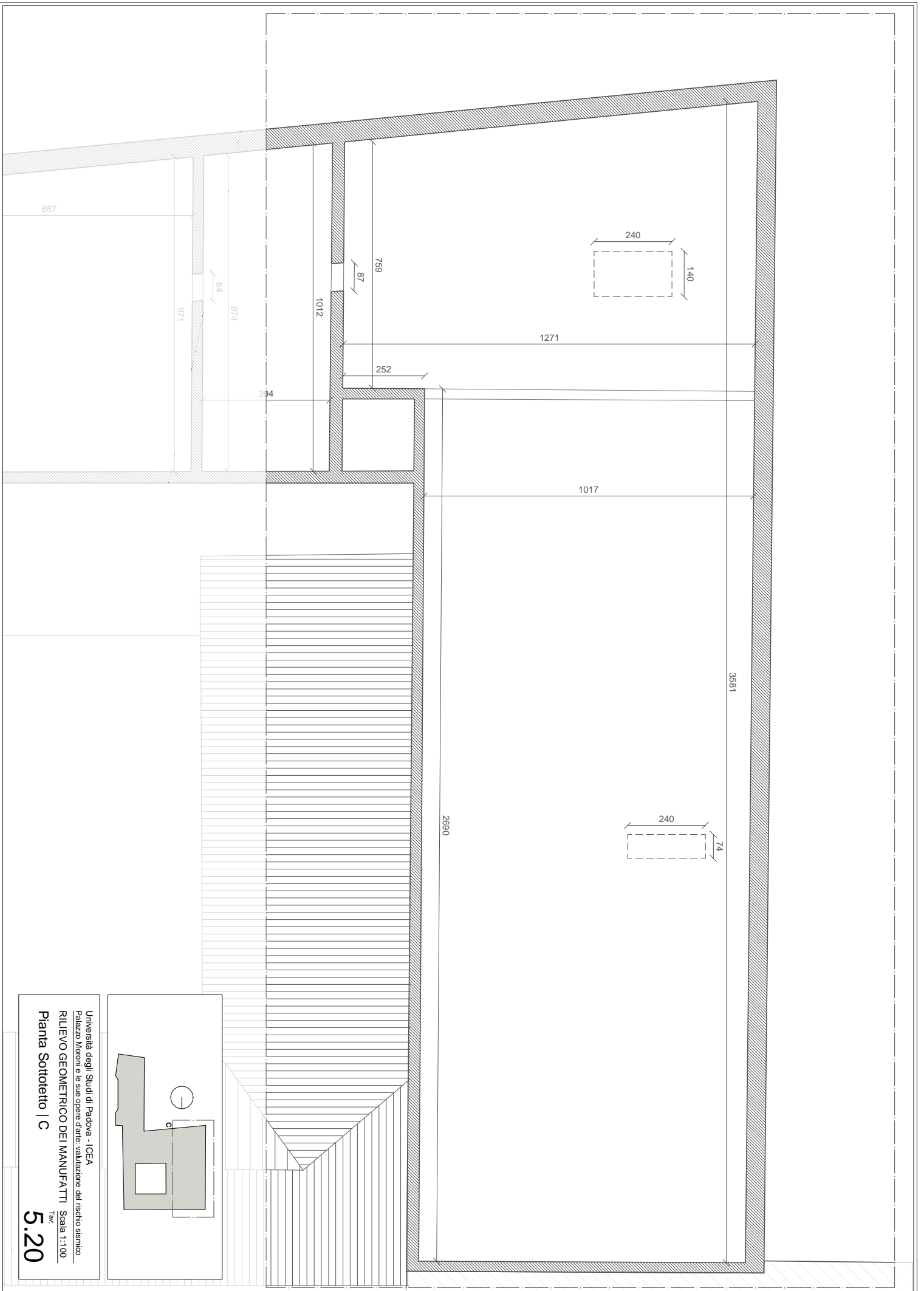


Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
 RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI
 Pianta Sottotetto | A

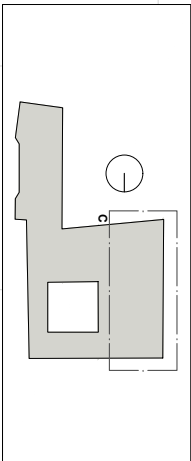
Scale 1:100
 Tav. 5.18

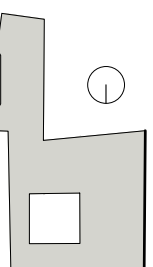
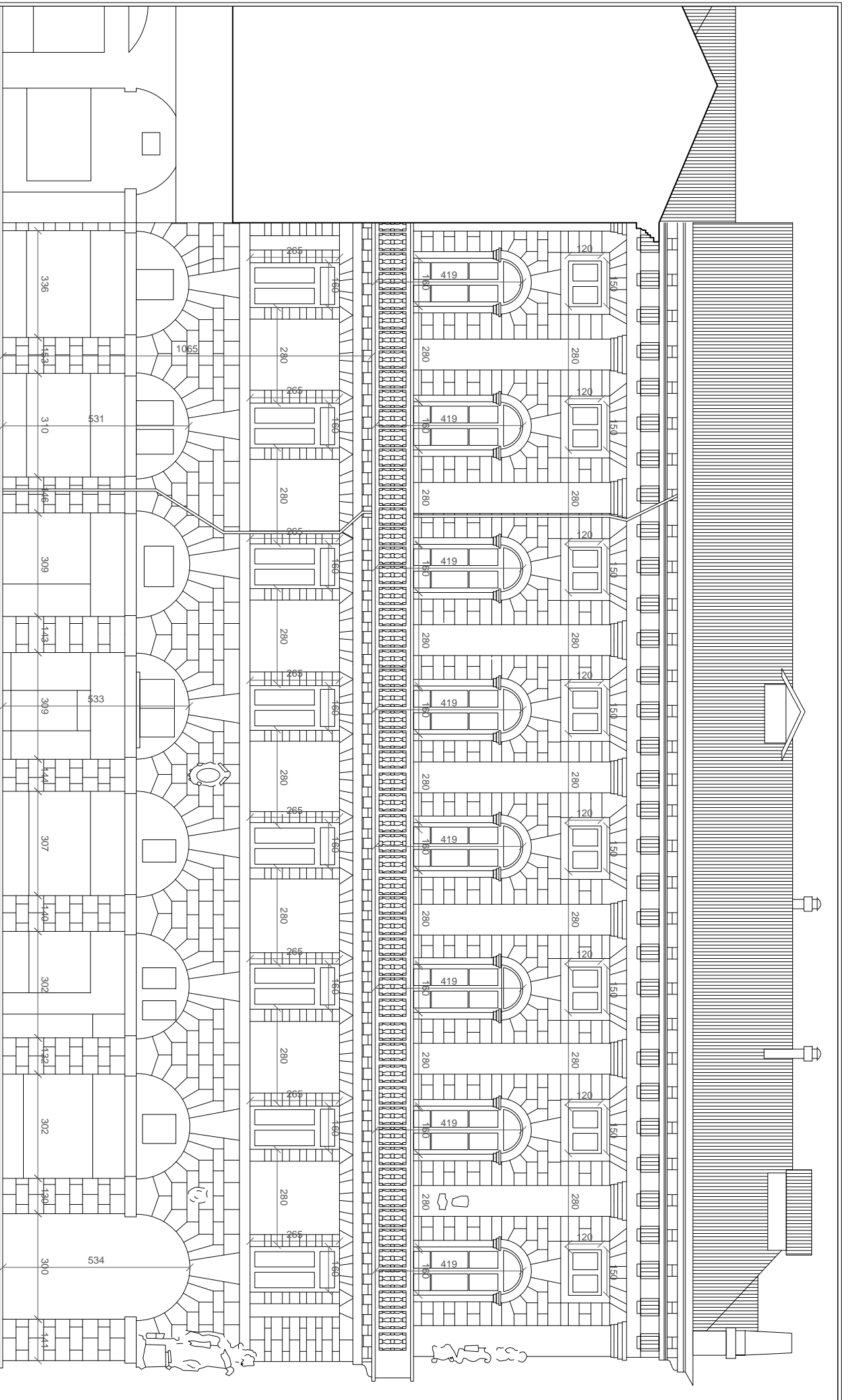


Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Morioli e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI Scala 1:100
 Tav. **5.19**
Pianta Sottotetto | B



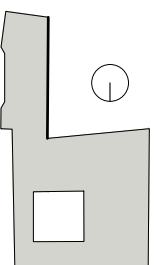
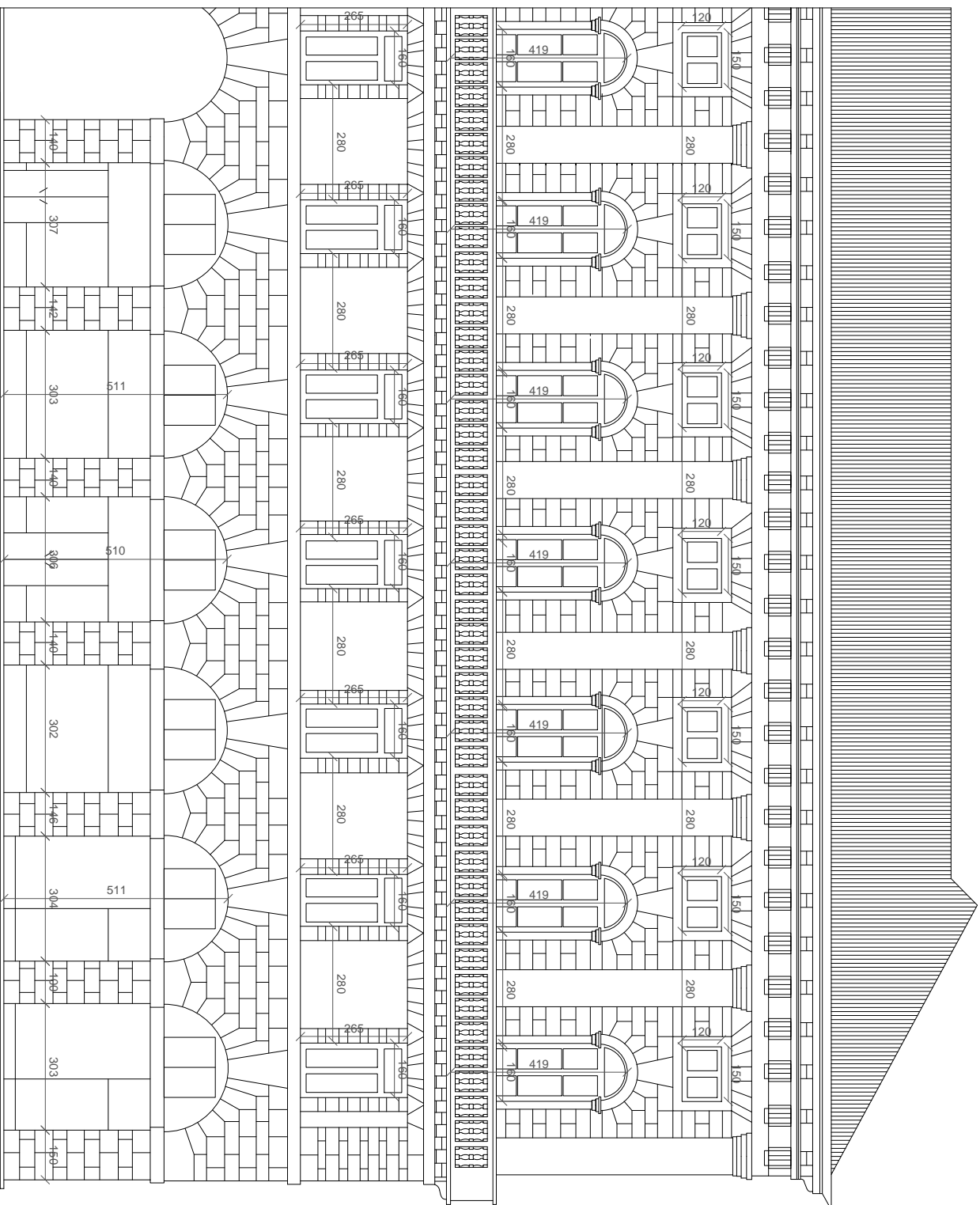
Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI Scala 1:100
 Tav. **5.20**
 Pianta Sottotetto | C





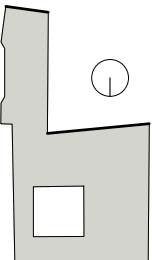
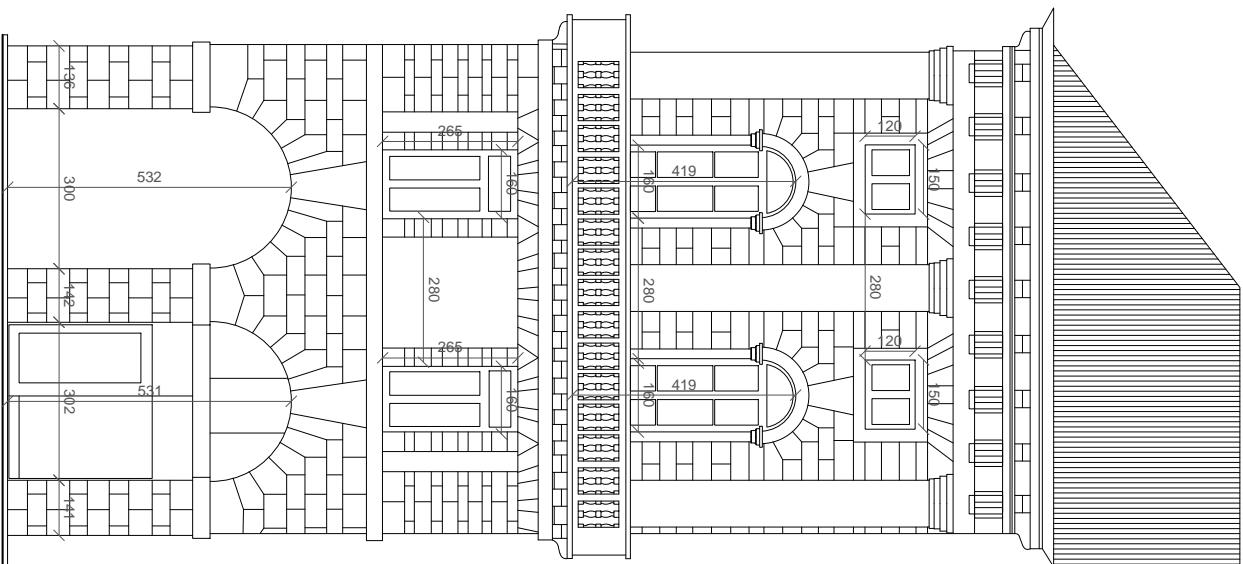
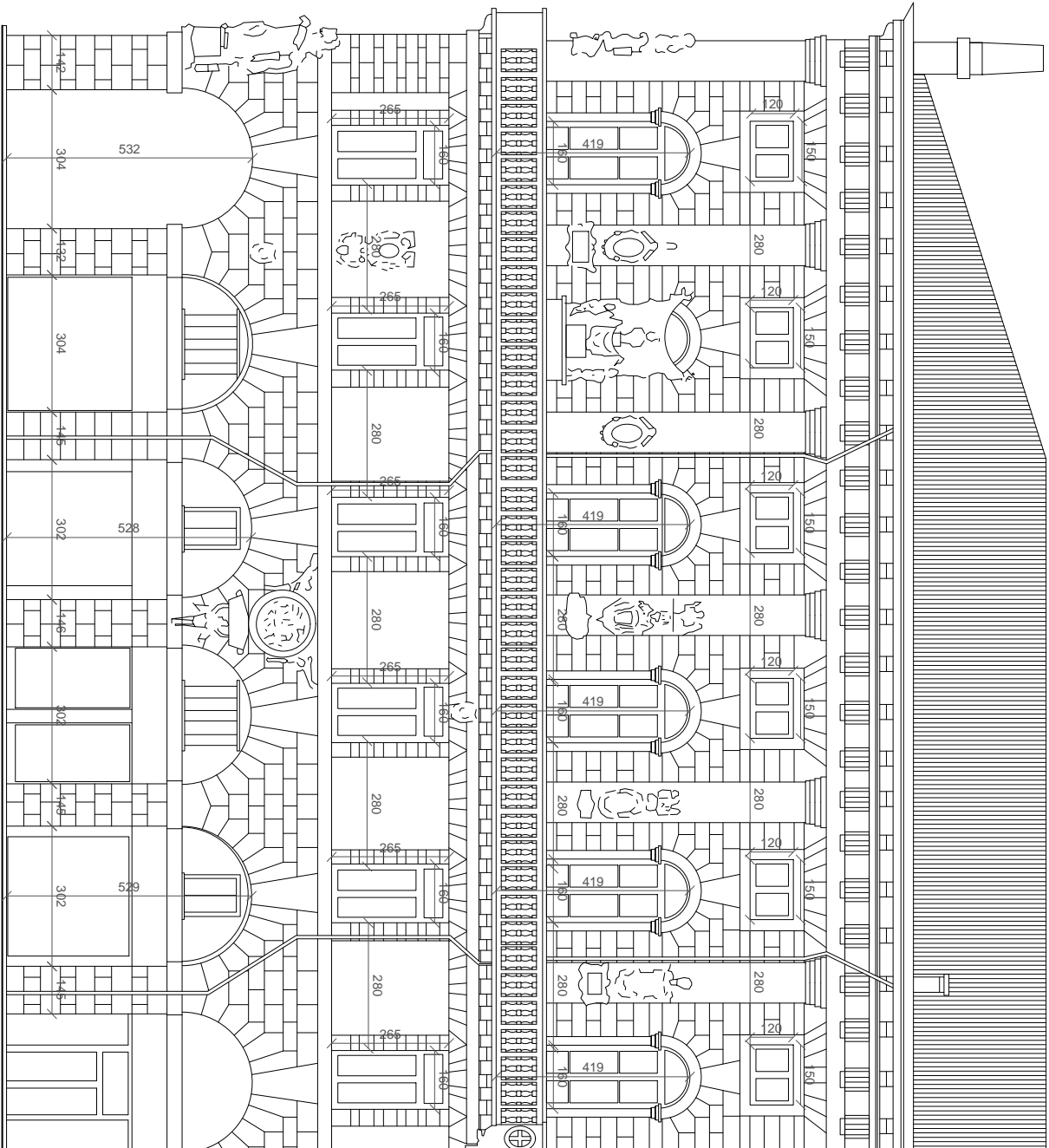
Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valorizzazione del rischio sismico
 RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI
 Prospetto Ovest

Scala 1:100
 Tav.
5.21

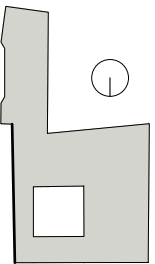
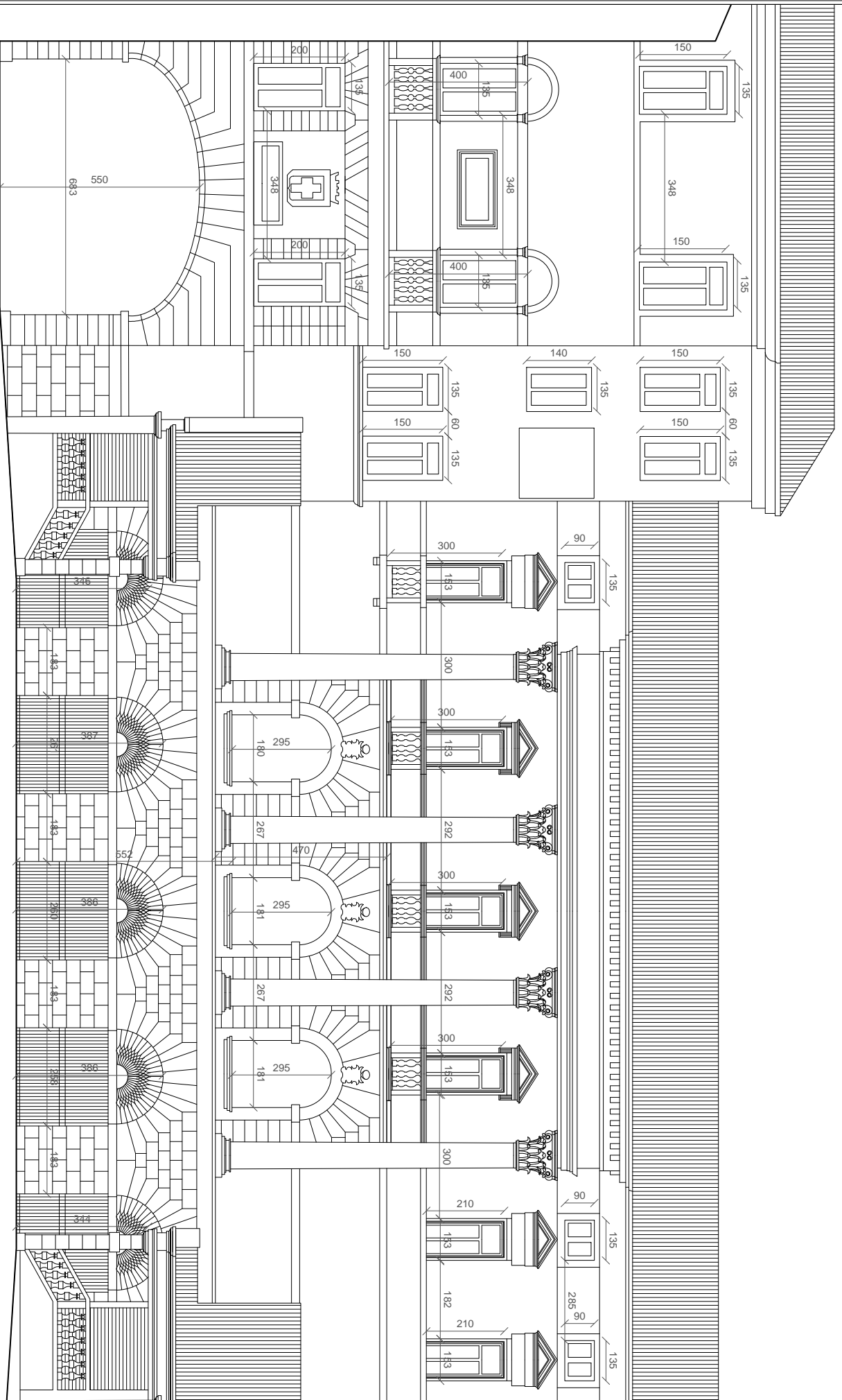


Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Mooni e le sue opere d'arte: valorizzazione del rischio sismico
 RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI
 Prospetto Ovest

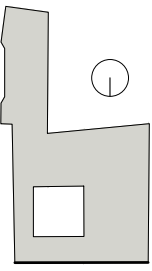
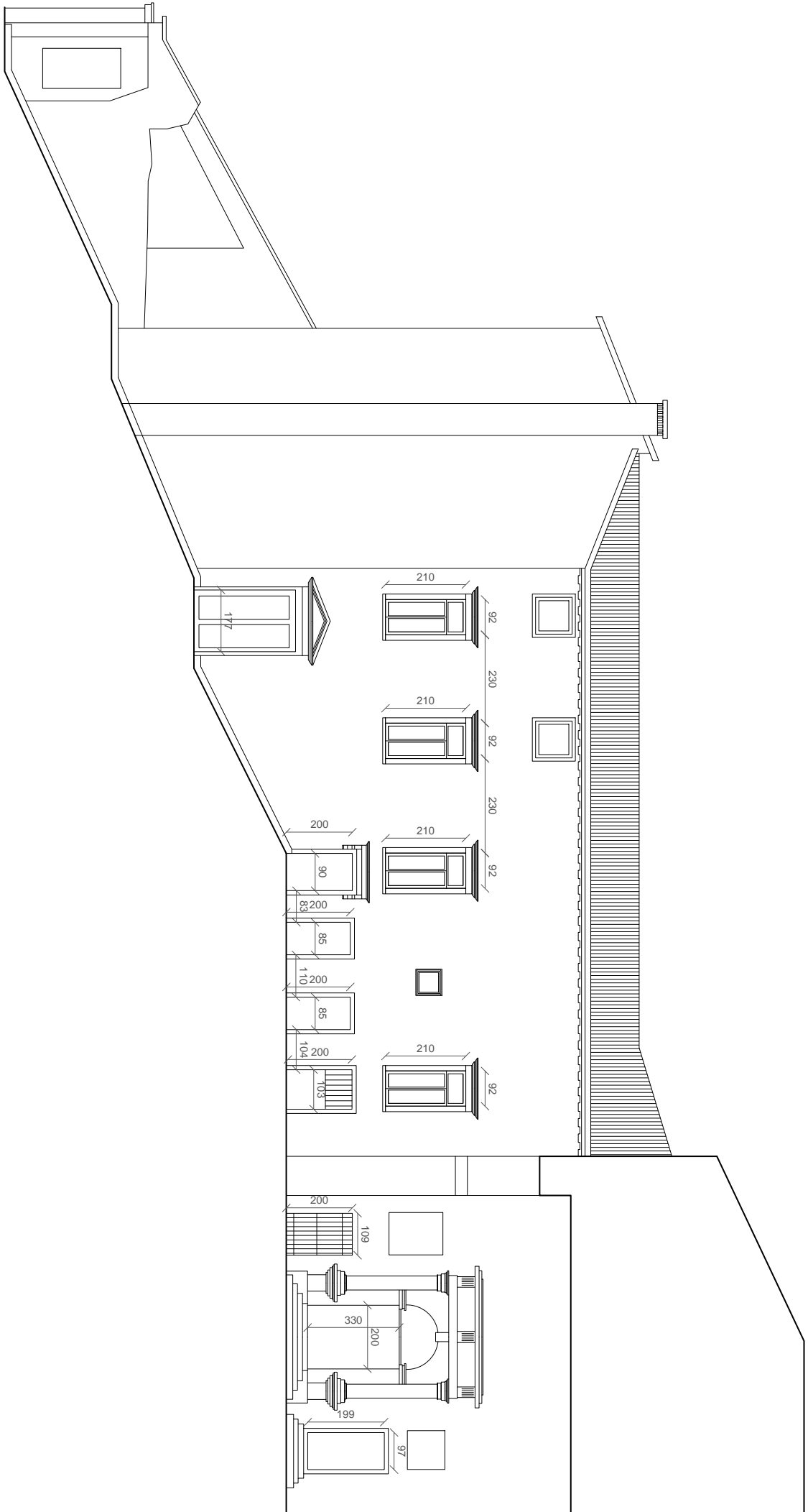
Scala 1:100
 Tav.
5.22



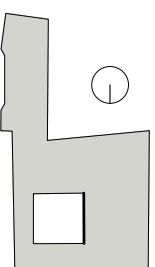
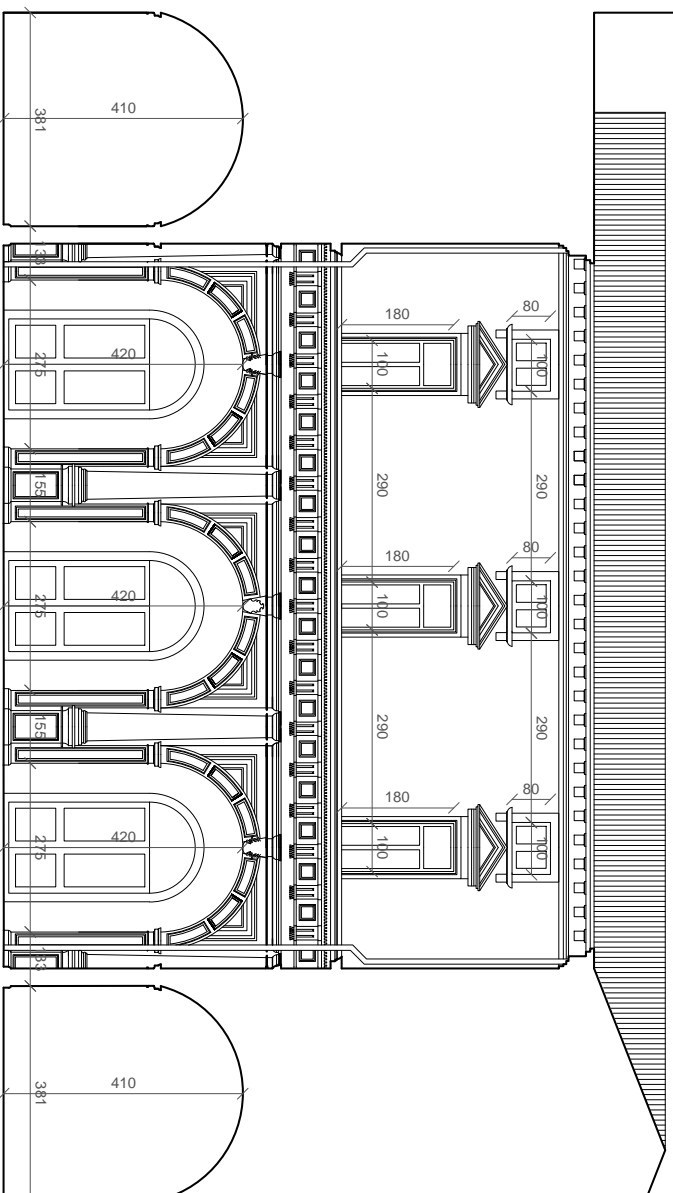
Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI Scala 1:100
 Tav. **5.23**
Prospetto Sud



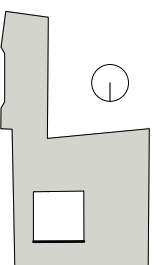
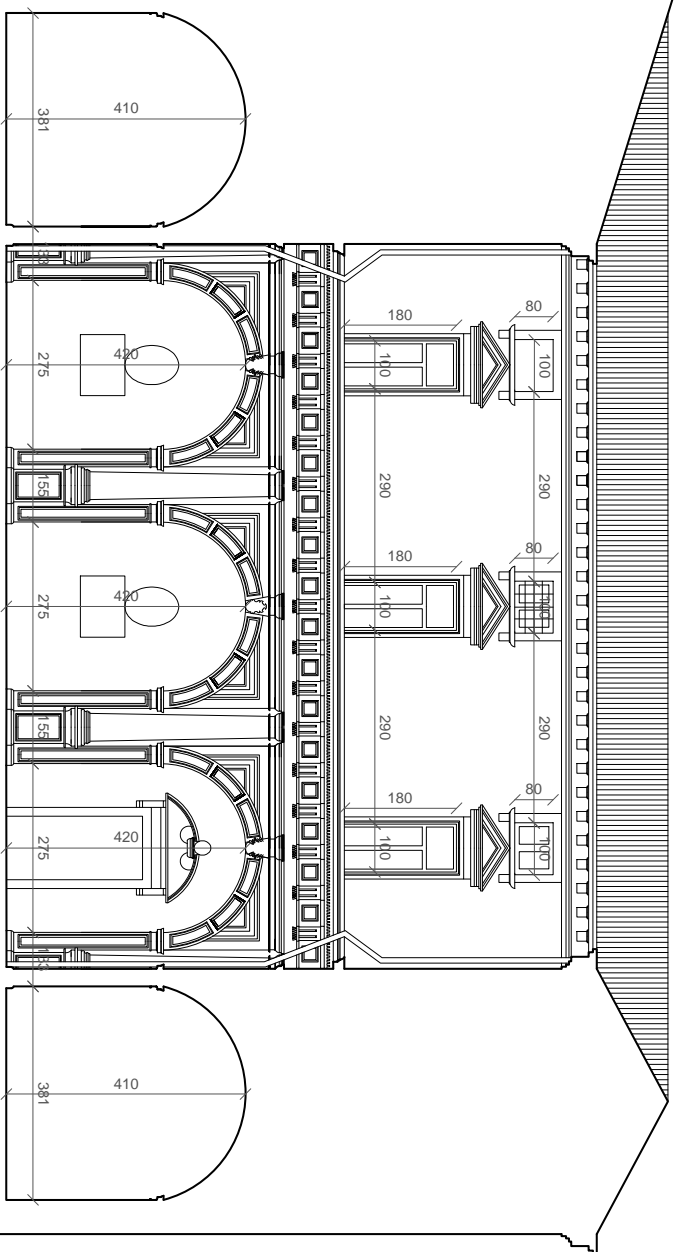
Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Mooni e le sue opere d'arte: valorizzazione del rischio sismico
RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI Scala 1:100
 Tav. **5.24**
Prospetto Est



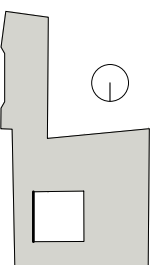
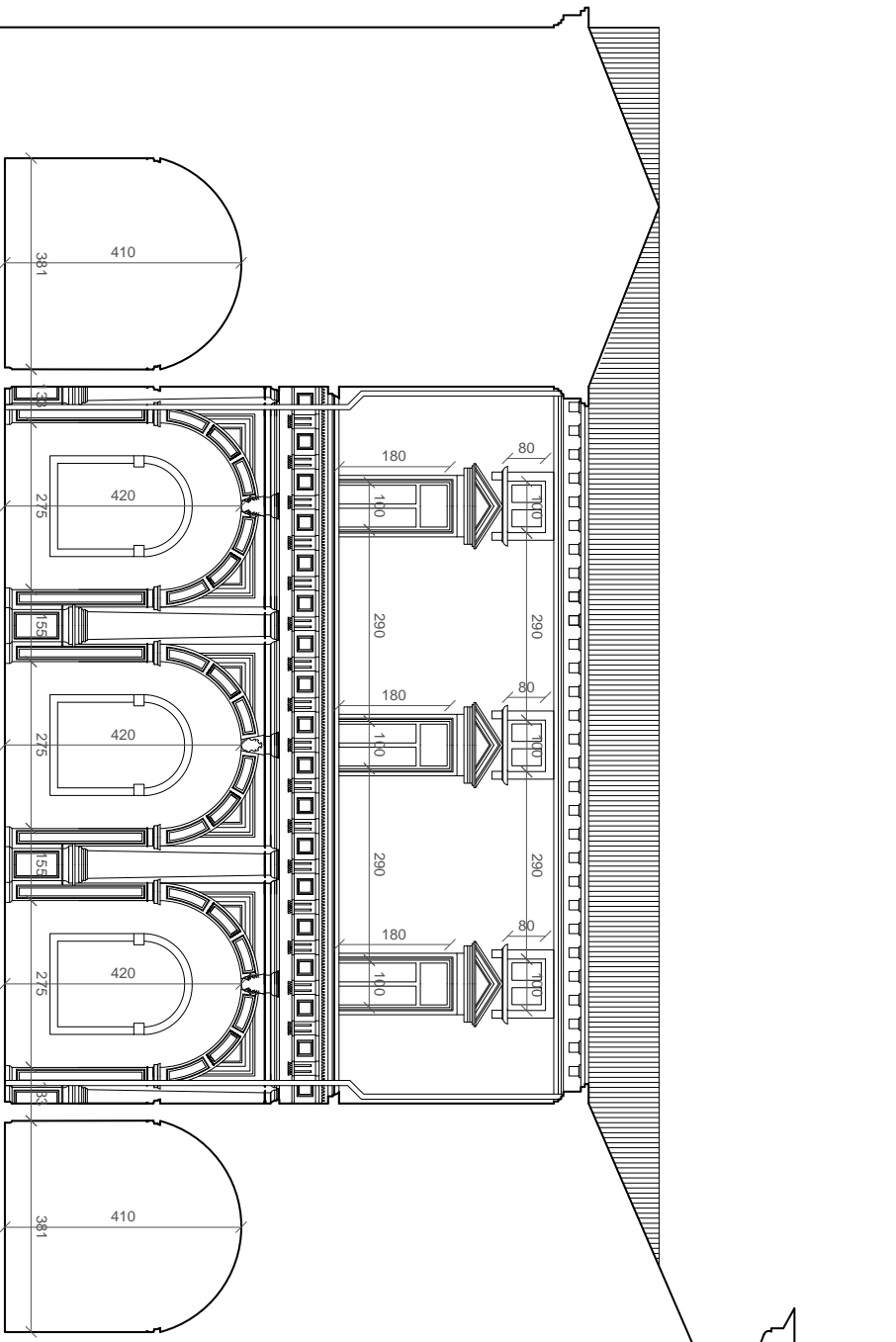
Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Morioli e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI Scala 1:100
Prospetto Nord
5.25 Tav.



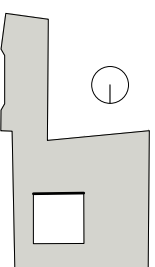
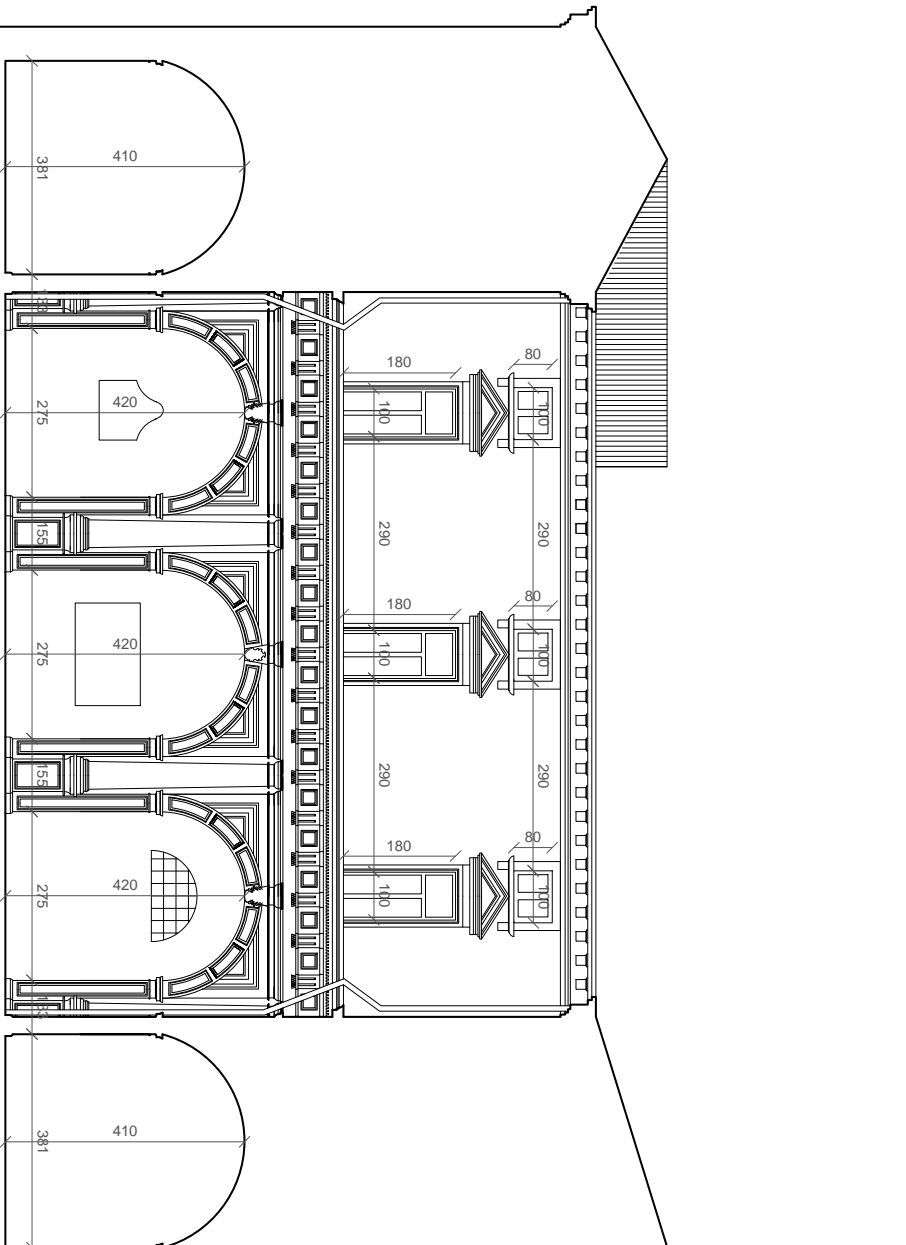
Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Mooni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI Scala 1:100
 Tav. **5.26**
 Prospetto Ovest interno



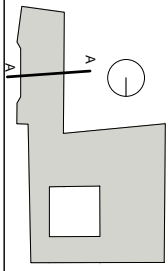
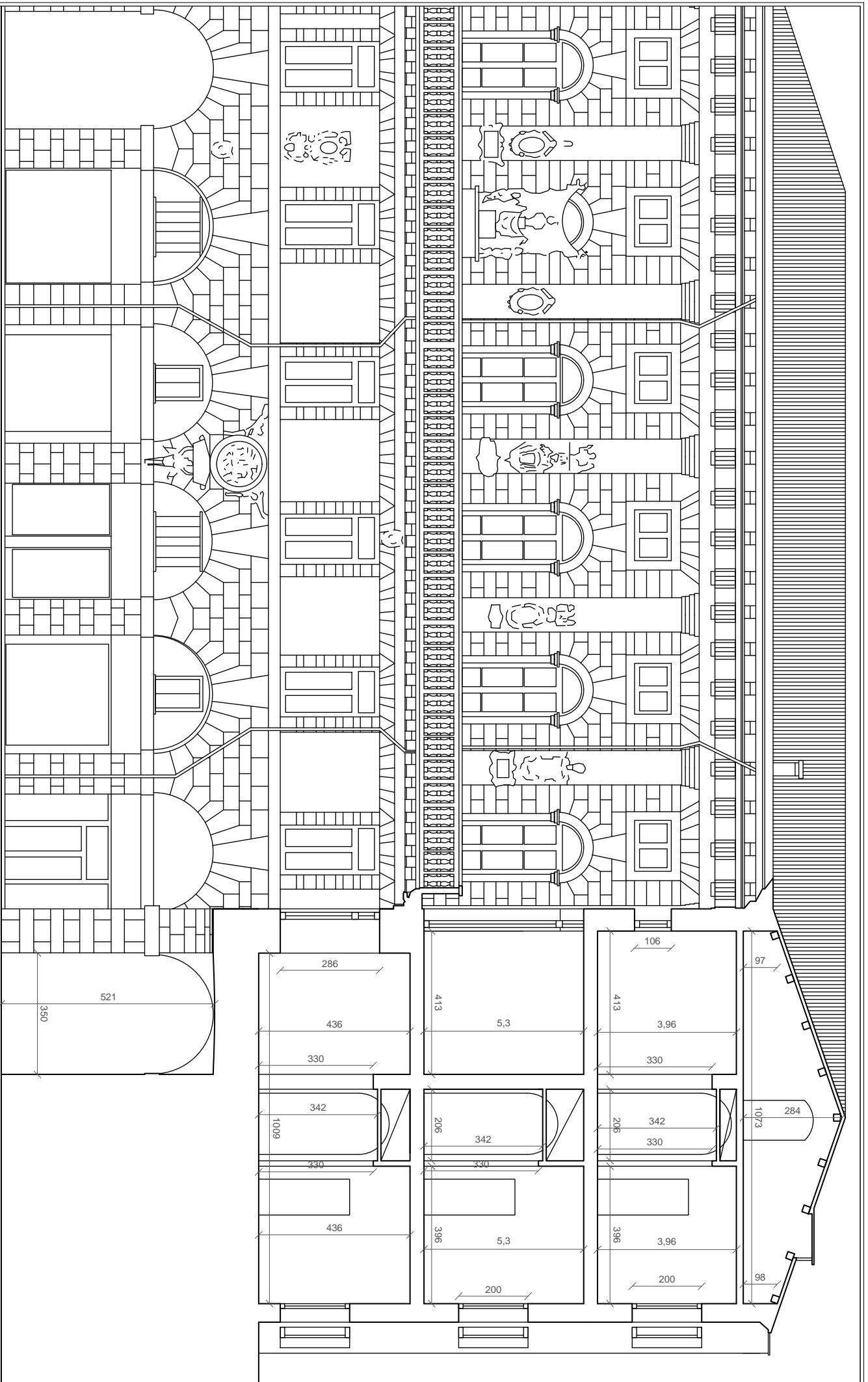
Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valorizzazione del rischio sismico
RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI Scala 1:100
 Tav. **5.27**
 Prospetto Nord Interno



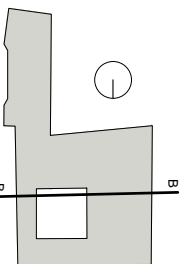
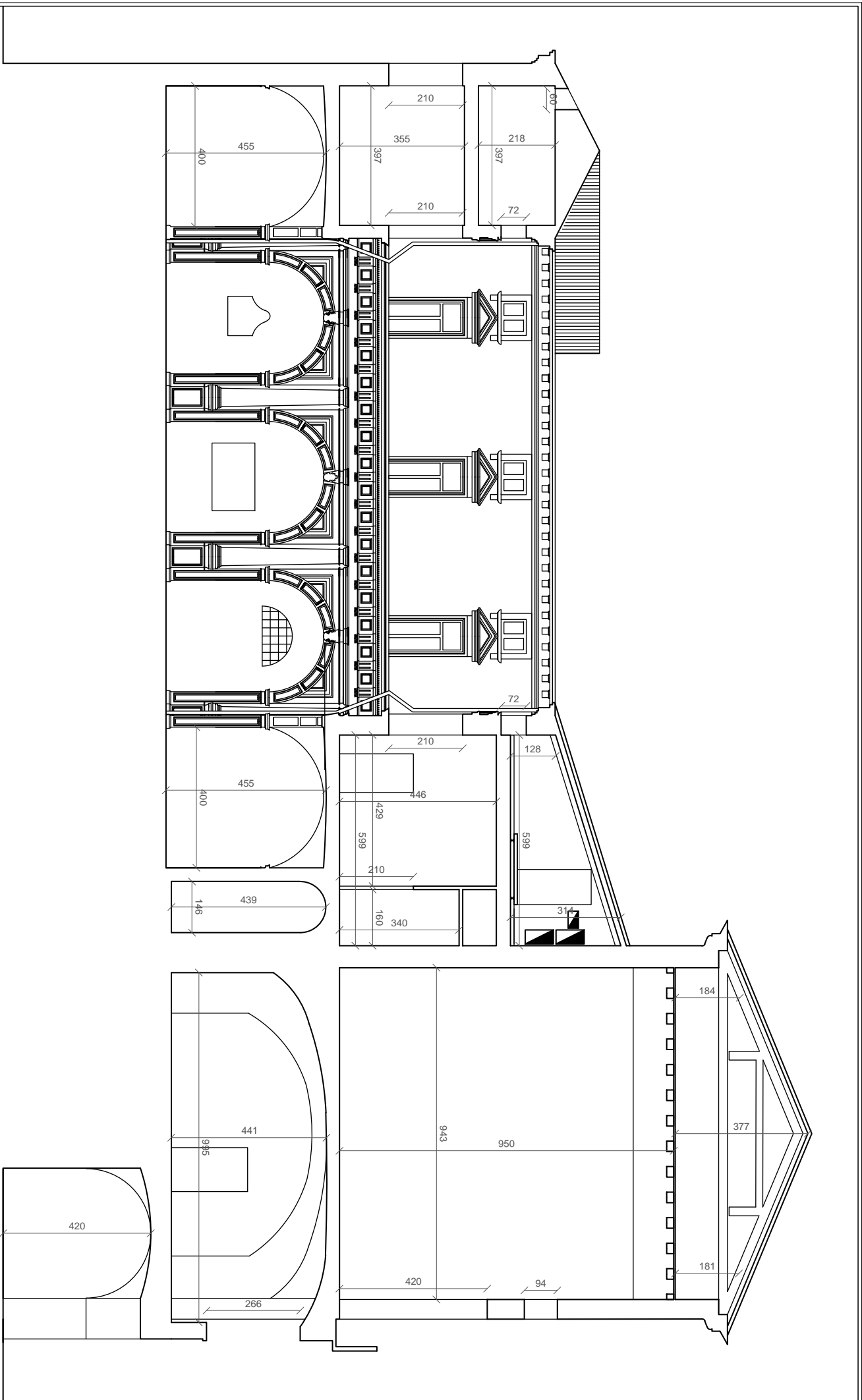
Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valorizzazione del rischio sismico
RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI Scala 1:100
 Tav. **5.28**
 Prospetto Est Interno



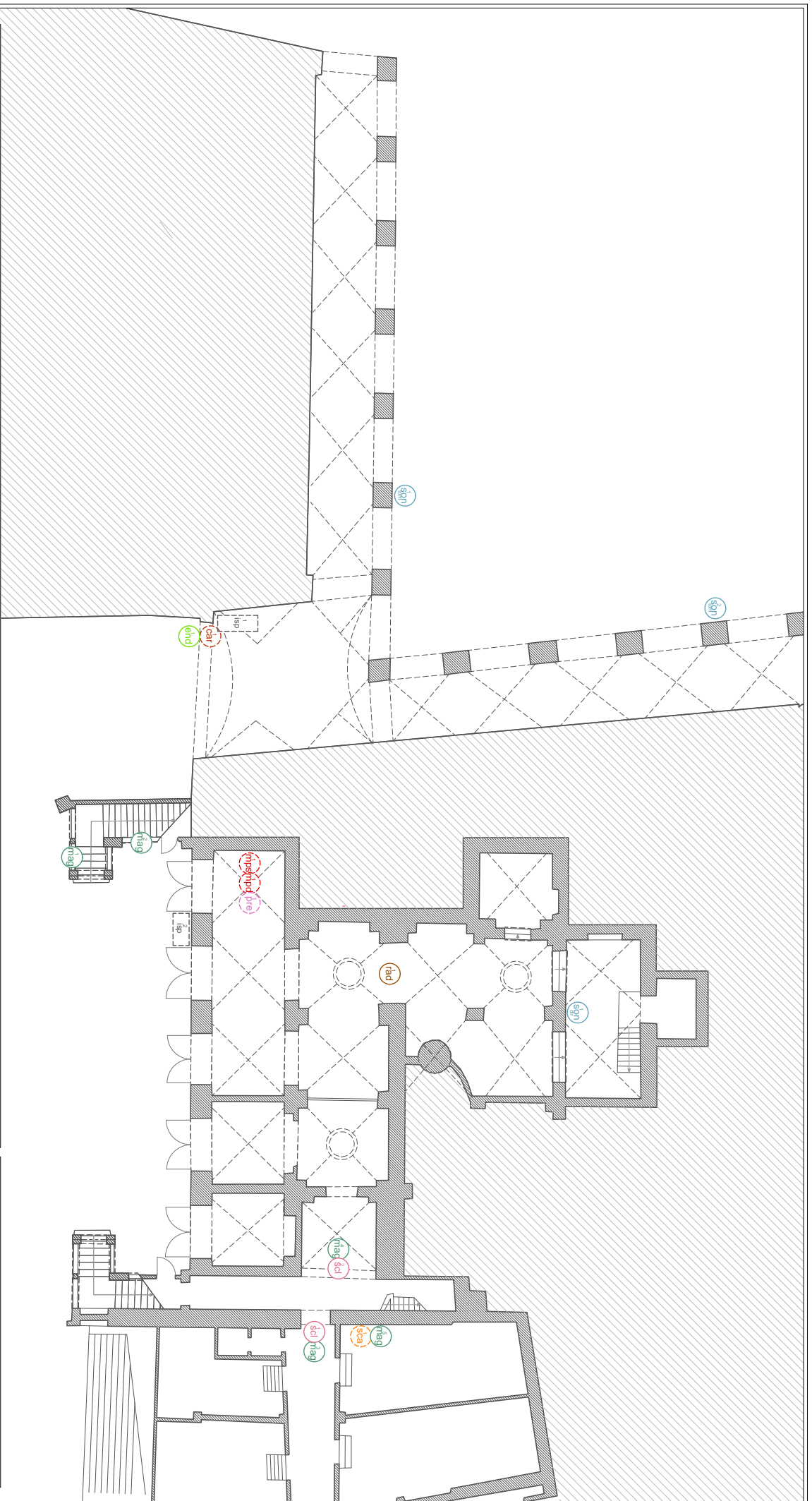
Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Mooni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI Scala 1:100
 Tav. **5.29**
Prospetto Sud interno



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
 RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI
 Tav. 5.30
 Sezione AA
 Scala 1:100









Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
 RILIEVO GEOMETRICO DEI MANUFATTI
 Sezione BB
 Tav. 5.31
 Scala 1:100









LEGENDA

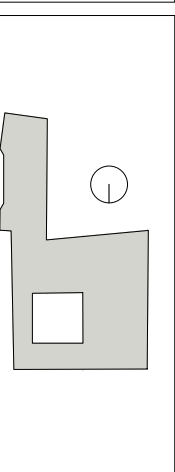
PROVE NON DISTRUTTIVE (NDT)

- N°2  prova sonica tomografica
- N°1  prova sonica diretta
- N°1  endoscopia
- N°2  prova con georadar
- N°5  indagine magnetometrica con pacometro
- N°2  indagine sclerometrica

PROVE DEBOLMENTE DISTRUTTIVE (MDT)

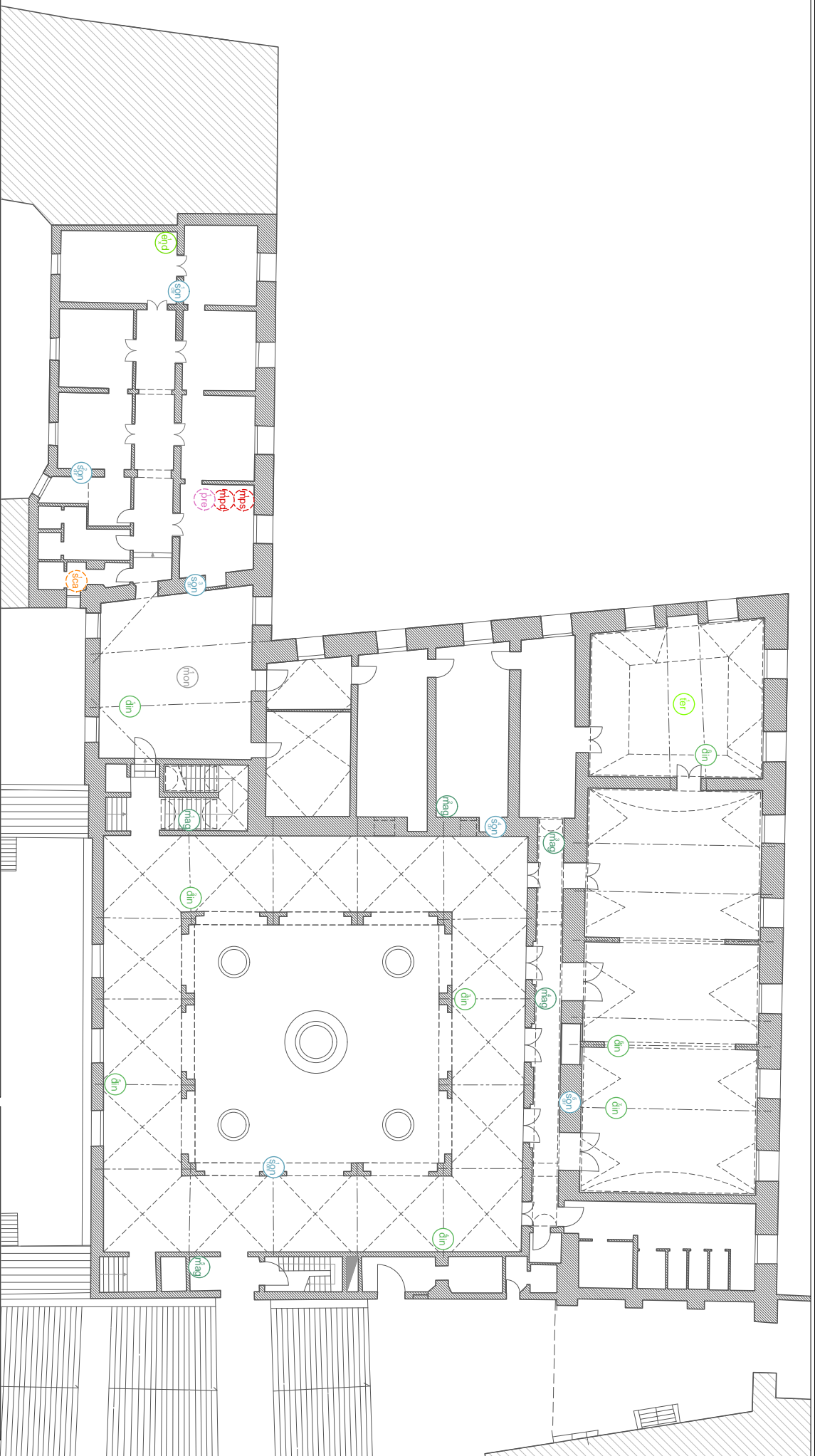
- N°1  carotaggio geotecnico
- N°2  pozzetto di ispezione per fondazioni
- N°1  martinetto piatto singolo
- N°1  martinetto piatto doppio
- N°1  prelievo di matita
- N°1  scasso

Le prove indicate mediante tratteggio sono da considerarsi di difficile realizzazione. Si rimanda alla relazione per le specifiche motivazioni.



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valorizzazione del rischio sismico
**DIAGNOSI SUL CAMPO
 E IN LABORATORIO**
 Piano Terra

Scala 1:200
 Tav. **6.01**



LEGENDA

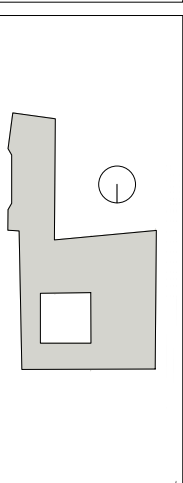
PROVE NON DISTRUTTIVE (NDT)

- N°5 (sgn) prova sonora diretta
- N°1 (sgn) prova sonora tomografica
- N°5 (mag) indagine magnetometrica con pacometro
- N°8 (dln) prova dinamica su catena
- N°1 (ter) indagine termografica
- N°1 (mon) monitoraggio

PROVE DEBOLMENTE DISTRUTTIVE (MDT)

- N°1 (sca) scarifica
- N°1 (mns) martinetto piatto singolo
- N°1 (mnd) martinetto piatto doppio
- N°1 (pre) prelievo matita
- N°1 (end) endoscopia (foro da realizzare)

Le prove indicate mediante tratteggio sono da considerarsi di difficile realizzazione. Si rimanda alla relazione per le specifiche motivazioni.



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Mooni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
**DIAGNOSI SUL CAMPO
 E IN LABORATORIO**
 Piano Primo
 Scala 1:200
 Tav. **6.02**



LEGENDA

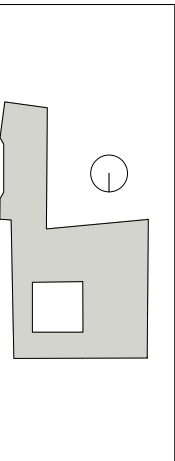
PROVE NON DISTRUTTIVE (NDT)

- N°8 prova sonora diretta
- N°7 indagine magnetometrica con pacometro
- N°1 prove dinamiche su catena
- N°3 indagine termografica

PROVE DEBOLMENTE DISTRUTTIVE (MDT)

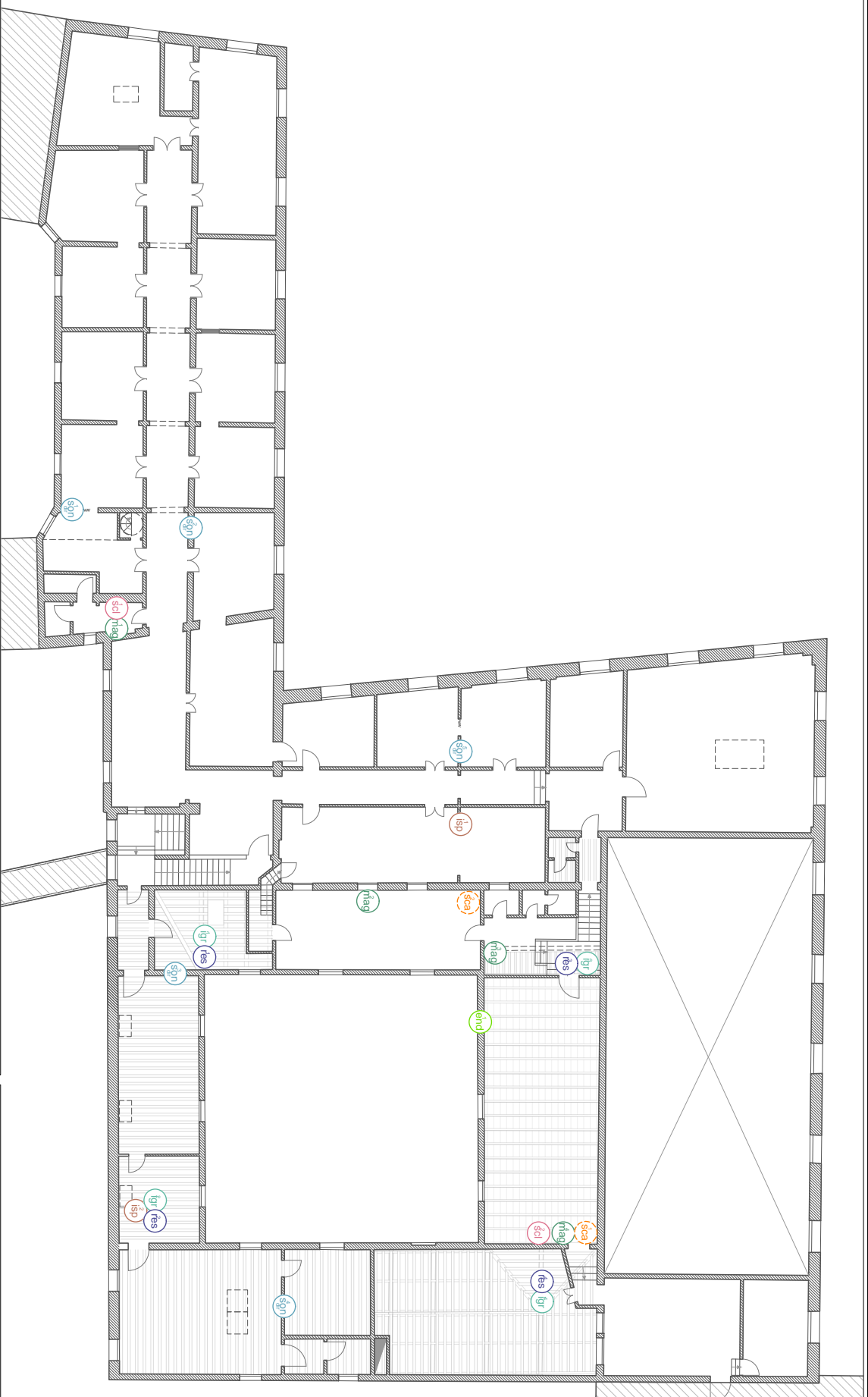
- N°2 endoscopia (foro da realizzare)
- N°1 scarifica
- N°1 prelievo di matita

Le prove indicate mediante tratteggio sono da considerarsi di difficile realizzazione. Si rimanda alla relazione per le specifiche motivazioni.



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
**DIAGNOSI SUL CAMPO
 E IN LABORATORIO**
 Piano Secondo

Scala 1:200
 Tav. **6.03**



LEGENDA

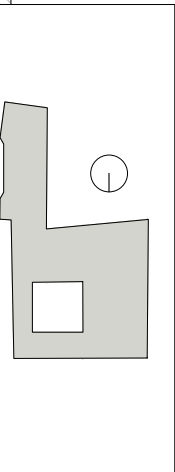
PROVE NON DISTRUTTIVE (NDT)

- N°5 (son) prova sonora diretta
- N°4 (mag) indagine magnetometrica con pacometro
- N°4 (scl) indagine sclerometrica
- N°1 (end) endoscopia (foro esistente)

PROVE DEBOLMENTE DISTRUTTIVE (MDT)

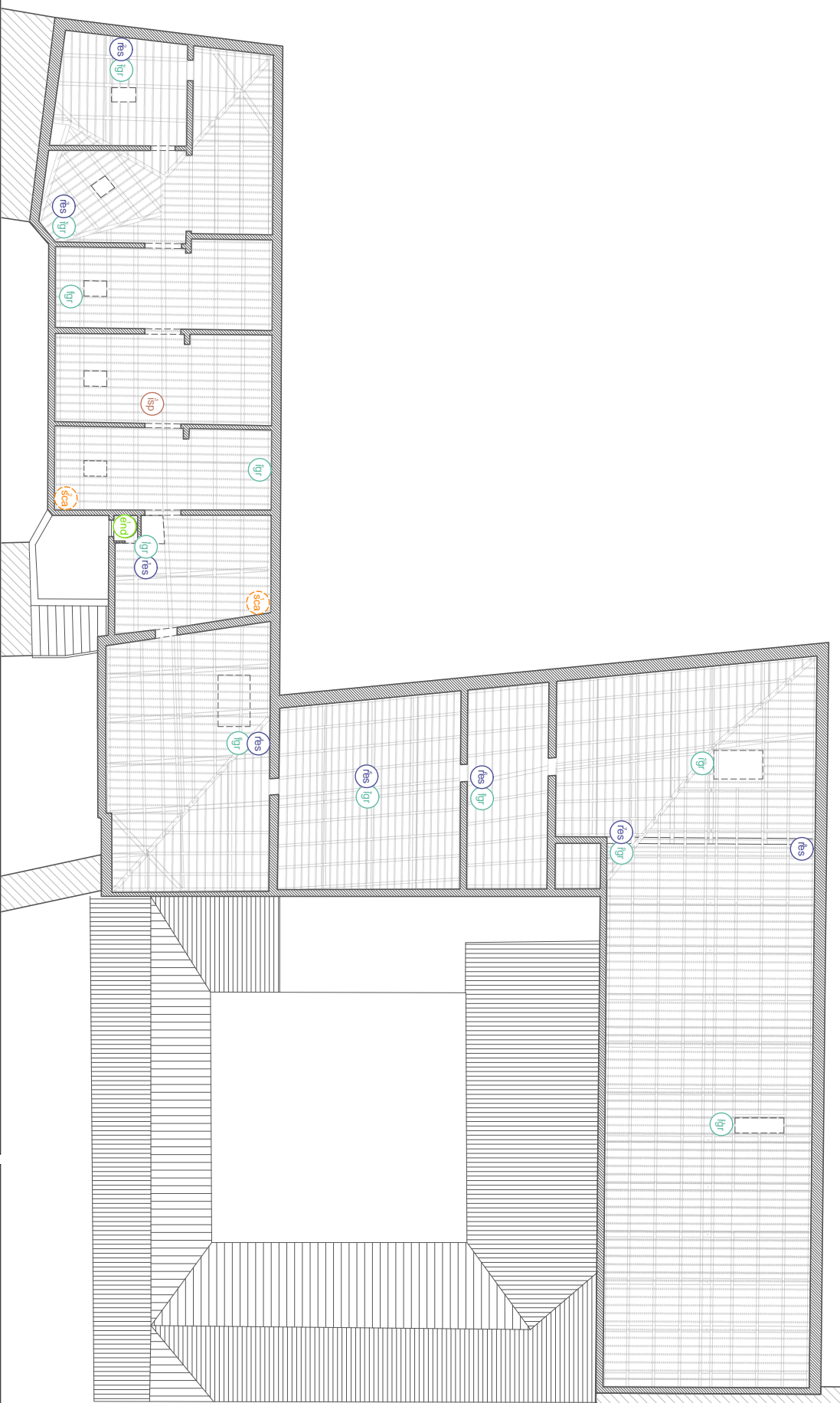
- N°4 (res) indagine con Resistograph
- N°4 (igr) indagine con igrometro da legno
- N°2 (isp) ispezione visiva su buola
- N°2 (scd) scarifica/scasso

Le prove indicate mediante tratteggio sono da considerarsi di difficile realizzazione. Si rimanda alla relazione per le specifiche motivazioni.



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Mooni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
DIAGNOSI SUL CAMPO
 E IN LABORATORIO
 Piano Terzo

Scala 1:200
 Tav. **6.04**



LEGENDA

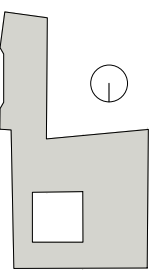
PROVE NON DISTRUTTIVE (NDT)

- N°1 endoscopia (foro esistente)
- N°8 indagine con Resistograph
- N°11 indagine con igrometro da legno
- N°14 ispezione visiva su botola

PROVE DEBOLMENTE DISTRUTTIVE (MDT)

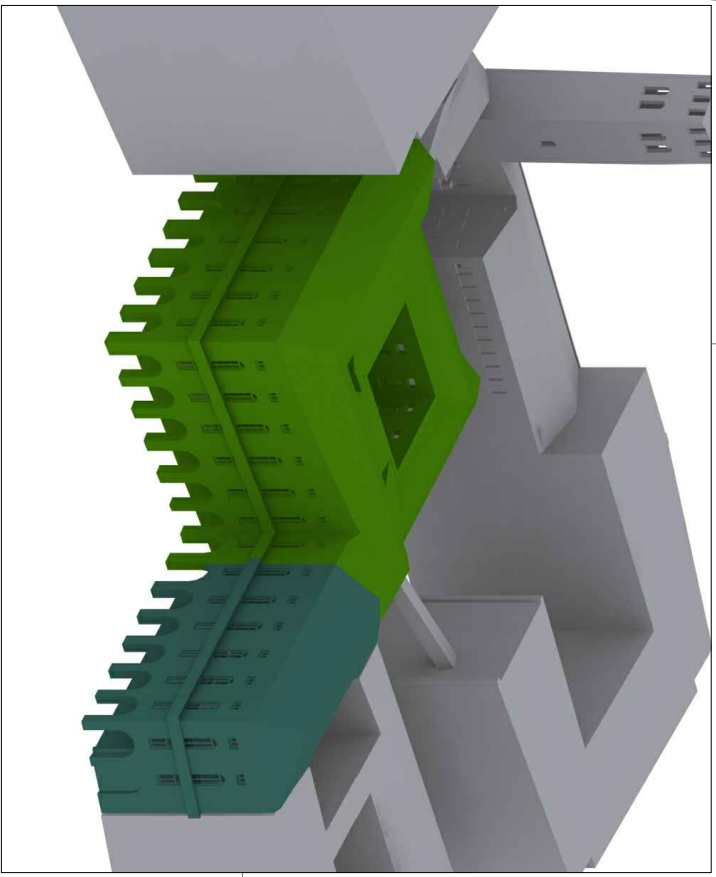
- N°2 scarifica

Le prove indicate mediante tratteggio sono da considerarsi di difficile realizzazione. Si rimanda alla relazione per le specifiche motivazioni.



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Mooni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
**DIAGNOSI SUL CAMPO
 E IN LABORATORIO**
 Sottotetto

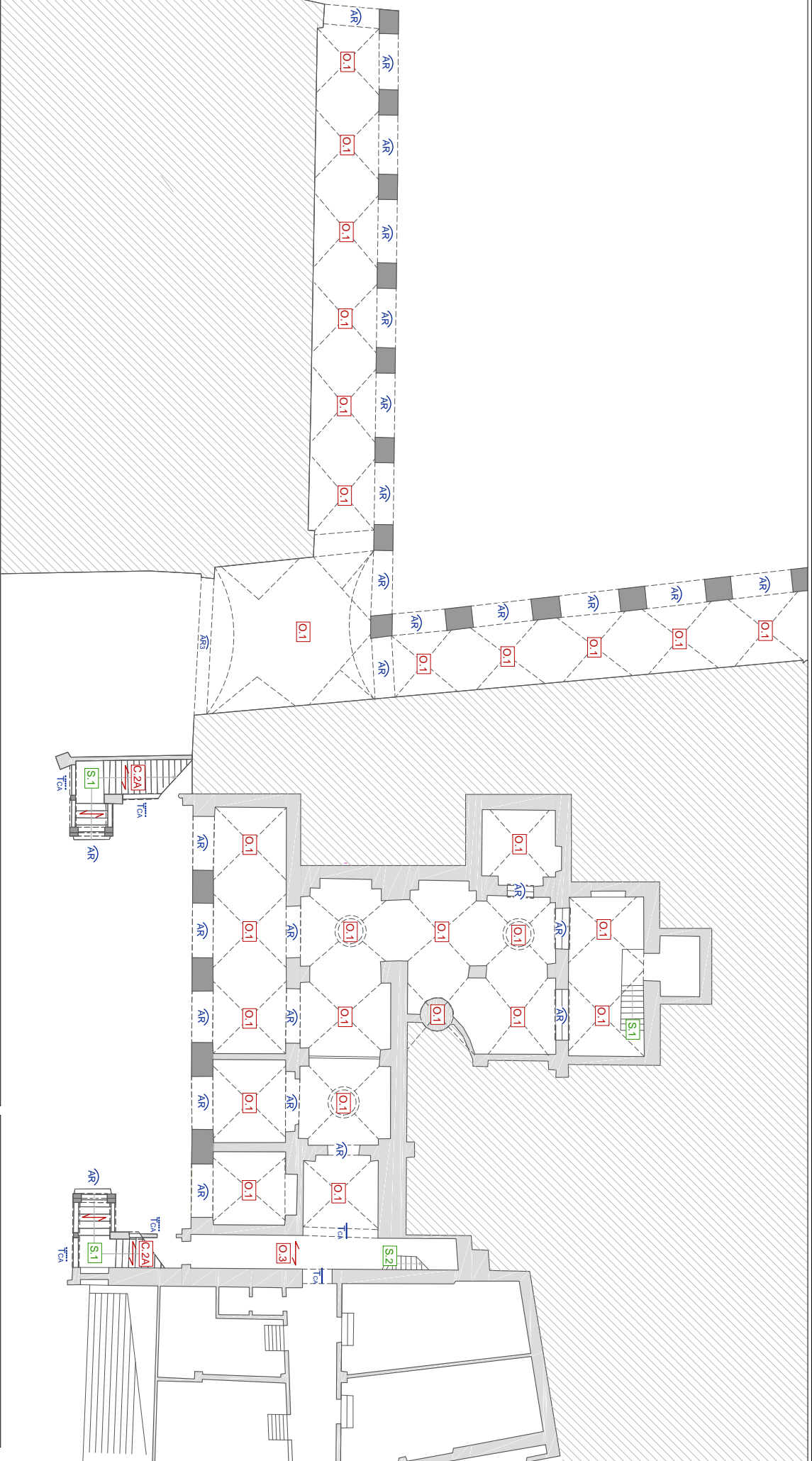
Scala 1:200
 Tav. **6.05**



US.2

US.1

Università degli Studi di Padova - ICEA
Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO STRUTTURALE
Unità Strutturali
Scala 1:200
Tab.
7.01



LEGENDA




ELEMENTI VERTICALI

-  in pietra da spazio d'isola
-  in laterizio pieno







PRESIDI ESISTENTI

Tiranti



ELEMENTI PORTANTI ORIZZONTALI

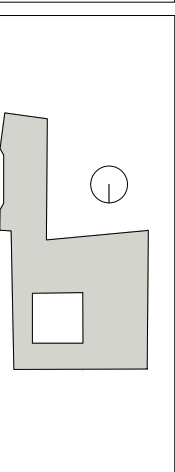
-  a tutto sasso
-  a tre fuochi
-  in cemento armato

ORIZZONTAMENTI

-  Voite
-  a crociera
-  a crociera con apertura
-  a botte ribassata lunettata
-  Solaio in laterocemento
-  Solaio di copertura in laterocemento

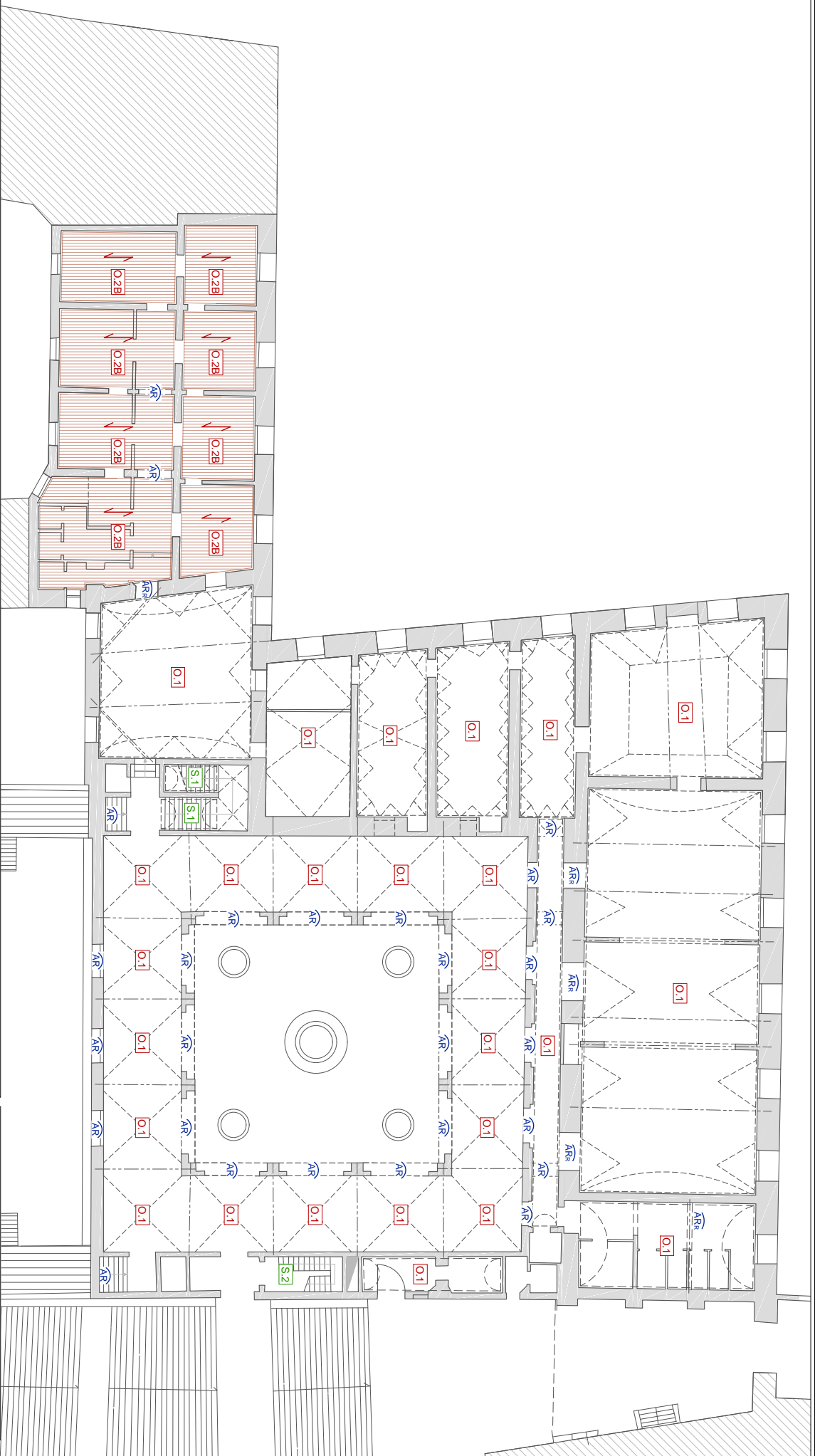
COLLEGAMENTI VERTICALI

-  Scale in pietra su volta
-  Scale in acciaio



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO COSTRUTTIVO
 Tav. 7.02
 Scala 1:200
 Pianta piano Terra

7.02



LEGENDA

ELEMENTI VERTICALI

- Setto murario in laterizio pieno
- Setto murario non portante

ELEMENTI PORTANTI ORIZZONTALI

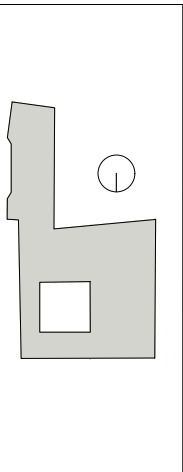
- Arco a tutto sesto
- a sesto ribassato

ORIZZONTALI

- Volta a coaciera
- a botte
- a botte ribassata lunettata
- a vela ribassata lunettata
- a schio lunettata
- Soletto ligneo con controsoffitto in aralle (90°)

COLLEGAMENTI VERTICALI

- Scale in pietra su volta
- Scale in acciaio



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Mooni e le sue opere d'arte: valorizzazione del rischio sismico
RILIEVO COSTRUTTIVO
 Pianta piano Primo
 Scala 1:200
7.03
 Tav.



LEGENDA

ELEMENTI VERTICALI

- Muratura in laterizio pieno
- Muratura non portante

PRESIDI ESISTENTI

Tiranti

ELEMENTI PORTANTI ORIZZONTALI

- Arco a tutto sesto
- a sesto ribassato
- Trave (ipotesi)
- in acciaio
- architrave

ORIZZONTAMENTI

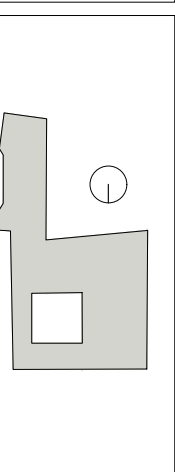
- Volta a botte
- a botte ribassata lunettata
- Solaio ligneo con controsoffitto in aeree ('500) (fp.)
- Solaio ligneo con controsoffitto in aeree ('900) (fp.)
- Solaio ligneo consolidato con tecnica legno-legno
- Solaio ligneo consolidato con cemento (fp.)
- Solaio in laterocemento (fp.)

ELEMENTI NON STRUTTURALI

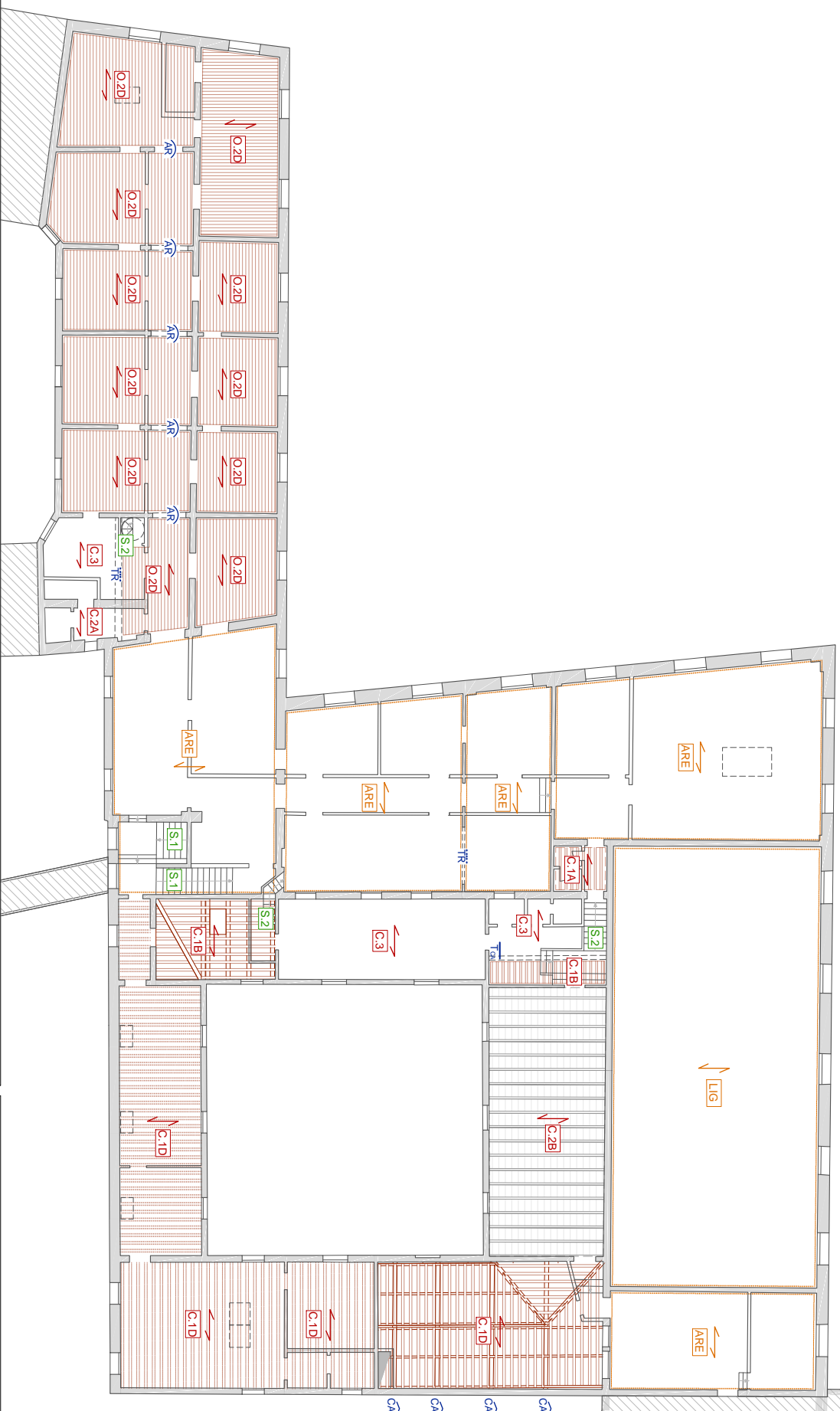
- Volte non strutturali in aeree (fp.)

COLLEGAMENTI VERTICALI

- Scale in pietra su volta
- Scale in acciaio



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valorizzazione del rischio sismico
RILIEVO COSTRUTTIVO
 Tav. **7.04**
 Scala 1:200



ELEMENTI VERTICALI

- Setto murario in laterizio pieno
- Setto murario non portante

ELEMENTI PORTANTI ORIZZONTALI

- Arco a tutto sesto
- a sesto ribassato
- Trave (ipotesi)
- in cemento armato

ORIZZONTAMENTI

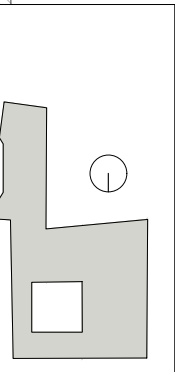
- O.2D** Solatio ligneo con controsoffitto in anelle (900)
- C.1A** Solatio di copertura ligneo con orditura alla lombarda (500)
- C.1B** Solatio di copertura ligneo con orditura alla piemontese (500)
- C.1D** Solatio di copertura con capitate lignee tipo Sala Nodari
Solatio di copertura in laterocemento (l.p.)
- C.2B** Solatio di copertura in travetti e tavoloni
- C.3** Solatio di copertura piano in cemento armato

ELEMENTI NON STRUTTURALI

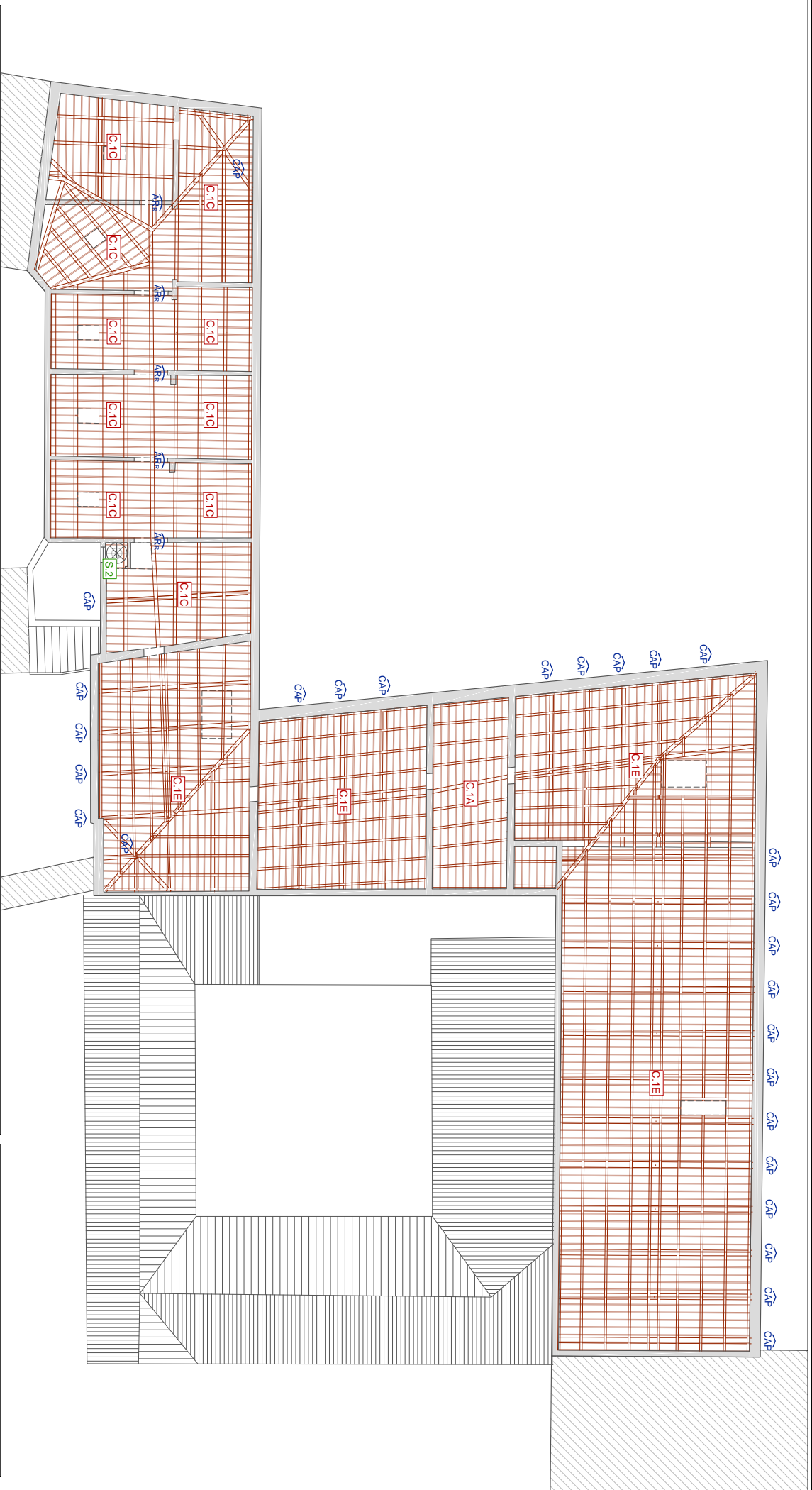
- ARE** Controsoffitto in anelle
- LIG** Controsoffitto ligneo Sala del Consiglio

COLLEGAMENTI VERTICALI

- S.1** Scale in pietra su volta
- S.2** Scale in acciaio



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valorizzazione del rischio sismico
RILIEVO COSTRUTTIVO
 Tav. 7.05
 Scala 1:200
 Pianta piano Terzo



LEGENDA

ELEMENTI VERTICALI

Muratura in laterizio pieno

ELEMENTI PORTANTI ORIZZONTALI

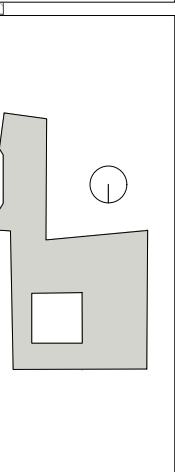
Arco a sesto ribassato
Capriata

ORIZZONTAMENTI

C.1A Solatio di copertura ligneo con orditura alla lombarda (500)
C.1C Solatio di copertura ligneo con orditura alla lombarda (900)
C.1E Solatio di copertura con capriate lignee tipo sala del Consiglio (500)

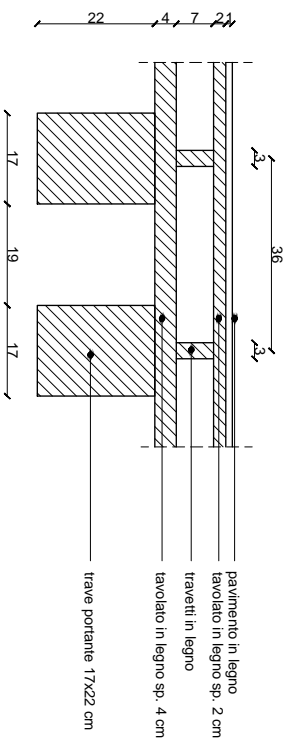
COLLEGAMENTI VERTICALI

S2 Scale in acciaio



Università degli Studi di Padova - ICEA
Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valorizzazione del rischio sismico
RILIEVO COSTRUTTIVO
Pianta Sottotetto
Scala 1:200
Tav. **7.06**

A| SOLAIO LIGNEO TIPO
(Solaio della sala della Giunta prima del consolidamento)



COPERTURA
capriate lignee

CONTROSOFFITTO
in arelle
autoportante in cartongesso

muratura in matita e mattoni pieni

particolare A e A'

muratura in matita e mattoni pieni

3° ORIZZONTAMENTO:
solaio ligneo

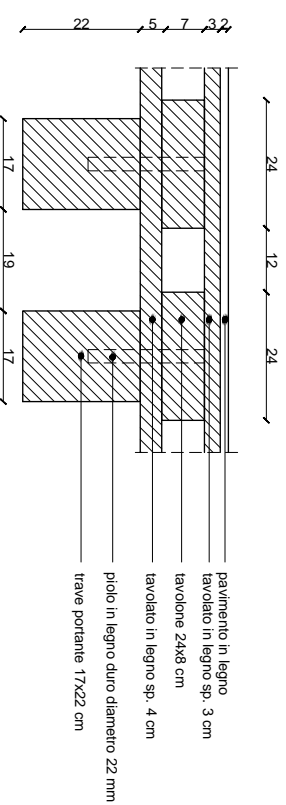
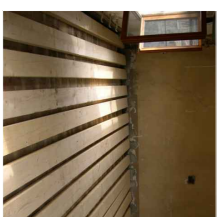
2° ORIZZONTAMENTO:
volte ribassate in mattoni

muratura in matita e mattoni pieni

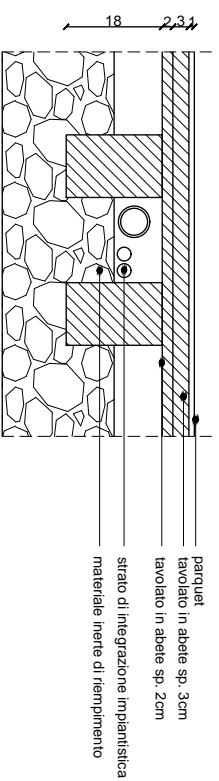
1° ORIZZONTAMENTO:
volte a crociera in mattoni

muratura in pietra a spacco di sinistra

SEZIONE TIPO



B| PAVIMENTO LIGNEO SU VOLTA



A'| SOLAIO LIGNEO CONSOLIDATO CON TECNICA LEGNO-LEGNO
(Intervento di consolidamento nella sala della Giunta)

DEGRADI



1D) Deposito superficiale sull'opusco dell'arco e maschia su mattoni



2D) Deposito superficiale sulle volte a crociera, disegni di intonaco sulla parete



3D) Graffiti vandalici



4D) Graffiti vandalici



5D) Alterazione cromatica dell'intonaco sulla volta



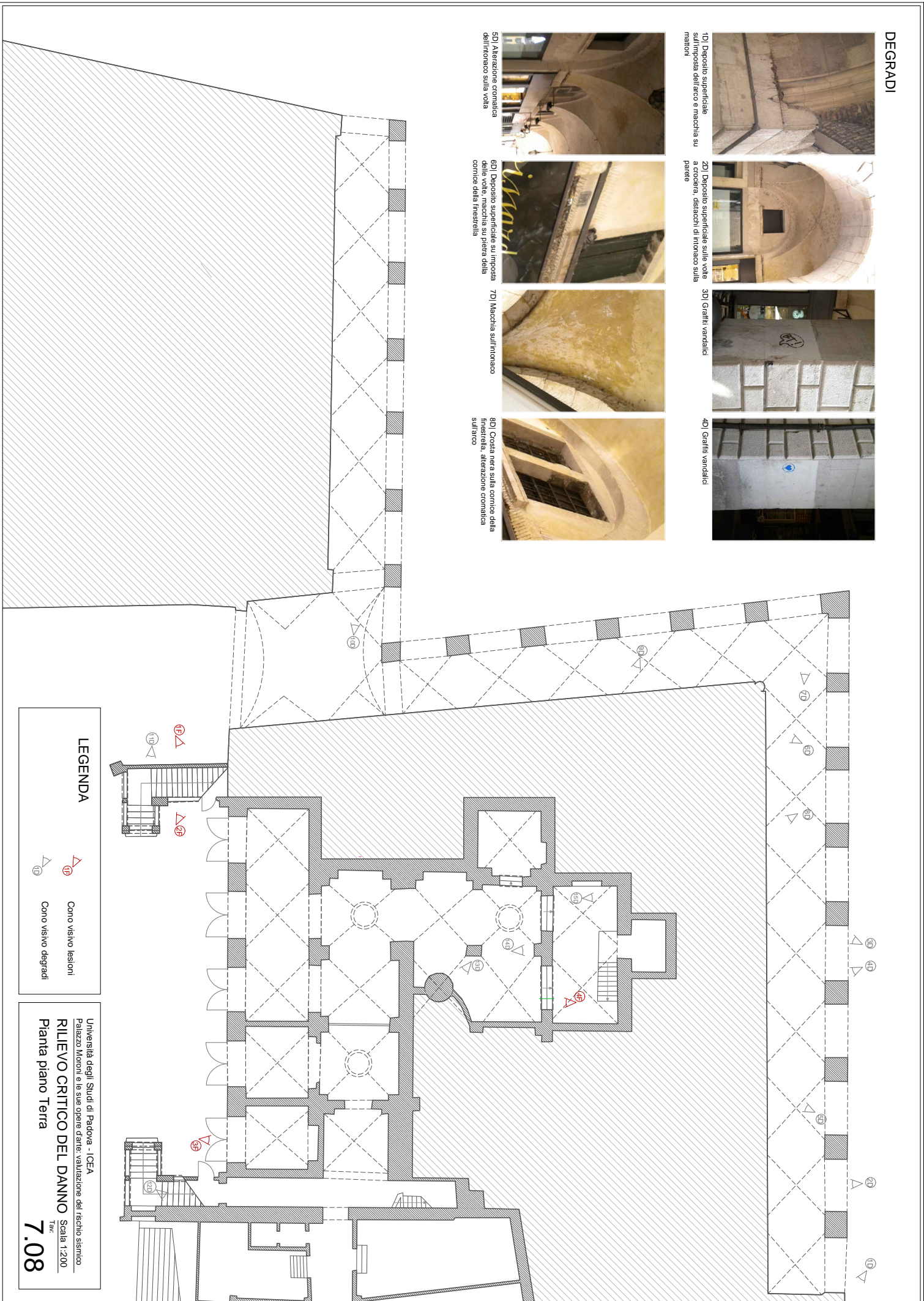
6D) Deposito superficiale su imposta delle volte, maschia su pietra della cornice della finestra





7D) Maschia sull'intonaco



8D) Costa nera sulla cornice della finestra, alterazione cromatica sull'arco



LEGENDA

-  Cono visivo lesioni
-  Cono visivo degradi

Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Mooni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO CRITICO DEL DANNO Scala 1:200
 Tav. **7.08**
 Pianta piano Terra

DEGRADI



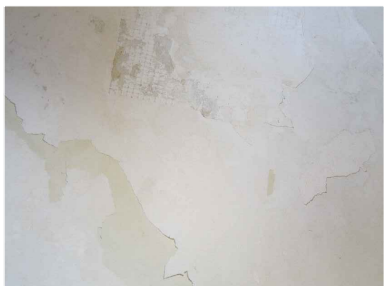
90| Alterazione cromatica della pietra



100| Deposito superficiale sulle volte



110| Espulsione del copriferro



120| Distacco dell'intonaco



130| Distribuzione irregolare della malta, alterazione cromatica dei mattoni



140| Riduzione della sezione muraria dove trova posto un pluviale



150| Patina biologica sui mattoni

LESIONI



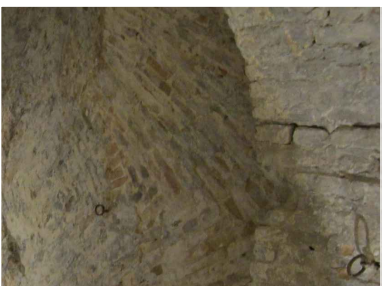
1F| Lesione inclinata che segue l'andamento della scalinata



2F| Lesione su trave dell'edicola di sinistra



3F| Lesione su arco



4F| Lesione su archivoltio

PIAZZA
DELLE
ERBE

C | Palazzo Moroni

VOLTO
DELLA
CORDA
(Palazzo degli Anziani)

B | Palazzo Moroni

D | Palazzo Moroni

A | Ala Moschini

ALTRA
PROPRIETA'

ALTRA
PROPRIETA'



Università degli Studi di Padova - ICEA
Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO CRITICO DEL DANNO Scala 1:200
Orientatore

7.10

LESIONI



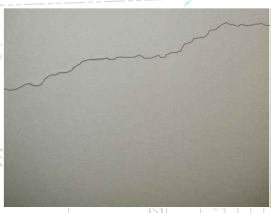
1F1 Lesione intorno finestra



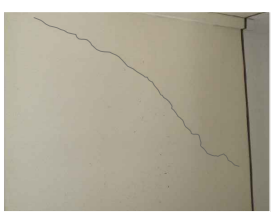
2F1 Lesione diagonale sopra porta



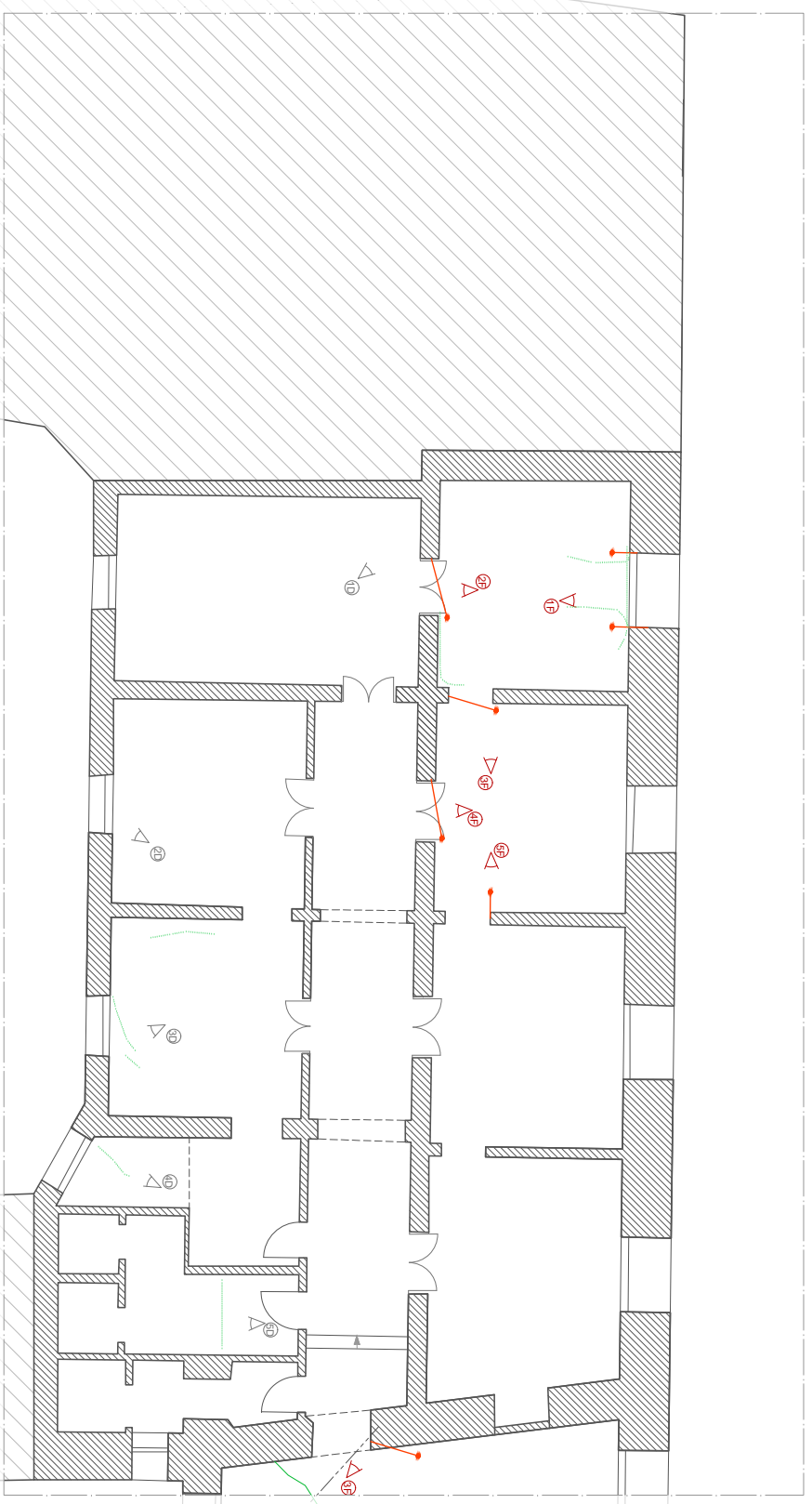
3F1 Lesione diagonale sopra porta



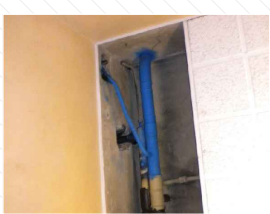
4F1 Lesione verticale sopra porta



5F1 Lesione diagonale



DEGRADI



1D1 Scasso nel controsoffitto



2D1 Degrado dell'intonaco promosso dall'umidità



3D1 Fessurazione nel controsoffitto








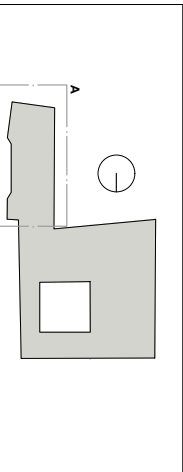
4D1 Distacco dell'intonaco nel controsoffitto



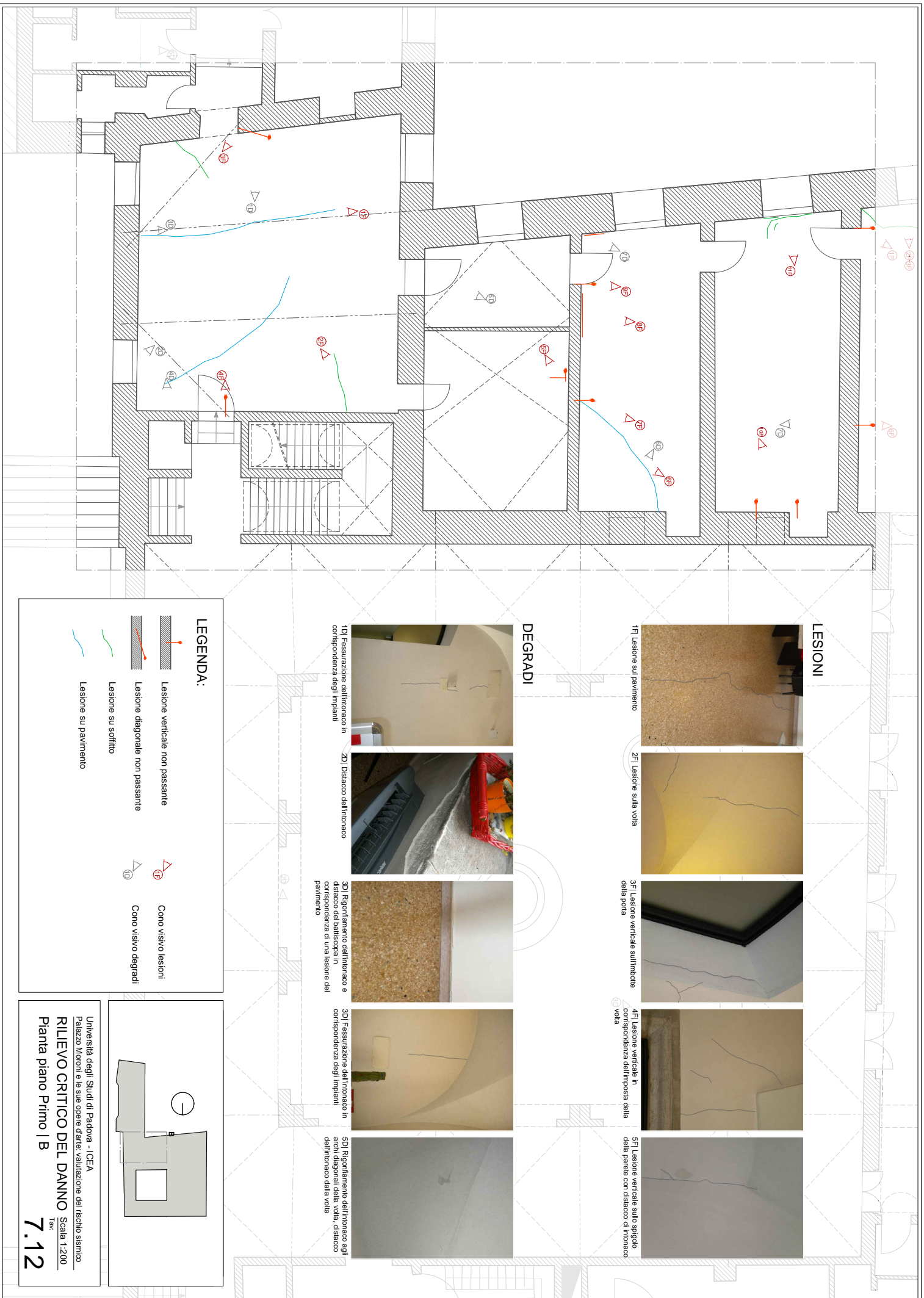
5D1 Fessurazione nel controsoffitto

LEGENDA

-  Lesione verticale non passante
-  Lesione diagonale non passante
-  Fessurazione e su controsoffitto
-  Cono visivo lesioni
-  Cono visivo degradi



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO CRITICO DEL DANNO Scala 1:200
 Tab. **7.11**
 Pianta piano Primo | A



LESIONI



1F Lesione sul pavimento



2F Lesione sulla volta



3F Lesione verticale sull'imbottite della porta



4F Lesione verticale in corrispondenza dell'impalcata della volta



5F Lesione verticale sullo spigolo della parete con distacco di intonaco

DEGRADI



1D Fessurazione dell'intonaco in corrispondenza degli impianti



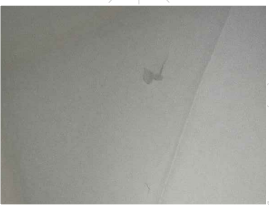
2D Distacco dell'intonaco



3D Ripartimento dell'intonaco e distacco del battiscopa in corrispondenza di una lesione del pavimento



3D Fessurazione dell'intonaco in corrispondenza degli impianti

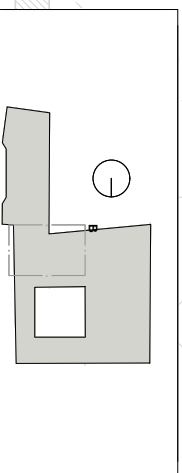


5D Ripartimento dell'intonaco agli archi dei pensili della volta, distacco dell'intonaco dalla volta

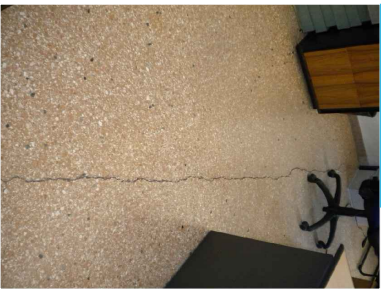
LEGENDA:

- Lesione verticale non passante
- Lesione diagonale non passante
- Lesione su soffitto
- Lesione su pavimento

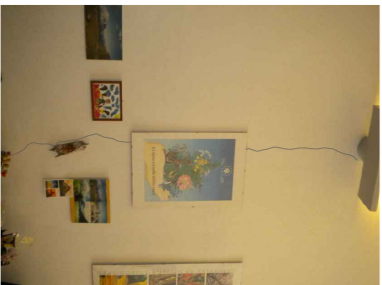
- Como visivo lesioni
- Como visivo degradi



LESIONI



6F| Lesione sul pavimento



7F| Lesione verticale sulla parete



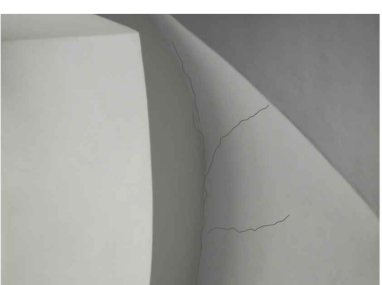
8F| Lesione sulla parete in corrispondenza della volta



9F| Lesione diagonale sulla parete in corrispondenza di un'apertura



10F| Lesioni verticali in corrispondenza della finestra sotto la volta



11F| Lesione sulla volta in corrispondenza di una finestra

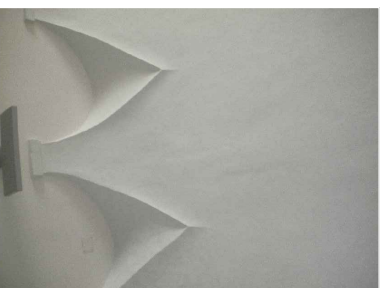
DEGRADI



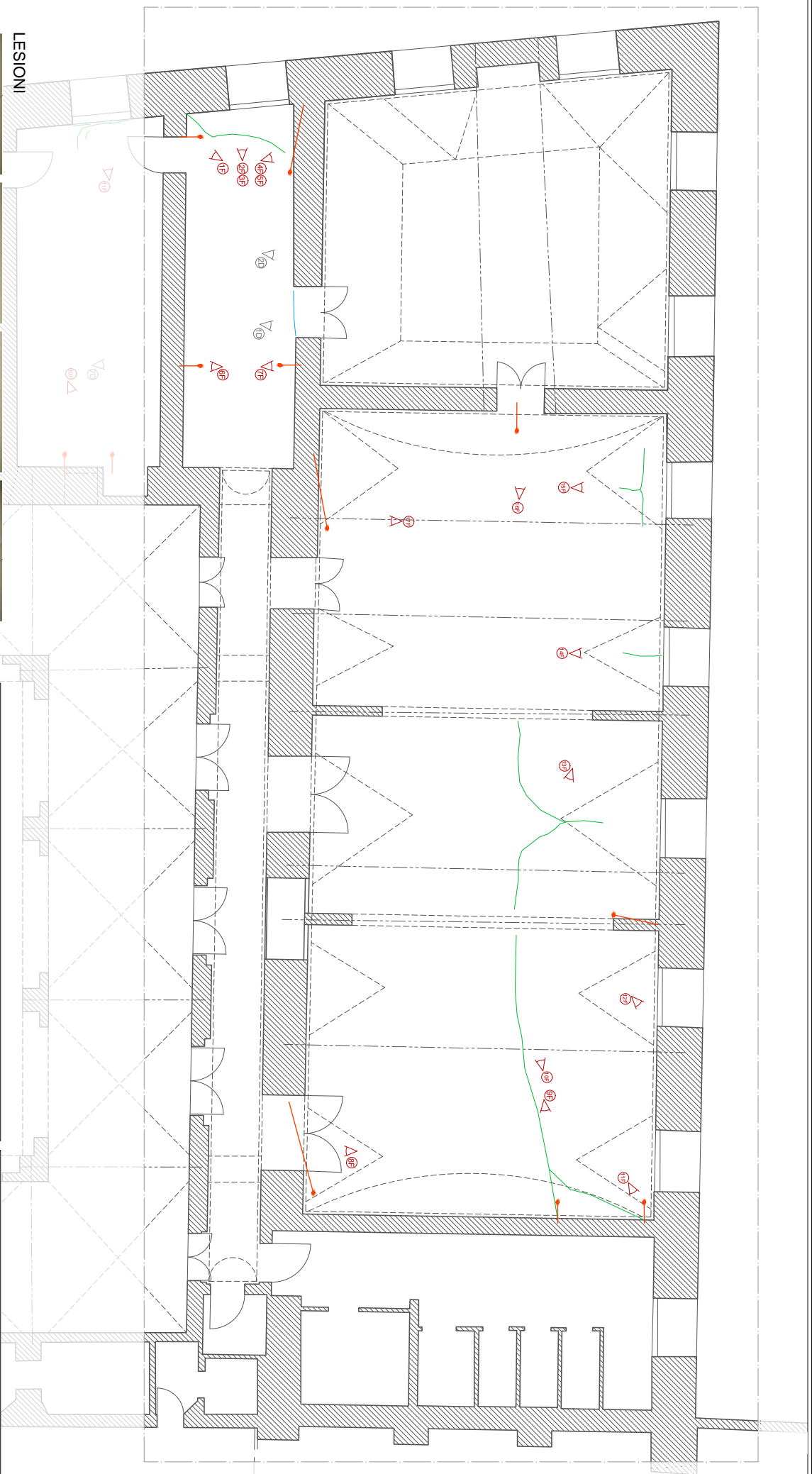
6D| Degrado dell'intonaco attorno alla finestra provocato dall'umidità



7D| Fessurazione e ingiallimento dell'intonaco



8D| Rigonfiamento dell'intonaco



LESIONI



1F| Lesioni verticali sulla parete che proseguono sulla volta



2F| Lesioni sulla volta








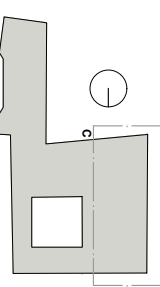
3F| Lesioni sulla volta



4F| Lesioni sulla volta che proseguono sulla parete

LEGENDA:

-  Lesione verticale non passante
-  Lesione diagonale non passante
-  Lesione su pavimento
-  Como visivo lesioni
-  Como visivo degradi

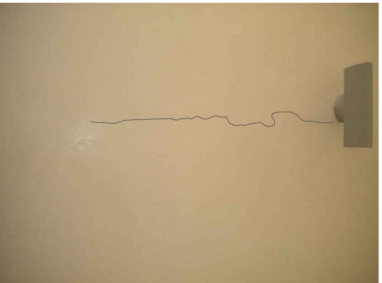


Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO CRITICO DEL DANNO Scala 1:200
 Tav. **7.14**
 Pianta piano Primo | C

LESIONI



6F | Lesione verticale sulla parete in corrispondenza di una discontinuità della pavimentazione



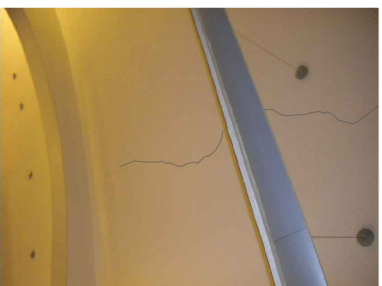
7F | Lesione verticale sulla parete in corrispondenza di una discontinuità della pavimentazione



8F | Lesione diagonale sopra un'apertura



9F | Lesione sulla volta



10F | Lesione sulla volta

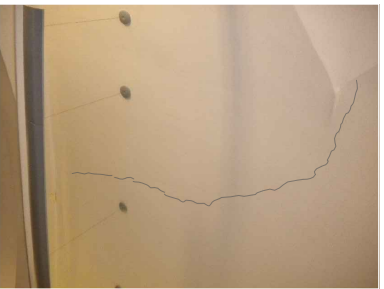


11F | Lesione verticale in prossimità dell'angolo tra due pareti

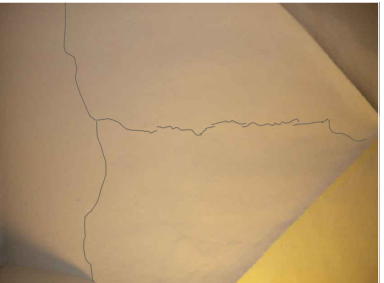


12F | Lesione in corrispondenza delitranc

DEGRADI



13F | Lesione sulla volta



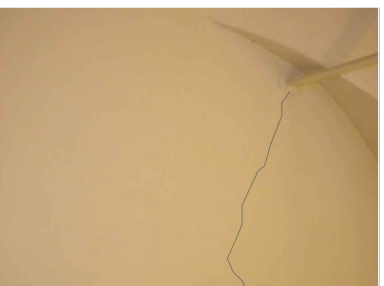
14F | Lesione sulla volta in corrispondenza di un'apertura



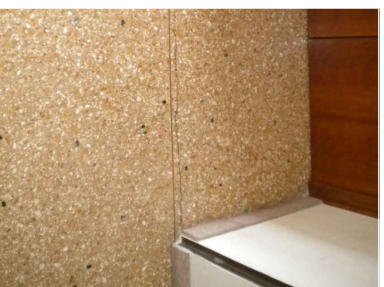
15F | Lesione della volta in corrispondenza di un'apertura



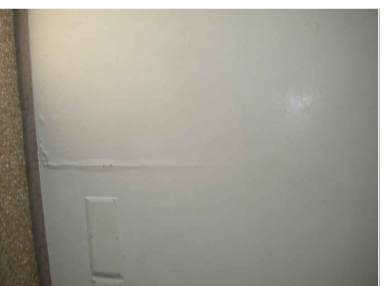
16F | Lesione verticale in corrispondenza di un'apertura



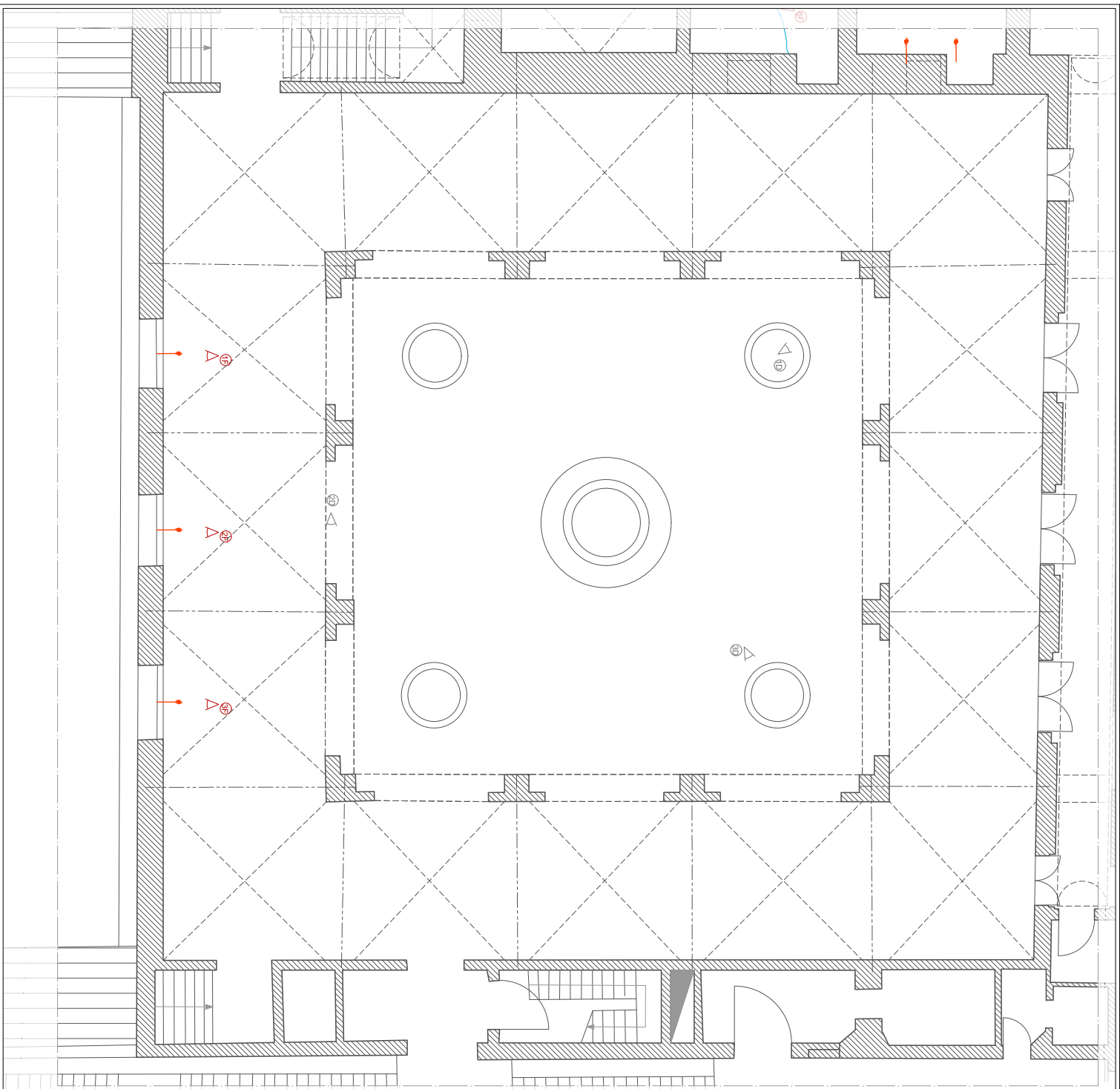
17F | Lesione in corrispondenza delitranc



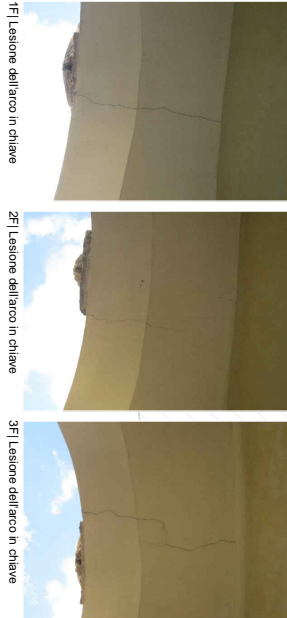
1D | Resurfazione del pavimento



2D | Rinforzamento dell'itranc



LESIONI



1F | Lesione dell'arco in chiave

2F | Lesione dell'arco in chiave

3F | Lesione dell'arco in chiave

DEGRADI







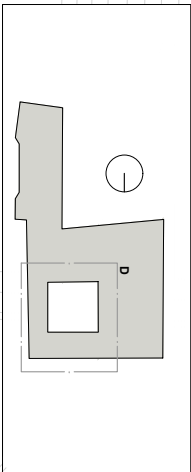
1D | Palma biologica su intonaco

2D | Cracks su materiale lapideo

3D | Lesione del pannello del trame

LEGENDA:

-  Lesione verticale non passante
-  Cono visivo lesioni
-  Cono visivo degradi
-  Area non rilevata



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILEVO CRITICO DEL DANNO Scala 1:200
 Tav. **7.16**
 Pianta piano Primo | D



1F | Lesione diagonale



2F | Lesione diagonale monitorata con vetri data 30/05/2012



3F | Lesione diagonale passante monitorata con vetri data 30/05/2012

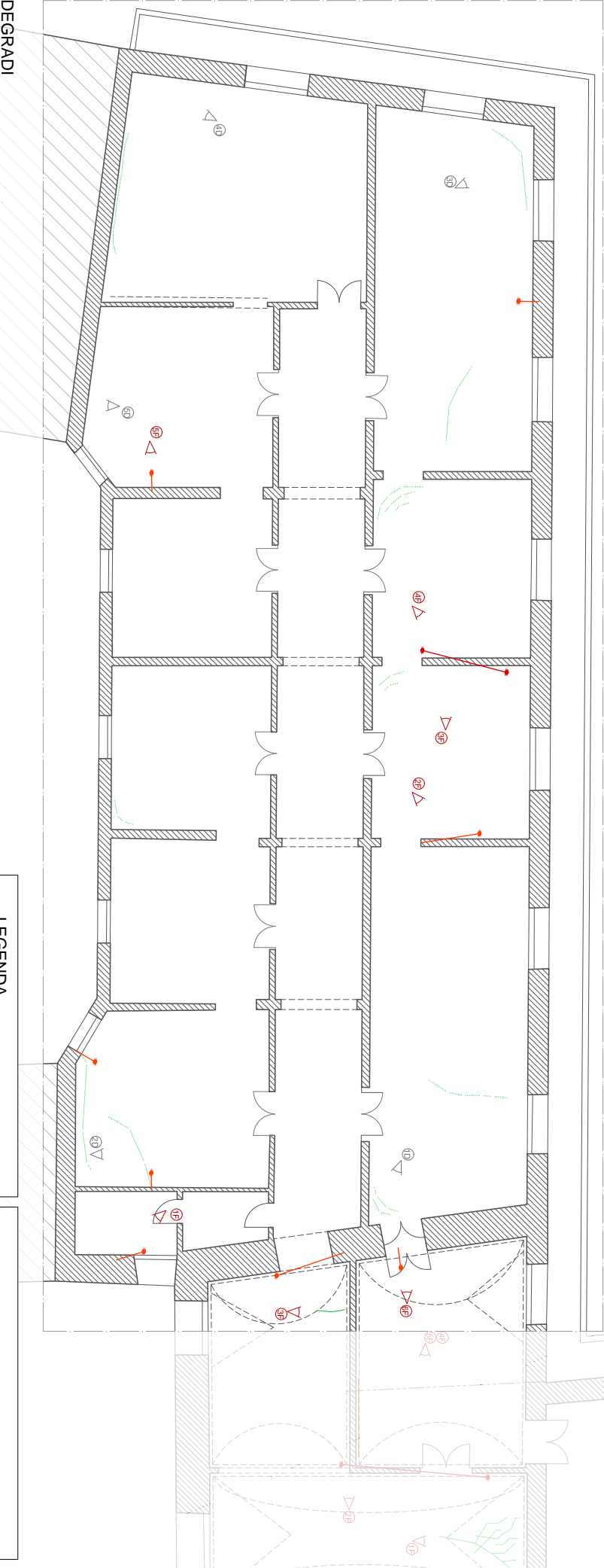


4F | Lesione diagonale passante monitorata con vetri data 30/05/2012

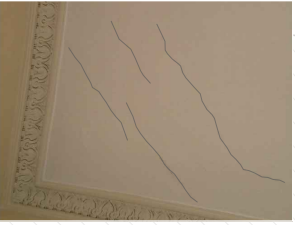


5F | Lesione verticale su parete

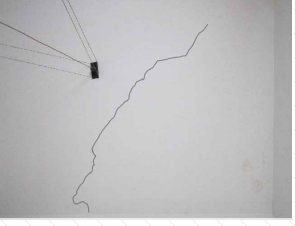
LESIONI



DEGRADI



1D | Fessurazione del controsoffitto



2D | Fessurazione del controsoffitto e degrado promosso dall'umidità



3D | Fessurazione del controsoffitto



4D | Distacco dell'intonaco

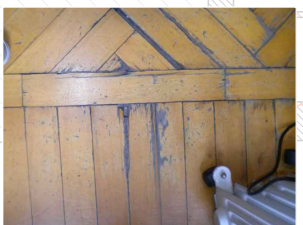
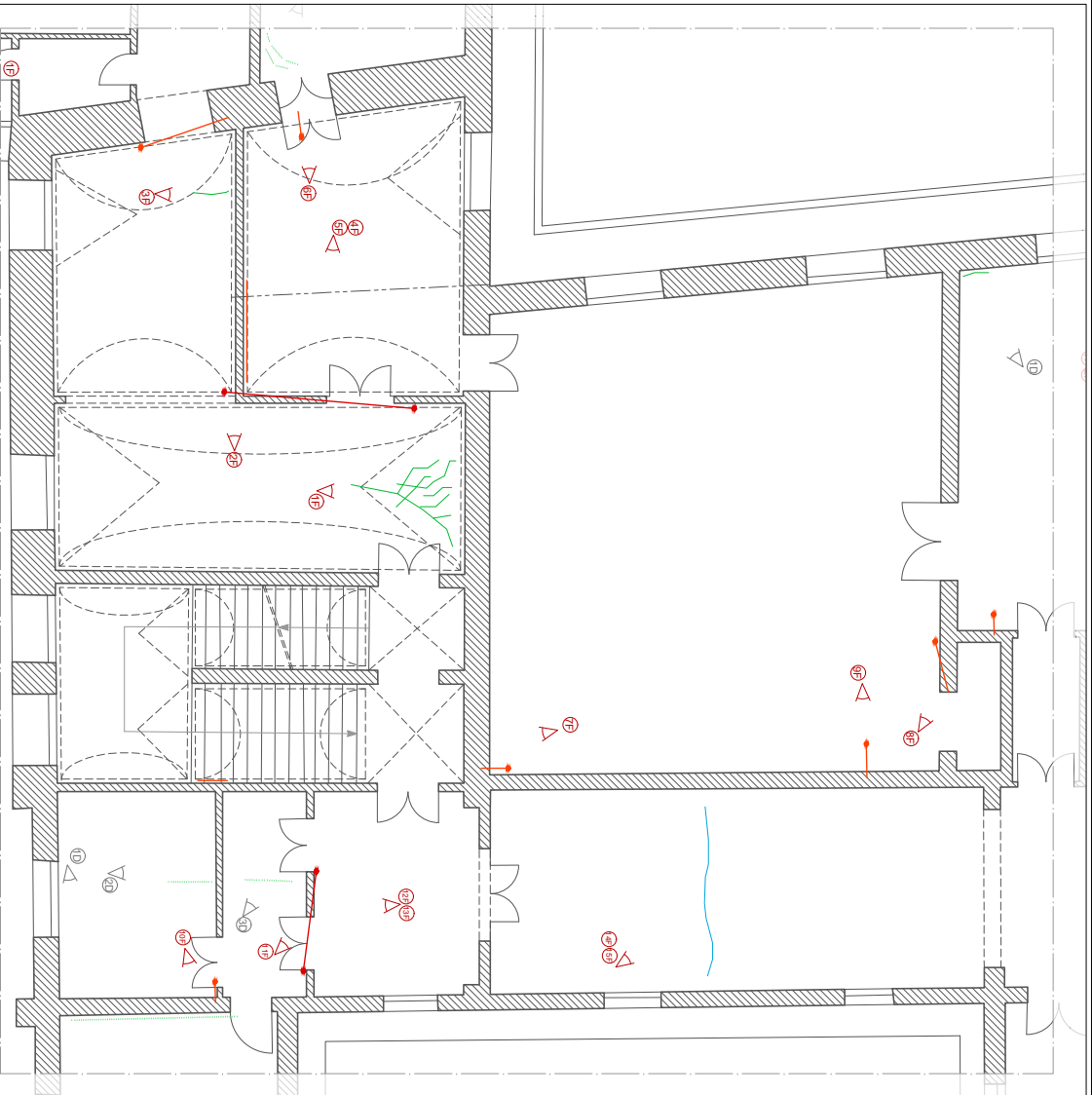


5D | Degrado dell'intonaco promosso dall'umidità

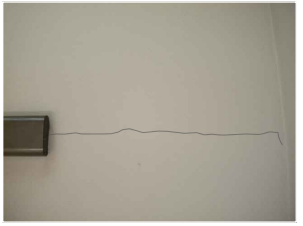
LEGENDA

- Lesione verticale non passante
- Lesione diagonale non passante
- Lesione diagonale passante
- Fessurazione su controsoffitto
- Cono visivo lesioni
- Cono visivo degradi

Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Morioli e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO CRITICO DEL DANNO Scala 1:200
 Tav. **7.17**
 Pianta piano Secondo | A



1D) Pavimento dissestato



2D) Fessurazione del controsoffitto



3D) Fessurazione del controsoffitto

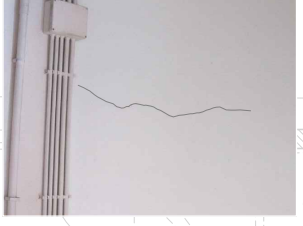
LESIONI



1F) Lesioni diffuse sulla volta



2F) Lesione diagonale passante



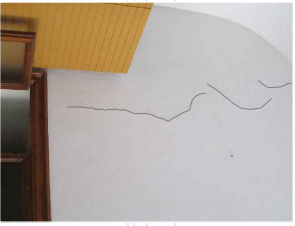
3F) Lesione verticale su volta



4F) Lesione diagonale su parete



5F) Lesione orizzontale su parete



6F) Lesione verticale in corrispondenza di un'apertura













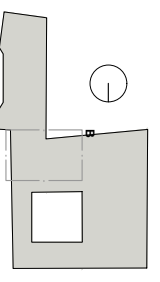
7F) Lesione verticale su parete



8F) Lesione diagonale risacca

LEGENDA:

-  Lesione verticale non passante
-  Lesione diagonale non passante
-  Lesione orizzontale non passante
-  Lesione diagonale passante
-  Lesioni diffuse su soffitto
-  Lesione su soffitto
-  Lesione su pavimento
-  Fessurazione su controsoffitto
-  Cono visivo lesioni
-  Cono visivo degradi



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valorizzazione del rischio sismico
RILEVO CRITICO DEL DANNO Scala 1:200
 Tav. **7.18**
 Pianta piano Secondo | B

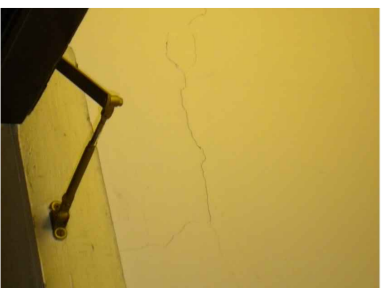
LESIONI



9F| Lesione verticale su parete



10F| Lesione verticale su parete



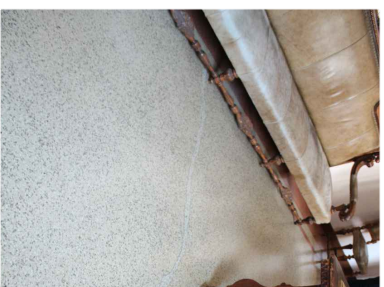
11F| Lesione diagonale passante sopra apertura



12F| Lesione diagonale passante sopra apertura



13F| Lesione diagonale passante sopra apertura



14F| Lesione su pavimento risarcita



15F| Lesione su pavimento risarcita



LESIONI



1F Lesione diagonale passante in corrispondenza di uno spigolo monitorata con vetrino






2F Lesione diagonale passante in corrispondenza di uno spigolo monitorata con vetrino

3F Lesione diagonale passante in corrispondenza di uno spigolo monitorata con vetrino

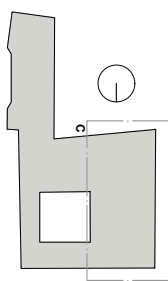
4F Lesione diagonale passante in corrispondenza di uno spigolo monitorata con vetrino

5F Lesione diagonale passante in corrispondenza di uno spigolo monitorata con vetrino

LEGENDA:

-  Lesione verticale non passante
-  Lesione diagonale non passante
-  Lesione diagonale passante
-  Cono visivo lesioni
-  Cono visivo degradi

Università degli Studi di Padova - ICEA
 Valutazione di vulnerabilità sismica di Palazzo Moroni e Ala Moschini
RILIEVO CRITICO DEL DANNO Scala 1:200
 Tav. **7.20**
 Pianta piano Secondo | C



LESIONI



66F Lesione diagonale passante in corrispondenza di uno spigolo monitorata con vetrino



67F Lesione diagonale passante in corrispondenza di uno spigolo monitorata con vetrino



8F Lesione verticale in corrispondenza di una lesena



9F Lesione verticale in corrispondenza di una lesena



10F Lesione diagonale su parete

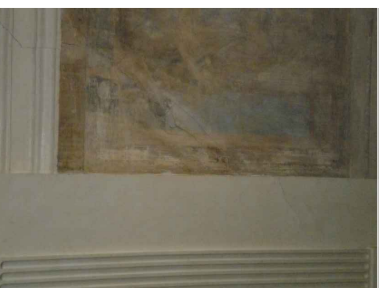
DEGRADI



10F Essurazione del controsfondo



20D Disgregazione dei materiali d'arpoio ai quali sono state risarcite le canalizzazioni per gli impianti nel pavimento



30D Principio di distacco dell'intonaco di un affresco in corrispondenza di una lesione strutturale



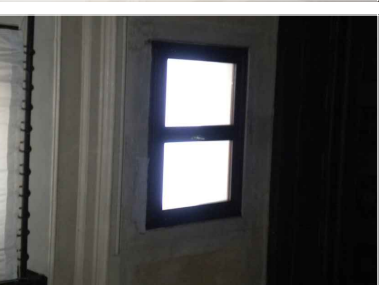
40F Essurazione della pietra nella cornice della porta



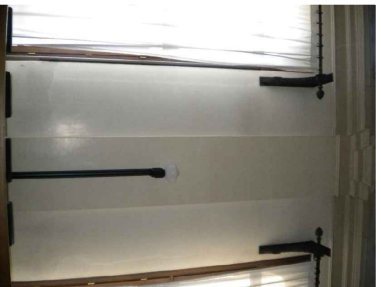
50F Essurazioni dell'intonaco in corrispondenza di discontinuità delle dall'inserimento nelle murature di bocche di aerazione



60D Lesione negli affreschi



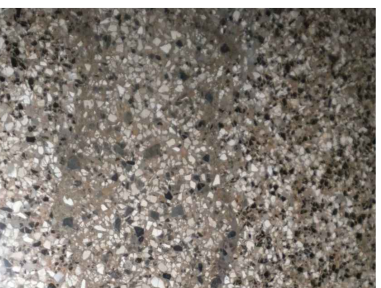
70D Degrado degli intonaci promossi dall'umidità in corrispondenza delle aperture



80D Alterazione cromatica dell'intonaco promossa dall'umidità in corrispondenza delle aperture



80D Alterazione cromatica dell'intonaco promossa dall'umidità in corrispondenza delle aperture



100D Dissasto nella pavimentazione originaria dovuta al riscaldamento di canalizzazioni per la distribuzione impiantistica



110D Alterazione cromatica e principio di distacco dell'intonaco con fessurazioni risarcite

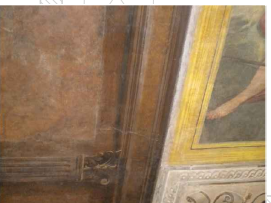
DEGRADI



1D Presenza di impianti su superfici affrescate



2D Fessurazioni su affresco



3D Fessurazioni su affresco



4D Alterazione cromatica dell'affresco promossa da ponte termico



5D Alterazione cromatica dell'affresco promossa da ponte termico e degrado dell'infisso in legno a causa dell'umidità



6D Patina biologica e sgomitamento nell'affresco promossi dall'umidità



7D Estofazione della pittura muraria e degrado dell'affresco promosso dall'umidità in corrispondenza della finestra



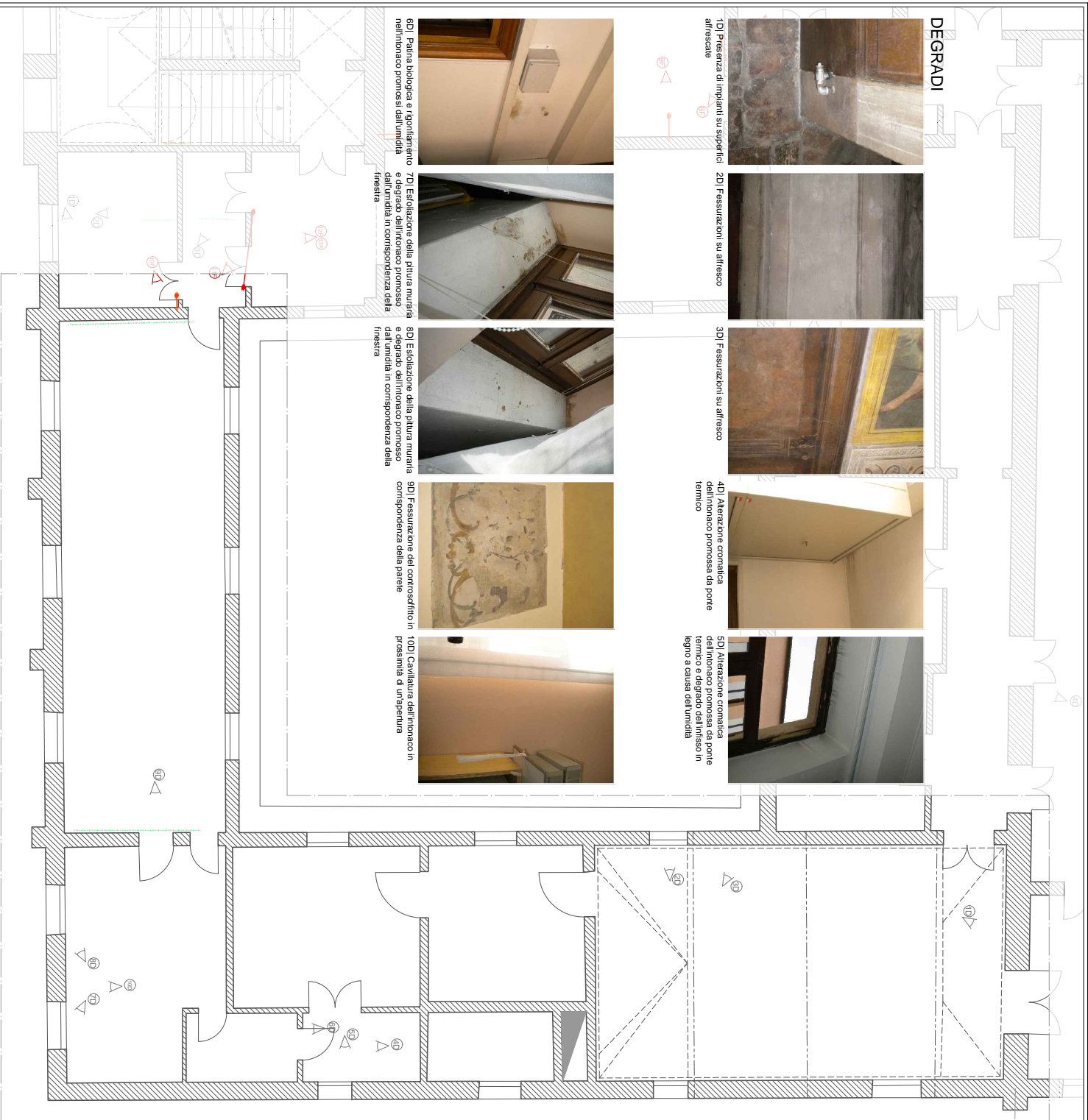
8D Estofazione della pittura muraria e degrado dell'affresco promosso dall'umidità in corrispondenza della finestra



9D Fessurazione del controsoffitto in corrispondenza della parete



10D Cavillatura dell'intonaco in prossimità di un'apertura

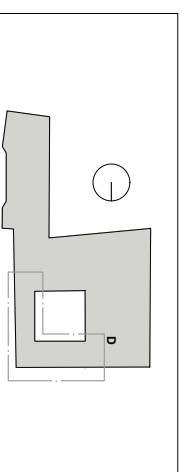


LEGENDA:

Fessurazione su controsoffitto

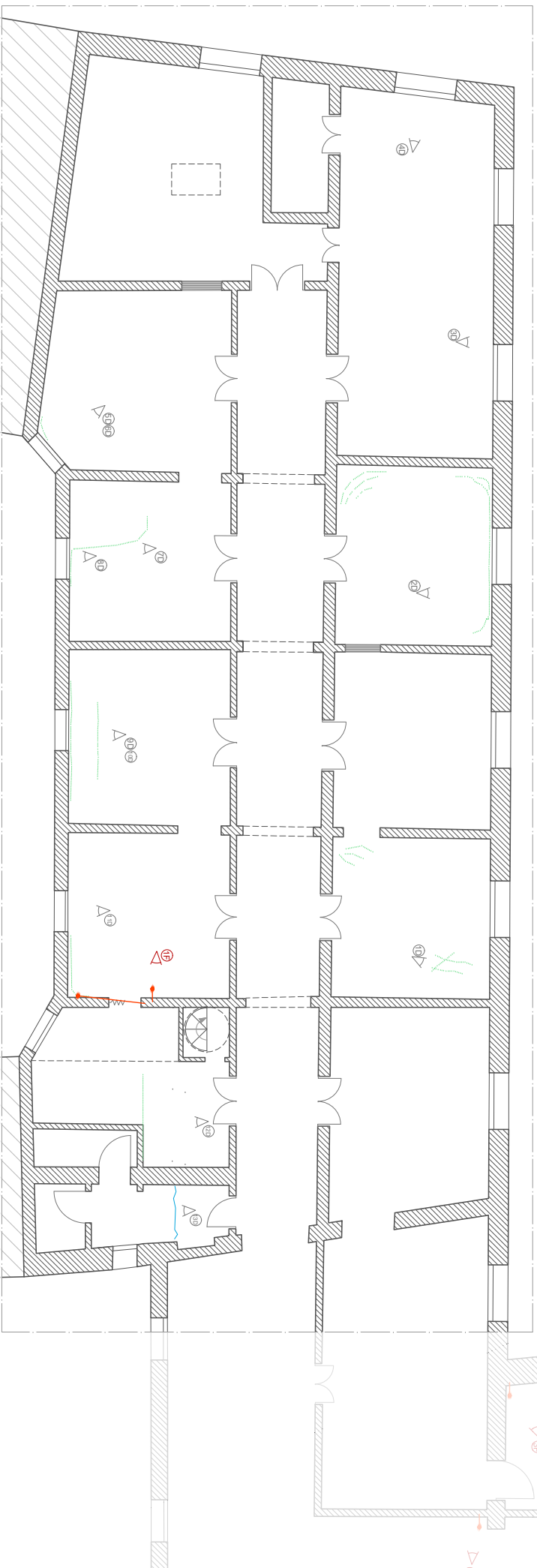


Cono visivo degradi

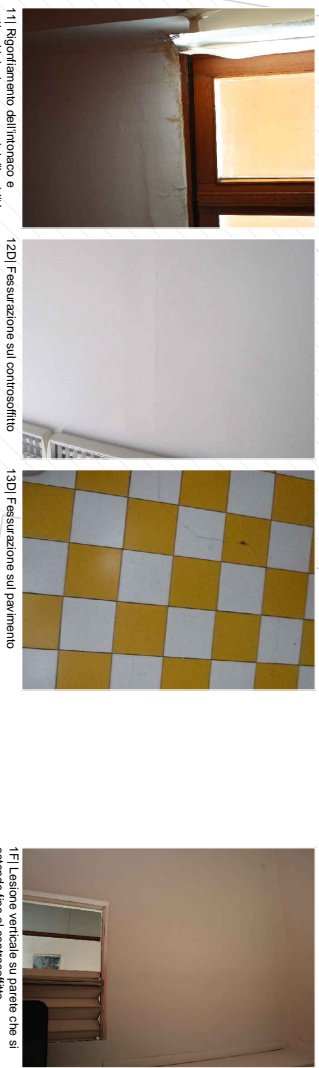




- 1D1 Fessurazione del controsoffitto
- 2D1 Fessurazione del controsoffitto
- 3D1 Riparimento e fessurazione dell'intracoa promossa dall'umidità
- 4D1 Alterazione cromatica dell'intracoa promossa da ponte termico
- 5D1 Distacco dell'intracoa e patina biologica promossi dall'umidità
- 6D1 Fessurazione del controsoffitto in corrispondenza dello spigolo
- 7D1 Fessurazione del controsoffitto
- 8D1 Riparimento dell'intracoa e patina biologica promossi dall'umidità
- 9D1 Fessurazione del controsoffitto
- 10D1 Patina biologica promossa dall'umidità



LESIONI

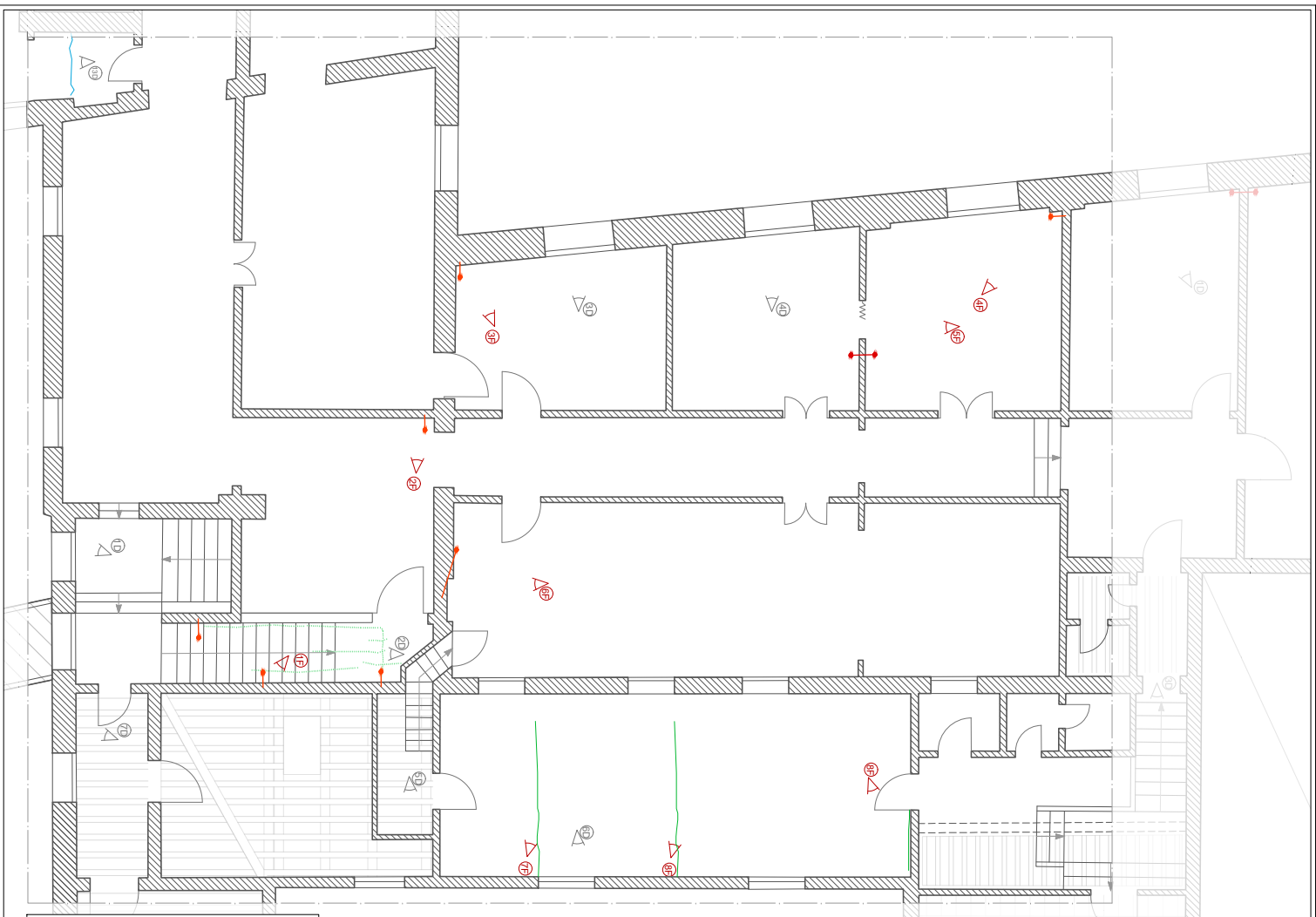


- 11) Riparimento dell'intracoa e patina biologica promossi dall'umidità
- 12D) Fessurazione sul controsoffitto
- 13D) Fessurazione sul pavimento
- 14) Lesione verticale su parete che si estende fino al controsoffitto

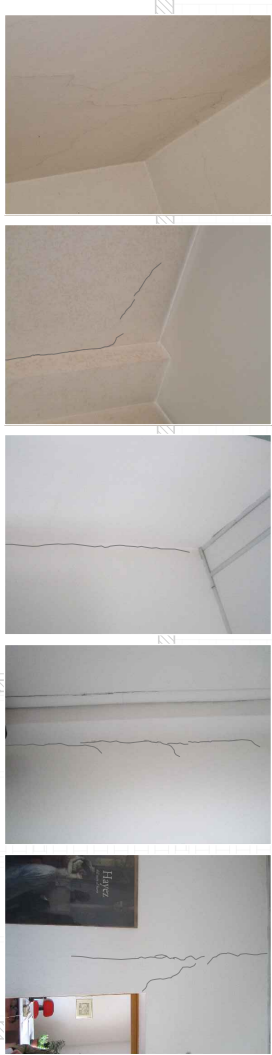
LEGENDA

- Lesione verticale non passante
- Lesione diagonale non passante
- Fessurazione sul pavimento
- Fessurazione su controsoffitto
- Como visivo lesioni
- Como visivo degradi

Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Morioli e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILEVO CRITICO DEL DANNO Scala 1:200
 Tav. **7.23**
 Pianta piano Terzo | A



LESIONI



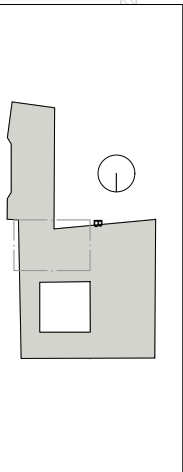
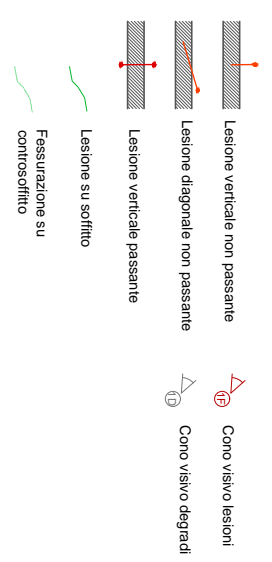
1F Lesioni diffuse su parete e controsoffitto
 2F Lesione verticale in corrispondenza dello spigolo
 3F Lesione verticale in corrispondenza dello spigolo
 4F Lesione verticale in corrispondenza dello spigolo
 5F Lesione verticale passante su parete

DEGRADI



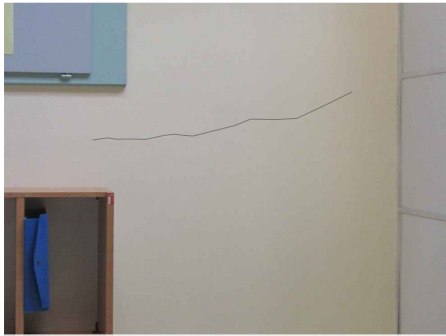
1D Rigolamento dell'intonaco promosso dall'umidità
 2D Fessurazioni diffuse sul controsoffitto
 3D Rigolamento dell'intonaco promosso dall'umidità
 4D Rigolamento dell'intonaco promosso dall'umidità
 5D Lesione nella parete in cantogesso

LEGENDA:



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO CRITICO DEL DANNO Scala 1:200
 Tav. **7.24**
 Piano Terzo | B

LESIONI



6F1 Lesione verticale su parete

DEGRADI



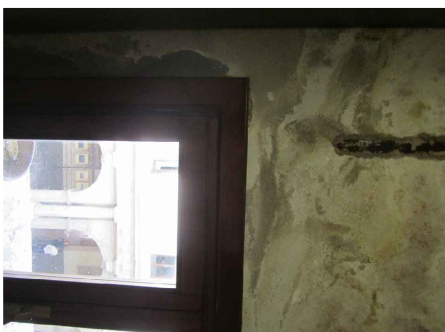
7I Lesione sul soffitto con distacco di intonaco



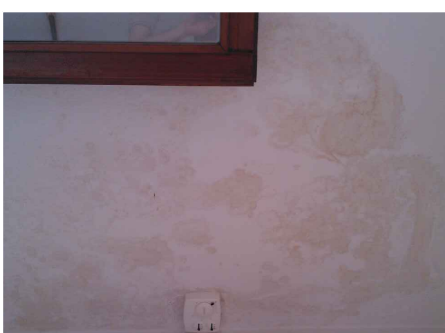
8F1 Lesione su soffitto con distacco di intonaco



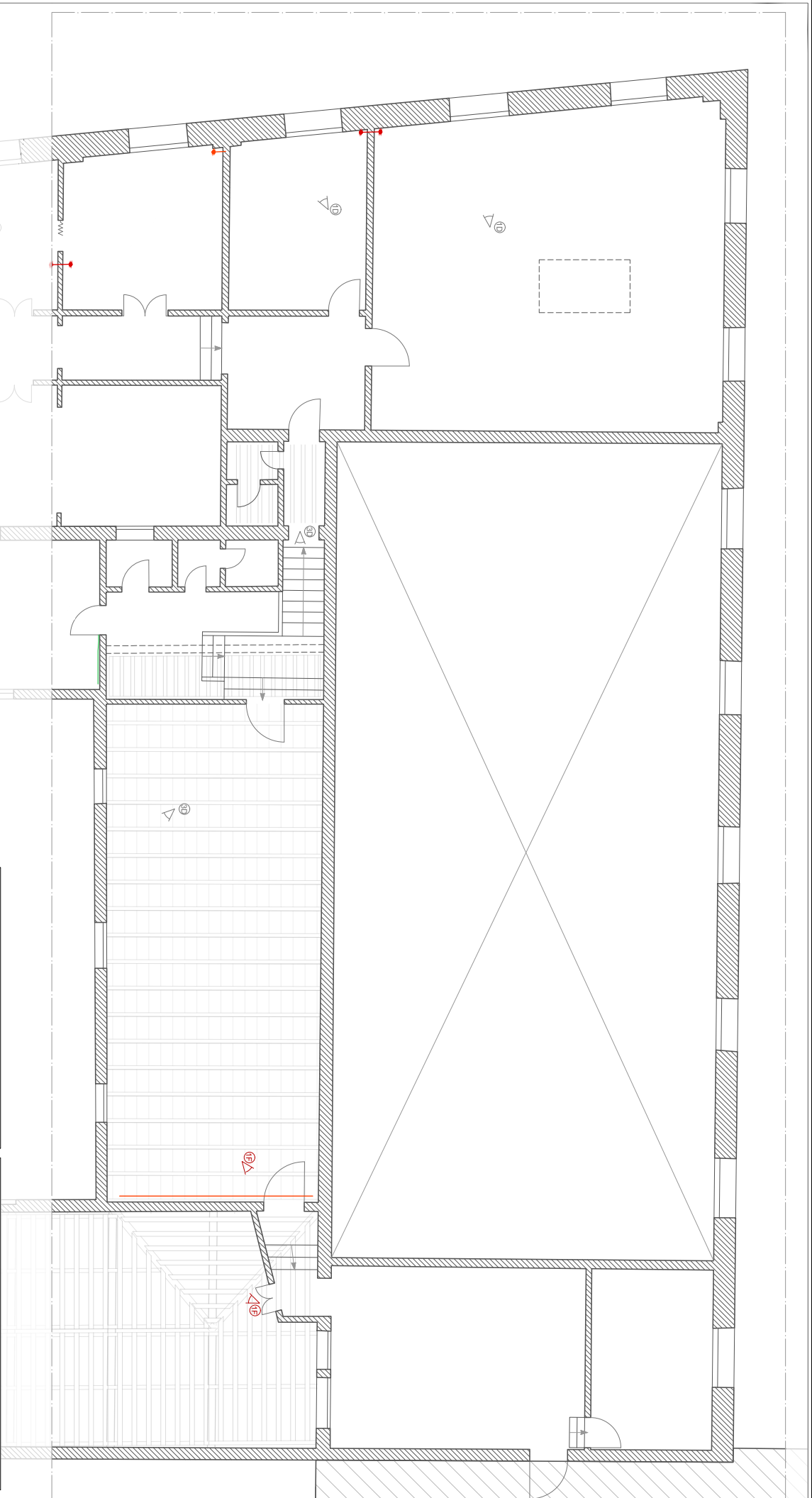
9F1 Lesione sul soffitto in corrispondenza di una parete



6D1 Degradò dell'intonaco promosso dall'umidità e dalla corrosione di ferri presenti all'interno della muratura



7D1 Degradò dell'intonaco promosso dall'umidità



LESIONI

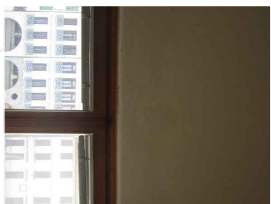


TF1 Lesione edifica in corrispondenza del condotto in cemento armato

DEGRADI



1D1 Rigorimento dell'intonaco promosso dall'umidità



2D1 Rigorimento dell'intonaco promosso dall'umidità



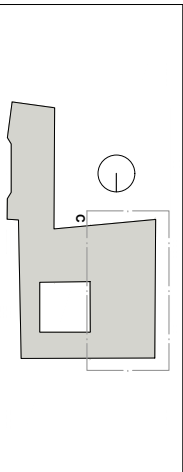
3D1 Impianti non opportunamente fissati e protetti



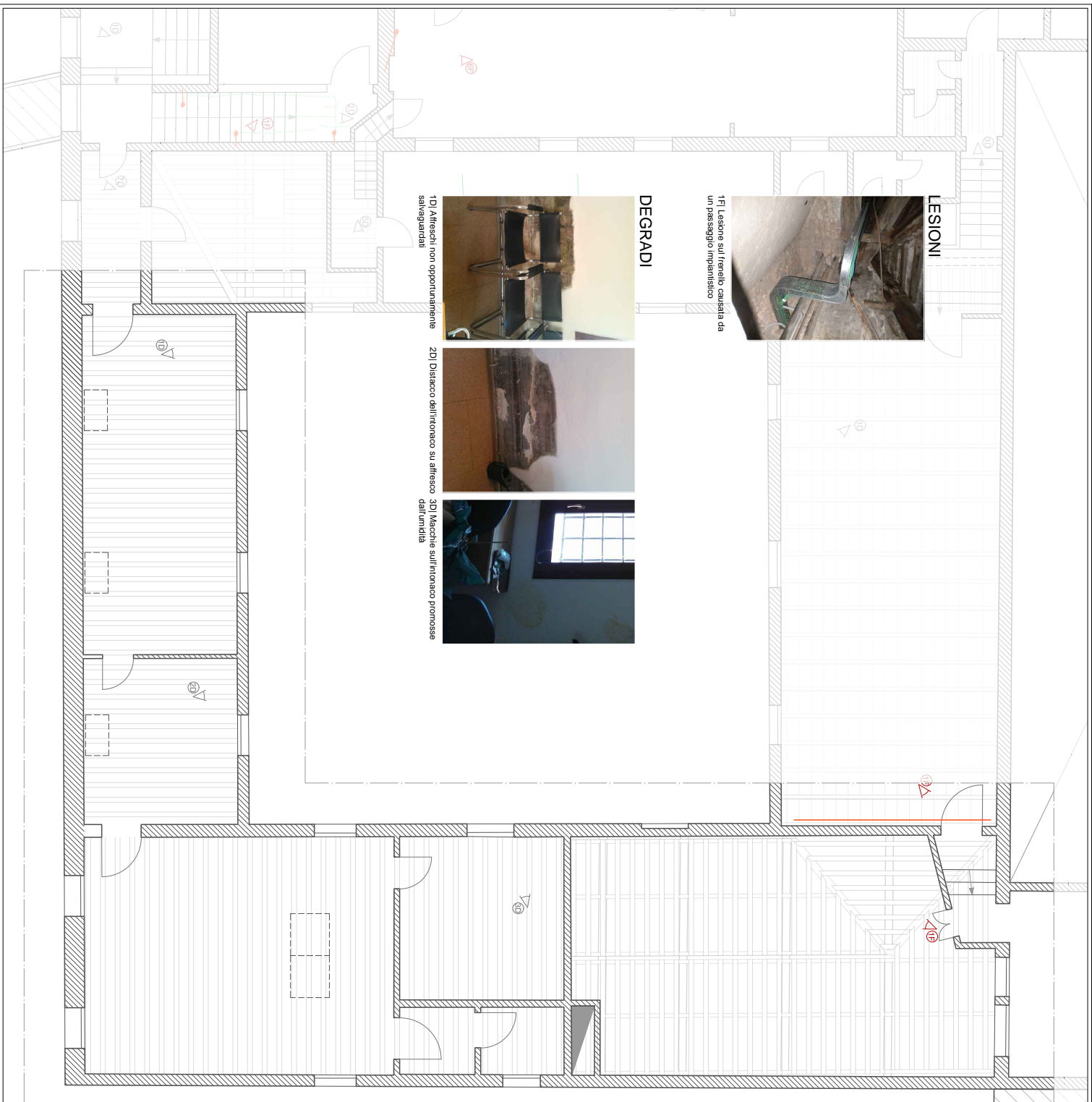
4D1 Distacco dell'intonaco promosso dall'umidità

LEGENDA:

- Lesione verticale passante (parete non strutturale)
- Lesione orizzontale non passante
- Fessurazione su controsoffitto
- Fessurazione sul pavimento
- Cono visivo lesioni
- Cono visivo degradi



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO CRITICO DEL DANNO Scala 1:200
 Tav. **7.26**
 Pianta piano Terzo | C



1F Lesione sul ferroso causata da un passaggio impiantistico

LESIONI



1D Affreschi non opportunamente salvaguardati

DEGRADI






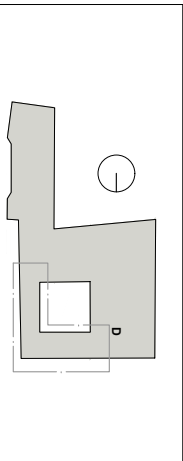
2D Distacco dell'intonaco su affresco



3D Macchie sull'intonaco promosse dall'umidità

LEGENDA:

-  Fessurazione su controsoffitto
-  Como visivo degradi
-  Como visivo lesioni



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO CRITICO DEL DANNO Scala 1:200
 Tav. **7.27**
 Pianta piano Terzo | D

DEGRADI



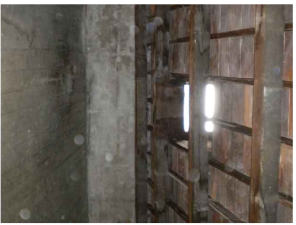
1D Presenza di fori di passaggio impiantistico nella muratura al di sopra dell'attacco non opportunamente risolti



2D Infiltrazioni d'acqua che possono promuovere un ulteriore degrado del legno



3D Infiltrazioni d'acqua e macchie sull'intonaco parietale



4D Infiltrazioni d'acqua, fessurazioni longitudinali delle travi dovute a cicli termici



5D Rottura delle tavole di copertura a causa di propagazione di cricche (dilatazioni termiche)



6D Fessure orizzontali disposte longitudinalmente sulle travi. Macchie sull'intonaco parietale



7D Infiltrazione d'acqua in copertura e lungo la parete, sulla quale compare anche una macchia da attacco biologico



8D Infiltrazioni diffuse sulla copertura, che promuovono un attacco biologico lungo la parete



9D Attacco biologico promosso da infiltrazioni lungo la parete



LESIONI



1F Lesione della muratura in corrispondenza dell'appoggio di un puntone di copertura



2F Lesione verticale che si propaga a partire da un foro per il passaggio impiantistico



3F Lesione verticale in corrispondenza dello spigolo



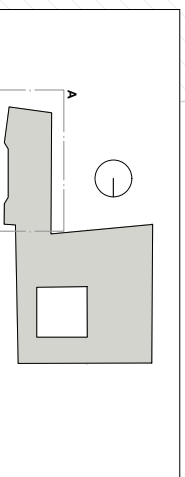
4F Lesione verticale passante in chiave con slittamento di due conci dell'arco



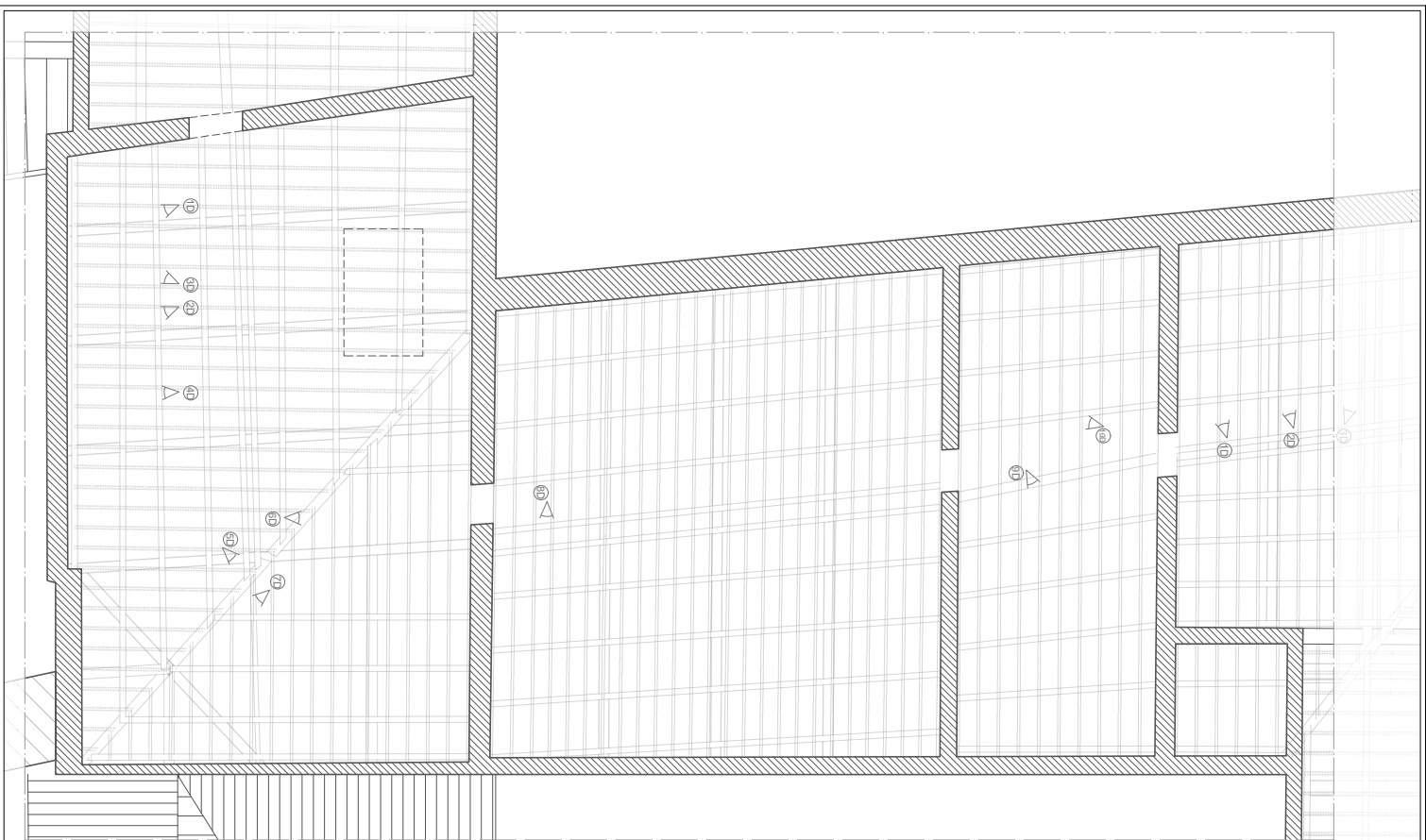
5F Lesione diagonale in corrispondenza dell'imposta dell'arco e lesione verticale in corrispondenza dello spigolo

LEGENDA

- Lesione verticale non passante
- Lesione diagonale non passante
- Lesione verticale passante
- Lesione diagonale passante
- Corno visivo lesioni
- Corno visivo degradi



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Mooni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO CRITICO DEL DANNO Scala 1:200
 Tav. **7.28**
 Pianta Sottotetto | A



DEGRADI



10) Interventi esistenti di consolidamento dell'appoggio delle capriate



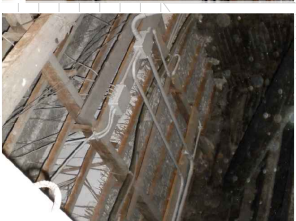
11) Interventi esistenti di consolidamento dell'appoggio della capriata



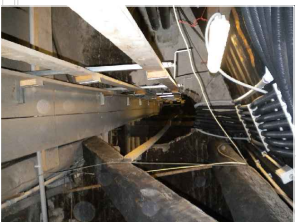
12) Interventi esistenti di consolidamento dell'appoggio della capriata



13) Intervento previsto di consolidamento dell'orditura secondaria



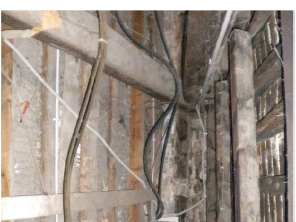
14) In generale, presso stato in alcune zone del controsoffitto in arde aggraviato dalla presenza di impianti opportunamente organizzati



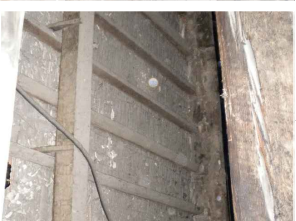
15) Aperture di varchi nella muratura per il passaggio nel sottotetto



16) Fessurazioni nelle travi



17) Arcercci non opportunamente collegati alle capriate



18) Fessurazioni nelle travi

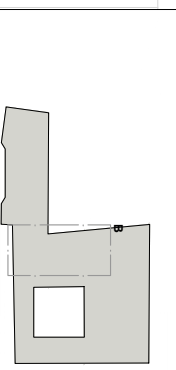


19) Aperture e ammassamenti nella muratura per il passaggio di impianti

LEGENDA



Cono visivo degradi



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO CRITICO DEL DANNO Scala 1:200
 Tav. **7.29**
 Pianta Sottotetto | B



1D) Infiltrazioni d'acqua tra gli arcatecci: dissecchi e monaco sulla parete che gravano sul cornicione



2D) Interventi esistenti di consolidamento dell'appoggio della capriata



3D) Interventi esistenti di consolidamento dell'appoggio della capriata



4D) Interventi esistenti di consolidamento dell'appoggio della capriata



5D) Marescenza promossa da infiltrazioni d'acqua, assottimenti della catena



6D) Marescenza promossa da infiltrazioni d'acqua



7D) Monaco della capriata che poggia sulla catena

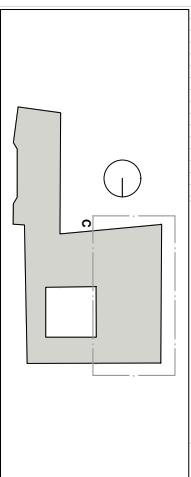


8D) Monaco della capriata che poggia sulla catena



LEGENDA

△^{1D} Cono visivo degradi



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valorizzazione del rischio sismico
RILIEVO CRITICO DEL DANNO Scala 1:200
 Tav. **7.30**
 Pianta Sottotetto | C

9D) Fessurazioni importanti nella catena













10D) Interventi di consolidamento dell'appoggio della capriata

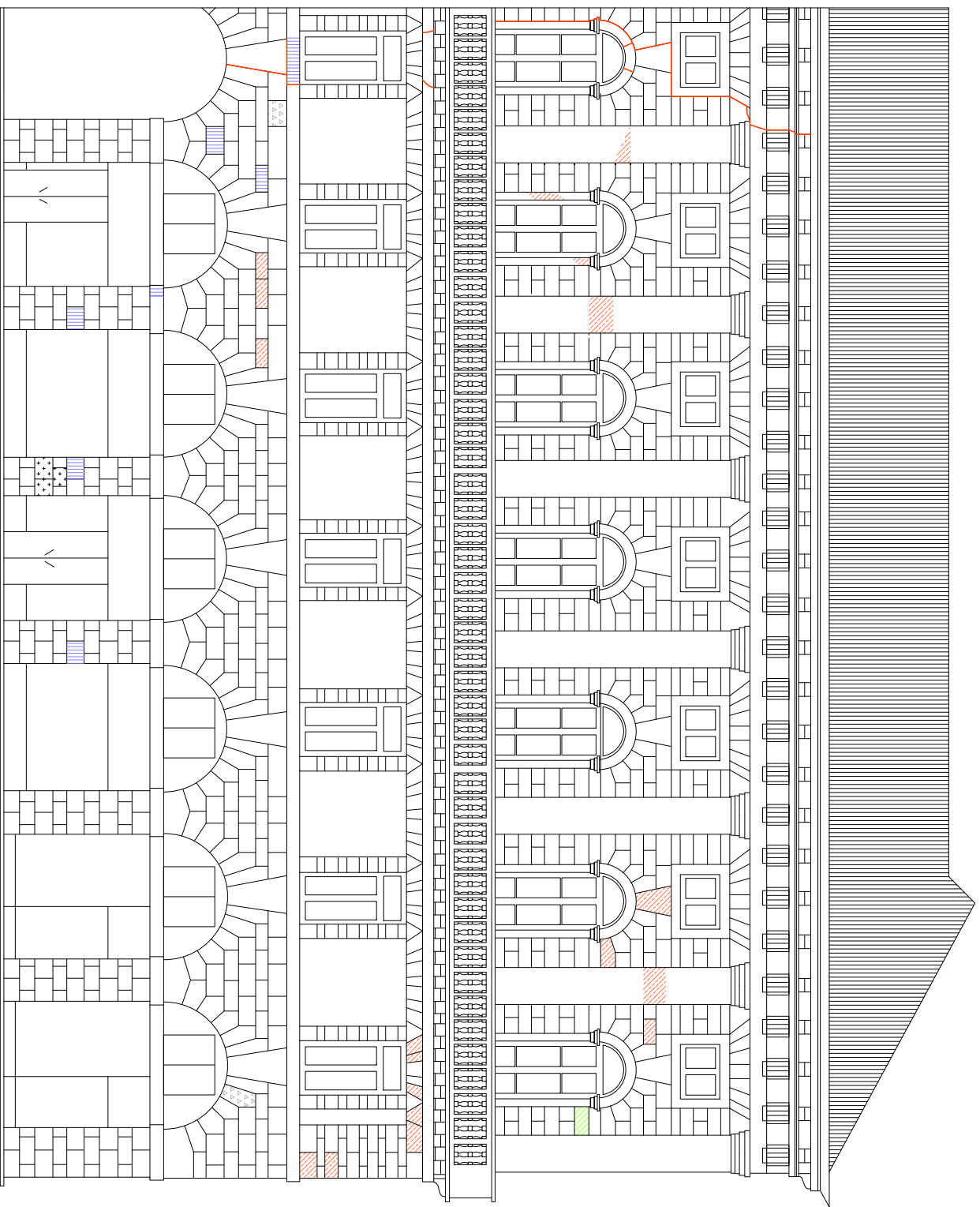













LEGENDA

-  degrado differenziale
-  deposito superficiale (materiale organico)
-  erosione
-  fessurazione
-  graffi
-  macchia
-  mancanza
-  patina
-  patina biologica
-  pitting

Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Mooni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO CRITICO DEL DANNO Scala 1:100
 Tav. **7.31**
 Prospetto Ovest

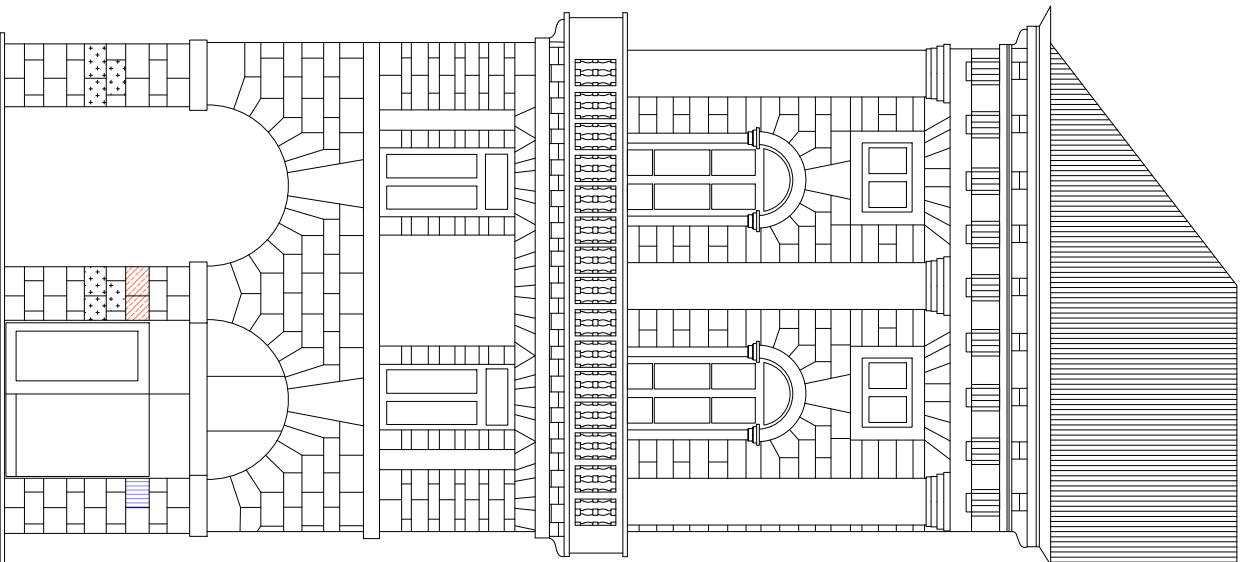
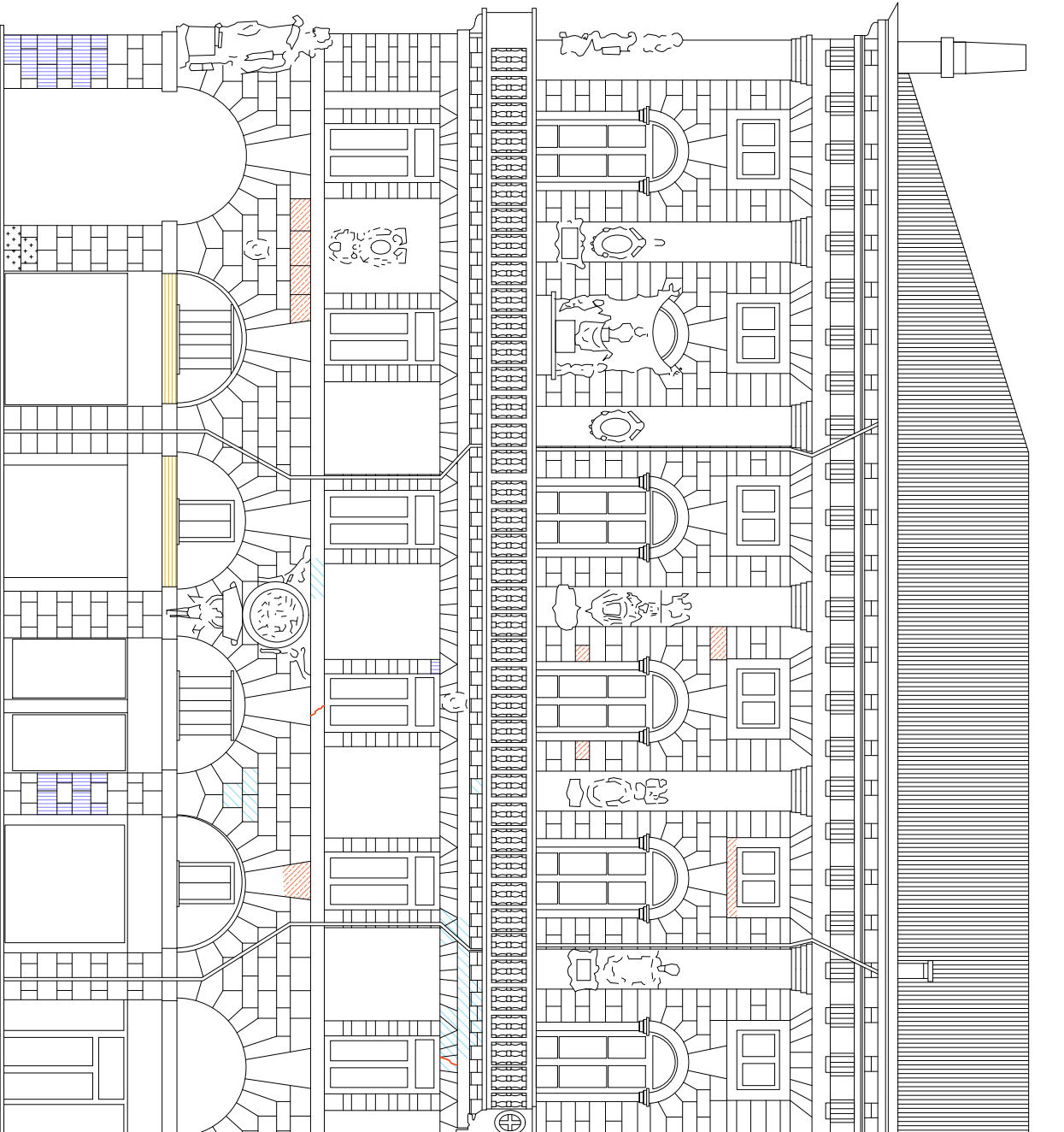


LEGENDA











-  degrado differenziale
-  deposito superficiale (materiale organico)
-  erosione
-  fessurazione
-  graffiti
-  macchia
-  mancanza
-  patina biologica
-  pitting

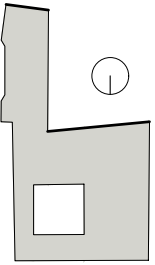
Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO CRITICO DEL DANNO Scala 1:1.00
 Prospetto Ovest

7.32
Tav.

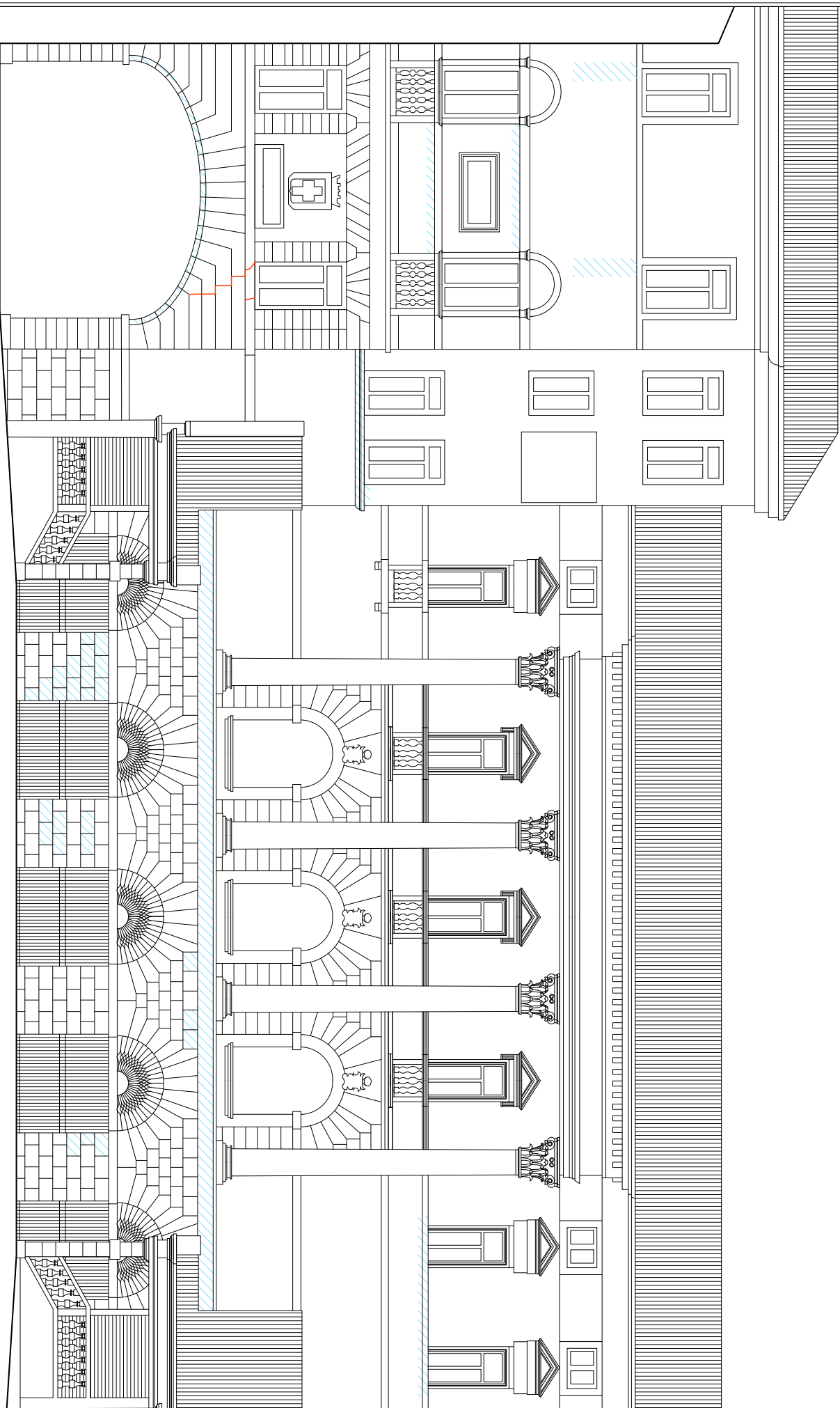


LEGENDA










-  degrado differenziale
-  deposito superficiale (materiale organico)
-  erosione
-  fessurazione
-  graffiti
-  macchia
-  mancanza
-  patina
-  patina biologica
-  pitting



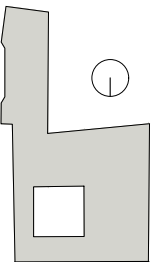
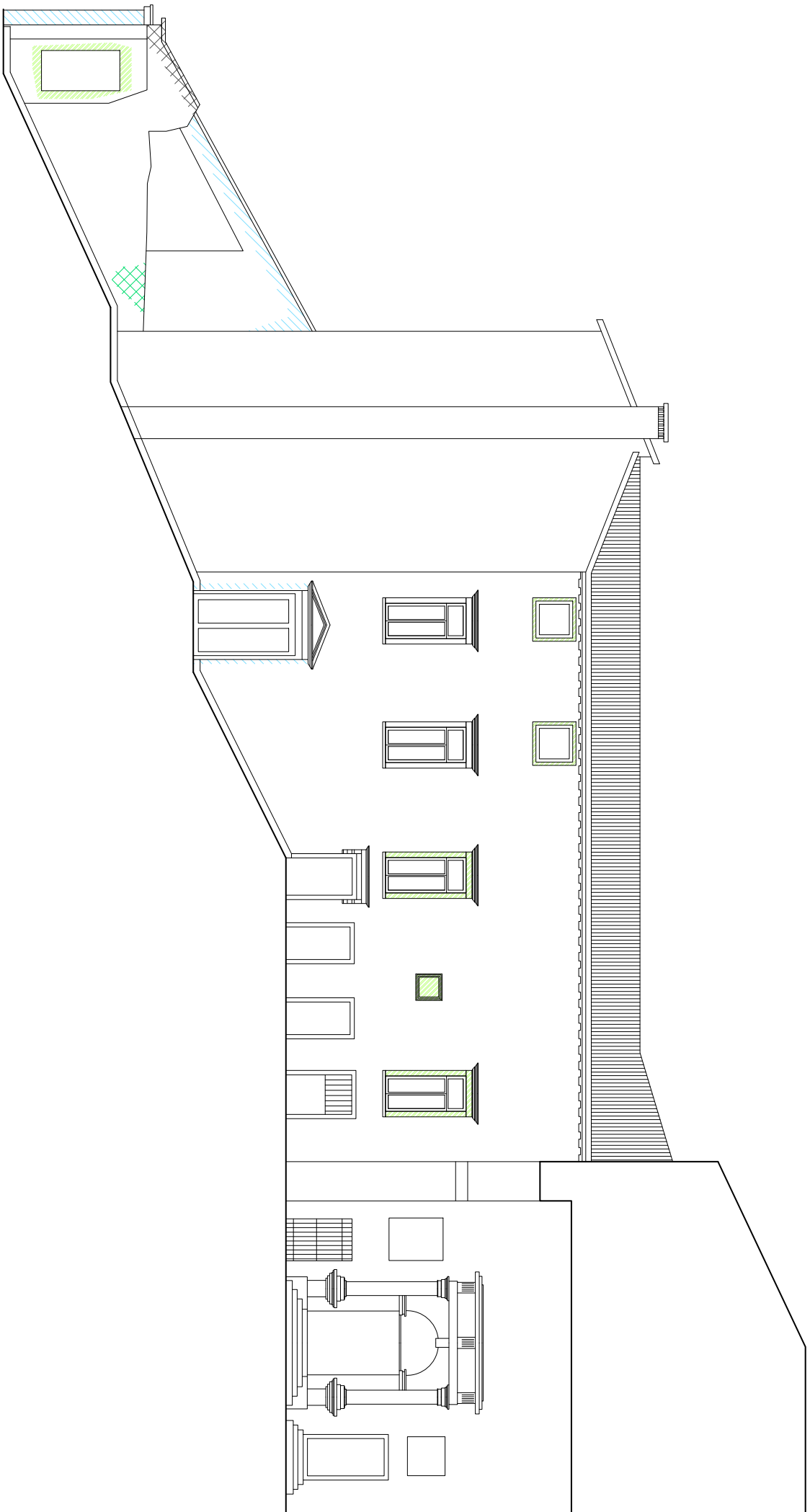
Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Mooni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO CRITICO DEL DANNO Scala 1:1.00
 Prospetti Sud Tav.
7.33













LEGENDA

-  degrado differenziale
-  deposito superficiale (materiale organico)
-  erosione
-  fessurazione
-  graffiti
-  macchia
-  mancanza
-  pitting
-  patina biologica

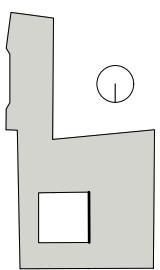
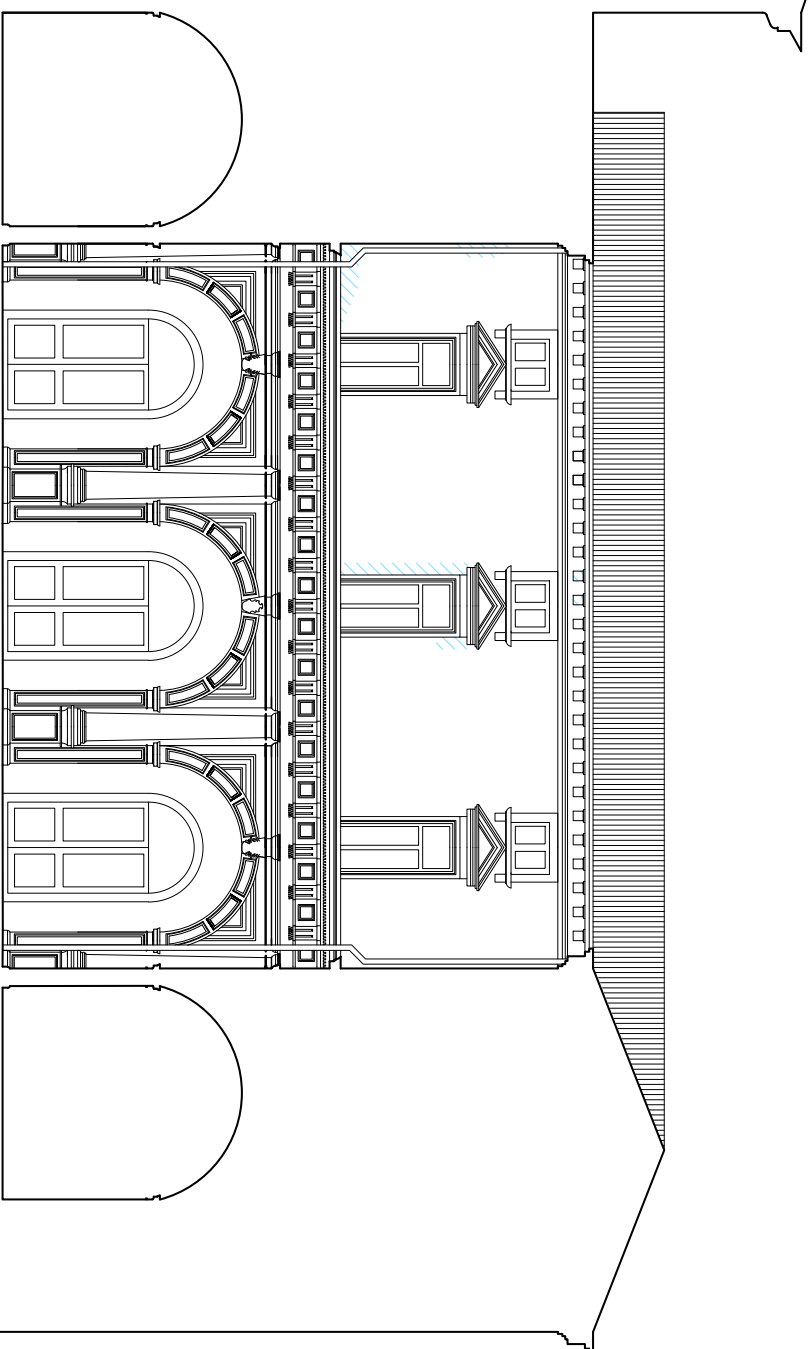
Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Mooni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO CRITICO DEL DANNO Scala 1:100
 Tav. **7.34**
 Prospetto Est













LEGENDA

-  degrado differenziale
-  deposito superficiale (materiale organico)
-  erosione
-  fessurazione
-  graffiti
-  macchia
-  mancanza
-  patina
-  patina biologica
-  pitting

Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Mooni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO CRITICO DEL DANNO Scala 1:100
 Prospetto Nord Tav. **7.35**

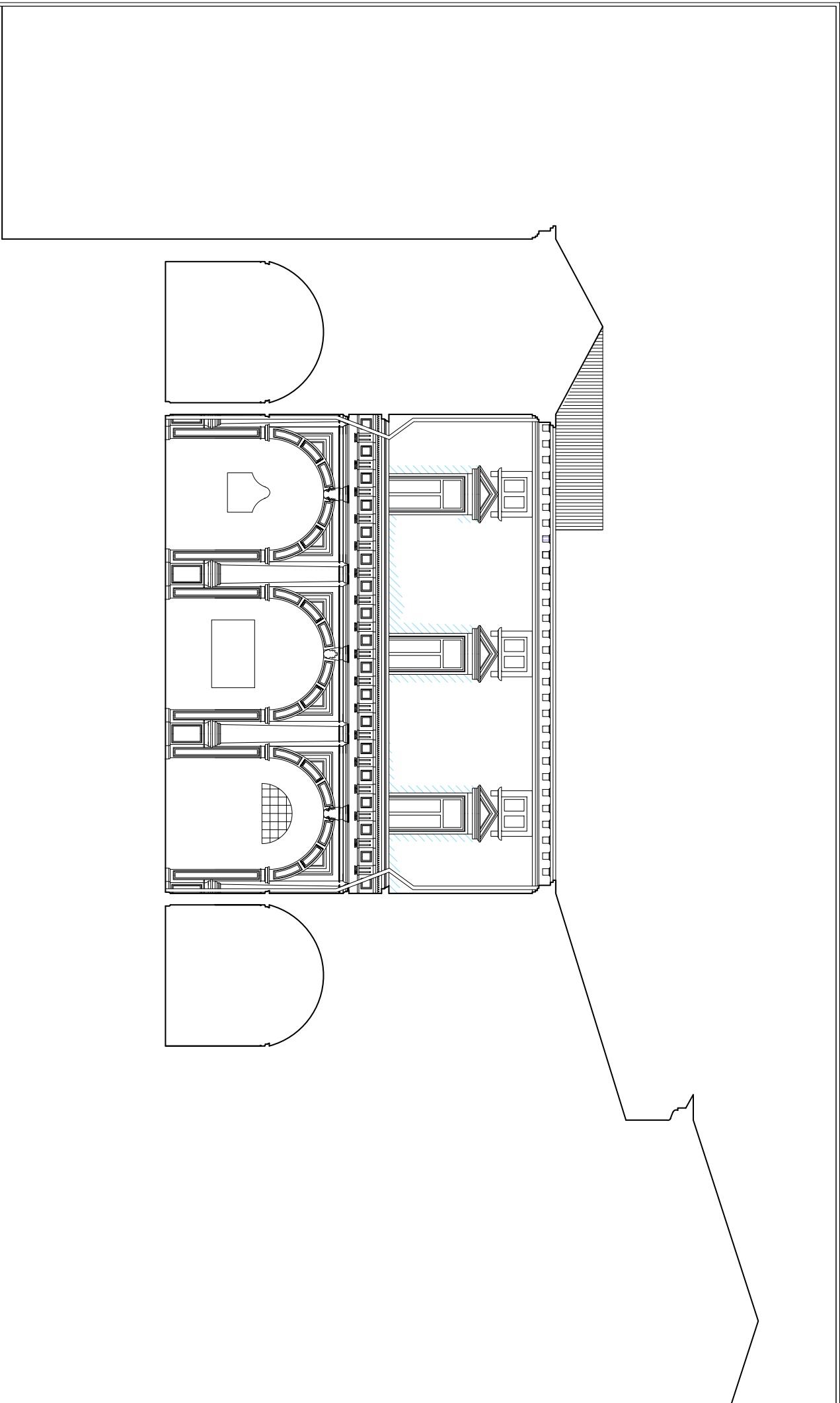


LEGENDA











-  degrado differenziale
-  deposito superficiale (materiale organico)
-  erosione
-  fessurazione
-  graffi
-  macchia
-  mancanza
-  patina
-  patina biologica
-  pitting

Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Mooni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO CRITICO DEL DANNO Scala 1:1.00
 Prospetto Ovest Interno

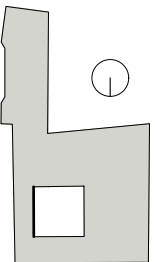
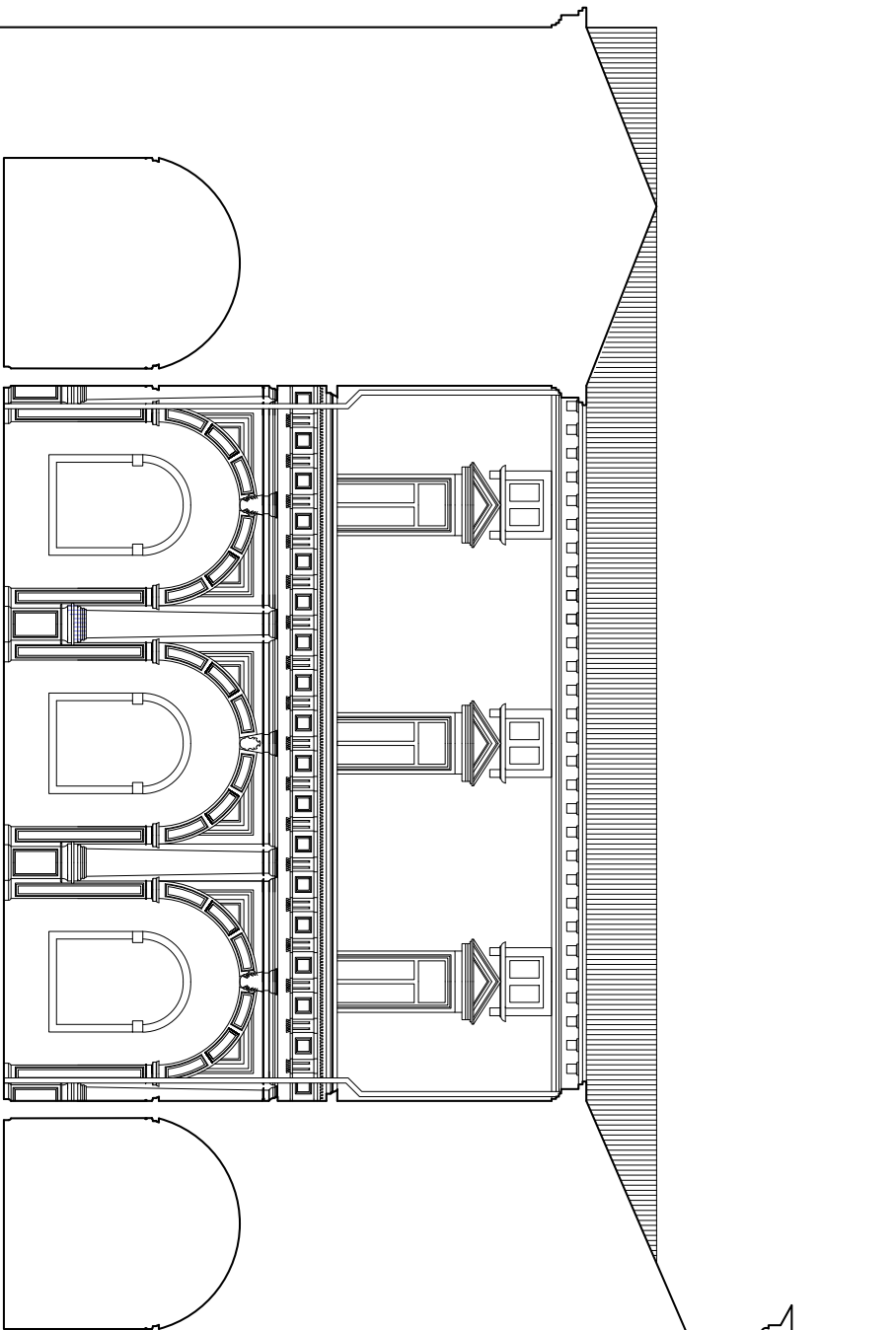
7.36
Tab.












LEGENDA

-  degrado differenziale
-  deposito superficiale (materiale organico)
-  erosione
-  fessurazione
-  graffiti
-  macchia
-  mancanza
-  patina
-  patina biologica
-  pitting

Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Mooni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO CRITICO DEL DANNO Scala 1:100
 Tav. **7.37**
 Prospetto Sud Interno

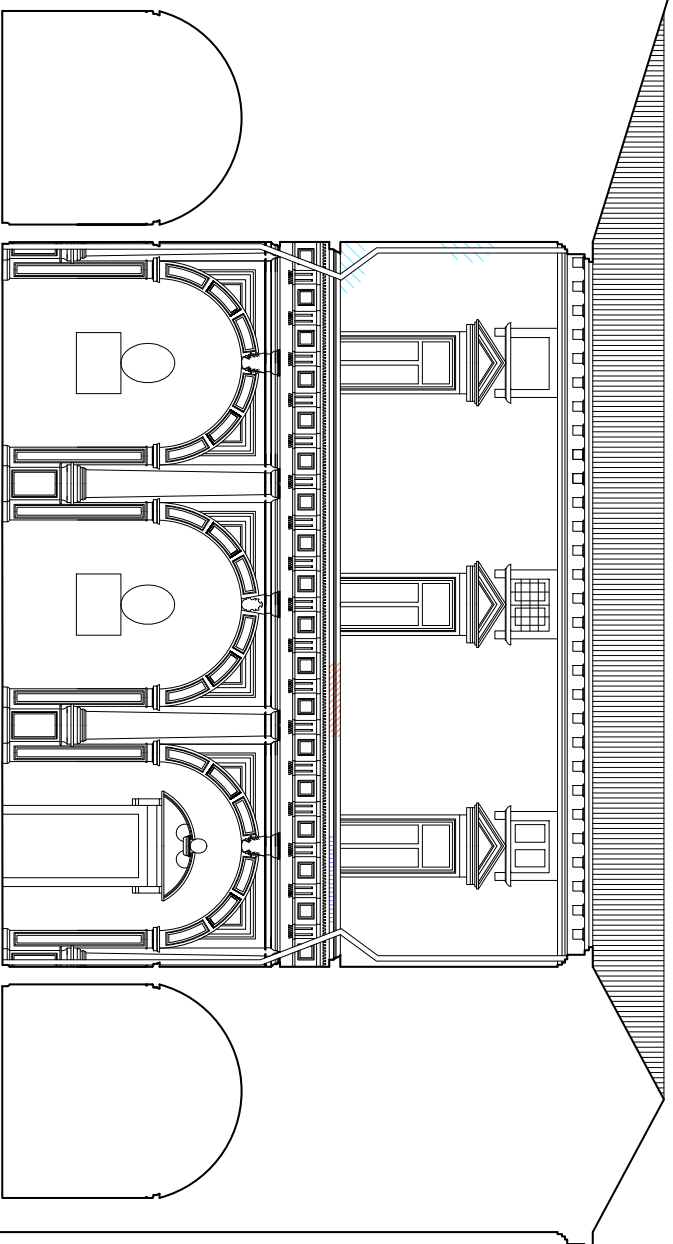


LEGENDA










-  degrado differenziale
-  deposito superficiale (materiale organico)
-  erosione
-  fessurazione
-  graffiti
-  macchia
-  mancanza
-  patina biologica
-  pitting

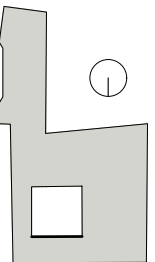
Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO CRITICO DEL DANNO Scala 1:1.00
 Prospetto Est Interno

7.38
Tav.



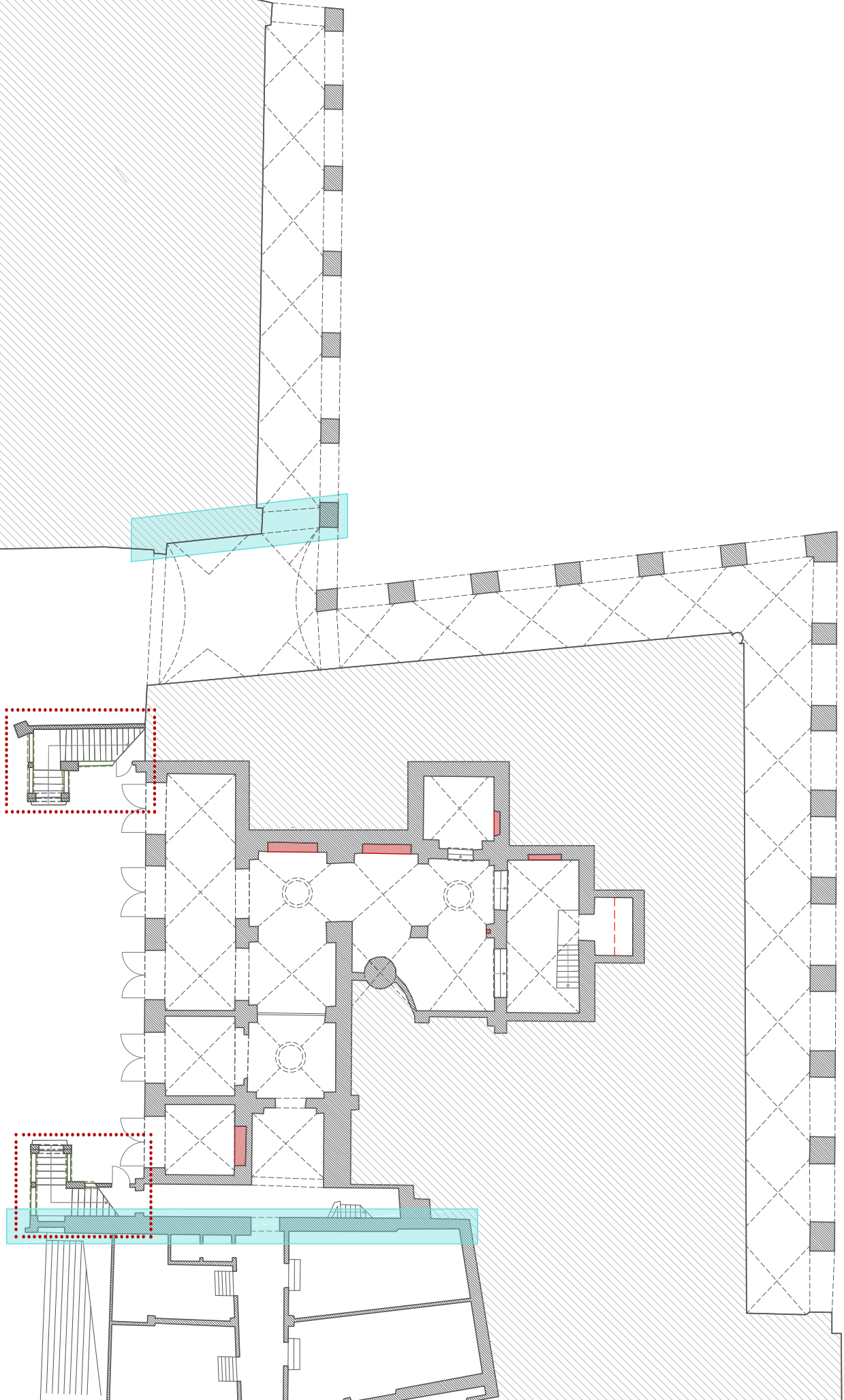
LEGENDA

-  degrado differenziale
-  deposito superficiale (materiale organico)
-  erosione
-  fessurazione
-  graffi
-  macchia
-  mancanza
-  patina biologica
-  pitting



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
RILIEVO CRITICO DEL DANNO Scala 1:1.00
 Prospetto Nord Interno

7.39
Tav.



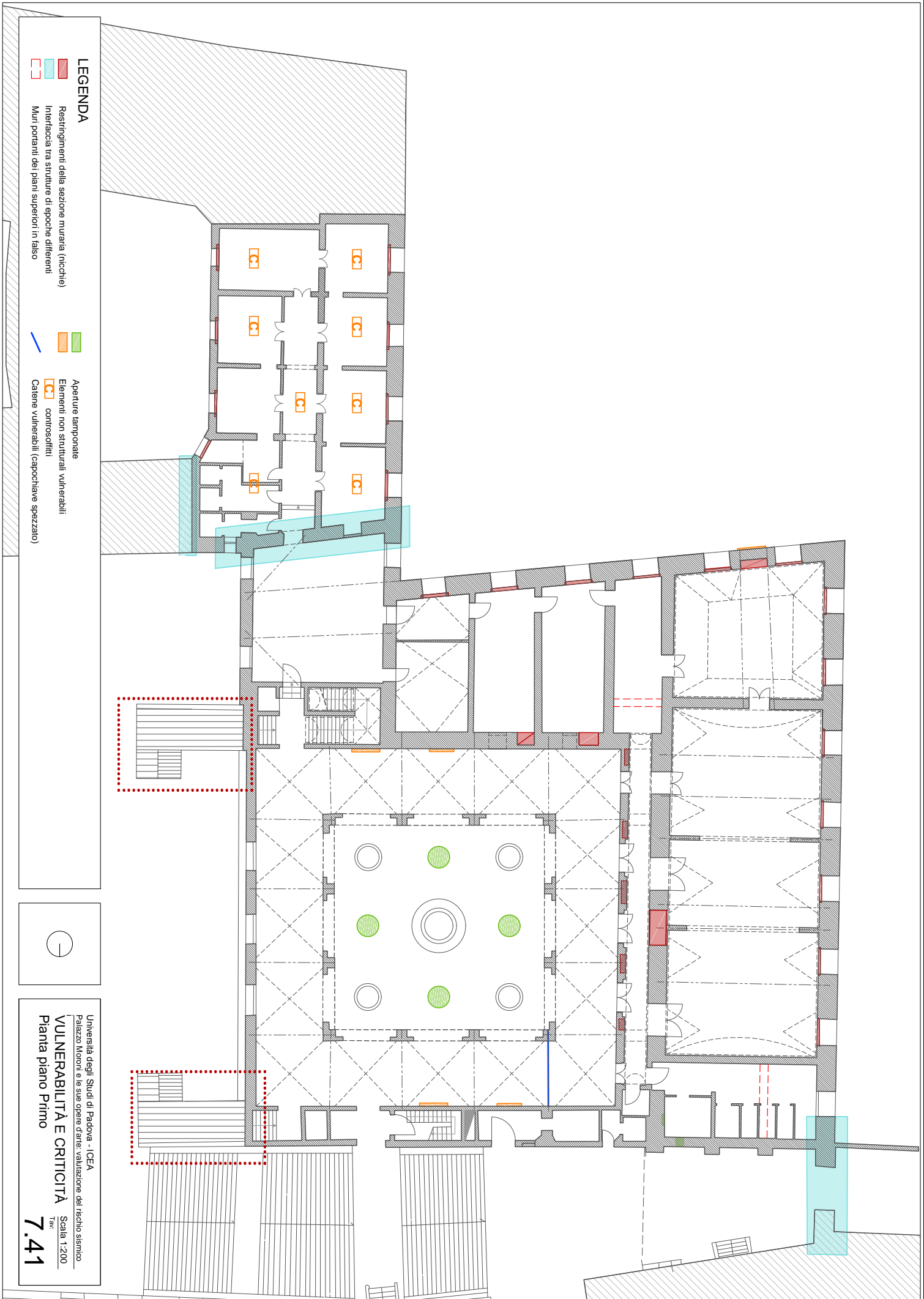
LEGENDA

- Restringimenti della sezione muraria (nicchie)
- Interfaccia tra strutture di epoche differenti
- Muri portanti dei piani superiori in falso

- Irregolarità planivolumetriche



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Mooni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
VULNERABILITÀ E CRITICITÀ
 Pianta piano Terra
 Scala 1:200
7.40



LEGENDA

- Restringimenti della sezione muraria (nicchie)
- Interfaccia tra strutture di epoche differenti
- Muri portanti dei piani superiori in falso
- Aperture tamponate
- Elementi non strutturali vulnerabili
- Elementi non strutturali vulnerabili controsoffiti
- Catene vulnerabili (capocheave spezzato)



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Mooni e le sue opere d'arte: valorizzazione del rischio sismico
VULNERABILITÀ E CRITICITÀ
 Pianta piano Primo
 Scala 1:200
7.41
TAV

LEGENDA

Restringimenti della sezione muraria (nicchie)
Interfaccia tra strutture di epoche differenti
Muri portanti dei piani superiori in falso

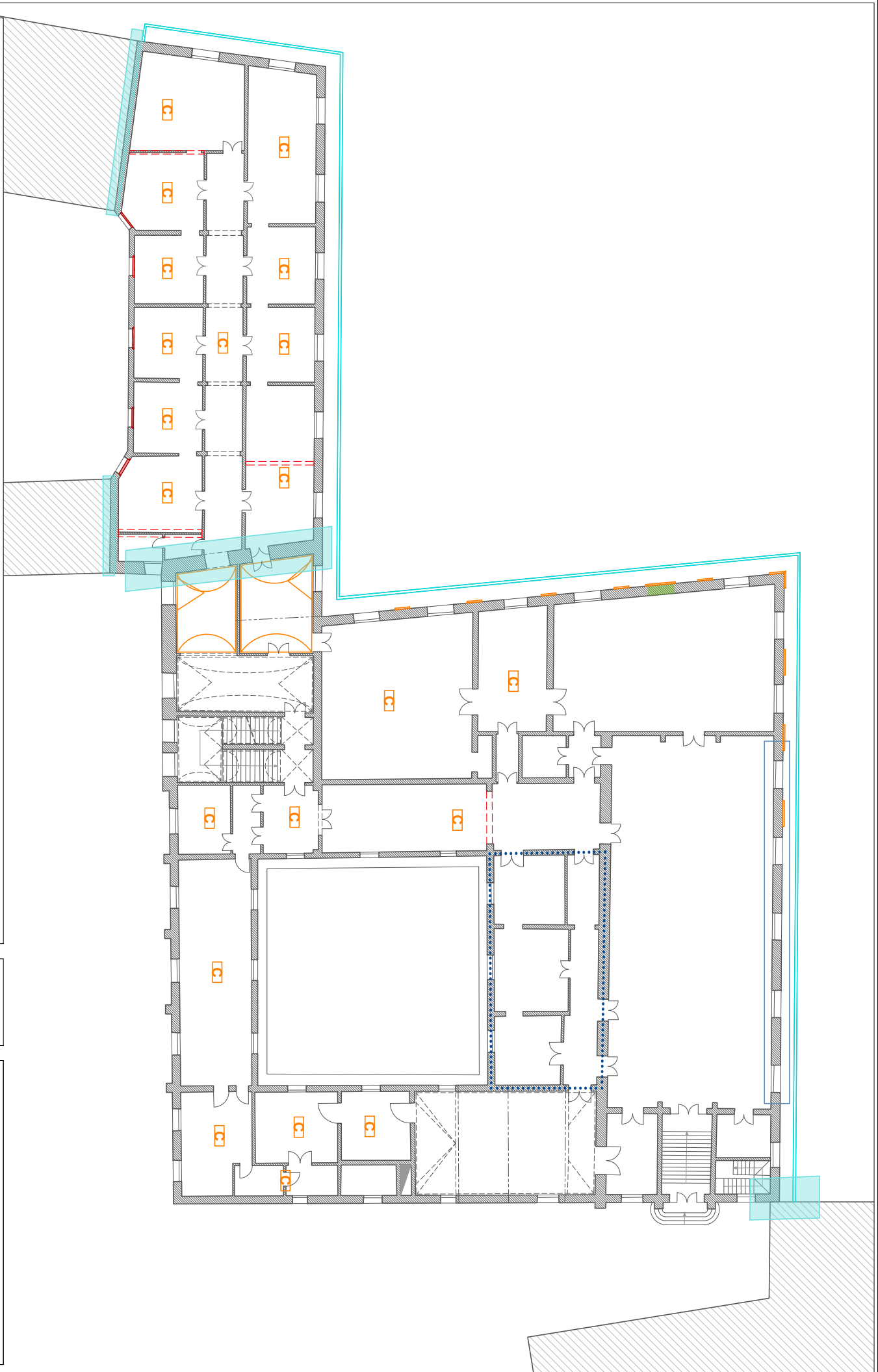
Aperture tamponate
Elementi non strutturali vulnerabili
Elementi non strutturali controsoffitti
volte non strutturali

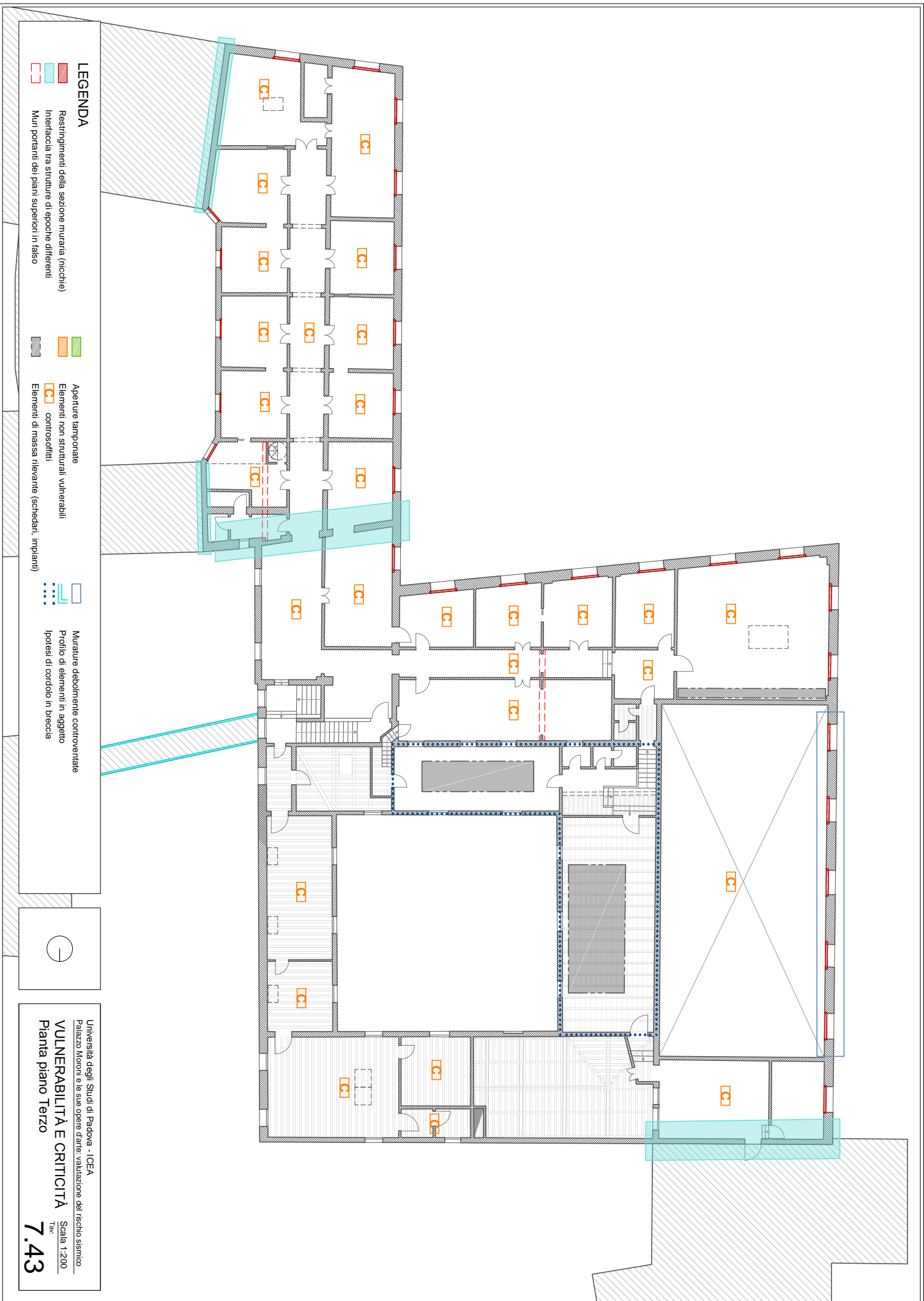
Murature debolmente controventate
Profilo di elementi in aggetto
Ipotesi di cordolo in breccia



Università degli Studi di Padova - ICEA
Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valorizzazione del rischio sismico
VULNERABILITÀ E CRITICITÀ
Pianta piano Secondo

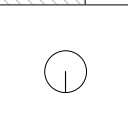
Scala 1:200
Tab. **7.42**



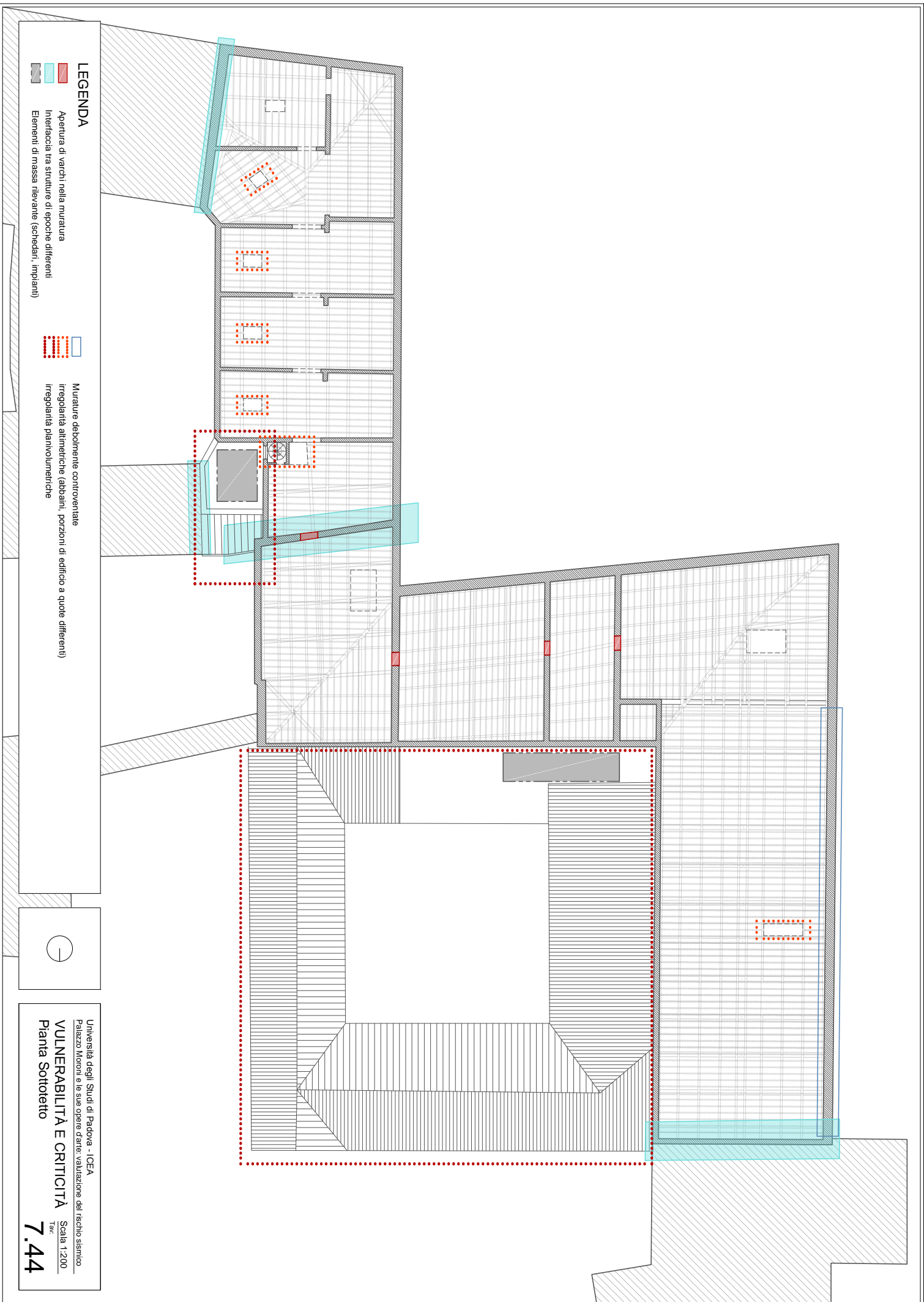


LEGENDA

- Restringimenti della sezione muraria (nicchie)
- Interfaccia tra strutture di epoche differenti
- Muri portanti dei piani superiori in falso
- Aperture tamponate
- Elementi non strutturali vulnerabili
- Elementi non strutturali vulnerabili
- Elementi di massa rilevante (schedari, impianti)
- Muraure debolmente controventate
- Profilo di elementi in aggetto
- Ipotesi di cordolo in breccia

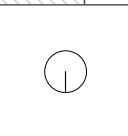


Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
VULNERABILITÀ E CRITICITÀ
 Pianta piano Terzo
 Scala 1:200
 Tav. **7.43**

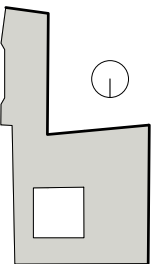
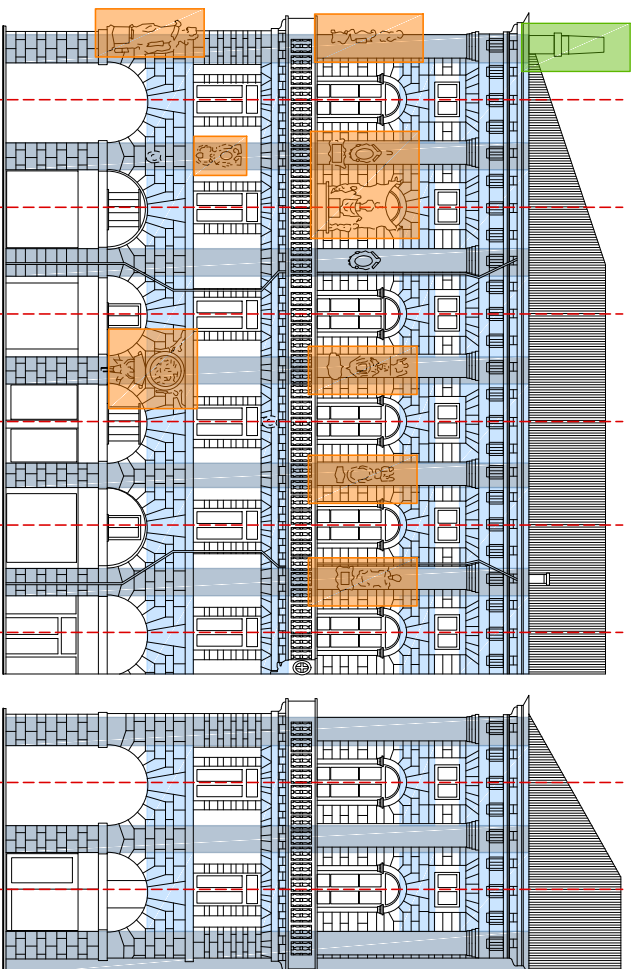
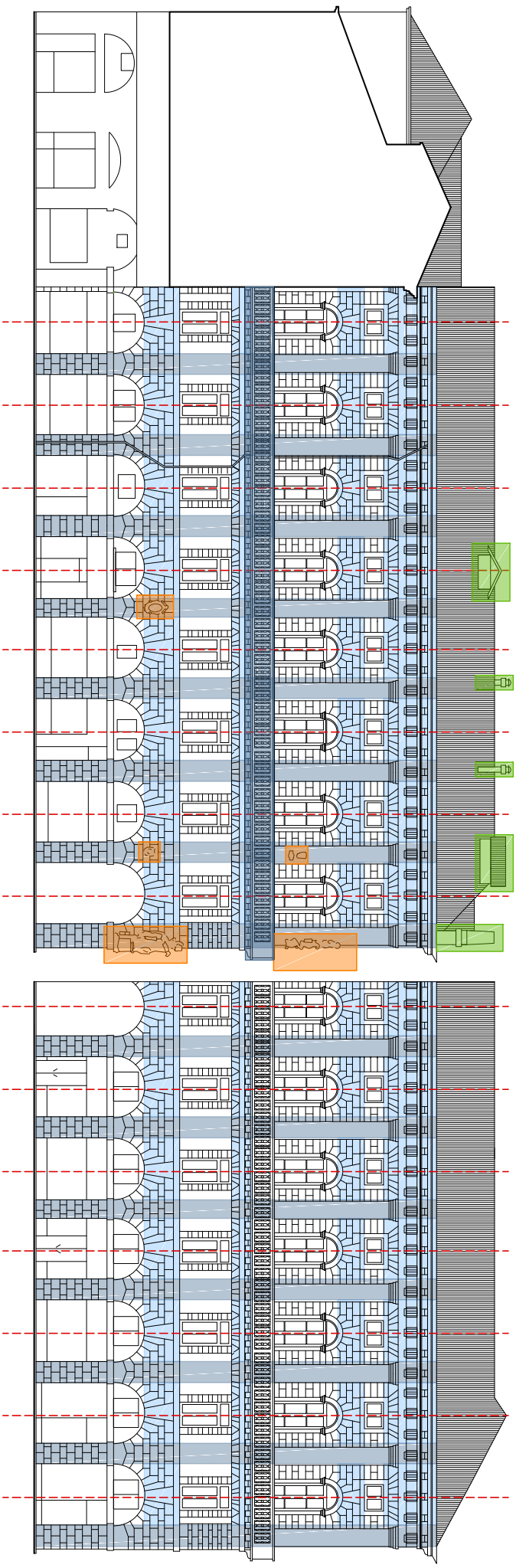


LEGENDA

- Apertura di varchi nella muratura
- Interfaccia tra strutture di epoche differenti
- Elementi di massa rilevante (schiodari, impianti)
- Muraure debolmente controventate
- Irregolarità allineatiche (abbaini, porzioni di edificio a quote differenti)
- Irregolarità planivolumetriche



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Mooni e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
VULNERABILITÀ E CRITICITÀ
 Pianta Sottotetto
 Scala 1:200
 Tav. **7.44**



LEGENDA

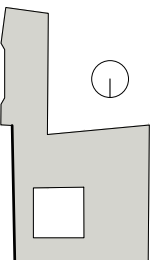
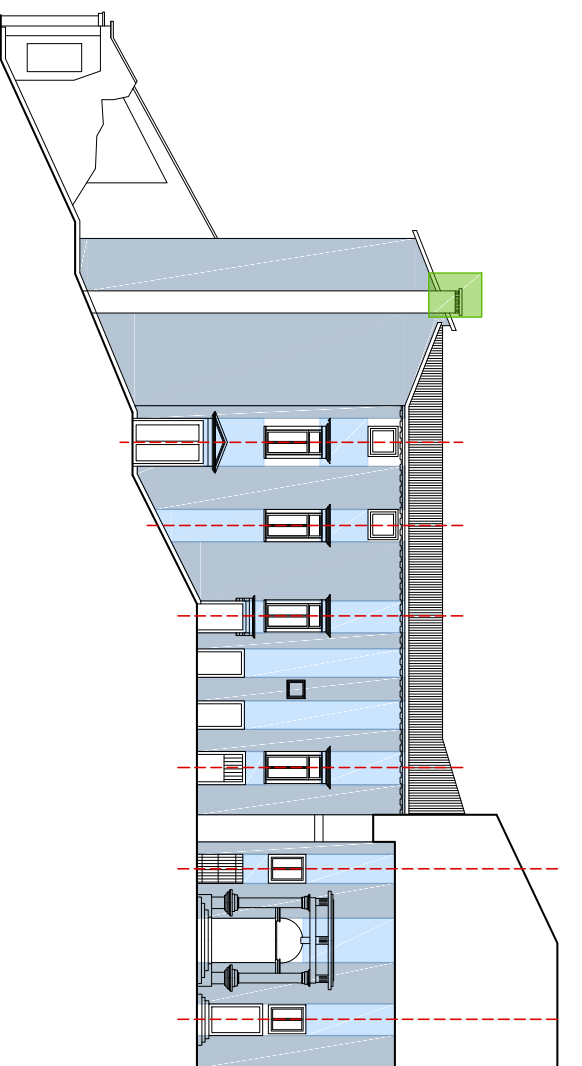
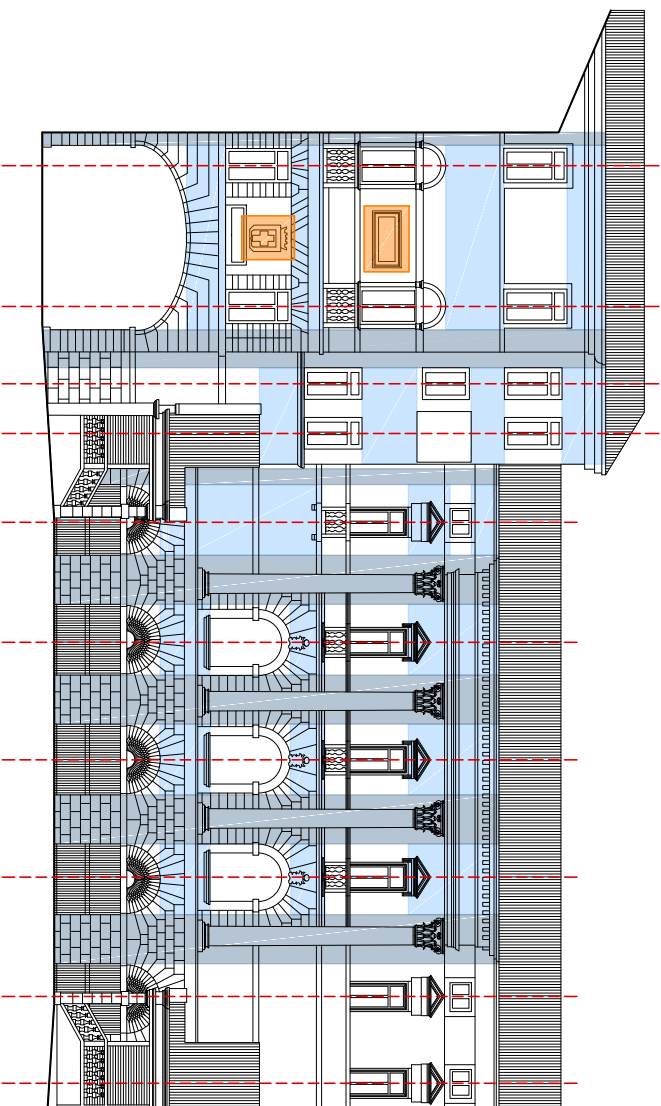
Fasce di piano

Maschi murari

Elementi vulnerabili aggettanti

Inregolarità altimetriche e svantamenti

Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Mooni e le sue opere d'arte: valorizzazione del rischio sismico
VULNERABILITÀ E CRITICITÀ
 Maschi murari e fasce di piano
 Prospetti Ovest e Sud
 Tav. **7.45**
 Scala 1:200



LEGENDA

- Fasce di piano
- Maschi murari
- Elementi vulnerabili aggettanti

Irregolarità altimetriche e svettamenti

Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Morioli e le sue opere d'arte: valutazione del rischio sismico
VULNERABILITÀ E CRITICITÀ
 Maschi murari e fasce di piano
 Prospetti Est e Nord
 Tav. **7.46**
 Scala 1:200

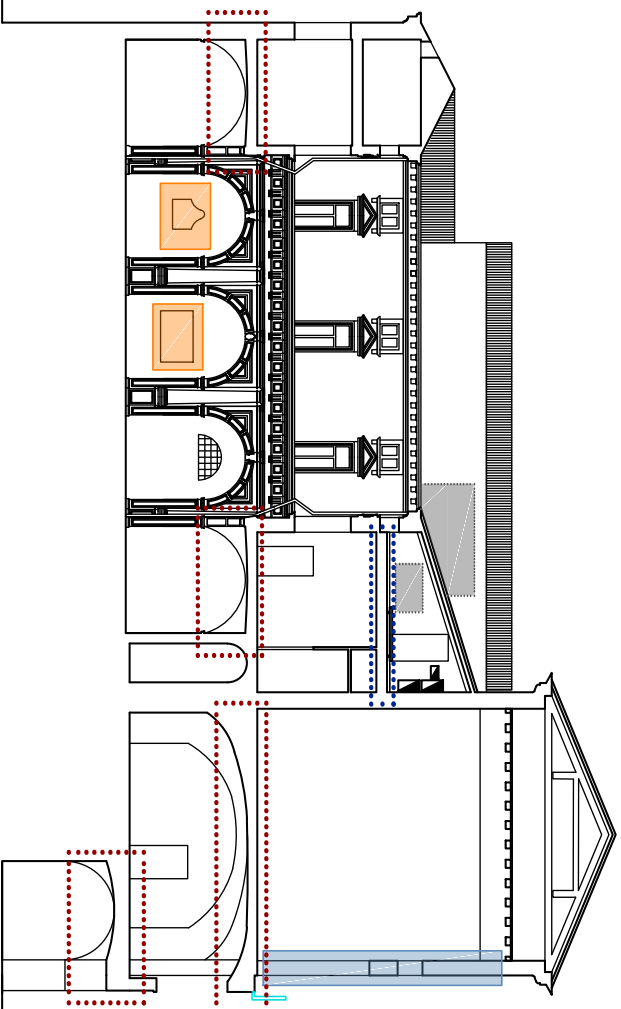
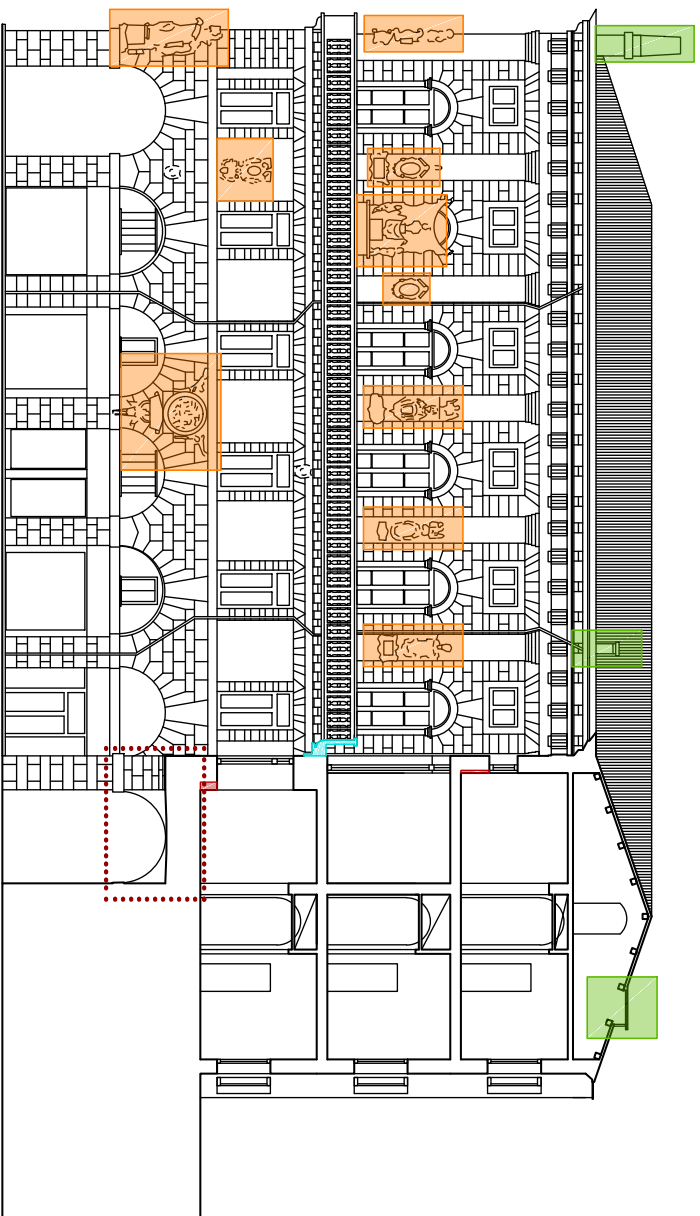


LEGENDA

- Fasce di piano
- Maschi murari
- Elementi vulnerabili aggettanti

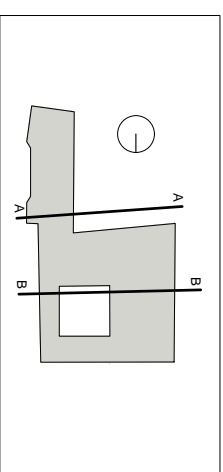
Irregolarità altimetriche e sventamenti

Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Mooni e le sue opere d'arte: valorizzazione del rischio sismico
VULNERABILITÀ E CRITICITÀ
 Maschi murari e fasce di piano
 Prospetti Interni
 Tav. 7.47
 Scala 1:200

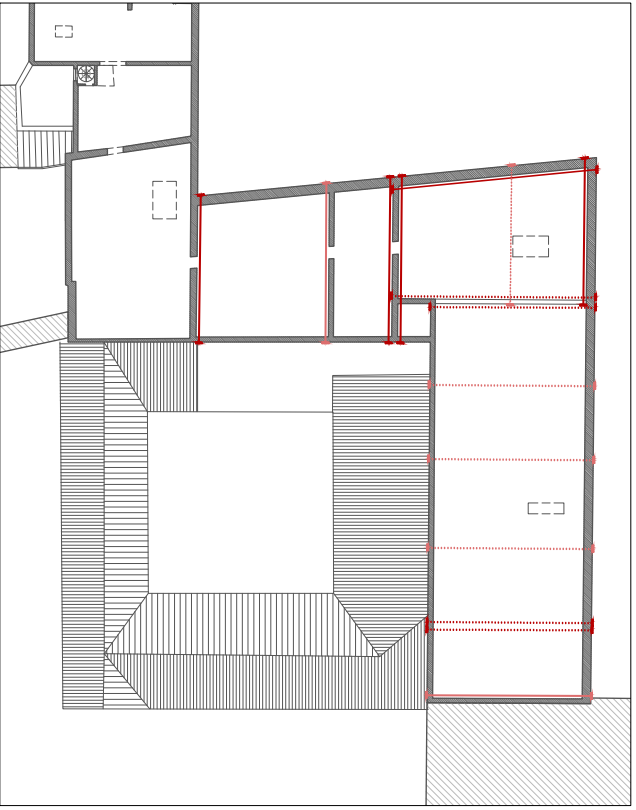
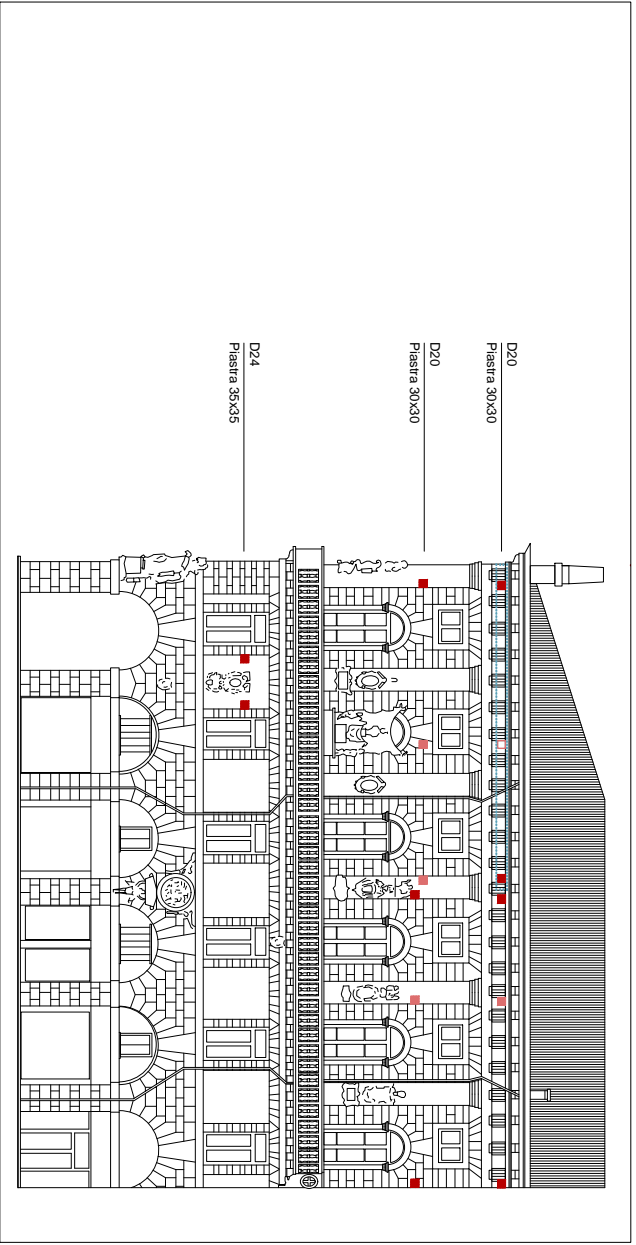
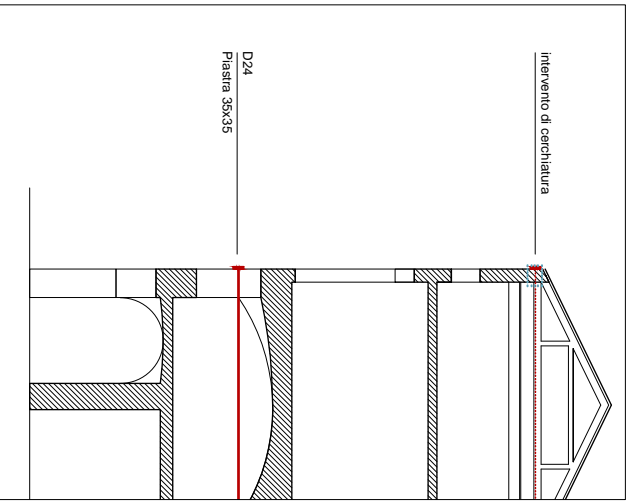
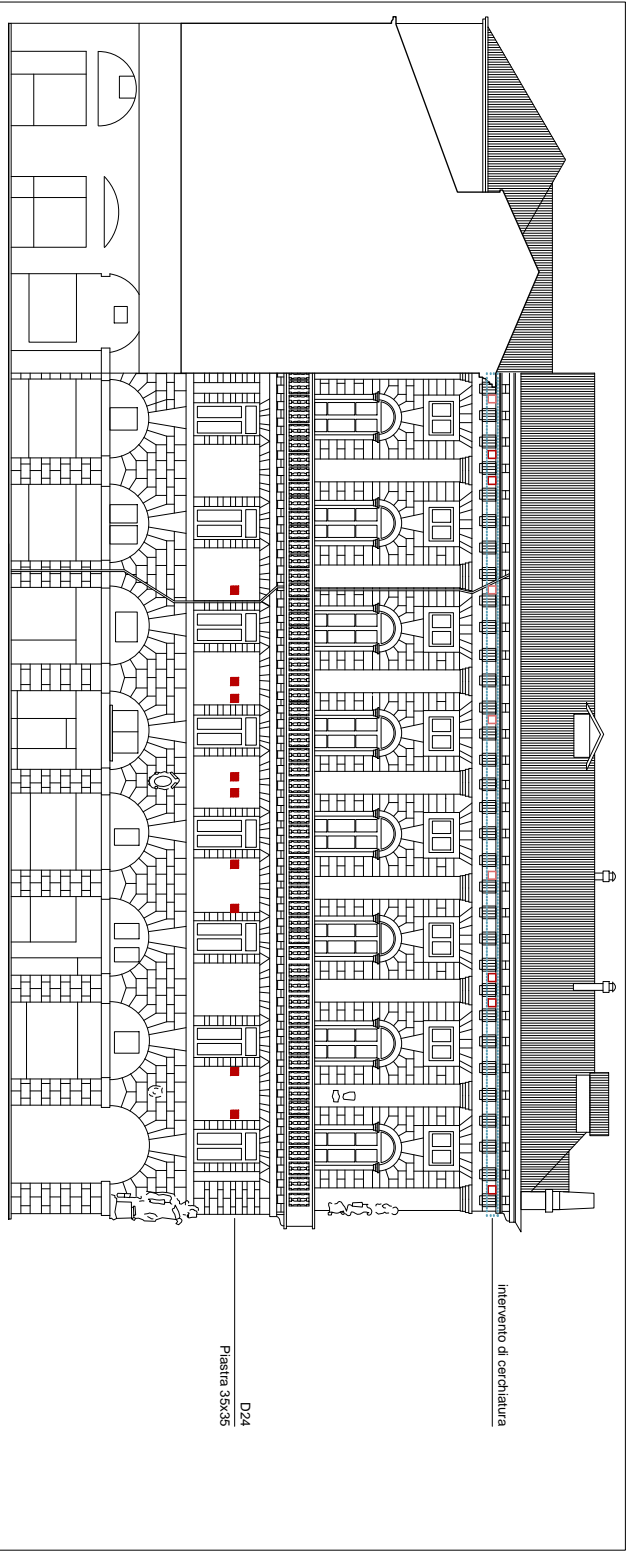


LEGENDA

- Elementi non strutturali vulnerabili
- Irregolarità almetriche e svettamenti
- Restringimenti della sezione muraria
- Elementi aggettanti
- Muratura debole/controvantata
- Elementi di massa rilevante
- solaio in cis
- Orizzontamenti spingenti



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Valutazione di vulnerabilità sismica di Palazzo Moroni e Ala Moschini
VULNERABILITÀ E CRITICITÀ
 Sezioni
 Scala 1:200
 Tav. **7.48**



POSIZIONAMENTO DEI TIRANTI

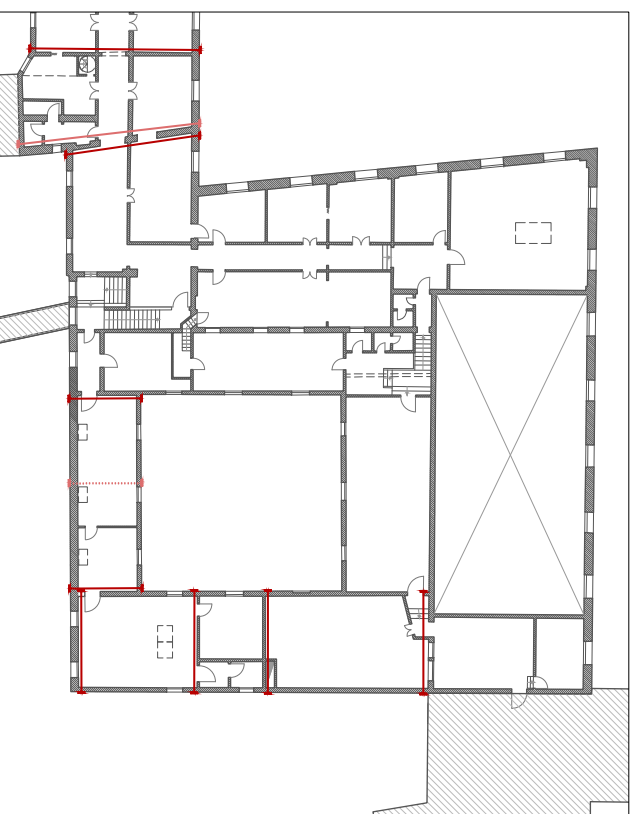
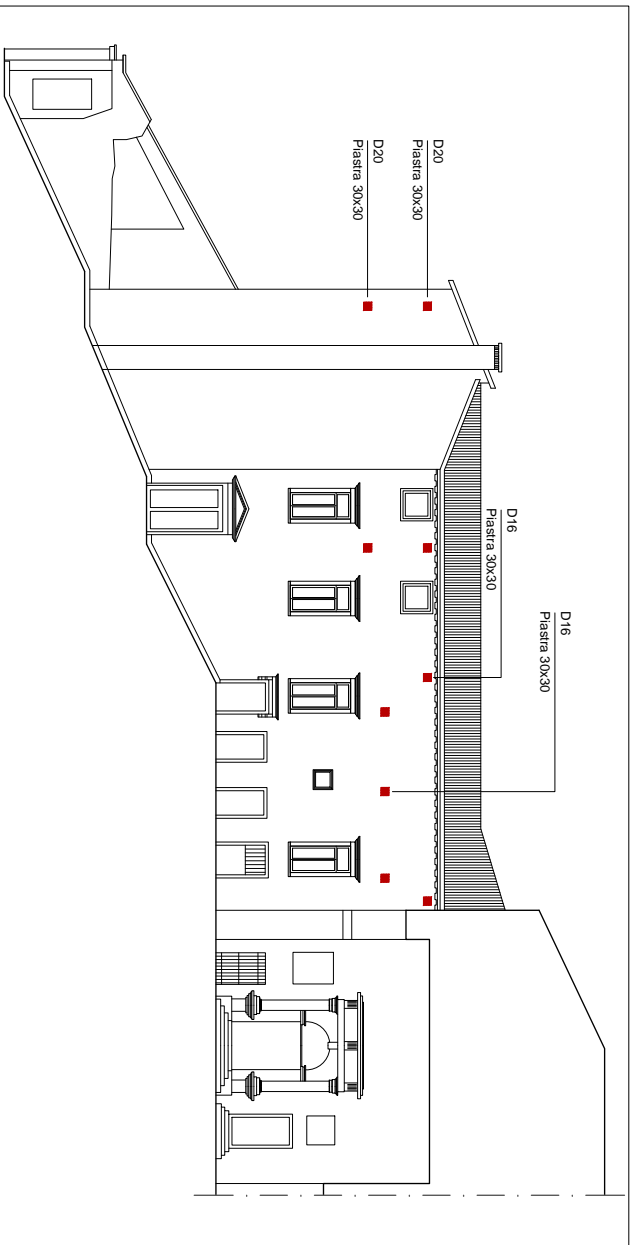
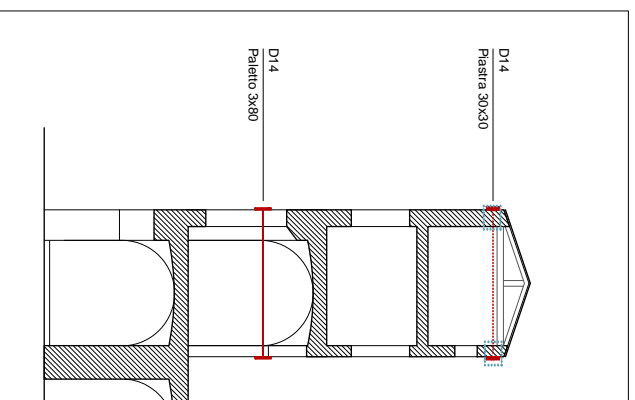
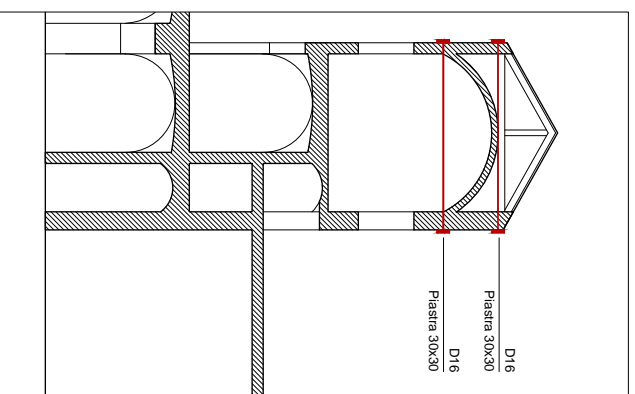
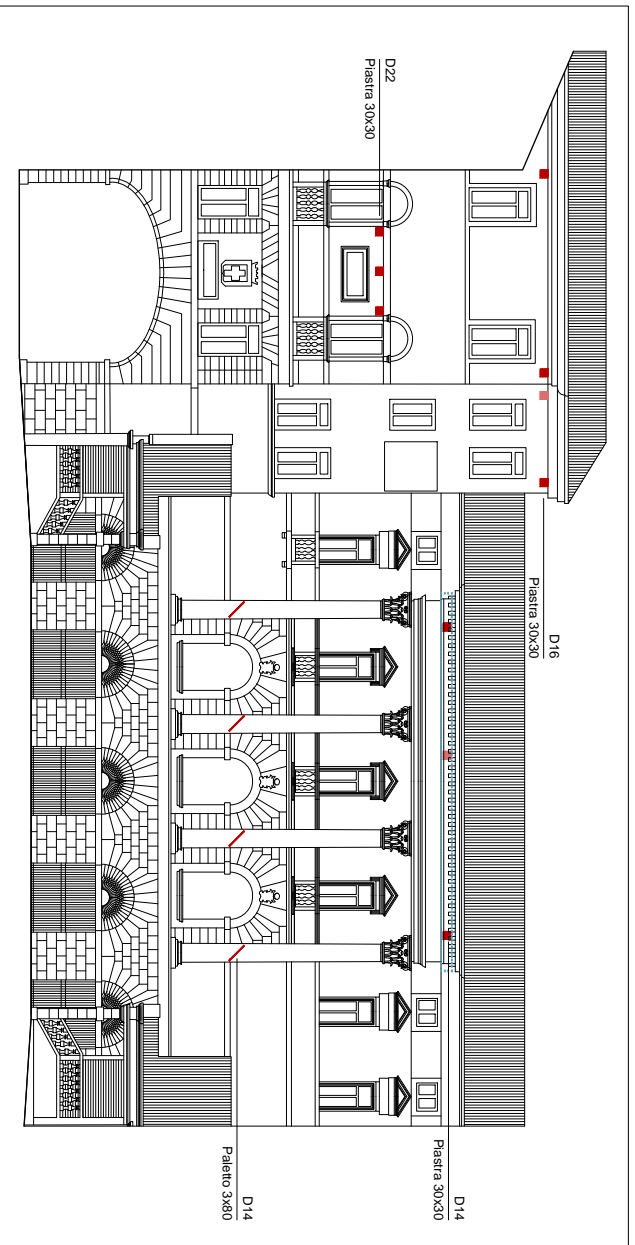
- Tiranti necessari in LC1
- Tiranti necessari in LC1 e in LC2

- Intervento di cerchiatura per assenza di pareti di spina

Diametro tirante (mm)
Dimensioni piastra o palette (cm)



Università degli Studi di Padova - ICEA
Palazzo Moriotti e le sue opere d'arte: valorizzazione del rischio sismico
**INTERVENTI PER LA RIDUZIONE
DELLA VULNERABILITÀ**
Fuori Scala
Tab. **10.01**



POSIZIONAMENTO DEI TIRANTI

- Tiranti necessari in LC1
- Tiranti necessari in LC1 e in LC2

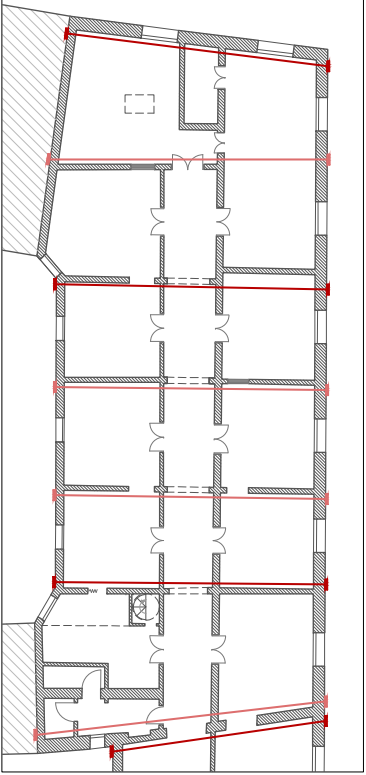
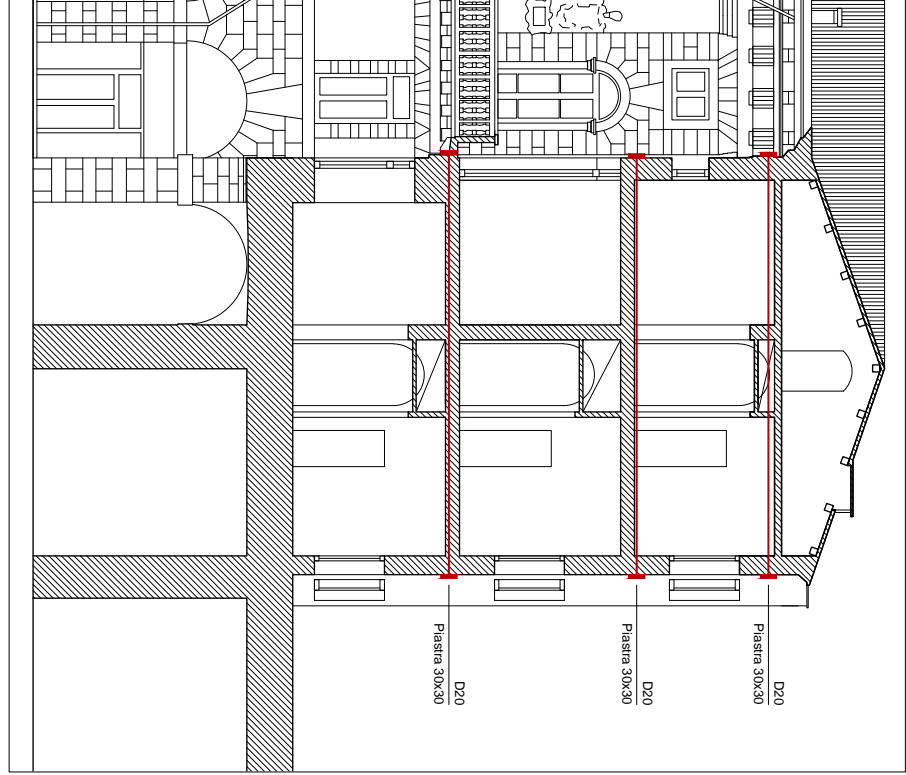
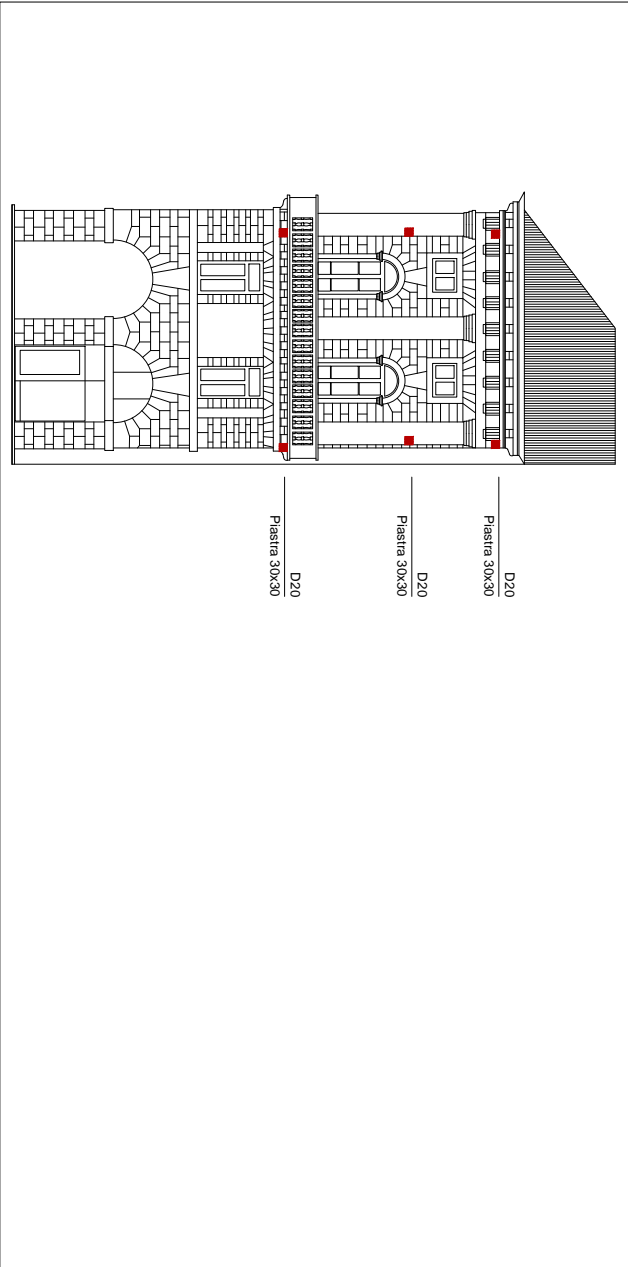
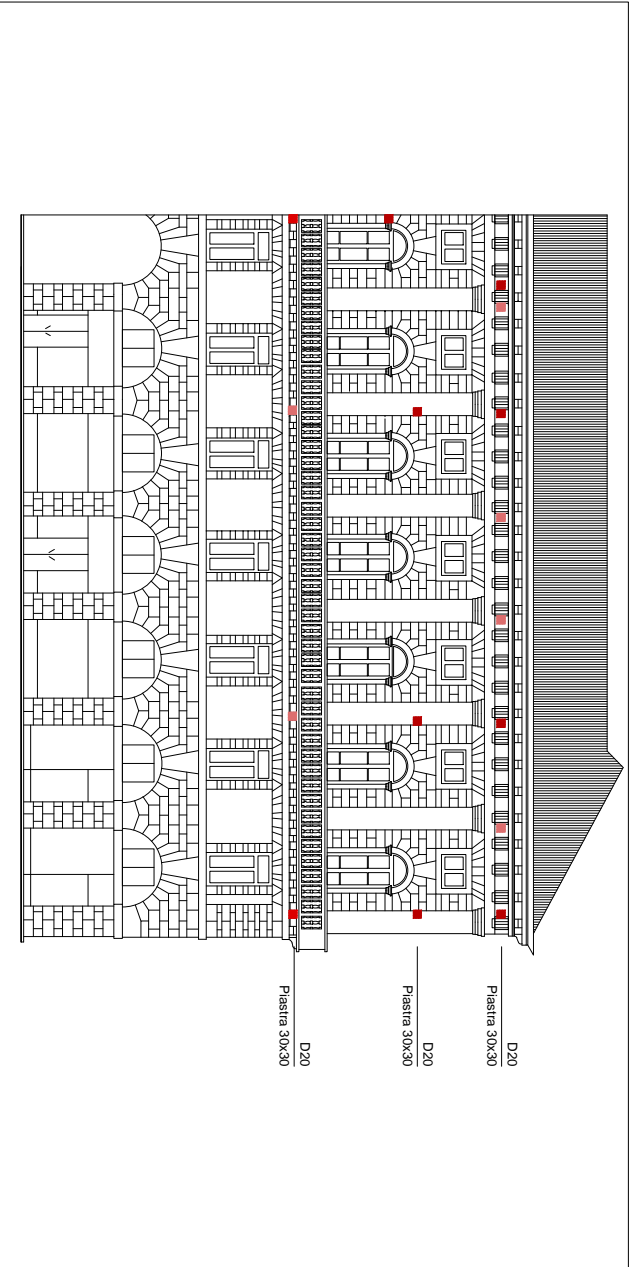
□ Intervento di carichiatura per assenza di pareti di spina

Diametro tirante (mm)

Dimensioni plastra o paleto (cm)



Università degli Studi di Padova - ICEA
 Palazzo Moroni e le sue opere d'arte: valorizzazione del rischio sismico
**INTERVENTI PER LA RIDUZIONE
 DELLA VULNERABILITÀ**
 Fuori Scala
 Tav. 10.02



POSIZIONAMENTO DEI TIRANTI

- Tiranti necessari in LC1
- Tiranti necessari in LC2

Diametro tirante (mm) _____
 Dimensioni piastra o palette (cm) _____

