POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale

in Ingegneria Civile - Specializzazione Strutture

Tesi di Laurea Magistrale

Analisi strutturale di palazzi monumentali: il Palazzo dei Principi di Carignano di Torino

Relatore

Prof. Rosario Ceravolo

(firma del relatore)

Corelatori

Ing. Davide Masera, Ph.D

(firma del corelatore)

Prof. Mario Alberto Chiorino

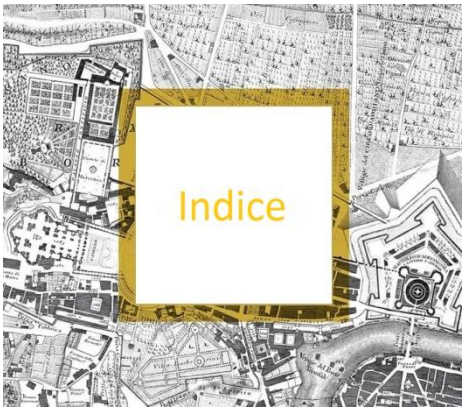
(firma del corelatore)

Candidato

Nicolas Barale s244228

(firma del candidato)

Aprile 2019



1. INTRODUZIONE 1

2. ANALISI STORICO CRITICA E COSTRUTTIVA DELLA STRUTTURA 3

2.1. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA 11

2.2. IL CORPO BAROCCO GUARINIANO SEICENTESCO 15

2.3. IL PALAZZO NEL SETTECENTO 24

2.4. IMMAGINE DI FACCIATA NELLE ICONOGRAFIE TRA SETTECENTO ED OTTOCENTO 27

2.5. IL PALAZZO E LE SUE PERTINENZE NELLA PRIMA META' DELL' OTTOCENTO 30

2.6. PARLAMENTO SUBALPINO 37

2.7. L' AULA PROVVISORIA 38

2.8. IL PARLAMENTO ITALIANO 42

2.9. LA NUOVA DESTINAZIONE D' USO 46

2.10. LE PREMESSE DEL DEGRADO (1890-1980) 55

2.11. GLI ANNI DELL'EMERGENZA (1980-1985) 60

2.12. L' ULTIMA GRANDE TRASFORMAZIONE 62

2.12.1. COPERTURA 63

2.12.2. SALONE SOTTERRANEO E CONSOLIDAMENTO DELLE FONDAZIONI 83

3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO 86

4. LIVELLO DI CONOSCENZA 87

4.1. GEOMETRIA 87

4.2. PROPRIETA' MECCANICHE 97

5. F.E.M. Software 100

6. MODEL DESIGN 102

7. ANALISI DEI CARICHI 126

7.1. ORIZZONTAMENTI A VOLTA 128

7.2. ORIZZONTAMENTI IN LEGNO 130

7.3. ORIZZONTAMENTI A PUTRELLE E VOLTINI 131

7.4. ORIZZONTAMENTI IN SEZIONE COMPOSTA ACCIAIO-CLS 131

7.5. TETTO (ORDITURA ALLA PIEMONTESE) 132
8. AZIONI 136
8.1. AZIONE VENTO 136
8.1.1. VENTO SOFFIANTE IN DIREZIONE ORTOGONALE AI MURI PERIMETRALI 137
8.1.2. VENTO IN DIREZIONE TANGENZIALE 140
8.2. AZIONE NEVE 140
8.3. AZIONE SISMICA 142
8.3.1. CARATTERISTICHE GENERALI DELLA COSTRUZIONE 142
8.3.2. SPETTRO DI RISPOSTA 147
9. CALCOLO DELLE RIGIDEZZE RAGIONATO-APPROCCIO PRELIMINARE 152
10. LV1 166
11. ANALISI DINAMICA MODALE 170
11.1. COMBINAZIONE DEGLI EFFETTI 173
12. VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI 174
12.1. ROTTURA PER PRESSOFLESSIONE DA CARICHI VERTICALI PREVALENTI 176
12.2. ROTTURA PER CARICHI ORIZZONTALI 192
12.3. VERIFICA A MARTELLAMENTO 197
13. CONCLUSIONI 200
14. BIBLIOGRAFIA 202
15. APPENDICE 1 204
15.1. LV1 CORPO '600+ CORPO '800 207
15.2. LV1 CORPO '600 211
16.1. LV1 CORPO '800 215
17. APPENDICE 2 219
18. APPENDICE 3 237
19. RINGRAZIAMENTI 239

1. INTRODUZIONE

Sin dalla più tenera età la Storia e la Critica dell'arte vengono presentate e trasmesse tramite le pagine scritte, rimanendo così intatte nel mondo delle parole e della memoria.

Prendendo in prestito la definizione data dal Dizionario italiano:

«*La storia (dal greco antico ἱστορία, historìa, "ispezione [visiva]") è la disciplina che si occupa dello studio del passato tramite l'uso di fonti, cioè di documenti, testimonianze e racconti che possano trasmettere il sapere. Più precisamente, la storia è la ricerca sui fatti del passato e il tentativo di una narrazione continua e sistematica degli stessi fatti, in quanto considerati di importanza per la specie umana.*» [1]

Tuttavia, si è consapevoli che le situazioni, gli avvenimenti e la materia sono mutevoli.

Prendendone atto comprendiamo che gli eventi hanno offuscato progressivamente lo "smalto del palazzo" sporcandone i muri, innalzando o demolendo tramezzi e operando sulle reti impiantistiche; queste sono solo alcune delle azioni che portano ad alterazioni tali da scardinare in modo precipuo lo scheletro strutturale antico.

È necessario quindi liberare l'edificio dalla presunzione d'immutabilità e prendere coscienza delle sofferenze meccaniche cui sono sottoposti i materiali, aggravate non solo dalle azioni ambientali ma, nel contempo dalle attività antropiche legate alla destinazione d' uso del fabbricato.

Palazzo Carignano va quindi letto anche come compendio di storia costruttiva e di rapporto tra struttura e organizzazione di vita della città.

Ed è proprio la materia che concorre a definire la qualità dell'opera; quando quest'ultima si decompone meccanicamente muta comportamento.

Per fare un esempio limite, la valutazione di un rudere o collabente può solamente avere come oggetto un'interpretazione di tipo astratto o commemorativo perché il distacco tra come il succitato appare e l'integrità dell'opera originale non può più essere colmata da una soddisfacente analogia d'immagine.

Se il palazzo del Guarini avesse conservato la destinazione per la quale era stato pensato e costruito, conservando pertanto l'uniformità di tendenze stilistiche nel tempo e fosse stato sottoposto a regolari cicli di manutenzione, potremmo ancora considerarlo specchio fedele di come lo volle l'artefice (almeno fino a quando gli fu possibile occuparsene). Ma il tempo non consente simili cristallizzazioni; infatti se è già complesso mantenere integro un oggetto quando si ha l'intenzione di musealizzarlo, è del tutto impossibile che un edificio passato di mano per diverse contingenze d'uso sia vergine da trasformazioni.

[1] (Wikipedia)

La storia costruttiva di Palazzo Carignano è insita nello scorrere degli anni e nei mutamenti cui l'intero complesso è stato succube esortando dapprima la storia costruttiva, le tecniche realizzative o le suggestioni che ne hanno accompagnato il divenire.

È inutile voler evidenziare che l'attenzione della corrente Tesi Magistrale, è stata riservata al corpo di fabbrica dello stabile esulando pertanto approfondimenti circa gli aspetti figurativi degli interni.

L'obiettivo dell'analisi storico - critica, qui di seguito riportata, è stato quello di comprendere e censire oggettivamente gli eventi che hanno condizionato la configurazione fisica dell'edificio, dalla "posa della sua prima pietra" all'attualità, soffermandosi sulle manipolazioni assoggettate alla variazione di destinazione d'uso del palazzo. Lo studio della stratigrafia costruttiva su Palazzo Carignano ha privilegiato l'opera del maestro Guarini, che ne costituisce il luogo più alto in quanto l'inesorabile scorrere del tempo ha imposto micro-trasformazioni dettate dalla sovrapposizione dei linguaggi stilistici (mutamento di gusto, tecniche costruttive, abitudini), dagli interventi di manutenzione e di consolidamento.

La presente analisi si prefigura dunque di ottenere una completa acquisizione dell'evoluzione storica del manufatto, non senza uno sguardo alla situazione attuale, con particolare riferimento allo stato di fatto e all'individuazione del più probabile comportamento strutturale statico e dinamico.

La conoscenza della costruzione storica è un presupposto fondamentale ai fini di un'attendibile valutazione della sicurezza sismica attuale.

Data la vastità dell'impianto strutturale, date le complessità intrinseche legate all'eterogeneità dei volumi, dei materiali, delle tecniche costruttive adoperate ed infine il diniego delle istituzioni per poter effettuare delle indagini sperimentali sul bene tutelato, l'obiettivo principale della corrente Tesi è stato quello di individuare il più probabile comportamento strutturale sia dal punto di vista statico sia dinamico di Palazzo Carignano, tramite un approccio indiretto volto all' interrogazione della struttura su diverse grandezze fisiche.

Si è affinata l'analisi e l'interpretazione mediante calcoli e ipotesi dal diverso grado di attendibilità partendo da analisi "grezze" che si sono reputate necessarie per lo studio delle caratteristiche strutturali intrinseche della fabbrica e per poter definire un modello interpretativo avanzato di tipo F.E.M. al continuo che consentisse, nelle diverse fasi della sua calibrazione, sia un' interpretazione qualitativa del più probabile funzionamento strutturale, sia l' analisi per una valutazione quantitativa tramite verifiche allo stato limite ultimo.

Il secondo obiettivo consta nell'individuazione del più probabile livello di conoscenza che sarebbe necessario raggiungere. È doveroso preventivamente notare che il Livello di Conoscenza deve rispecchiare il reale comportamento della struttura aggiornata all'attualità. Infatti, recandosi in sito, si nota inequivocabilmente che lo stato di fatto dei muri portanti è intonso, non sono presenti deformazioni vistose e il panorama fessurativo è pressoché nullo.

Si ribadisce quindi che le verifiche eseguite, sono state oggetto di interpretazione (non limitandoci alle mere formulazioni dettate dalle normative vigenti) per poter individuare la più opportuna taratura del futuro LC in relazione a un'ottimizzazione del denaro investito ravvisando le grandezze fisiche che maggiormente condizionano la resistenza.

2. ANALISI STORICO CRITICA E COSTRUTTIVA DELLA STRUTTURA

La quantità e la qualità delle notizie raccolte propongono un panorama vasto ed eterogeneo per la definizione della storia costruttiva dello stabile; la scelta di una riproduzione rigorosamente cronologica e l'estensione dell'arco temporale cui l'indagine si è riferita hanno obbligato ad una stesura sintetica, e forse anche un po' pedante, delle informazioni. Pertanto, sono stati presi in considerazione solamente i documenti che interessassero in maniera più o meno diretta l'aspetto strutturale del fabbricato in oggetto.

ABBREVIAZIONI

ASCT: Archivio Storico del Comune di Torino
AST: Archivio di Stato di Torino
ASTR: Archivio di Stato di Torino, Sezioni Riunite
BRT: Biblioteca Reale di Torino
MNRT: Museo Nazionale del Risorgimento di Torino
SBAAP: Soprintendenza per i Beni Architettonici e Ambientali del Piemonte

N.B. La situazione archivistica piemontese è da considerarsi estremamente perfettibile siccome ogni ricerca e consultazione delle fonti è fortemente condizionata dal fatto che il patrimonio archivistico e documentario è frammentato in quanto non unitamente conservato; complici i contestabili motivi istituzionali (cfr. i fondi dell'Archivio Centrale dello Stato prodotti dagli Uffici trasferiti a Roma dopo l'Unità d'Italia), in parte per il mancato rispetto della integrità dei fondi archivistici e dispersione in sedi non istituzionalmente deputate alla conservazione degli stessi. A titolo di brevità si useranno le succitate abbreviazioni.

ASCT, Via Giuseppe Barbaroux, 32, 10122 Torino TO

FIGURA	ANNO	RIFERIMENTO Alla Classificazione della Divisione			OGGETTO DELL' INCARTAMENTO DENOMINAZIONE DEI REGISTRI
		Cartella	Fascicolo	Disegno	
45	1864	24	1	1	Palazzo Carignano - "Pianta del piano terreno (Arch-Bollati-Domenico Ferri)"
48	1864	24	1	2	Palazzo Carignano - "Pianta del piano nobile"
	1864	24	1	3	Palazzo Carignano - "Facciata"
46	1864	24	1	4	Palazzo Carignano - "Pianta del piano interrato con indicazioni della pietra da taglio"
49	1864	24	1	5	Palazzo Carignano -" Fronte verso la Piazza Carlo Alberto"
50	1864	24	1	6	Palazzo Carignano -"Sezione trasversale"
	1864	24	1	7	Palazzo Carignano- "profilo esterno sulla facciata principale"
47	1864	24	1	8	Palazzo Carignano- "Particolari degli avancorpi sulla fronte principale con la proiezione dei modiglioni e balconi "
51	1864	24	1	9	Palazzo Carignano-"Sezione sulla linea A-B"
	1957	24	1	20	Palazzo Carignano-"Pianta del piano secondo scala 1:200"
	1936	24	1	22	Palazzo Carignano- "Pianta del piano primo scala 1:200"
	1936	24	1	24	Palazzo Carignano-"Pianta del piano terreno scala 1:200"
	1937	24	1	25	Palazzo Carignano-"Pianta (non completa) del piano ammezzato tra primo e secondo piano scala 1:200"
	1937	24	1	26	Palazzo Carignano-"Pianta del piano ammezzato scala 1:200"
	1937	24	1	27	Palazzo Carignano-"Pianta del sotterraneo scala 1:200"

AST, Piazza Castello, 209, 10124 Torino TO e **ASTR**, Via Piave, 21, 10122 Torino TO

FIGURA	ANNO	RIFERIMENTO Alla Classificazione della Divisione			OGGETTO DELL' INCARTAMENTO DENOMINAZIONE DEI REGISTRI
		Cartella	Fascicolo	Disegno	
8	-	53	9	m 1	Pianta dell'intero palazzo
9	-	53	9	m 1	Pianta dell'ala destra con attacco alla facciata curva e Pianta della parte oltre metà del porticato
10	-	53	9	m 1	Pianta del corpo centrale
11	-	53	9	m 1	Pianta del corpo centrale
12	-	53	9	m 1	Pianta del corpo centrale, dettaglio
14	-	53	9	m 1	Pianta del salone al primo piano
15	-	53	9	m 1	Studio per il balcone e il vestibolo
16	-	53	9	m 1	Sezione della scala grande
17	-	53	9	m 1	Primo ripiano a lato dell'atrio
18	-	53	9	m 1	Progetto completo del palazzo, del giardino e delle scuderie
19	-	53	inv. 8 bis	n 22	Camere abitate. Rilievo delle soffitte
20	-	53 m. 1	inv8 bis	n 22	Camere abitate Rilievo dei mezzanelli
22	1752	-	-	-	Benedetto ALFIERI, Pianta della Piazza esistente avanti al Palazzo
23	-	53	9	m 1	«Stibio nuovo da farsi»
52	1935	-	-	-	«Palazzo Carignano, Piano terreno»2 maggio 1874.
53	1935	-	-	-	«Palazzo Carignano, Piano degli ammezzati»2 maggio 1874.
54	1935	-	-	-	«Palazzo Carignano, Piano primo»22 febbraio 1874.
55	1935	-	-	-	«Palazzo Carignano, Progetto di collocamento dei Musei di Mineralogia e Zoologia, Piano primo»2 maggio 1874.
56	1935	-	-	-	«Palazzo Carignano, Progetto di collocamento dei Musei di Mineralogia e Zoologia, Piano secondo»22 maggio 1874.
57	1935	-	-	-	«Palazzo Carignano, Progetto di collocamento dei Musei di Mineralogia e Zoologia, Piano secondo»22 maggio 1874.

BRT, Piazza Castello, 191, 10122 Torino TO

FIGURA	ANNO	RIFERIMENTO Alla Classificazione della Divisione			OGGETTO DELL' INCARTAMENTO DENOMINAZIONE DEI REGISTRI
		Cartella	Fascicolo	Disegno	
6	-	38-39	-	-	«Faccia esteriore del Palazzo del S.mo P. Filiberto di Savoia in Torino», e «Pianta del presente edificio» incisione in rame di Antonio De Pienne su disegno di Guarini
7	-	38-39	-	-	«Pianta interiore del Palazzo del S.P. Filiberto di Savoia»e «Pianta verso il cortile del S.P. Filiberto di Savoia», incisione in rame di Antonio De Pienne su disegno di Guarini
26	1753	III	258	-	Beltramo Antonio RE,«Facciata del Palazzo del Principe di Carignano»
29	1807	S VIII	114	-	«Façadedu Palais du Prince Savoie-Carignan à Turin»
30	1807	S VIII	114	-	Benedetto CANTELLO, «Façadedu Palais du Prince Savoie-Carignan à Turinvers la Basse-cour
31	1807	S VIII	114	-	Benedetto CANTELLO,«FlancdesdeuxBatimentsdu Prince Savoie-Carignan à Turinvers le Midi»
32	1818	S VIII	114	-	Ferdinando BONSIGNORE,«Pianta terrena del Palazzo del Sig.Principe di Carignano»
33	1818	S VIII	114	-	Ferdinando BONSIGNORE,«Ammezzati sopra il piano nobile»
34	1818	S VIII	114	-	Ferdinando BONSIGNORE,«Piano quarto»
35	1818	S VIII	114	-	Ferdinando BONSIGNORE,«Ammezzati sopra il piano terreno»
36	1818	S VIII	114	-	Ferdinando BONSIGNORE,«Pianta del piano nobile»
37	1818	S VIII	114	-	Ferdinando BONSIGNORE,«Ammezzati sopra al piano nobile»
38	1818	S VIII	114	-	Ferdinando BONSIGNORE,«Piano quarto»
39	1818	S VIII	114	-	Ferdinando BONSIGNORE,«Piano delle soffitte»

SBAAP: Soprintendenza per i Beni Architettonici e Ambientali del Piemonte

FIGURA	ANNO	RIFERIMENTO Alla Classificazione della Divisione			OGGETTO DELL' INCARTAMENTO DENOMINAZIONE DEI REGISTRI
		Cartella	Fascicolo	Disegno	
61	1935-37	-	-	-	Palazzo Carignano,Piante del piano terreno
62	1935-37	-	-	-	Palazzo Carignano,Piante del piano primo
63	1943	-	-	-	I danni prodotti dai bombardamenti del 13 e 13 agosto 1943 alla copertura ed alle strutture dello scalone ottocentesco
64	-	-	-	-	La distribuzione della copertura e dell'ultimo solaio nella zona meridionale dell'ala ottocentesca

MNRT, Via Accademia delle Scienze, 5, **collezioni/archivi privati**

FIGURA	ANNO	RIFERIMENTO Alla Classificazione della Divisione			OGGETTO DELL' INCARTAMENTO DENOMINAZIONE DEI REGISTRI
		Cartella	Fascicolo	Disegno	
5	1682	-	-	-	«Pianta di Torino», incisione anonima su disegno di Tomaso Borgonio
13	-	95	-	-	Progetto per "l'armatura" della volta del salone
21	1750	-	-	-	Giovanni BATTISTA FERROGGIO, Facciata del palazzo del Sig. P. di Carignano
24	1730	-	-	-	Friedrich Bernard WERNER,«Palazzo Carignano con sua Piazza in Torino»
25	1749	-	-	-	Giovanni Battista BORRA, «Piazza avanti il palazzo del Principe di Carignano con il disegno della facciata del suo teatro»
27	1775	n 2484	-	-	Ignazio Sclopis del BORGO, «Palazzo del Principe di Carignano»,
28	1817	-	-	-	A.J. Moutier, «Piazza Carignano in Torino» incisione in rame di Zanconi
40	1861	-	-	-	Amedeo PEYRON, «Palazzo Carignano ed Aula provvisoria del Parlamento d' Italia».Pianoterreno
41	-	-	-	-	Amedeo PEYRON, «Palazzo Carignano ed Aula provvisoria del Parlamento d' Italia».Piano degli ammezzati
42	1861	-	-	-	Amedeo PEYRON, «Palazzo Carignano ed Aula provvisoria del Parlamento d' Italia».Piano nobile
43	1861	-	-	-	Amedeo PEYRON, «Palazzo Carignano ed Aula provvisoria del Parlamento d' Italia».Sezione longitudinale dell'aula

44	1861	-	-	-	Amedeo PEYRON, «Palazzo Carignano ed Aula provvisoria del Parlamento d' Italia". Sezione trasversale dell'aula
58	1875	-	-	-	«Palazzo Carignano», fotografia
59	1875	-	-	-	Carlo CEPPI,«Progetto per l'inserzione del cartiglio»
60	-	-	-	-	Danni arrecati agli stabili, scala 1:5000
65	-	-	-	-	Sezione del padiglione ellittico.
66	-	-	-	-	Vista della copertura tra i frontoni ottocentesca ed il padiglione prima dei lavori
67	-	-	-	-	*Il lucernario interno al padiglione, sull' Aula del Parlamento Subalpino, prima del restauro*
68	-	-	-	-	Pianta del padiglione. Sono indicate le nervature della volta intorno al lucernario e le catene lignee e metalliche
69	-	-	-	-	Schema assonometrico della copertura (disegno)
70	1982	-	-	-	Parte seicentesca. Rilievo della grande orditura - Maggio 1982 - Stato prima dei lavori
71	1982	-	-	-	Parte seicentesca. Rilievo della grande orditura - Maggio 1982 - Stato prima dei lavori
72	1982	-	-	-	Parte seicentesca. Rilievo degli orizzontamenti di sottotetto - Maggio 1982 - Stato prima dei lavori
73	1982	-	-	-	Parte seicentesca. Rilievo degli orizzontamenti di sottotetto- Maggio 1982 - Stato prima dei lavori
74	-	-	-	-	Vano 16
75	-	-	-	-	Vano 12
76	-	-	-	-	Vano 13
77	-	-	-	-	Particolare della struttura portante principale della copertura del tamburo ellittico.
78	-	-	-	-	Rilievo dello stato di fatto; viene riportata una stratigrafia qualitativa della volta. Il tamburo ellittico: sezioni orizzontali
79	-	-	-	-	Rilievo dello stato di fatto. Il tamburo ellittico con riportati gli elementi strutturali: sezioni orizzontali
80	-	-	-	-	Rilievo dello stato di fatto. Il tamburo ellittico: sezione trasversale A-A
81	-	-	-	-	Rilievo dello stato di fatto. Il tamburo ellittico: sezione longitudinale B-B

82	-	-	-	-	Il disegno mostra l'esterno del tamburo ellittico e il disordine delle superfetazioni addossate
83	-	-	-	-	Progetto e poi eseguito del sottotetto praticabile e il terrazzino interno al tamburo.Ilraccordo della copertura segue la curvatura della facciata barocca - Pianta dell'estradosso della volta e porzione del sottotetto seicentesco
84	-	-	-	-	Progetto e poi eseguito dell'orditura principale lignea. Il raccordo della copertura segue la curvatura della facciata barocca - Pianta orditura copertura tamburo e porzione ala seicentesca.
85	-	-	-	-	Sezione A-A del progetto e poi eseguito.
86	-	-	-	-	Sezione C-Cdel progetto e poi eseguito.
87	-	-	-	-	Queste due immagini sopra riportate fanno parte della Sezione B-B e per questione di spazio e resa grafica sono riportate in due figure distinte.
88	-	-	-	-	Partendo da sinistra, i lavori del tamburo, la liberazione del tamburo a lavori finiti.
89	-	-	-	-	Pianta del piano primo sotterraneo, Progetto 1985 (A. Bruno, A.I. Studio).Ilsalone sotterraneo al cortile è coperto da un "solettone" retto da quattro pilastri; un'intercapedine ispezionabile lo isola dalle fondazioni del palazzo.
90	1985	-	-	-	Pianta del piano terreno, Progetto 1985 (A. Bruno, A.I. Studio).
91	1985	-	-	-	Pianta del piano primo, Progetto 1985 (A. Bruno, A.I. Studio).
92	1985	-	-	-	Pianta del piano sottotetto, Progetto 1985 (A. Bruno, A.I. Studio).
93	1985	-	-	-	Sezione trasversale, Progetto 1985 (A. Bruno, A.I. Studio).
94	-	-	-	-	Sezione longitudinale, Progetto 1985 (A. Bruno, A.I. Studio).
95	-	-	-	-	Spaccato assonometrico, Progetto 1985 (A. Bruno, A.I. Studio)
96	-	-	-	-	Scorcio assonometrico della copertura seicentesca rilievo e progetto.
97	-	-	-	-	A sinistra uno dei finestroni laterali riaperto, a destra lo stesso prima dell'intervento
98	1985	-	-	-	A sinistra rilievo della copertura dell'intero palazzo prima dell'intervento a destra Progetto di

					sistemazione della stessa copertura. Progetto 1985 (A. Bruno, A.I. Studio).
99	-	-	-	-	Il taglio in curva della copertura tra la superficie a terrazza e lo spazio del sottotetto dopo il restauro.
100	-	-	-	-	Schema procedurale esplicativo delle operazioni di getto delle sottofondazioni e messa in loco dei martinetti idraulici.
101	-	-	-	-	Sezioni dei muri di sottofondazione
102	-	-	-	-	A sinistra Intervento di sottomurazione della parte seicentesca: si noti la scarsa profonditàdelle fondazioni originali. A destra intervento di sottomurazione della parte ottocentesca: le fondazioni continue in muratura sono rafforzate dalle strutture in c.a. poste in corrispondenza delle pilastrate
103	-	-	-	-	Montaggio delle travi portanti soffitto della sala ipogea e vista dall'interno della suddetta a lavori ultimati.

2.1. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA

Ubicazione:
Torino (Italia)

Edificazione del primo corpo del palazzo:
1679-1683

Committente:
Emanuele Filiberto di Savoia detto "*il Muto*"

Superficie all'attualità:
~ 8000 m^2

Palazzo Carignano, nome completo Palazzo dei Principi di Carignano, è bene patrimonio culturale dell'umanità, riconosciuto dall' UNESCO dal 1997, e pregevole testimonianza del Barocco Piemontese.
Il fabbricato è sito nel concentrico di Torino a pochi passi da Piazza Castello nel centro della città storica.

Girando in senso orario Il fabbricato in oggetto, costituente un sol corpo confina con:

- Facciata seicentesca → Piazza Carignano
- Braccio laterale → Via Cesare Battisti
-Facciata ottocentesca→ Piazza Carlo Alberto
- Braccio laterale → Via Principe Amedeo

Figura 1. Inquadramento di Palazzo Carignano all' interno del concentrico di Torino. Immagini scattate tramite Google Earth Pro. Ai numeri riportati nella corrente figura si riportano le corrispondenze con: 1) Piazza Castello, 2) Piazza San Carlo, 3) Giardini Reali, 4) Piazza Vittorio Veneto

Figura 2. Vista in volo da SUD-OVEST. Immagini scattate tramite Google Earth Pro

Figura 3. Vista in volo da SUD-EST. Immagini scattate tramite Google Earth Pro

Figura 4. Vista in volo. Immagini scattate tramite Google Earth Pro

Figura 5. «Pianta di Torino», incisione anonima su disegno di Tomaso Borgonio, in Theatrum Sabaudiae, 1682 (particolare). Il palazzo Carignano è rappresentato a pianta quadrata con cortile interno e si affaccia sul giardino e alle scuderie prospicienti

Come riscontrabile dalla Figura 5, il palazzo nasce con una configurazione completamente differente da quella con cui oggi si presenta.
Infatti, nell' immaginario comune Palazzo Carignano si impone come un'erma bifronte, abbracciato dalle odierne Piazza Carignano (il cui nome è rimasto inalterato) e Piazza Carlo Alberto.
Anticamente la piena proprietà dei Carignano si estendeva sull' area oggi compresa tra Piazza Carignano e via Giambattista Bogino; presero posto il palazzo, i giardini e le scuderie costituendo così un sol corpo.
La proprietà si rivelò essere pertanto un complesso autonomo incastonato nel reticolo rigoroso della città barocca.
Le opposte facce oggi presenti, visualizzano la riconoscibilità storica e la diversità delle culture che, a distanza di due secoli, ne hanno connotato l'immagine.
Il fabbricato eretto da Guarino Guarini nasce con il fine di fungere da residenza nobiliare della famiglia Carignano. La facciata sontuosa e imponente della sede del primo Parlamento italiano eretta circa due secoli dopo si prospetta su Piazza Carlo Alberto.
L'elemento comune delle due facciate succitate si basa sulla rappresentatività; da una parte il genio Guarini che si concretizza tramite materiali poveri, e un dominio armonico della forma architettonica, dal lato opposto si impone un'austerità fatta di ridondanze di forme e ricchezza dei materiali.

2.2. IL CORPO BAROCCO GUARINIANO SEICENTESCO

L' edificazione del palazzo (1679-1683) è parallelamente accompagnata da molteplici studi di progetto volti all'analisi della distribuzione dei locali in pianta. Unica impronta e testimonianza degli originali prospetti dell'edificio sono delle incisioni in rame su disegno di Guarini, eseguite dal De Pienne, divulgate nel trattato *Dissegni d'architettura civile et ecclesistica inventati et delineati dal Padre D. Guarino Guarini modenese de Chierici RegulariTheatini matematico dell'Altezza Reale di Savoia*, In Torino 1686. per Domenico Paulino[2].
Vengono raffigurati i due prospetti più rilevanti dell'elevato del palazzo, cioè il prospetto verso l'attuale Piazza Carignano e il prospetto verso il giardino privato (attuale cortile interno e Piazza Carlo Alberto).

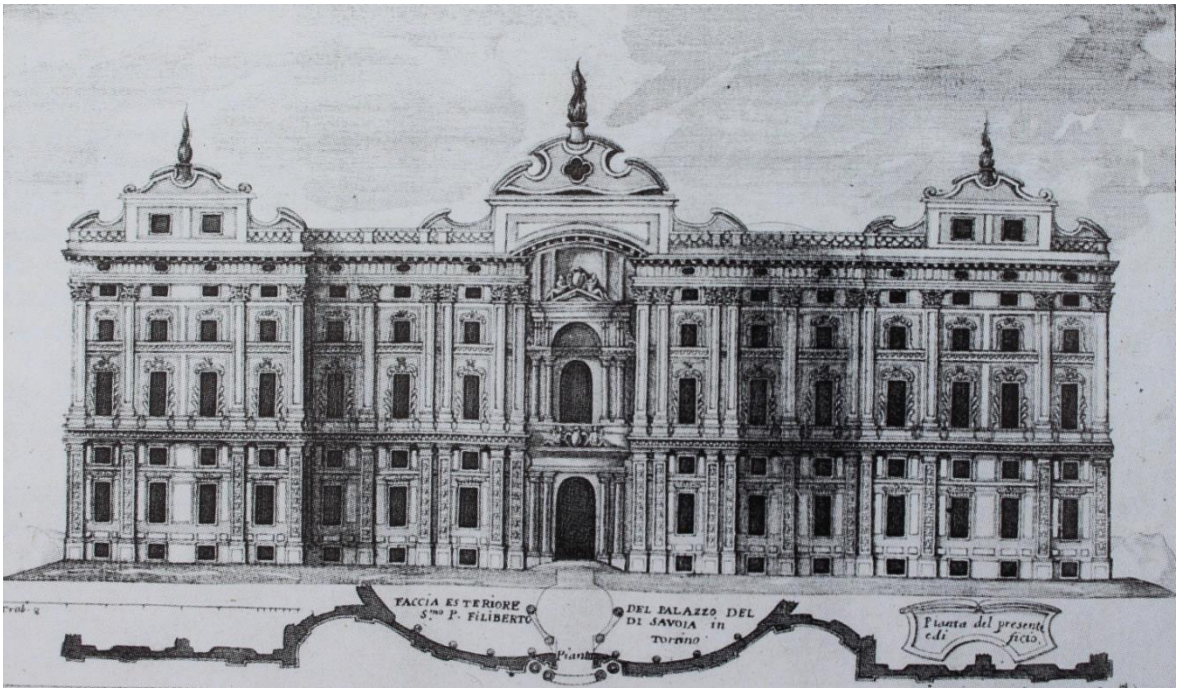


Figura 6. «Faccia esteriore del Palazzo del S.mo P.Filiberto di Savoia in Torino», e «Pianta del presente edificio», incisione in rame di Antonio De Pienne su disegno di Guarini, in Dissegni d' architettura civile et ecclesistica inventati et delineati dal Padre D. Guarino Guarini modenese de Chierici RegulariTheatini matematico dell'Altezza Reale di Savoia, cit. (BRT, V 38-39)

[2] Gli stessi disegni furono ristampati in *Architettura civile del Padre D. Guarino Guarini Cherico Regolare opera postuma dedicata a sua Sacra Reale Maestà*, Torino 1737, pubblicazione a cura di Bernardo Vittone.

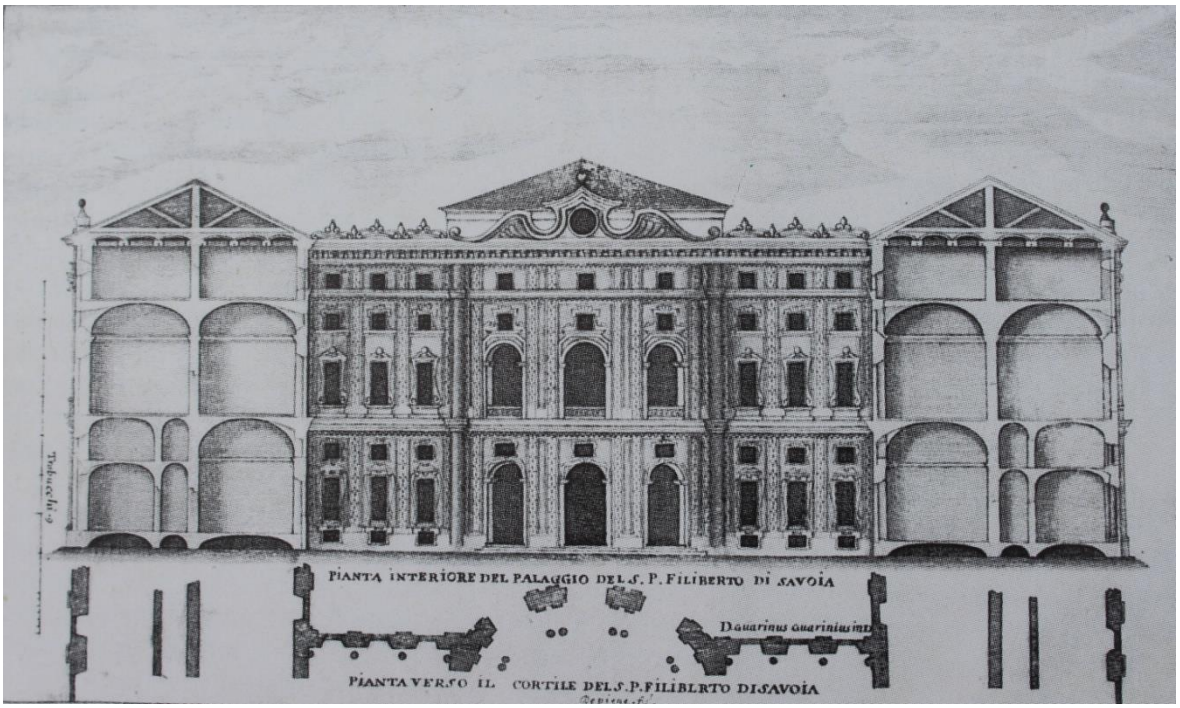


Figura 7. «Pianta interiore del Palazzo del S.P. Filiberto di Savoia» e «Pianta verso il cortile del S.P. Filiberto di Savoia», incisione in rame di Antonio De Pienne su disegno di Guarini, in Dissegni d' architettura civile et ecclesistica inventati et delineati dal Padre D. Guarino Guarini modenese de Chierici RegulariTheatini matematico dell'Altezza Reale di Savoia, cit. (BRT, V 38-39)

Come riscontrabile sin dall' ideazione, lo stabile si presenta come imponente nella sua mole severa e scura, con le linee ondulate e contrastanti e con una bizzarra e frastagliata decorazione in cotto che caratterizza lo stesso.

La partitura architettonica rispetta pertanto l'edificato visibile oggigiorno; la stessa cosa però non si può dire per quanto concerne la copertura.

Infatti, perimetralmente alla linea di gronda, si alternano fronti a correre di balaustre, interrotti da elementi sopraelevati a forma di timpani curvi a linea spezzati voluti dall' architetto molto probabilmente per esaltare l'ampiezza delle maniche laterali e la porzione di fabbricato convessa centrale. Nulla suggerisce quindi la soluzione giunta fino ai giorni nostri di una copertura a falde con manto in coppi e la presenza del padiglione centrale che domina l'ingresso all'attuale corte interna.

Il confronto tra le Figura 6 e Figura 7 sembra avvalorare l'ipotesi che i corpi sopraelevati abbiano la funzione di celare all'osservatore il manto di copertura delle due ali laterali e, rendere meno percettibile il reale ingombro in altezza del volume centrale. Le testate laterali e il corpo di fabbrica centrale sono raccordati da un parapetto di poco superiore alla quota di gronda, facente pensare ad una copertura a terrazzo.[3]

Questo timido accenno fa pensare che i due prospetti presentati precedentemente appartengano ad una fase preliminare di studio di forme e volumi quindi precedente al processo progettuale del fabbricato nobiliare non ancora giunto a maturazione.

Dagli archivi consultati infatti si nota che oltre ai disegni riportati in questa sede, esistono numerose varianti e elaborazioni in pianta caratterizzati da una forte rigidità dell'impianto tipica dei palazzi romani; risulta quindi difficile confermare l'attribuzione a Guarini in quanto ben lungi dalla sua sensibilità alla modellazione plastica dell'architettura.

[3] A. Lange, *Disegni e documenti di Guarino Guarini, Catalogo dei disegni manoscritti* in AA.VV., *Guarino Guarini e l'internazionalità del barocco*, Atti del Convegno internazionale promosso dall'Accademia delle Scienze di Torino (30 Settembre 1968) Torino,1970

Il lungo corredo di tavole e di particolari costruttivi raffiguranti la manica principale, verso Piazza Carignano, testimoniano l'impegno di Guarini nell'ideazione e nella messa a punto del luogo più significativo dell'opera, dove la sequenza verticale (atrio, scaloni e salone) viene plasmata nel continuo controllo dello spazio, struttura, distribuzione e decorazione.

Due sezioni, riferite l'una all'architettura degli atri a piano terra e l'altra allo sviluppo della scala in curva, illustrano in parte lo spaccato del palazzo. Non si conosce una sezione completa della parte centrale dell'edificio, e ciò impedisce di verificare l'idea originale di Guarini per la conclusione spaziale e strutturale del salone e del tetto.

È interessante ai fini di possibili valutazioni su quanto l'Architetto pensava di realizzare, e che oggi non è confermato dal dato reale, richiamare l'attenzione su un disegno che appare forse il più ricco di informazioni tecniche e di dati costruttivi. Si tratta dello studio per l'armatura della seconda volta del salone. Il disegno pone un interessante quesito interpretativo ed assume valore di testimonianza rilevante e in rapporto al problema, fino ad oggi non risolto criticamente, della soluzione spaziale del salone e del padiglione che gli si sovrappone; è inoltre prezioso perché conferma l'idea guariniana di una struttura piuttosto complessa che ripropone lo schema di volte a fasce piane tipico dell'architetto teatino e da lui adottato per facilitare l'ingresso della luce dall'alto.

Questa seconda volta del salone, forse solo iniziata e comunque oggi non più presente, chiarisce il proprio legame con i finestroni ovali ricavati nel padiglione che emerge in altezza, in quanto questi dovevano consentire alla luce di penetrare dall' alto e di attraversare la volta forata illuminando il salone sottostante.

La mancanza di disegni di spaccato estesi a tutta altezza dell' edificio e la sopraggiunta morte di Guarini, con il passaggio completo della direzione del cantiere a Baroncelli, non consentono sicurezze assolute, ma ancora oggi sono visibili, al disopra della prima volta del salone, quattro spuntoni di muratura che corrispondono agli innesti degli arconi indicati nel disegno di progetto: la verifica diretta ha inoltre confermato che le catene lignee e metalliche che compaiono nel disegno sono tuttora presenti.[4]

Un momento significativo dell'iter progettuale è testimoniato da un disegno, purtroppo difficilmente riproducibile, in cui compare l'intero corpo della proprietà e del profilo esterno.

Gli studi per l'ala verso levante sviluppano, con poche varianti, il tema della galleria che chiude il cortile separandolo dal giardino; presentano soluzioni diverse per il posizionamento e la forma delle scale nelle ali laterali e per la distribuzione degli appartamenti.

Si fa presente al lettore che solo alcune tavole vengono riportate tout court nella corrente trattazione in modo da non generare ulteriori complicazioni e allontanandosi dal fine perseguito.

N.B. Nella seguente trattazione non si farà alcun riferimento relativo alle scuderie (oggi Biblioteca nazionale universitaria di Torino) in quanto sin dal suo concepimento, il fabbricato costituisce un corpo a sé e pertanto non ha alcuna interazione strutturale né statica né dinamica con Palazzo Carignano.

[4] «Anche per il castello di Racconigi, come del resto per Palazzo Madama di Torino, Guarini aveva ideato un volume emergente al di sopra di un grande salone (nei due casi ricavato sul sedime dei cortili medievali preesistenti), forato da una serie di finestre che dovevano portare luce, attraverso le volte traforate sottostanti, al grande ambiente di rappresentanza. I suoi disegni ci confermano la irrinunciabile connessione tra struttura e luce, il cui rapporto dialettico, sempre presente nelle architetture religiose, rimane costante in Guarini che lo ripropone anche in questi importanti edifici civili; senza fortuna perché di nessuno di essi ci è dato di verificare oggettivamente la realizzazione compiuta» (M.G. CERRI *Architetture tra storia e progetto*, Allemandi, Torino 1985)

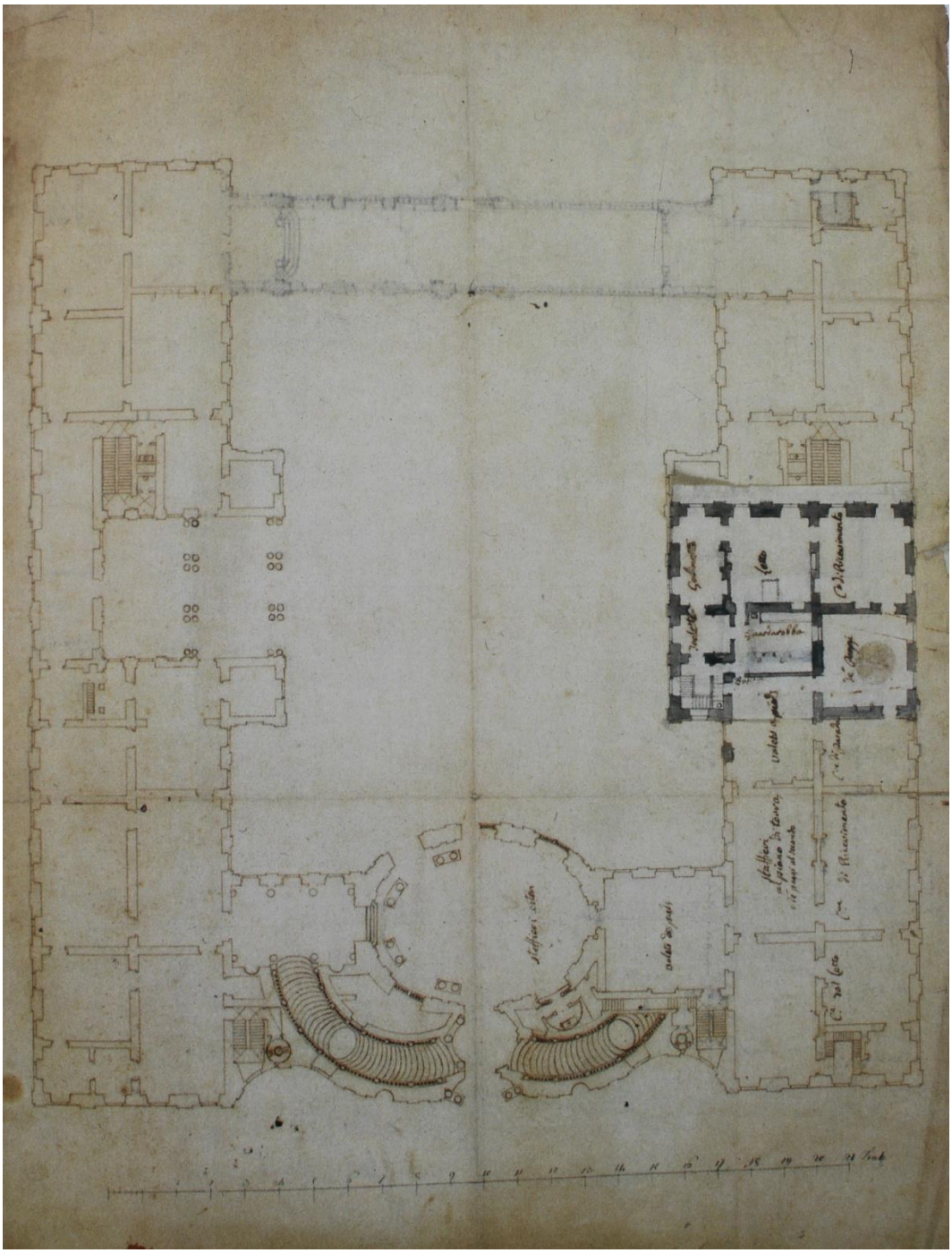


Figura 8. Pianta dell'intero palazzo, s. f., s.d. (ASTR, Az. Savoia- Carignano, cat.53, m.1, fasc.9)
La pianta ad isolato chiuso illustra già la sistemazione definitiva dell'atrio e delle scale; a sinistra il piano terra e a destra viene raffigurato il piano nobile. A quest' ultimo è stata sovrapposta una variante per il completamento della manica (la variante aggiunta indica infatti un prospetto finestrato sul lato a levante). Al centro della galleria verso il giardino si intravede l'indicazione di un piccolo padiglione circolare.

Figura 9. Pianta dell'ala destra con attacco alla facciata curva e Pianta della parte oltre metà del porticato, s. f., s.d. (ASTR, Az. Savoia - Carignano, cat.53, m.1, fasc.9).
Si tratta di due tavole qui assemblate in corrispondenza dell'atrio dell'ala meridionale; vi compare anche la proiezione delle volte che Guarini chiama sue «speziali» da lui frequentemente usate in alternativa ai solai in intero telaio ligneo «perché non sono nidi di sorci, non tremano e non lasciano cadere polvere».

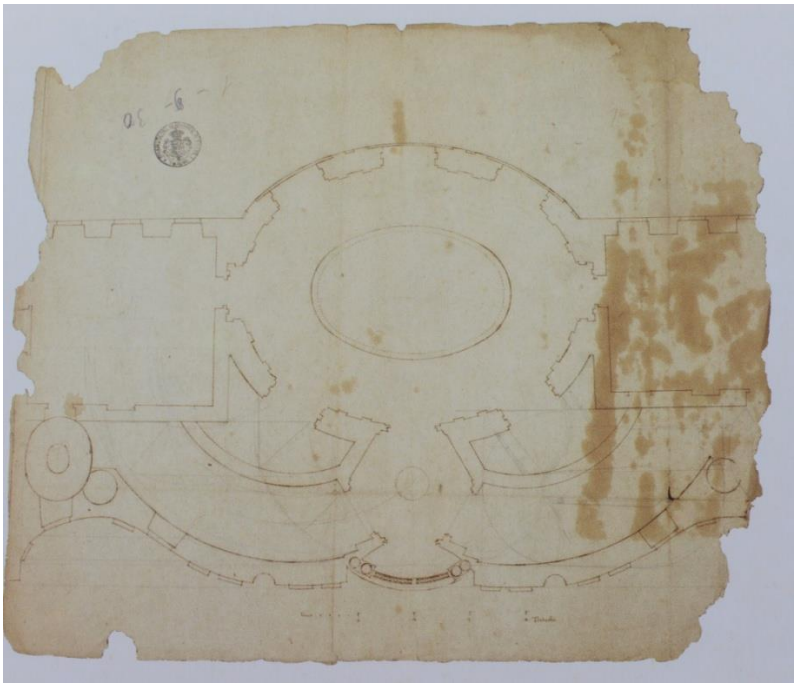


Figura 10. Pianta del corpo centrale (ASTR, Az. Savoia - Carignano, cat.53, m.1, fasc.9).
La pianta si riferisce al piano nobile, riporta la proiezione dell'ovale centrale da ricavarsi nella volta di copertura e, a matita, l'indicazione di alcuni controlli geometrici.

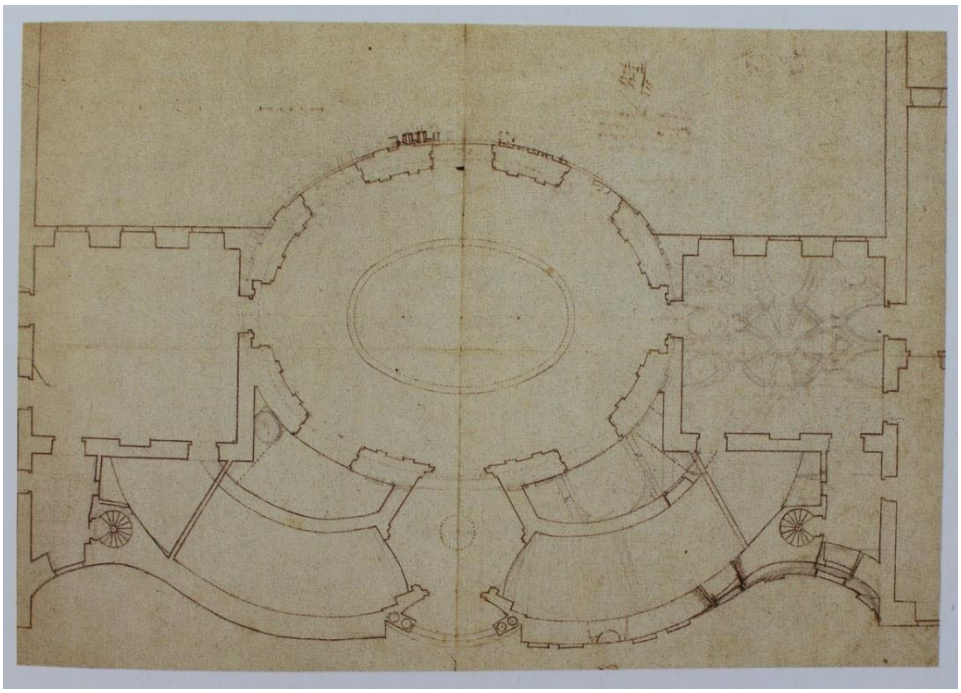


Figura 11. Pianta del corpo centrale, s. f., s.d. (ASTR, Az. Savoia - Carignano, cat.53, m.1, fasc.9)
Il disegno fa riferimento alla pianta del piano nobile e contiene informazioni di dettaglio. Sono indicati alcuni elementi per la finitura esterna del padiglione; un'elaborata soluzione di volta sull' ambiente a destra del salone centrale è schizzata a matita. La volta interessata si rivelerà essere solo un "artifizio" in quanto la volta oggi presente ha uno schema statico e un'architettura diversi.

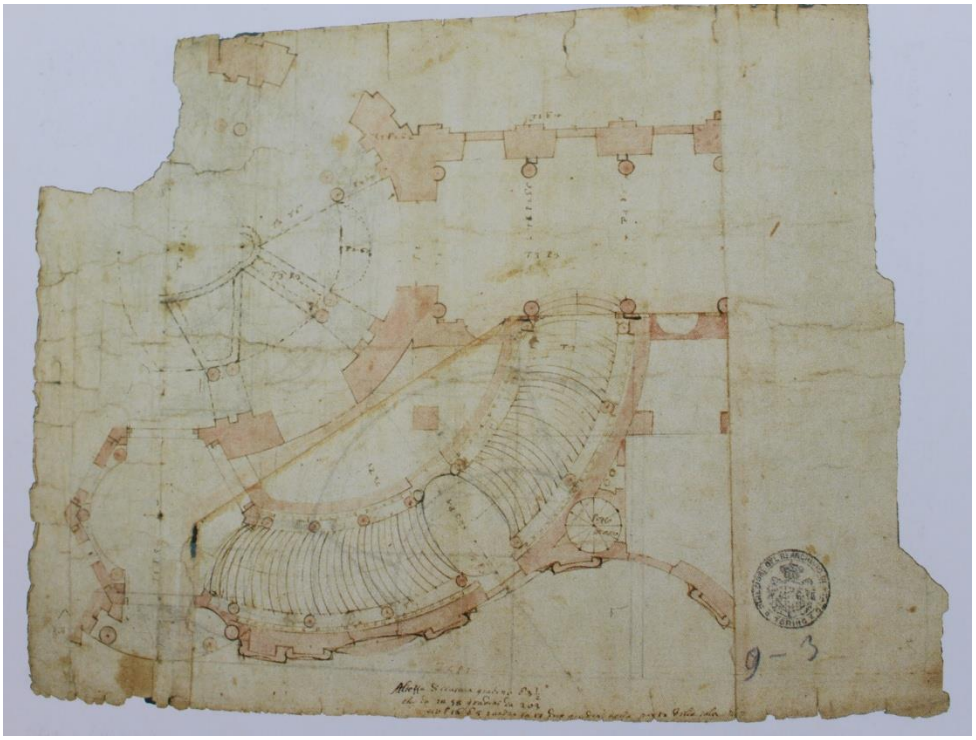


Figura 12. Pianta del corpo centrale, dettaglio, s. f. s.d. (ASTR, Az. Savoia-Carignano, cat.53, m.1, fasc.9).
È il disegno più completo di tutti dal punto di vista delle informazioni riportate. Seppur poco visibili sono presenti quote e notazioni; questo sta a significare che può essere considerato come un elaborato esecutivo a tutti gli effetti per la costruzione delle volte di copertura dell'atrio e dello scalone in curva.

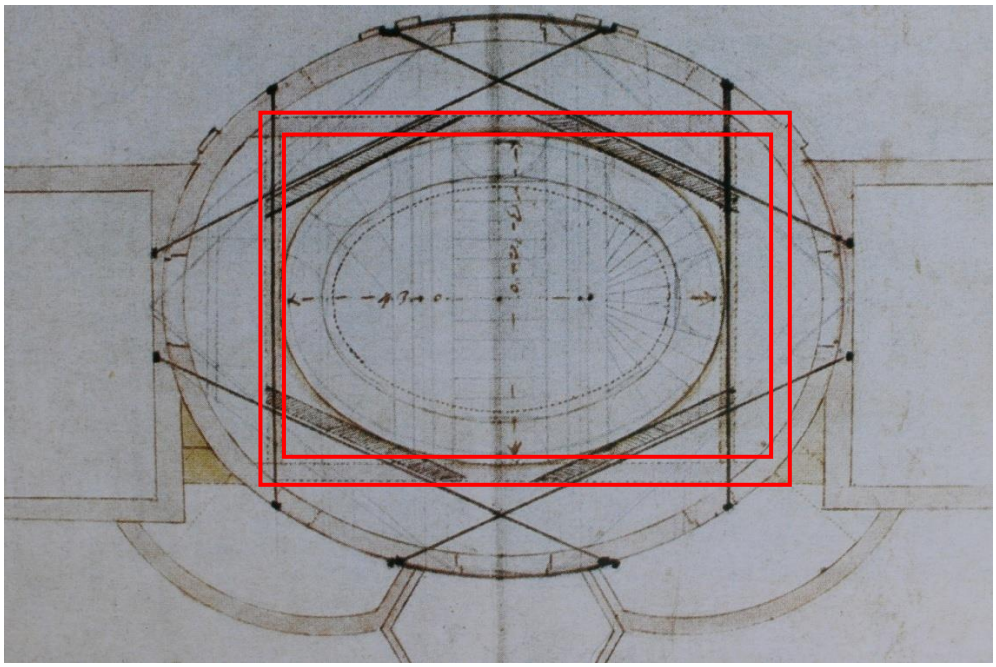


Figura 13. Progetto per "l'armatura" della volta del salone, s. f. s.d. (Quirinale, fondo Savoia-Carignano, cat.95)
Riguarda la costruzione della seconda volta che avrebbe dovuto concludere lo spazio al disopra del salone e della volta forata dall'apertura ovale. L'esecuzione di questa seconda volta, o l'inizio della sua costruzione, sono testimoniate da quattro spuntoni di muratura ancora presenti in loco, collocati esattamente in corrispondenza degli spigoli del rettangolo inscritto con bordatura rossa in disegno. Guarini moriva a Milano il 10 marzo 1683 mentre ancora si lavorava alla sopraelevazione, completata con la seconda volta del salone in listelli di pioppo nel giugno 1684.

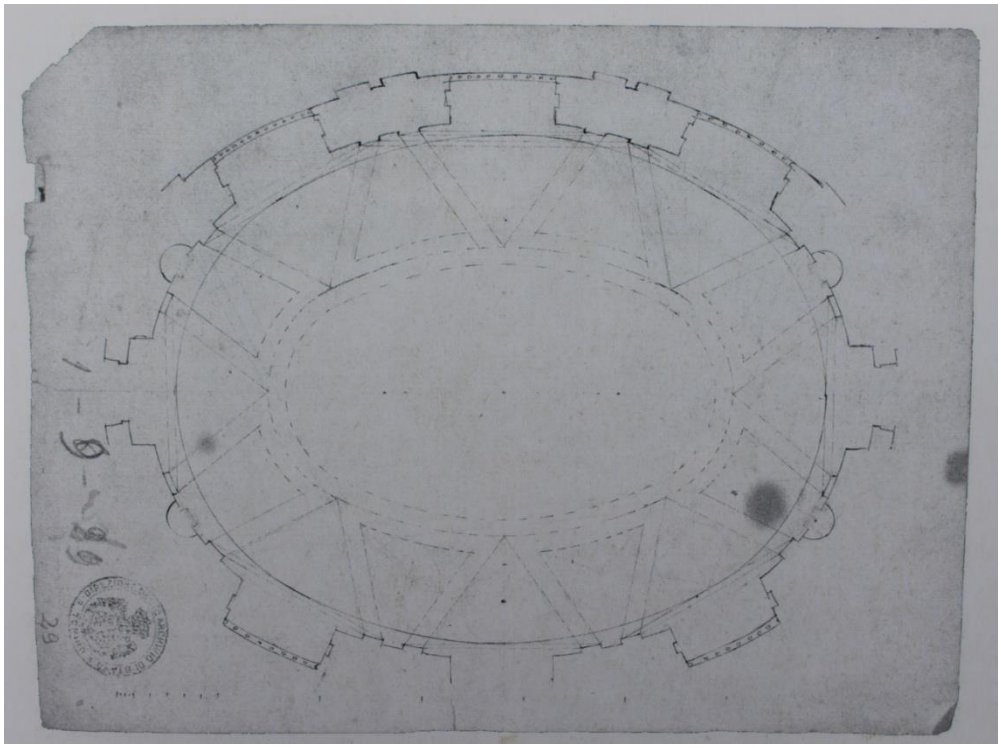


Figura 14. Pianta del salone al primo piano, s. f., s.d. (ASTR, Az. Savoia-Carignano, cat.53, m.1, fasc.9).
Vi è riportata la proiezione delle strutture organizzate per definire l'ovale di centro della prima volta di copertura, che aveva il fine di consentire alla luce naturale di invadere dall' alto il salone al piano nobiliare.

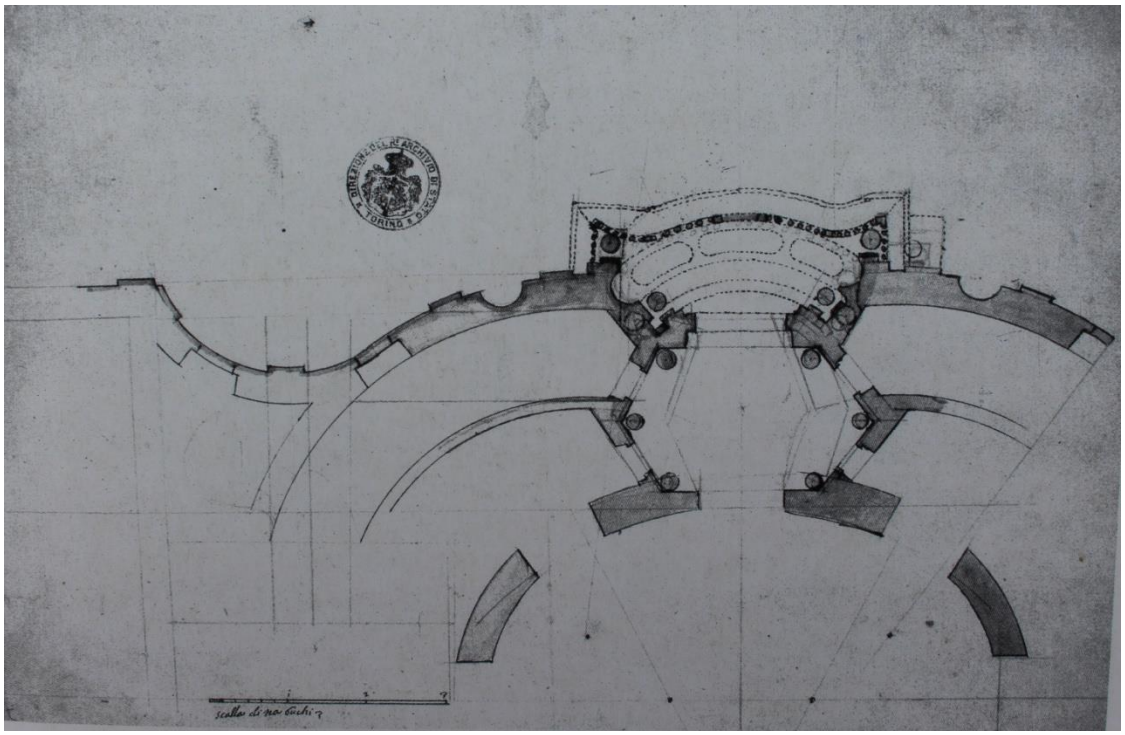


Figura 15. Studio per il balcone e il vestibolo, s. f., s.d. (ASTR, Az. Savoia-Carignano, cat.53, m.1, fasc.9).

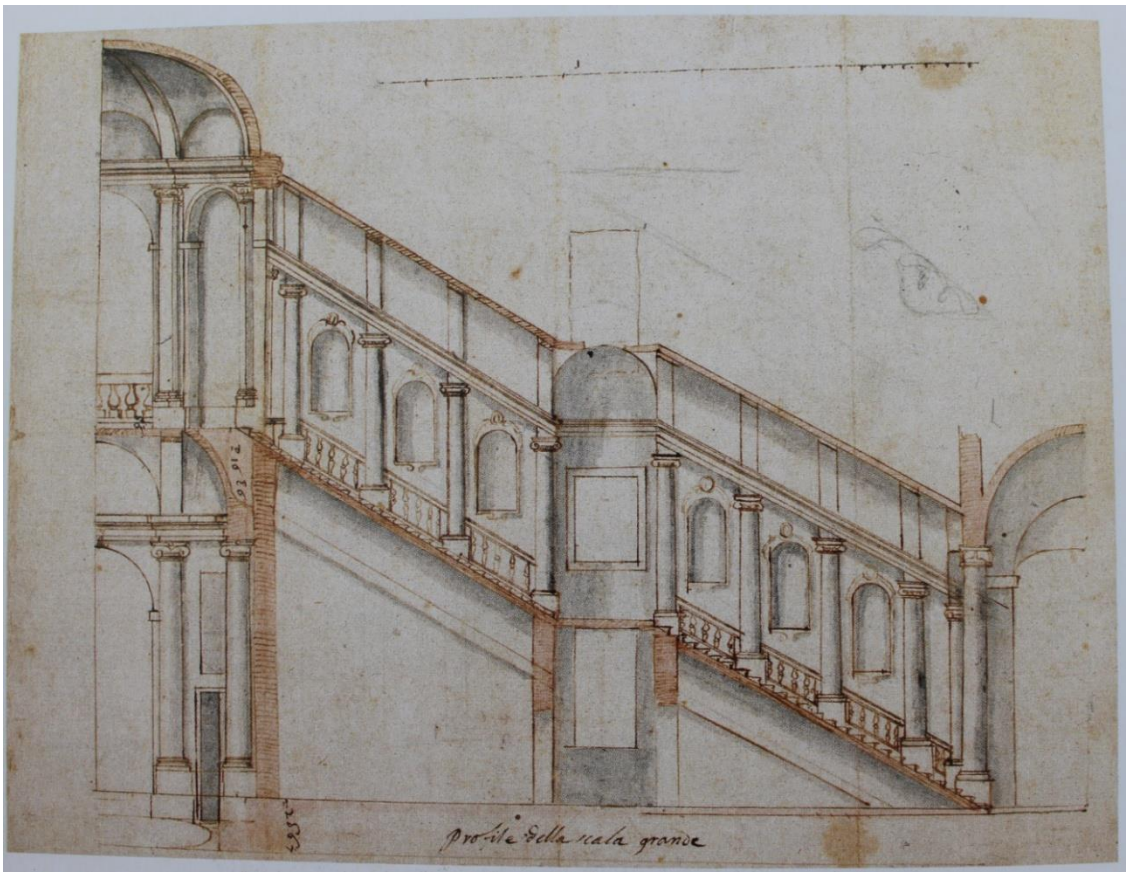


Figura 16. Sezione della scala grande, s. f., s.d. (ASTR, Az. Savoia-Carignano, cat.53, m.1, fasc.9).
La grafia raffinata e l'accuratezza di dettagli di questo disegno, e del seguente, li collocano in un momento avanzato del processo progettuale.

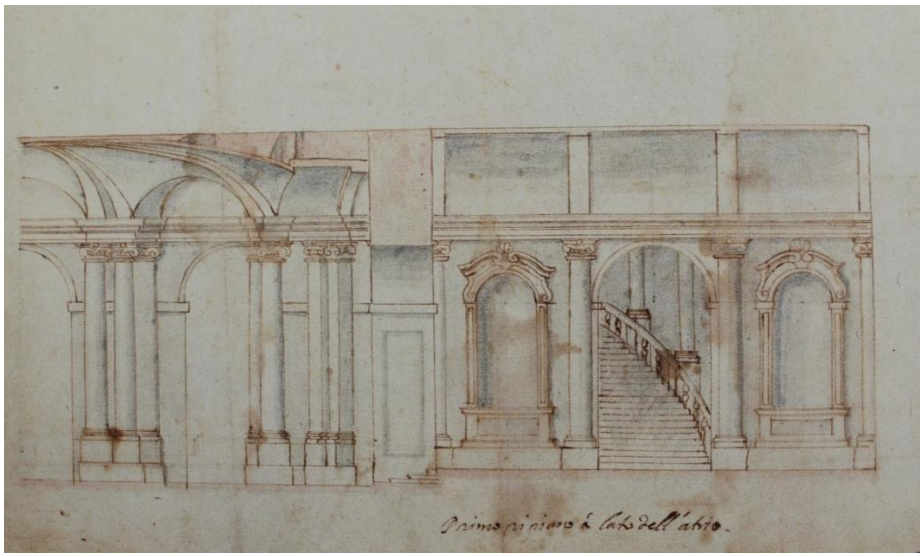


Figura 17. Primo ripiano a lato dell'atrio, s. f., s.d. (ASTR, Az. Savoia-Carignano, cat.53, m.1, fasc.9).
La tavola illustra una sezione longitudinale dell'atrio ovale (dalla mezzana) e dall' atrio laterale

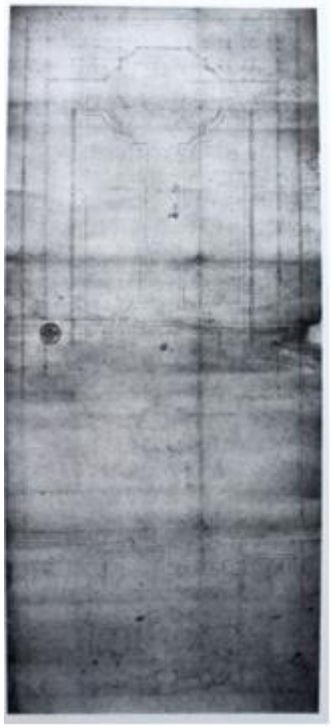


Figura 18. Progetto completo del palazzo, del giardino e delle scuderie, s. f., s.d. (ASTR, Az. Savoia-Carignano, cat.53, m.1, fasc.9).
Il disegno difficilmente riproducibile perché redatto con tratti a matita e estremamente macchiato, riporta sul retro le scritte «*Disegni diversi del giardino ed Palazzo novo di Torino*» e «*Disegni Palazzo novo Padre don Guarino*». Si può presumere che abbia svolto la funzione di contenitore per un rotolo di elaborati tecnici. Il palazzo viene raffigurato riportando in maniera estremamente schematica i fili esterni, mentre il giardino è illustrato nel minimo dettaglio relativo alla distribuzione dei selciati e delle piantumazioni

2.3. IL PALAZZO NEL SETTECENTO

Le notizie e la documentazione in merito all'aspetto e alle condizioni dell'edificio in epoca settecentesca sono piuttosto scarne. Gli unici disegni a carattere di rilievo della situazione esistente descrivono la destinazione abitativa delle zone secondarie del palazzo, il sottotetto ed i mezzanelli, riportando l'elenco dei dignitari e degli addetti che occupavano gli alloggi e le soffitte.

Una delle poche testimonianze che attestino lo stato e la configurazione della facciata principale prospiciente a Piazza Carignano è un disegno di Giovanni Battista Ferroggio per l'illuminazione dell'edificio in occasione della solenne entrata della Principessa Maria Ferdinanda di Spagna, giunta a palazzo per i festeggiamenti tenuti nel salone in seguito alle sue nozze con Vittorio Amedeo III tenutesi nel 1750.

Purtroppo, lo sviluppo del prospetto è limitato alla quota del cornicione e non si hanno quindi indicazioni sull'andamento della copertura né sul padiglione emergente.

Di appartenenza certa a Benedetto Alfieri, che in questi anni stava costruendo il Teatro Carignano su incarico del principe Luigi, è una pianta della piazza con il profilo della facciata del palazzo, mentre l'unico disegno di progetto per i lavori interni riguarda uno «stibio novo da farsi» nell' appartamento dell'ala a mezzogiorno; purtroppo ad archivio non è datato né firmato.

Allo stesso periodo appartiene una planimetria generale in cui l'edificio, con il suo esteso e ricco giardino completato dalle scuderie, compare inserito nel sistema delle vie degli isolati circostanti, compressi la piazza e il teatro omonimi.

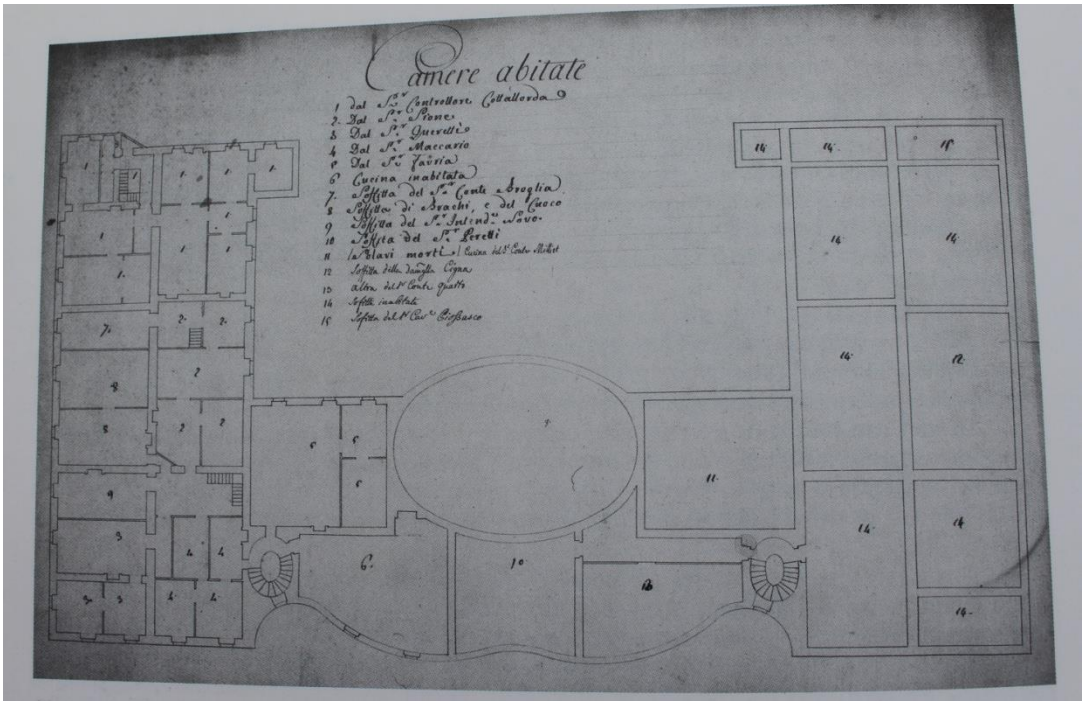


Figura 19. Camere abitate. Rilievo delle soffitte, s. f. s. d. (ASTR, Az. Savoia-Carignano, cat.53, inv. 8 bis, n.22).
L'ala settentrionale del palazzo è interamente occupata dalle abitazioni degli addetti (al controllore Gottarda spetta l'appartamento più ampio) e dalle soffitte di personaggi di maggior importanza che, con «i solari morti» occupano anche l'ala a mezzogiorno.

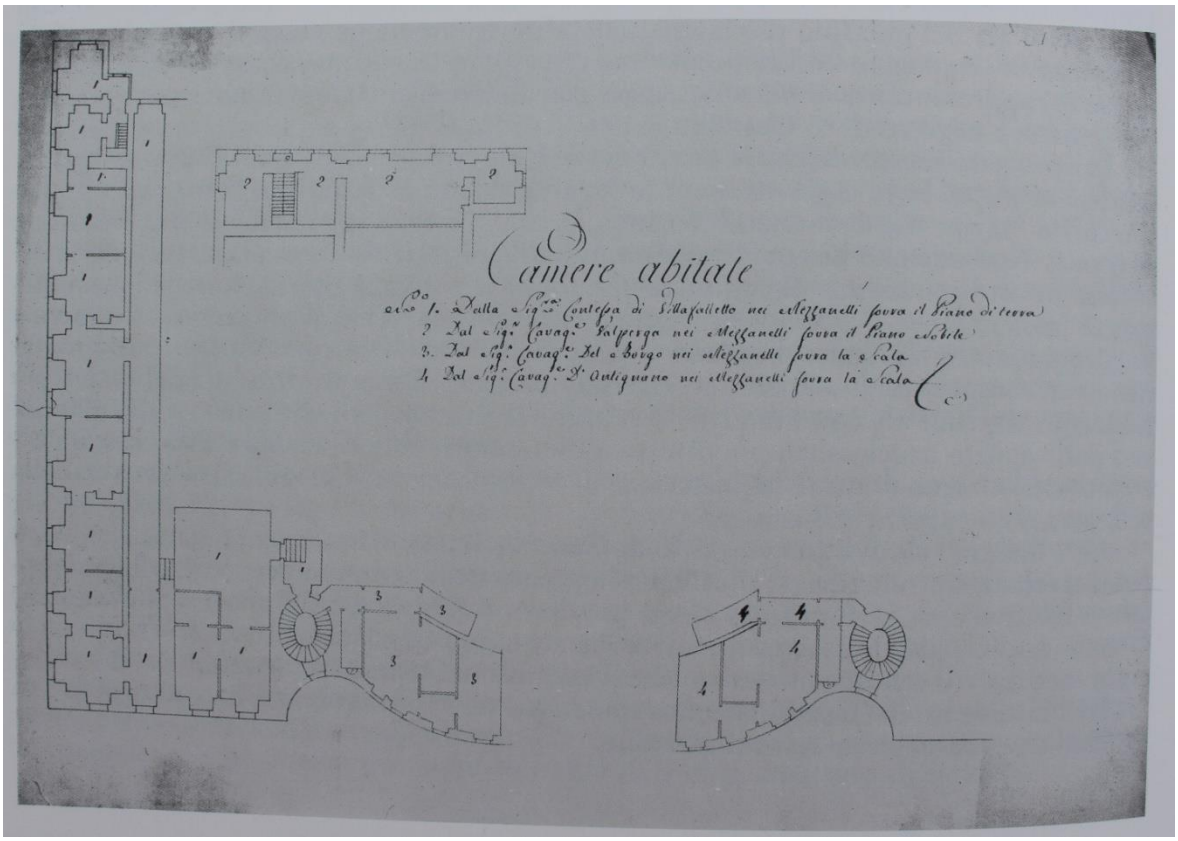


Figura 20. Camere abitate Rilievo dei mezzanelli, s. f. ,s .d. (ASTR, Az. Savoia - Carignano, cat.53,m. 1, inv. 8 bis, n.22). Si tratta degli alloggi assegnati ai nobili che risiedevano alla corte dei Carignano; l'appartamento più vasto è quello della contessa di Villafalletto, che occupa l'intero mezzanello al di sopra del piano terra a settentrione.

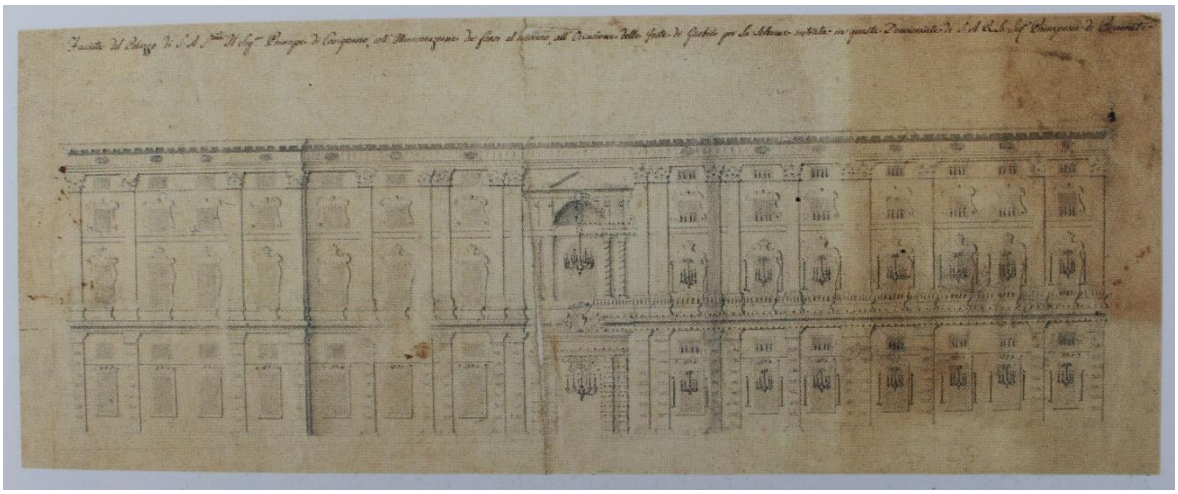


Figura 21. Giovanni BATTISTA FERROGGIO, Facciata del palazzo del Sig. P. di Carignano, con l'illuminazione da farsi al medesimo, all'occasione delle feste di giubilo per la solenne entrata della Principessa, 1750

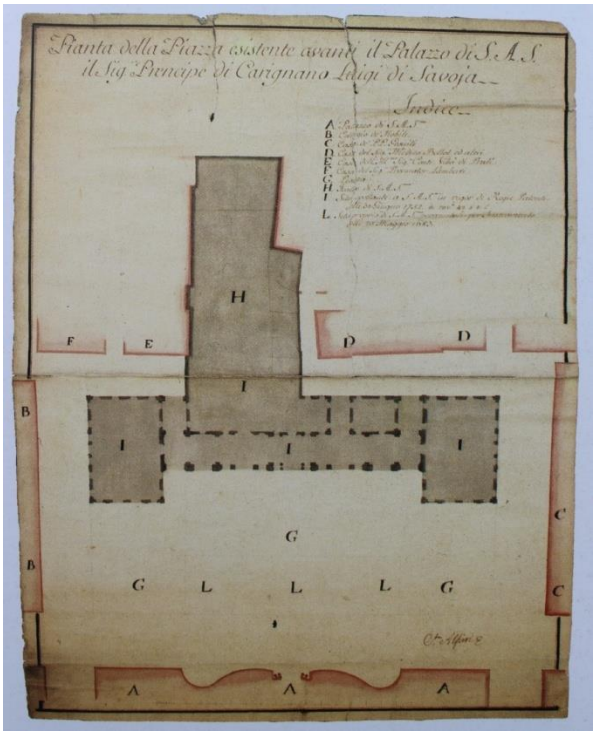


Figura 22. Benedetto ALFIERI, Pianta della Piazza esistente avanti al Palazzo del Sig. Principe di Carignano Luigi di Savoia 1752 (ASTR, Tipi, art.663,Torino 25/A)
L'area prospiciente la facciata del palazzo è indicata come «Sito proprio del Principe ma proveniente li per instromento delli 20 Maggio 1683»

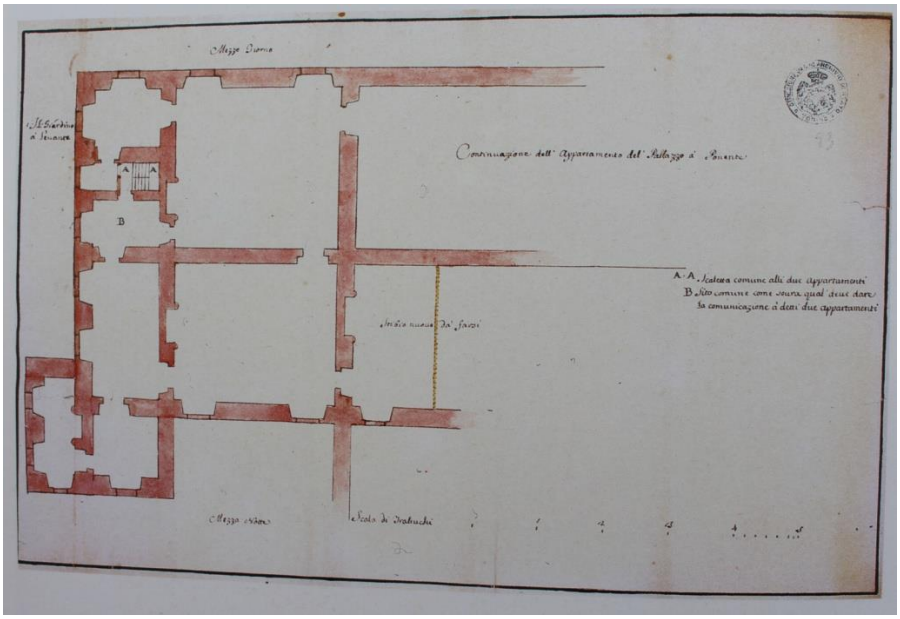


Figura 23. «Stibio nuovo da farsi» s. f. s. d. (ASTR, Az. Savoia - Carignano, cat.53, m. 1fasc.9).
Il disegno indica una suddivisione di appartamenti che mantengono la scala in comune (ala meridionale).

2.4. IMMAGINE DI FACCIATA NELLE ICONOGRAFIE TRA SETTECENTO ED OTTOCENTO

Le rappresentazioni raffiguranti Palazzo Carignano hanno sempre privilegiato la facciata guariniana che, vista di fronte, di scorcio o in prospettiva, si offre all'interpretazione dei diversi autori come cimento insolito, così diversa com'è dalle facciate a superficie piana che, corrugate dalle decorazioni e dalle aperture, sembrano guidare la mano a chiari-scuri di effetto.

Alle incisioni ed alle vedute ci si deve affidare in mancanza di disegni di prospetto, per ricavare qualche informazione sulle variazioni subite nel tempo da questa facciata, la più iconografica del palazzo. L'osservazione attenta di queste testimonianze può anche giovare a sciogliere il nodo interpretativo posto dal padiglione emergente e a comprendere come, nel tempo, sia andato modificandosi il suo rapporto con la copertura e con la facciata del palazzo.

L'incisione più antica, datata al 1730, è quella di F.B. Werner, e propone una vista frontale in interpretazione prospettica: caratteristiche di questa raffigurazione sono la vistosa emergenza del corpo cilindrico finestrato, che presenta una partitura sproporzionata in rapporto alle dimensioni reali, e l'andamento delle falde di copertura, risolte a testa di padiglione sulle estremità delle maniche laterali. Questa particolarità, è il carattere di "aggiustatura" che sembrano avere i raccordi della copertura sulle zone in curva della facciata, possono suggerire l'ipotesi che in origine il tetto in carpenteria lignea fosse limitato alle maniche laterali e che la copertura della zona centrale fosse stata effettivamente realizzata a terrazzo piano (come indicato nei prospetti di Guarini), ed in seguito protetta da falde di tetto risolte alla “meno peggio".

Segue un'incisione di Giovanni Battista Borra, del 1749, che inquadra lo stabile in scorcio prospettico nella veduta della piazza omonima; le partiture in altezza appaiono sensibilmente diverse dalle proporzioni reali e compare distintamente un occhio circolare al disopra del nicchione centrale. Il cornicione continuo segue l'andamento in curva della facciata ed è sovrastato, al centro, da un piccolo fastigio (abbaino o edicoletta) presumibilmente di invenzione; il volume cilindrico è nettamente emergente e riporta finestrature ovali completamente aperte e paraste intermedie. La successiva immagine, di Beltramo Antonio Re, è del 1753 e propone una rielaborazione del disegno guariniano, da cui si differenzia fondamentalmente per la presenza del volume emergente, oltre che per l'assetto della copertura dove i quattro abbaini riprendono lo schema decorativo seicentesco.

L'incisione presenta per la prima volta i due balconcini posti alle estremità del piano nobile.

L'incisione di Sclopis del Borgo, datata circa al 1775, riprende esattamente, per quanto riguarda l'opera del Guarini, l'immagine del Borra.

Altre interpretazioni sull'aspetto della facciata, non sempre coerenti tra di loro, sono date dalle incisioni ottocentesche. Al 1817 è datata quella di Zanconi su disegno di A. J. Moutier, dove la facciata appare di scorcio: la partitura architettonica è rispettata, il cornicione è interrotto al di sopra del nicchione centrale e si indovina un terrazzino ricavato dall' arretramento della muratura, coperto da una falda fortemente aggettante. Abbaini e camini sovrastano il filo e il volume sopraelevato è disegnato accuratamente, per la parte che la veduta prospettica consente di apprezzare.

L'osservazione di queste immagini è utile da confrontare con il rilievo di Cantello dell'inizio dell’Ottocento, e con la fotografia di fine secolo usata da Carlo Ceppi per lo studio del frontone contenente il cartiglio dedicato a Vittorio Emanuele II.

Figura 24. Friedrich Bernard WERNER, «Palazzo Carignano con sua Piazza in Torino» 1730.Da A. Peyrot e V. Viale, Immagini di Torino nei secoli, catalogo della mostra, Torino 1969

La vista, in falsa prospettiva, è ripresa da una certa distanza. Il padiglione emergente predomina sul palazzo e sugli edifici limitrofi; il cornicione è spezzato in corrispondenza del nicchione centrale, sovrastato da due finestrelle inserire in un elemento che sembrerebbe provvisorio.

Figura 25. Giovanni Battista BORRA, «Piazza avanti il palazzo del Principe di Carignano con il disegno della facciata del suo teatro»1749 (in Vedute principali di Torino disegnate in prospettiva, ed intagliate i rame dall' architetto Giambattista Borra.... parte I,1749).

La veduta è interessante per le informazioni che offre riguardo all'intorno del palazzo. Al disopra della nicchia centrale compare un occhio circolare sovrastato da un piccolo fastigio a forma di edicoletta. Come si nota le finestrature ovali del padiglione centrale sono anche qui libere da accostamenti con un manto di copertura

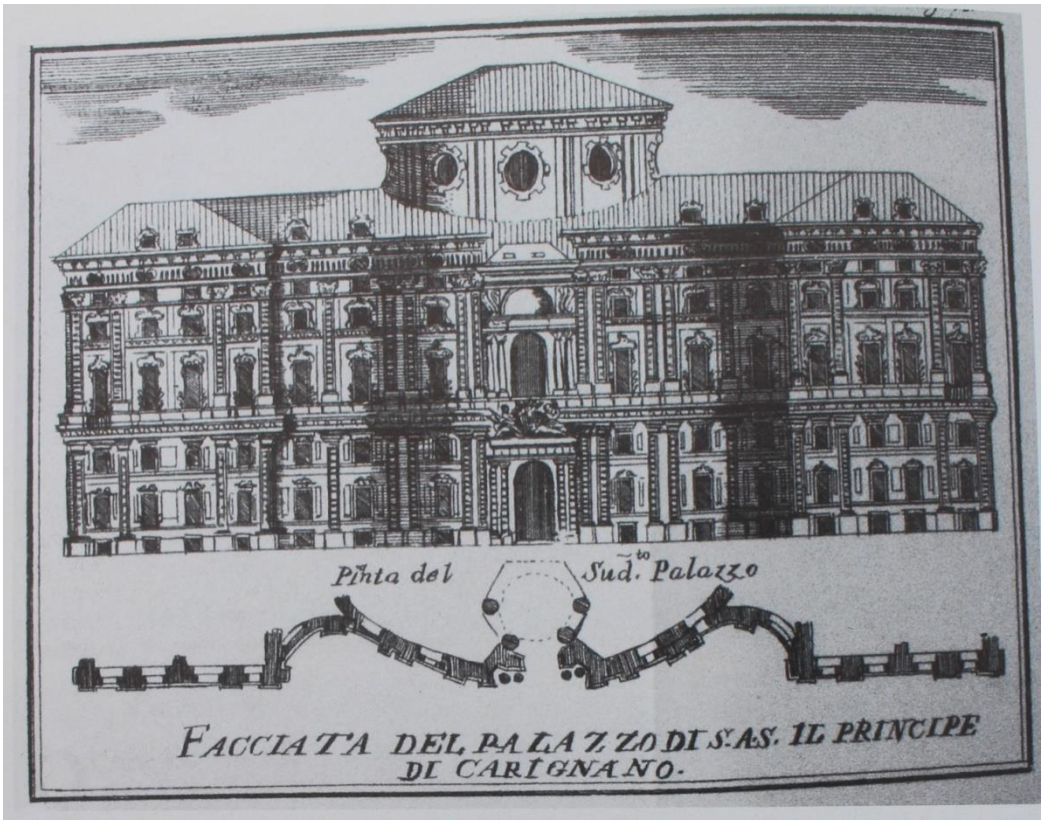


Figura 26.Beltramo Antonio RE, «Facciata del Palazzo del Principe di Carignano» 1753. (BRT, BR III, 258)
La rappresentazione ripresa da quella guariniana, ripropone il cornicione spezzato; il tetto è disegnato in modo schematico e raccordato in curva al volume che lo sovrasta.

Figura 27. Ignazio Sclopis del BORGO, «Palazzo del Principe di Carignano», circa 1775 (Galleria Sabauda Torino, n.2484; ma tratta di Peyrot e Viale, Immagini cit.)
Vi è ripresa fedelmente la rappresentazione di Borra salvo l'inserimento del palazzo in primo piano, che contiene il teatro Carignano.

Figura 28. A.J. Moutier, «Piazza Carignano in Torino» incisione in rame di Zanconi, 1817. (in Raccolta di dodici principali vedute di Torino dedicate a Sua Eccellenza il Sig. Marchese Thaon di Revel..., Editori Fratelli Reycend e Comp., Librai di S.S.R.M. in Torino).
Veduta di scorcio verso la piazza Castello; la precisione del disegno induce a credere che la rappresentazione sia fedele. Il cornicione è interrotto e, al disopra del nicchione centrale, di indovina un arretramento della muratura, coperto da una falda aggettante, dove sono disegnate due piccole aperture. Abbaini e camini sovrastano il filo di gronda e il corpo emergente, nonostante la prospettiva scorciata, appare con evidenza.

2.5. IL PALAZZO E LE SUE PERTINENZE NELLA PRIMA META' DELL' OTTOCENTO

Con l'occupazione francese, seguita agli sconvolgimenti politici degli ultimi anni del Settecento, si era conclusa la fortuna del regno sabaudo. Allontanati i Carignano e la loro corte, il palazzo fu occupato dal governo napoleonico che vi stabilì la prefettura del dipartimento del Po.

Dopo la Restaurazione la famiglia Carignano riprese possesso della propria residenza nel maggio 1814 e vi rimase fino al 1831, anno dell'ascesa al trono di Carlo Alberto, dopo di che la proprietà passò al Demanio dello Stato, che ne detiene a tutt' oggi il titolo.

La situazione del palazzo prima dell'allontanamento definitivo dei Carignano è ben documentata dai disegni di Benedetto Cantello e di Ferdinando Bonsignore: il primo ha eseguito i prospetti verso la piazza, verso il cortile e verso mezzogiorno; al secondo sono attribuiti i rilievi di pianta a tutti i livelli dell'edificio (la situazione delle soffitte e dei mezzanelli è confrontabile con quella illustrata dal rilievo settecentesco delle "camere abitate").

Si ha motivo di ritenere che questi documenti, archiviati in un'unica cartella ed indicati da diversi autori come «Rilievi di Cantello e Bonsignore-1818» non siano di esecuzione coeva. Sul prospetto verso cortile, firmato da Cantello, è infatti chiaramente leggibile la data 1807; anche le intestazioni in francese suggeriscono l'ipotesi che l'esecuzione sia avvenuta durante il periodo di occupazione. I disegni riferiti alle piante, dei quali solo alcuni firmati da Bonsignore, hanno invece intestazioni in italiano e non vi si leggono indicazioni di data.

Carlo Alberto, divenuto re di Sardegna nel 1831, si trasferì a Palazzo Reale cedendo al demanio la proprietà di Palazzo Carignano; due anni dopo anche il giardino venne alienato in favore della città di Torino.

Ebbero allora inizio le opere di adattamento di quella che era stata una residenza nobiliare agli usi più o meno appropriati che le nuove esigenze pubbliche andavano via via determinando sia all' interno dell'edificio che nell' area del giardino e delle scuderie.[5]

Il salone del palazzo guariniano divenne sede del Consiglio di Stato, che Carlo Alberto aveva istituito nel 1831, ed altri locali furono destinati a funzioni governative.

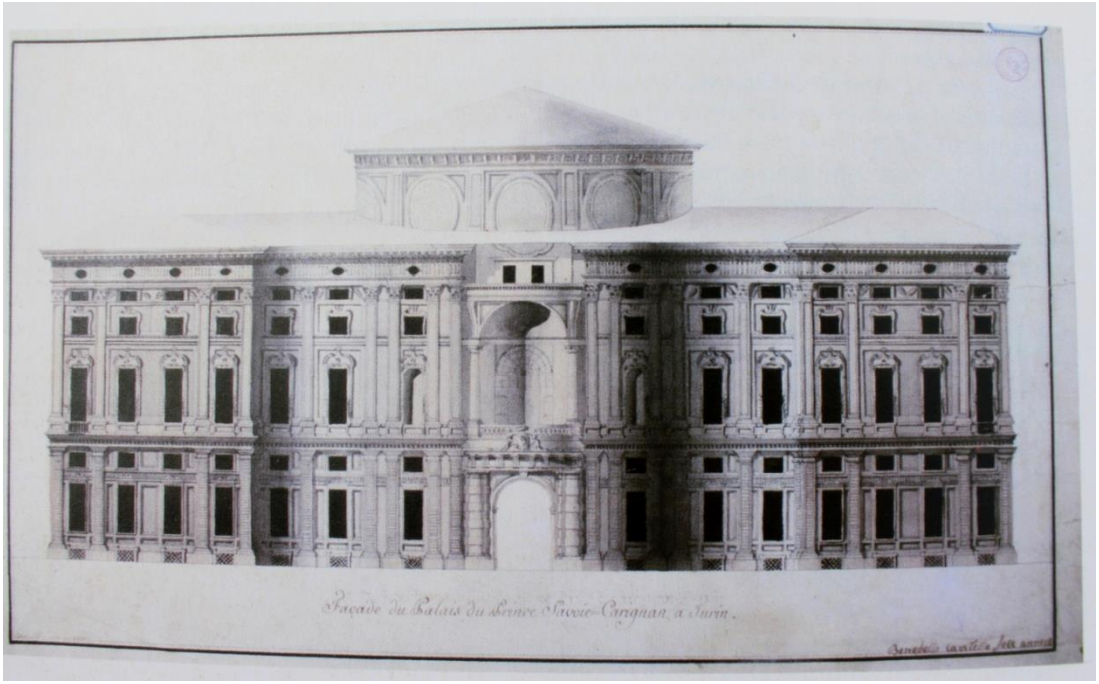


Figura 29.Benedetto CANTELLO, «Façadedu Palais du Prince Savoie-Carignan à Turin» 1807. (BRT, S VIII,114).
Il rilievo conferma l'esistenza dei balconcini alle estremità laterali del piano nobile. Il tetto, indicato schematicamente, taglia la forma dei finestroni ovali.

[5] La cessione del palazzo al Demanio costituisce oggi un enorme problema per poter comprendere i lavori eseguito allo stabile in quanto la documentazione è frammentaria e gelosamente custodita dai diversi enti coinvolti.

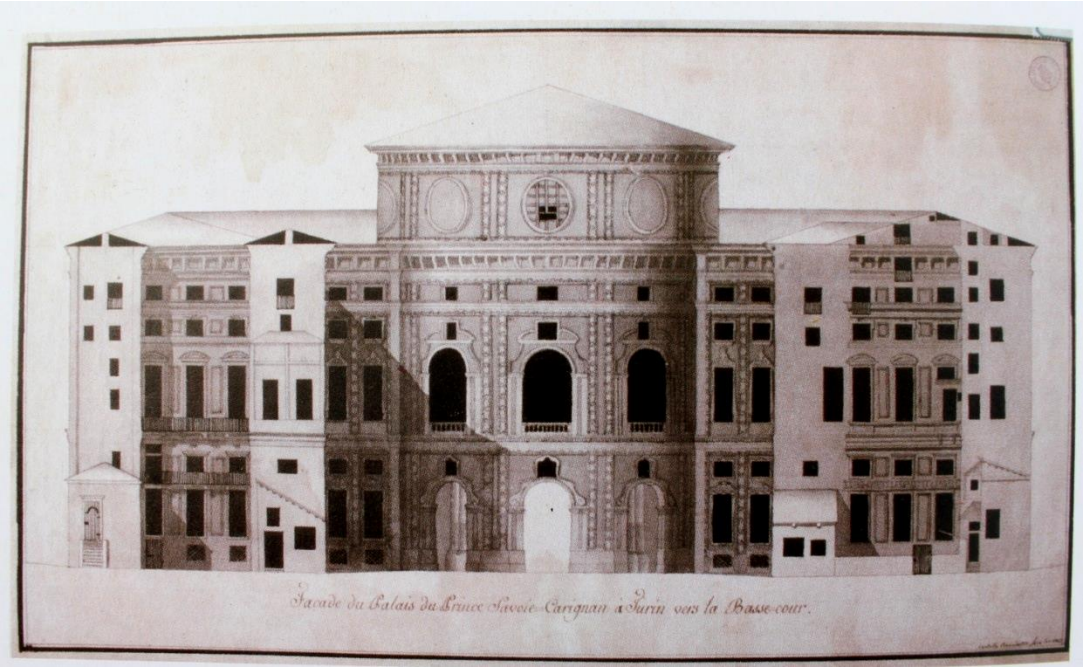


Figura 30. Benedetto CANTELLO, «Façadedu Palais du Prince Savoie-Carignan à Turinvers la Basse-cour» 1807. (BRT, S VIII,114).
Il rilievo del prospetto verso cortile evidenzia i corpi aggiunti (vedi i successivi disegni di pianta), che denunciano la casualità delle aperture, determinata dalla contingenza delle funzioni. I piccoli bassi fabbricati alle estremità opposte suggeriscono l'esistenza di ingressi secondari dalle strade laterali.

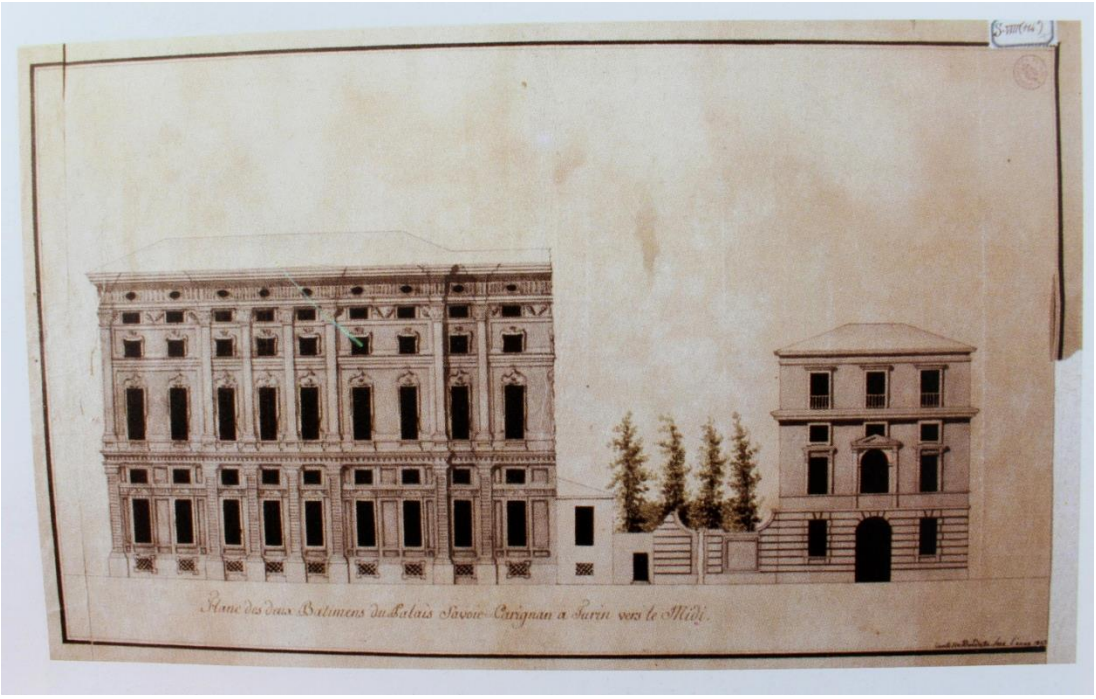


Figura 31. Benedetto CANTELLO, «FlancdesdeuxBatimentsdu Prince Savoie-Carignan à Turinvers le Midi» 1807. (BRT, S VIII,114).
Al fianco del palazzo e addossato il basso fabbricato aggiuntivo già citato nella didascalia appartenente alla Figura 30. Il muro di recinzione del giardino, tagliato per contenere le dimensioni del disegno, si salda al fianco costruito delle scuderie qui rappresentate con dimensioni inesatte.

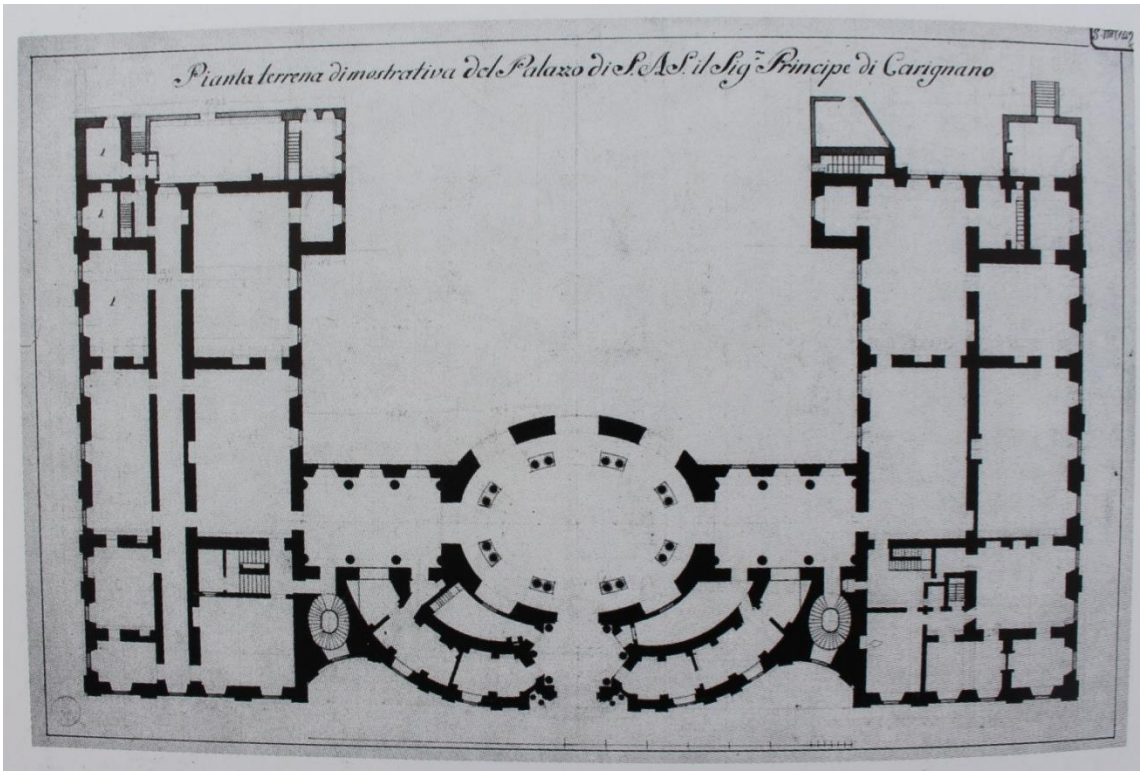


Figura 32. Ferdinando BONSIGNORE, «Pianta terrena del Palazzo del Sig. Principe di Carignano», s.d. [1818?]. (BRT, S VIII,114).
I corpi aggiuntivi verso levante sono disegnati con campiture più chiare. La presenza dei piccoli corpi aggettanti verso cortile, situati alle estremità delle maniche laterali, conferma che la costruzione degli atri progettati da Guarini sulle contrade a nord e sud era iniziata quando fu deciso di limitare lo sviluppo del palazzo.

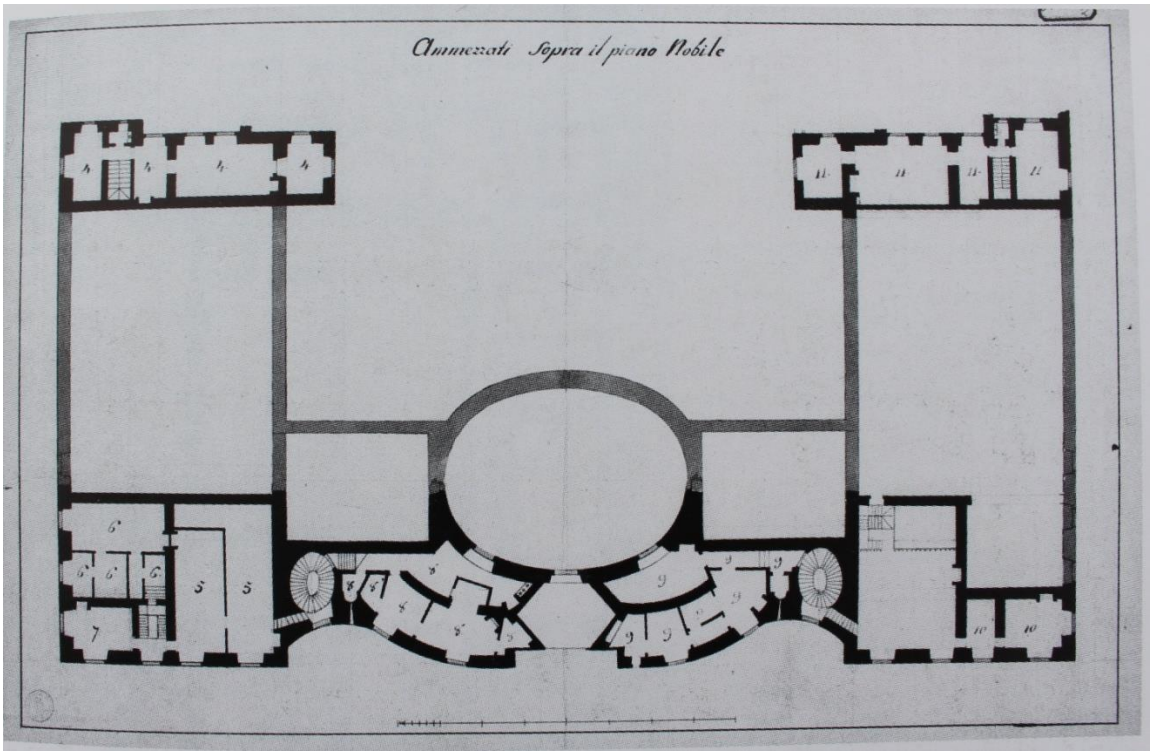


Figura 33. Ferdinando BONSIGNORE, «Ammezzati sopra il piano nobile», s.d. [1818?]. (BRT, S VIII,114).

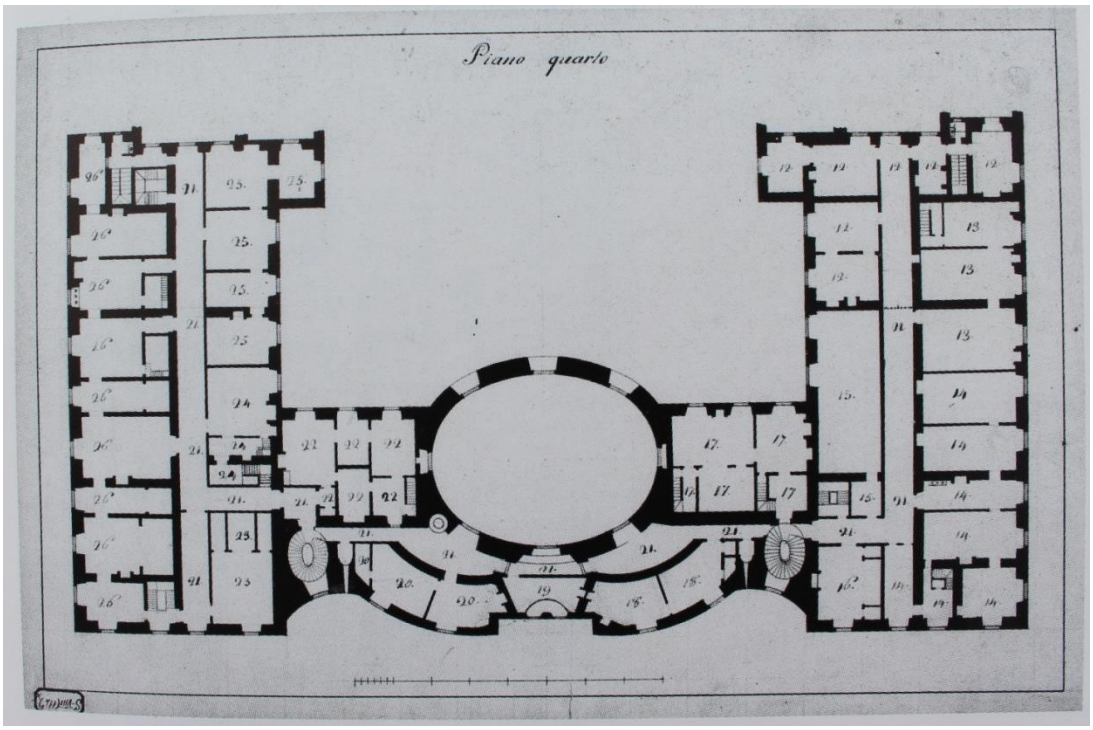


Figura 34. Ferdinando BONSIGNORE, «Piano quarto», s. f., s.d. [1818?]. (BRT, S VIII,114).
Vi si trovano distribuiti dodici alloggi. È evidente l'interruzione della linea sinuosa di facciata in corrispondenza dell'arretramento già segnalato da alcune incisioni

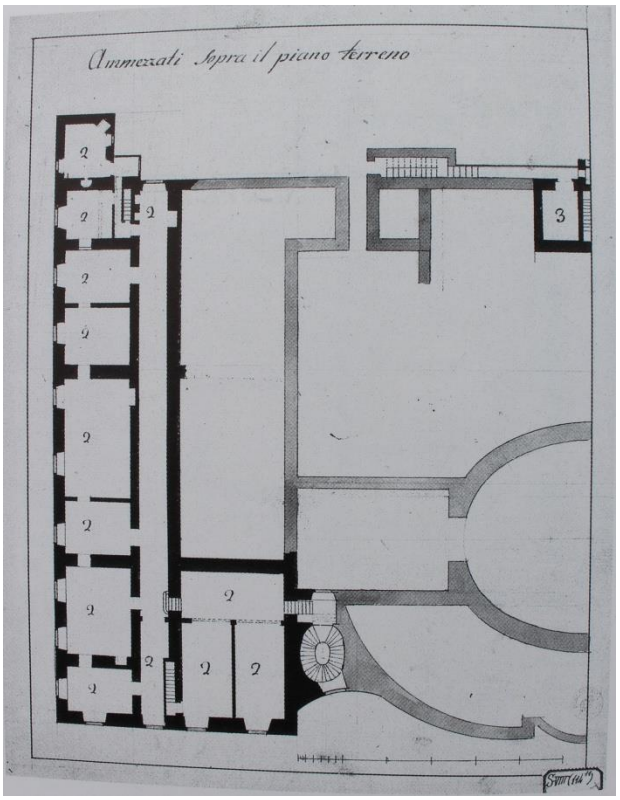


Figura 35. Ferdinando BONSIGNORE, «Ammezzati sopra il piano terreno», s. f., s.d. [1818?]. (BRT, S VIII,114).
La distribuzione è leggermente variata rispetto a Figura 20.

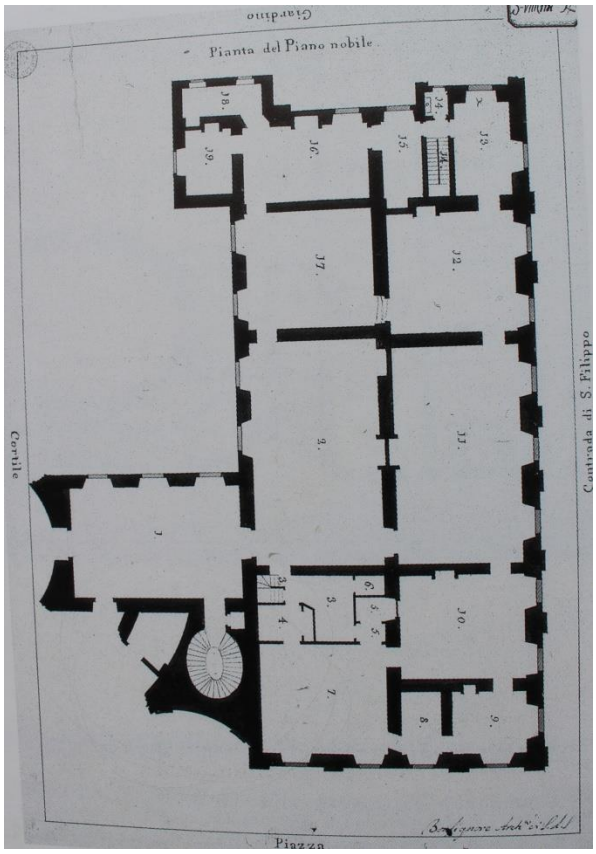


Figura 36. Ferdinando BONSIGNORE, «Pianta del piano nobile», s.d. [1818?]. (BRT, S VIII,114). Illustra l'ala meridionale del palazzo; il confronto con la Figura 9 evidenzia le variazioni apportate.

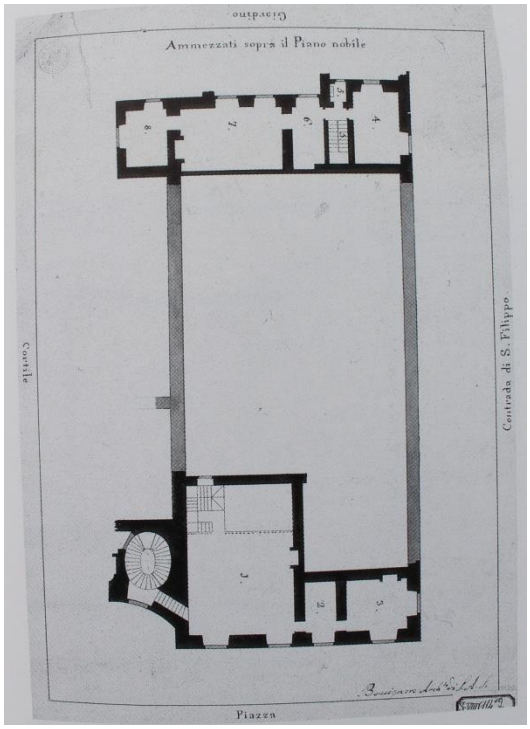


Figura 37. Ferdinando BONSIGNORE, «Ammezzati sopra al piano nobile», s.d. [1818?]. (BRT, S VIII,114).

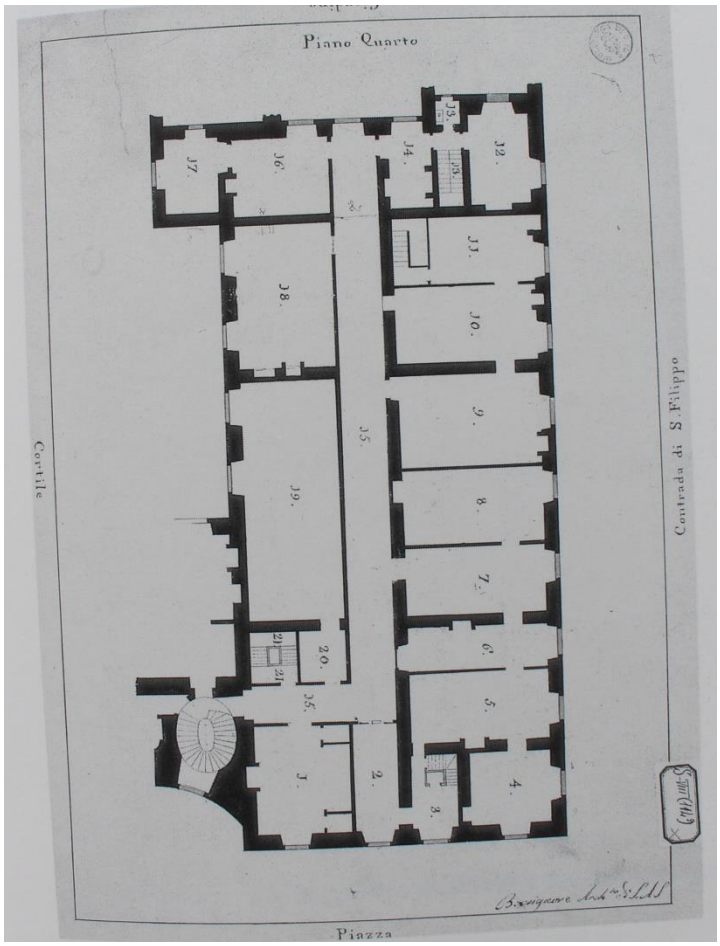


Figura 38. Ferdinando BONSIGNORE, «Piano quarto», s.d. [1818?]. (BRT, S VIII,114).

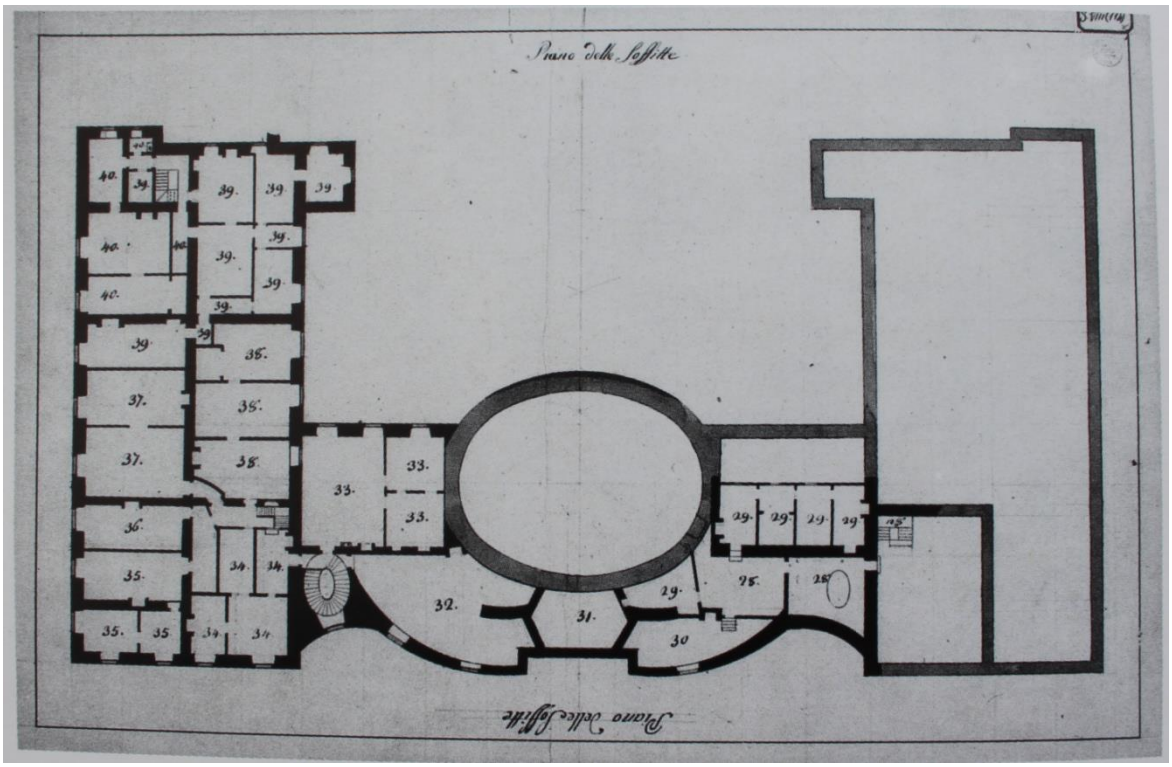


Figura 39. Ferdinando BONSIGNORE, «Piano delle soffitte», s.d. [1818?]. (BRT, S VIII,114). Confrontabile con la Figura 20.

2.6. PARLAMENTO SUBALPINO

Il 4 marzo 1848, tra i fermenti della vitalità risorgimentali, mentre ancora si combatteva sul fronte lombardo, e con la promulgazione dello Statuto da parte di Carlo Alberto sancita in Piemonte avviene il passaggio dall' assolutismo della monarchia alla riforma democratica. Torino, città privilegiata, diveniva di diritto il centro delle attività governative, la Camera dei deputati ed il Senato; quest'ultimo trovò sede a Palazzo Madama mentre la Camera, il Parlamento Subalpino, venne insediato a Palazzo Carignano.

Le nuove funzioni cui il palazzo avrebbe dovuto assolvere resero necessari altri interventi, primo fra tutti l'adattamento ad aula parlamentare del salone che aveva ospitato le feste dei Carignano e, in tempi più vicini, il Consiglio di Stato. Dei lavori venne incaricato Carlo Sada, architetto di fiducia di Carlo Alberto; il mancato reperimento dei disegni di progetto (sebbene le fonti scritte riportino che erano stati prodotti dall' architetto in data 24 aprile) non consente di valutare esattamente la portata dei lavori in programma, soprattutto in rapporto alle eventuali modifiche della volta guariniana. L'aula venne aperta l'8 maggio 1848 nonostante i lavori di finitura si protrassero a lungo.

L'uso di Palazzo Carignano da parte dei parlamentari richiese evidentemente qualche ulteriore aggiustatura già nel 1852, ma nessuno ha costituito variazioni strutturali rilevanti in quanto riguardavano modifiche di consistenza prettamente funzionale ed estetica.

Tornando a considerare l'entità dei lavori di adattamento del salone ad aula parlamentare, l'ipotesi già convalidata anche da Passanti, secondo la quale in tale occasione sarebbe stata rifatta anche la volta che ne chiude lo spazio, forata in centro del lucernario ovale[6], deve essere riconsiderata.

I sintomi di cedimento manifestatisi nelle murature d'ambito del padiglione fin dal 1853, potevano indicare che la struttura fosse stata influenzata da interventi di una certa consistenza[7]e avvalorando quindi tale ipotesi. In realtà l'organizzazione strutturale della volta, così come è emerso dai sondaggi e dai rilievi recenti, conferma la previsione dei disegni guariniani e riconduce alla configurazione del sistema a doppia orditura voltata: la prima volta forata dall'ovale di centro, la seconda dallo svuotamento degli spicchi per arricchire con gioco spettacolare della luce, lo spazio scenografico del salone. La soluzione studiata da Guarini per lo sviluppo in altezza del salone è da confrontarsi con quella che egli aveva dato per il castello di Racconigi, anch'essa purtroppo verificabile solo in disegno ma molto più chiaramente, perché illustrata dalla sezione.

---

6 «L'architetto Mario Passanti... [OMISSIS]…ha eseguito un esame delle strutture della parte alta del salone sopra la balconata, sopra la copertura a cassettoni vetrari della grande apertura ovata al centro. Questa copertura è di mattoni, traforata, sorretta al di sopra da un'impalcatura di legname. Si può ascrivere alla metà del secolo scorso, al momento dell'adattamento del Salone ad Aula del Parlamento, e sostituì certo la copertura originale. Al di spora, sul muro interno, nel punto di incontro ideale delle bisettrici degli angoli formati dagli assi maggiori e minori dell'ovato, si notano sporgenze in mattoni, evidentemente scalpellate e ridotte da cui affiorano pezzi di travi. Altri sporgono dal muro; si può ragionevolmente pensare quindi che si tratti dei resti dell'armatura originale del tempo di Baroncelli che ripeteva quella ideata dal Guarini e realizzata per l'atrio» (LANGE, Disegni cit.)

7 «...dal Parlamento Subalpino Sada scompare mentre cominciano a registrarsi preoccupanti movimenti nella struttura: si sono riaperte "screpolature"...Tutto sembra poi restare talmente urgenti che da essere realizzate nell'anno benché da imputare al bilancio del 1858; incaricato è l'ingegnere Amedeo PEYRON» (SPANTIGATI, Un apparato cit.)

Egli sanò il dissesto tramite interventi di consolidamento: «fece cingere i muri pericolanti con enormi cerchioni roventi, i quali raffreddandosi si restrinsero, riavvicinando le parti staccate in maniera da farle combaciare» (D. G. Cravero, Il Palazzo Carignano in «Atti e Rassegna Tecnica della Società degli Ingegneri e degli Architetti di Torino», Torino, febbraio 1951).

2.7. L' AULA PROVVISORIA

La situazione di dissesto manifestatasi fin dal 1853 nelle mura di coronamento del salone guariniano dopo l'adattamento ad aula parlamentare era stata sanata nel 1857 con interventi di consolidamento eseguiti su progetto dell'ingegner Amedeo Peyron.

La soluzione del problema statico non era però sufficiente a risolvere il problema dell'insufficienza funzionale dell'aula. Si fece ricorso a soluzioni di ripiego sino al 1859, anno in cui il massiccio aumento di deputati, dovuto prima all'annessione della Lombardia e dell'Emilia, poi dell'Italia centrale e meridionale, motivò la decisione di costruire un palazzo apposito, in ampliamento all'esistente. L'azione di Peyron fu pronta e brillante; l'aula provvisoria, progettata e costruita con una struttura ardita in ferro fu inaugurata il 18 febbraio 1861 con la prima seduta del nuovo Parlamento italiano. L'aspetto dell'aula è documentato da diversi disegni: le piante indicano chiaramente l'impostazione distributiva, adattata all'esigenza di collegare il nuovo organismo agli ambienti esterni esistenti e, in particolare, alla parte centrale del palazzo, che disimpegna i diversi percorsi orizzontali e verticali; due accessi indipendenti sono ricavati negli angoli laterali, con le scale di adduzione ai livelli superiori.

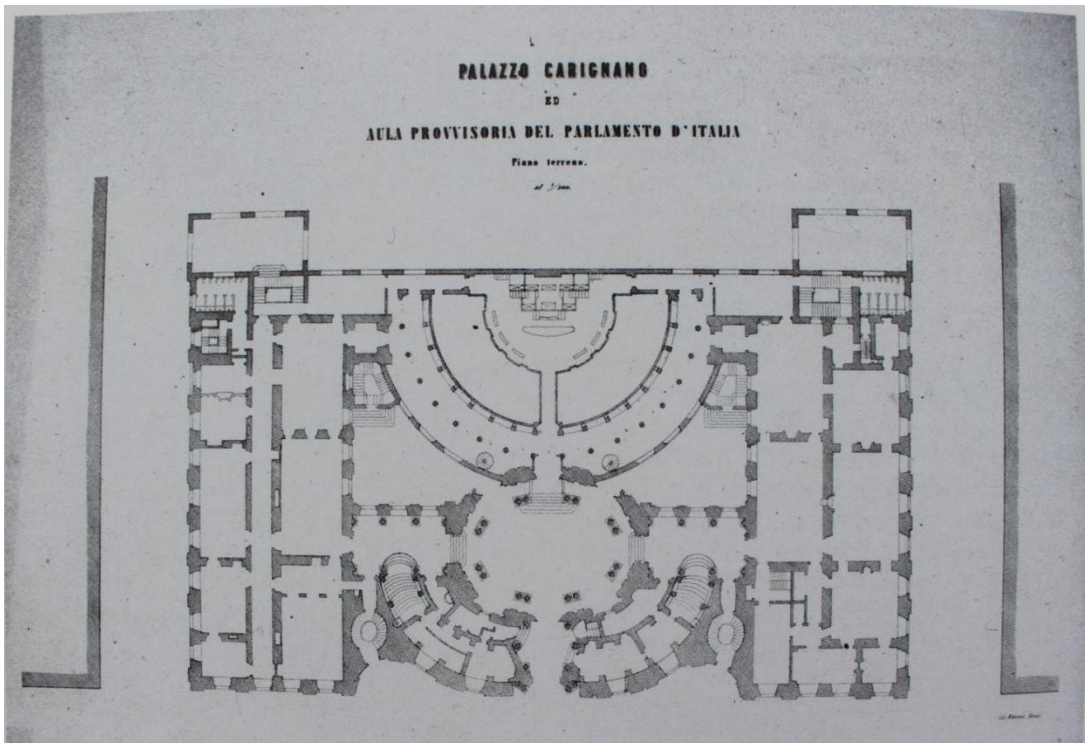


Figura 40. Amedeo PEYRON, «Palazzo Carignano ed Aula provvisoria del Parlamento d' Italia». Pianoterreno 1861 (Archivio Privato).
L'emiciclo della nuova aula è perfettamente inserito nello spazio del cortile e collegato su tre lati agli ambienti del palazzo; la chiusura verso piazza Carlo Alberto è avanzata rispetto al filo della costruzione seicentesca per inserire i servizi e due comode scale laterali ed è connotata da due avancorpi alle estremità.

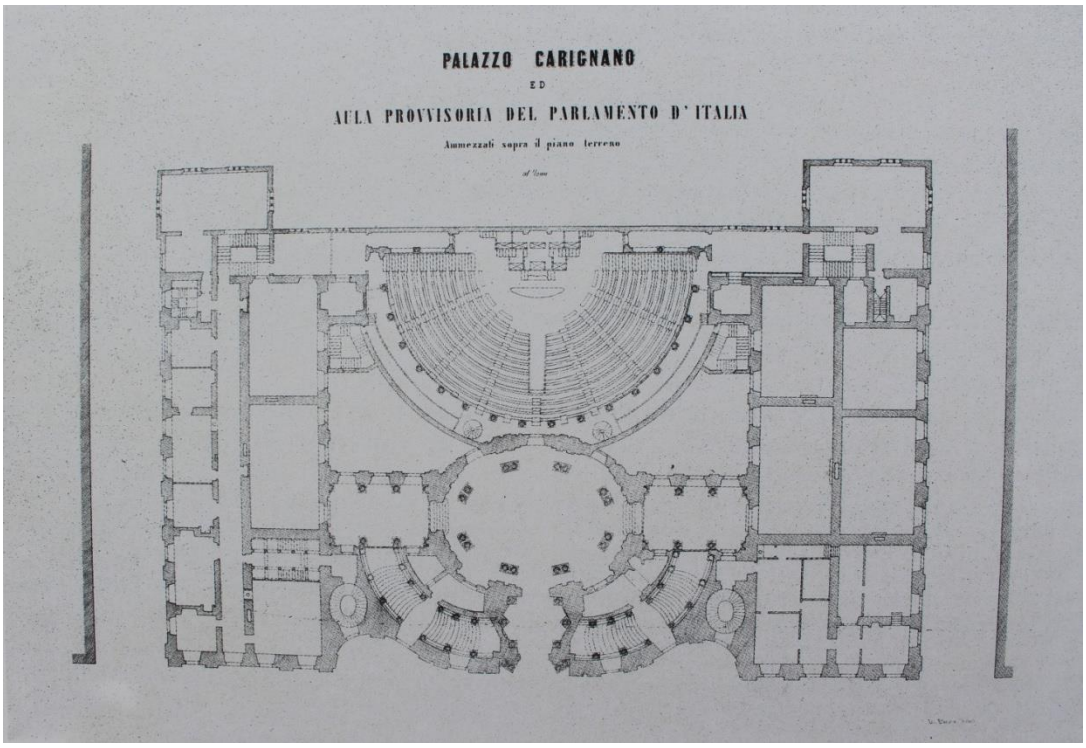


Figura 41. Amedeo PEYRON, «Palazzo Carignano ed Aula provvisoria del Parlamento d' Italia». Piano degli ammezzati

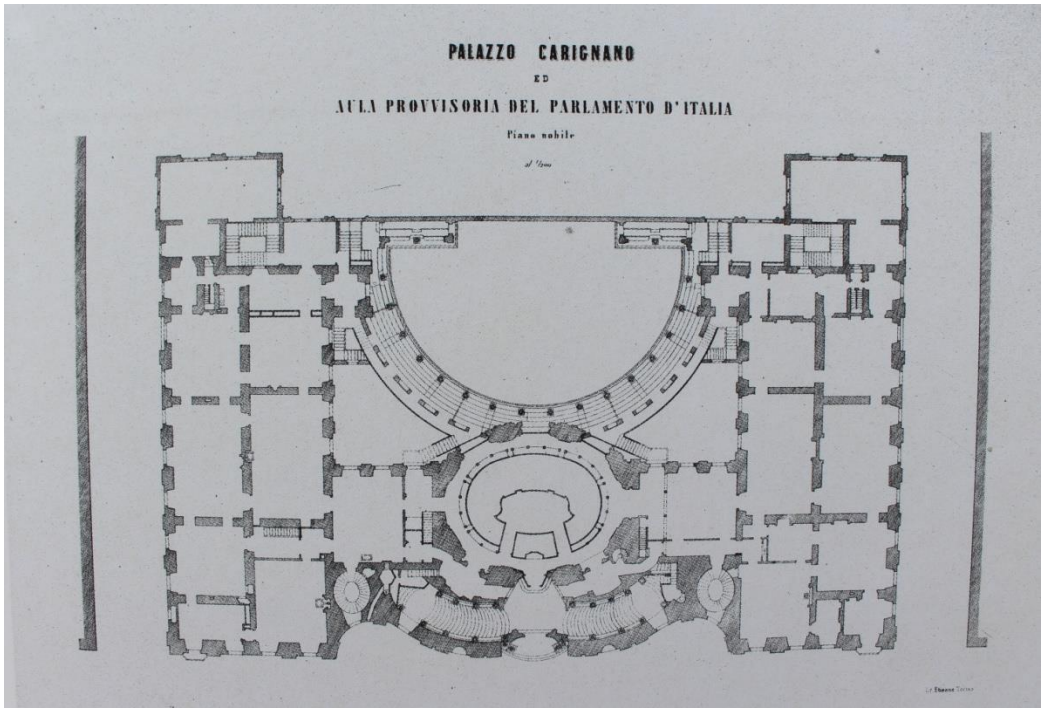


Figura 42. Amedeo PEYRON, «Palazzo Carignano ed Aula provvisoria del Parlamento d' Italia». Piano nobile 1861 (Archivio Privato)

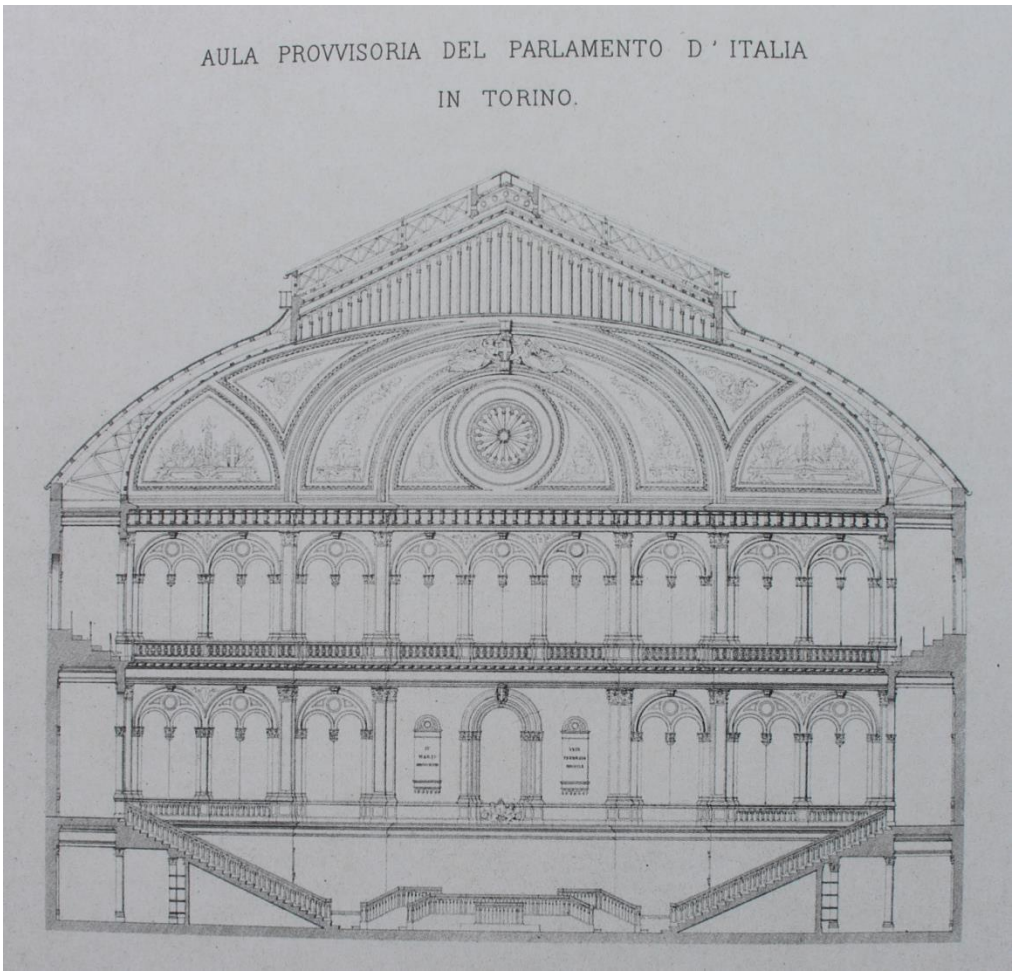


Figura 43. Amedeo PEYRON, «Palazzo Carignano ed Aula provvisoria del Parlamento d' Italia». Sezione longitudinale dell'aula 1861 (Archivio Privato).

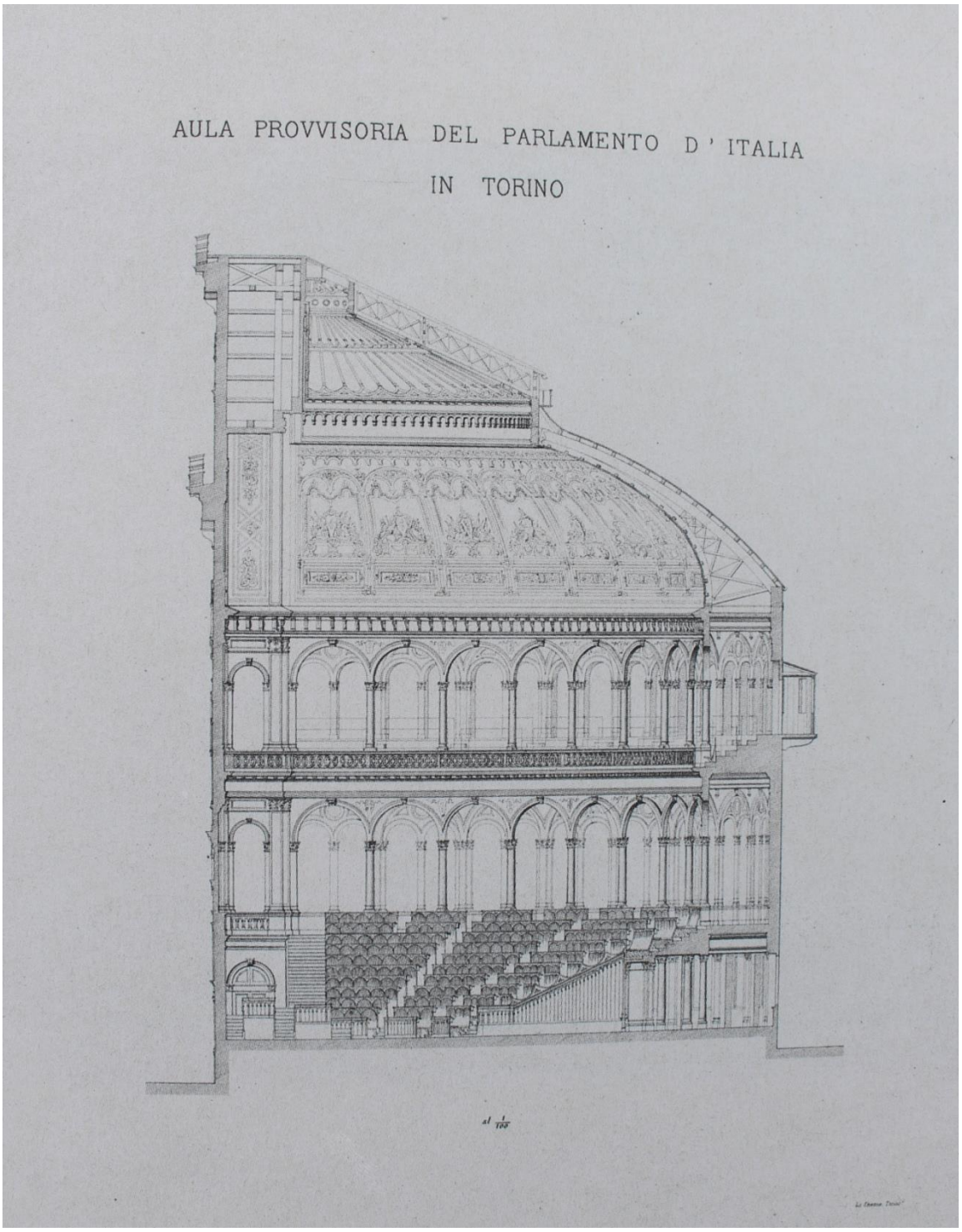


Figura 44. Amedeo PEYRON, «Palazzo Carignano ed Aula provvisoria del Parlamento d' Italia". Sezione trasversale dell'aula 1861 (Archivio Privato).

2.8. IL PARLAMENTO ITALIANO

Per la costruzione definitiva della nuova degna sede del Parlamento italiano, molti progettisti si erano cimentati a studiare diverse soluzioni in ampliamento al palazzo. Non risulta che sia stato indetto un concorso; il tema era talmente prestigioso che i progettisti andavano a gara per "regalare" ciascuno la propria proposta alla città.

Tra molti progetti presentati la giunta cittadina decise di appoggiare, pur introducendo alcune modifiche, una nuova soluzione presentata da Domenico Ferri e Giuseppe Bollati.

In seguito alla prima stesura del progetto risalente al 1863, si deliberò di costruire una nuova ala che contenesse una sala di 35x20 metri e i necessari locali annessi. Il 2 gennaio 1864 venne presentato ed approvato il nuovo progetto. La tanto desiderata aula del Parlamento non entrò mai in uso perché Torino cessò la funzione di capitale del Regno d'Italia e le Camere furono trasferite molto prima che la nuova costruzione fosse conclusa. Con la decisione di trasferire la capitale da Torino a Firenze il destino prestigioso prefigurato per il palazzo mutò repentinamente.

Il progetto raffigurato nelle seguenti tavole corrisponde a quanto eseguito.

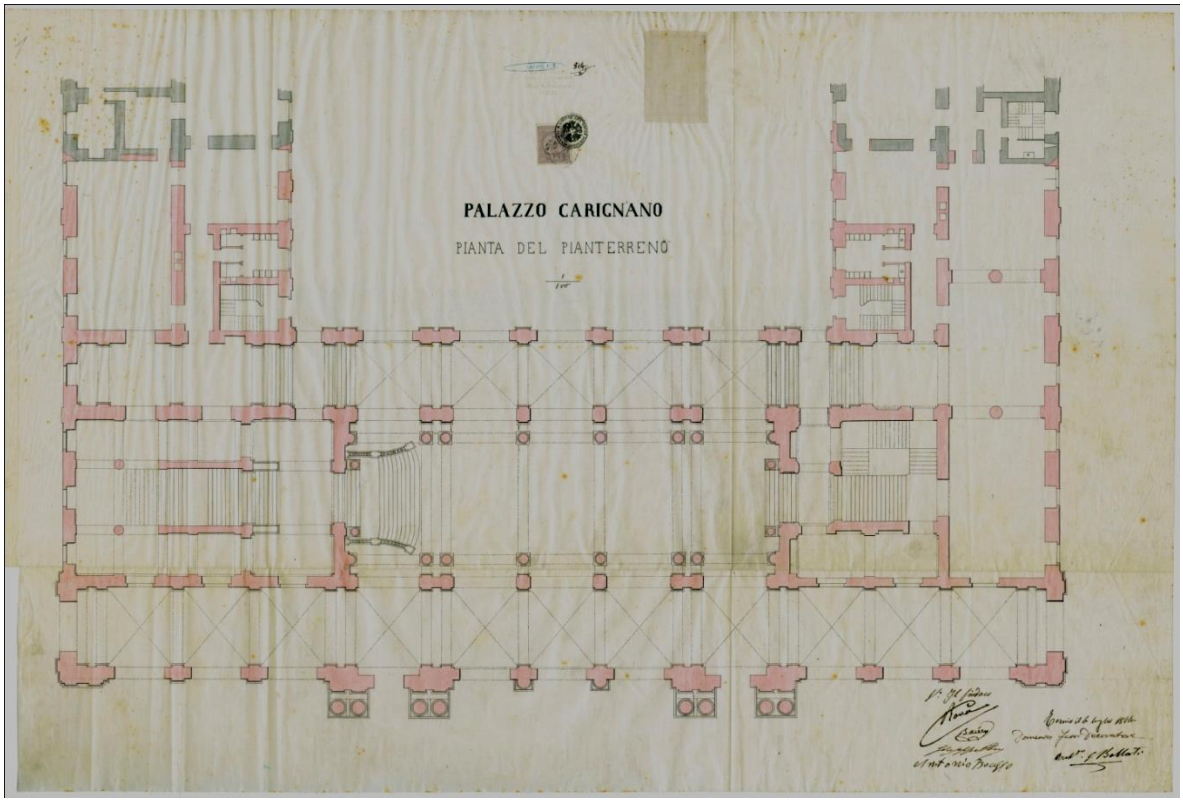


Figura 45. Giuseppe BOLLATI, Domenico FERRI, «Palazzo Carignano, Pianta del pianterreno», 16 luglio 1864 scala 1:100(ASCT, Disegni vol.6, cart. 24).

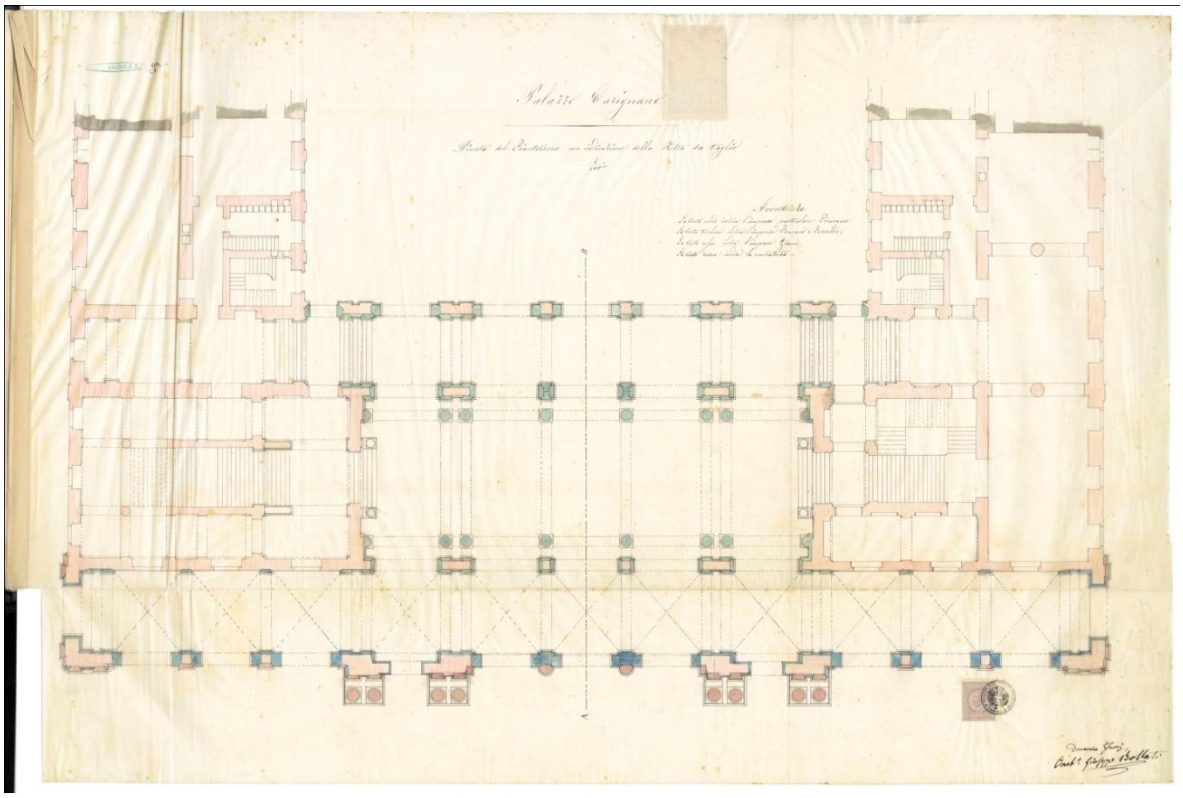


Figura 46. Giuseppe BOLLATI, Domenico FERRI, «Palazzo Carignano, Pianta del pianterreno con indicazione della pietra da taglio», 16 luglio 1864 scala 1:100 (ASCT, Disegni vol.6, cart. 24).
Il disegno riporta la collocazione dei masselli lapidei; i differenti colori indicano differenti tipi di materiale.

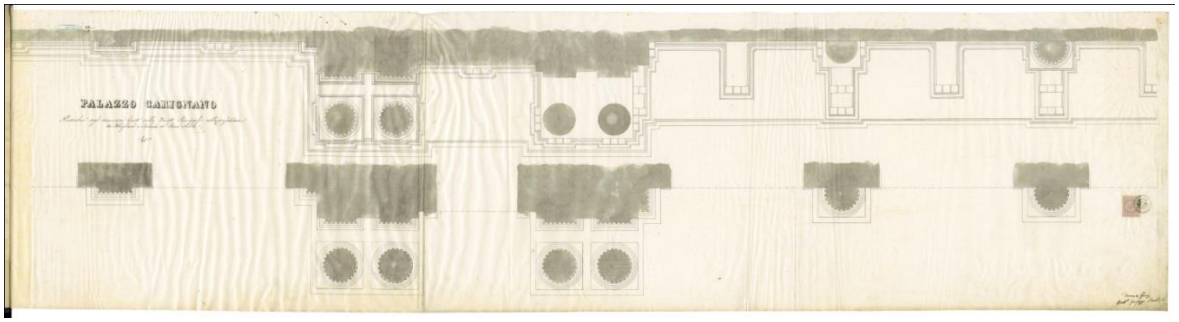


Figura 47. Giuseppe BOLLATI, Domenico FERRI, «Particolare degli avancorpi binati sulla Fronte Principale colla proiezione dei modiglioni e balconi del piano nobile», 16 luglio 1864 scala 1:20 (ASCT, Disegni vol.6, cart. 24).

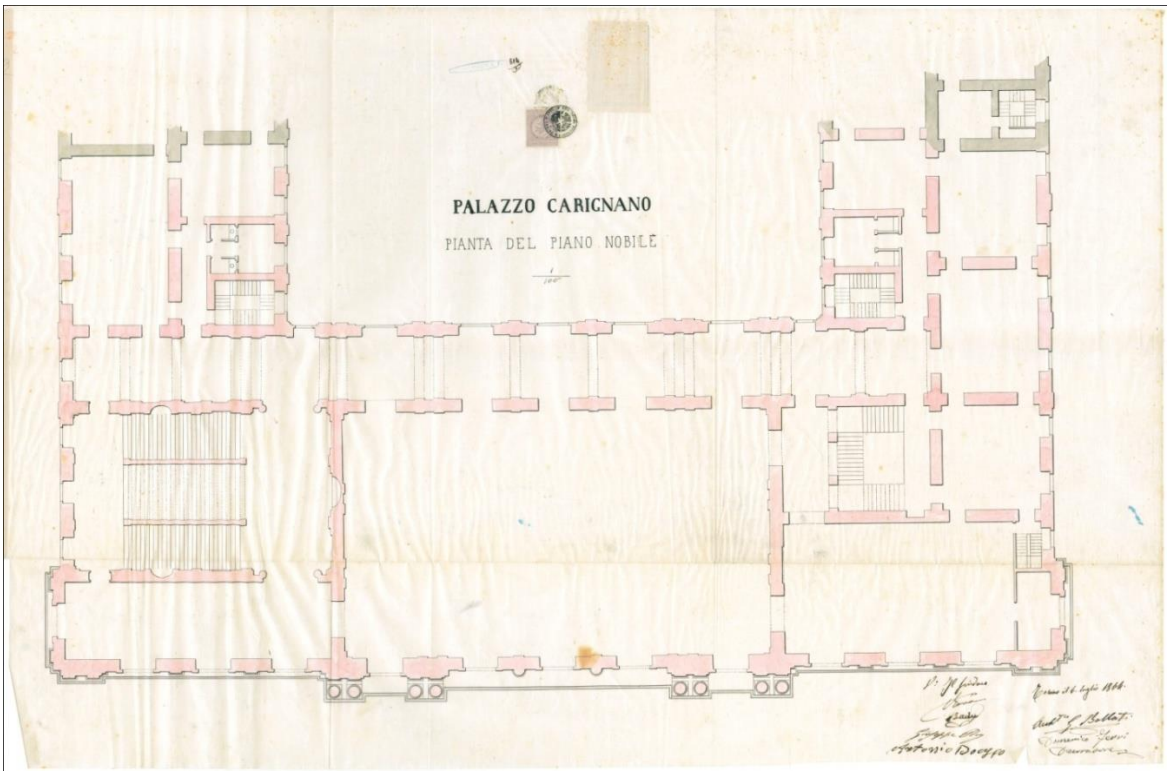


Figura 48. Giuseppe BOLLATI, Domenico FERRI, «Palazzo Carignano, Pianta del piano nobile», 16 luglio 1864 scala 1:100 (ASCT, Disegni vol.6, cart. 24).

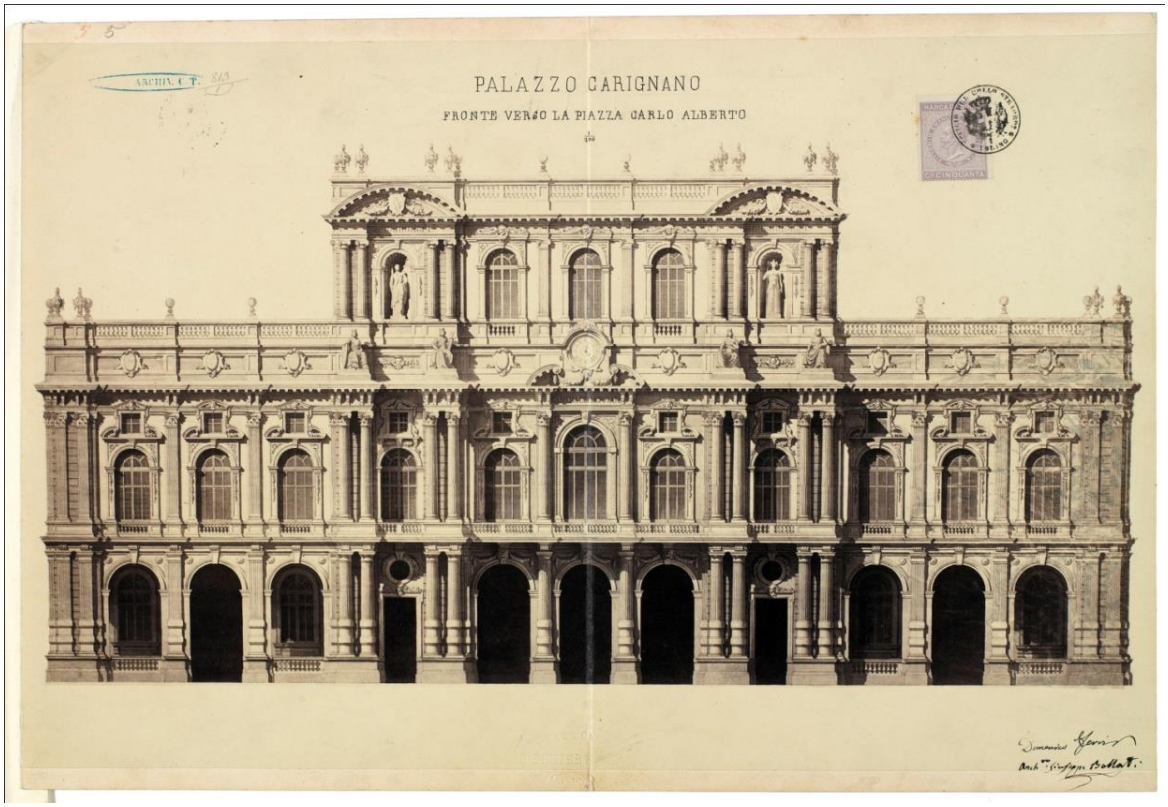


Figura 49. «Prospetto verso la piazza Carlo Alberto», 1860, riproduzione fotografica. (ASCT, Disegni vol.6, cart. 24).

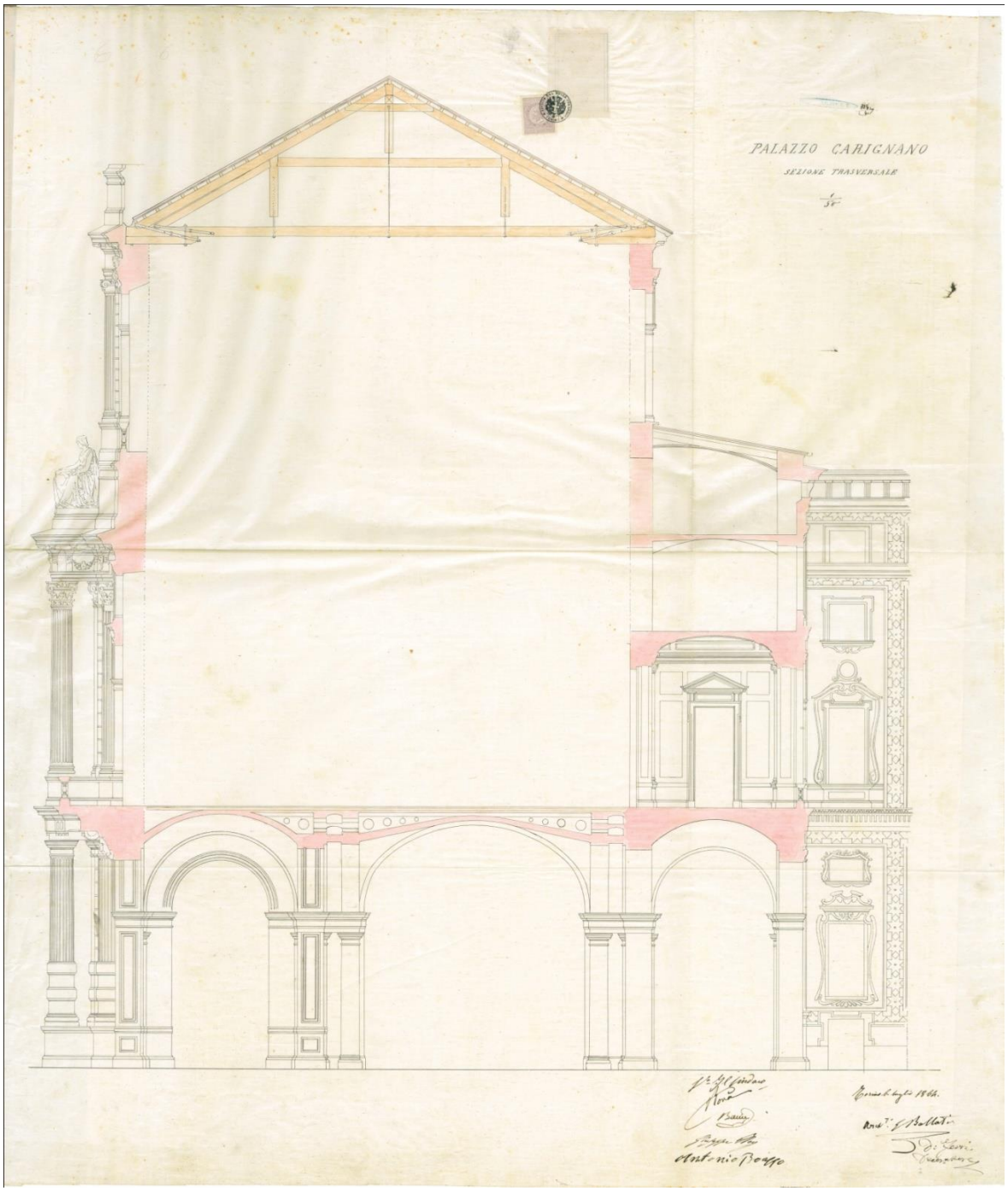


Figura 50. Giuseppe BOLLATI, Domenico FERRI, «Palazzo Carignano, sezione trasversale», 16 luglio 1864 scala 1:50 (ASCT, Disegni vol.6, cart. 24).
Il disegno non riporta l'indicazione della balconata interna perimetrale e della volta che vengono in questa rappresentazione omesse

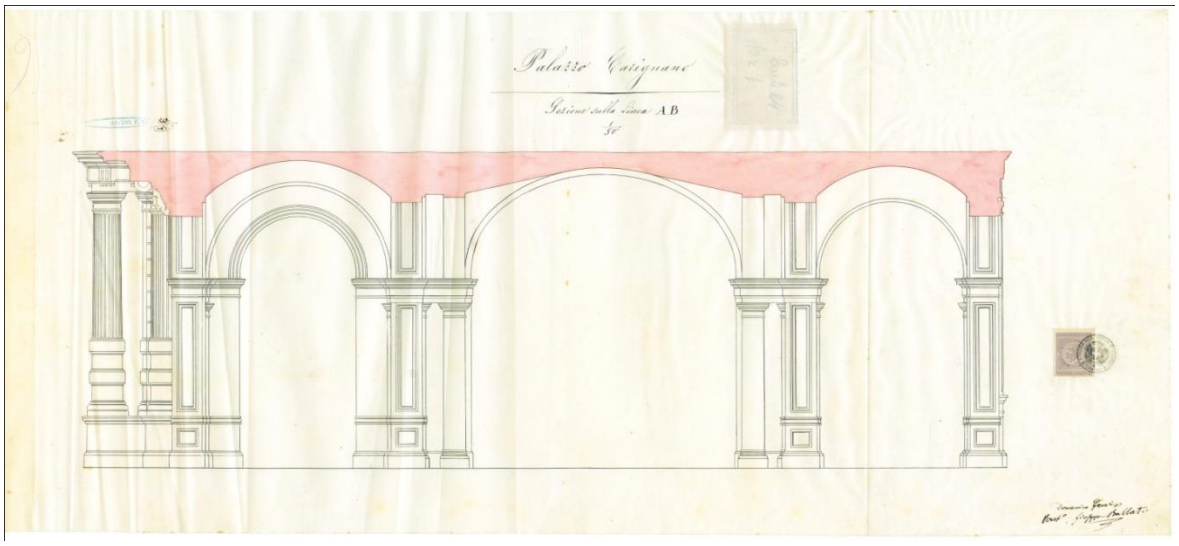


Figura 51. Giuseppe BOLLATI, Domenico FERRI, «Sezione sulla linea AB», 16 luglio 1864 scala 1:50 (ASCT. Disegni vol.6, cart. 24).

2.9. LA NUOVA DESTINAZIONE D' USO

Con l'allontanamento delle Camere da Torino nacquero i primi problemi di riutilizzo del palazzo che, persa la vocazione primaria di rappresentatività, offriva ampi spazi per altre funzioni pubbliche.

Il problema della destinazione d'uso venne affrontato dalle commissioni municipali per valutare le opzioni di diversi enti che volevano approfittare di tanta disponibilità di spazio per stabilirvi la propria sede.

Per comprendere lo spirito con cui venivano considerate e discusse le richieste esterne, è illuminante la Relazione della Commissione per la destinazione di Palazzo Carignano, che riassume il lavoro svolto dalla Commissione stessa. Vi si legge, ad esempio, che i locali del quarto piano e del tetto, ed altri simili aventi accesso dalle scalette a chiocciola, vennero affittati a privati inquilini. L'intenzione di collocare nel Palazzo il Museo Egizio, il Museo Civico e la Pinacoteca governativa non ebbe attuazione. Di fatto, a partire dal 1876, saranno insediati nell'edificio i Musei di Zoologia e Mineralogia e le facoltà di Geologia, Paleontologia e Anatomia comparata.

Ai due musei erano assegnati il primo ed il secondo piano, di cui esiste rilievo e progetto: il confronto tra le due tavole relative corrispondenti al primo piano (piano nobile) testimonia le consistenti trasformazioni operate; con la realizzazione dei corridoi centrali di disimpegno e la costruzione di tramezzi, la distribuzione dei locali ne risulta sensibilmente variata. La tavola di progetto relativa al secondo piano riporta la collocazione dei numerosi lucernari aperti per illuminare i locali del museo di geologia; la partitura molto fitta dell'ala seicentesca, già precedentemente frazionata in numerosi alloggi, viene qui riconfermata con la destinazione ad alloggi per gli addetti ai musei. Altre cinque tavole, di medesimo supporto grafico, sono datate 29 settembre 1977; riportano indicazioni di piccoli lavori e di misure, ma non forniscono ulteriori dati che possano essere rilevanti per l'analisi strutturale.

Qui di seguito vengono riportati alcuni lavori importanti:

- PIANO TERRENO
  Demolizioni: n.1 volta a schifo (locale n.13); il soffitto (locale n.12); n.1 tramezzo.

- PIANO AMMEZZATO
  Demolizioni: n.2 volte irregolari.
  N.B. siccome le demolizioni interessano elementi strutturali con pessimo comportamento statico - dinamico, si può intuire che i nuovi soffitti e/o volte abbiano un comportamento strutturale migliore in quanto hanno in seguito all'abbattimento e successivo ripristino, una configurazione regolare. Perciò a favore di sicurezza si può assumere che il comportamento strutturale sia per lo meno uguale al precedente.

Un interessante documento conferma le indicazioni date da alcune incisioni circa la facciata del palazzo verso piazza Carignano prima dell'intervento di Carlo Ceppi che ne coronò il fronte con il grande stemma dedicato a Vittorio Emanuele II. Si tratta di una fotografia che servì di supporto al Ceppi stesso per valutare l'effetto della propria invenzione. Sotto allo schizzo a penna eseguito direttamente dall' architetto per il grande frontone che egli intendeva realizzare, si indovina che, in corrispondenza del nicchione centrale, il cornicione era effettivamente spezzato e che esisteva il grande occhio, interrotto da una sporgenza fortemente aggettante, e le due piccole finestre quadrate già individuabili nell'incisione di Moutier.

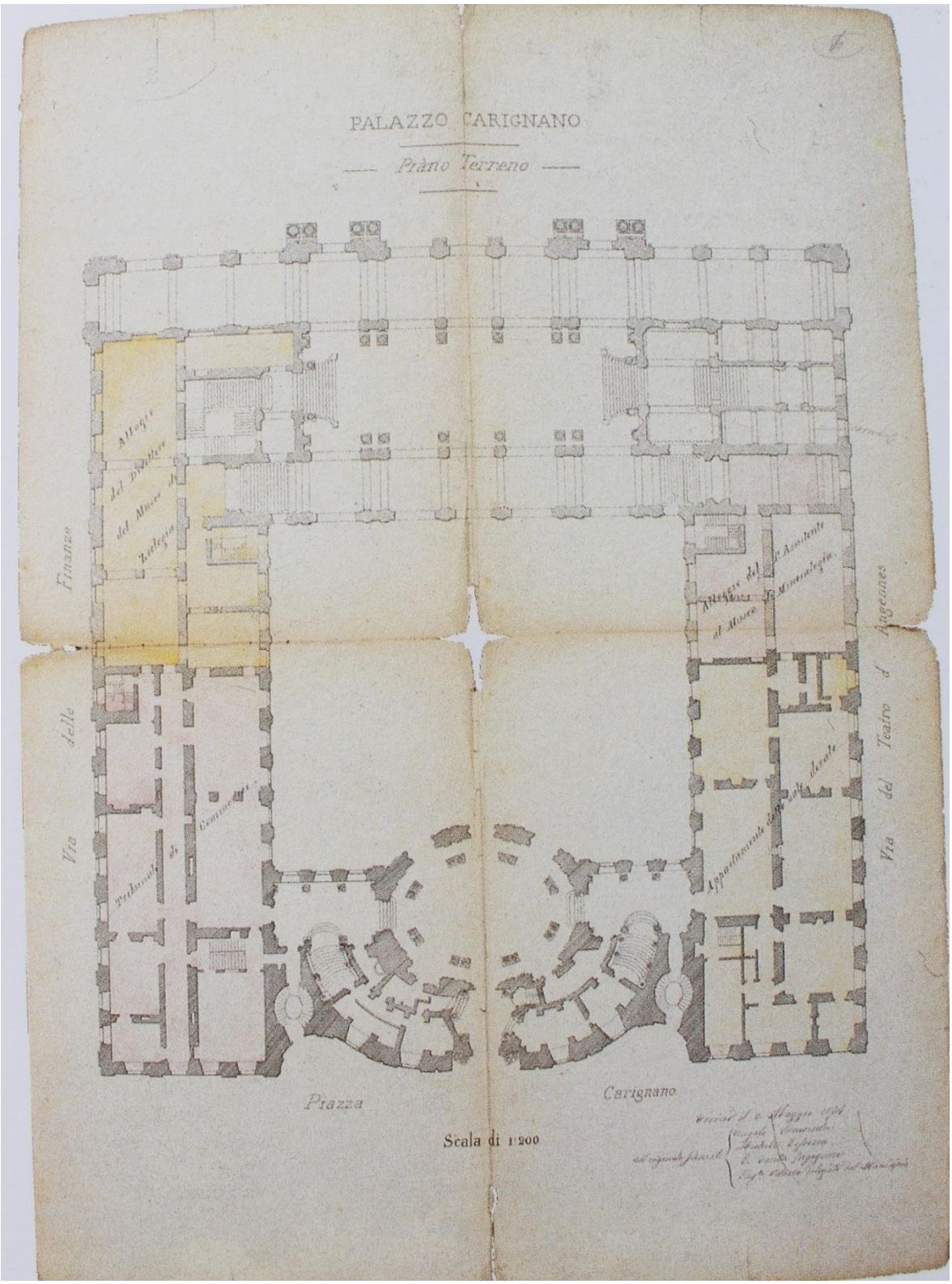


Figura 52. «Palazzo Carignano, Piano terreno»2 maggio 1874. (ASTR, Versamento Genio Civile, 1935, m.2)
Questo rilievo, come quello che segue, indica nell' ala seicentesca il Tribunale di Commercio e l'appartamento delle sale dorate e, nell' ala ottocentesca, gli alloggi per gli addetti ai musei che si intendono collocare nel palazzo.

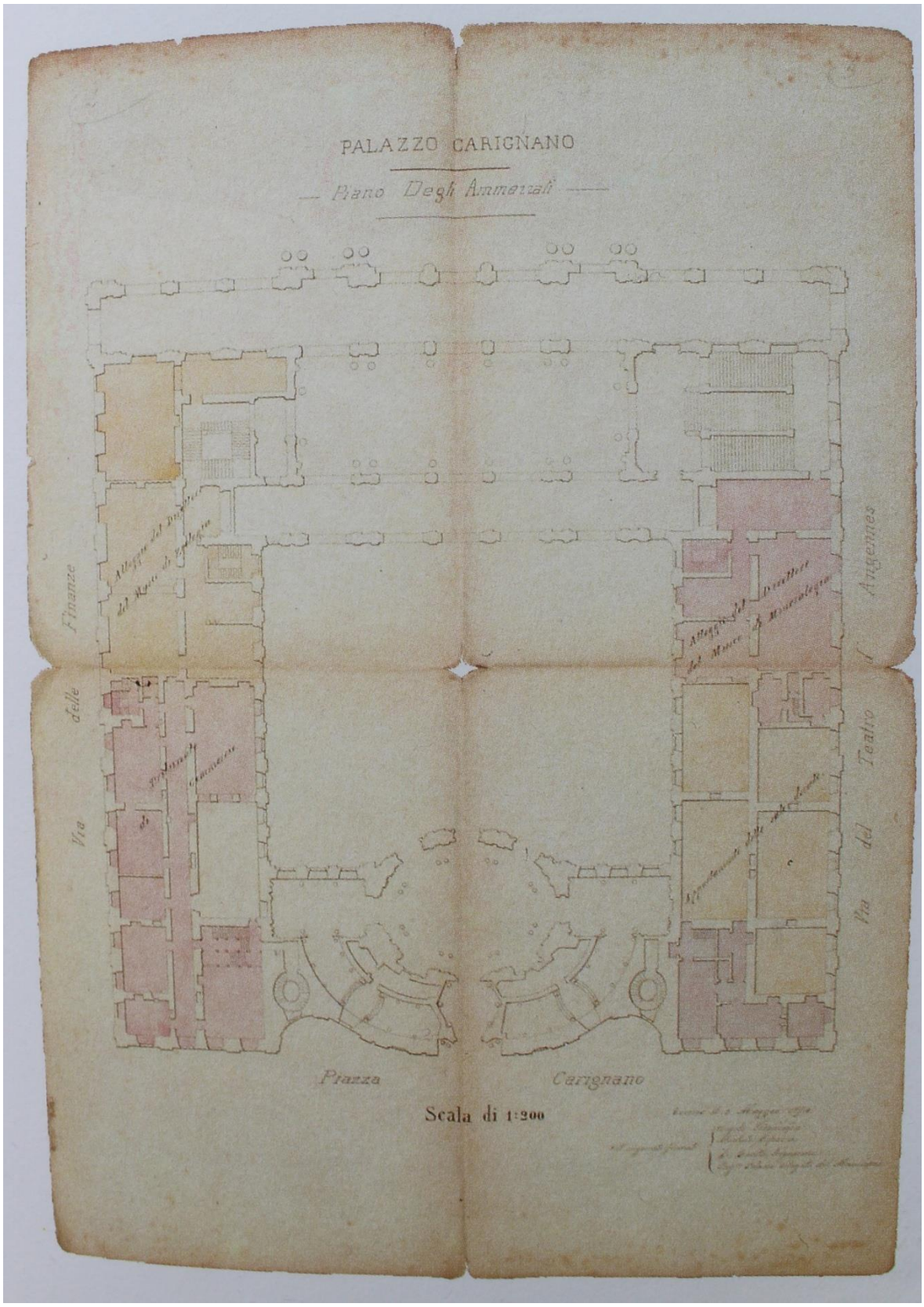


Figura 53. «Palazzo Carignano, Piano degli ammezzati»2 maggio 1874. (ASTR, Versamento Genio Civile, 1935, m.2)

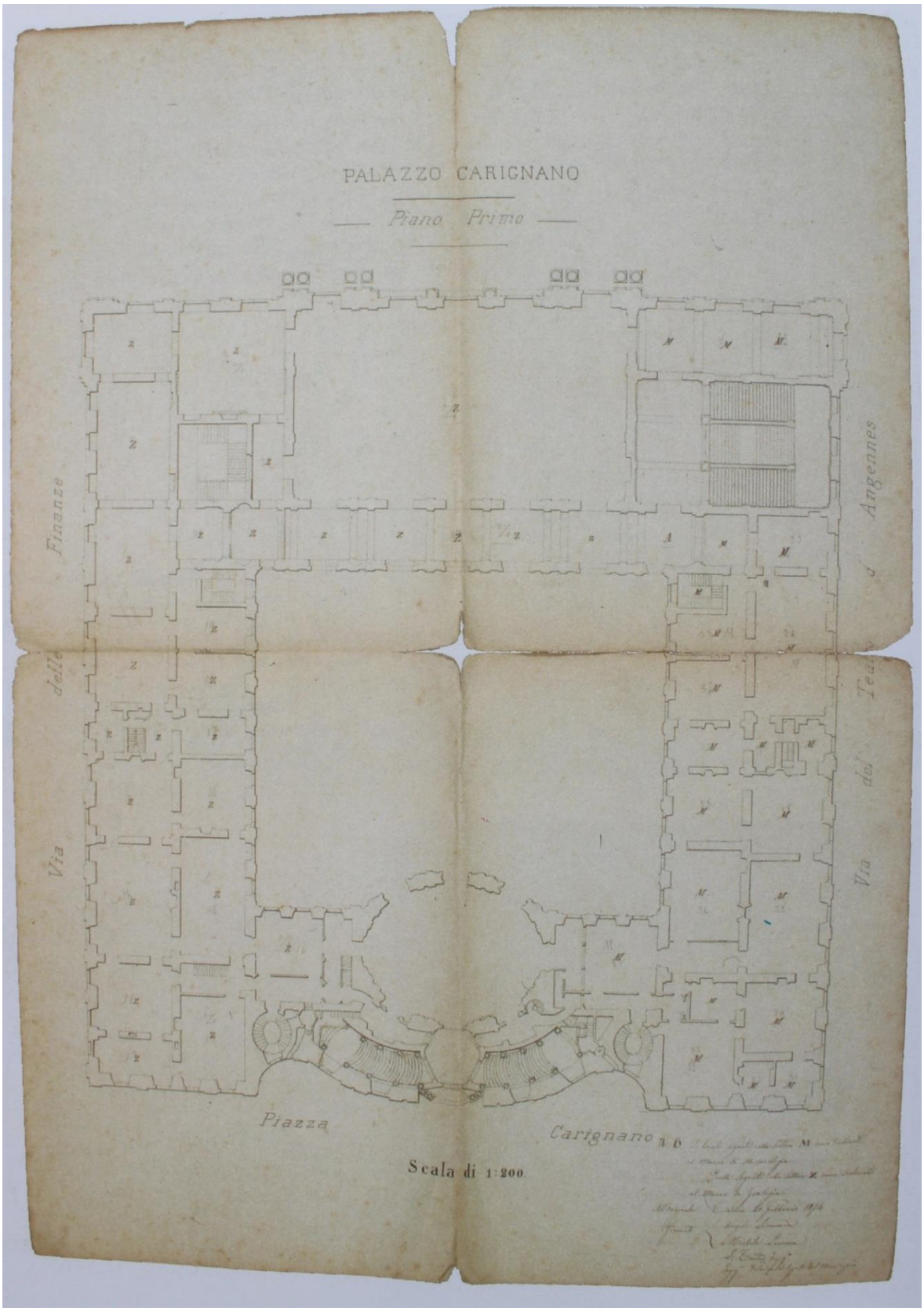


Figura 54. «Palazzo Carignano, Piano primo»22 febbraio 1874. (ASTR, Versamento Genio Civile, 1935, m.2)
Sul rilievo le sigle M e Z indicano gli ambienti di assegnare rispettivamente ai Musei di Mineralogia e di Zoologia.

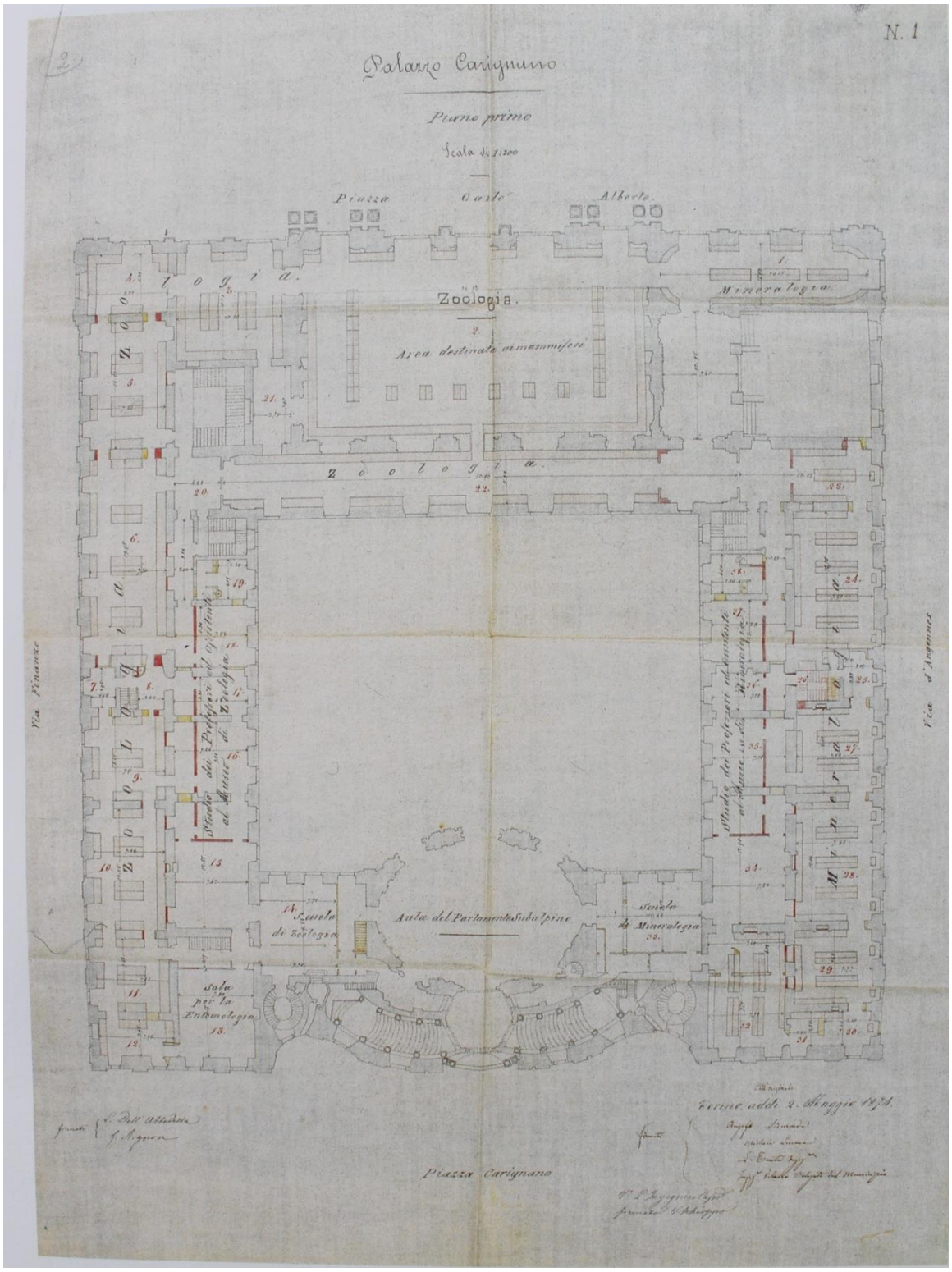


Figura 55. «Palazzo Carignano, Progetto di collocamento dei Musei di Mineralogia e Zoologia, Piano primo»2 maggio 1874. (ASTR, Versamento Genio Civile, 1935, m.2).
Come si comprende i lavori hanno modificato solamente l'impianto dei locali andando a erigere tamponamenti, mentre le demolizioni interessano solo piccole porzioni di maschi murari interni, con il fine di ampliare le aperture. Per l'entità per cui sono attuati si può notare che il comportamento statico e dinamico non è praticamente variato. Vi sono quindi indicate le trasformazioni da apportare alla distribuzione dei musei e la collocazione delle strutture espositive.

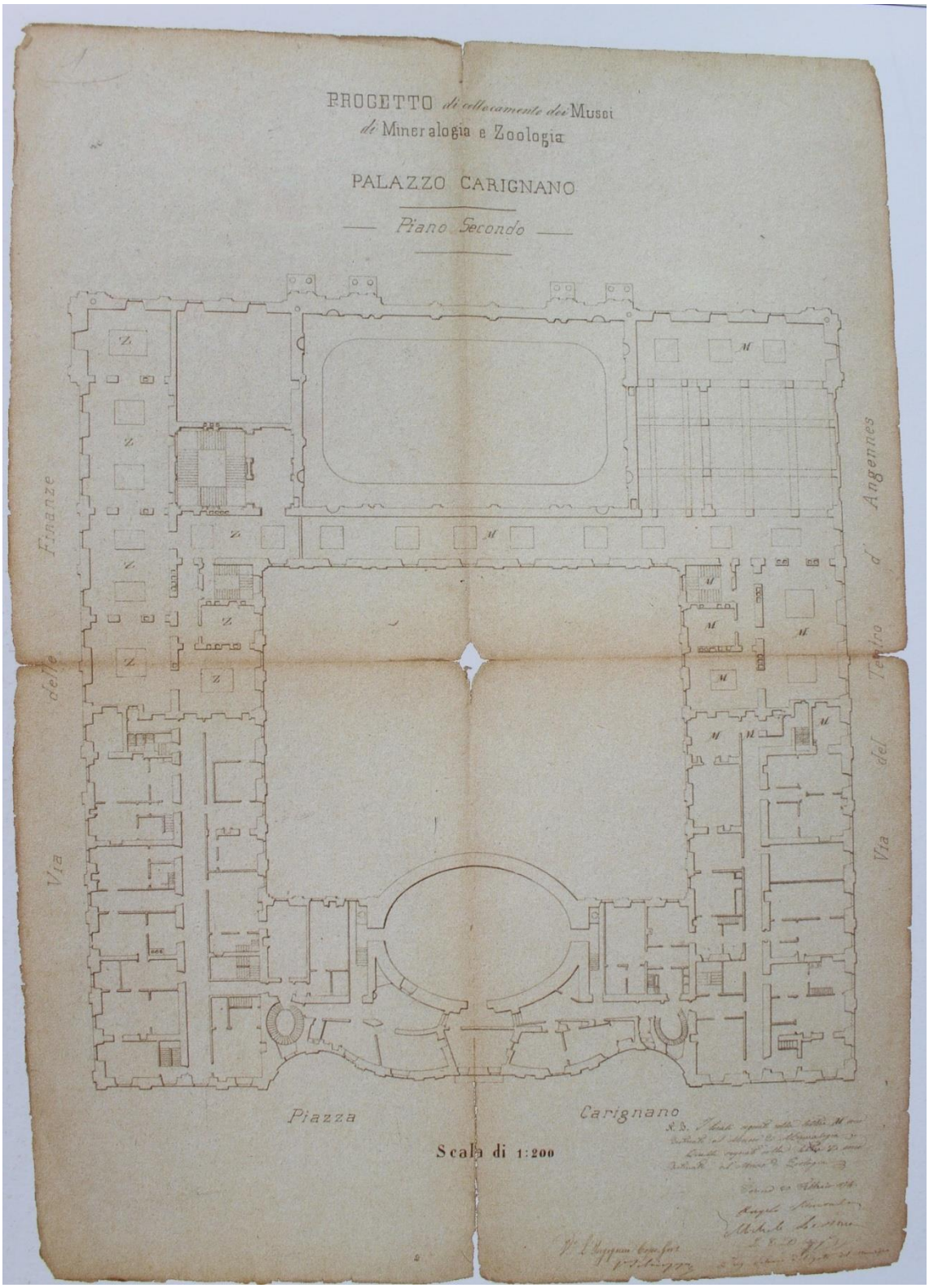


Figura 56. «Palazzo Carignano, Progetto di collocamento dei Musei di Mineralogia e Zoologia, Piano secondo»22 maggio 1874. (ASTR, Versamento Genio Civile, 1935, m.2).
Il confronto di questo rilievo con quello delle Figura 34 (corrispondente allo stesso livello) dimostra che gli ambienti dell'ala seicentesca erano stati ulteriormente frazionati per uso abitativo.

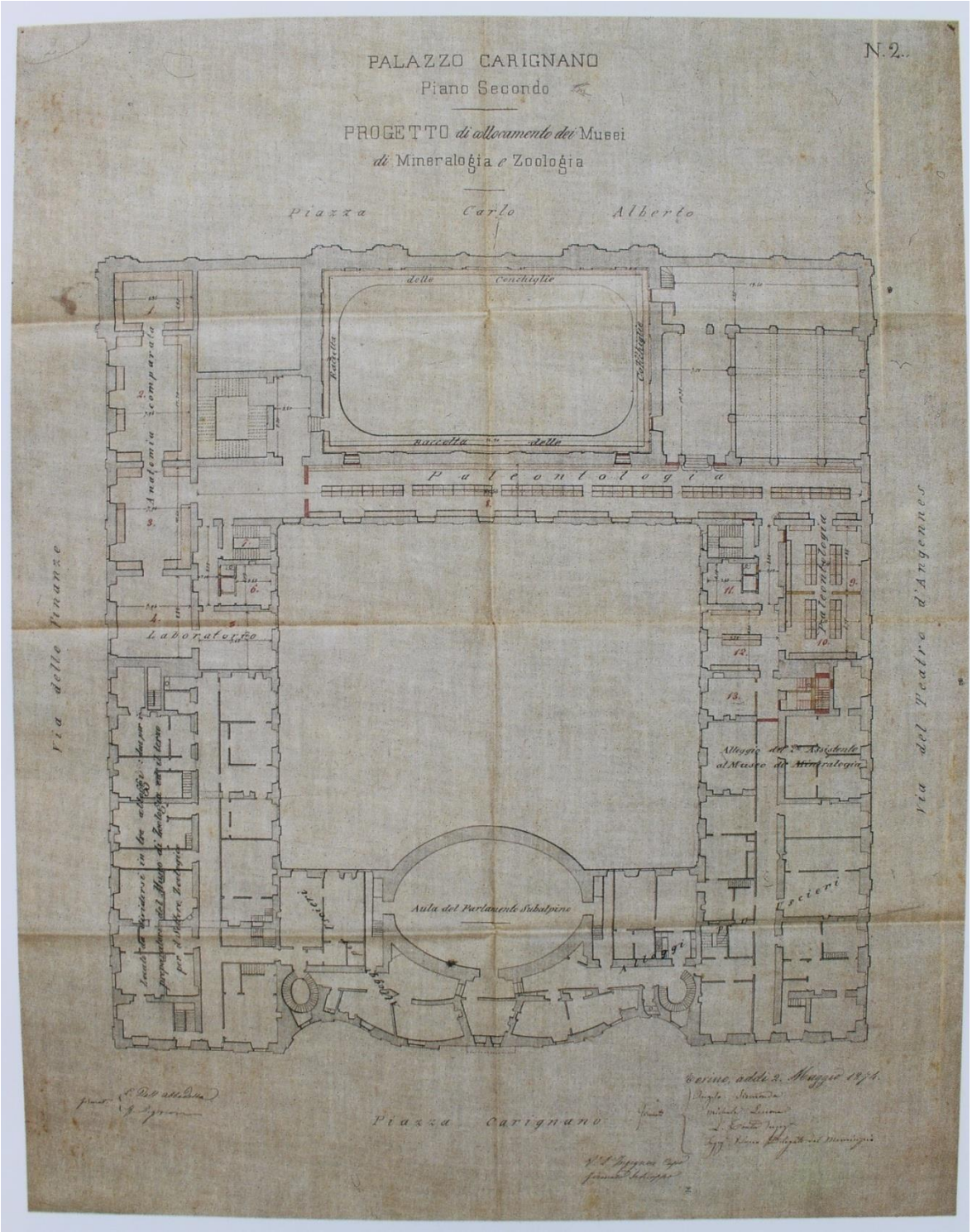


Figura 57. «Palazzo Carignano, Progetto di collocamento dei Musei di Mineralogia e Zoologia, Piano secondo»22 maggio 1874. (ASTR, Versamento Genio Civile, 1935, m.2).
Illustra gli interventi per la collocazione delle sezioni di Anatomia comparata e di Patologia nell' ala ottocentesca mentre l'ala seicentesca viene mantenuta ad alloggi per il personale dei musei.

Figura 58. «Palazzo Carignano», fotografia c.1875 (Archivio privato).
Si tratta di una fotografia sulla quale Carlo Ceppi ha schizzato la propria idea per il cartiglio in onore di Vittorio Emanuele II. L'immagine corrisponde a quanto riprodotto dalla Figura 28 per ciò che riguarda la parte centrale di coronamento; sarà Carlo Ceppi a raccordare il cornicione e ad eseguire il timpano sopra al nicchione di centro. Il tetto appare zeppo di abbaini e camini.

Figura 59. Carlo CEPPI, «Progetto per l'inserzione del cartiglio», c.1875, scala 1:50 (Archivio privato)
Il disegno corrisponde a quanto eseguito.

2.10. LE PREMESSE DEL DEGRADO (1890-1980)

L'ampliamento ottocentesco, immediatamente privato della propria funzione istituzionale, fu sottoposto alla cura degli organismi che ne avevano occupato gli spazi. Passato il momento dei grandi progetti e delle grandi trasformazioni, il palazzo cominciò a presentare quei problemi di manutenzione che, aggravati dalla frammentarietà e dall'alternanza delle diverse destinazioni d'uso, sarebbero stati causa del suo progressivo declino.

Ad aggravare la situazione il palazzo è messo alla prova dai bombardamenti del secondo conflitto mondiale. Infatti, si rilevano innumerevoli danni alla copertura e incendi.

Durante i due bombardamenti notturni dell'estate del 1943, entrambi ad opera della RAF, effettuati con bombe di grosso e grossissimo calibro, il palazzo riportò i seguenti danni: distruzione parziale della copertura del tetto, crollo dei lucernari, schiantamento degli infissi. Si registrarono inoltre gravi lesioni alle opere d'arte in esso presenti e agli stucchi e dorature dei saloni.

Come riscontrabile dalla documentazione fotografica seguente i danni non interessarono gli elementi portanti da cielo a terra. Quindi strutturalmente non fu minata la sua stabilità.

Si precisa che per l'intero lasso di tempo compreso tra il 1890 e il 1980 non si sono modificate in alcun modo le strutture portanti. Infatti, le opere maggiori riguardano la demolizione di tramezzi e soppalchi e consolidamento di volte e solai.

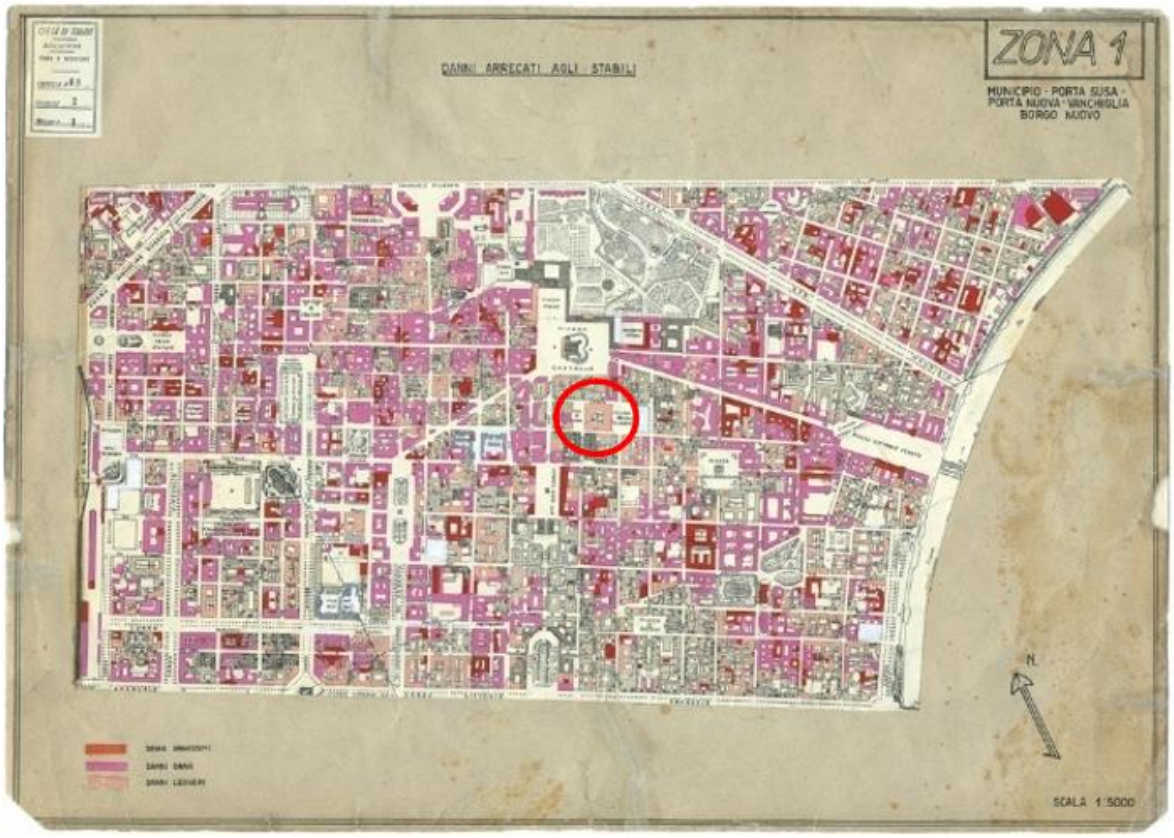


Figura 60. Danni arrecati agli stabili, scala 1:5000, Palazzo Carignano è l'edificio cerchiato nell'immagine. Come riscontrabile dalla legenda il fabbrico ha subito "danni lievi".

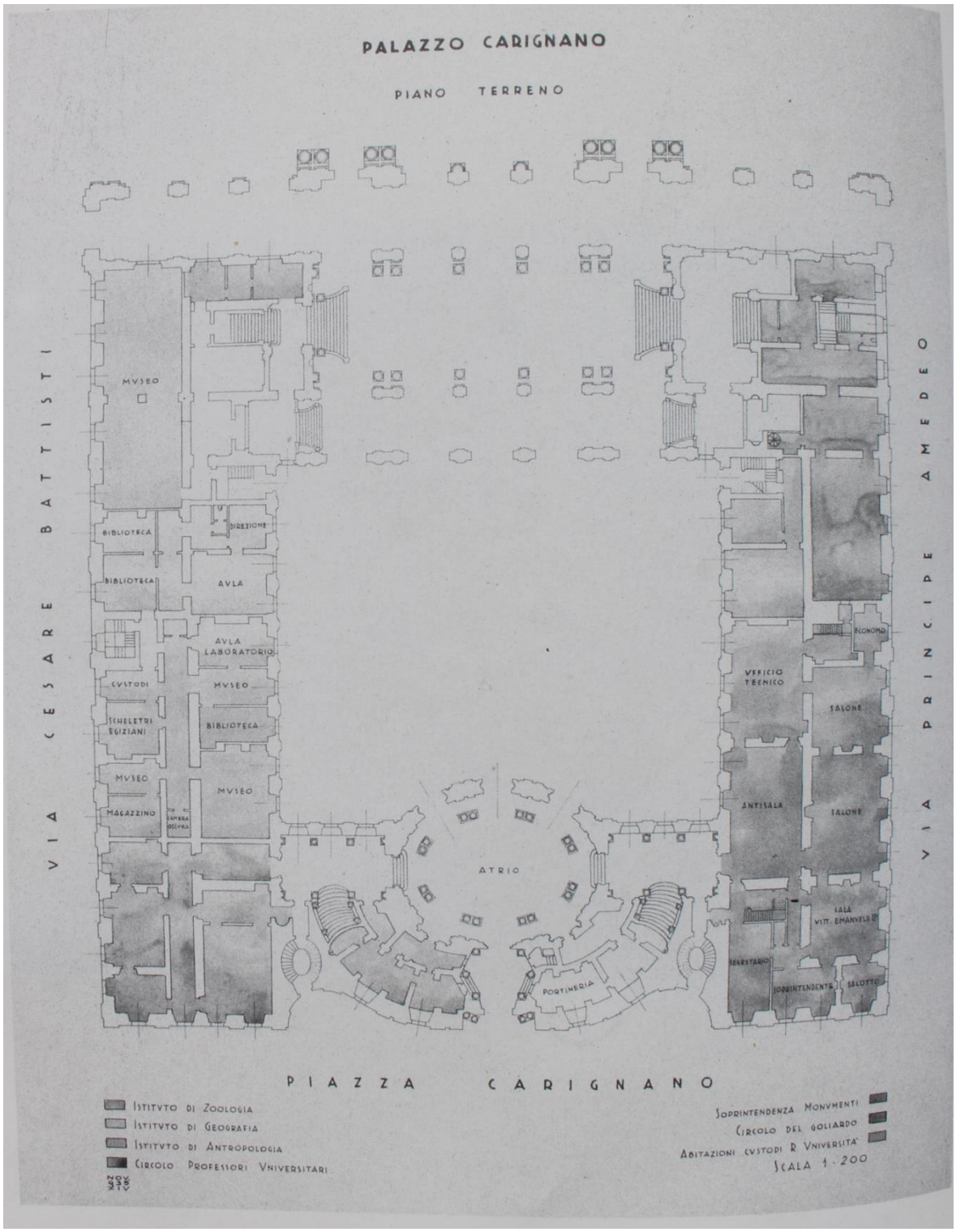


Figura 61. Palazzo Carignano, Pianta del piano terreno. s. f. [1935-37], rilievo con indicazione delle destinazioni d' uso. (SBAAP, Cartella Palazzo Carignano, disegni)

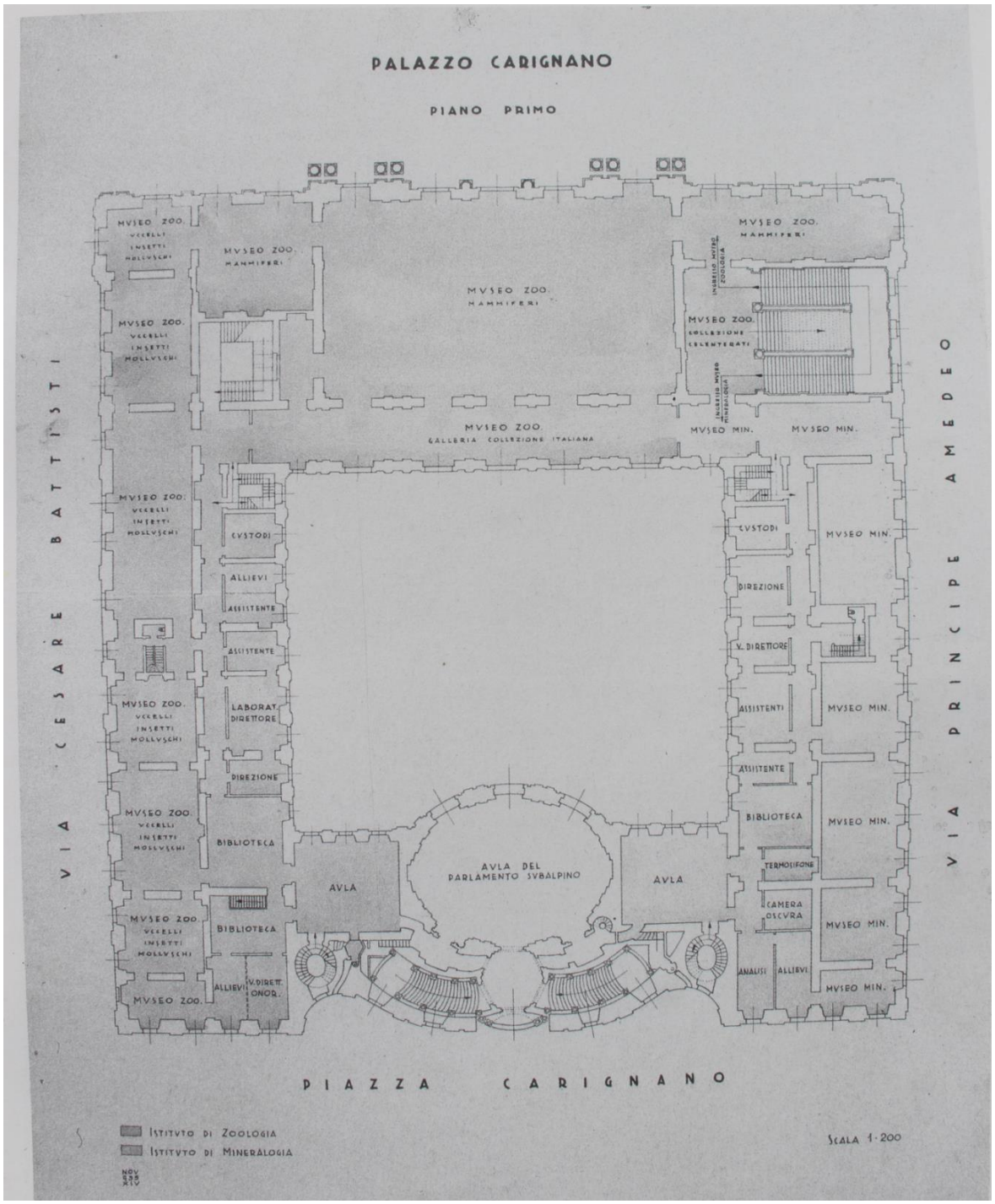


Figura 62. Palazzo Carignano, Pianta del piano primo s. f., [1935-37], rilievo con indicazione delle destinazioni d' uso. (SBAAP, Cartella Palazzo Carignano, disegni)

Figura 63. I danni prodotti dai bombardamenti del 13 e 13 agosto 1943 alla copertura ed alle strutture dello scalone ottocentesco. (SBAAP, arch. fot.)

Figura 64. La distribuzione della copertura e dell'ultimo solaio nella zona meridionale dell'ala ottocentesca. (SBAAP, arch. fot.)

2.11. GLI ANNI DELL'EMERGENZA (1980-1985)

Le notizie riportate nei capitoli precedenti hanno fornito una chiave di lettura delle vicende vissute con fortuna o subite con disdoro da Palazzo Carignano a partire dal momento della sua costruzione fino agli anni Ottanta del 1900. I fatti che hanno avuto come protagonista il palazzo in questi ultimi decenni non offrono una distanza temporale sufficiente per essere collocati in una prospettiva storica.

Nel febbraio '80 i tecnici incaricati dalla Regione per la ricognizione delle strutture, presentarono una relazione sulla situazione statica del tetto e dei solai sottotetto dell'ala seicentesca all' incontro dei corpi di fabbrica prospettanti su via Accademia delle Scienze e via Principe Amedeo. La relazione, molto circostanziata, corredata da rilievi e fotografie, illustrava lo stato di fatiscenza delle strutture e suggeriva alcuni interventi urgenti. Veniva evidenziato lo stato di precarietà generale delle strutture, pesantemente alterate nel loro assetto dall' inserimento di putrelle, tiranti, piattine in ferro ed altri elementi eterogenei. Inoltre i nodi delle capriate risultano sconnessi, gli elementi lignei presentano forti deformazioni e fessurazioni vistose, nonché stati di avanzata putrefazione. Il sistema è inoltre geometricamente disordinato e denuncia i molteplici interventi di trasformazione subiti.

Ad aggravare il contesto si sono verificati altri segni di cedimento, manifestatisi nell' atrio verso piazza Carignano, che determinavano preoccupazione. Gli otto gruppi di colonne binate dell'androne di entrata del Palazzo Carignano presentano da tempo fenomeni di degrado e di ammaloramento tali da costituire motivo di grande preoccupazione. I fenomeni di deformazione e fessurazione, che nel corso degli ultimi anni si sono rivelati sempre più vistosi e generalizzati ed in continua evoluzione peggiorativa, consistono in fessurazioni delle lastre in pietra del rivestimento dei piedistalli e/o apertura di grosse lesioni in corrispondenza dei giunti, e in deformazioni e rotture, in corrispondenza dei basamenti delle colonne, e più precisamente nei tori e nei plinti[8].

All'inizio di giugno il progetto per le prime opere di somma urgenza era pronto: vi si prevedeva di sostituire il tetto dell'ala seicentesca verso via Principe Amedeo con una nuova struttura in legno lamellare, e di ricavare uno spazio libero intorno al volume ellittico emergente liberandolo dalle falde che gli erano state accostate, sia ai lati che dietro il fastigio costruito da Ceppi nell' Ottocento. I finestroni ovali accecati da tali sovrastrutture sarebbero stati così riaperti permettendo alla luce di penetrare all' interno e di illuminare, attraverso il lucernario, il sottostante salone.

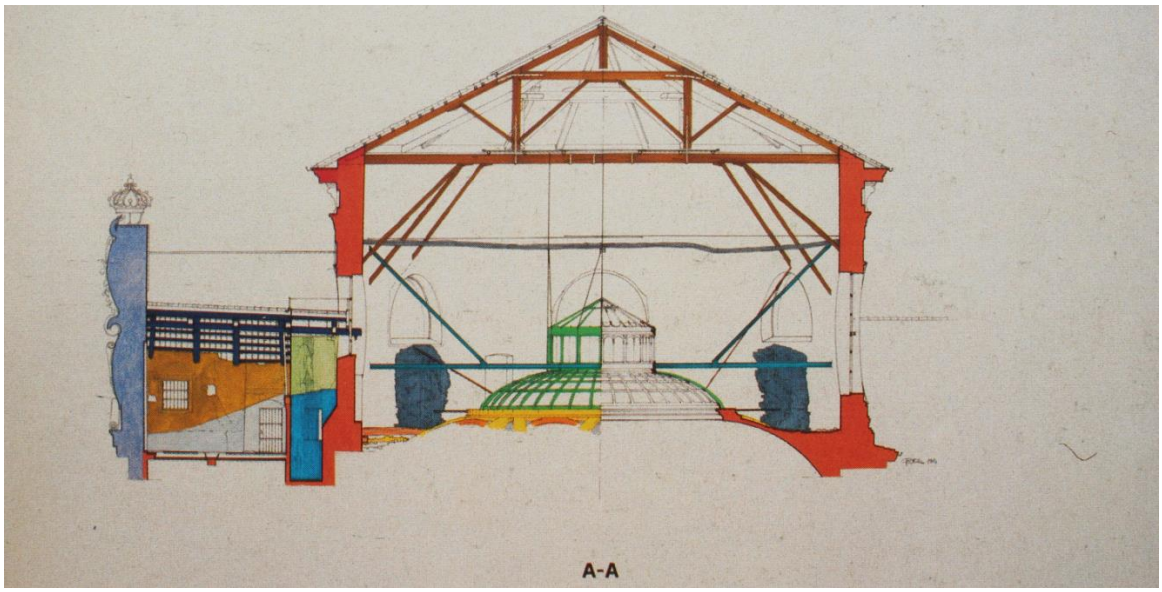


Figura 65. Sezione del padiglione ellittico. A sinistra il frontone di Ceppi; all' interno le zone scure corrispondono ai resti degli arconi della "seconda volta" di Guarini.

[8] Relazione sulla situazione statica e sui fenomeni di ammaloramento delle colonne dell'atrio del Palazzo Carignano, Eurotec, ingegneri Giulio Pizzetti e Prof. Mario Chiorino, 6 giugno 1982

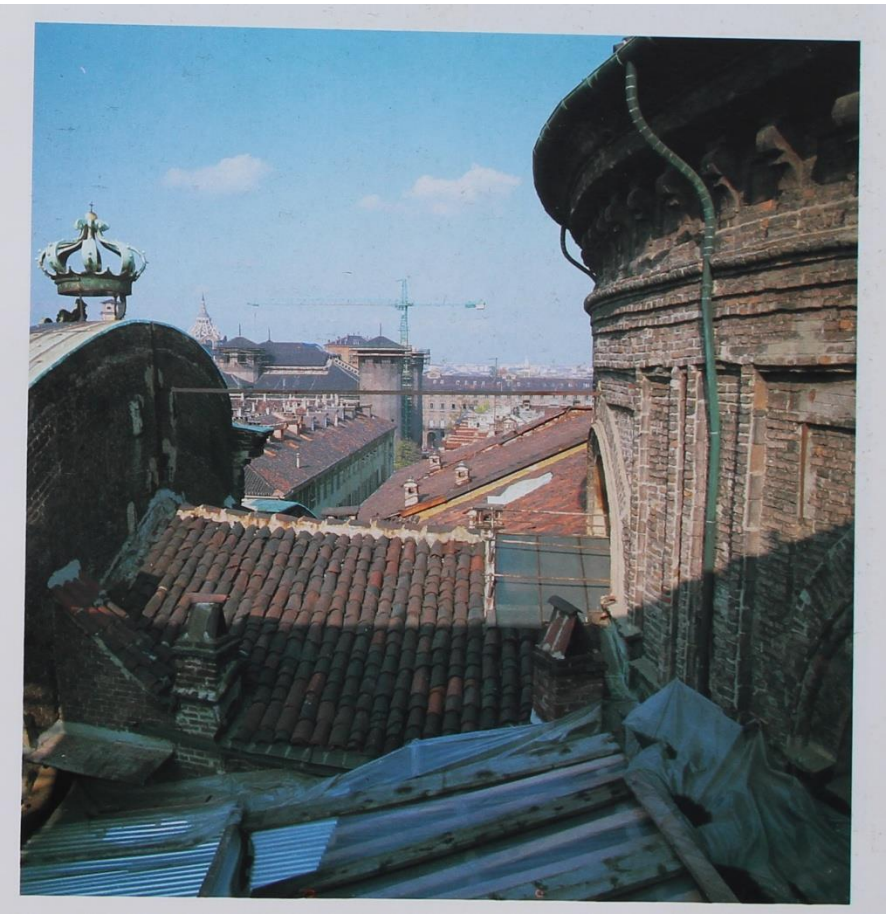


Figura 66. Vista della copertura tra i frontoni ottocentesca ed il padiglione prima dei lavori

Figura 67. Il lucernario interno al padiglione, sull' Aula del Parlamento Subalpino, prima del restauro

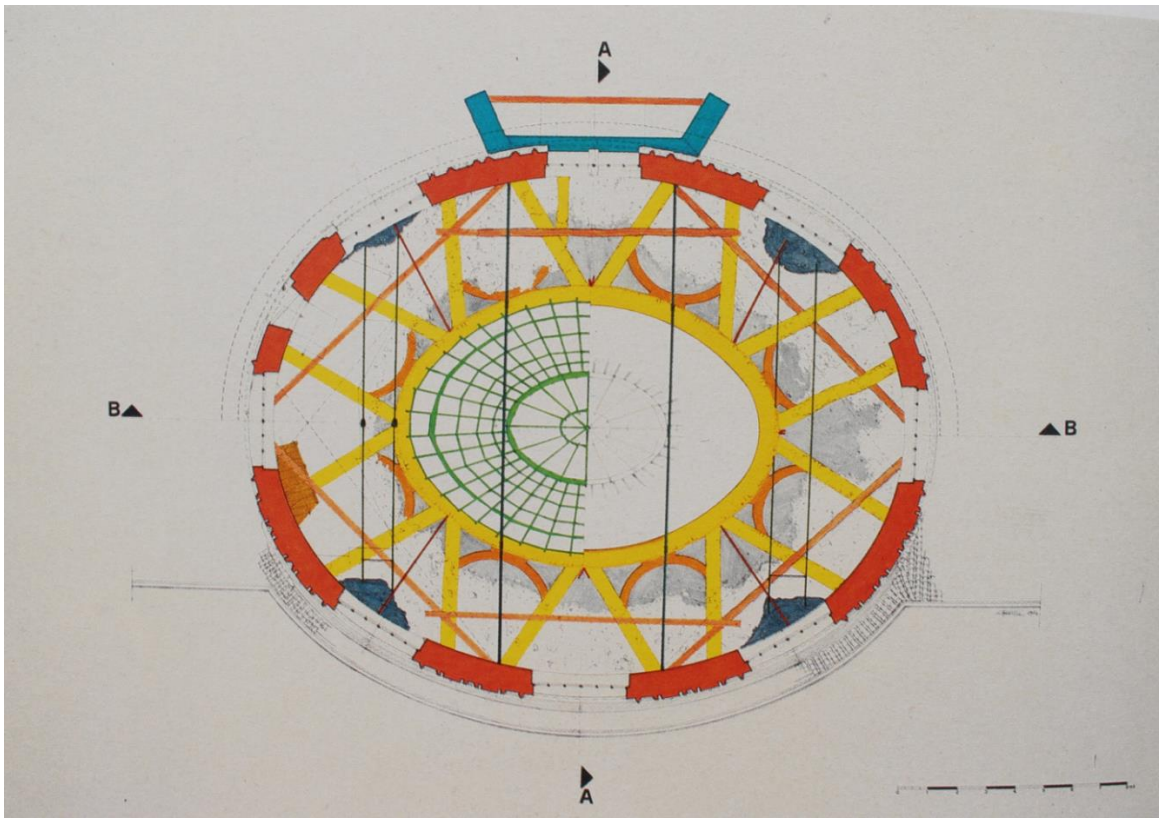


Figura 68. Pianta del padiglione. Sono indicate le nervature della volta intorno al lucernario e le catene lignee e metalliche (rilevo di G. Gritella)

2.12. L' ULTIMA GRANDE TRASFORMAZIONE

Il progetto eseguito, è stato preceduto dalla ricognizione logistica e quantitativa degli spazi occupati dalle attività che nel palazzo hanno sede.

La dimensione del palazzo ammette la presenza di attività indotte, legate cioè agli interessi culturali del museo; la Soprintendenza per i Beni Artistici e Storici dovette mantenervi la propria sede, anche se con qualche difficoltà funzionale. Inevitabile, e sempre più urgente, fu invece l'allontanamento delle strutture universitarie, per l'incompatibilità tra le necessità funzionali di tale tipo di istituzioni e le caratteristiche del palazzo, e delle relative sezioni museali.

Il tema dell'utilizzazione sotterranea e il reciproco interesse tra il palazzo e la porzione di città che gli gravita intorno hanno motivato molteplici proposte che indicano la possibilità di estendere l'uso del sottosuolo oltre i confini del palazzo stesso.

Il progetto vincente e successivamente eseguito fu quello elaborato da Andrea Bruno il quale ha previsto il restauro generale dell'edificio compreso il rifacimento delle coperture, l'inserimento di nuovi corpi scala e la costruzione di una nuova sala ipogea per conferenze, il tutto in conformità alla funzione museale cui l'edificio è adibita.

In una seconda fase di lavori (seconda metà degli anni '80) l'architetto ha previsto una ridistribuzione funzionale degli spazi interni, con la realizzazione di due corpi scala, nuovi percorsi, uscite di sicurezza e impianti.

Il progetto ha ricercato la condizione di illuminazione originaria: sono state rimosse le falde addossate alla cupola ellittica, realizzando un terrazzo anulare e riaprendo così alla luce i finestroni ovali.

I materiali usati per l'adeguamento statico delle strutture del tetto e del sottotetto sono stati il legno lamellare, l'acciaio e il laterizio. La struttura della nuova copertura è stata realizzata in legno lamellare con bielle verticali in acciaio, mantenendo in loco elementi testimoniali della tecnica costruttiva preesistente.

Il manto di copertura in coppi è stato mantenuto sostituendo solo gli elementi danneggiati e/o rotti.

Agli attacchi dell'ala ottocentesca in fase di rifacimento delle coperture, sono state inserite fasce vetrate che interrompono la continuità del manto di copertura, segnando così i punti di innesto di questa seconda fase costruttiva.

I nuovi solai di sottotetto sono stati realizzati con profili a caldo, lamiera zincata grecata e getto in calcestruzzo collaborante, mantenendo i precedenti solai in voltine e putrelle ormai fatiscenti, con funzione di controsoffittatura e ricorrendo a tecniche sofisticate di risanamento delle parti in legno tramite resine e barre in fibra di vetro. Questo comporta che i vetusti elementi strutturali di solaio sono esonerati da ogni funzione attiva se non quella di auto-portanza.

Le antiche travi od i voltini in foglio su putrelle sono stati sostituiti nelle loro funzioni portanti da nuovi solai realizzati con profilati a caldo, in acciaio Fe360B tipo HE ed IPE secondo le esigenze del caso.

Sulle travi è stata appoggiata una lamiera zincata grecata che collabora strutturalmente con il getto di completamento in cls. In altri casi data la fatiscenza dei solai originali, si è deciso di sostituire gli stessi integralmente con nuovi solai in acciaio.

Data la fatiscenza della rete impiantistica e l'uso promiscuo dei locali, si è rivelato essere indispensabile il rifacimento dell'intera rete impiantistica, e la creazione di centrali aggiornate alle norme di sicurezza vigenti.

I locali adibiti al posizionamento di tali centrali sono ubicati sotto al cortile, a quota inferiore a quella del secondo piano interrato del palazzo (corrispondente alla quota di spicco degli ascensori dei nuovi gruppi di scale); fu necessario lo sbancamento completo del cortile stesso fino a una profondità di 11 m. La volumetria così ottenuta consentì all' architetto di realizzare, al di sopra del piano tecnico, e sotto al cortile, un grande salone sotterraneo, allora pensato come fulcro di interazione tra il Museo del Risorgimento e gli importanti organismi culturali circostanti (Museo Egizio, Galleria Sabauda, Teatro Carignano e la città).

Le operazioni di scavo del cortile comportarono delicate operazioni di presidio e consolidamento delle murature d' ambito.

Con i capitoli seguenti si forniscono ulteriori informazioni sulle lavorazioni e sullo stato di fatto delle parti sottoposte al restauro dell'Architetto Bruno.

2.12.1. COPERTURA

La struttura generale del tetto, in origine a falde continue con manto in coppi, è composta per la maggior parte da travi in legno, integrate da capriate, che appoggiano sui muri d'ambito e sul muro di spina su cui poggia il colmo.

La continuità delle falde è interrotta al centro dei lati minori opposti (in corrispondenza dell'aula del Parlamento Subalpino e di quella del Parlamento italiano), dove il sistema di copertura varia in ragione della maggior elevazione e della diversità della geometria di pianta.

L' avanzato degrado su cui l'architetto si è trovato ad operare ha origini che possono essere riconducibili allo scorretto utilizzo dei locali sottotetto ad uso abitativo che ha comportato negli anni l'apertura indiscreta di abbaini ed insediamenti di focolari e relativi camini.

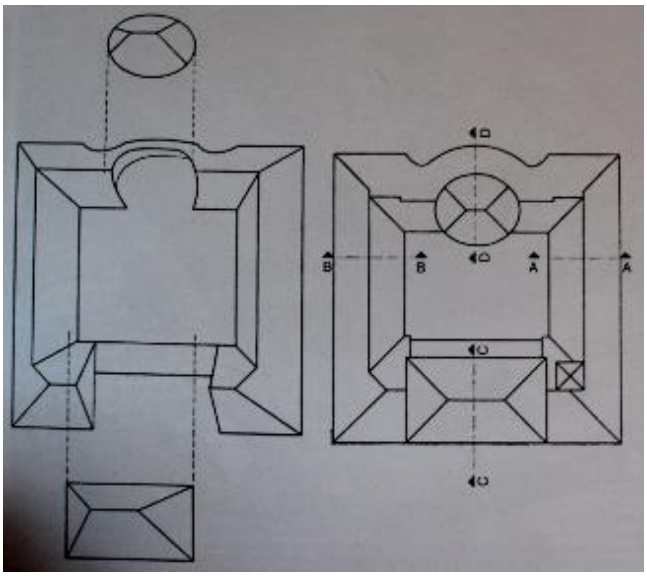


Figura 69. Schema assonometrico della copertura (disegno)

Analisi dettagliate condotte sulle strutture portanti del tetto hanno permesso di determinare la tipologia costruttiva originaria, sia del corpo seicentesco, sia di quello ottocentesco, e attraverso questa razionalizzare un sistema complesso che, nella parte più antica, vede collaborare puntoni, catene e tiranti con il solaio sottostante.

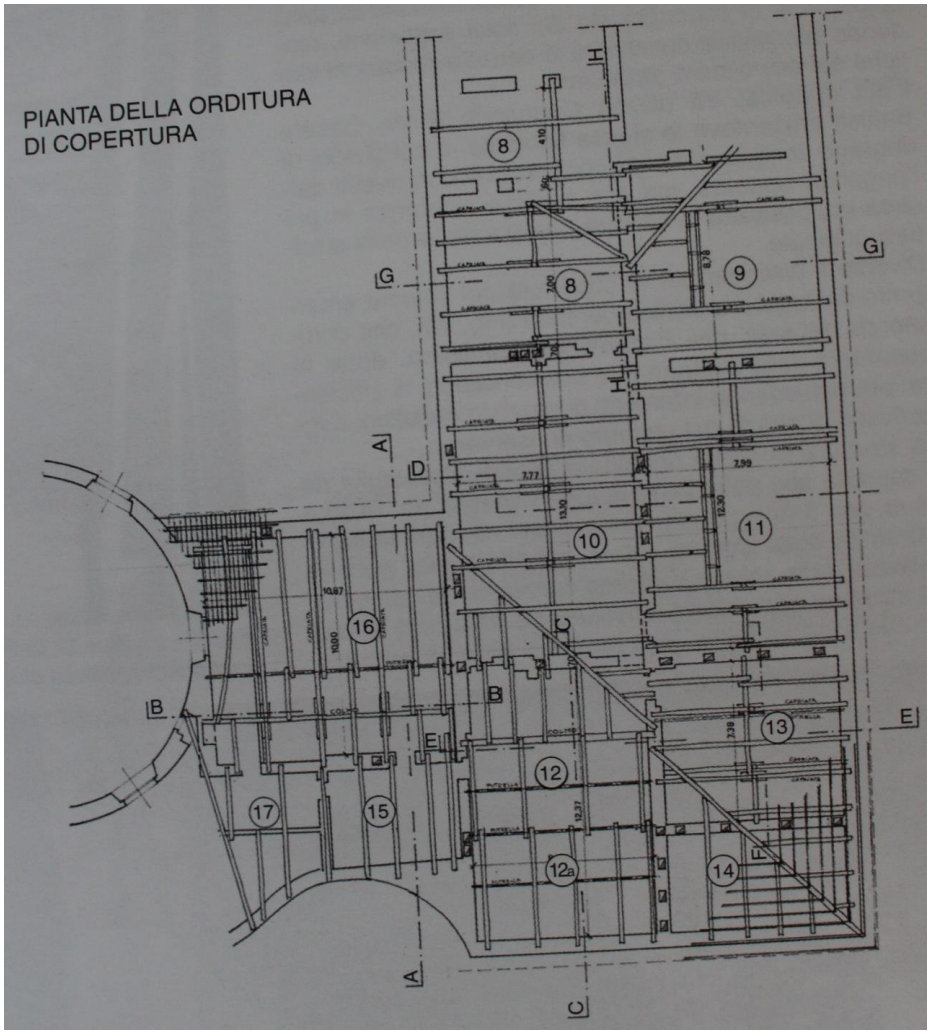
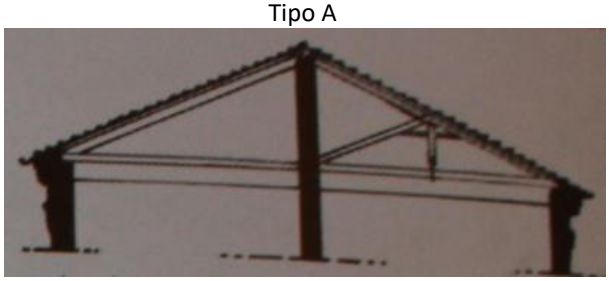
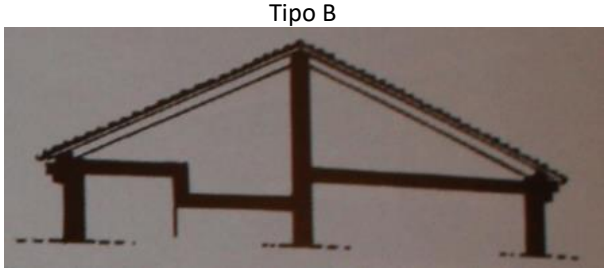
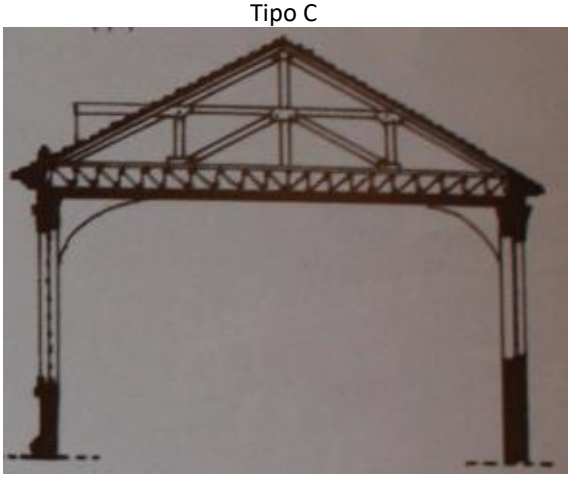
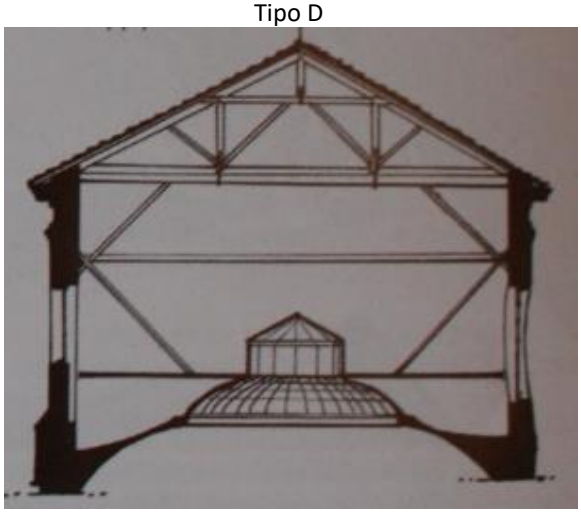


Figura 70. Parte seicentesca. Rilievo della grande orditura con le notazioni salienti circa lo stato di fatto - Maggio 1982 - Stato prima dei lavori

Tipologia di Copertura	Descrizione
Tipo A 	Tetto a due falde: muro di spina centrale. Orditura in legno, capriate di rinforzo in legno (manto di coppi)
Tipo B 	Tetto a due falde: muro di spina centrale. Orditura in legno (manto di coppi)
Tipo C 	Tetto a quattro falde. Capriate in legno. La catena è costituita da una travatura reticolare su cui appoggia un tavolato in legno (manto di coppi)
Tipo D 	Tetto a falde. Capriate in legno. Rinforzi in legno. Tavolato praticabile appoggiato sulla catena della capriata (manto di coppi)

Analisi delle tipologie di copertura dell'intera fabbrica. Sezioni facenti riferimento alla figura precedente.

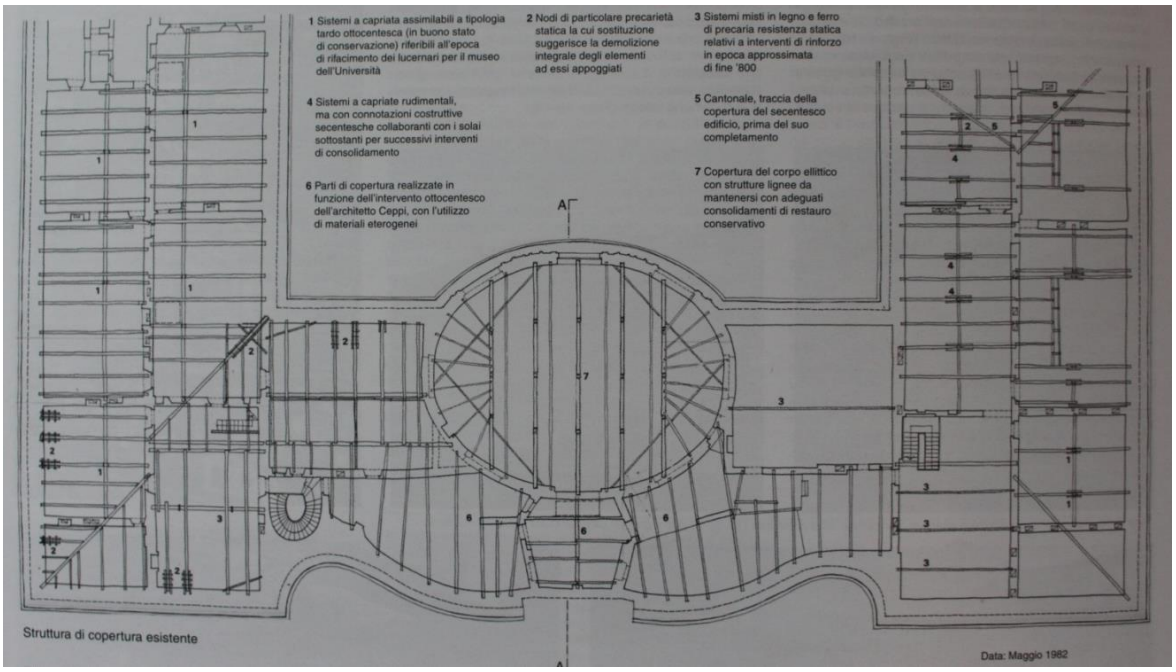


Figura 71.Parte seicentesca. Rilievo della grande orditura con le notazioni salienti circa lo stato di fatto - Maggio 1982 - Stato prima dei lavori

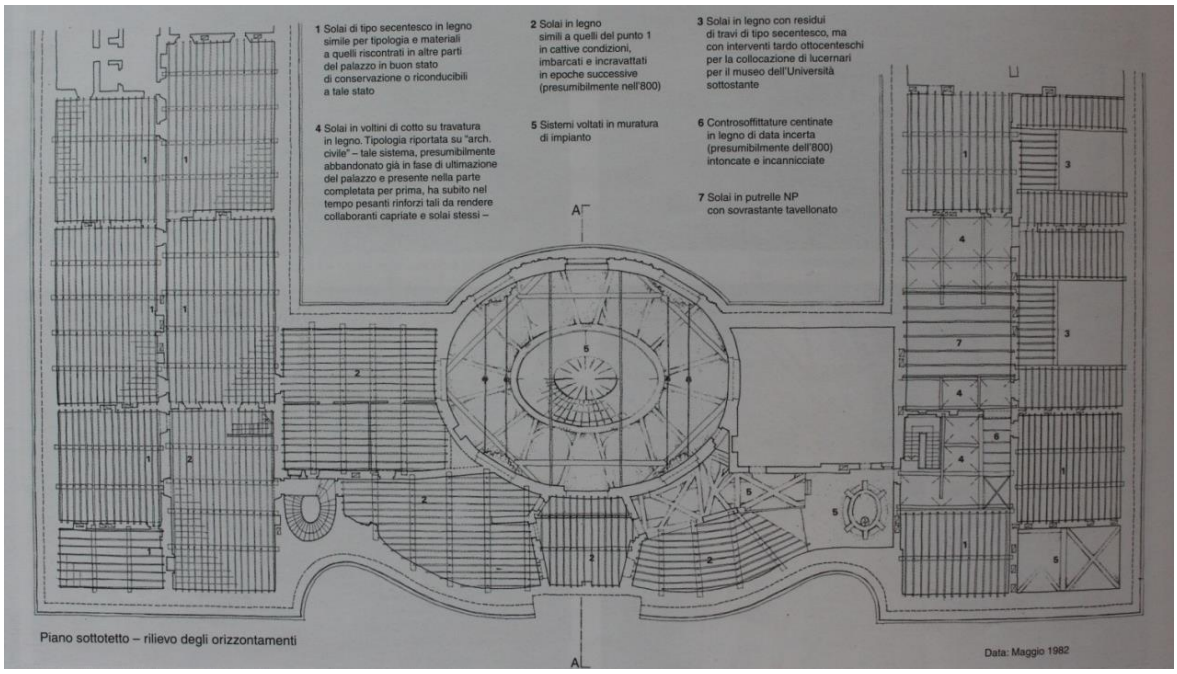


Figura 72. Parte seicentesca. Rilievo degli orizzontamenti di sottotetto, con le notazioni salienti circa lo stato di fatto Maggio 1982 - Stato prima dei lavori

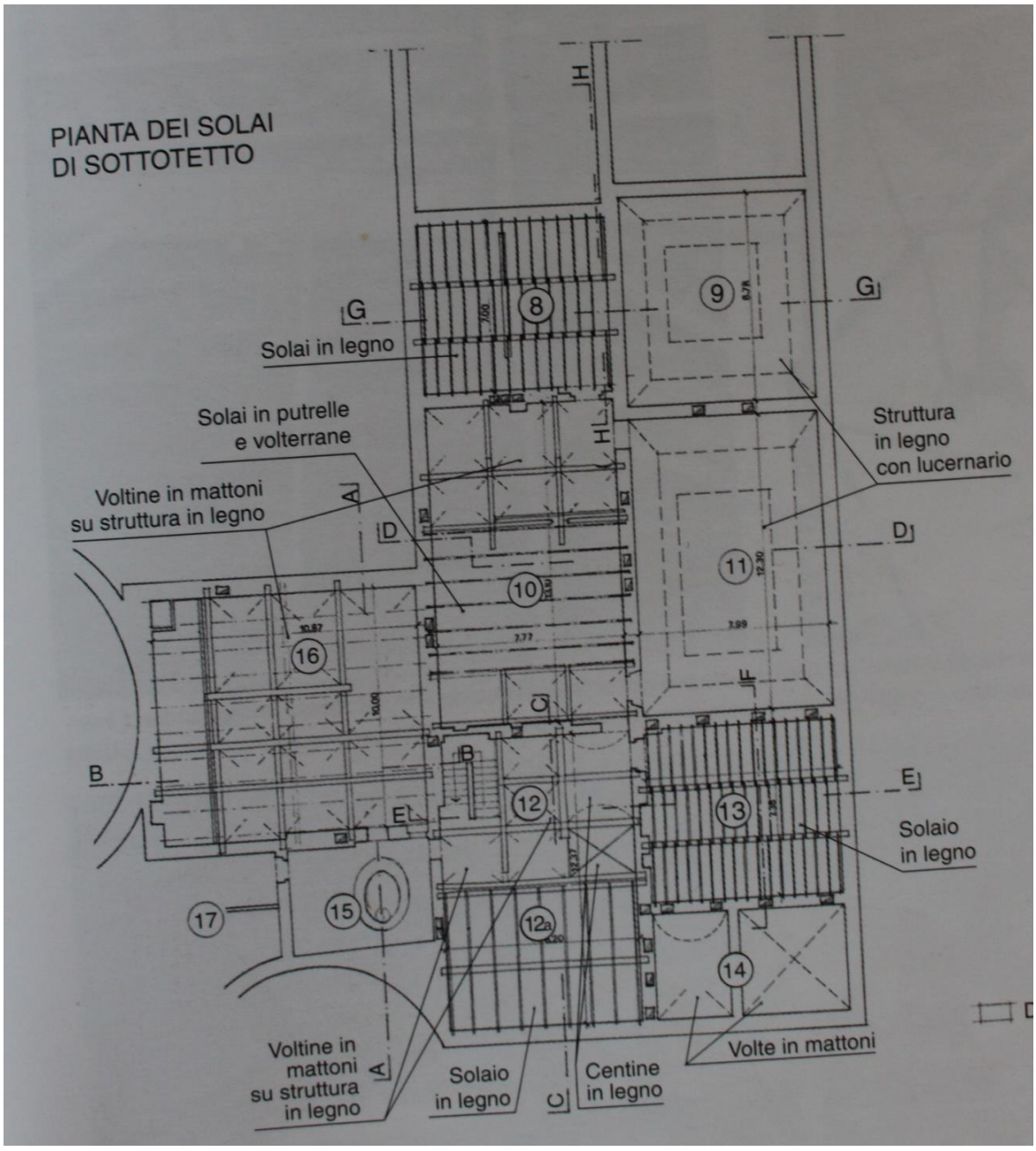
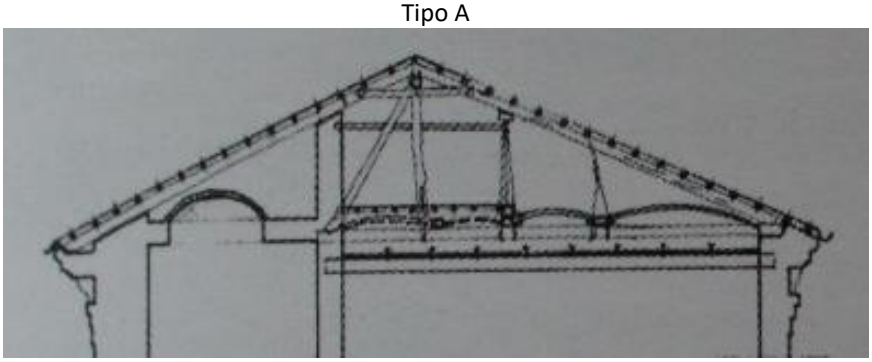


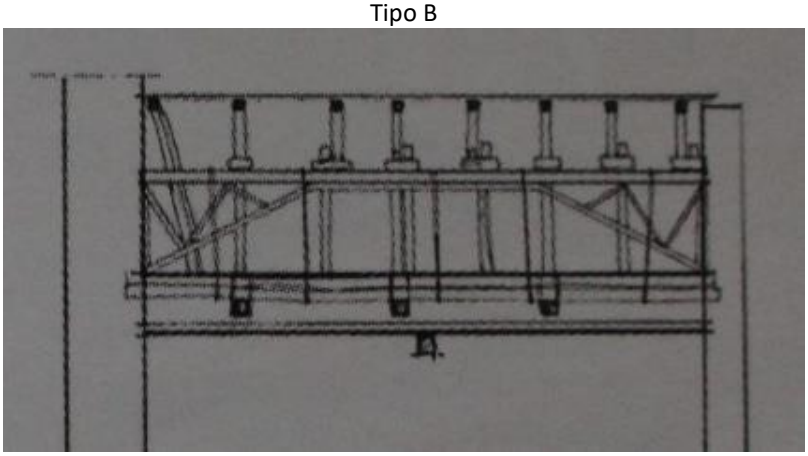
Figura 73. Parte seicentesca. Rilievo degli orizzontamenti di sottotetto, con le notazioni salienti circa lo stato di fatto Maggio 1982 - Stato prima dei lavori

Sezioni Tipologiche locali sottotetto

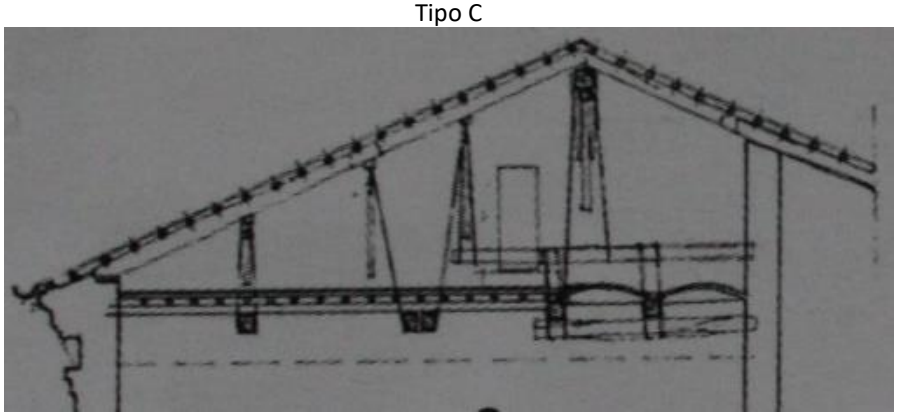
Tipo A



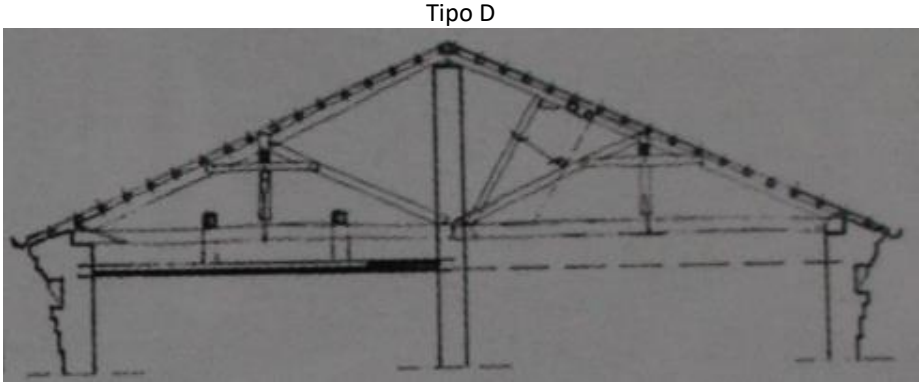
Tipo B



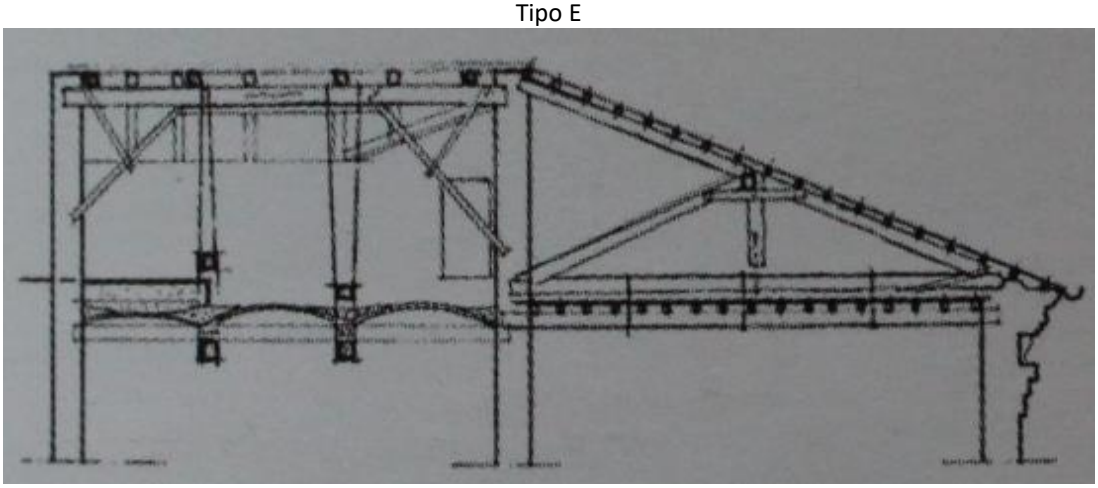
Tipo C



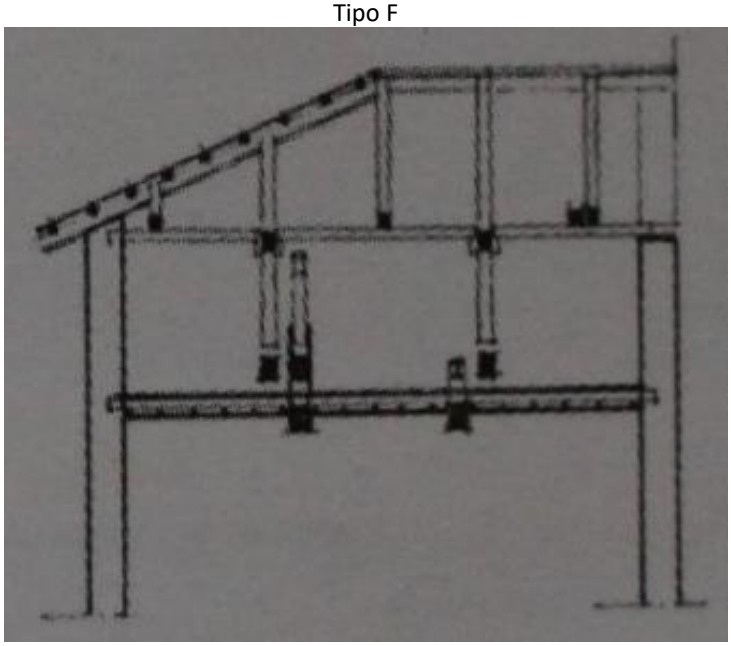
Tipo D



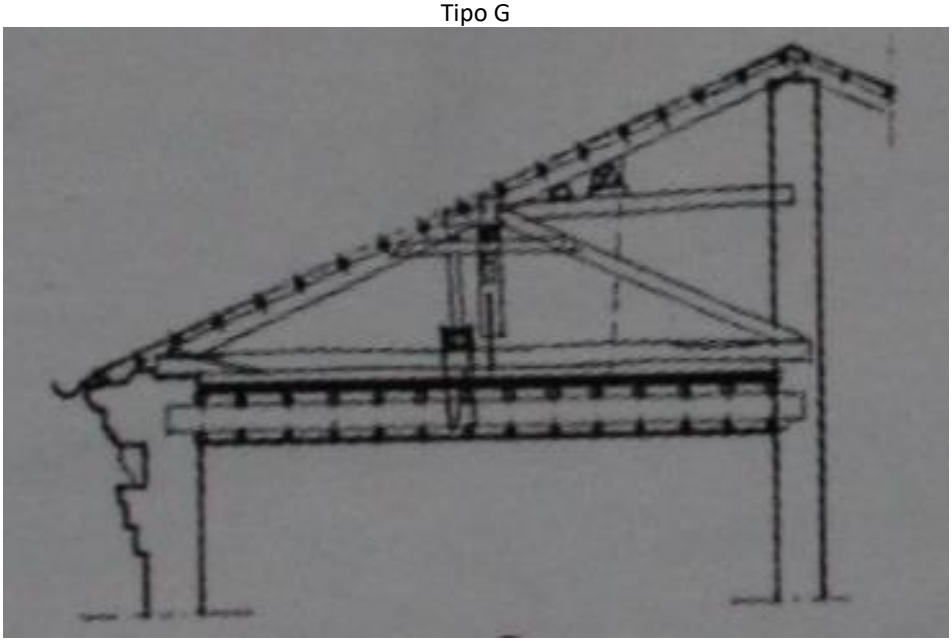
Tipo E



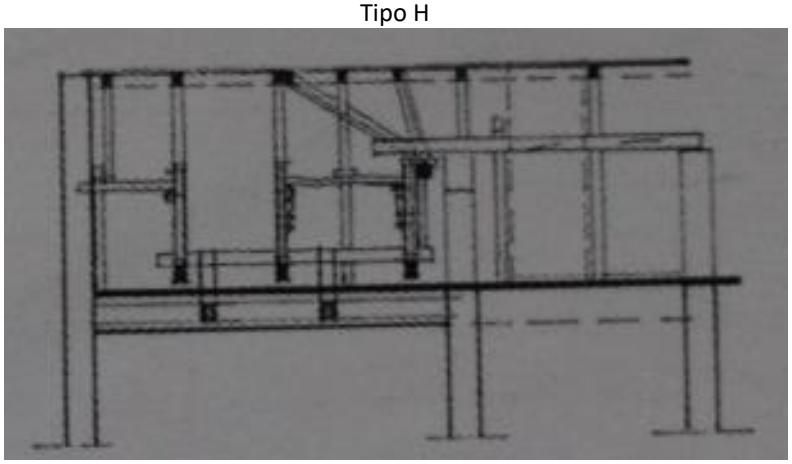
Tipo F



Tipo G



Tipo H



Analisi delle tipologie del sottotetto dell'intera fabbrica. Sezioni facenti riferimento alla figura precedente.

Nel vano n. 16 le caratteristiche della carpenteria originale erano totalmente compromesse dai rinforzi aggiuntivi, i nodi delle capriate sconnessi, gli elementi lignei deformati e notevolmente fessurati, in evidente stato di putrefazione. La struttura del solaio, connessa a quella del tetto, era composta da travi di legno incrociatesi a diversi livelli su cui poggiavano, voltine a padiglione, di cui solo alcune ancora visibili (foto riportate di seguito). I connotati originali erano stati snaturati al punto da non fornire più alcuna garanzia, né strutturale, né formale. La sostituzione per l'intero è stata inevitabile.

Figura 74. Vano 16 (vedi sezioni A e B delle tavole precedenti). La grossa orditura è costituita da tre capriate; le catene, affioranti dal piano di calpestio, fungono anche da travi del solaio sottostante. I puntoni, disordinatamente sdoppiati, appoggiano su una putrella di sottocolmo, munita di saettoni e irrigidita da un sistema reticolare. Alla putrella è ancorato un travone di legno molto deformato, emergente dal piano di calpestio, mediante tiranti collocati in modo disordinato ed ancorati senza affidabilità.

Ancora peggiore risulta essere la situazione del vano n. 12, mentre per i vani n. 13, n. 10 e n. 8 sebbene alcune parti della carpenteria risultassero ancora efficienti, gli interventi di conservazione avrebbero richiesto interventi locali per consolidare i legni indeboliti, ma anche la riorganizzazione complessiva della struttura e molte integrazioni, rendendo problematica una risposta strutturale sufficientemente omogenea.

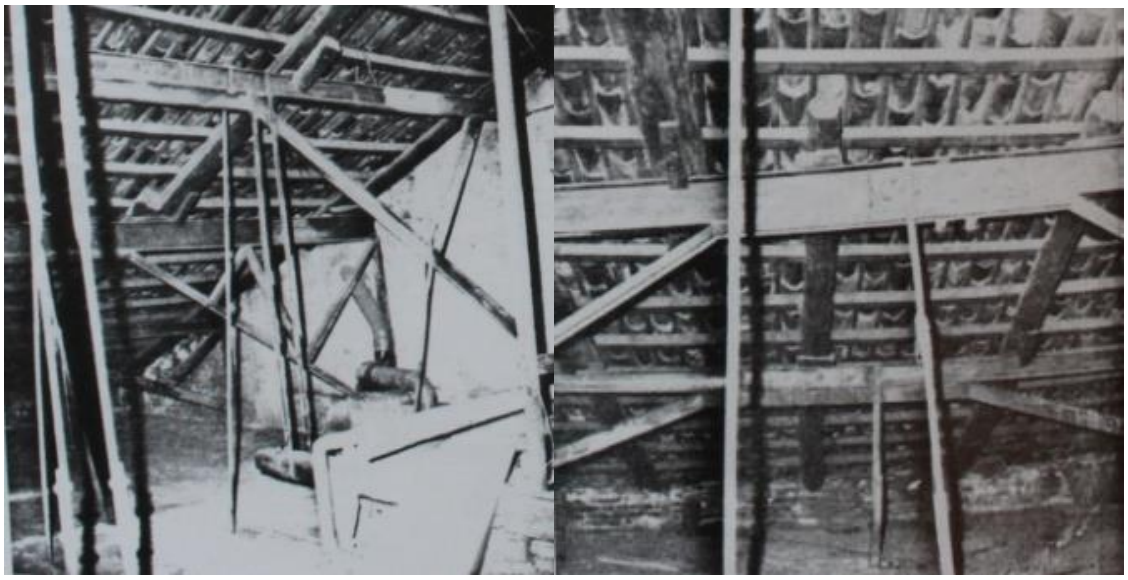


Figura 75. Vano 12. La presenza marcata di rinforzi metallici ed il loro casuale posizionamento denuncia la successione disordinata di interventi di emergenza. La situazione del solaio è analoga a quella del vano precedentemente illustrato; nessuna autonomia statica - si possono pertanto evincere condizioni di precaria stabilità

Figura 76. Vano 13. La funzione di sostegno è affidata a una grossa putrella disposta parallelamente alla catena della capriata. Si nota la sensibile deformazione dei legni.

Nei vani n. 9 e n. 11, i due grandi lucernari che attraversavano il sottotetto avevano distrutto la continuità sia della carpenteria di copertura sia dei solai sottostanti rendendo impossibile ripristinare le corrette condizioni statiche dei due sistemi strutturali.

L'ala opposta, tra Piazza Carignano e Via Cesare Battisti presentava le stesse tipologie, e condizioni di degrado concettualmente confrontabili con quelle dell'angolatura opposta, ma con qualche speranza in più circa la possibilità di salvare una porzione della struttura originale.

Diverso il discorso per la copertura del volume emergente del tamburo ellittico centrale, che corrisponde all'aula del Parlamento Subalpino, dove la peculiarità della struttura e le sue condizioni di efficienza, pur richiedendo interventi di parziale ripristino, suggerivano la strada del restauro conservativo.

Figura 77. Particolare della struttura portante principale della copertura del tamburo ellittico.

La struttura portante principale appariva costituita da 5 capriate alla palladiana di luce variabile tra 14,50 e 16 m, con 8 falsi puntoni concorrenti nei due vertici di estremità della linea di colmo, ed altri 8 falsi puntoni collocati nella zona a contorno curvilineo del tamburo. L'orditura secondaria, costituita da arcarecci di luce ed interasse variabile, poggiava sul sistema principale e reggeva listelli e coppi secondo il sistema alla piemontese.

Le catene delle capriate fungevano da sostegno anche alla struttura a centine lignee del sottostante lucernario che illumina l'Aula, mediante tiranti imbretellanti la lanterna, secondo una logica certamente originaria. In epoca non remota tale ancoraggio era stato rinforzato mediante putrelle di ferro munite di tiranti, incastrate nella muratura d' ambito, ognuna delle quali regge due centine lignee.

A circa metà altezza dei muri perimetrali si era notata una cerchiatura metallica, coadiuvata da un ulteriore incatenamento, dato da 4 travi di legno e tiranti metallici. Il piano di calpestio di tale vano sottotetto corrisponde all' estradosso di un sistema voltato, con arconi intrecciati in muratura, che confluiscono nell'anello ellittico si cui è impostata la lanterna. Tiranti in legno e metallici sono ordinatamente disposti per controllarne le spinte dove era stata riscontrata la possibilità di mantenere in sito le strutture riconosciute come originali sono state applicate tecnologie sperimentate dai progettisti. Le situazioni di indebolimento dei legni considerati recuperabili sono state trattate con l'impiego di barre di resina epossidica, ponendo particolare attenzione ai segni di marciume nei nodi puntone - catena, incassati nei muri d' ambito.

La sostituzione degli elementi più ammalorati è stata possibile solo dove l'affidabilità statica della grossa orditura non era stata pesantemente pregiudicata dalla frammentarietà degli interventi di rinforzo impropri.

Nei casi ove la struttura, certamente non più originale a seguito delle mutilazioni e manomissioni subite, si presentava fortemente mutilata o sconnessa a causa delle modifiche apportate dagli adattamenti abitativi e dagli interventi di rinforzo impropri si è fatto ricorso alla sostituzione completa, attuata con l'impiego del legno lamellare. La scelta di tale materiale è stata motivata dalla sua grande durabilità e indeformabilità nel tempo, e dalla peculiarità di ben armonizzare con le caratteristiche costruttive del palazzo. La scelta tipologica ha riproposto uno schema tipico del tetto alla piemontese, ed è stata suggerita dal criterio di non

intaccare la tessitura muraria, e di permettere la completa percorribilità e l'eventuale recupero funzionale dei locali interessati. La struttura principale portante è quindi costituita da falsi puntoni in legno lamellare, vincolati ai muri di spina e d'ambito, in modo tale da evitare l'insorgenza su questi ultimi di azioni di spinta orizzontali.

La disposizione di tali puntoni è stata prevista in ogni ambiente in modo tale da rispettare l'equidistanza di quelli estremi dai muri trasversali che li delimitano, con un interasse corrente di 1,50 m; su di essi poggiano arcarecci di legno normale ad interasse di 0,60 m, a loro volta reggenti una lastra ondulata di isolante ed il successivo manto di copertura a coppi.

Per quanto riguarda la copertura del tamburo ellittico è stata mantenuta la sua integrità. Le cinque capriate palladiane sono state restaurate, suturando le situazioni locali di sconnessione ai nodi e le fenditure più o meno profonde, restituendo loro la completa funzione statica.

I puntoni di rinforzo sottostanti alle catene, disposti in epoca più recente, di debole sezione e geometricamente disordinati sono stati tolti anche per eliminare le spinte da essi generate nel muro di coronamento del tamburo.

Il rinforzo delle capriate ha permesso di sospendere per punti le catene alla carpenteria delle capriate stesse.

L'orditura secondaria composta da arcarecci (circa 60 cm di interasse) secondo l'uso alla piemontese, si presentava inflessa a causa delle notevoli luci di appoggio, inadeguate alle sezioni resistenti: ciò ha richiesto la sua sostituzione con nuovi elementi lignei opportunamente dimensionati. Anche i listelli a supporto delle tegole curve hanno richiesto una generale revisione.

Al fine di legare la muratura d'ambito e di compensare eventuali spinte differenziali, è stato realizzato un anello di cerchiatura in cordolo di calcestruzzo armato al piano d'imposta delle capriate. Il lavoro è stato accompagnato dalla verifica della muratura dove si erano notate sconnessioni superficiali dei mattoni lungo linee di potenziale innesco di fessurazioni, e dalla revisione dello stato di "intirantamento" di tutte le catene esistenti.[9]

[9] Tutte queste informazioni tecniche provengono dalla letteratura tecnica estrapolata da *Trattato sul consolidamento a cura di L. Bussi, Roma, 2003; br., pp. 944*successivamente confermate dallo scrivente recatosi personalmente nei locali / vani succitati.

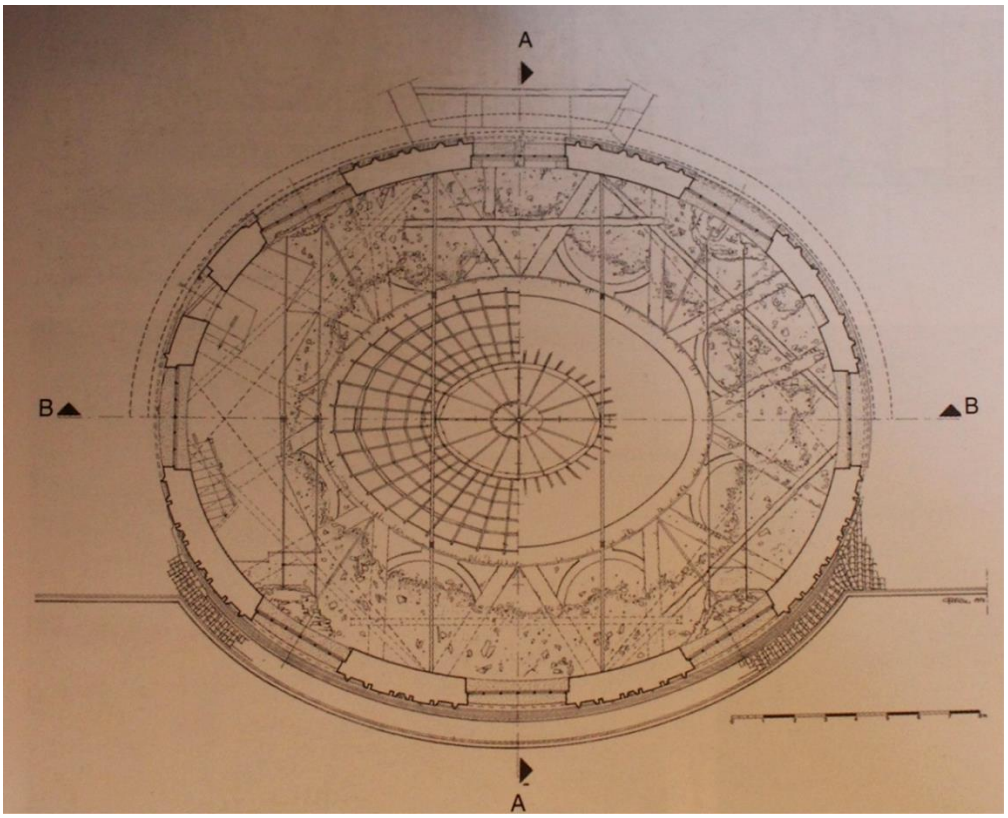


Figura 78. Rilievo dello stato di fatto; viene riportata una stratigrafia qualitativa della volta. Il tamburo ellittico: sezioni orizzontali

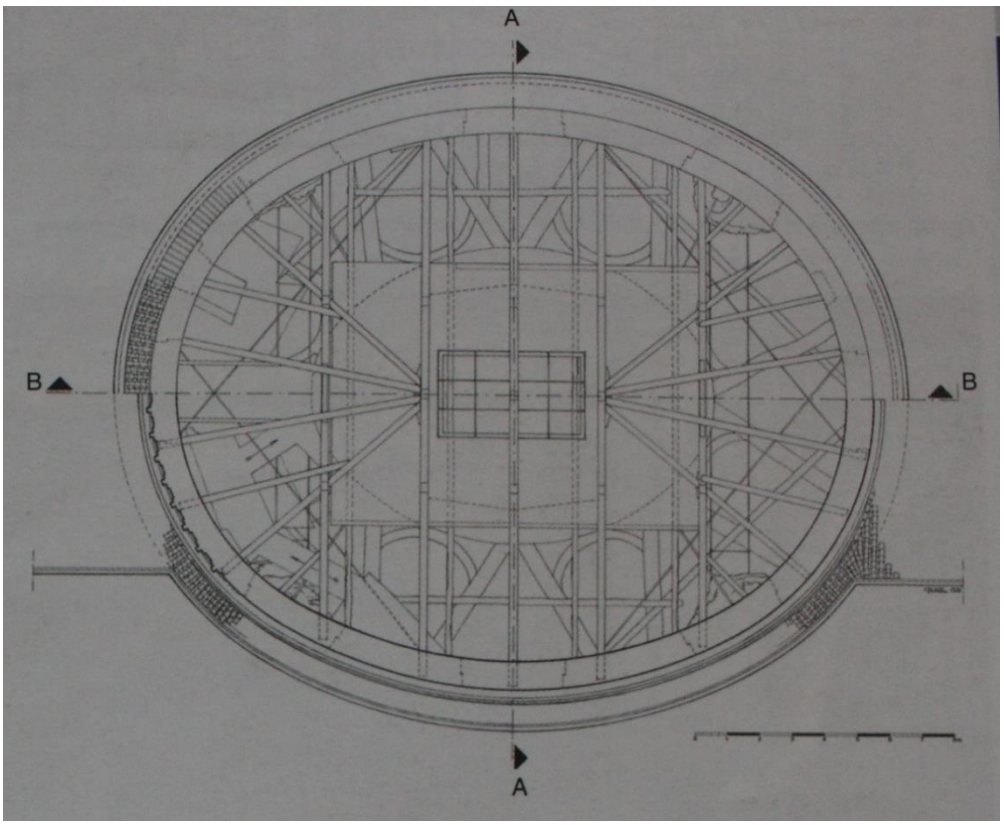


Figura 79. Rilievo dello stato di fatto. Il tamburo ellittico con riportati gli elementi strutturali: sezioni orizzontali

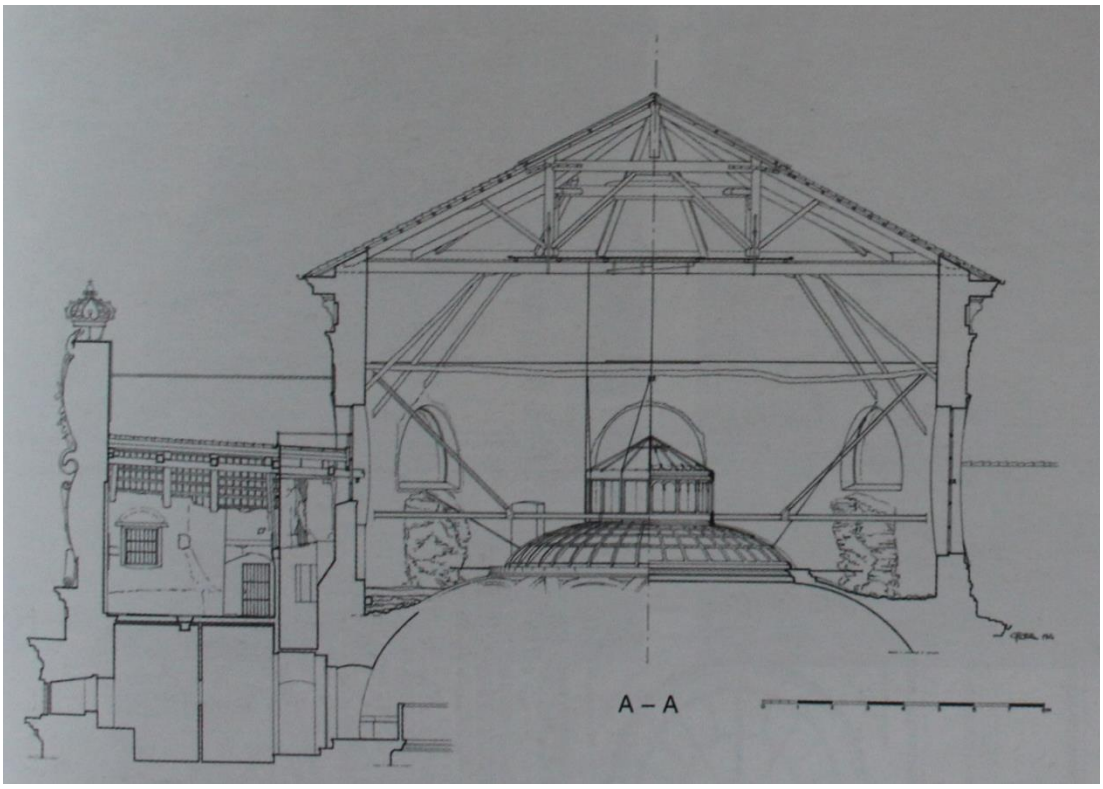


Figura 80. Rilievo dello stato di fatto. Il tamburo ellittico: sezione trasversale A-A

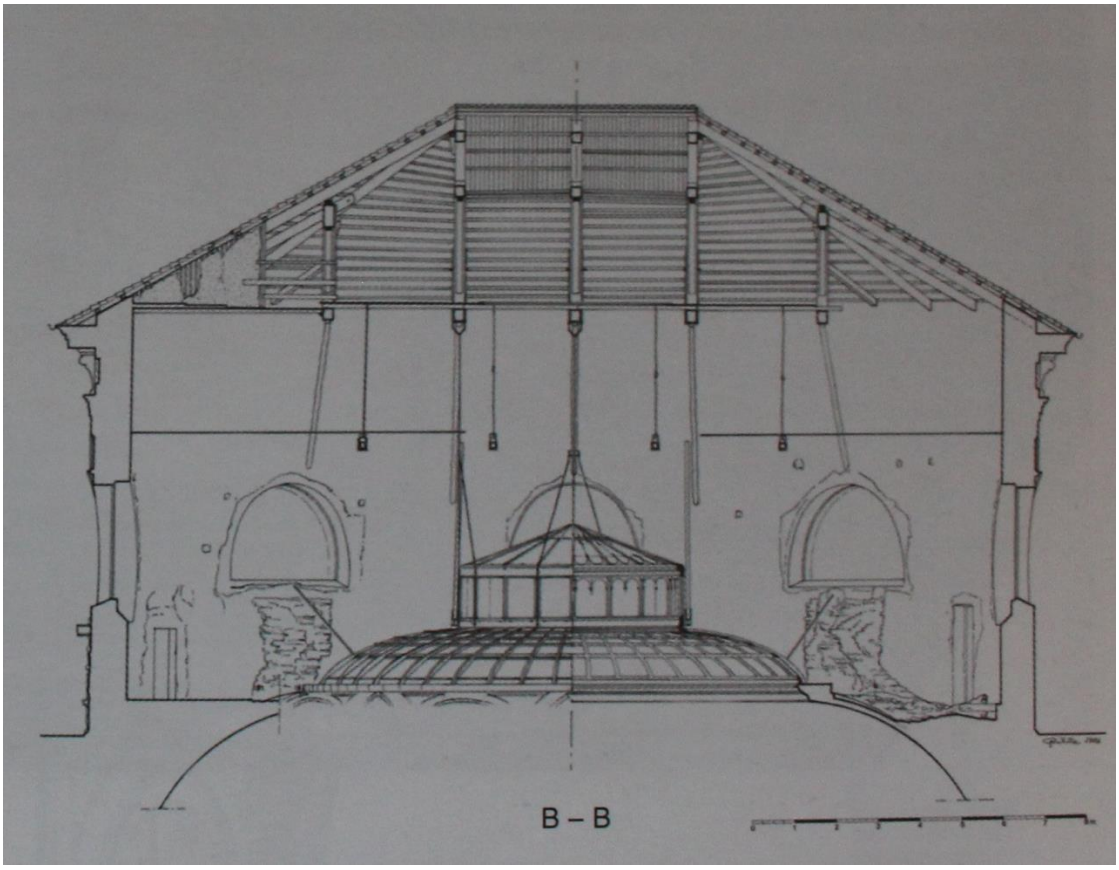


Figura 81. Rilievo dello stato di fatto. Il tamburo ellittico: sezione longitudinale B-B

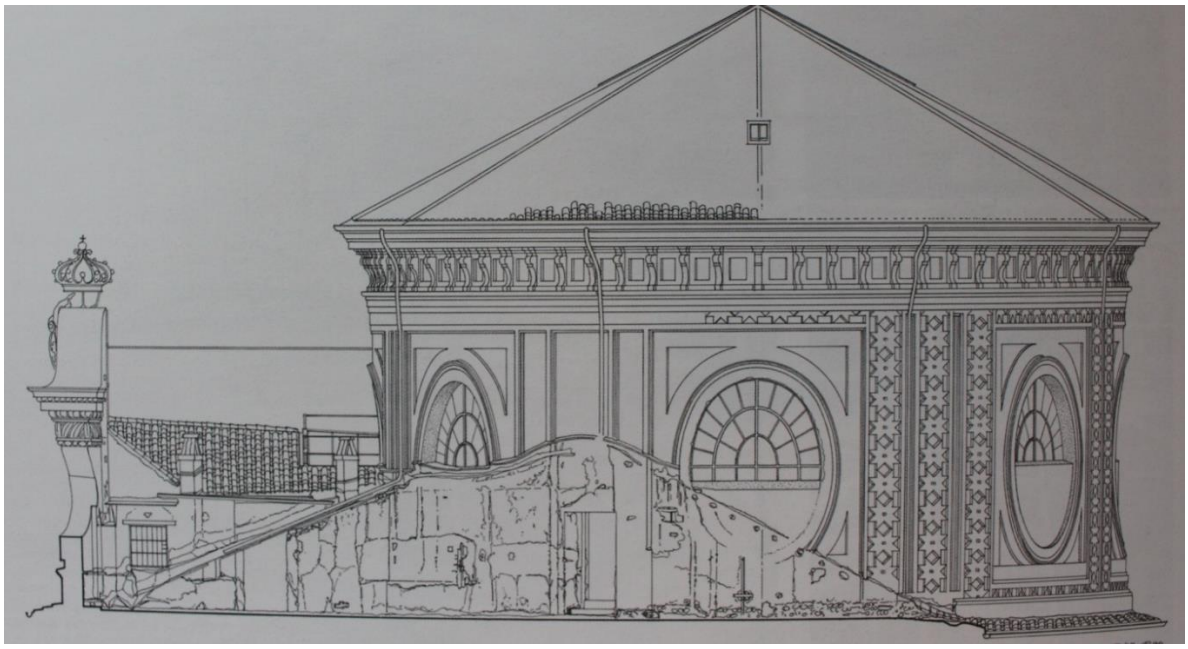


Figura 82. Il disegno mostra l'esterno del tamburo ellittico e il disordine delle superfetazioni addossate

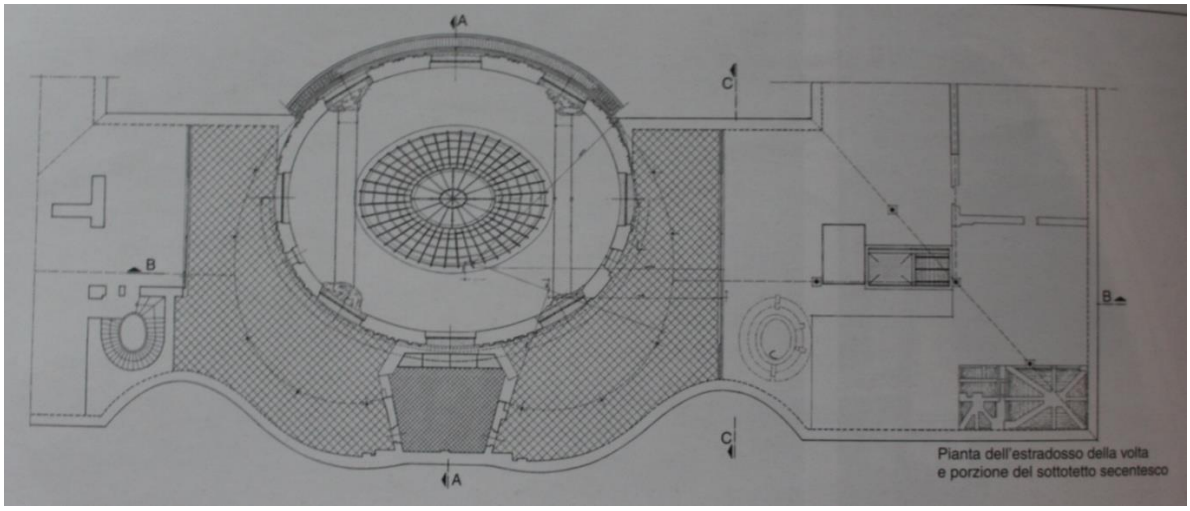


Figura 83. Progetto e poi eseguito del sottotetto praticabile e il terrazzino interno al tamburo. Il raccordo della copertura segue la curvatura della facciata barocca - Pianta dell'estradosso della volta e porzione del sottotetto seicentesco

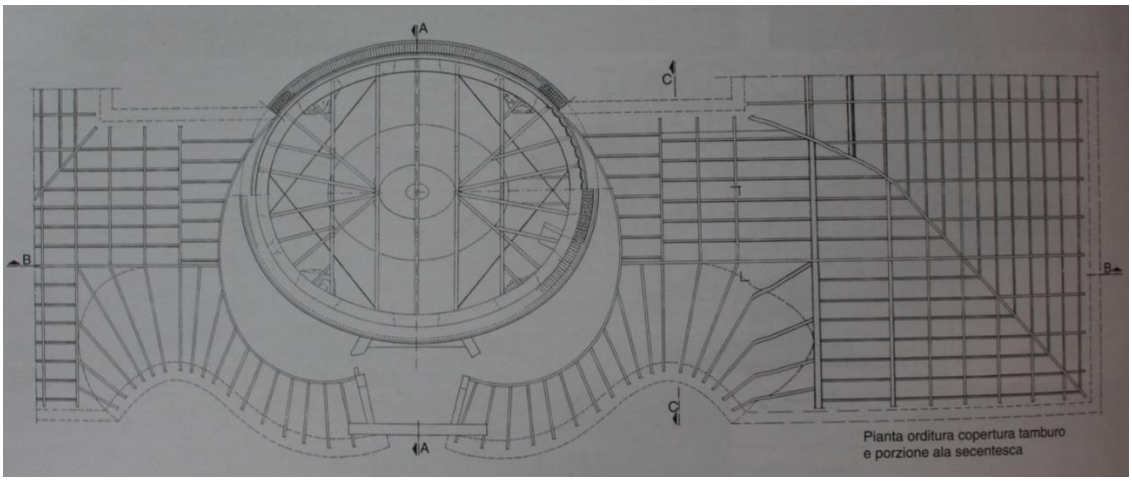


Figura 84. Progetto e poi eseguito dell'orditura principale lignea. Il raccordo della copertura segue la curvatura della facciata barocca - Pianta orditura copertura tamburo e porzione ala seicentesca.

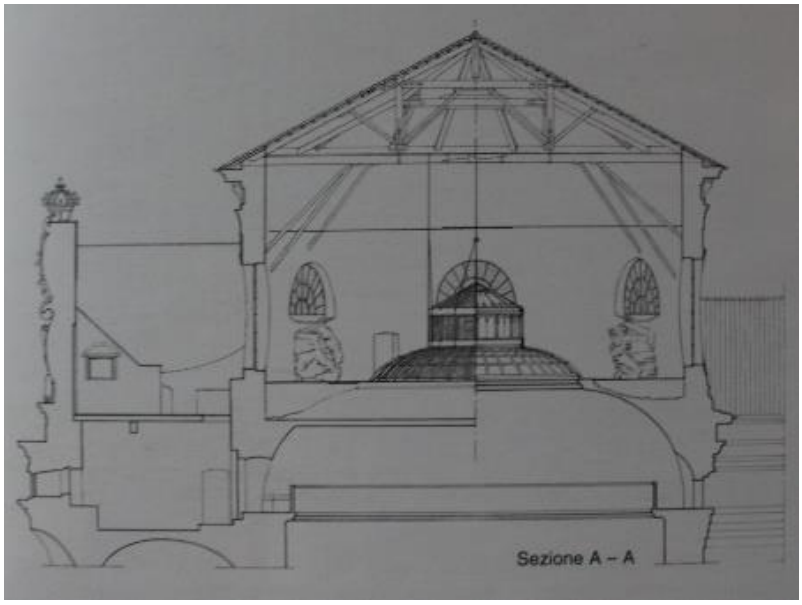


Figura 85. Sezione A-A del progetto e poi eseguito.

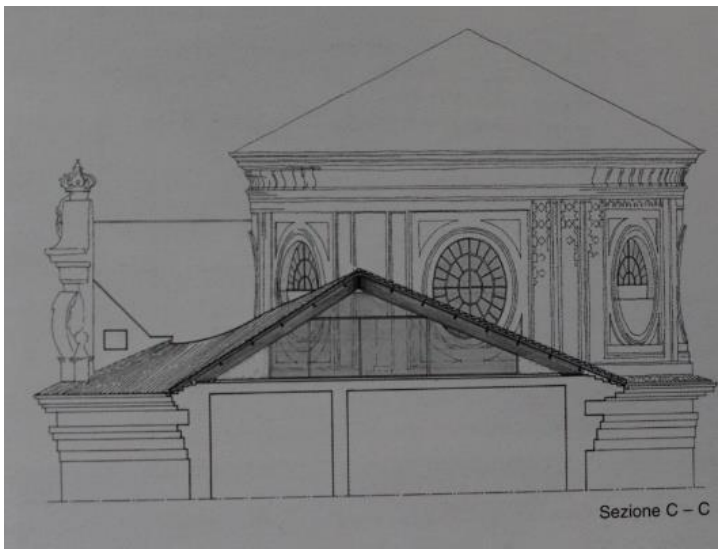


Figura 86. Sezione C-C del progetto e poi eseguito.

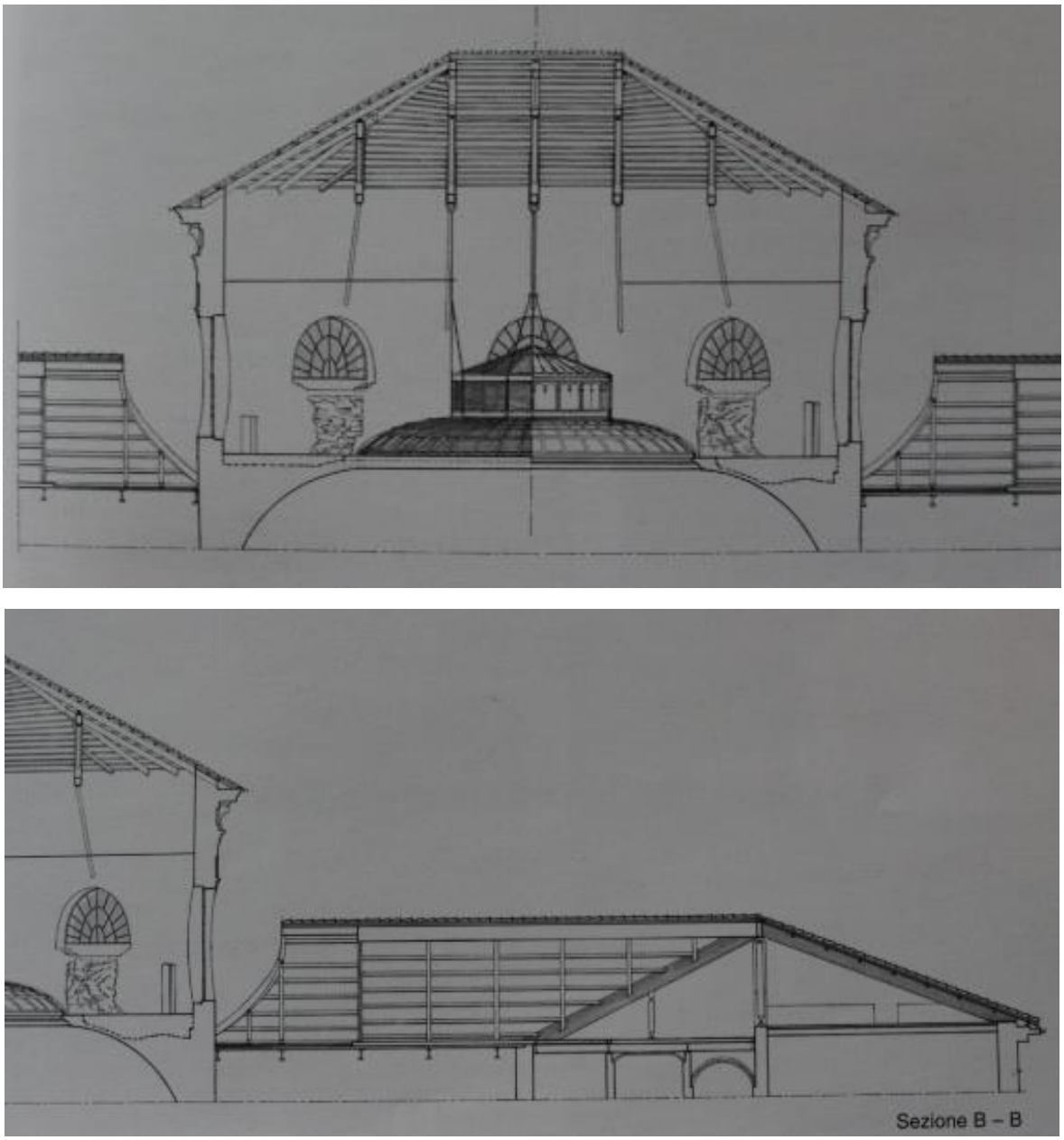


Figura 87. Queste due immagini sopra riportate fanno parte della Sezione B-B e per questione di spazio e resa grafica sono riportate in due figure distinte.

Figura 88. Partendo da sinistra, i lavori del tamburo, la liberazione del tamburo a lavori finiti.

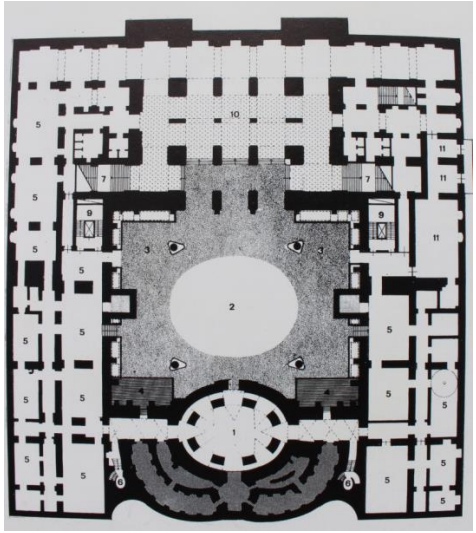


Figura 89.Pianta del piano primo sotterraneo, Progetto 1985 (A. Bruno, A.I. Studio). Il salone sotterraneo al cortile è coperto da un "solettone" retto da quattro pilastri; un'intercapedine ispezionabile lo isola dalle fondazioni del palazzo.

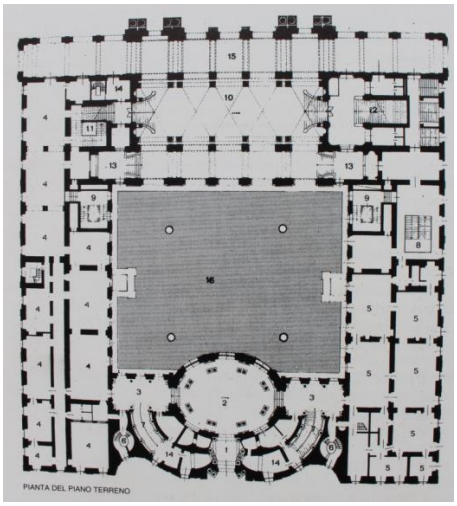


Figura 90.Pianta del piano terreno, Progetto 1985 (A. Bruno, A.I. Studio).

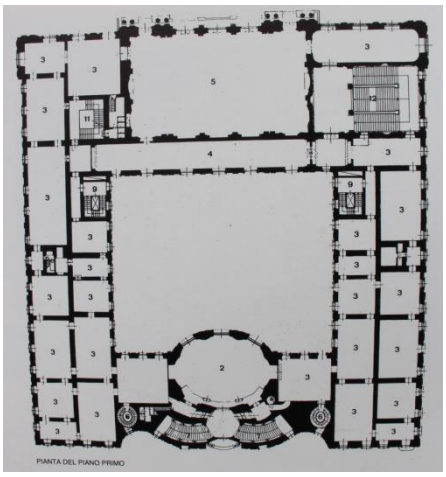


Figura 91.Pianta del piano primo, Progetto 1985 (A. Bruno, A.I. Studio).

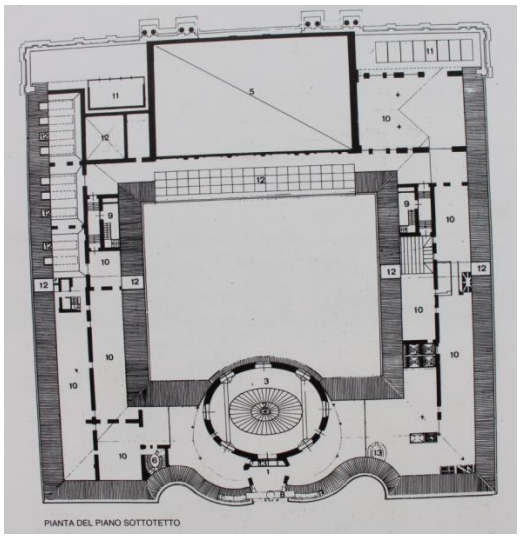


Figura 92.Pianta del piano sottotetto, Progetto 1985 (A. Bruno, A.I. Studio).

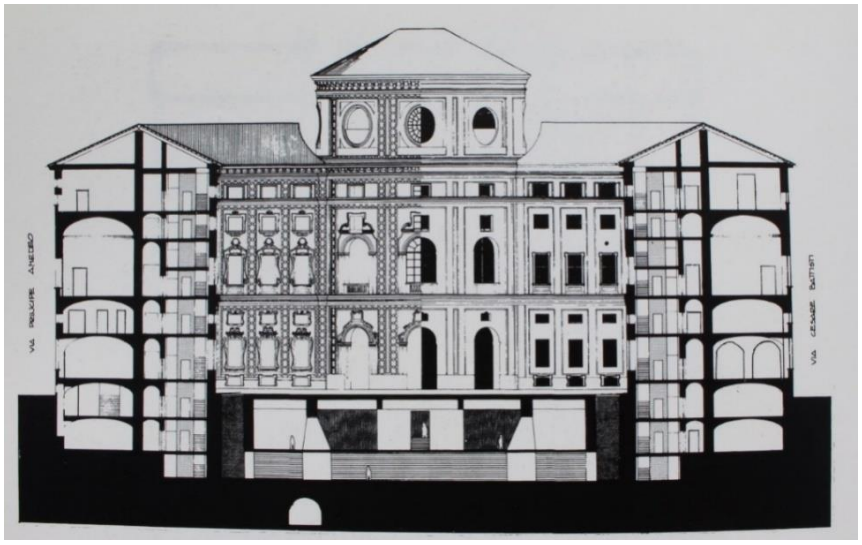


Figura 93.Sezione trasversale, Progetto 1985 (A. Bruno, A.I. Studio).

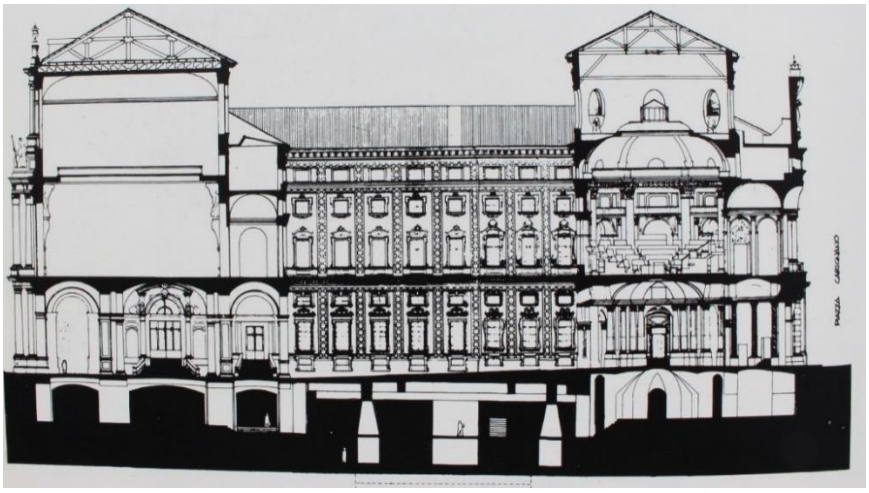


Figura 94.Sezione longitudinale, Progetto 1985 (A. Bruno, A.I. Studio). Si notano l'inserimento nel cortile centrale di una sala ipogea e la nuova soluzione di copertura che restituisce alla luce i finestroni del tamburo ellittico.

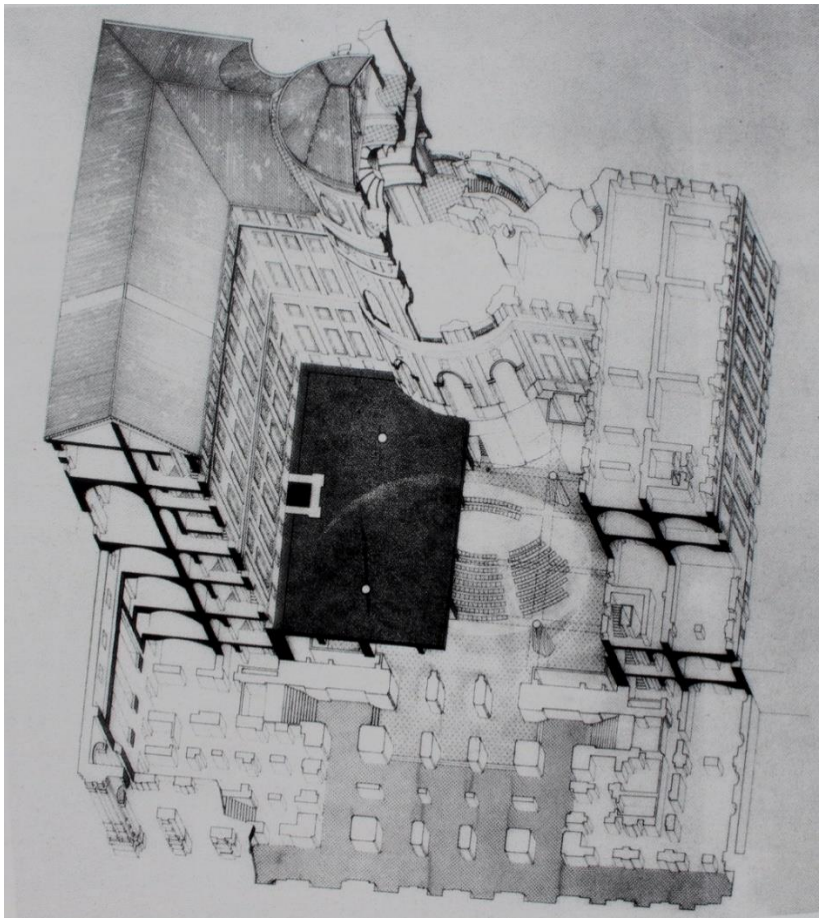


Figura 95.Spaccato assonometrico, Progetto 1985 (A. Bruno, A.I. Studio) che prevedeva il restauro generale dell'edificio compreso il rifacimento delle coperture, l'inserimento di nuovi corpi scala e la costituzione di una sala ipogea per conferenze, in conformità alla funzione museale.

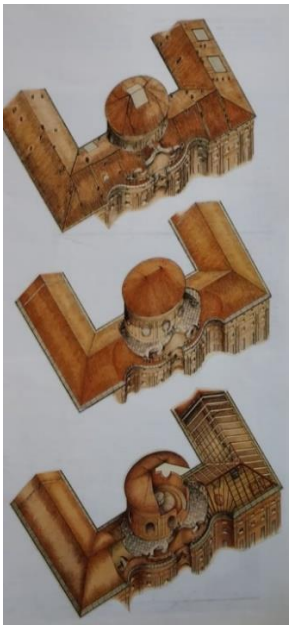


Figura 96.Scorcio assonometrico della copertura seicentesca rilievo e progetto.

Figura 97. A sinistra uno dei finestroni laterali riaperto, a destra lo stesso prima dell'intervento

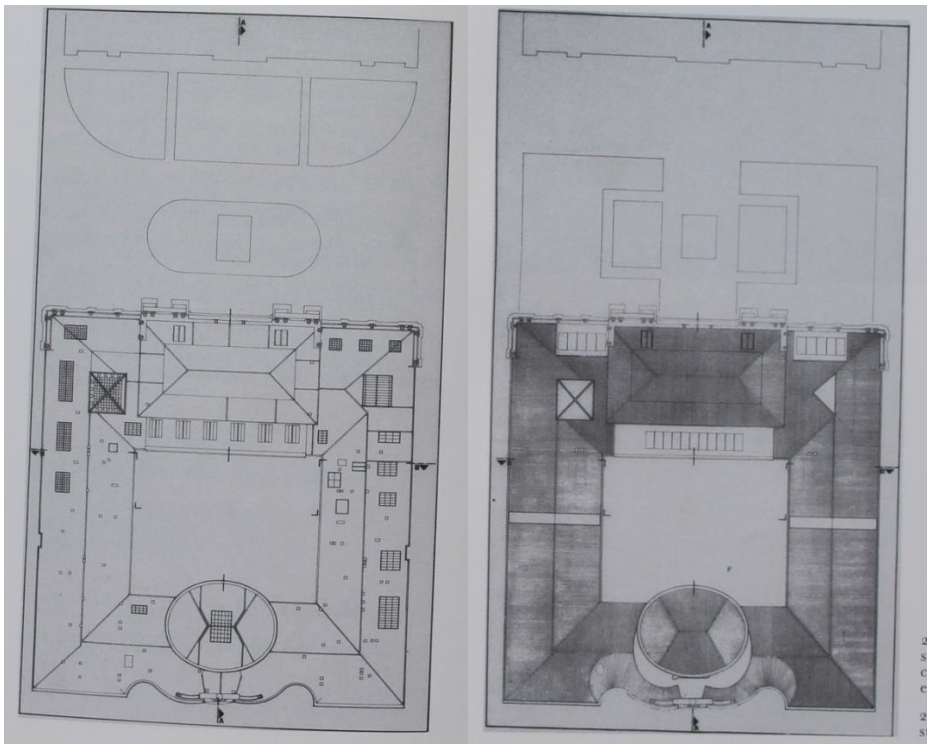


Figura 98. A sinistra rilievo della copertura dell'intero palazzo prima dell'intervento a destra Progetto di sistemazione della stessa copertura. Progetto1985 (A. Bruno, A.I. Studio).

Figura 99.Il taglio in curva della copertura tra la superficie a terrazza e lo spazio del sottotetto dopo il restauro.

2.12.2. SALONE SOTTERRANEO E CONSOLIDAMENTO DELLE FONDAZIONI

La presenza di due piani interrati nelle maniche perimetrali ha suggerito la realizzazione di uno spazio da ricavarsi sotto al cortile in modo da creare una piastra attrezzata per accogliere la complessa impiantistica necessaria all'agibilità dell'intero Palazzo. Un grande spazio funzionale alle esigenze museografiche e di rappresentanza completo delle infrastrutture da localizzarsi nei locali interrati già esistenti è stato ricavato al di sopra di questa "piastra".

Due nuovi gruppi scale e ascensori garantiscono i collegamenti verticali, secondo le normative vigenti.

La sala ipogea, coperta da un solettone sorretto da sole quattro colonne, con prese di luce dall'alto in corrispondenza degli appoggi delle travi principali, ha superficie analoga a quella del cortile. La pavimentazione del cortile è stata ricomposta in acciottolato e quattro lucernari a raso segnano la posizione dei pilastri sottostanti lasciando trasparire il disegno della stella guariniana.

Tenuto conto della tipologia del terreno, l'intervento di sottomurazione è stato eseguito realizzando pozzi confinati mediante tavole puntellate; tale sistema è stato infatti considerato il più idoneo a garantire la conservazione delle sollecitazioni laterali del terreno in fase di scavo e conseguentemente la migliore conservazione della pressione delle fondazioni di contatto sul terreno in fase di realizzazione delle sottomurazioni. In tale modo si è potuto intervenire in corrispondenza di ciascun concio di sottomurazione garantendo la conservazione delle tensioni in fondazione negli elementi in attesa e la corretta trasmissione delle forze sui singoli conci in modo corrispondente alle condizioni di compressione originali mediante messa in carico con martinetti idraulici. I singoli conci sono quindi stati realizzati in modo tale da collocare all' interno degli stessi un piano di separazione orizzontale, con nicchie per l'inserimento di martinetti idraulici, in grado di permettere ad avvenuta maturazione del cls, la ripresa del carico originariamente gravante.

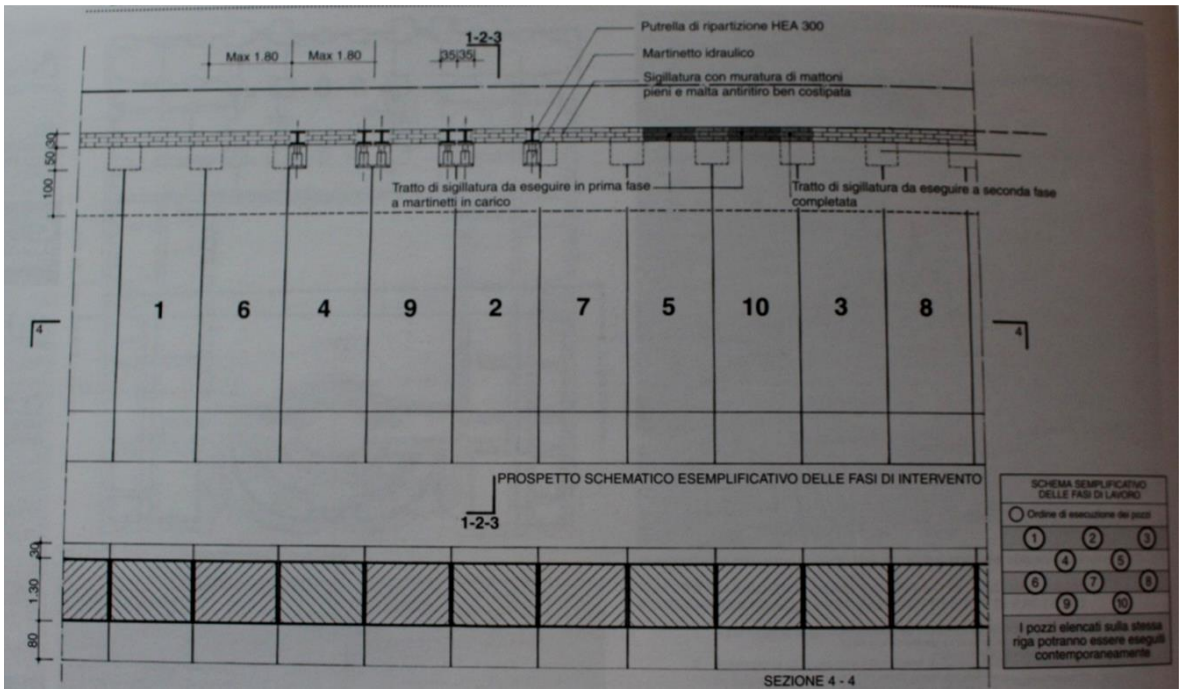


Figura 100. Schema procedurale esplicativo delle operazioni di getto della sottofondazione e messa in loco dei martinetti idraulici.

Al termine delle operazioni i conci sul lato cantine (pareti entro la superficie coperta del palazzo) furono rinterrati con lo stesso materiale di risulta scavato. Sul lato cortile furono successivamente completati gli scavi per la realizzazione delle nuove opere della sala ipogea e relativo sotto-piano tecnico, realizzando inoltre, all'interno dei conci di sottomurazione lungo tutto il perimetro, pilastri verticali contenenti barre di precompressione inclinate, ancorate nella fondazione della sottomurazione e dotate di piastre di post-tensionamento in sommità, disposte con la massima inclinazione dalle dimensioni della sottofondazione. Tali barre, poste in tensione hanno permesso di ottenere un comportamento orizzontale di precompressione in modo tale da annullare le spinte orizzontali generate dalle volte dei locali appartenenti al piano cantinato.

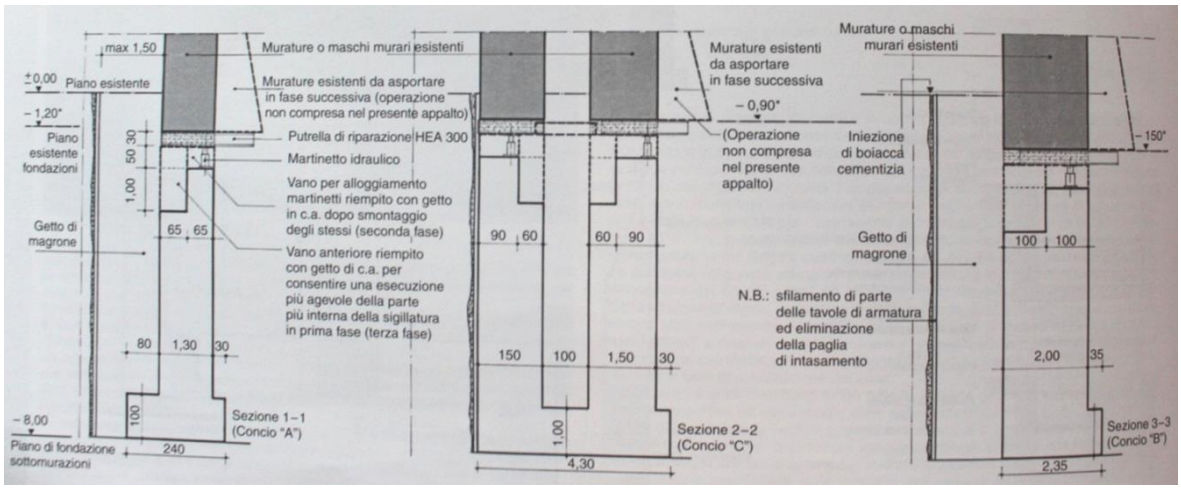


Figura 101. Sezioni dei muri di sottofondazione

Figura 102. A sinistra Intervento di sottomurazione della parte seicentesca: si noti la scarsa profondità delle fondazioni originali. A destra intervento di sottomurazione della parte ottocentesca: le fondazioni continue in muratura sono rafforzate dalle strutture in c.a. poste in corrispondenza delle pilastrate.

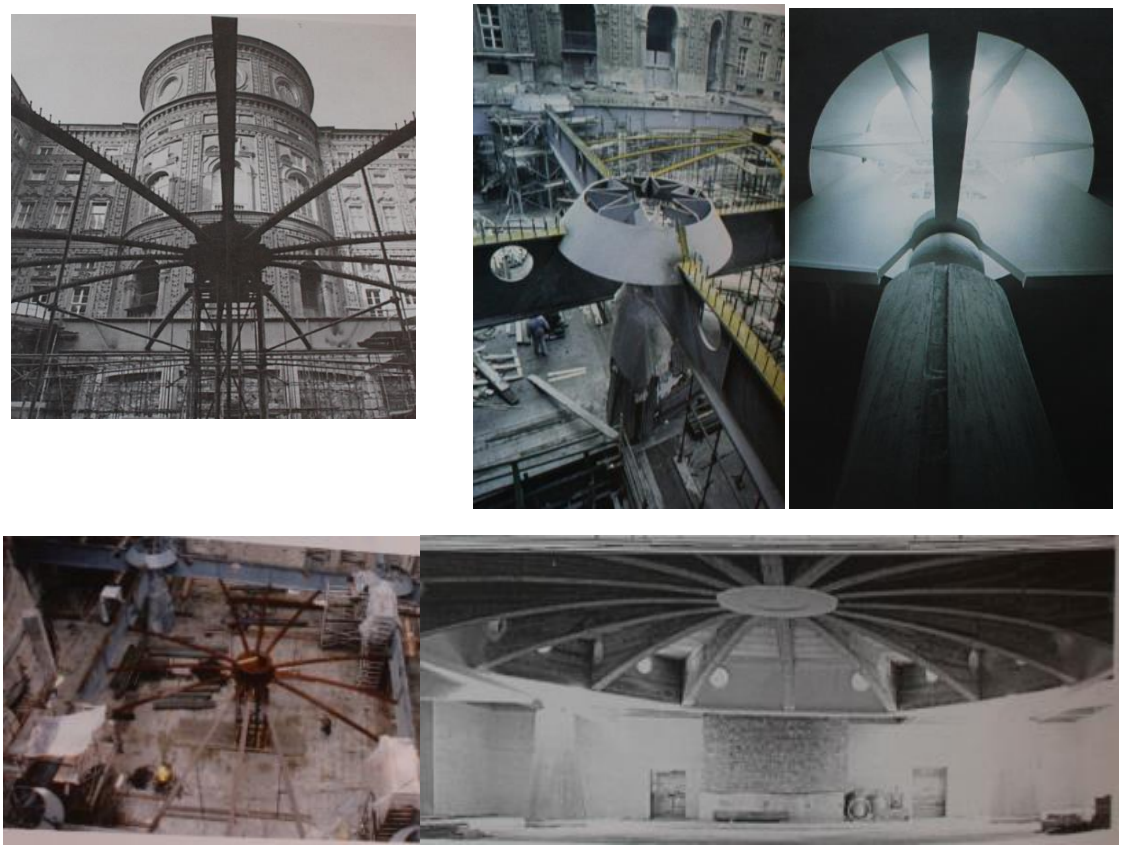


Figura 103. Montaggio delle travi portanti soffitto della sala ipogea e vista dall'interno della suddetta a lavori ultimati.

3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Di seguito sono riportati i metodi e gli standard tecnici utilizzati per la verifica della struttura.
Il palazzo è stato trattato con l'approccio dello stato limite. A causa della natura casuale della grandezza delle azioni coinvolte e della resistenza nella verifica di una struttura, la valutazione dell'affidabilità strutturale non può essere impostata in termini deterministici, ma richiede un'analisi probabilistica. L'obiettivo della verifica di sicurezza è di mantenere la probabilità di una crisi, ovvero il raggiungimento o il superamento di una condizione pericolosa assegnata per la struttura, al di sotto di un valore prestabilito.
Sono stati impiegate le seguenti normative:

- **Linee guida, Legge n° 42 del 22 gennaio 2004,** "CODICE DEI BENI CULTURALI E DEL PAESAGGIO"

- **EC6**

- **EC8**

- **NTC 2018-** Circolare 21Gennaio 2019, n 7/C.S.L.L.P.P.

4. LIVELLO DI CONOSCENZA

La conoscenza della costruzione storica in muratura è un presupposto fondamentale sia ai fini di una attendibile valutazione di sicurezza sia per comprendere il suo più probabile comportamento strutturale in seguito ad azioni esterne operando valutazioni quantitative e qualitative.

Si ha pertanto la necessità di affinare tecniche di analisi ed interpretazione dei manufatti storici mediante fasi conoscitive caratterizzate da un diverso grado di attendibilità ciascuno dei quali, però, non potrà prescindere da:

- un approfondita analisi storico critica;

- da una caratterizzazione funzionale dell'edificio e dei suoi spazi (aspetti precedentemente trattati al Capitolo 2 della corrente Tesi Magistrale).

4.1. GEOMETRIA

In seguito a numerose campagne di misurazione e conseguente elaborazione delle grandezze rilevate è stato possibile redigere una descrizione stereometrica della fabbrica individuando dapprima le caratteristiche plano-altimetriche degli elementi costitutivi. Data l'enorme quantità di elaborati più o meno recenti reperiti dagli archivi pubblici e privati è stato possibile avere uno schema di impianto grezzo dal quale si è partiti al fine di redigere le tavole allegate alla corrente Tesi Magistrale.

Le operazioni di misurazione quindi si sono eseguite sfruttando sia strumenti semplici (metro, distanziometro laser) sia una stazione totale che ha consentito di ottenere le corrette altezze di ciascun piano di calpestio.

Completata questa operazione è stato possibile comprendere il reale schema strutturale resistente necessario per poter definire la geometria del modello da utilizzare nell' analisi strutturale.

Le difficoltà riscontrate nel rilievo geometrico sono state legate a:

- cogliere l'entità- distribuzione dei carichi agenti;

-accessibilità di alcuni spazi adibiti attualmente a sgombero-magazzino. A causa dell'evidente stato di abbandono, degrado e/o inaccessibilità di alcuni vani (locali tecnici al piano secondo interrato e alcuni locali sottotetto) non è stato possibile rilevare alcune grandezze geometriche. Pertanto, in seguito si noterà che è stato necessario ottenendole in maniera indiretta alcune grandezze;

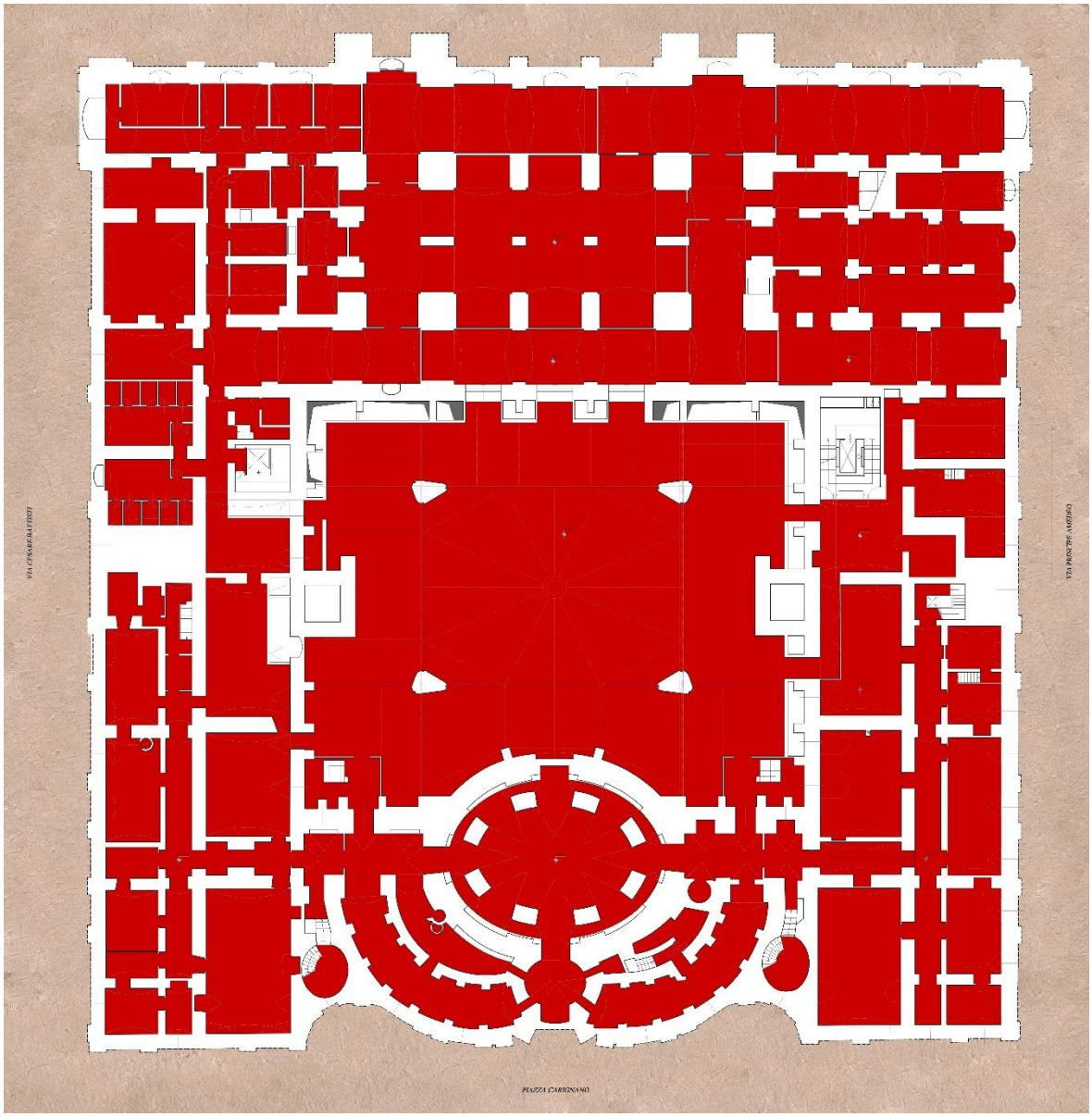
- volumi tra false volte o controsoffitti e coperture spesso poco chiari e/o eterogenei sia nella distribuzione che nella tipologia;

- aperture indiscriminate e/o chiuse con una semplice tamponatura;

- vastità degli spazi e delle altezze;

- evitare che la presenza di stucchi, decorazioni ed elementi non strutturali minassero la precisa conoscenza della geometria degli elementi architettonico-strutturali;

Di seguito vengono riportati sia alcune rappresentazioni semplificate e schematiche della distribuzione degli spazi. Si noti che nelle piante sono state colorate in rosso le superfici calpestabili di ciascun piano.



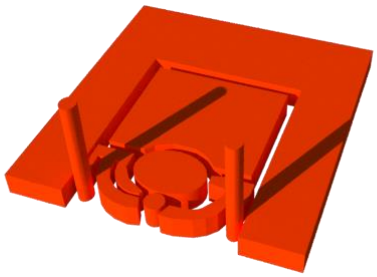


Figura 104. Pianta secondo sotterraneo. Viene riportata una rappresentazione schematica del piano corrente. I colori saranno utili per determinare la loro posizione e il relativo ingombro all' interno deli fili esterni del palazzo. Gli elementi verticali a forma di cilindro fanno le veci dei vani scala

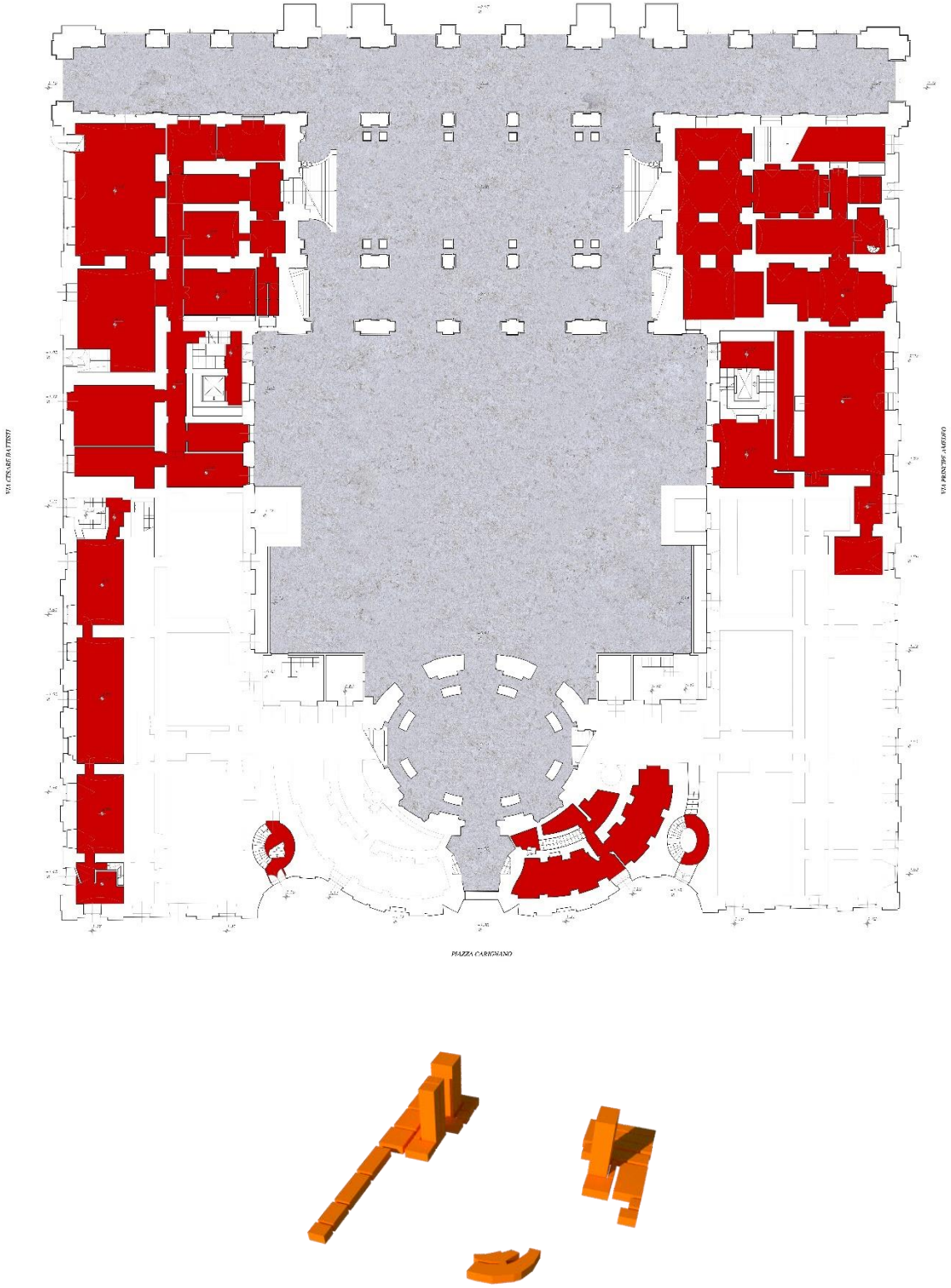


Figura 105.Piano primo sotterraneo. Viene riportata una rappresentazione schematica del piano corrente. I colori saranno utili per determinare la loro posizione e il relativo ingombro all' interno deli fili esterni del palazzo. Gli elementi verticali fanno le veci dei vani scala

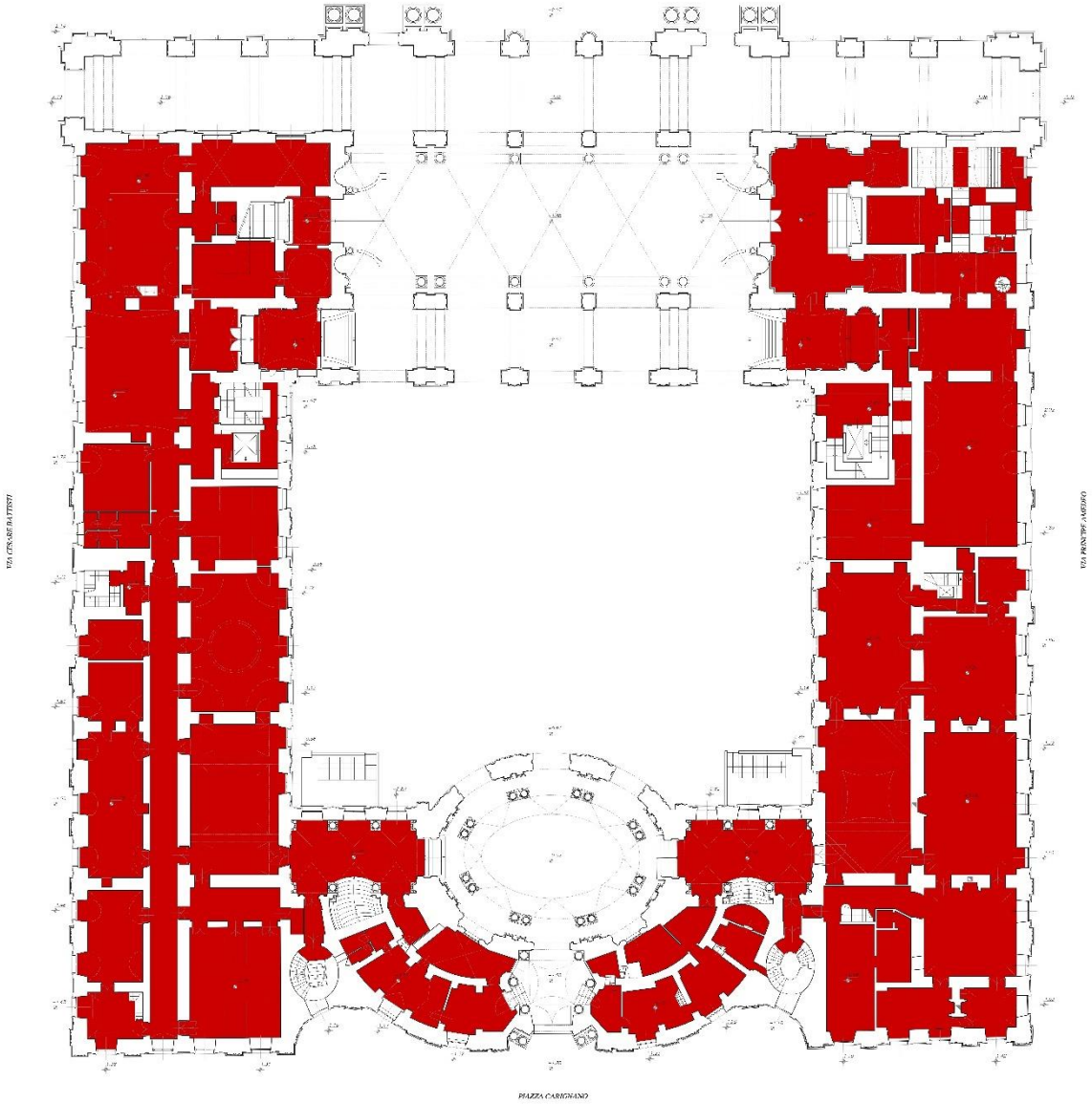
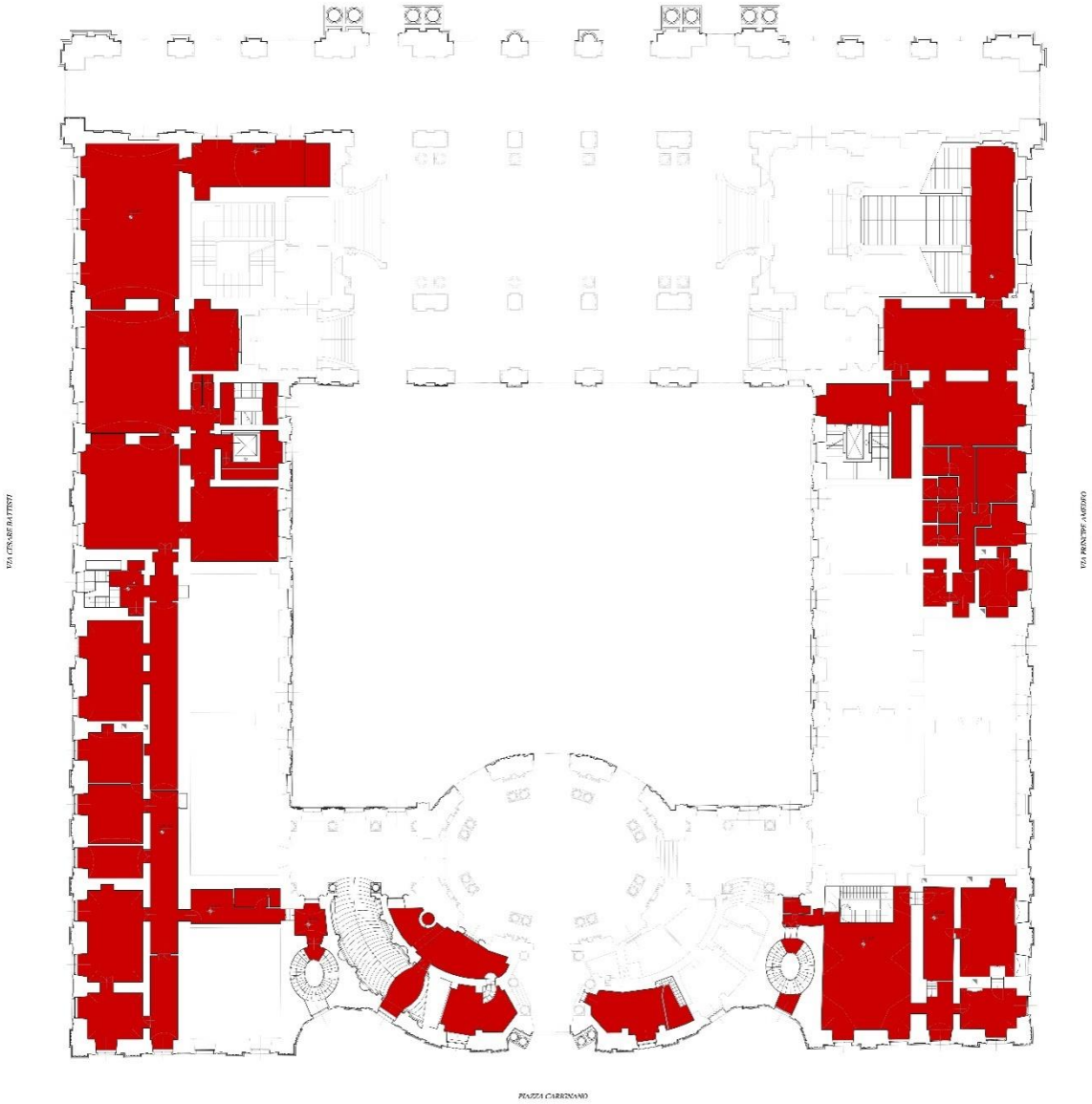


Figura 106.Pianta piano terreno (rialzato). Viene riportata una rappresentazione schematica del piano corrente. I colori saranno utili per determinare la loro posizione e il relativo ingombro all' interno deli fili esterni del palazzo.



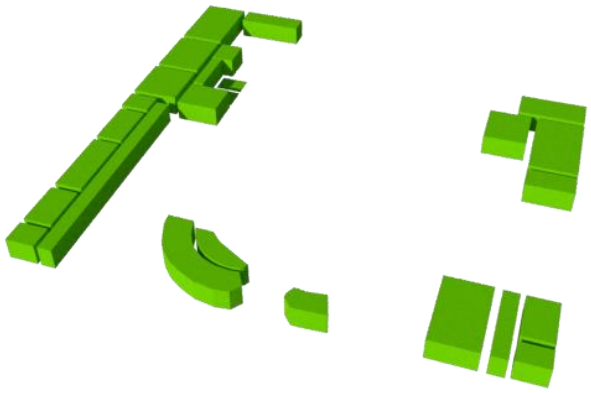


Figura 107.Pianta piano primo. Viene riportata una rappresentazione schematica del piano corrente. I colori saranno utili per determinare la loro posizione e il relativo ingombro all' interno deli fili esterni del palazzo.

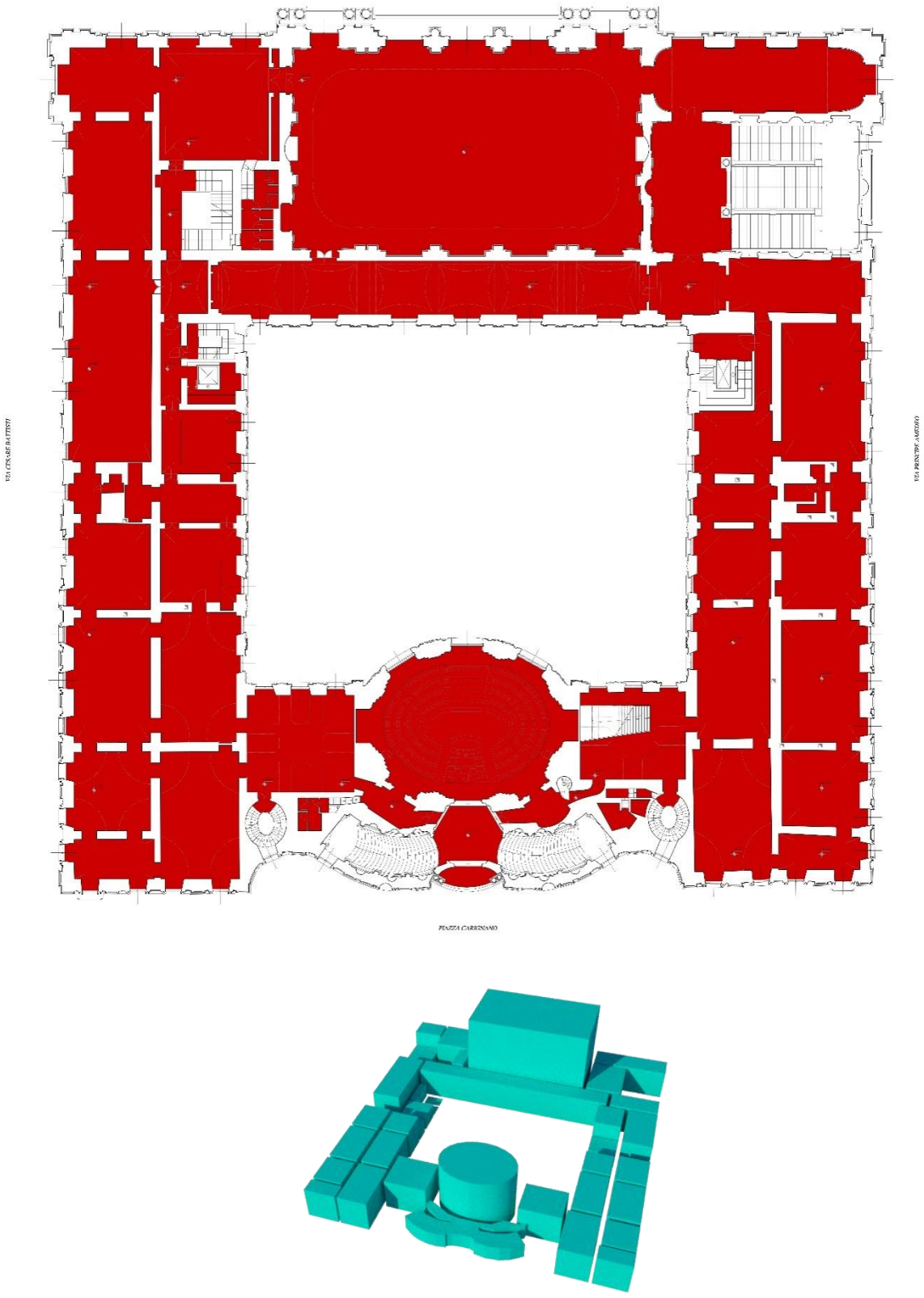


Figura 108.Pianta piano secondo. Viene riportata una rappresentazione schematica del piano corrente. I colori saranno utili per determinare la loro posizione e il relativo ingombro all' interno deli fili esterni del palazzo.

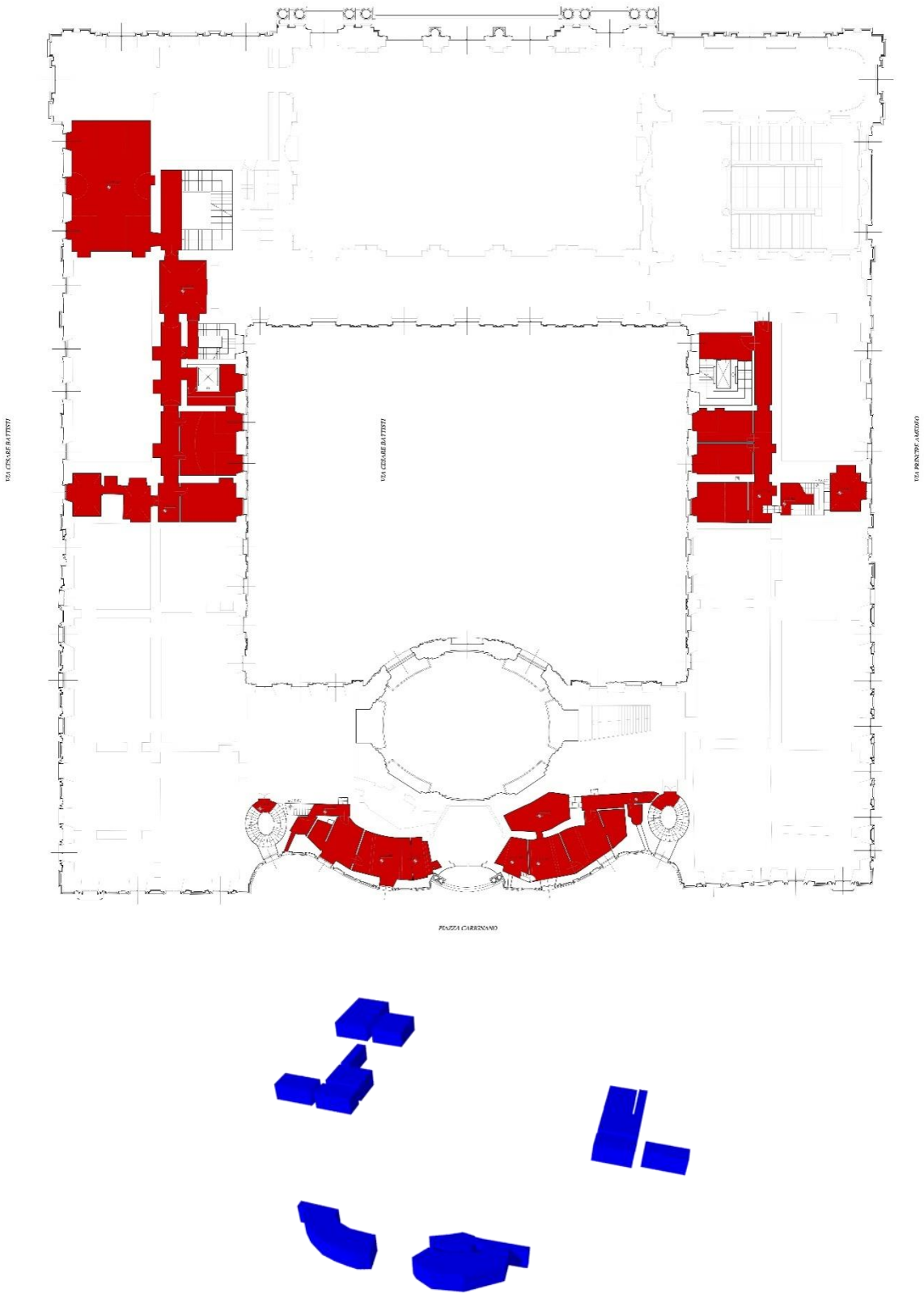
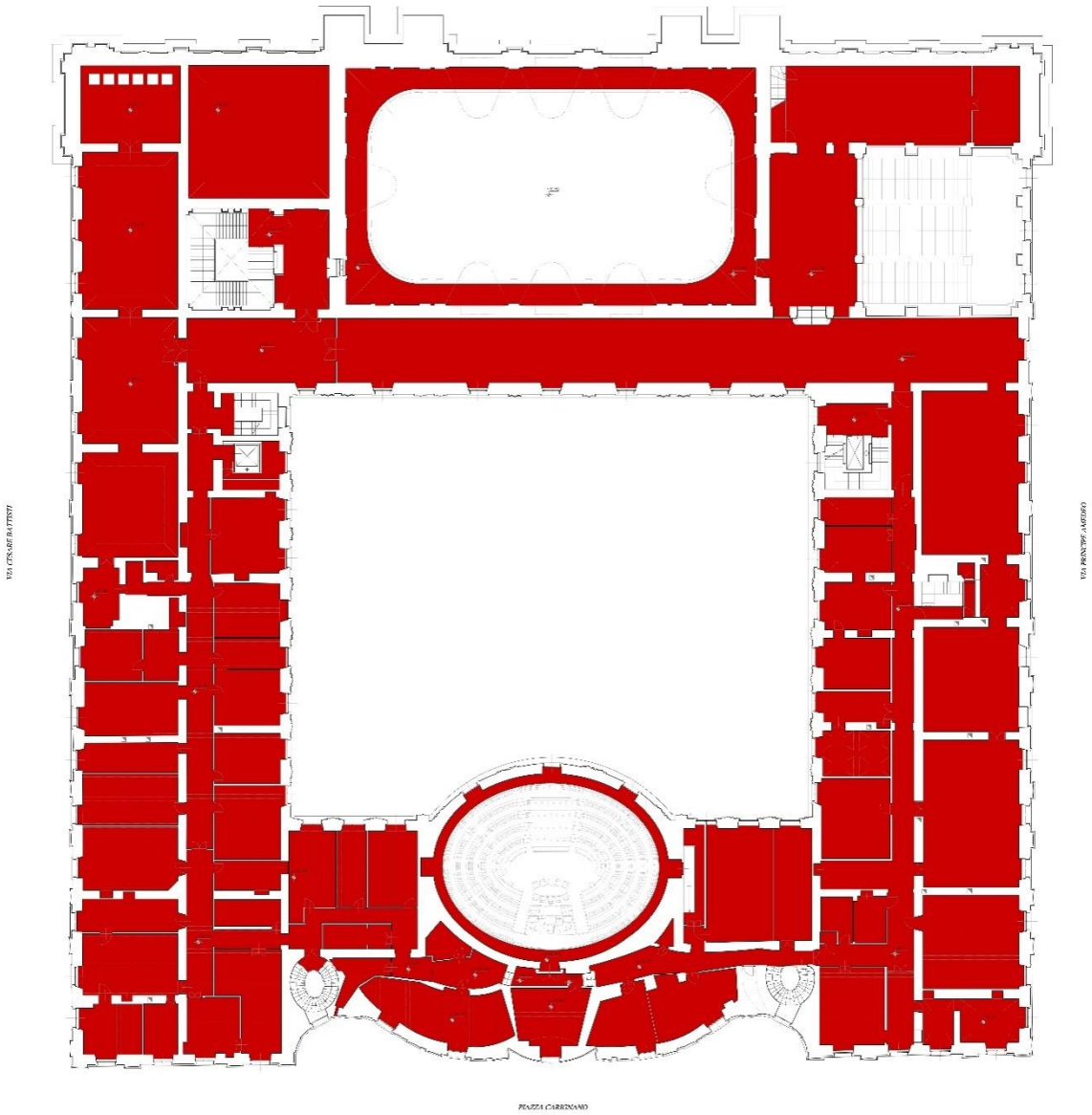


Figura 109.Pianta piano terzo. Viene riportata una rappresentazione schematica del piano corrente. I colori saranno utili per determinare la loro posizione e il relativo ingombro all' interno deli fili esterni del palazzo.



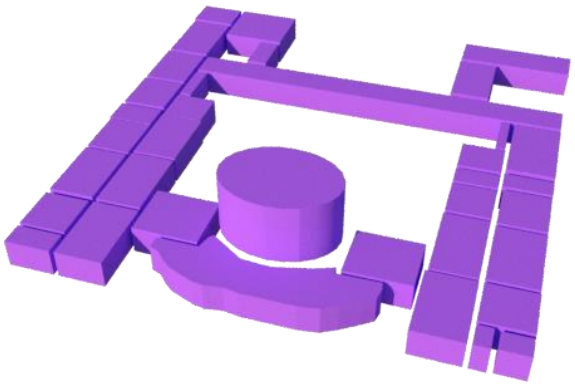


Figura 110.Pianta piano quarto. Viene riportata una rappresentazione schematica del piano corrente. I colori saranno utili per determinare la loro posizione e il relativo ingombro all' interno deli fili esterni del palazzo.

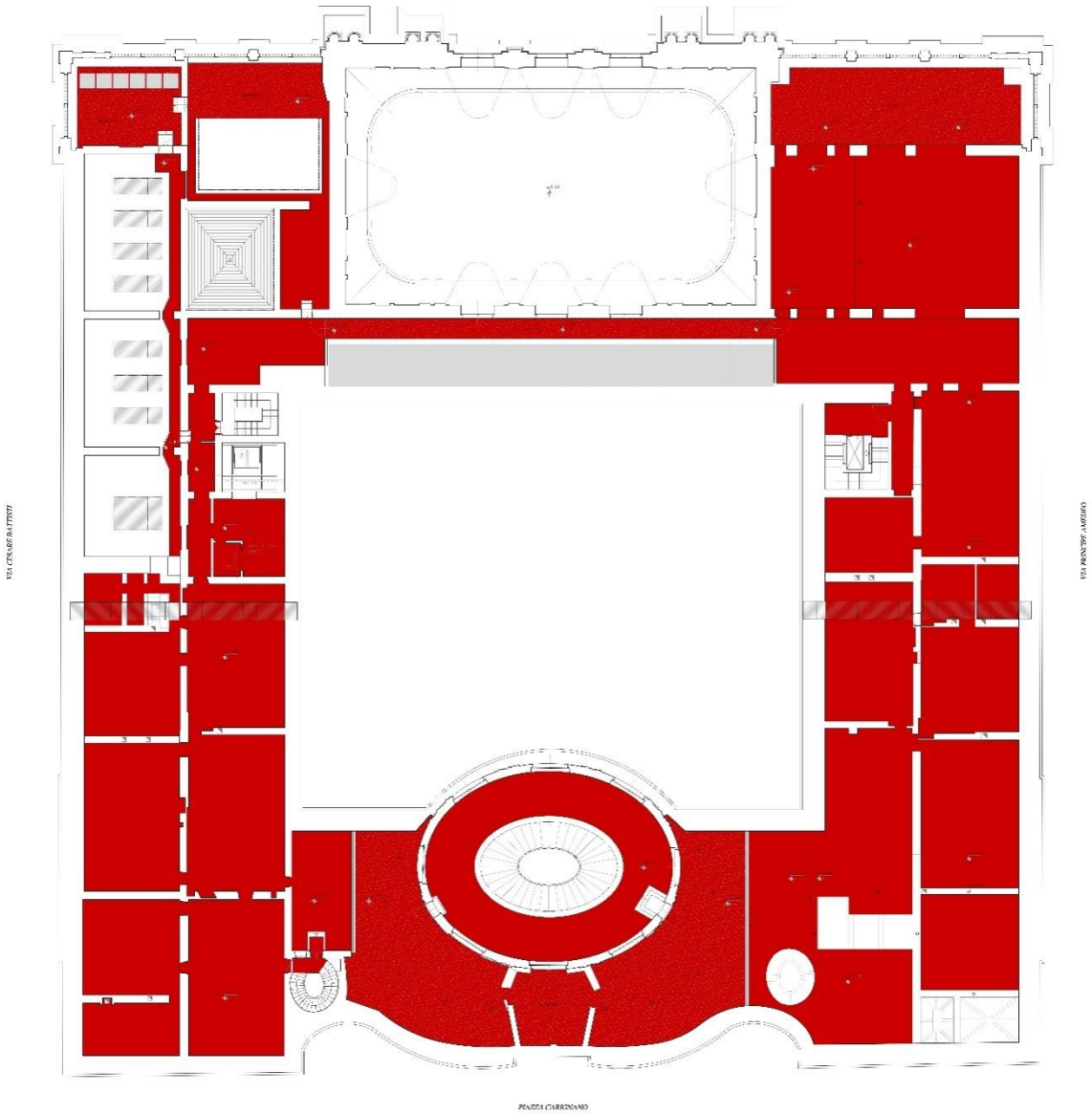


Figura 111.Pianta piano quinto-piano sottotetto. Non si è reputata necessaria effettuare una rappresentazione schematica in quanto questi locali sono tutti sottotetto quindi caratterizzati da una altezza che segue le falde del manto del tetto

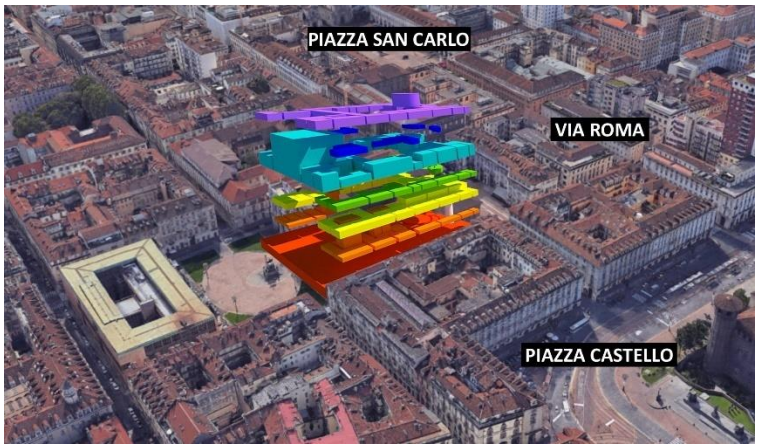


Figura 112. Foto riportante l'esploso di Palazzo Carignano nel tessuto sociale limitrofo

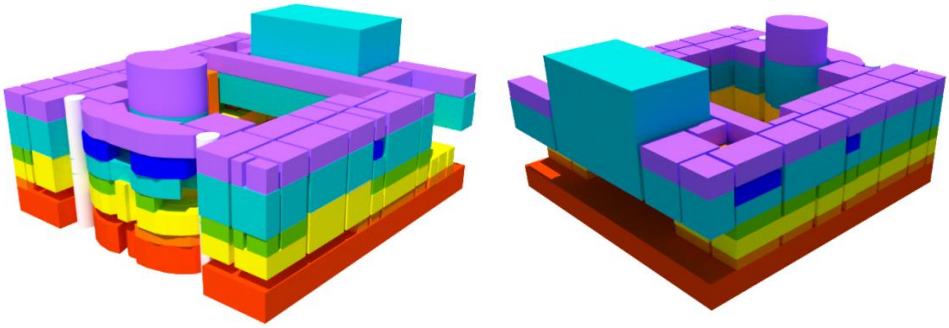


Figura 113. Rappresentazione schematica dei locali nella loro reale posizione. Come si può notare dalle due viste la compenetrazione dei piani è spesso estremamente difficile da comprendere. Convenzione dei colori concorde a quella presentata nelle didascalie precedenti

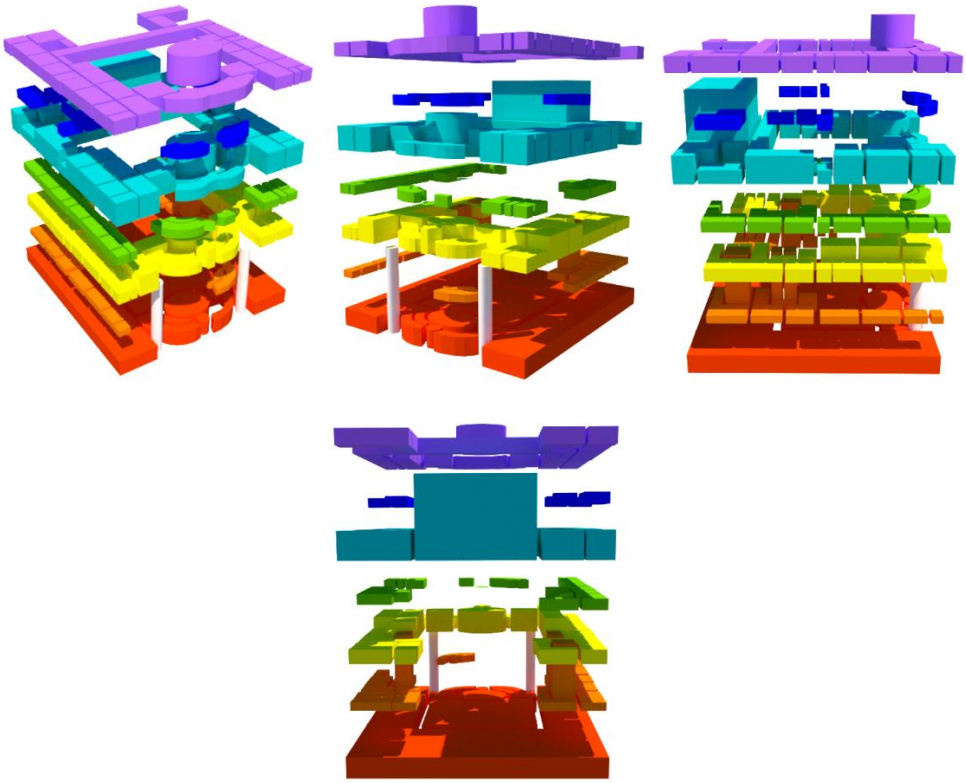


Figura 114.Esploso riportato in diverse viste per poter apprezzare l'eterogenea volumetria presente e la compenetrazione tra i locali appartenenti ai diversi piani. Convenzione dei colori concorde a quella presentata nelle didascalie precedenti

In allegato vengono riportati gli elaborati tecnici redatti con opportuna scala grafica. Date le grandi dimensioni del corpo di fabbrica e la scala di dettaglio delle informazioni rappresentate, vengono quotate solamente le dimensioni di massima.

- TAV 1 PIANTA PIANO SECONDO INTERRATO
- TAV 2 PIANTA PIANO PRIMO INTERRATO
- TAV 3 PIANTA PIANO TERRENO (RIALZATO)
- TAV 4 PIANTA PIANO PRIMO
- TAV 5 PIANTA PIANO SECONDO
- TAV 6 PIANTA PIANO TERZO
- TAV 7 PIANTA PIANO QUARTO
- TAV 8 PIANTA PIANO QUINTO (SOTTOTETTO)
- TAV 9 SEZIONE LONGITUDINALE A-A'
- TAV 10 SEZIONE TRASVERSALE B-B'

4.2. PROPRIETA' MECCANICHE

La muratura del caso in oggetto può essere definita come il risultato dell'assemblaggio di materiali diversi, in cui le tecniche costruttive, le modalità di posa in opera, le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti e il loro stato di conservazione, determinano il comportamento meccanico d' insieme.

Data la natura del palazzo ed essendo quest' ultimo tutelato dalla Soprintendenza delle belle arti e dall' ente Unesco non è stato possibile effettuare né prove distruttive, né prove non distruttive sul manufatto.

Come parametri meccanici verranno assunti quelli consigliati dalla Circolare NTC 2018 al C8.5.3.

Tabella C8.5.I -*Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a:* f *= resistenza media a compressione,* τ_0 *= resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3),* f_{v0} *= resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3),* E *= valore medio del modulo di elasticità normale,* G *= valore medio del modulo di elasticità tangenziale,* w *= peso specifico medio.*

Tipologia di muratura	f (N/mm²)	τ_0 (N/mm²)	f_{v0} (N/mm²)	E (N/mm²)	G (N/mm²)	w (kN/m³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Si ipotizzano delle condizioni a favore di sicurezza e si assumono i seguenti parametri meccanici:

f [N/mm²]	2,6
τ_0 [N/mm²]	0,07
f_{v0} [N/mm²]	0,15
E [N/mm²]	1500
G [N/mm²]	400
w[KN/mm²]	18

N.B. In seguito al C8.5.4.1 della circolare dell'NTC 2018 siccome la muratura riscontrata nel manufatto in oggetto è riconducibile a una delle tipologie murarie presenti nelle Tabelle C8.5.I e C8.5.II, i valori medi dei parametri meccanici da utilizzare per le verifiche possono essere definiti con riferimento al livello di conoscenza che risulta essere LC1

Di seguito, con riferimento alle specifiche contenute al § 8.5 delle NTC, è riportata una guida alla stima dei *Fattori di Confidenza* (FC), definiti con riferimento ai tre *Livelli di Conoscenza* (LC)crescenti, secondo quanto segue.

LC1: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e ***indagini limitate*** sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, ***prove limitate*** sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1,35** (nel caso di costruzioni di acciaio, se il livello di conoscenza non è **LC2** solo a causa di una non estesa conoscenza sulle proprietà dei materiali, il fattore di confidenza può essere ridotto, giustificandolo con opportune considerazioni anche sulla base dell'epoca di costruzione);

LC2: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato , con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e ***indagini estese*** sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, ***prove estese*** sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1,2** (nel caso di costruzioni di acciaio, se il livello di conoscenza non è **LC3** solo a causa di una non esaustiva conoscenza sulle proprietà dei materiali, il fattore di confidenza può essere ridotto, giustificandolo con opportune considerazioni anche sulla base dell'epoca di costruzione);

LC3: si intende raggiunto quando siano stati effettuati l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato , come descritta al § C8.5.1, il rilievo geometrico, completo ed accurato in ogni sua parte, e ***indagini esaustive*** sui dettagli costruttivi, come descritto al § C8.5.2,***prove esaustive*** sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, come indicato al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1** (da applicarsi limitatamente ai valori di quei parametri per i quali sono state eseguite le prove e le indagini su citate, mentre per gli altri parametri meccanici il valore di **FC** è definito coerentemente con le corrispondenti prove limitate o estese eseguite).

<u>ASSUNZIONI LC1</u>:

-**Resistenze**; i valori minimi degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I

-**Moduli elastici**: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta

Si ricorda che come specificato nel capitolo relativo al model design, durante la consultazione delle tavole originali di Giuseppe Bollati e Domenico Ferri, si sono riscontrati elementi portanti costituiti interamente o parzialmente da blocchi lapidei. Siccome non è stata trovata documentazione alcuna che attesti la tecnica costruttiva realmente impiegata per la posa e i materiali utilizzati, si è deciso cautelativamente di non considerare i parametri meccanici dell'elemento lapideo presumibilmente utilizzato, ma" fingere" che quest' ultimo abbia gli spessi parametri della muratura.

In accordo con il capitolo 4.2 delle "*Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale"* essendo il modello finalizzato a considerare la deformabilità e la resistenza dei materiali e degli elementi strutturali, il fattore di confidenza verrà impiegato per modificare i valori dei parametri meccanici in particolare riducendo le resistenze.

Il medesimo FC viene ottenuto osservando la Tabella 4.1 del già menzionato capitolo all' interno delle Linee Guida.

Rilievo geometrico	identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	Proprietà meccaniche dei materiali	Terreno e fondazioni
rilievo geometrico completo F_{C1} = 0.05	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) F_{C2} = 0.12	parametri meccanici desunti da dati già disponibili F_{C3} = 0.12	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni F_{C4} = 0.06
rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi F_{C1} = 0	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche) F_{C2} = 0.06	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali F_{C3} = 0.06	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni F_{C4} = 0.03
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche) F_{C2} = 0	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali F_{C3} = 0	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni F_{C4} = 0

$$F_C = 1 + \sum_{K=1}^{4} F_{CK} = 1{,}35\ [-]$$

5. F.E.M. Software

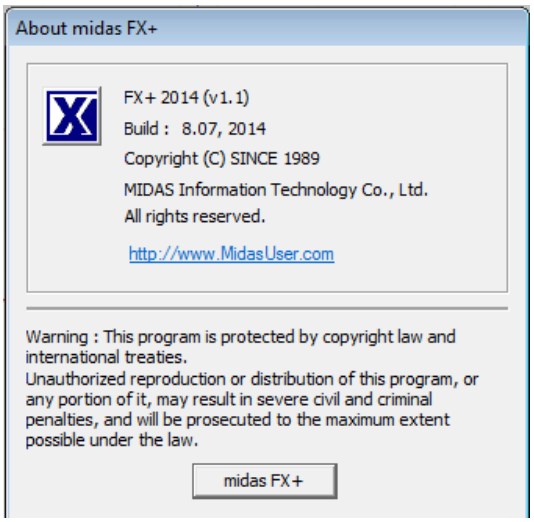
Per eseguire l'analisi del fabbricato in oggetto, data la sua peculiare distribuzione nello spazio, nella sua eterogeneità della distribuzione dei vani e sulla frammentarietà dei piani si è nell' immediato compreso che un'analisi con metodologie e software semplificati sarebbe stata mendace e fine a sé stessa.

Pertanto, si è reso necessario l'utilizzo di software commerciali avanzati per poter ottenere un modello interpretativo che consenta, nelle diverse fasi della sua calibrazione, sia un'interpretazione qualitativa del funzionamento strutturale, sia l'analisi strutturale per una valutazione quantitativa.
Si sono usati in ordine cronologico i seguenti programmi:

a) Midas FX+

b) Midas Gen

a) Midas FX+



Software leader che si avvale di funzioni avanzate di modellazione geometrica e potenti algoritmi di generazione di mesh.

Consente all' utente, pertanto, di modellare qualsiasi configurazione complessa sia in ambito civile strutturale, sia nelle strutture industriali. Infatti, l'uso che si è fatto è stato sfruttare questo programma per creare tramite una geometria elementare (points, lines, surfaces, ...) un modello F.E. accurato dell'intero fabbricato.

Le mesh generate possono essere prodotte in vari tipi di file di dati che sono pienamente compatibili con midas Gen.

Il processo di attribuzione della mesh, indipendentemente dalla dimensione e dal tipo, degli elementi strutturali del palazzo viene qui di seguito riassunto:

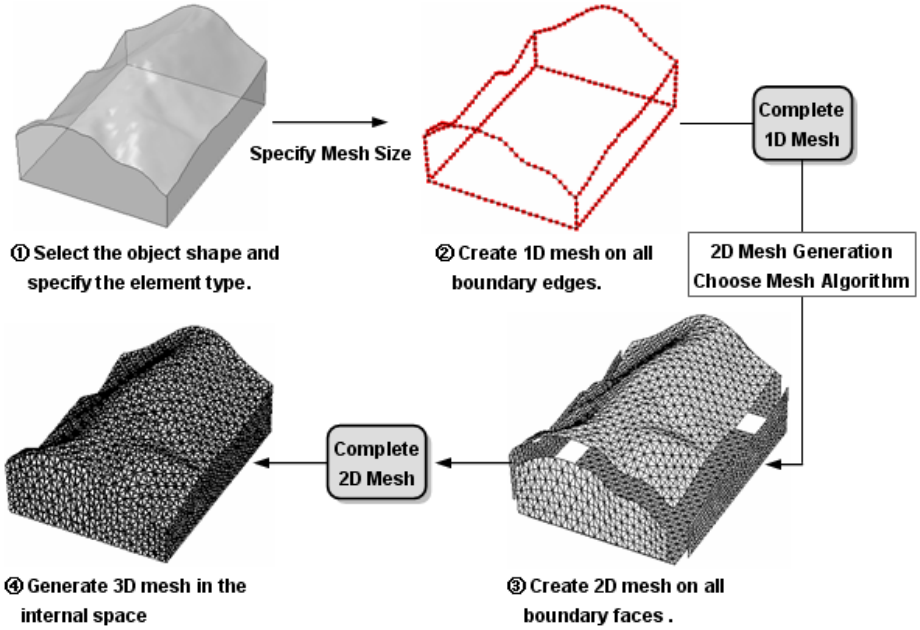


Figura 115.Processo generale per la generazione e attribuzione della mesh

b) MidasGen

MIDAS/Gen è il software general purpose di MIDAS, che risolve integralmente tutte le problematiche di analisi e progettazione di qualsiasi tipologia strutturale dalle più complesse alle più semplici in zona sismica e non (edifici multipiano, edifici industriali, torri, tralicci, silos, ogni tipologia di fondazione, completa interazione terreno struttura, ponti, infrastrutture stradali, strutture in muratura) con qualsiasi materiale. La libreria di elementi finiti è molto vasta e comprende beam a sezione variabile, truss resistenti a sola trazione e/o sola compressione, elementi Wall per pareti antisismiche, plate, solid, plane stress, planestrain, piastre irrigidite ortotrope, etc.

Le funzionalità di input / output orientate all'utente e le notevoli capacità di analisi consentono agli ingegneri e ai ricercatori di intraprendere prontamente analisi e progetti strutturali anche per strutture complesse e di grandi dimensioni.

Midas Gen è stata scelta per molte importanti analisi di progetto, come Burj Khalifa, lo Stadio Nazionale di Pechino (nido d'uccello) e il Palazzo della città di Mosca.

l risolutore Multi-Frontal e gli ultimi algoritmi di analisi implementati forniscono istantaneamente risultati di analisi accurati e pratici; offre funzionalità di progettazione e verifiche che impiegano diversi standard di paesi diversi consentendo così un'analisi agevole.

Infine, midas Gen si presta a analisi convenzionali e ad altre analisi come l'analisi geometrica non lineare, l'analisi di pushover, ecc

<u>Unità di misura</u>

Midas Gen funziona con quattro unità di base: forza, lunghezza, temperatura e tempo. Il programma offre diversi set compatibili di unità di forza, lunghezza e temperatura tra cui scegliere, come "Kgp, in, F" o "N, mm, C." Il tempo viene sempre misurato in secondi (ad eccezione dello scorrimento, del restringimento e effetti dell'invecchiamento, misurati in giorni.)
Un'importante distinzione è fatta tra massa e peso. La massa viene utilizzata solo per il calcolo dell'inerzia dinamica e per i carichi derivanti dall'accelerazione del terreno. Il peso è una forza che può essere applicata come qualsiasi altro carico di forza.
Il modello è stato realizzato utilizzando **KN, m, ° C**

6. MODEL DESIGN

Il cuore della corrente tesi è stato quello di elaborare i dati di input, forniti da una minuziosa e in alcuni tratti pedante analisi storico critica, per poter elaborare un modello al continuo della struttura.

Le verifiche dell'edificio allo stato di fatto sono state effettuate mediante modellazione matematica agli elementi finiti nella quale vengono riportate con esattezza le caratteristiche fisico-geometriche dell'impianto.

La struttura in muratura portante è stata discretizzata utilizzando elementi bidimensionali piastra/plate al continuo che permettono di modellare la sezione reale dei maschi murari e dei pilastri in muratura.

IPOTESI DI MODELLO

Gli orizzontamenti sono stati considerati come carichi superficiali agenti sulla muratura portante sottostante **non associando a questi un comportamento diaframmatico.**

L' assunzione di solai non infinitamente rigidi viene giustificata dalle seguenti motivazioni:

1) Non sono stati eseguiti sondaggi o studi di dettaglio tali da poter garantire con assoluta certezza che i solai facenti parte dell'edificio potessero essere considerati come infinitamente rigidi. Quindi tal comportamento è escluso non solo per gli orizzontamenti antichi e nel tempo consolidati (esempio la volta sottostante il Parlamento subalpino), ma anche per quelli più recenti (opere di restauro ad opera dell'Architetto A. Bruno e successivi lavori);
2) Usualmente la risposta sismica degli edifici in muratura è ricondotta all'occorrenza di due modalità di danno fondamentali: i cosiddetti meccanismi di 1° modo, che coinvolgono prevalentemente la risposta fuori dal piano delle pareti, e i meccanismi di 2° modo, associati invece all' attivazione della risposta nel piano delle stesse. Nel primo caso, il collasso avviene per perdita di equilibrio; nel secondo, la perdita di capacità portante è riconducibile sostanzialmente a rotture del materiale. In particolare, l'attivazione di meccanismi di 2° modo generalmente associati alla risposta globale d' insieme esibita dall' intero organismo funzionale, riconducibile a quella dei due elementi strutturali fondamentali che lo compongono e alla loro mutua interazione: le pareti e gli orizzontamenti.
   Come noto un buon sistema di collegamento tra gli elementi verticali portanti e gli orizzontamenti consentono di realizzare il cosiddetto comportamento "scatolare". Però il caso studio risulta essere succube a una genesi articolata dal tempo, presenta una forte eterogeneità nei caratteri costruttivi il che rende non univoca la risposta di piano al sisma[10];
3) La presenza di possibili carenze nel sistema tecnologico o nella posa, di discontinuità nel sistema resistente, di continuo degrado e dissesto documentati, **fa sì che sia poco realistica l'analisi della risposta d' insieme dell'intera costruzione.**

[10] *"Linee guida per il rilievo, l'analisi ed il progetto di interventi di riparazione e consolidamento sismico di edifici in muratura in aggregato"*

Si è modellato solamente i piani fuori terra in quanto, i locali ipogei subirebbero la stessa accelerazione del suolo registrando un'accelerazione spettrale corrispondente alla massima accelerazione del suolo (PGA-Peak Ground Acceleration) non subendo quindi l'amplificazione data dal sisma.

La quota 0,00 m è stata impostata al piano campagna. A tal piano si sono posizionati in corrispondenza dei nodi dei vincoli di tipo incastro [111111].

Come riscontrabile dalle tavole allegate il palazzo è caratterizzato da una forte irregolarità nelle altezze di piano. Si è reputato necessario depurare la realtà fisica consentendo di ottenere un modello, seppur semplificato, che rappresentasse il comportamento strutturale reale.

Nell' ala ottocentesca prospiciente a Piazza Carlo Alberto, è intuibile che non tutte le pietre facenti parte della sontuosa facciata abbiano solamente funzione estetica (come riscontrabile anche dagli elaborati tecnici di D. Ferri e G. Bollati riportati alla Figura 46 del corrente documento).

A favore di sicurezza non si sono modellate le parti in pietra lasciando quindi la funzione strutturale ai soli elementi in muratura.

Prima di poter ottenere il modello finale e effettuare le dovute computazioni-verifiche sullo stesso, è stato necessario utilizzare il software Midas FX+ con il quale, come già detto, si sono modellate le superfici (sono 83 per l'esattezza) degli elementi portanti e in seguito a un'opportuna meshatura si è esportato il file all' interno del Gen.

Date le grandi dimensioni in gioco, si è deciso di utilizzare un mesh con elementi che si infittiscono nelle zone più complesse e meno lineari.

Si sono impiegate due tipologie di elementi:

- LOOP MESHER → QUADRILATERAL: mesh utilizzata per le grandi superfici piane
- LOOP MESHER → TRIANGLE: mesh impiegata per le pareti curve in modo da poter seguire in maniera precisa la superficie reale.

Le dimensioni delle mesh variano anch' esse in relazione della complessità della superficie da meshare.

Dato l'elevato numero delle aperture (porte, finestre, ecc.) alla fine di ottenere risultati più attendibili e precisi, si è deciso di infittire la mesh attorno a ciascun varco.

Infatti, si sono impiegati elementi con dimensione comprese tra 0,4÷0,7 m nelle zone lontane dalle aperture, mentre in prossimità dei varchi le dimensioni dell'elemento sono state imposte a 0,3 ÷0,1 m a seconda della complessità.

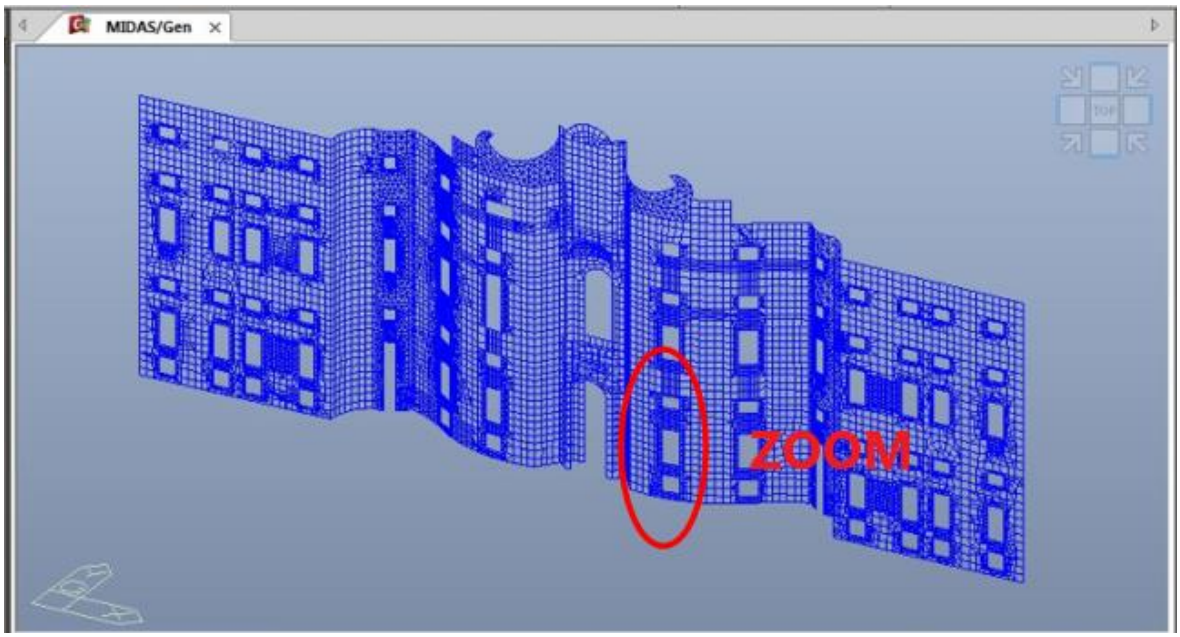


Figura 116. A titolo di esempio si riporta la facciata seicentesca guariniana nella quale viene effettuato della parte cerchiata uno zoom per poter vedere l'infittimento della mesh in prossimità delle aperture.

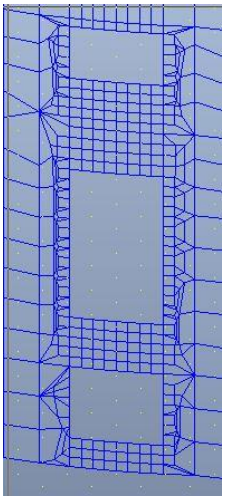


Figura 117. Zoom sulle tre aperture precedentemente evidenziate. La mesh è stata auto generata dal software.

Le mesh poi sono state applicate tramite opportuno comando di auto-meshatura capace di rendere congruente ciascun nodo appartenente a ogni singola superficie. La congruenza invece tra le superfici adiacenti è stata verificata a mano punto per punto in quanto il programma è capace di unire due nodi su solo quando hanno una distanza relativa inferiore a $1*10^{-8}$ m. Quindi la congruenza tra superfici adiacenti è stata forzata a mano tramite il comando *merge.*

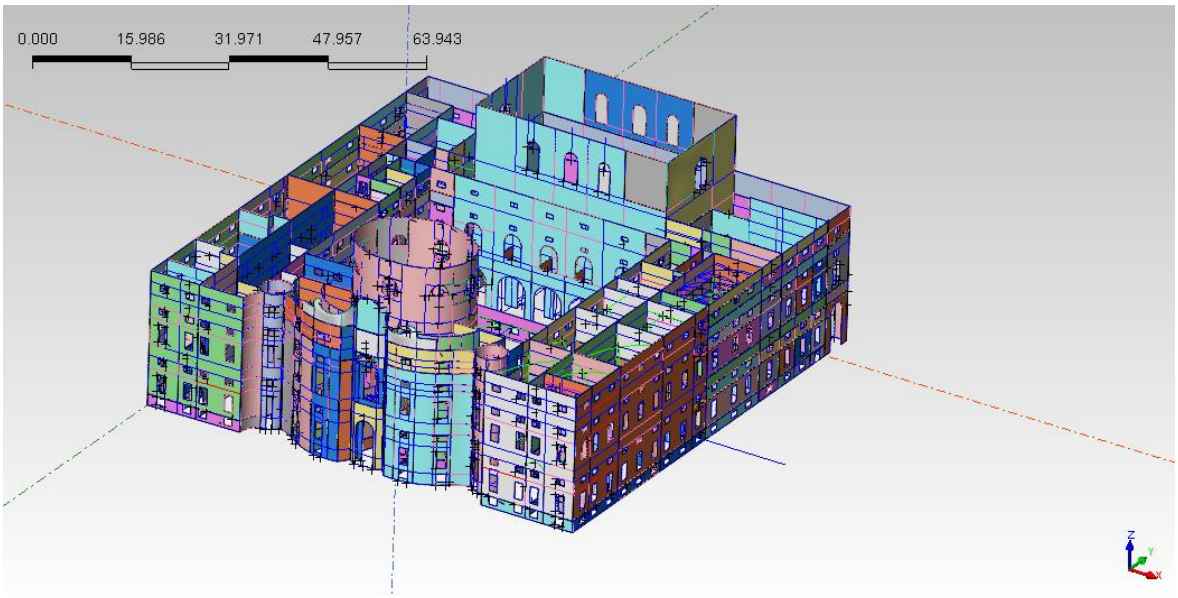


Figura 118. Vista del modello. Ciascuna superficie è colorata in maniera differente in quanto presenta peculiarità specifiche relative sia agli spessori che alle mesh applicate. Vista provenienti dal software Midas FX+

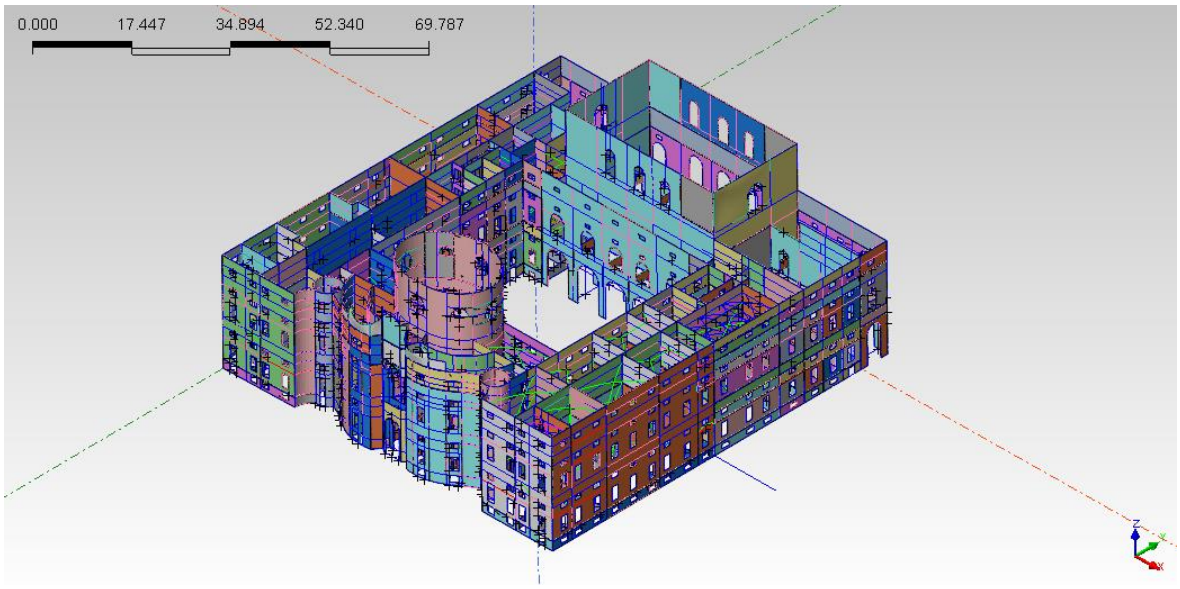


Figura 119.Vista assonometrica. Vista provenienti dal software Midas FX+

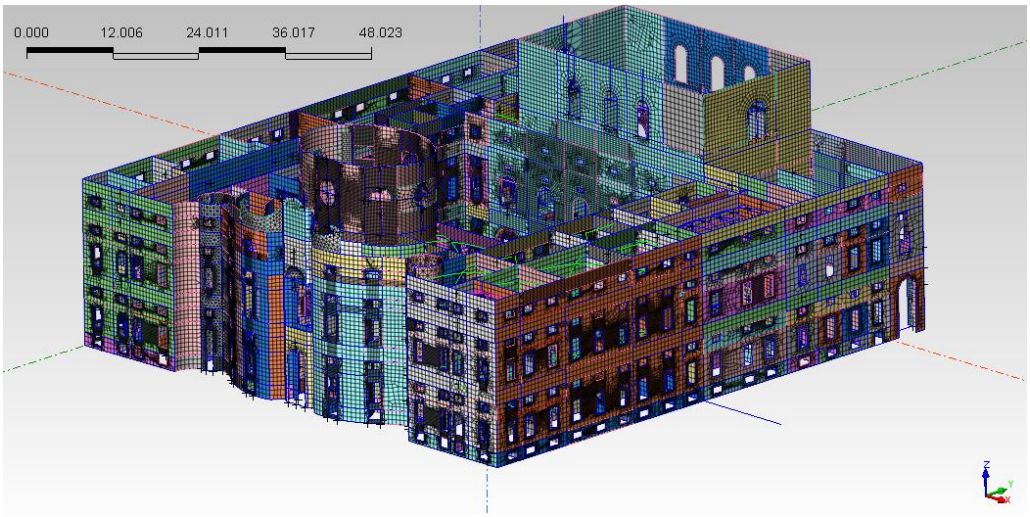


Figura 120. Vista riportante le mesh applicate a ciascuna superficie precedentemente modellata. Vista provenienti dal software Midas FX+

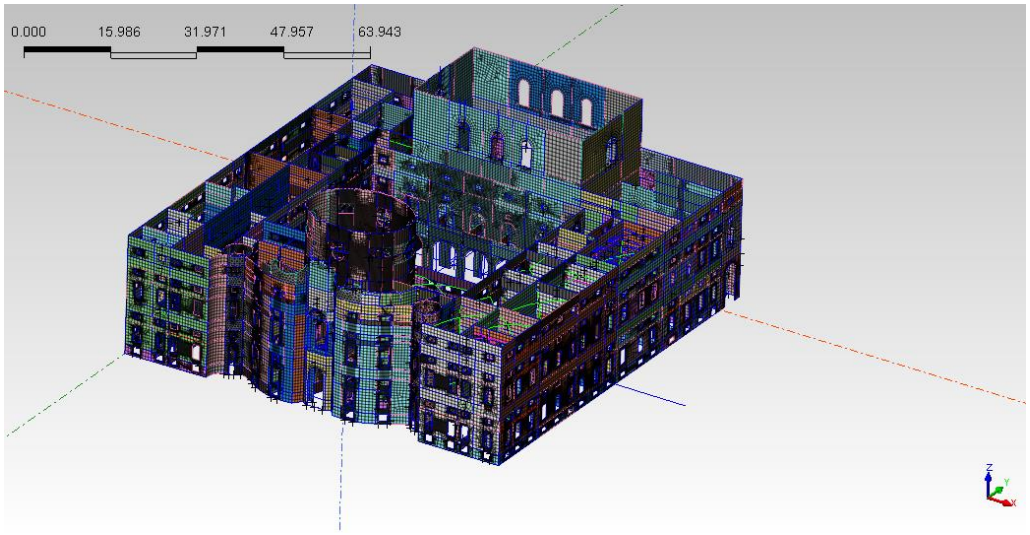


Figura 121. Vista assonometrica del modello con le mesh applicate. Vista provenienti dal software Midas FX+

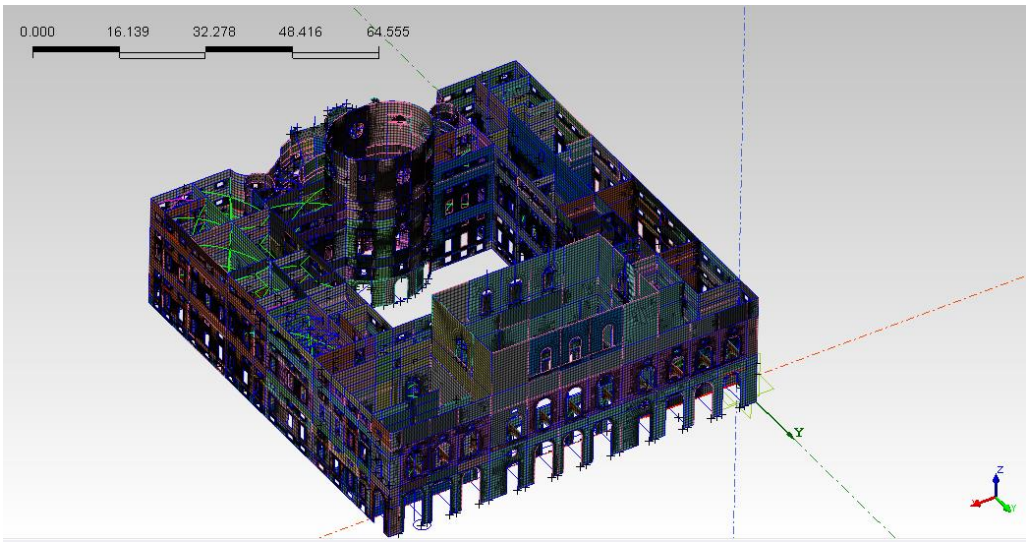


Figura 122. Vista assonometrica differente. In primo piano si riporta la facciata ottocentesca prospicente Piazza Carlo Alberto. Vista provenienti dal software Midas FX+

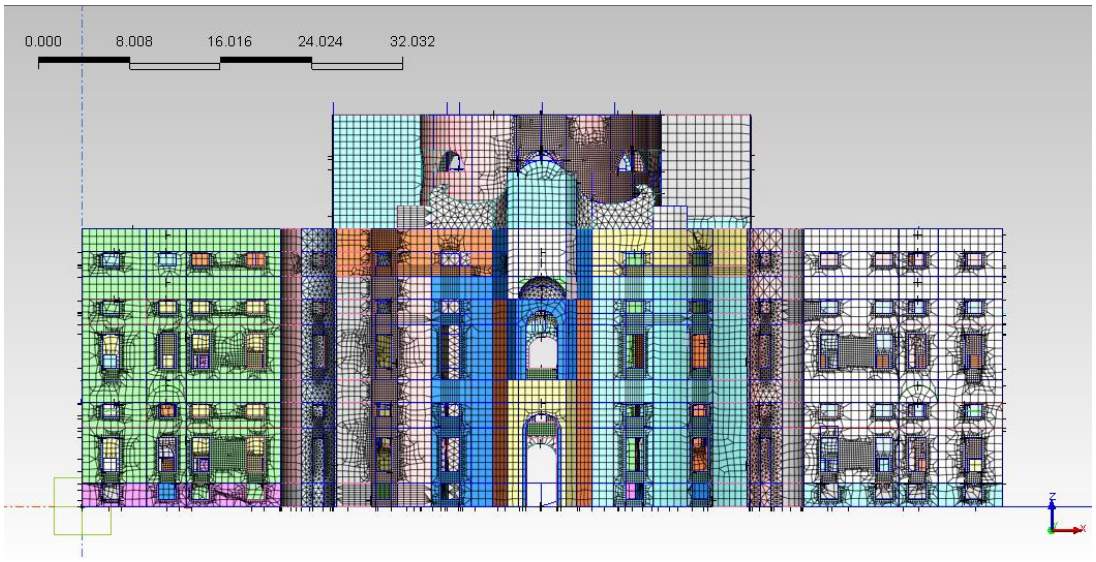


Figura 123. Prospetto seicentesco guariniano. Si procede in senso antiorario per la presentazione dei prospetti. Vista provenienti dal software Midas FX+

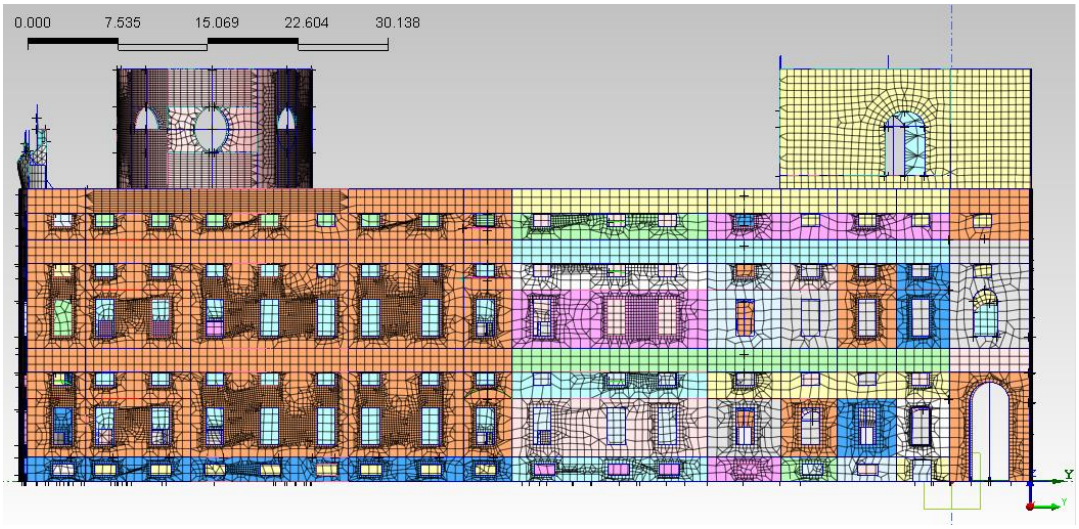


Figura 124. Prospetto limitrofo a via Principe Amedeo. Si procede in senso antiorario per la presentazione dei prospetti. Vista provenienti dal software Midas FX+

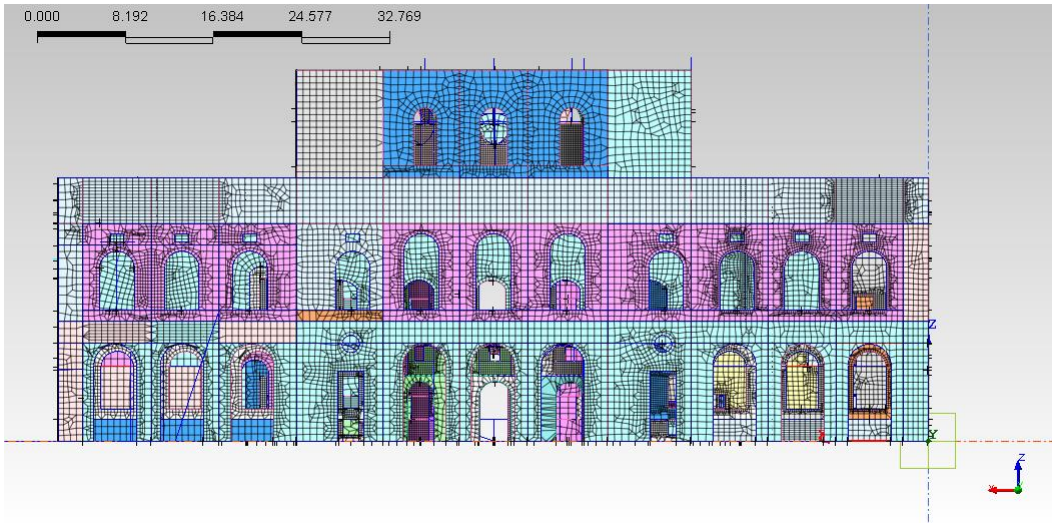


Figura 125. Prospetto ottocentesco prospiciente Piazza Carlo Alberto. Vista provenienti dal software Midas FX+

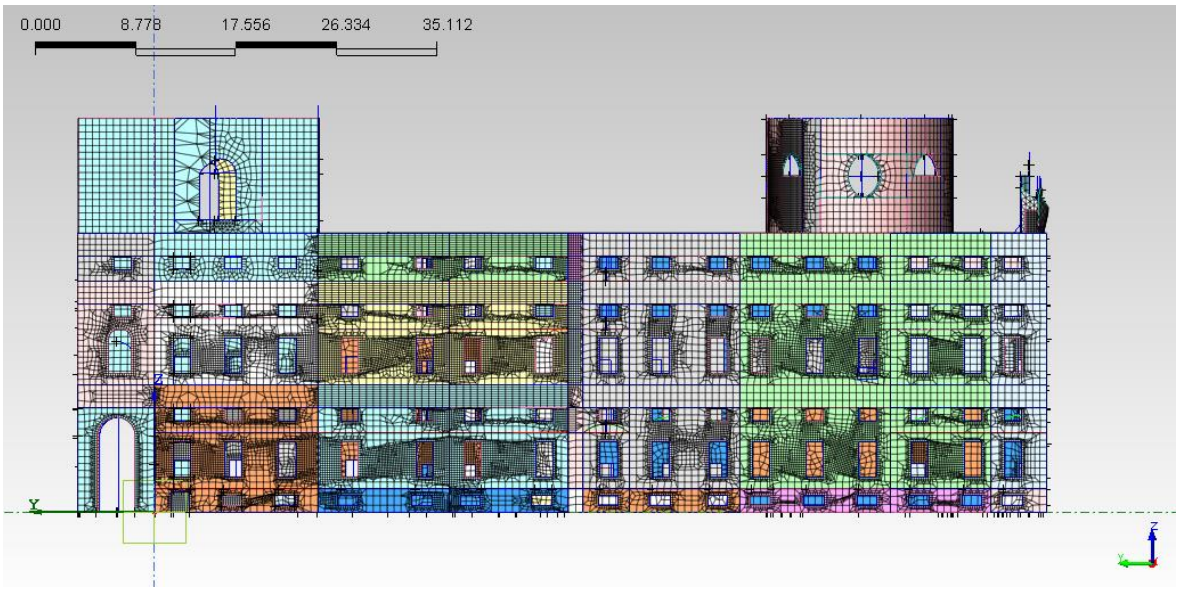
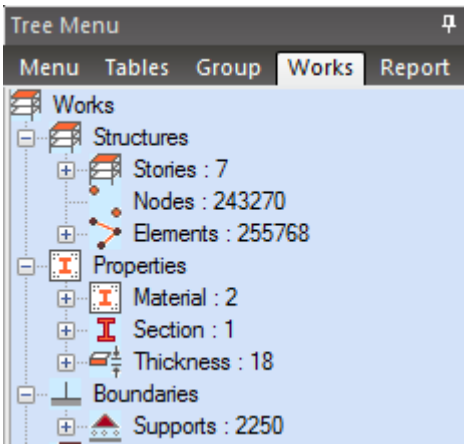


Figura 126. Prospetto limitrofo a via Cesare Battisti. Si procede in senso antiorario per la presentazione dei prospetti. Vista provenienti dal software Midas FX+

Il modello definitivo e implementato su Midas Gen è quindi costituito da:



Si riportano di seguito alcune immagini del modello FEM:

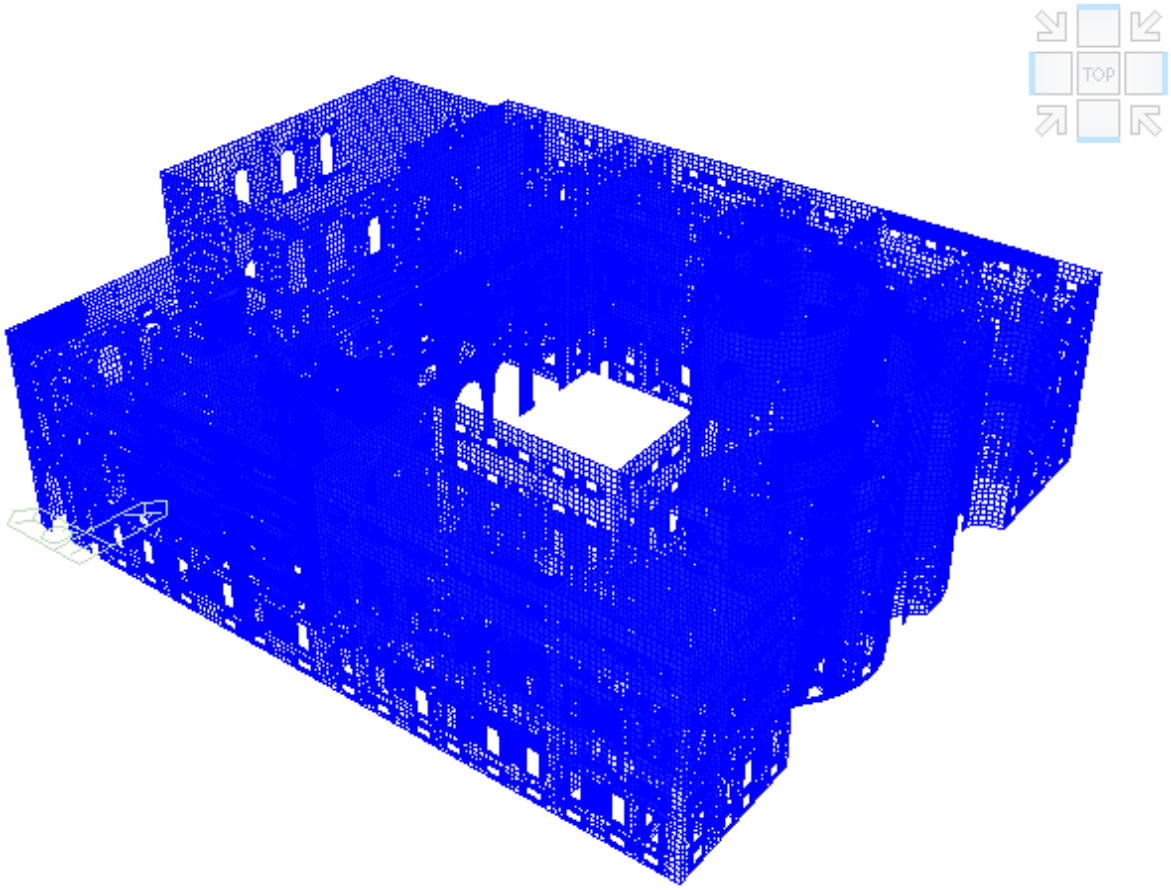


Figura 127.Modello F.E.M. completo. La visualizzazione è limitata ai soli nodi

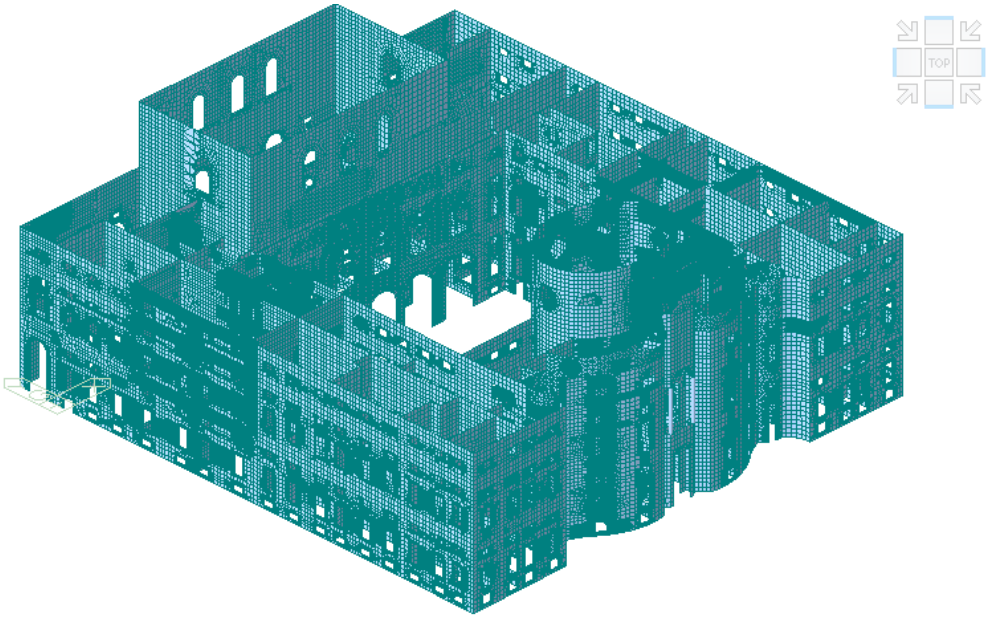


Figura 128.Vista del modello completo. Visualizzazione delle superfici ma prive dello spessore.

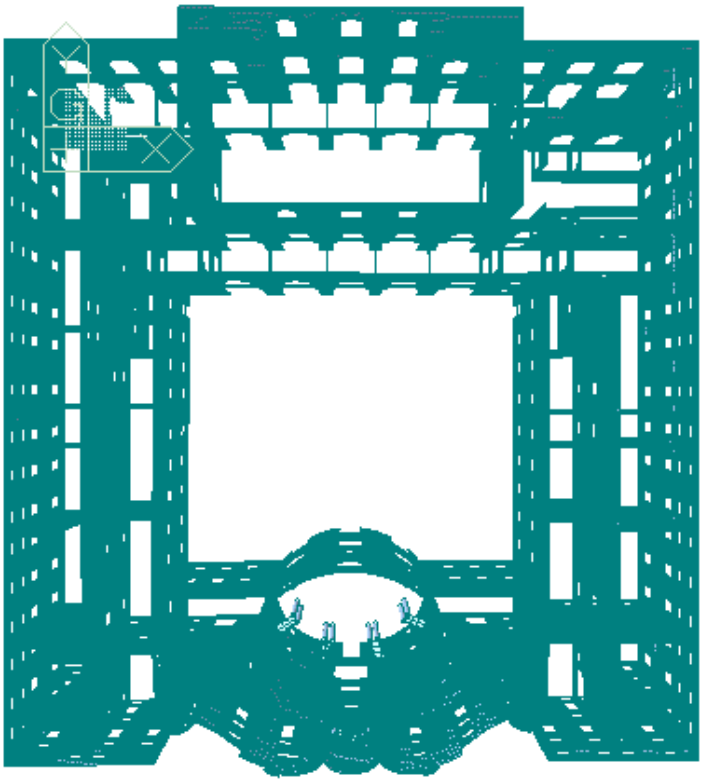


Figura 129.Vista prospettica dall' alto.

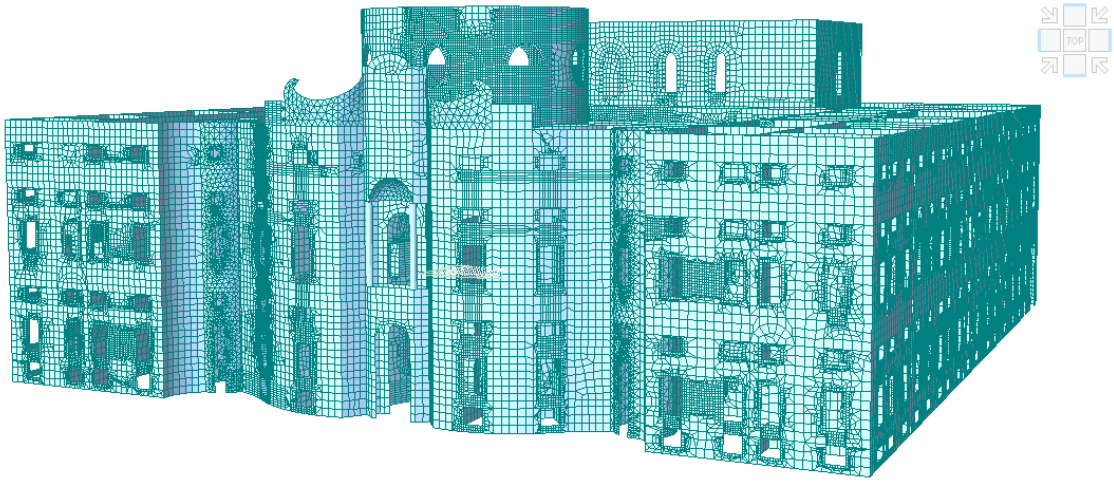


Figura 130.Vista pseudo-frontale del modello. In primo piano la facciata di Guarini. Notare il grado di dettaglio con cui si è restituito il modello. La rappresentazione che segue ruota attorno all' edificio in senso anti-orario

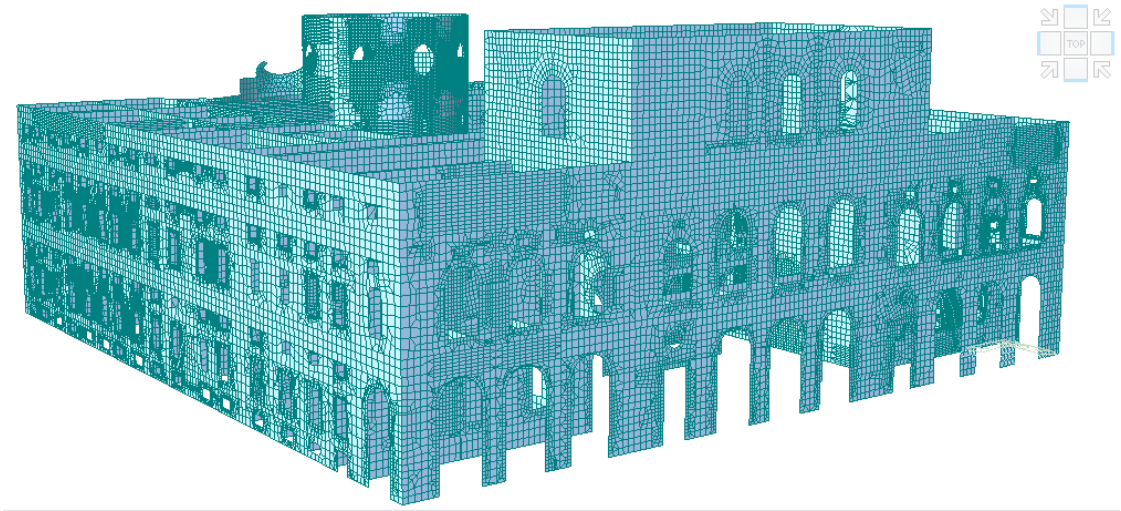


Figura 131.Vista laterale del modello. In primo piano la facciata ottocentesca. Notare il grado di dettaglio con cui si è restituito il modello. La rappresentazione che segue ruota attorno all' edificio in senso anti-orario

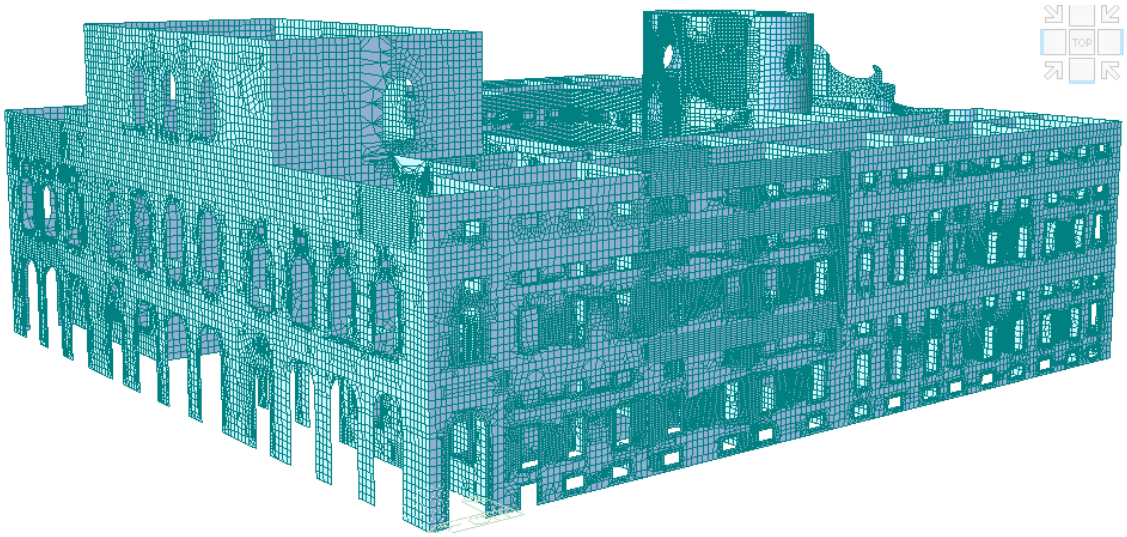


Figura 132.Vista laterale del modello. In primo piano la facciata ottocentesca. Notare il grado di dettaglio con cui si è restituito il modello. La rappresentazione che segue ruota attorno all' edificio in senso anti-orario.

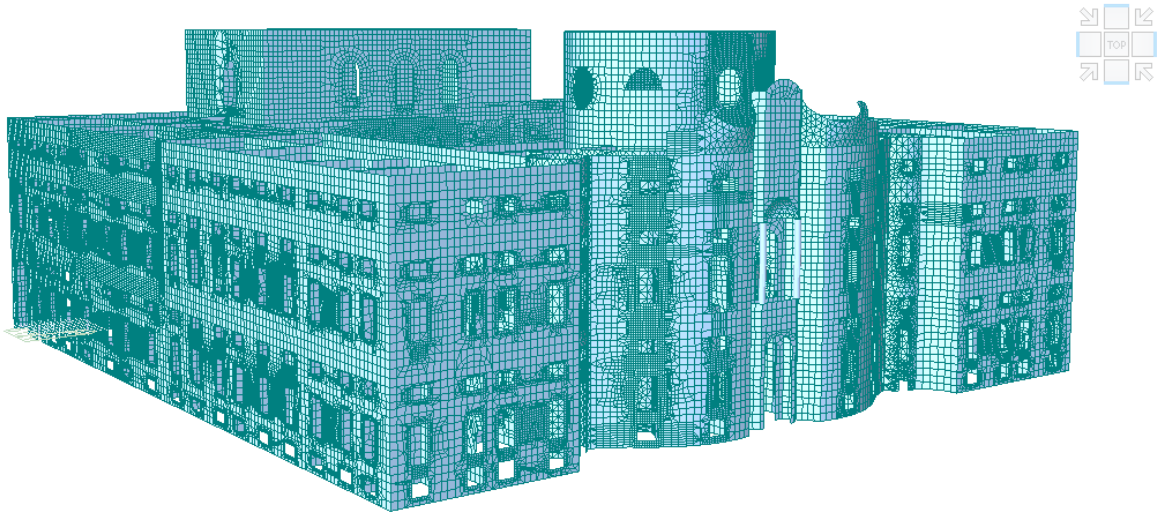


Figura 133. Vista pseudo-frontale del modello. In primo piano la facciata di Guarini. Notare il grado di dettaglio con cui si è restituito il modello.

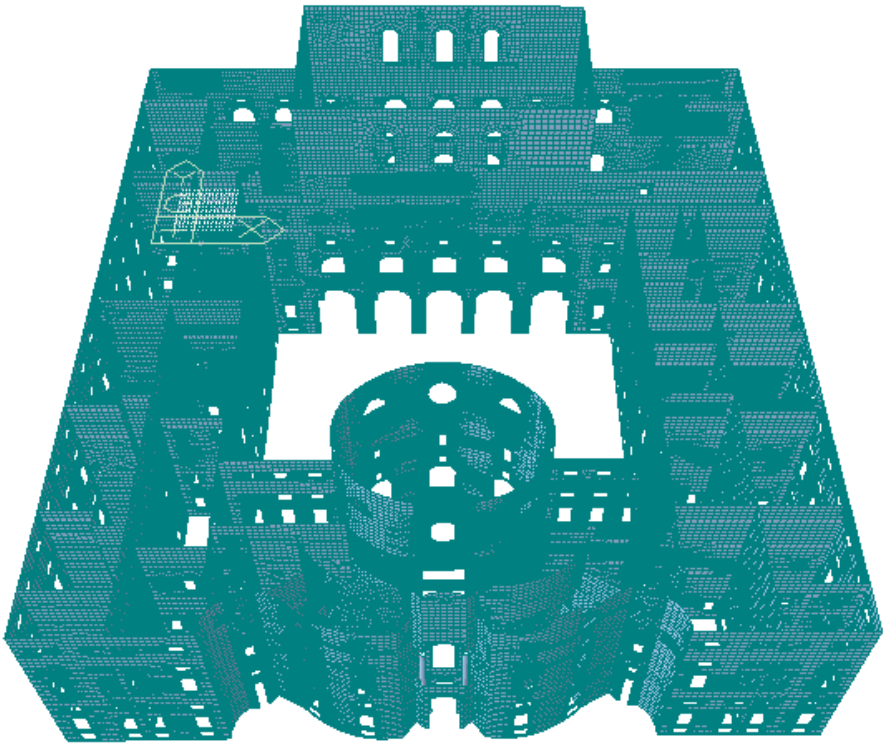


Figura 134. Veduta aerea

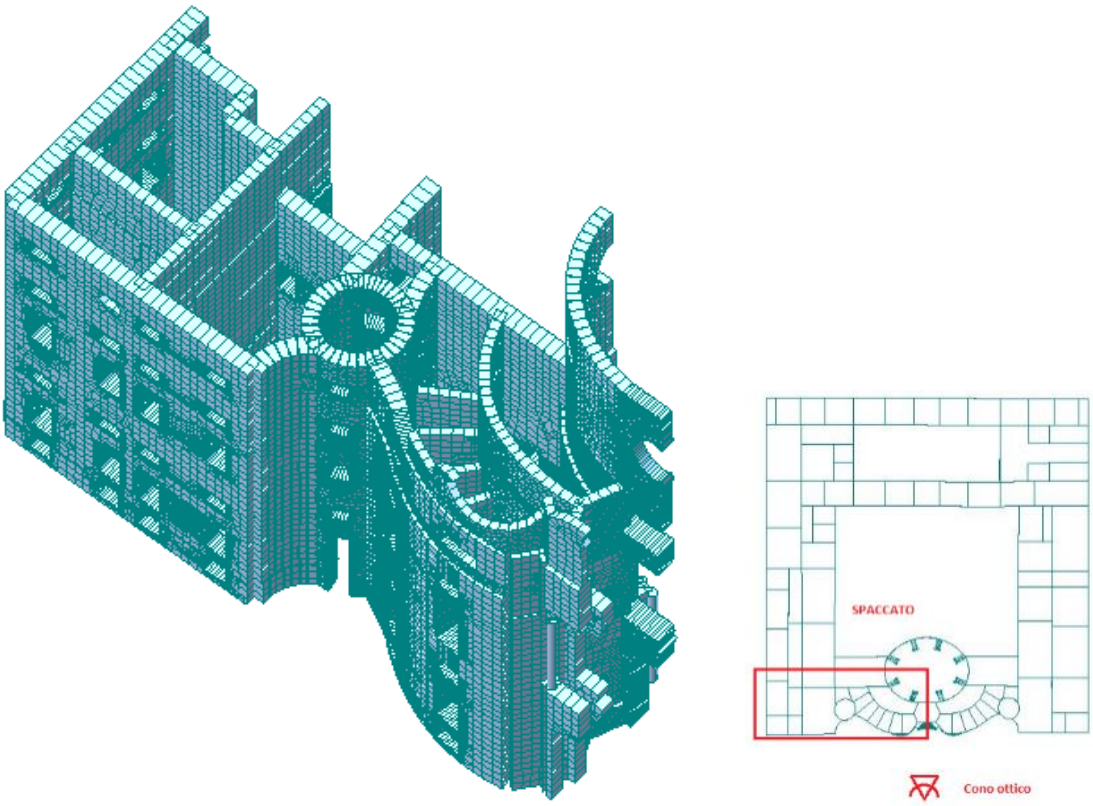


Figura 135.Vista di spaccato con i relativi spessori di parte della facciata seicentesca.

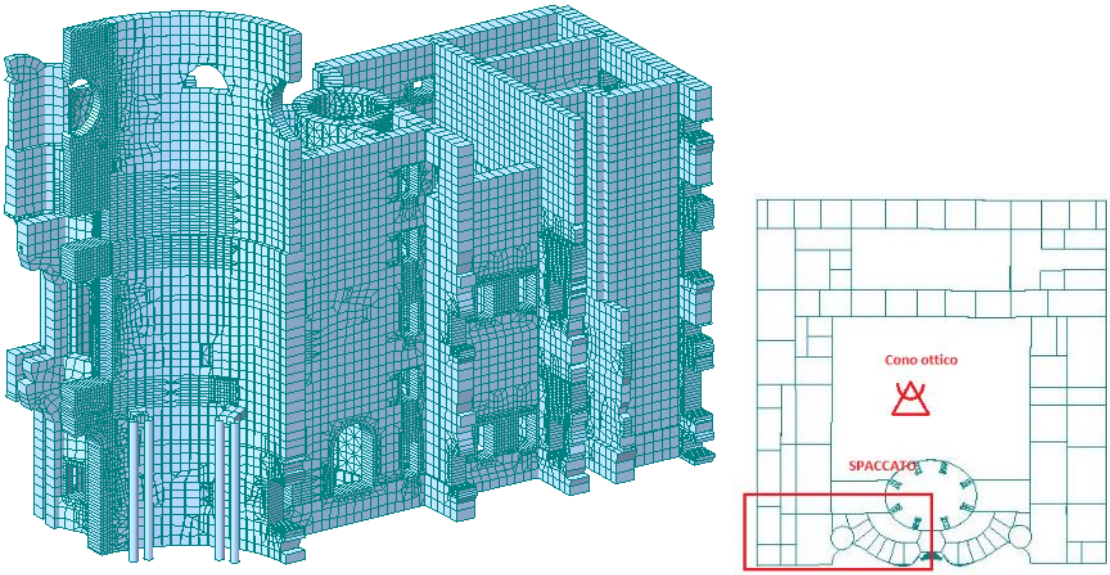


Figura 136. Vista di spaccato con i relativi spessori di parte della facciata seicentesca.

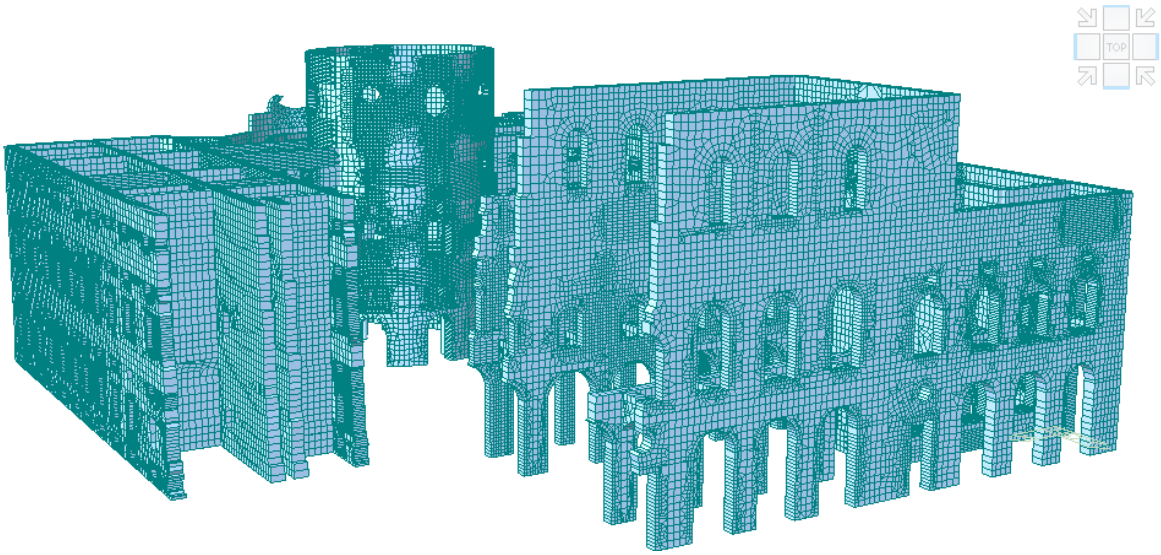


Figura 137. Vista di spaccato con la quale si vedono la distribuzione dei locali interni (parte ottocentesca) e gli elementi strutturali portanti. Sono visibili anche gli spessori

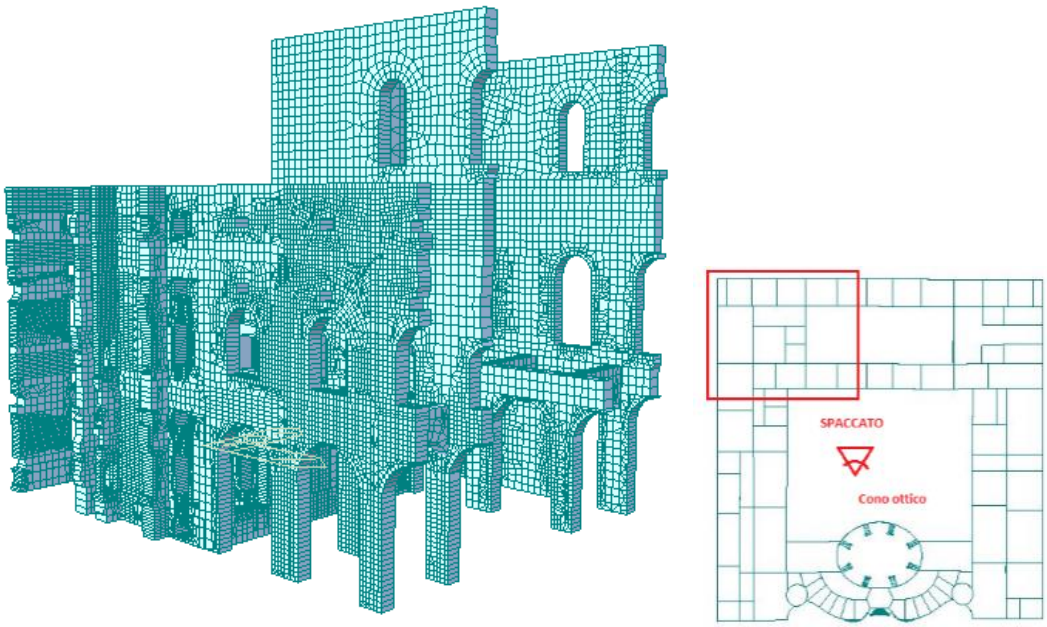


Figura 138.Vista di spaccato con i relativi spessori di parte della facciata ottocentesca. Vista da cortile interno.

-STORIES

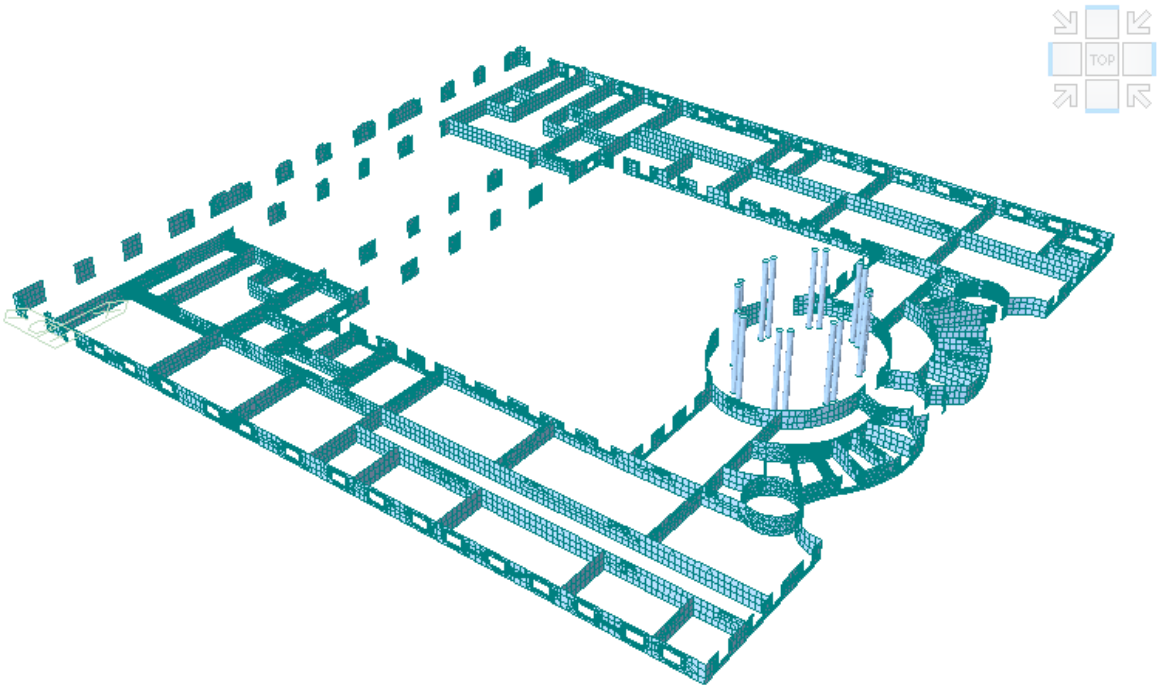


Figura 139. Vista dei muri interessati nel piano 1F

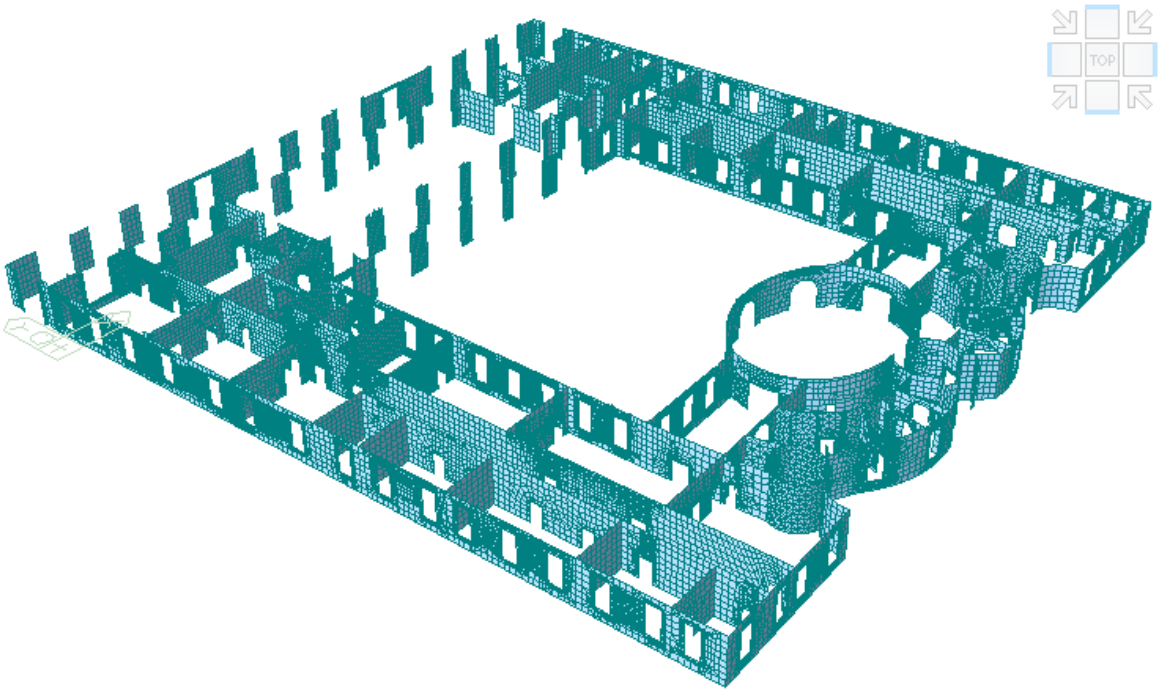


Figura 140.Vista dei muri interessati nel piano 2F

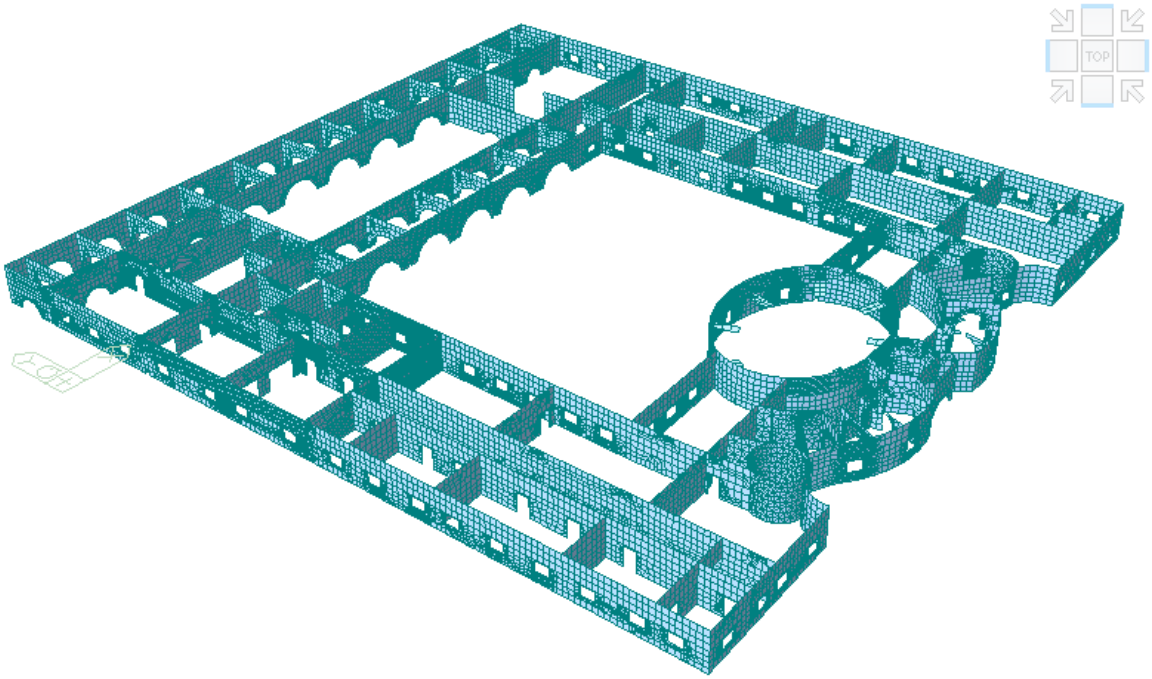


Figura 141.Vista dei muri interessati nel piano 3F

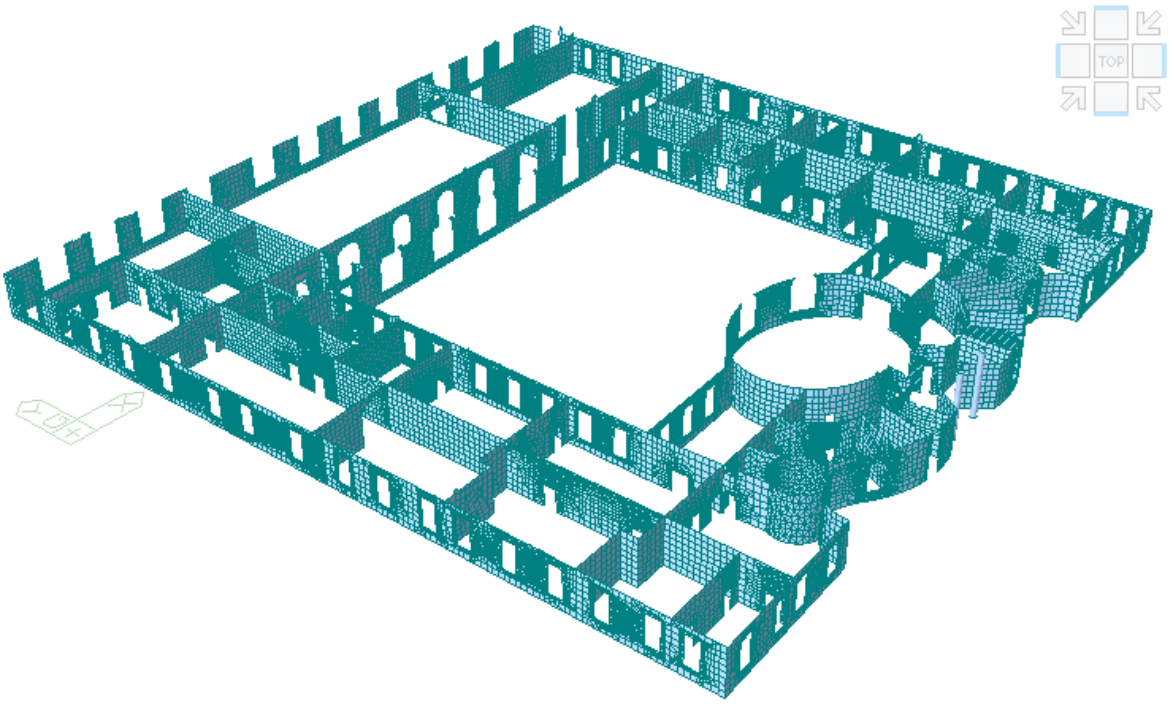


Figura 142.Vista dei muri interessati nel piano 4F

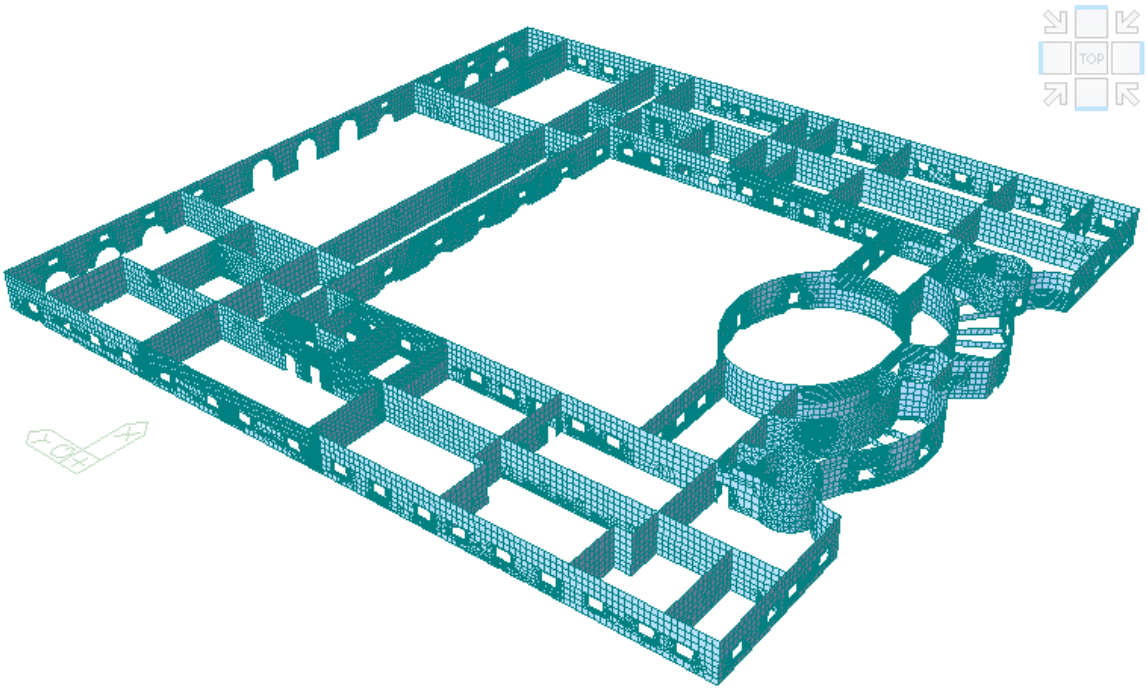


Figura 143.Vista dei muri interessati nel piano 5F

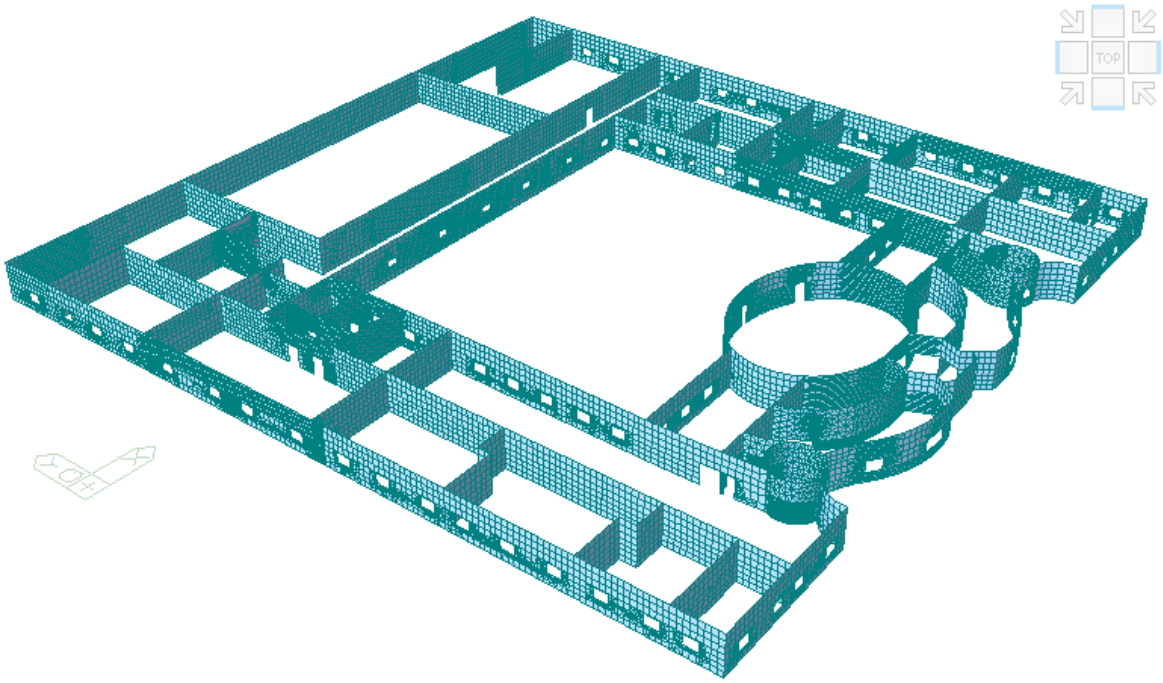


Figura 144.Vista dei muri interessati nel piano 6F

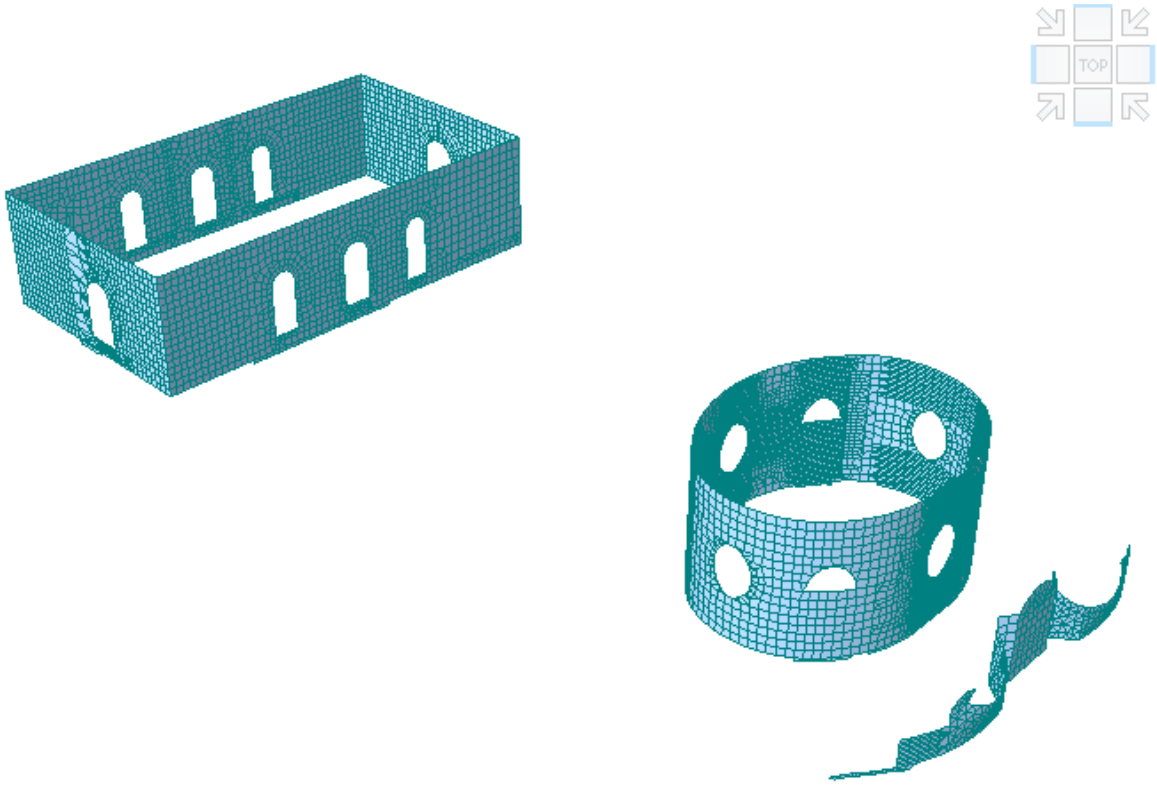


Figura 145.Vista dei muri interessati nell' ultimo piano (roof)

-MATERIALS

Modulo elastico [KN/m^2]	1,5*10^6
Poisson ratio [-]	0,2
Peso specifico [KN/m^3]	18

-SECTION (COLONNE)

In quanto si sono modellati anche alcuni pilastri con funzione strutturale, si è definita anche la relativa sezione resistente.

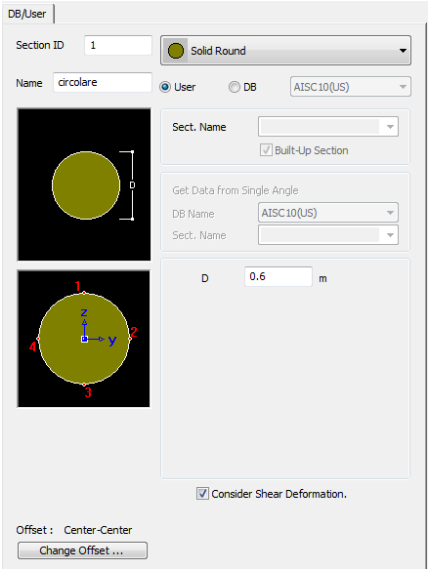


Figura 146.Schermata di interfaccia per l'implementazione della geometria delle colonne

-THICKNESS

In seguito al rilievo geometrico, è stato possibile identificare per i maschi murari 18 diversi spessori.

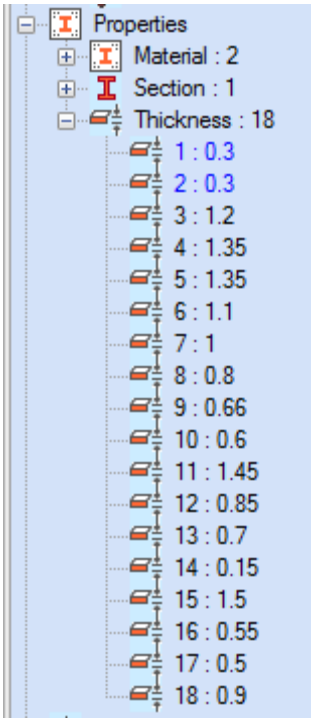


Figura 147.Ritaglio di videata preso dal software Midas Gen. Vengono riassunti i diversi spessori attribuiti ai singoli maschi murari costituenti il modello.

-SUPPORTS

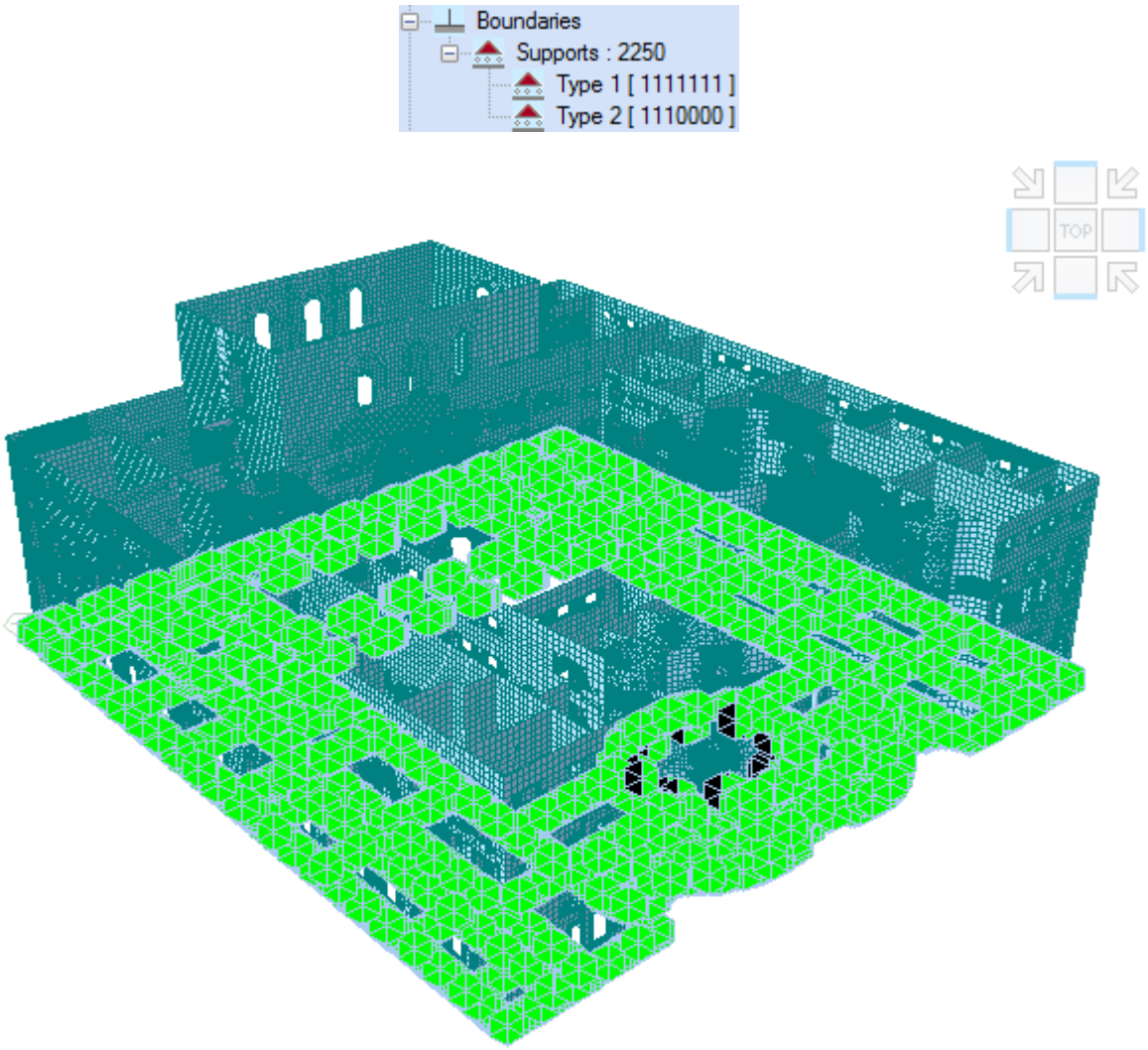


Figura 148.In verde vengono rappresentati i vincoli di incastro, mentre i simboli di color verde-nero rappresentano i vincoli cerniera.

Come riscontrabile dalle immagini precedentemente riportate, non si è effettuata alcuna modellazione relativamente al tetto e neppure per quanto riguarda i solai.

Il tetto non è stato modellato in quanto l'obiettivo della tesi è quello di individuare il comportamento globale del palazzo.

L' orditura del tetto e il relativo pacchetto strutturale sono stati considerato a parte, individuandone così le relative masse e il corretto percorso dei carichi condizionato dalla tecnica costruttiva della copertura alla piemontese. Pertanto, le sollecitazioni vengono direttamente applicate ai muri d' ambito sui quali si scaricano i pesi provenienti dall' orditura principale.

Relativamente alla modellazione dei solai la faccenda è da trattarsi con cura tanto che si reputa importante spendere qualche riga a riguardo.

Di seguito sono riportate in maniera schematica le motivazioni per le quali **i solai non sono stati modellati nel modello FEM:**

1) Data l'ampia estensione dello schema d'impianto si è reputato necessario ridurre ai minimi termini il numero di nodi costituenti il modello. Operando una compattazione dinamica si è pensato di calcolare a parte tramite opportuno foglio di calcolo Excel i carichi applicati a ciascun solaio – volta.
   -Tramite il *software ARCO*[11]è stata implementata ciascuna tipologia di volta con il fine di individuare il carico al metro lineare che sarebbe stato scaricato da ciascun orizzontamento sui maschi murari sottostanti in relazione alla diversa tipologia di volta.
   N.B.A titolo di esempio si specifica che la volta a botte scaricherà i relativi carichi solo in una direzione, mentre una volta a padiglione in due.
   -Per le altre tipologie si solaio invece, siccome sono riconducibili a tecniche strutturali classiche si è ipotizzato il più probabile pacchetto strutturale e il relativo percorso dei carichi in relazione alle dimensioni in pianta dei vani. Queste assunzioni sono state necessarie in quanto non si sono eseguiti specifiche ispezioni o approfonditi studi.

   I carichi così ottenuti sono stati applicati direttamente al modello tramite il comando Assign *floor load,* assegnando così carichi al metro quadro, oppure tramite il comando *Pressur load* con il quale si sono implementati i medesimi carichi però al metro lineare.

2) Siccome come ipotesi di modello si è deciso di attribuire a ciascun solaio un'inconsistenza sismica (non si considerano i piani infinitamente rigidi) la modellazione dei solai e delle volte avrebbe comportato solamente una dilatazione del tempo computazionale e difficoltà nella creazione di connessioni congruenti tra orizzontamento e pareti limitrofe.
   Infatti, purtroppo, seppur i software impiegati siano estremamente avanzati la forzatura della congruenza tra nodi di superfici adiacenti molto spesso comporta degli errori, oppure la forzatura manuale (comando *merge*) genera una mutazione sostanziale nella forma deli solai o delle pareti creando geometrie ben lungi da quelle realmente rilevate.

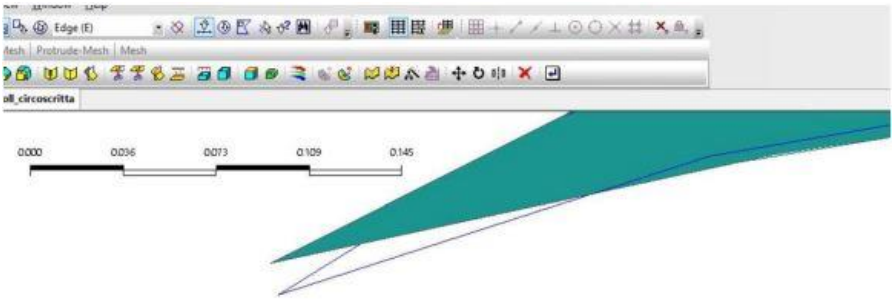


Figura 149. Dall' immagine è possibile riscontrare che la superficie non sempre coincide con la geometria imposta. La superficie in oggetto è stata generata tramite il comando Nurds Face. In verde la superficie in blu il contorno.

[11] ARCO è un programma per l'analisi di archi e volte in muratura. Il software è basato sul teorema statico dell'analisi limite. Nell' implementazione classica del calcolo degli archi, il rinfianco è considerato un mero sovraccarico verticale, ignorando l'effetto delle pressioni passive orizzontali che possono essere mobilitate quando l'arco spinge contro il rinfianco. Questo approccio è generalmente a favore di sicurezza, ma spesso non consente di soddisfare le verifiche di stabilità, specialmente nel caso di archi soggetti a sovraccarichi. Nonostante l'enorme versatilità e potenzialità del programma a favore di sicurezza le spinte passive operate dal riempimento non sono state considerate in quanto non si hanno documentazioni che caratterizzino il tipo di riempimento, la sua altezza effettiva, le dimensioni- spessori- reali degli archi voltati e del pacchetto strutturale sovrastante (carichi permanenti e permanenti portati).

3) Ammettendo di poter trascurare i punti 1) e 2) il motivo principale per il quale non è stato possibile implementare la geometria degli orizzontamenti nel modello è insito nel codice comportamentale implicitamente implementato nei codici di calcolo del software Midas Gen.
   Ciò che si nota, e cha a titolo di brevità non viene qui presentato, è che implementati gli orizzontamenti all' interno del modello al continuo, in seguito all' applicazione della sollecitazione sismica, il software, riconosce i solai e le volte non come tali, ma come dei grandi fazzoletti e/o piastre capaci quindi di lavorare anche in trazione.
   In maniera errata, di conseguenza, si nota che le frequenze proprie di vibrazione degli orizzontamenti e i relativi modi di vibrare si presentano tra i principali generando così un errata interpretazione della realtà fisica.

Particolare attenzione è stata prestata alla modellazione della volta seicentesca posta al di sotto del Parlamento Subalpino. Infatti, in questo caso, la volta assume una pianta sostanzialmente ovale e quindi si distacca da tutte le altre tipologie di volte presenti nel palazzo. L'asse maggiore si dispone trasversale rispetto all' asse di ingresso e si affaccia sul cortile interno.

Figura 150.Fotografie dell'atrio d' ingresso ala seicentesca

Da un'attenta analisi statica si comprende che la volta sembra sostenuta dalle sole colonne binate. Questa risulta essere la grande capacità del Maestro Guarini.

In realtà, grazie anche alla documentazione prodotta dal Sig. Piccoli[12] nel 2001, che avvalora la nostra ipotesi; si evince che i muri perimetrali, le volte e le colonne sono ben legati grazie alla penetrazione degli architravi nella massa muraria e tramite tiranti metallici. L' effetto risulta quindi quello di una struttura autonoma composta dalle volte e dai colonnati, inserita all' interno di un involucro murario continuo.

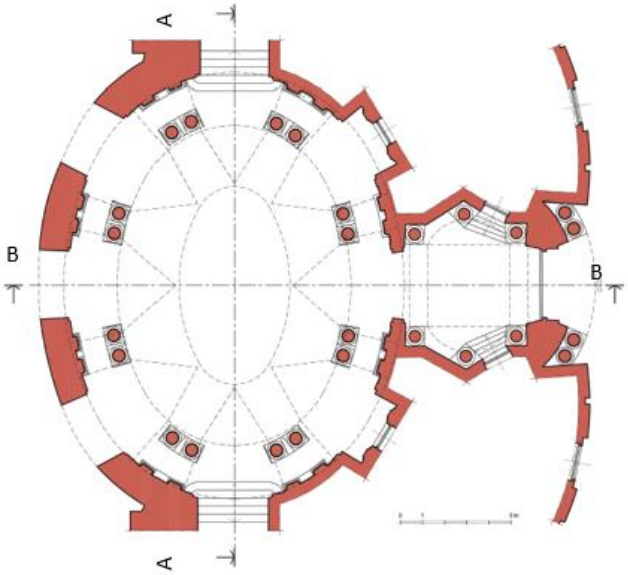


Figura 151.Dettaglio dell' atrio estratto dagli elaborati tecnici.

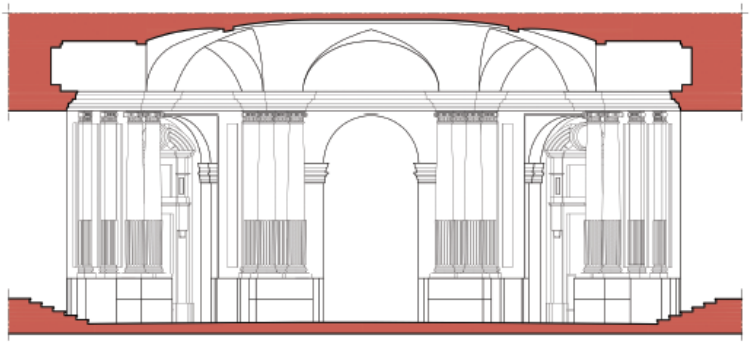


Figura 152. Sezione A-A

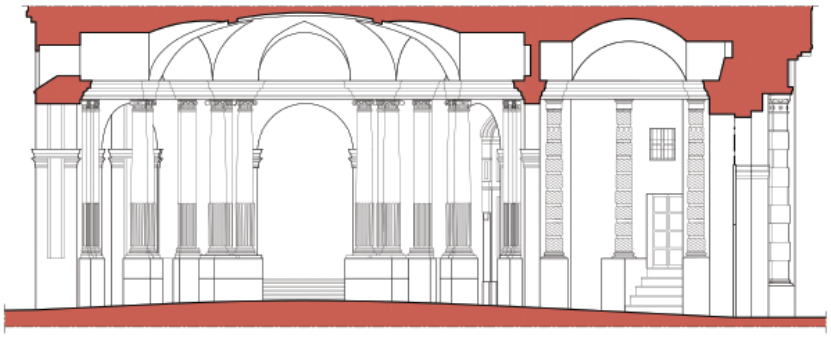


Figura 153. Sezione B-B

[12] Documentazione presente all' interno del volume "*Volte stellari e planteriane negli atri barocchi in Torino ", Roberta Spallone, Marco Vitali",* Aracne editrice, Giugno 2017

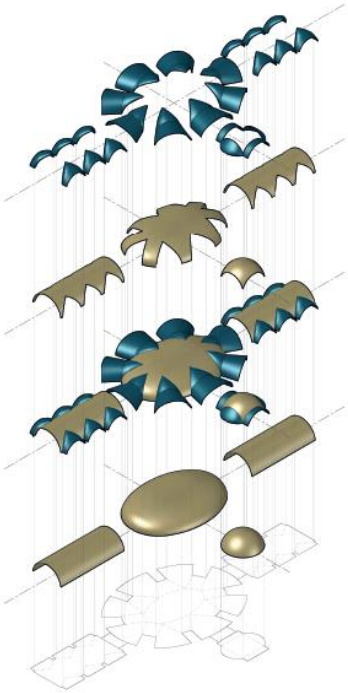


Figura 154.Esploso schematico dell'impianto voltato all' ingresso dell'ala seicentesca.

Figura 155.Zoom sulle colonne binate. Si nota come la volta sembri scaricare totalmente sulle sole colonne.

All' atto della modellazione, si è prestata particolare attenzione quindi a definire uno schema equivalente a quello realmente presente. Il risultato, come riscontrabile dalle successive immagini, è stato quello di ripartire i carichi e le sollecitazioni sugli 8 architravi modellati sottoforma di plate collegate agli estremi rispettivamente alle colonne binate e alla muratura perimetrale del corpo ellittico. Agli architravi è stato attribuito un modulo elastico tendente a infinito siccome non sono noti né la tipologia di materiale lapideo, né il conseguente modulo di Young. Così facendo si è attribuito ai plate la sola funzione di trasmettitori di carico alle colonne e al muro perimetrale portante.

I vincoli applicati alle colonne sono semplici cerniere [1110000] in modo tali da evitare qualunque possibilità di contaminazione dei modi di vibrare.

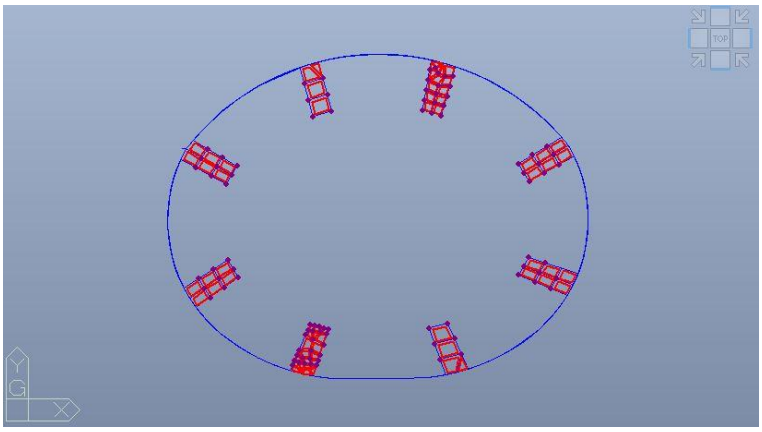


Figura 156.Vista dall'alto del corpo ellittico con in evidenza in rosso gli elementi piastra poggianti sul muro perimetrale e sulle colonne binate

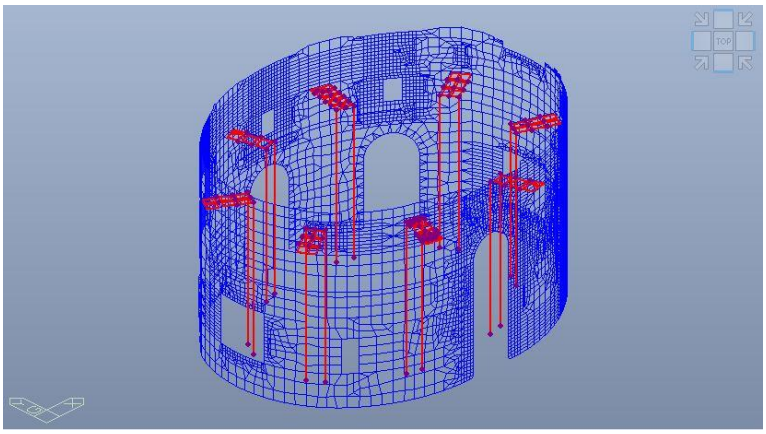


Figura 157.Vista di dettaglio con sezione compresa tra quota 0,00 m e 11,10 m. In rosso si notano sia le colonne che i plate ripartitori del carico

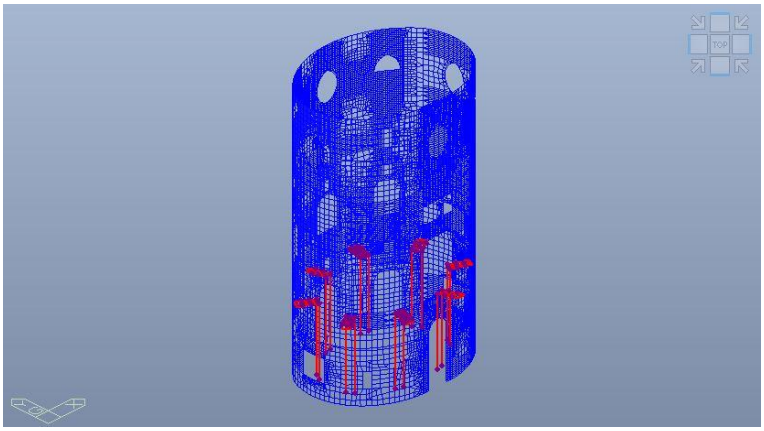


Figura 158.Vista del corpo ellittico a tutta altezza

N.B.

Tutti i calcoli e le considerazioni eseguite fanno riferimento al sistema globale così identificato:

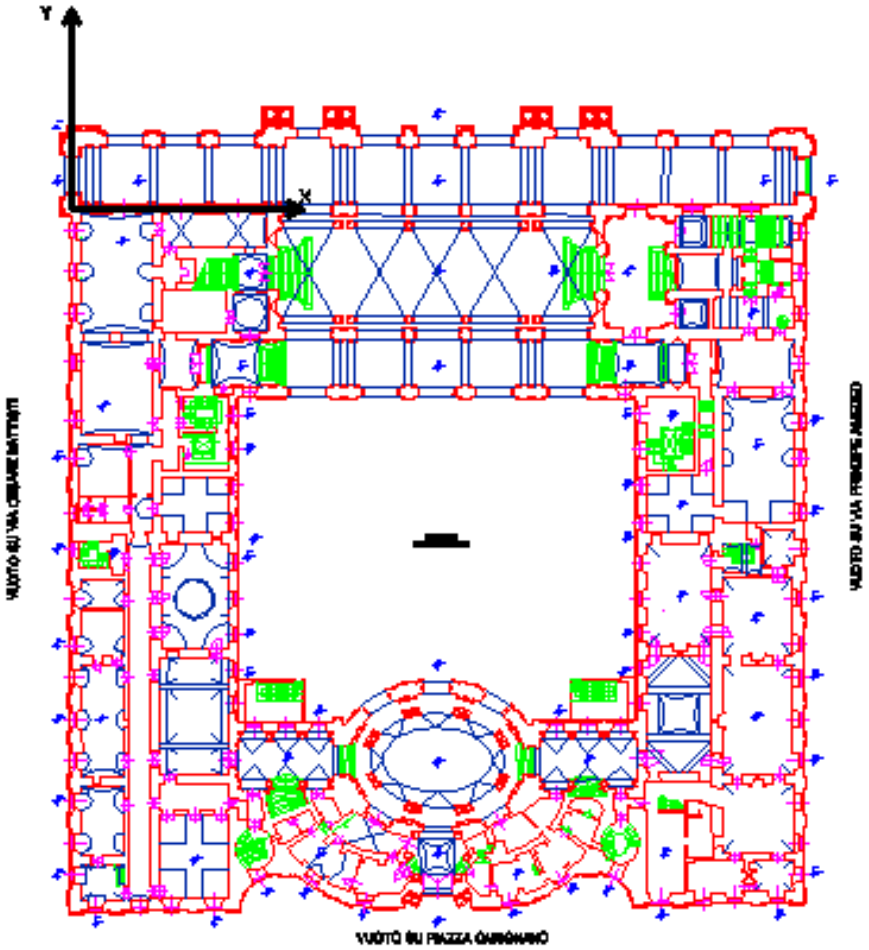


Figura 159. Come esempio si riporta la pianta del piano terra rialzato (2F). Il sistema di riferimento che sarà sempre impiegato, anche in seguito, è quello riportante in pianta l'asse delle Y e delle X

7. ANALISI DEI CARICHI

MATERIALE	PESO PROPRIO γ [KN/m^3]
Mattone pieno	18
Intonaco	20
Materiale riempimento	16
Malta cementizia - stucchi	20
Legno da costruzione	6
Cls armato	25

La struttura in oggetto presenta un elevata eterogeneità nei materiali, nelle tecniche costruttive e nelle tipologie di strutture portanti e non, dettate da:

- modifiche apportate nel tempo dovute ai fenomeni di danneggiamento progressivo;
- dalla variazione di destinazione d'uso dei locali comportando mutazioni nei carichi e relative sollecitazioni;
- l'invecchiamento dei materiali;
- incuria generale dello stabile;

Dato quanto premesso, l'esecuzione di una capillare analisi dei carichi risulterebbe del tutto mendace e a sfavore di sicurezza dato il livello di conoscenza scarso sia relativo alle proprietà meccaniche dei materiali portanti, sia nella stratificazione di posa. Pertanto quello che si è fatto è stato ipotizzare un probabile pacchetto di strati e stimare, a favore di sicurezza, i g1 e i g2 di ciascuna tipologia di orizzontamento e/o copertura presente.

Per quanto concerne i carichi variabili nonostante vi siano locali non aperti al pubblico oppure non soggetti ad affollamento, a favore di sicurezza si assume un solo q_k su tutti gli orizzontamenti in accordo con la tab. 3.1.II dell' NTC 2018.

Tab. 3.1.II - *Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni*

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	**Ambienti ad uso residenziale**			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	**Uffici**			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	**Ambienti suscettibili di affollamento**			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
D	**Ambienti ad uso commerciale**			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	**Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale**			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	**Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)**			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di 5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	**Coperture**			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

7.1. ORIZZONTAMENTI A VOLTA

Siccome non è stato possibile conoscere con esattezza la conformazione in estradosso di ogni singola volta impiegando indagini mirate a individuare gli spessori della muratura, dei riempimenti e della stratigrafia presente, questi sono stati ipotizzati ragionando sullo spessore del "pacchetto di solaio" al netto della quota di intradosso della volta e del piano di calpestio sovrastante.

N.B. i calcoli eseguiti per determinare il peso si riferiscono alla proiezione in pianta delle volte.

IPOTESI DI CALCOLO:

1) Visto quanto sopra e a favore di sicurezza, l'analisi viene eseguita non caratterizzando le diverse tipologie di orizzontamenti voltati ma individuando un singolo pacchetto strutturale le cui uniche variabili potranno interessare solamente i carichi accidentali agenti e lo spesso di riempimento.

2) **Spessore di riempimento:** questo viene calcolato introducendo lo spessore equivalente del riempimento (h_e); questa grandezza è da intendersi come l'altezza necessaria a livellare la volta in chiave a cui, si somma uno strato a spessore costante che fa le veci dello spessore di materiale sciolto in chiave che viene ipotizzato di 8 cm circa in quanto il materiale sciolto potrebbe essere costituito da scorie di piccola/media pezzatura e cenere, terra rossa, terra, ecc.

- **VOLTE A PADIGLIONE, VOLTE A VELA, VOLTE "GUARINIANE"→** Lo spessore equivalente viene ottenuto dividendo il volume compreso tra il piano tangente in chiave maggiorato di 8 cm (come al punto 2) e l'estradosso della volta (superficie NON a vista), per l'area A [mq] della proiezione della volta

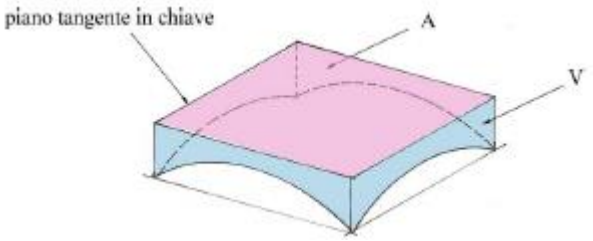


Figura 160.Didascalia esplicita delle grandezze" in gioco"

- **VOLTE A BOTTE →**Lo spessore equivalente viene ottenuto dividendo l'area della sezione trasversale compresa tra il piano tangente in chiave maggiorato di 8 cm (come al punto 2) e l' estradosso della volta (superficie NON a vista), per la corda.

3) Nelle volte più grandi note le tecniche di costruzione coeve al tempo di edificazione di Palazzo Carignano[13] è probabile che siano state installate sottili voltine ribassate di alleggerimento dette porcelle. Tuttavia, queste sono state trascurate nel calcolo dei pesi del rinfianco in quanto non si conosce con esattezza l'eventuale posizione, dimensioni, ecc.

4)Come visibile nel locale sottotetto e da alcune volte in altre parti del palazzo, si può constatare che alcune volte presentano costoni di irrigidimento che, in genere sono costituiti da filari doppi o tripli di mattoni posati di testa e sporgenti rispetto all' estradosso della volta di circa 1/2 o 3/4 di mattone.

5) Per le luci in alcuni casi estremamente elevate e per l'originaria destinazione d'uso voluta della committenza (edificio di prestigio/signorile), non si può pertanto sostenere che non possono essere presenti volte in spessore. Pertanto, viene ipotizzato uno spessore, a favore di sicurezza, di 50 cm.

ORIZZONTAMENTI A VOLTE			
TIPO CARICO	**DESCRIZIONE**	**VALORI PARZIALI [KN/m^2]**	**TOTALI [KN/m^2]**
g1	Volta in mattone pieno h=50 cm	9	9
g2	Intonaco/stucco/ affresco h=3 cm	0.6	10.02
	Riempimento h equivalente = 40+8 cm	7.7	
	Strato di allettamento/ magrone h = 3 cm	0.6	
	Colla/ malta cementizia	0.6	
	Piastrelle tipo graniglia	0.52	
q	Cat. C3-C5 (NTC tab.3.1. II)	5	5
		TOT	**24.02**

Si noti che a titolo di esempio viene riportato il calcolo di un caso specifico di volta introducendo il relativo valore di altezza equivalente

[13]Le volte in muratura negli edifici storici: tecniche costruttive e comportamento strutturale, Ezio Giuriani, Irene Giustina, Dina Francesca D' Ayala, 2008

7.2. ORIZZONTAMENTI IN LEGNO

All' interno di Palazzo Carignano è presente un'eterogeneità piuttosto marcata anche negli orizzontamenti in legno. Infatti si è deciso a favore di sicurezza di considerare come orizzontamento la configurazione più gravosa, cioè con l'aggiunta dei cassettoni a fine decorativo.

ORIZZONTAMENTI IN LEGNO			
TIPO CARICO	**DESCRIZIONE**	**VALORI PARZIALI [KN/m^2]**	**TOTALI [KN/m^2]**
g1	Orditura principale portante sez. 5x30 cm	0.9	0.9
g2	tavolato h= 3 cm	0.18	1.64
	Casettone h= 4 cm	0.24	
	Listellatura sostegno cassettone	0.1	
	Colla/ malta cementizia	0.6	
	Piastrelle tipo graniglia	0.52	
q	Cat. C3-C5 (NTC tab.3.1. II)	5	5
		TOT	**7.54**

7.3. ORIZZONTAMENTI A PUTRELLE E VOLTINI

ORIZZONTAMENTI A PUTRELLE E VOLTINI			
TIPO CARICO	**DESCRIZIONE**	**VALORI PARZIALI [KN/m^2]**	**TOTALI [KN/m^2]**
g1	Mattoni forati	1.2	1.2
g2	Intonaco/stucco h=3 cm	0.6	2.12
	Magrone/ malta	1	
	Piastrelle tipo graniglia	0.52	
q	Cat. C3-C5 (NTC tab.3.1. II)	5	5
		TOT	**8.32**

7.4. ORIZZONTAMENTI IN SEZIONE COMPOSTA ACCIAIO-CLS

Si sono sostituiti e/o aggiunti solai in lamiera grecata e cls diventando così a tutti gli effetti il solaio portante. Questo perché in alcuni casi data la fatiscenza dei solai originali, si è deciso di sostituire gli stessi integralmente con nuovi solai in acciaio Fe360B tipo HE ed IPE secondo le esigenze del caso.

ORIZZONTAMENTI IN LAMIERA GRECATA E CLS			
TIPO CARICO	**DESCRIZIONE**	**VALORI PARZIALI [KN/m^2]**	**TOTALI [KN/m^2]**
g1	Lamiera +5 cm di cls	1.3	2
	IPE 400	0.7	
g2	Malta	0.6	1.12
	Piastrelle	0.52	
q	Cat. C3-C5 (NTC tab.3.1. II)	5	5
		TOT	**8.12**

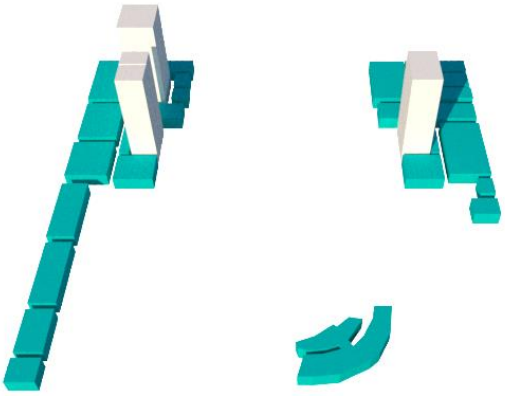
7.5. TETTO (ORDITURA ALLA PIEMONTESE)

TETTO (ALLA PIEMONTESE)			
TIPO CARICO	**DESCRIZIONE**	**VALORI PARZIALI [KN/m^2]**	**TOTALI [KN/m^2]**
g1	Orditura principale con sezione ipotizzata pari a 0,5x 0,3 m a favore disicurezza	1	1
g2	Manto di copertura in coppo	0.8	1.34
	Travetti/listellatura+assito	0.5	
	Guaina impermeabilizzante	0.04	
q	Cat. H3 (NTC tab.3.1. II)	0.5	0.5
	Neve	1.23	1.23
		TOT	**4.07**

Viene riportata di seguito una successione di didascalie che consentono di comprendere appieno la configurazione dei solai e la relativa posizione all' interno di Palazzo Carignano. Si noti che queste rappresentazioni sono estremamente importanti per comprendere come sono stati applicati i carichi all' interno del modello F.E.M. al continuo.

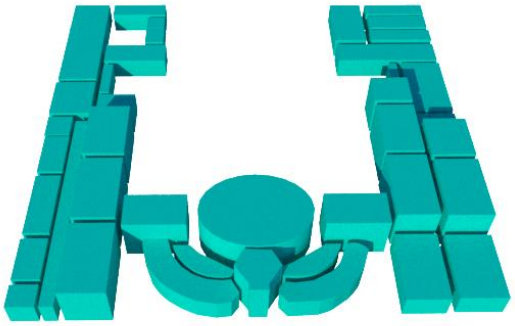
TIPOLOGIA ORIZZONTAMENTO	LEGENDA
volte	
Sezione composta acciaio-cls	
Vani scala-ascensore	
Capriate legno +acciaio e tetto alla Piemontese	
Legno	
Doppio solaio legno+sez. composta acc.-cls	
Putrelle e voltini	
Volta muratura +legno	

Figura 161.Piano secondo sotterraneo.



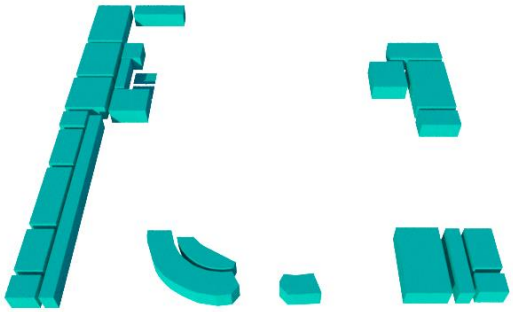
TIPOLOGIA ORIZZONTAMENTO	LEGENDA
volte	
Sezione composta acciaio-cls	
Vani scala-ascensore	
Capriate legno +acciaio e tetto alla Piemontese	
Legno	
Doppio solaio legno+sez. composta acc.-cls	
Putrelle e voltini	
Volta muratura +legno	

Figura 162.Piano primo sotterraneo (1F-2F)



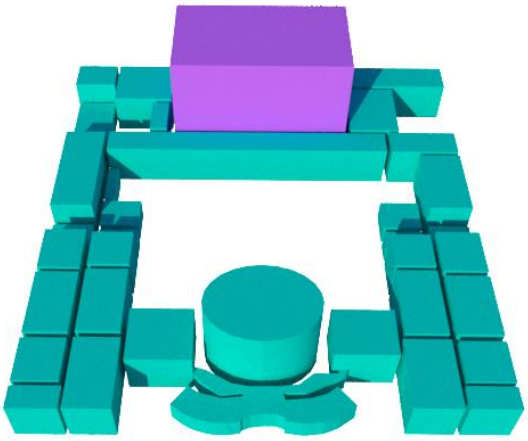
TIPOLOGIA ORIZZONTAMENTO	LEGENDA
volte	
Sezione composta acciaio-cls	
Vani scala-ascensore	
Capriate legno +acciaio e tetto alla Piemontese	
Legno	
Doppio solaio legno+sez. composta acc.-cls	
Putrelle e voltini	
Volta muratura +legno	

Figura 163.Piano terra (rialzato) (2F-3F)



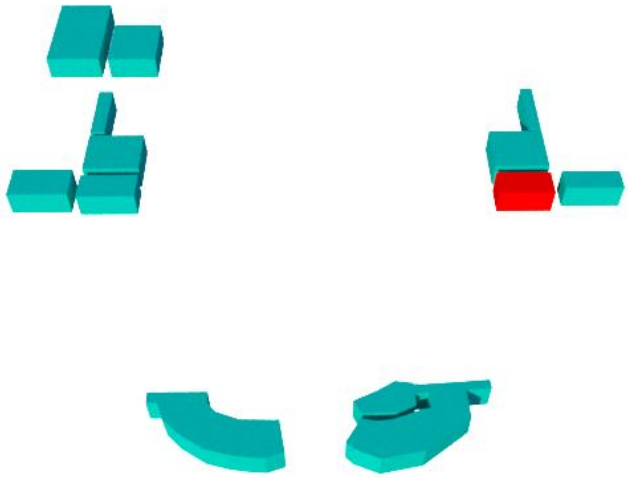
TIPOLOGIA ORIZZONTAMENTO	LEGENDA
volte	
Sezione composta acciaio-cls	
Vani scala-ascensore	
Capriate legno +acciaio e tetto alla Piemontese	
Legno	
Doppio solaio legno+sez. composta acc.-cls	
Putrelle e voltini	
Volta muratura +legno	

Figura 164.Piano primo (3F-4F)



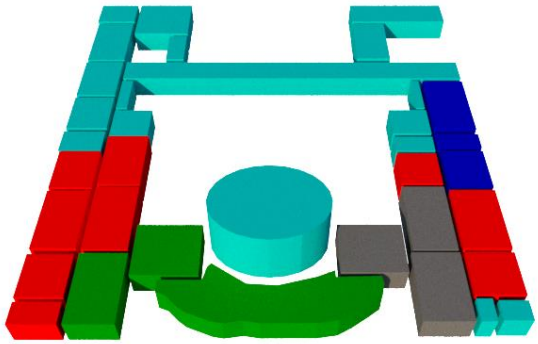
TIPOLOGIA ORIZZONTAMENTO	LEGENDA
volte	
Sezione composta acciaio-cls	
Vani scala-ascensore	
Capriate legno +acciaio e tetto alla Piemontese	
Legno	
Doppio solaio legno+sez. composta acc.-cls	
Putrelle e voltini	
Volta muratura +legno	

Figura 165.Piano secondo (4F-5F)



TIPOLOGIA ORIZZONTAMENTO	LEGENDA
volte	
Sezione composta acciaio-cls	
Vani scala-ascensore	
Capriate legno +acciaio e tetto alla Piemontese	
Legno	
Doppio solaio legno+sez. composta acc.-cls	
Putrelle e voltini	
Volta muratura +legno	

Figura 166.paiano terzo (5F-6F)



TIPOLOGIA ORIZZONTAMENTO	LEGENDA
volte	
Sezione composta acciaio-cls	
Vani scala-ascensore	
Capriate legno +acciaio e tetto alla Piemontese	
Legno	
Doppio solaio legno+sez. composta acc.-cls	
Putrelle e voltini	
Volta muratura +legno	

Figura 167.Piano quarto (6F-7F)

8. AZIONI

8.1. AZIONE VENTO

Il vento, la cui azione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni interazioni che variano sia nel tempo che nell' intensità provocando in tal modo effetti dinamici.

Il palazzo in oggetto presenta forma inusuale, che si distacca dall' aspetto monolitico dei palazzi limitrofi sia per la conformazione in altezza che per quanto riguarda la facciata guariniana caratterizzata dalle sue forme sinuose.

In relazione all' ubicazione dello stabile, è intuibile che risulta essere incluso nel tessuto urbano (vedasi le figure riportate ai capitoli iniziali) e, in linea d' aria confinante con palazzi con altezze equivalenti.

Siccome non sono stati eseguiti studi di dettaglio che possano comprovare la possibilità di trascurare l'azione del vento o minimizzarne gli effetti, a favore di sicurezza, vengono considerati in questa sede:

- il vento soffiante in direzione ortogonale ai muri perimetrali;
- il vento in direzione tangenziale;

In prima battuta è stato necessario caratterizzare la zona in cui è ubicato lo schema d'impianto

Tab. 3.3.I -*Valori dei parametri* $v_{b,0}$, a_0, k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

A titolo di brevità vengono riportati solamente i dati caratterizzanti il sito e i passaggi salienti.

I calcoli sono stati eseguiti in maniera conforme alle NTC 2018 e relativa circolare, capitoli inerenti alla determinazione dell'azione del vento.

8.1.1. VENTO SOFFIANTE IN DIREZIONE ORTOGONALE AI MURI PERIMETRALI

$V_{b,0}$ [m/s]	25
a_0[m]	1000
k_s[-]	0,4
a_s [m]	239
c_a [-]	1
T_r [anni]	50
Classe di rugosità del terreno	A) Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
Categoria di esposizione	V
c_R	1

N.B. i valori di T_r e di c_R sono stati assunti come valori consigliati dalla NTC2018 § 3.3.2 siccome non specificato diversamente

V_b [m/s]	**25,00**
Vr [m/s]	**25,02**

§ 3.3.6 PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO	
Vr [m/s]	25,02
P [Kg/m^3]	1,25
q_r [N/m^2]	391,20

§ 3.3.7COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE Calcoli eseguiti in assenza di specifiche analisi	
k_r[-]	0,23
z_o [m]	0,70
z_{min}[m]	12
c_t	1

Tab. 3.3.II - *Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione*

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Siccome la quota di palazzo Carignano è maggiore della z_{min} è necessario sfruttare la relazione qui sotto indicata per l'ottenimento del coefficiente di esposizione.

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0)\left[7 + c_t \ln(z/z_0)\right] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$
$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

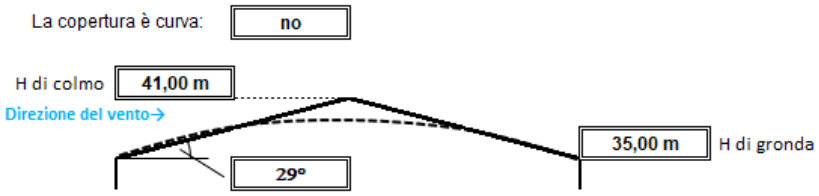
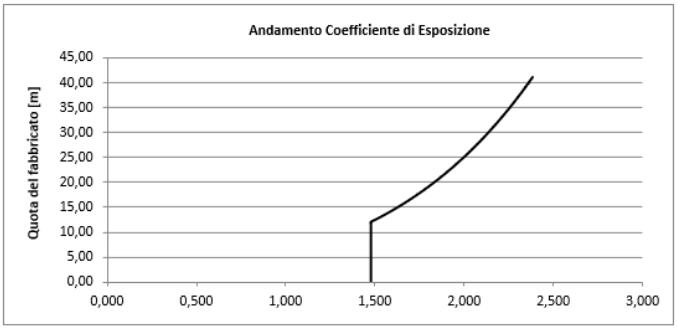


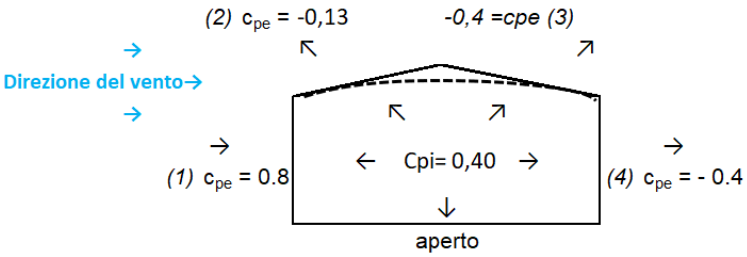
Figura 168. Schema riferito al palazzo riportante le altezze di colmo e di gronda massime, quindi appartenenti ai due corpi torre. Sezione trasversale schematica.

Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,min}$	**1,48**	z < 12,00
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,gronda}$	**2,26**	z = 35,00
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,colmo}$	**2,38**	z = 41,00

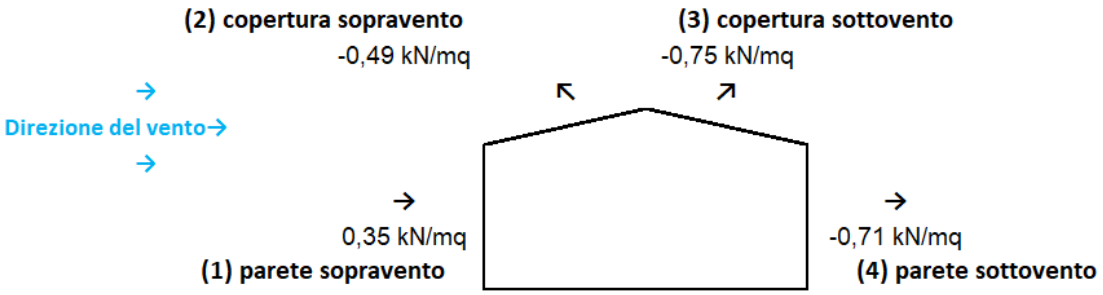


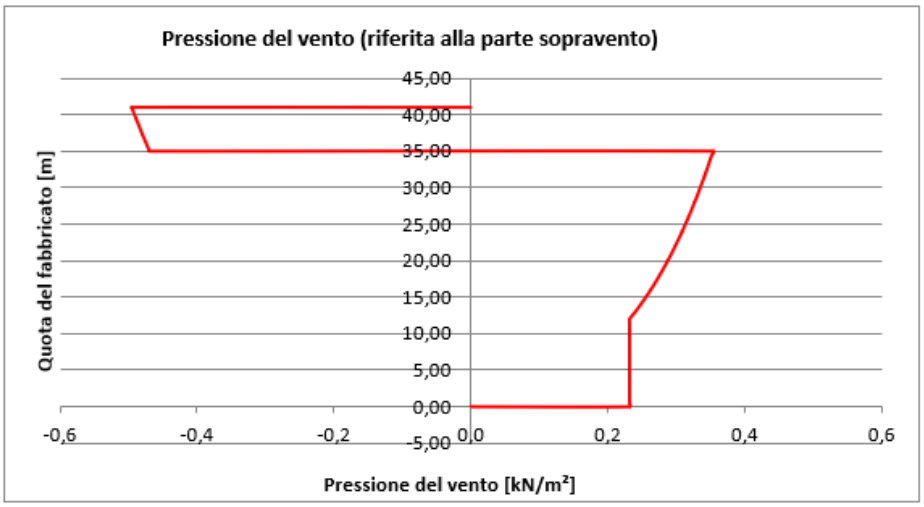
<u>Viene presentata di seguito la configurazione più svantaggiosa</u>

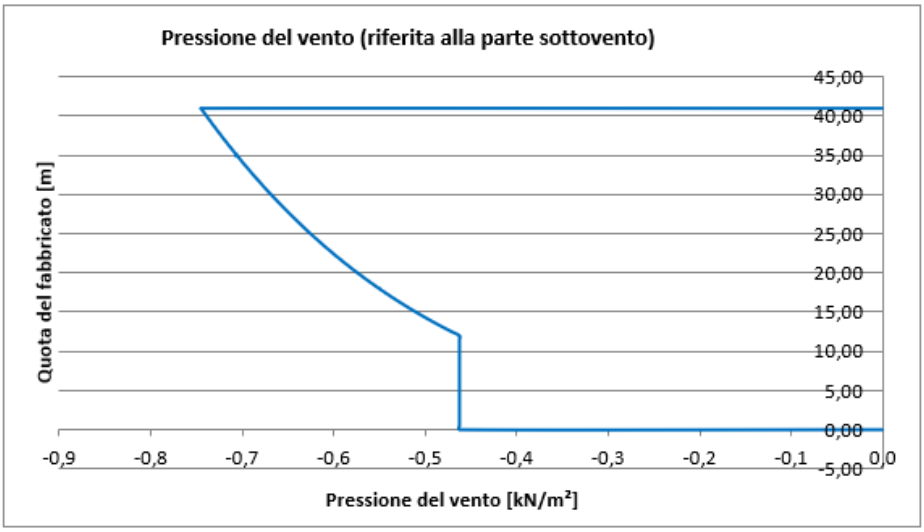
§ 3.3.7COEFFICIENTE AERODINAMICO Costruzione che presenta su due pareti opposte, normali alla direzione del vento, aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale	
TIPOLOGIA PARETE	C_P
(1) Parete sopravento	0,40
(2) Copertura sopravento	-0,53
(3) Copertura sottovento	-0,80
(4) Parete sottovento	-0,80



	p [kN/m²]	c_d	c_t	c_e	c_p	P [kN/m²]
(1) par. sopravent.	0,391	1,00	1,00	2,258	0,40	0,35
(2) cop. sopravent.	0,391	1,00	1,00	2,384	-0,53	-0,49
(3) cop. Sottovent.	0,391	1,00	1,00	2,384	-0,80	-0,75
(4) par. sottovent.	0,391	1,00	1,00	2,258	-0,80	-0,71







IPOTESI DI MODELLO:

Come riscontrabile dai grafici plottati in precedenza l'azione del vento e relativa pressione sono variabili con la quota del fabbricato. Nel modello FEM a favore di sicurezza, si sono applicati i valori di pressione massima.

Essendo il modello volto a un'indagine relativa al comportamento globale del corpo di fabbrica in muratura, le falde non sono state modellate (sono state tenute in conto solo come ripartitrici di carico sui relativi muri d' ambito e come masse). Quindi le azioni *p copertura sopravento* e *p copertura sottovento* non sono state considerate in quanto sarebbero azioni da computare solo in caso di considerazioni - modellazioni locali.

Non essendo presente alcuna documentazione che attesti la possibilità di trascurare o minimizzare l'azione del vento all' interno del cortile si è deciso, a favore di sicurezza, di computare il vento anche sulle pareti delimitanti la corte.

8.1.2. VENTO IN DIREZIONE TANGENZIALE

In vista di un approccio a favore di sicurezza, si ipotizzano le superfici esterne come scabre.

Il valore di pressione tangenziale ottenuto, seppur abbia modulo esiguo, date le ampie metrature delle superfici perimetrali non può essere definito come trascurabile.

p tangenziale [KN/m^2]	**0,01865**

Date le ampie dimensioni in gioco, anche per il corpo ellittico a favore di sicurezza si è deciso di assumere gli stessi coefficienti indicati per le pareti piane.

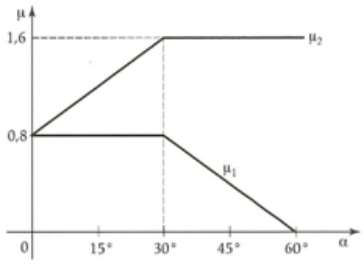
8.2. AZIONE NEVE

Anche in questa sede a titolo di brevità vengono riportati solamente i dati salienti.

a_s[m]	239
Zona	I-Alpina
q_{sk} [KN/m^2]	1,54
C_e	1
C_t	1

COEFFICIENTE DI FORMA

Inclinazione della falda α (1)	29 [deg]
Inclinazione della falda α (2)	29 [deg]

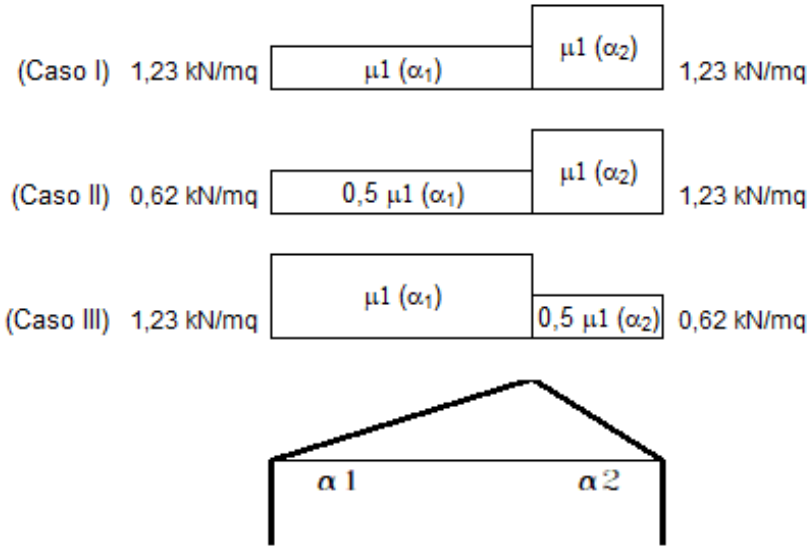


μ1 (α_1)	**0,80**
μ1 (α_2)	**0,80**
μ2 (α)	**1,57**

	$0° \le \alpha \le 30°$	$30° < \alpha < 60°$	$\alpha \ge 60$
μ1 (α)	0,80	0.8(60-α)/30	0,00
μ2 (α)	0.8+0,8 α/30	1,60	0,00

α_1 (inclinazione falda)	**29 [deg]**
α_2 (inclinazione falda)	**29 [deg]**

μ1 (α_1)	**0,80**
μ1 (α_2)	**0,80**



La configurazione peggiore dal punto di vista dei carichi è la prima indicata e, pertanto, è stata quella implementata sul modello FEM.

Si noti che nel modello non è stato inserito le falde del tetto né nelle zone a tetto a padiglione, né sulle due torri.

Nonostante ciò, siccome sono noti lo schema dell'orditura principale e secondaria e la pendenza delle falde, il carico del tetto maggiorato della neve è stato scaricato correttamente sui relativi muri d' ambito.

Grazie alla consulenza dell'Architetto Bruno Andrea si è reso noto che il tetto non esercita azioni spingenti (come già anticipato nel capitolo 2.12.1 corrente documento).

Questo fatto è stato preso in considerazione anche nel modello digitale.

8.3. AZIONE SISMICA

8.3.1. CARATTERISTICHE GENERALI DELLA COSTRUZIONE

Nel caso di analisi lineare, la domanda sismica per strutture a comportamento sia non dissipativo, sia dissipativo, può essere ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento q.
I valori attribuibili a q variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e degli stati limite considerati, legandosi all'entità delle plasticizzazioni, che a ciascuno stato limite si accompagnano.

Per ciascuno degli stati limite e dei metodi di analisi considerati, la NTC 2018 consente di ottenere opportuni valori i quali vengono riportati nella tabella successiva:

Tab. 7.3.I – *Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica*

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	q = 1.0 § 3.2.3.4	q = 1.0 § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
SLU	SLV	q ≥ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Limiti minimo e massimo del valore attribuibile al q nello stato limite SLV

È stata eseguita nella corrente tesi un'**analisi di tipo lineare** per calcolare la domanda sismica nel caso di comportamento strutturale sia non dissipativo sia dissipativo (§ 7.2.2). In entrambi i casi, la domanda sismica è stata calcolata riferendosi allo spettro di progetto (§ 3.2.3.4 e § 3.2.3.5) ottenuto, per ogni stato limite, assumendo per il fattore di comportamento q, i limiti riportati nella tabella 7.3.I con i valori dei fattori di base q_0 riportati in Tab. 7.3.II.

Il limite superiore del fattore di struttura si ottiene dalla nota relazione

$$q_{lim} = q_0 * K_r$$

dove:

- q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo *SLV*, i cui massimi valori sono riportati in tabella 7.3.II in dipendenza della Classe di Duttilità, della tipologia strutturale, del coefficiente λ di cui al § 7.9.2.1 e del rapporto αu/α1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione; la scelta di q0 deve essere esplicitamente giustificata;

- K_r è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Valutazione di q_0

Dal capitolo 7.3 dello standard nazionale è possibile ottenere i valori di q_0 incrociando la tecnica costruttiva impiegata e il materiale utilizzato per la costruzione.

7.8.1.3 MODALITÀ COSTRUTTIVE E FATTORI DI COMPORTAMENTO

In funzione del tipo di tecnica costruttiva utilizzata, la costruzione può essere considerata di muratura ordinaria, di muratura armata o di muratura confinata. I valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento con cui individuare lo spettro di progetto (vedi § 3.2.3.5) da utilizzare nelle analisi lineari, sono indicati in Tab. 7.3.II.

Nel caso della muratura armata, valori compresi tra 2,0 α_u/α_1 e 2,5 α_u/α_1 possono essere applicati in funzione del sistema costruttivo prescelto, senza verificare quale sia il meccanismo di collasso della costruzione. Il valore 3,0 α_u/α_1 può essere utilizzato solo applicando i principi della progettazione in capacità descritti al § 7.8.1.7.

Si assume sempre $q = q_0 \cdot K_R$, attribuendo a K_R i valori indicati nel § 7.3.1.

I coefficienti α_1 e α_u sono definiti come segue:

α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione);

α_u è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente.

Il valore di α_u/α_1 può essere calcolato per mezzo di un'analisi statica non lineare (§ 7.3.4.2) e non può in ogni caso essere assunto superiore a 2,5.

Qualora non si proceda a un'analisi non lineare, possono essere adottati i seguenti valori di α_u/α_1:

- costruzioni di muratura ordinaria $\alpha_u/\alpha_1 = 1,7$
- costruzioni di muratura armata $\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$
- costruzioni di muratura armata progettate con la progettazione in capacità $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
- costruzioni di muratura confinata $\alpha_u/\alpha_1 = 1,6$
- costruzioni di muratura confinata progettate con la progettazione in capacità $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$.

Figura 169. Estratto della normativa e valore assunto in evidenza

Strutture cosiddette miste, con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti		
Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, e altre tipologie strutturali		1,5
Costruzioni di muratura (§ 7.8.1.3)		
Costruzioni di muratura ordinaria	$1,75\ \alpha_u/\alpha_1$	
Costruzioni di muratura armata	$2,5\ \alpha_u/\alpha_1$	
Costruzioni di muratura armata con progettazione in capacità	$3,0\ \alpha_u/\alpha_1$	
Costruzioni di muratura confinata	$2,0\ \alpha_u/\alpha_1$	
Costruzioni di muratura confinata con progettazione in capacità	$3,0\ \alpha_u/\alpha_1$	
Ponti (§ 7.9.2.1)		
Pile in calcestruzzo armato Pile verticali inflesse Elementi di sostegno inclinati inflessi	 $3,5\ \lambda$ $2,1\ \lambda$	 1,5 1,2
Pile in acciaio: Pile verticali inflesse Elementi di sostegno inclinati inflessi Pile con controventi concentrici Pile con controventi eccentrici	 3,5 2,0 2,5 3,5	 1,5 1,2 1,5 -
Spalle In genere Se si muovono col terreno	 1,5 1,0	 1,5 1,0

Tab. 7.3.II – *Valori massimi del valore di base q0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD*

Ora è necessario verificare la regolarità in pianta.

Al fine di valutare la regolarità in pianta dell'edificio, è necessario verificare i requisiti forniti nell' NTC 2018 - 7.2.1 Caratteristiche generali delle costruzioni.

CONDIZIONI REGOLARITA' IN PIANTA	PALAZZO ODIERNO
A) La distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;	NO
B) Il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;	*
C) Strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.	*

(*) La normativa vigente impone che affinché una struttura possa essere definita regolare tutte le condizioni devono essere rispettate. Siccome già il punto A) non soddisfa il requisito non si è più proceduto oltre. <u>La struttura è da intendersi come irregolare in pianta.</u>

Pertanto, si possono adottare valori di αu/α1 pari alla media tra 1,0 e i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

$$q_0 = \frac{(1*1{,}75)+(1{,}7*1{,}75)}{2} = 2{,}36\ [-]$$

<u>Valutazione di K_r</u>

CONDIZIONI REGOLARITA' IN ALTEZZA	PALAZZO ODIERNO
D) tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;	SI'
E) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;	NO
F) il rapporto tra la capacità e la domanda allo *SLV* non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;	*
G) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento alsuccessivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensionecorrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.	*

(*) La normativa vigente impone che affinché una struttura possa essere definita regolare tutte le condizioni devono essere rispettate. Siccome già il punto E) non soddisfa il requisito non si è più proceduto oltre. La struttura è da intendersi come irregolare in altezza

Il valore di K_r da assumersi pertanto è pari a 0,8 [-]

VERIFICA E)

- STIFFNESS IRREGULARITY CHECK

Particolare attenzione deve essere prestata al piano 1F in quanto in corrispondenza di questi punti nel modello sono stati inseriti i vincoli di incastro. Il programma, essendo quindi questo piano infinitamente rigido non per ipotesi ma per costruzione del modello, segnerà di default "regolare". Per il nostro fine quindi il piano 1F non verrà preso in considerazione per la valutazione della regolarità strutturale.

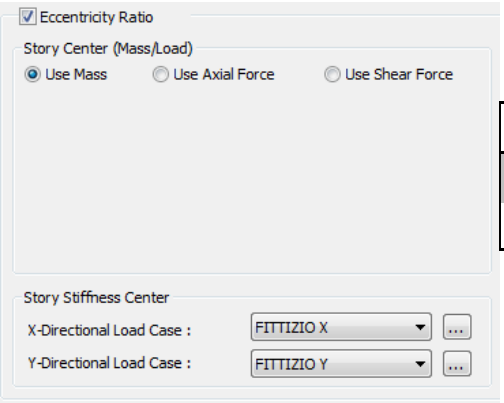
	Module	Load Case	Story	Level (m)	Story Height (m)	Story Drift (m)	Story Shear Force (kN)	Story Stiffness	Lower Story Stiffness		Story Stiffness Ratio	Remark
									1.1K (Lower)	0.7K (Lower)		
REGOLARITA' RIGIDEZZA LUNGO X	Base	FITTIZIO X	6F	20.17	4.2	0.0005	20259.01	37908133.07	49039226.33	31206780.39	-0.150	Regular
	Base	FITTIZIO X	5F	15.97	4.2	0.0009	38050.55	44581114.84	39425213.47	25088772.21	0.244	Irregular
	Base	FITTIZIO X	4F	11.1	4.87	0.0019	68350.62	35841103.15	64439358.36	41006864.41	-0.388	Irregular
	Base	FITTIZIO X	3F	6.9	4.2	0.0016	95072.13	58581234.87	42166690.30	26833348.37	0.528	Irregular
	Base	FITTIZIO X	2F	2.03	4.87	0.0031	119460.00	38333354.81	244605968.21	155658343.41	-0.828	Irregular
	Base	FITTIZIO X	1F	0	2.03	0.0007	154080.00	222369062.01	0.00	0.00	0.000	Regular
REGOLARITA' RIGIDEZZA LUNGO Y	Base	FITTIZIO Y	6F	20.17	4.2	0.0005	20165.83	37496764.31	51752008.87	32933096.55	-0.203	Regular
	Base	FITTIZIO Y	5F	15.97	4.2	0.0008	39560.98	47047280.79	42793160.70	27232011.36	0.209	Irregular
	Base	FITTIZIO Y	4F	11.1	4.87	0.0017	68021.97	38902873.37	71052614.21	45215299.95	-0.398	Irregular
	Base	FITTIZIO Y	3F	6.9	4.2	0.0015	95639.57	64593285.64	47683934.74	30344322.11	0.490	Irregular
	Base	FITTIZIO Y	2F	2.03	4.87	0.0029	125654.92	43349031.58	261141121.08	166180713.41	-0.817	Irregular
	Base	FITTIZIO Y	1F	0	2.03	0.0006	154080	237401019.16	0.00	0.00	0.000	Regular

WEIGHT IRREGULARITY CHECK

	Module	Load Case	Story	Level (m)	Story Height (m)	Story Weight (kN)	Adjacent Story Weight		Story Weight Ratio	Remark
							1.25M(Lower) (kN)	0.75M(Lower) (kN)		
Weight Irregularity X	Base	FITTIZIO X	7F	24.37	0	90963.878	170289.751	102173.85	-0.332	Irregular
	Base	FITTIZIO X	6F	20.17	4.2	136231.8	142736.816	85642.09	0.193	Regular
	Base	FITTIZIO X	5F	15.97	4.2	114189.453	279307.259	167584.356	-0.489	Irregular
	Base	FITTIZIO X	4F	11.1	4.87	223445.807	212596.676	127558.006	0.314	Irregular
	Base	FITTIZIO X	3F	6.9	4.2	170077.341	204376.977	122626.186	0.04	Regular
	Base	FITTIZIO X	2F	2.03	4.87	163501.582	36821.215	22092.729	4.551	Irregular
	Base	FITTIZIO X	1F	0	2.03	29456.972	0	0	0	Regular
Weight Irregularity Y	Base	FITTIZIO Y	7F	24.37	0	90963.878	170289.751	102173.85	-0.332	Irregular
	Base	FITTIZIO Y	6F	20.17	4.2	136231.8	142736.816	85642.09	0.193	Regular
	Base	FITTIZIO Y	5F	15.97	4.2	114189.453	279307.259	167584.356	-0.489	Irregular
	Base	FITTIZIO Y	4F	11.1	4.87	223445.807	212596.676	127558.006	0.314	Irregular
	Base	FITTIZIO Y	3F	6.9	4.2	170077.341	204376.977	122626.186	0.04	Regular
	Base	FITTIZIO Y	2F	2.03	4.87	163501.582	36821.215	22092.729	4.551	Irregular
	Base	FITTIZIO Y	1F	0	2.03	29456.972	0	0	0	Regular

N.B.

- Si sono sfruttate per la verifica della regolarità in elevato le potenzialità del software Midas Gen tralasciando a una verifica manuale la regolarità in pianta poiché i requisiti da confutare sono tutti di carattere geometrico.
- I controlli che sono stati eseguiti non sono fini a sé stessi, ma hanno la funzione predominante di poter effettuare, in maniera corretta la calibrazione del fattore di struttura.
- La metodologia impiegata è stata quella di sfruttare gli "eccentricity Ratio ".
- Per il baricentro delle masse, si sono sfruttate le masse agenti sul modello strutturale (g1, g2, q)
- Per il baricentro delle rigidezze, al contrario, si è sfruttato un load case "esplorativo" tramite il quale si applicassero a livello nodale forze esplorative unitarie una volta nella direzione X e l'altra nella direzione Y.



PARAMETRI	VALORI ASSUNTI
q_0	2,36 [-]
K_r	0,8

In questo modo si sono ottenute, sfruttando le nozioni base della scienza delle costruzioni e dell'ingegneria sismica, le coordinate geometriche delle due tipologie di baricentri.

Il punto F) viene valutato tramite le WEIGHT+STIFFNESS IRREGULARITY CHECK TABLES mentre il punto G) viene visualizzato nella CAPACITY IRREGULARITY CHECK TABLE.

8.3.2. SPETTRO DI RISPOSTA

Lo spettro di risposta si è ottenuto con l'ausilio del foglio Excel Spettri - NTCvers.1.0.3 fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Viene di seguito presentata una rassegna molto schematica, a titolo di brevità, dei parametri di input e dei risultati ottenuti.

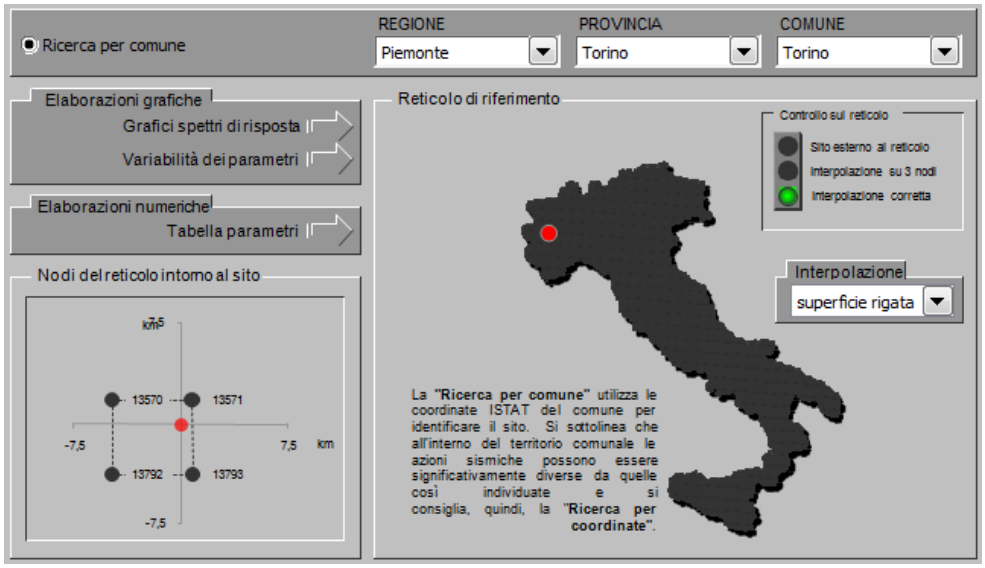


Figura 170. Ubicazione del sito in oggetto di analisi

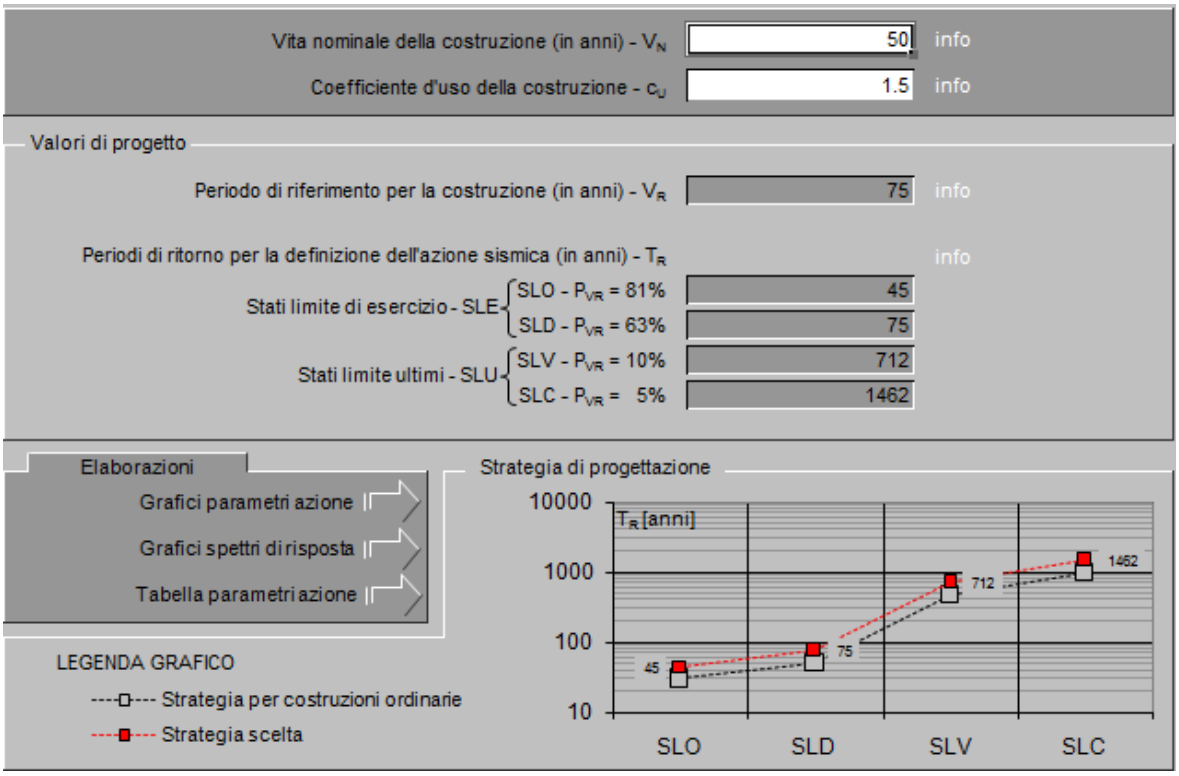


Figura 171. Valori di imput e di calcolo

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.
I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I.

Tab. 2.4.I – *Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni*

	TIPI DI COSTRUZIONI	Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Figura 172. Valore assunto in evidenza

La classe d' uso associata al fabbricato è conforme alla Classe III del capitolo 2.4.2 dell'NTC 2018.

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altrei serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per quanto concerne il coefficiente d' uso si deve consultare il capitolo 2.4.3. dell'NTC 2018

Tab. 2.4.II – *Valori del coefficiente d'uso C_U*

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Figura 173. Valore assunto in evidenza

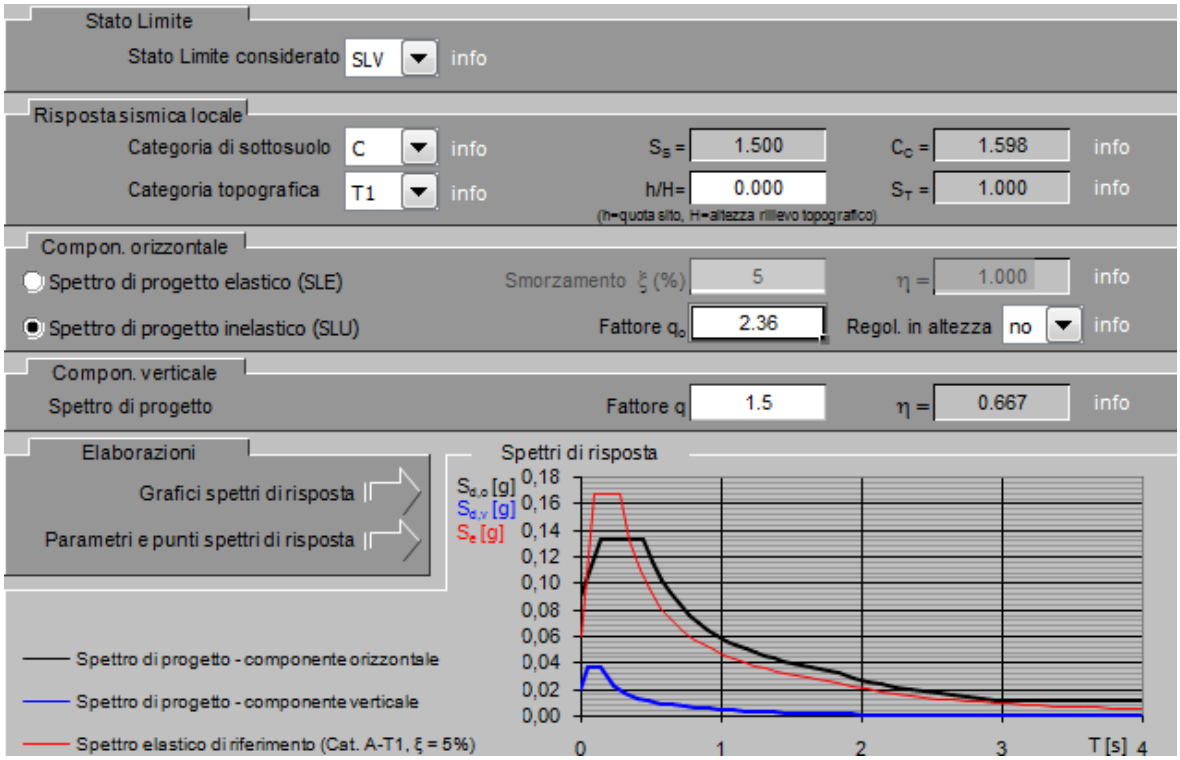


Figura 174. Valori di imput e di calcolo

La risposta sismica locale è stata ottenuta ipotizzando la categoria di sottosuolo in quanto al momento della stesura del corrente documento non erano note informazioni dettagliate, non consentendo di eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3 la classificazione.

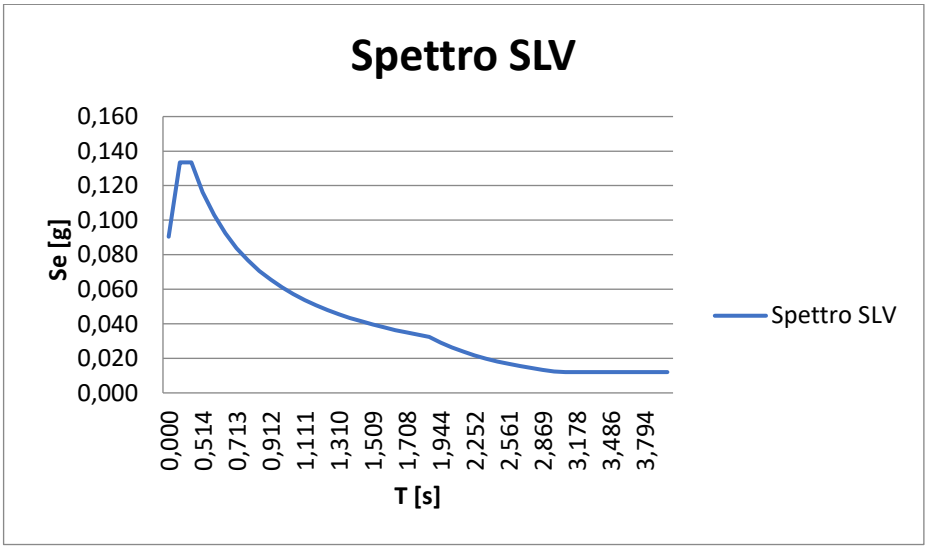
Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	*Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D*, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Le condizioni topografiche per l'individuazione delle configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15°$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15°$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15° \leq i \leq 30°$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30°$



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.060 g
F_o	2.789
T_C^*	0.280 s
S_S	1.500
C_C	1.598
S_T	1.000
q	1.888

Parametri dipendenti

S	1.500
η	0.530
T_B	0.149 s
T_C	0.448 s
T_D	1.841 s

T [s]	Se [g]	
0.000	0.090	
0.149	0.133	TB
0.448	0.133	TC
0.514	0.116	
0.581	0.103	
0.647	0.092	
0.713	0.084	
0.780	0.077	
0.846	0.071	
0.912	0.066	
0.979	0.061	
1.045	0.057	
1.111	0.054	
1.178	0.051	
1.244	0.048	
1.310	0.046	
1.377	0.043	
1.443	0.041	
1.509	0.040	
1.576	0.038	
1.642	0.036	
1.708	0.035	
1.775	0.034	
1.841	0.032	TD
1.944	0.029	
2.047	0.026	
2.149	0.024	
2.252	0.022	
2.355	0.020	
2.458	0.018	
2.561	0.017	
2.663	0.016	
2.766	0.014	
2.869	0.013	
2.972	0.012	
3.075	0.012	
3.178	0.012	
3.280	0.012	
3.383	0.012	
3.486	0.012	
3.589	0.012	
3.692	0.012	
3.794	0.012	
3.897	0.012	
4.000	0.012	

Lo spettro di progetto viene così implementato all' interno del software Midas Gen imponendo:

- Scale factor =1 [-]
- Gravity = 9,806 [m/s^2]
- Damping Ratio = 0,05 [-]

Per quanto concerne il tema della storia sismica, è possibile per mezzo del database macrosismico italiano dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulnerabilità, consultabile gratuitamente sul sito dell'INGV (https://emidius.mi.ingv.it/DBMI11/query_place/) ricavare la storia sismica di Torino dall' anno 1753 ad oggi.

Come è possibile comprendere la data succitata è ben lungi dalla data di costruzione del fabbricato, ma ci consente tuttavia di coprire gran parte del lasso temporale di vita del palazzo. Il database consente per ogni evento sismico registrato di conoscere molteplici informazioni tra cui il livello raggiunto indicato secondo la scala macroscopica europea.

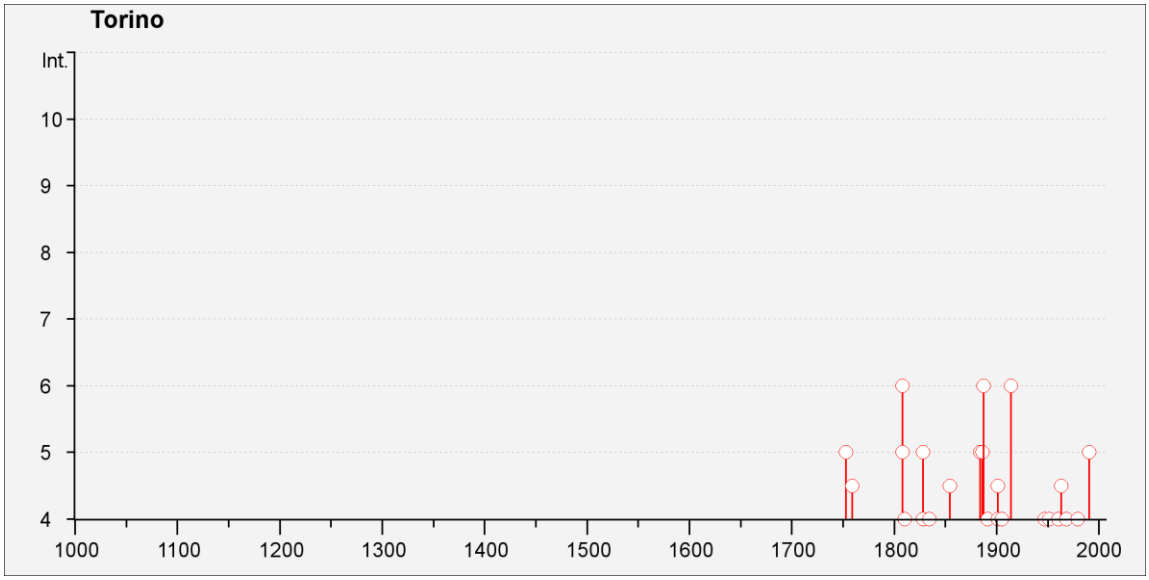


Figura 175. Intensità sismica rilevata nella storia di Torino, fonte INGV

Secondo quanto riportato nel database il livello più alto mai registrato è il livello 6, raggiunto in tre eventi:

- 2 aprile 1808

- 23 febbraio 1887

- 26 ottobre 1914

Al livello 6 corrisponde la seguente descrizione:

"Avvertito in casa dalla maggioranza delle persone e da molte fuori. Molta gente negli edifici è spaventata e corre fuori. Cadono piccoli oggetti. Danni superficiali agli elementi ornamentali; per esempio, sottili crepe nell' intonaco con caduta di piccoli pezzi"

Si può quindi concludere che dal punto di vista sismico fino ad oggi Palazzo Carignano non è stato soggetto ad alcuna azione orizzontale rilevanti e degne di nota.

9. CALCOLO DELLE RIGIDEZZE RAGIONATO-APPROCCIO PRELIMINARE

Siccome il modello della struttura interessata è un modello shell costituito da elementi plate, per una più agevole trattazione si è sfruttata la potenzialità del software Midas Gen che consente la determinazione per via tabellare di numerose informazioni a noi molto utili sia per comprendere appieno il comportamento strutturale che validare il modello (relazione sollecitazioni-rigidezza).

Si è pensato, parallelamente al modello estremamente avanzato dell'intero edificato, di suddividere la struttura in setti murari dei quali viene plottata la rigidezza. Quello che si è fatto, pertanto, è stato suddividere la struttura in " macro elementi resistenti".

In considerazione delle specifiche modalità di analisi strutturale dei meccanismi di collasso dei manufatti storici in muratura, descritte nel capitolo 5 delle "*Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e allineate alle NTC*", le indagini conoscitive eseguite si sono incentrate prevalentemente sull'individuazione della storia del manufatto (specie in relazione agli eventi sismici pregressi) sulla geometria degli elementi strutturali, sulle tecniche costruttive (con riferimento a quelle abitualmente adottate nel contesto territoriale), ma non è stato possibile verificare i fenomeni di dissesto e di degrado .

D'altra parte, le difficoltà connesse con la conoscenza, anche in relazione alle risorse disponibili e all'invasività delle indagini da eseguire, ha reso necessario un confronto tra il modello al continuo e il modello che viene esposto al corrente capitolo il quale si basa sull'osservazione e sull'accertamento del funzionamento manifestato dalla costruzione.

Pur essendo quest' ultima un'analisi estremamente grezza, viene eseguita perseguendo i seguenti obiettivi:

- poter comprendere a tutto tondo il comportamento globale strutturale;
- poter effettuare ragionamenti relativi al più probabile comportamento strutturale;
- per la validazione del modello.

Vengono omessi nel calcolo delle rigidezze le pareti non estese da cielo a terra considerando quindi solo gli elementi principali portanti.

La rigidezza è stata ottenuta invertendo la relazione che sta alla base del calcolo automatico delle strutture:

$$F = k\,u$$

Dove:

- F *forza esplorativa [N/m] tagliante*
- k *rigidezza del " macroelemento/setto murario"*
- u *spostamento letto dal modello ottenuto in seguito all' applicazione della forza esplorativa*

N.B.

a) Sottoponendo ciascun macroelemento a forze esplorative parallele al piano campagna lungo le due direzioni X e Y globali, si è riscontrato che è accettabile omettere la rigidezza del macroelemento (a meno della parte curva seicentesca) fuori dal piano.
Questa ipotesi semplificativa è valida sia perché la scala del fabbricato è molto grande sia perché si ha riscontro dagli output del modello.
Il corpo centrale seicentesco siccome è caratterizzato da una facciata curva e da corpi "ellittici/ circolari" viene considerato come un singolo macroelemento. In questo caso la rigidezza è ottenuta sottoponendo il modello a una pressione esplorativa inserita tramite il comando *wind load* del software di calcolo.
b) Nel calcolo della rigidezza non si è considerato i corpi-torre posto a quota maggiore di 24.37 m in quanto non influiscono nel computo della rigidezza interessata in questa sede e, inoltre, risulta essere solo appendici aggiuntive al corpo resistente.
c) Per la determinazione degli spostamenti ottenuti in seguito all' applicazione delle forze esplorative, si è tentato di minimizzare la deformazione assiale della parete applicando non le forze con modulo unitario da un solo lato del muro, ma mezzo modulo e verso concorde per parte.

Di seguito vengono riportate le rigidezze secondo il seguente layout

1) CORPO DI FABBRICA SEICENTESCO
2) CORPO DI FABBRICA OTTOCENTESCO
3) CORPO DI FABBRICA TOTALE (1+2)

1) CORPO DI FABBRICA SEICENTESCO

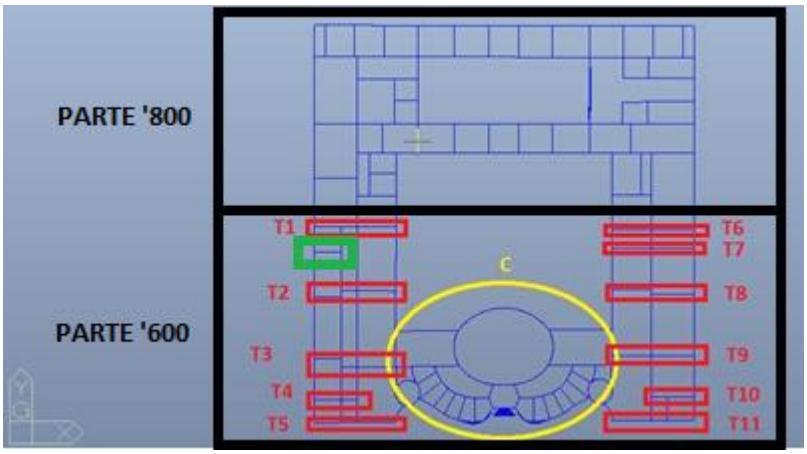


Figura 176. Schema riportante la pianta dell'intero palazzo evidenziando i macroelementi resistenti lungo l'asse delle X (GRS). LEGENDA: in nero sono indicati i due corpi di fabbrica appartenenti alle due epoche. In verde invece si riportano gli elementi murari che non vengono considerati nel computo delle rigidezze.

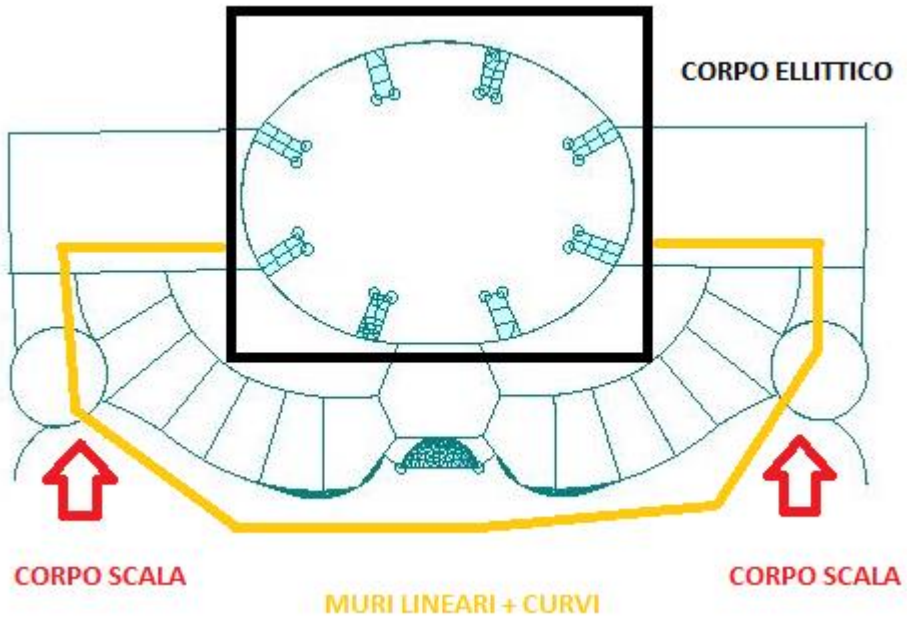


Figura 177. Zoom sul MODULO C con evidenziati i macroelementi costituenti

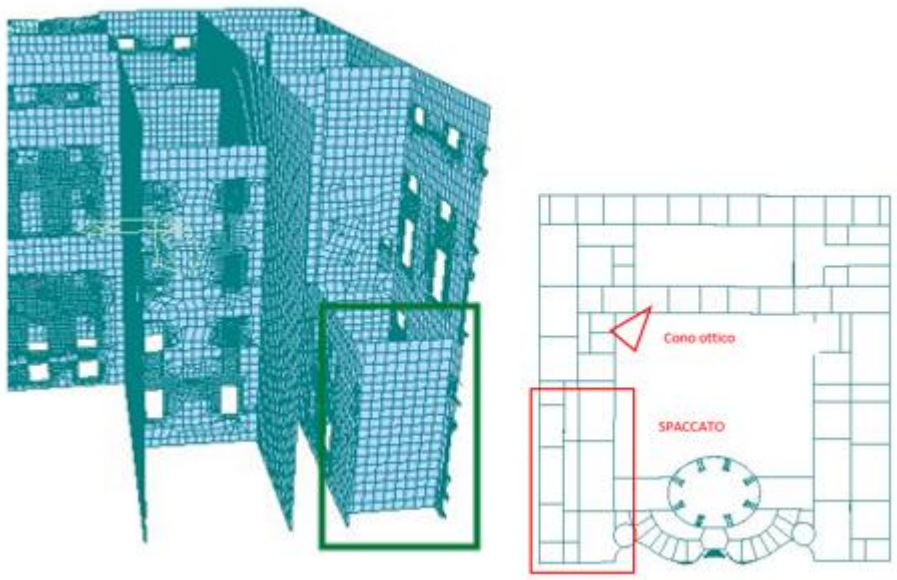
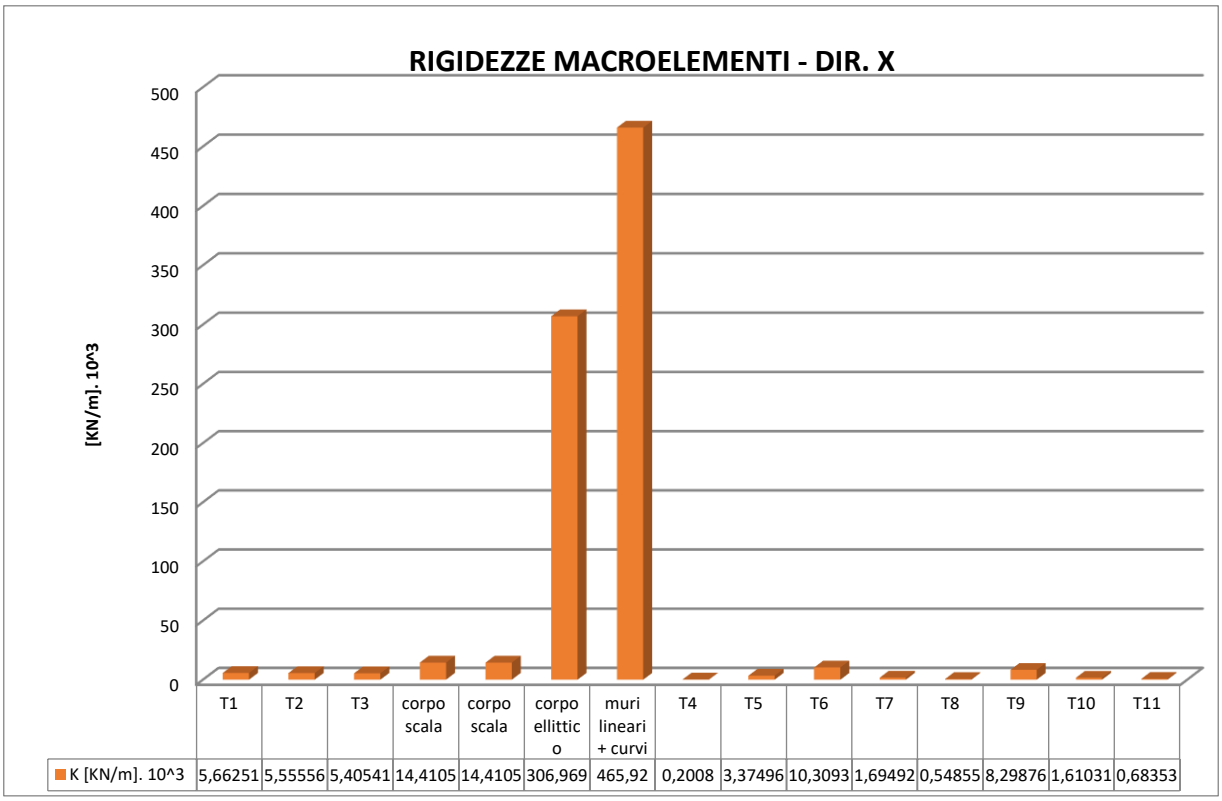
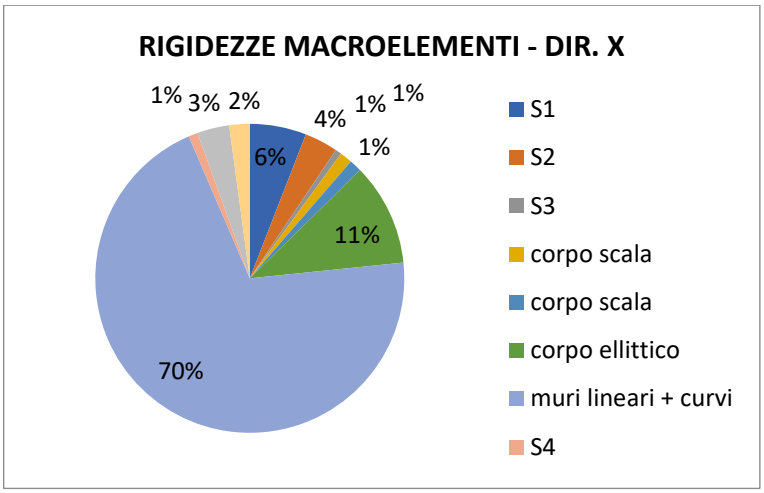


Figura 178. In verde viene evidenziata la parete trascurata nel calcolo. Infatti come si può vedere il suo contributo alla rigidezza è trascurabile. Vista in spaccato

PARTE SEICENTESCA					
	TELAIO-CORPO	FORZA ESPLORATIVA [N]	spostamento [m]	stiffness K [N/m]	%
DIREZIONE X (GRS)	T1	10000	0,001766	5662514,16	0,0067008
	T2	10000	0,0018	5555555,56	0,0065742
	T3	10000	0,00185	5405405,41	0,0063965
	corpo scala	windload	-	14410501,91	0,0170528
	corpo scala	windload	-	14410501,91	0,0170528
	corpo ellittico	windload	-	306968515,2	0,3632532
	muri lineari+ curvi	windload	-	465919724,1	0,5513492
	T4	10000	0,0498	200803,21	0,0002376
	T5	10000	0,002963	3374957,81	0,0039938
	T6	10000	0,00097	10309278,35	0,0121996
	T7	10000	0,0059	1694915,25	0,0020057
	T8	10000	0,01823	548546,35	0,0006491
	T9	10000	0,001205	8298755,19	0,0098204
	T10	10000	0,00621	1610305,96	0,0019056
	T11	10000	0,01463	683527,00	0,0008089
	K TOTALE DIR. X			845053807,37	1



Si riportano le rigidezze di ciascun macroelemento



Ripartizione percentuale delle rigidezze lungo la direzione indicata

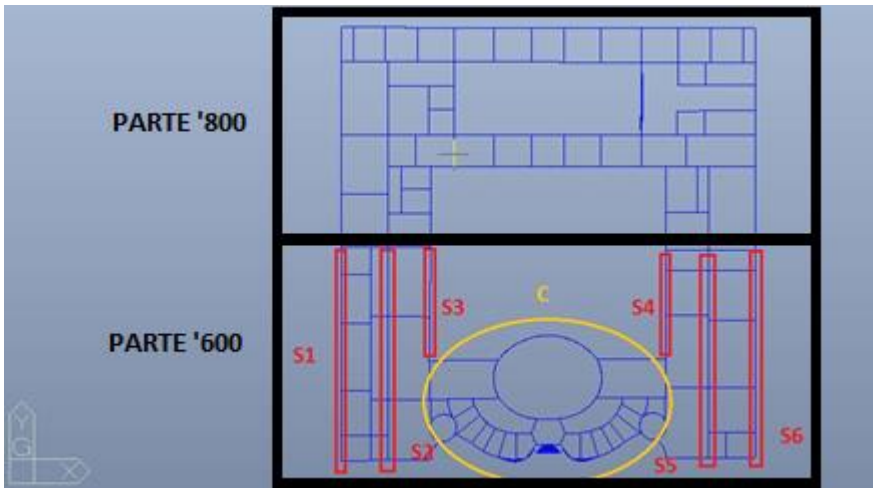
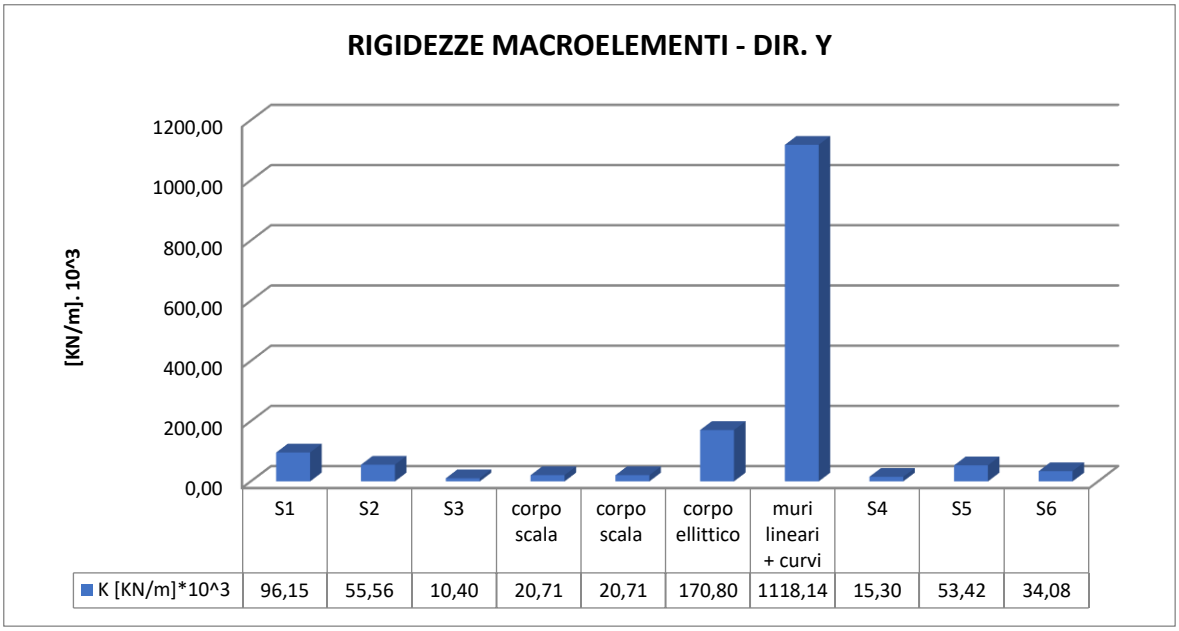
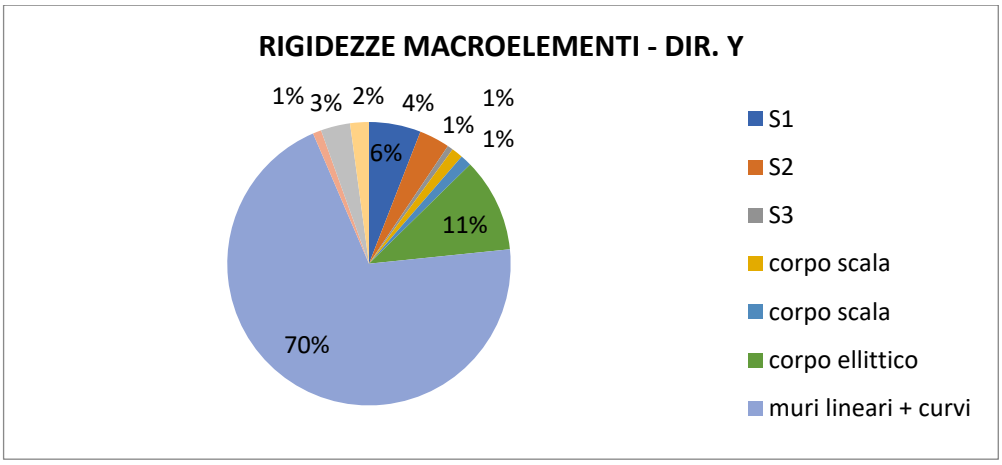


Figura 179.Schema riportante la pianta dell'intero palazzo evidenziando i macroelementi resistenti lungo l'asse delle Y (GRS)

PARTE SEICENTESCA					
	TELAIO-CORPO	**FORZA ESPLORATIVA [N]**	**spostamento [m]**	**stiffness K [N/m]**	**%**
DIREZIONE Y (GRS)	S1	10000	0,000104	96153846,15	0,0602747
	S2	10000	0,00018	55555555,56	0,0348254
	S3	10000	0,000962	10395010,40	0,0065162
	corpo scala	windload	-	20705780,58	0,0129796
	corpo scala	windload	-	20705780,58	0,0129796
	corpo ellittico	windload	-	170803618,3	0,1070694
	muri lineari+ curvi	windload	-	1118138637	0,7009131
	S4	10000	0,0006536	15299877,6	0,0095908
	S5	10000	0,0001872	53418803,42	0,033486
	S6	10000	0,0002934	34083162,92	0,0213653
	K TOTALE DIR. Y			1595260072,48	1



Si riportano le rigidezze di ciascun macroelemento



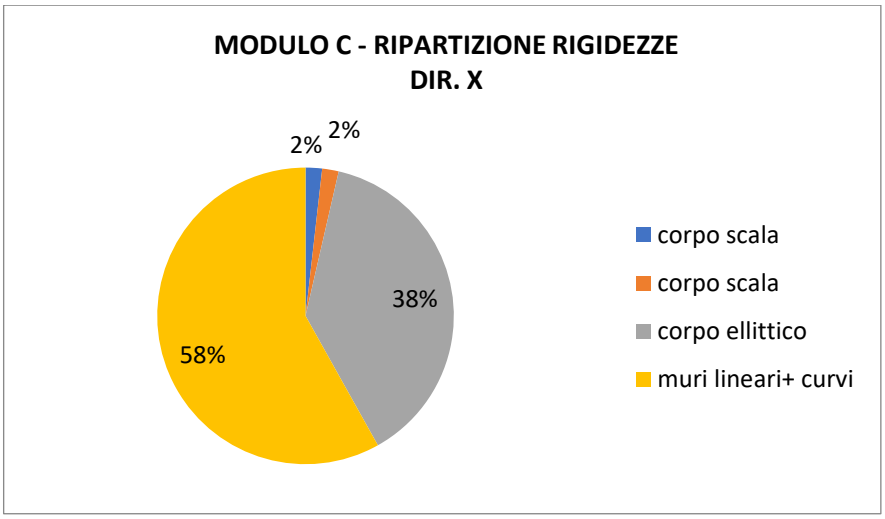
Ripartizione percentuale delle rigidezze lungo la direzione indicata

Dai grafici plottati si evince che seppur la pianta del corpo di fabbrica seicentesco sia simmetrica rispetto all' asse delle Y (GRS) e seppur dai prospetti la geometria e la distribuzione delle aperture sia pressoché identica, a causa di una distribuzione interna delle aperture e/o a causa dei diversi spessori dei maschi murari riscontrati, la distribuzione reale delle rigidezze lungo le due direzioni X e Y non è del tutto simmetrica.

Inoltre, all' interno del modulo C si potrebbe intuire che la rigidezza lungo la direzione X sia maggiore rispetto alla sua direzione ortogonale Y. In realtà questa ipotesi si è rivelata essere errata in quanto il contributo dei muri che collegano il corpo ellittico e il prospetto curvilineo pesano molto nel computo delle rigidezze, nonostante non abbiano uno spessore elevato e presentino una grande apertura necessaria per accogliere l'imponente scala signorile di accesso al piano 3F.

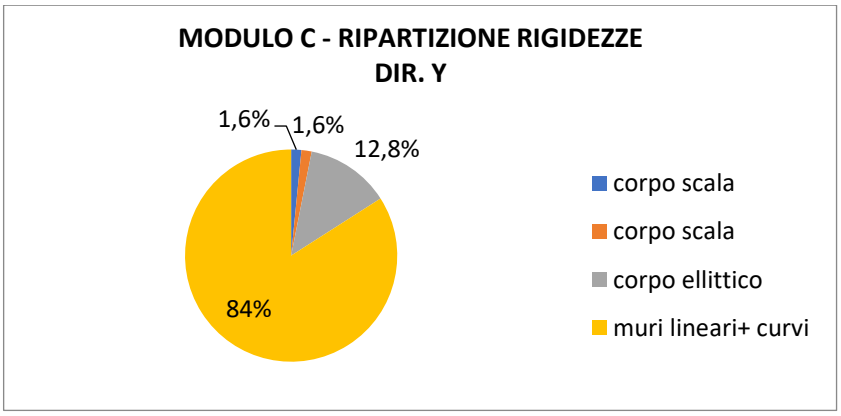
Per aver un riscontro dell'importanza nel computo delle rigidezze del Modulo C, si vuole ora dimostrare le aliquote associate a ciascun elemento costituente il modulo succitato.

MODULO C					
DIREZIONE X (GRS)	**TELAIO-CORPO**	**FORZA ESPLORATIVA [N]**	**spostamento [m]**	**stiffness K [N/m]**	**%**
	corpo scala	windload	-	14410501,91	0,018
	corpo scala	windload	-	14410501,91	0,018
	corpo ellittico	windload	-	306968515,2	0,383
	muri lineari+ curvi	windload	-	465919724,1	0,581
	C TOTALE	windload	-	801709243,1	1,000



Ripartizione percentuale delle rigidezze lungo la direzione indicata

MODULO C					
	TELAIO-CORPO	FORZA ESPLORATIVA [N]	spostamento [m]	stiffness K [N/m]	%
DIREZIONE Y (GRS)	corpo scala	windload	-	20705780,58	0,016
	corpo scala	windload	-	20705780,58	0,016
	corpo ellittico	windload	-	170803618,3	0,128
	muri lineari+ curvi	windload	-	1118138637	0,840
	C TOTALE	windload	-	1330353816	1,000



Ripartizione percentuale delle rigidezze lungo la direzione indicata

Si nota in definitiva, che le aliquote di rigidezza seguono ciò che l'intuito aveva già in precedenza suggerito. Cioè che gli elementi costituenti il modulo più rigidi sarebbero stati il corpo ellittico (che resiste sia per forma che per gli imponenti maschi murari messi in opera) e la parete curva comprensiva delle pareti reggenti la scala signorile.

La ripartizione può essere solamente compresa appieno non appena si plottano le percentuali di ripartizione della rigidezza. Infatti, notiamo che la rigidezza più grande ottenuta non appartiene al corpo ellittico, bensì ai muri lineari + pareti curve con aliquote estremamente grandi in direzione X e Y rispettivamente.

2) CORPO DI FABBRICA OTTOCENTESCO

Le medesime considerazioni del corpo seicentesco valgono anche per il corpo di fabbrica dell'800.

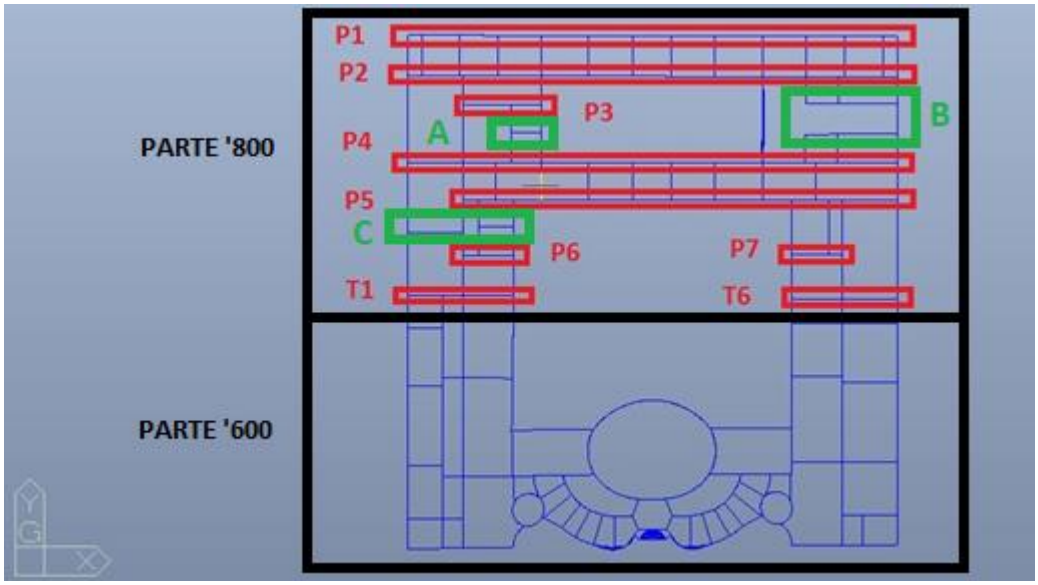


Figura 180.Schema riportante la pianta dell'intero palazzo evidenziando i macroelementi resistenti lungo l'asse delle X(GRS). LEGENDA: in nero sono indicati i due corpi di fabbrica appartenenti alle due epoche. In verde invece si riportano gli elementi murari che non vengono considerati nel computo delle rigidezze.

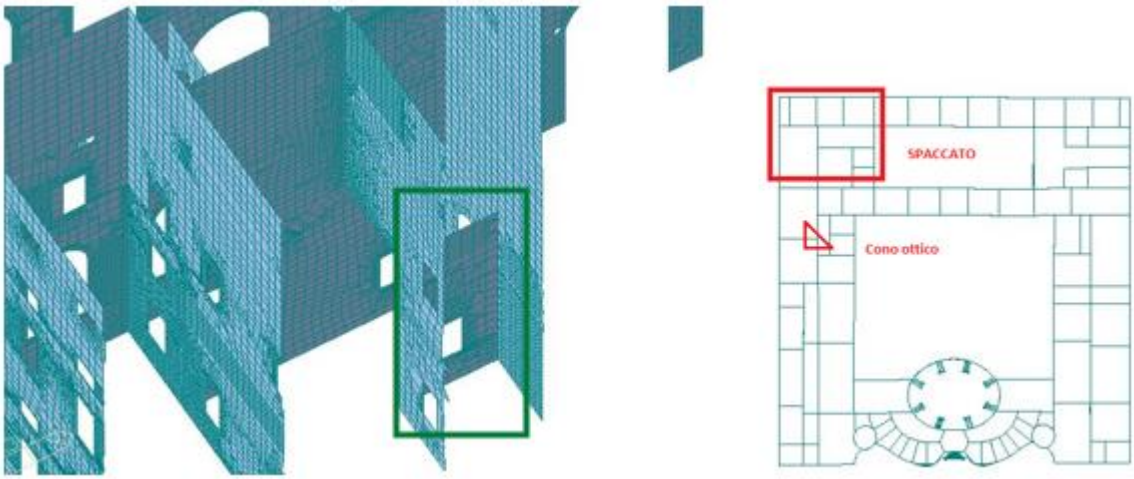


Figura 181.In verde A viene evidenziata la parete trascurata nel calcolo. Infatti come si può vedere il suo contributo alla rigidezza è trascurabile. Vista in spaccato

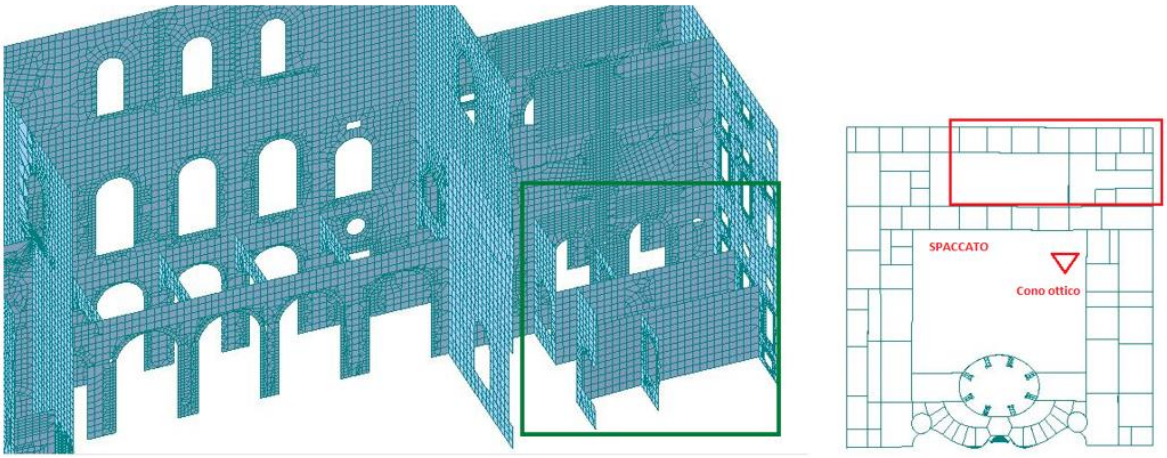


Figura 182.In verde B viene evidenziata la parete trascurata nel calcolo. Infatti come si può vedere il suo contributo alla rigidezza è trascurabile. Vista in spaccato

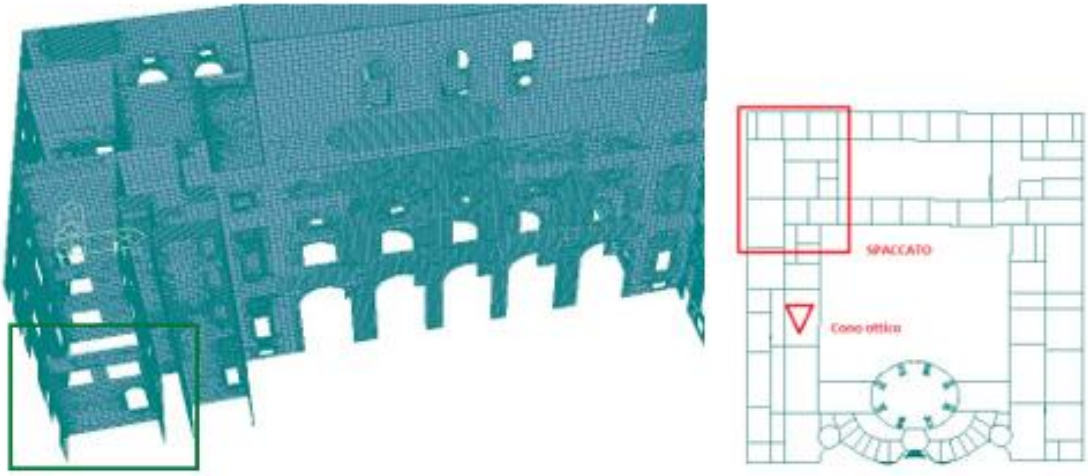
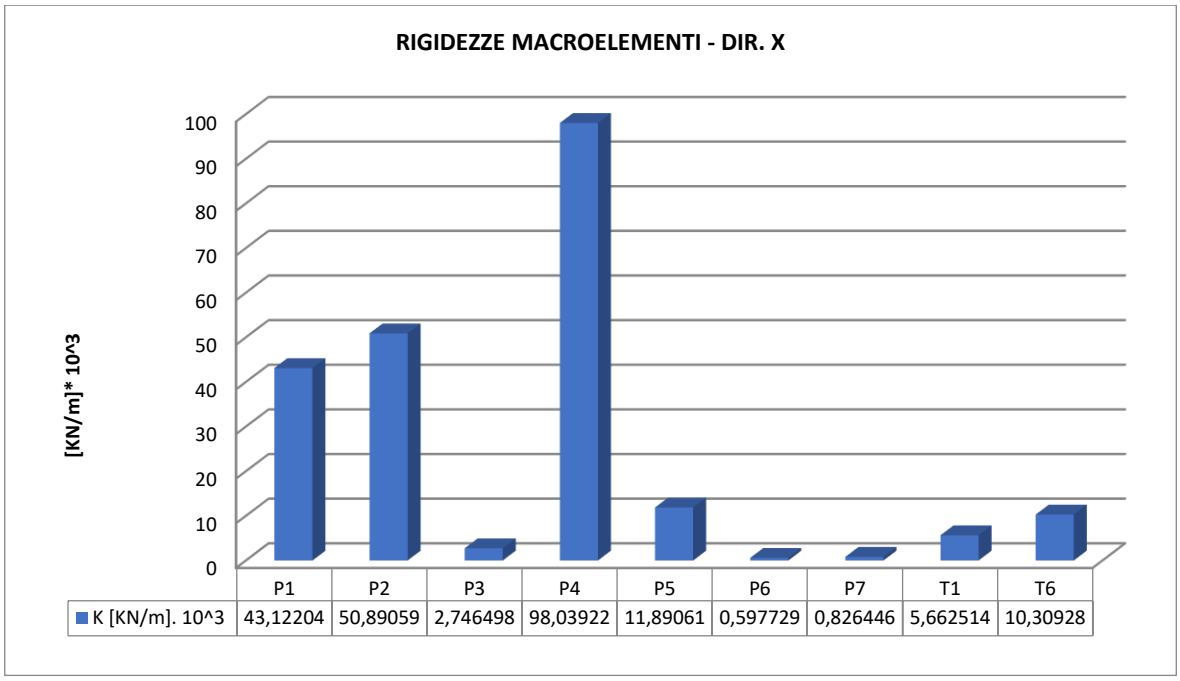
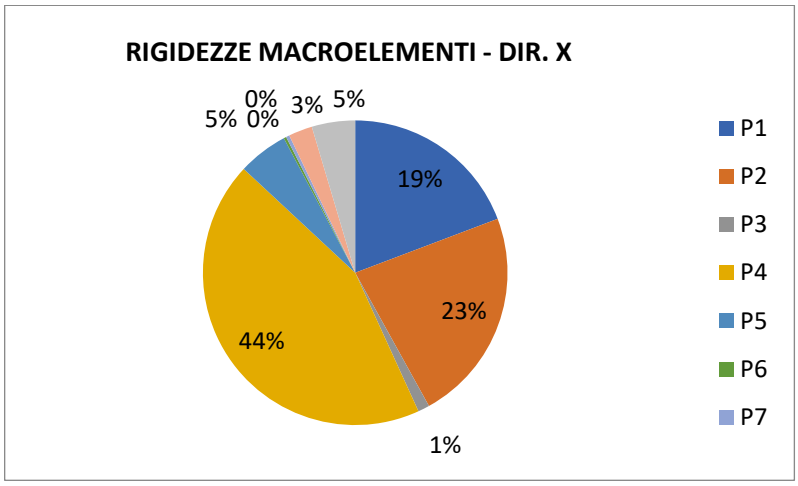


Figura 183.In verde C viene evidenziata la parete trascurata nel calcolo. Infatti come si può vedere il suo contributo alla rigidezza è trascurabile. Vista in spaccato

PARTE OTTOCENTESCA					
	TELAIO-CORPO	**FORZA ESPLORATIVA [N/m]**	**spostamento [m]**	**stiffness K [N/m]**	**%**
DIREZIONE X (GRS)	P1	10000	0,0002319	43122035,36	0,192436143
	P2	20000	0,000393	50890585,24	0,227104028
	P3	10000	0,003641	2746498,21	0,012256507
	P4	10000	0,000102	98039215,69	0,43750923
	P5	10000	0,000841	11890606,42	0,053062951
	P6	10000	0,01673	597728,63	0,00266742
	P7	10000	0,0121	826446,28	0,003688094
	T1	10000	0,001766	5662514,16	0,025269503
	T6	10000	0,00097	10309278,35	0,046006125
	K TOTALE DIR. X			224084908,34	1





Ripartizione percentuale delle rigidezze lungo la direzione indicata. I valori che vengono riportati con percentuale pari a 0 in realtà presentano un numero percentuale compreso tra 0 % e 1 %. Si è voluto lasciare il valore nullo per enfatizzarne il peso nel computo della rigidezza nella direzione indicata

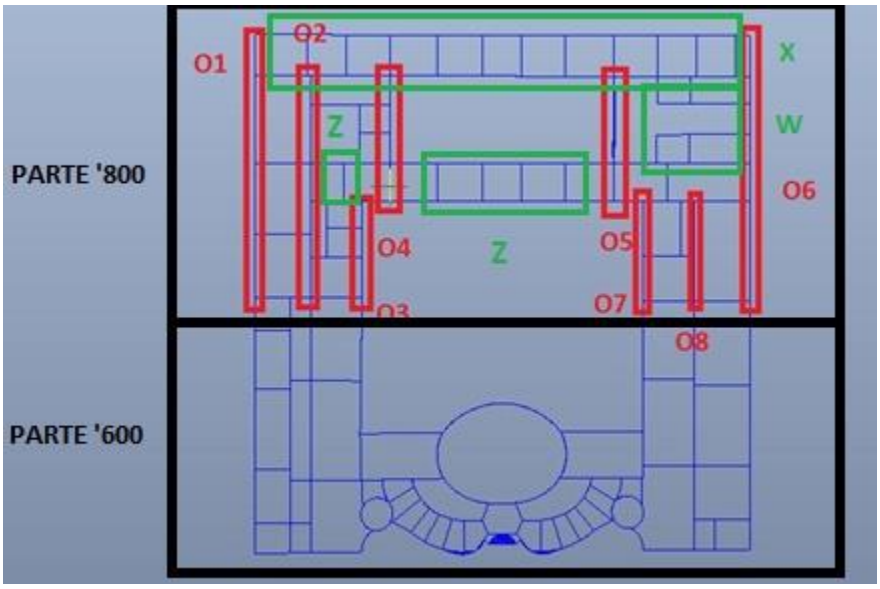


Figura 184.Schema riportante la pianta dell'intero palazzo evidenziando i macroelementi resistenti lungo l'asse delle Y(GRS)

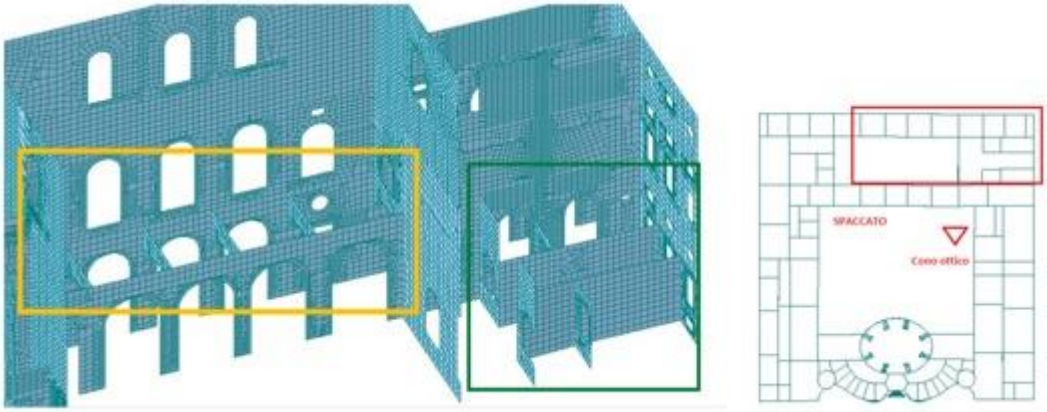


Figura 185.In verde W viene evidenziata la parete trascurata nel calcolo. Infatti, come si può vedere il suo contributo alla rigidezza è trascurabile. Vista in spaccato. In giallo X viene evidenziata la parete trascurata nel calcolo. Come si può vedere il suo contributo alla rigidezza è trascurabile. Sono archi di connessione tra la parete esterna prospiciente Piazza Carlo Alberto e il resto del palazzo. Vista in spaccato.

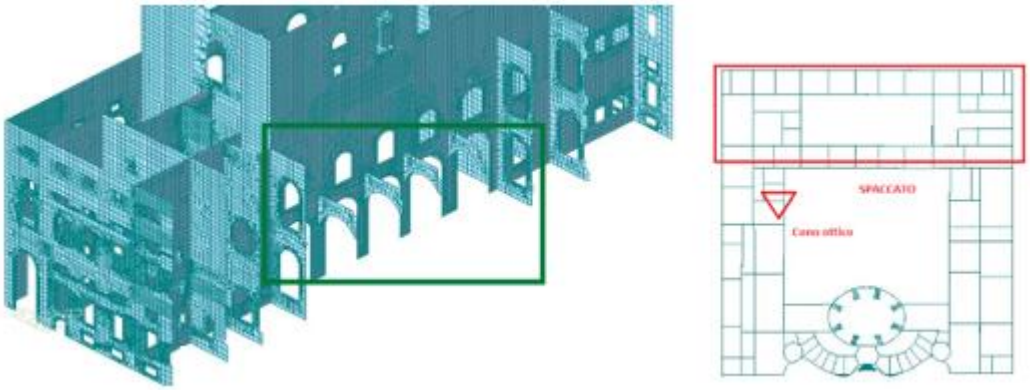
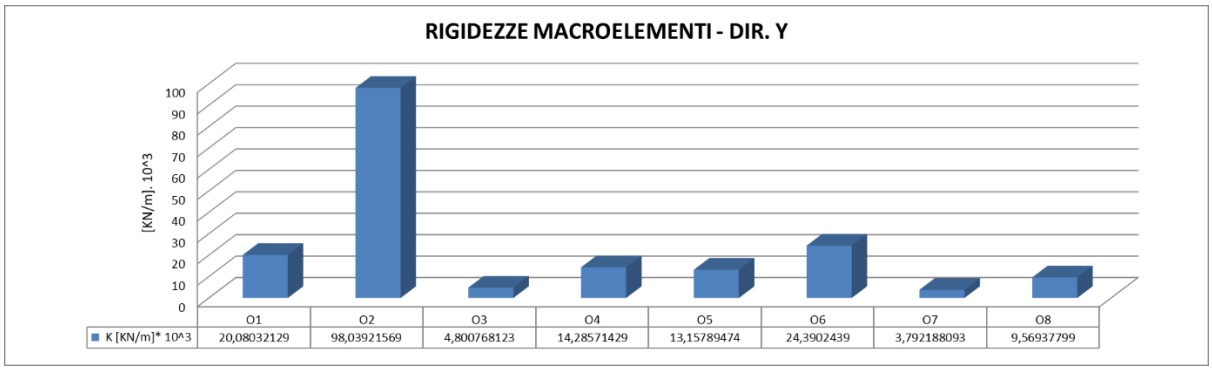
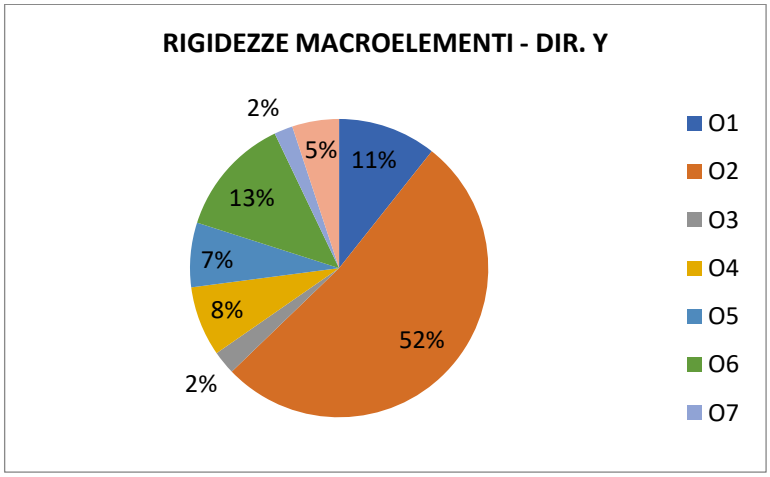


Figura 186.In giallo X viene evidenziata la parete trascurata nel calcolo. Infatti, come si può vedere il suo contributo alla rigidezza è trascurabile. Sono archi di connessione tra la parete esterna prospiciente cortile interno e il resto del palazzo. Vista in spaccato.

PARTE OTTOCENTESCA					
DIREZIONE Y (GRS)	TELAIO-CORPO	FORZA ESPLORATIVA [N/m]	spostamento [m]	stiffness K [N/m]	%
	O1	10000	0,000498	20080321,29	0,106744513
	O2	10000	0,000102	98039215,69	0,521164385
	O3	10000	0,002083	4800768,123	0,025520292
	O4	10000	0,0007	14285714,29	0,075941096
	O5	10000	0,00076	13157894,74	0,069945746
	O6	10000	0,00041	24390243,9	0,12965553
	O7	10000	0,002637	3792188,093	0,020158804
	O8	10000	0,001045	9569377,99	0,050869634
	K TOTALE DIR. Y			188115724,1	1





Ripartizione percentuale delle rigidezze lungo la direzione indicata

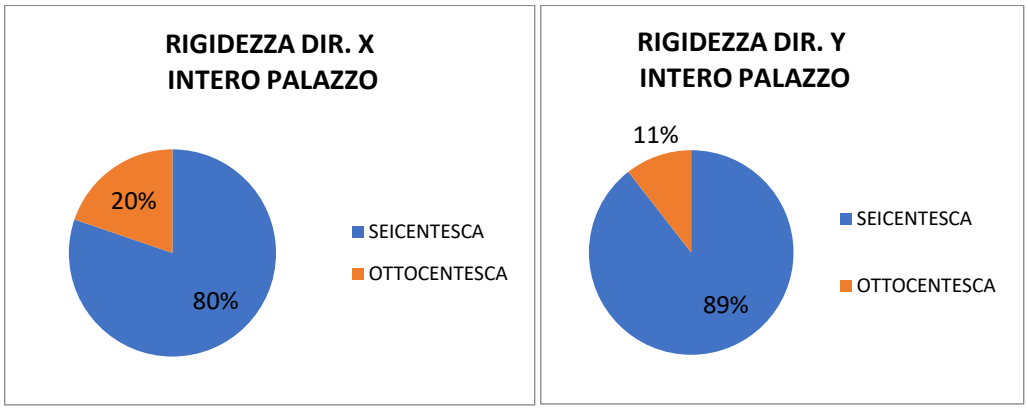
Da un'analisi più attenta si comprende che gli elementi più rigidi in questa porzione di fabbricato sono i macroelementi che presentano un maggior spessore dei maschi murari o presentano meno aperture sia in termini di numero che di dimensioni effettiva.

3)CORPO DI FABBRICA TOTALE (1+2)

A titolo di brevità vengono solamente riportati le tabelle e i grafici senza presentare didascalia alcuna introduttiva. Non si è reputato necessaria inserirla in quanto gli elementi presentano la stessa nomenclatura presentata ai punti 1 e 2. Siccome si lavora in elasticità lineare è possibile effettuare la somma algebrica delle rigidezze dei macroelementi.

STRUTTURA COMPLETA			
	PARTE	stiffness K [N/m] TOTALE	%
DIREZIONE X (GRS)	SEICENTESCA	845053807,37	0,802393038
	OTTOCENTESCA	208113115,84	0,197606962
	K TOTALE X		1053166923,21
DIREZIONE Y (GRS)	SEICENTESCA	1595260072,48	0,894517059
	OTTOCENTESCA	188115724,1	0,105482941
	K TOTALE Y		1783375796,58

Si noti che i valori della parte ottocentesca direzione X differiscono da quelli riportati al punto 2) siccome in questa sede si è depurato il contributo di T1 E T6 già conteggiati della parte seicentesca (macroelementi in comune tra le due parti)



Ripartizione percentuale delle rigidezze lungo la direzione indicata

Si evince da questi ultimi due grafici che la ripartizione delle rigidezze tra le due parti è estremamente disomogenea e il blocco più rigido risulta essere quello più antico, quindi il corpo seicentesco.

L'interpretazione dei grafici presentati, seppur il calcolo eseguito è estremamente grezzo, ci consente in via preliminare di intuire che il baricentro delle rigidezze della struttura completa sia nettamente più spostato verso il corpo seicentesco, nonostante agli occhi di un esperto questo fatto sembra errato perché gli spessori e la pianta completa sono molto uniformi e pressoché simmetrici.

Nei capitoli successivi verrà messo a confronto questo risultato con gli output ottenuti dal modello al continuo dell'edificio. Altre riflessioni sul comportamento strutturale e la relativa ripartizione delle rigidezze vengono eseguite con la verifica LV1. Sarà possibile, tramite un modello semplificato, vedere l'errore nel calcolo delle rigidezze ottenuto assimilando:

- il corpo ellittico a un corpo "rettangolare equivalente".

- le pareti curve esterne e i maschi murari lineari portanti la scala a elementi resistenti in direzione X o Y a seconda della relativa giacitura.

10. LV1

La finalità di questa operazione è di acquisire, in tempi ragionevolmente brevi, una conoscenza del livello di sicurezza del bene tutelato oggetto di verifica.

La verifica LV1 deve essere intesa come valutazione della sicurezza sismica del bene, da eseguirsi con metodi semplificati, diversi da quelli utilizzati per il progetto di un intervento. È in ogni caso necessario valutare quantitativamente l'azione sismica allo SLV e quella attesa nel sito con una prefissata probabilità di superamento su un periodo di riferimento definito sulla base delle caratteristiche del manufatto e del suo uso: attraverso il rapporto tra i corrispondenti periodi di ritorno sarà definito nel seguito l'indice di sicurezza sismica, utile per evidenziare le situazioni critiche e stabilire priorità per i futuri interventi.

Se, l'azione sismica allo SLV risulta significativamente inferiore a quella attesa nel sito, assunto un periodo di riferimento compatibile con le caratteristiche e le condizioni d'uso del manufatto, ciò determina la necessità di eseguire una valutazione più accurata ed eventualmente intervenire entro un intervallo di tempo più breve del periodo di riferimento. Infatti, coerentemente con il concetto probabilistico di sicurezza, la struttura può considerarsi sicura nei riguardi di un terremoto con periodo di ritorno più breve rispetto a quello dell'azione sismica di riferimento; la vita nominale, introdotta nelle NTC, rappresenta quindi il parametro attraverso il quale programmare gli interventi di mitigazione del rischio.

In questo documento in relazione alla tipologia attribuibile a Palazzo Carignano (V_N= 50 anni c_u=1,5), verrà impiegato il modello denominato come "*Palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi*".

Il livello LV1 consente la valutazione dell'azione sismica allo SLV attraverso metodi semplificati, basati su un numero limitato di parametri geometrici e meccanici o che utilizzano dati qualitativi (interrogazione visiva, lettura dei caratteri costruttivi, rilievo critico e stratigrafico).

Tale verifica infatti è stata svolta prima di qualunque modellazione F.E.M.

In particolare è possibile definire un indice di sicurezza sismica, dato dal rapporto tra il periodo di ritorno T_{SLV} dell'azione sismica che porta al generico stato limite (nel caso in oggetto SLV) ed il corrispondente periodo di ritorno di riferimento $T_{R,SLV}$. Particolarmente indicativo è l'indice di sicurezza sismica riferito allo SLV:

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}} \quad [-]$$

Un valore di $I_{S,SLV}$ maggiore o 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; valori inferiori ad uno mettono in evidenza situazioni che meritano attenzione.

Analogamente all'indice di sicurezza, è possibile definire un fattore di accelerazione, definito dal rapporto tra l'accelerazione del suolo che porta al raggiungimento dello SLV e quella corrispondente al periodo di ritorno di riferimento, entrambe riferite alla categoria di sottosuolo A:

$$f_{a,SLV}=\frac{a_{SLV}}{a_{gSLV}} \qquad [-]$$

Tale fattore considera solo uno dei parametri che definiscono l'azione sismica spettrale, ma ha il pregio di fornire un'indicazione quantitativa del deficit in termini di "resistenza".

Si ricorda al lettore che questa verifica consente di avere un'idea pressoché immediata della prestazione dell'edificio in oggetto in relazione ai requisiti richiesti in materia di sicurezza sismica dettati dalle norme vigenti. Pertanto, non può essere identificata come mezzo per evitare di eseguire un'analisi più approfondita dell'intero corpo di fabbrica.

Ad esempio, data la presenza di piani nobili di interpiano elevati e molto differenti rispetto agli altri, la formula approssimata per il calcolo del periodo proprio di vibrazione non garantisce risultati attendibili; si necessita in tal caso di procedere imprescindibilmente ad una valutazione più accurata, con metodi approssimati o con una vera e propria analisi modale.

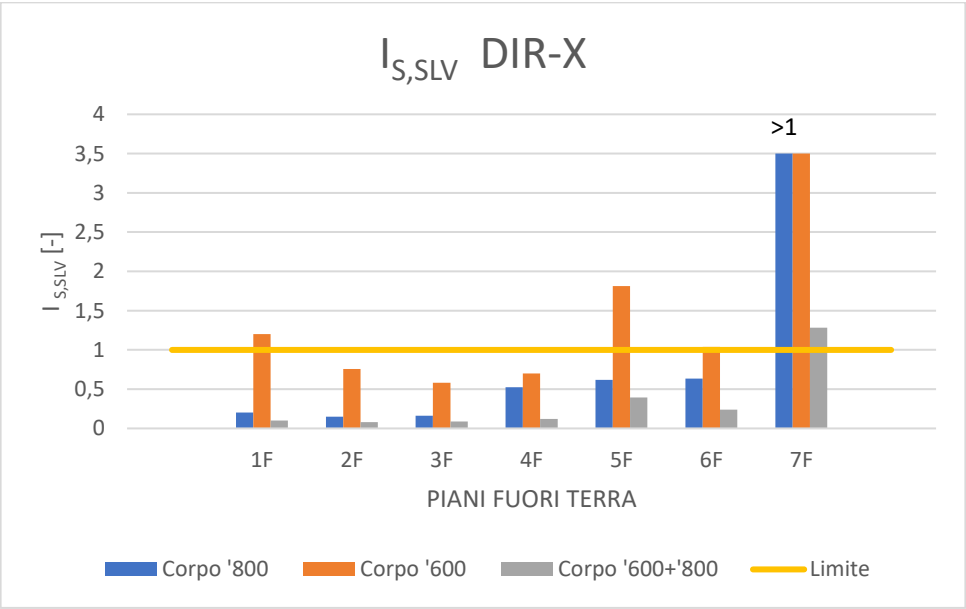
Per comprendere quanto il modello semplificato di "*Palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi*" si allontani dalla realtà fisica del palazzo, si presentano di seguito anche i risultati ottenuti da un'analisi modale successivamente svolta.

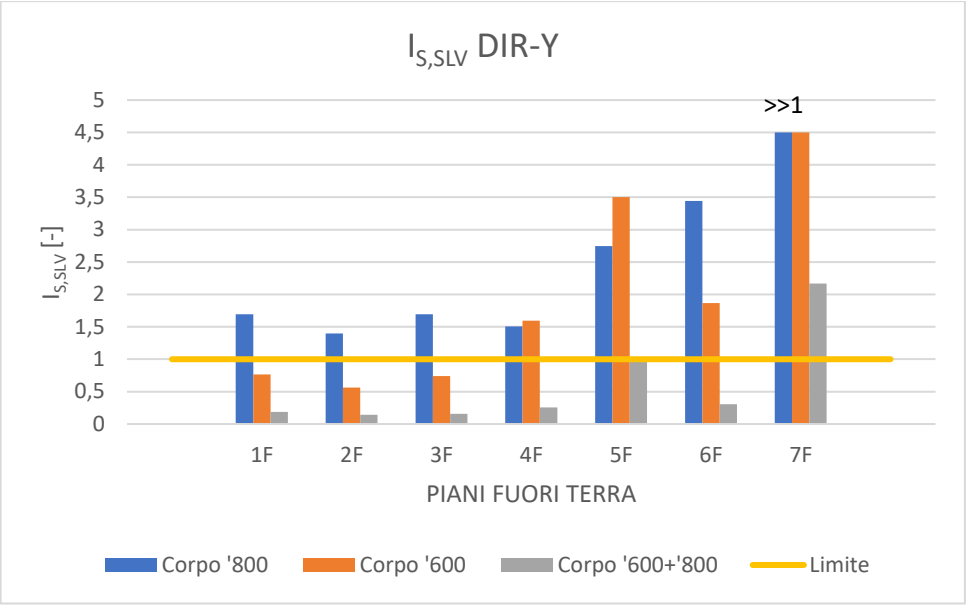
In questo modo sarà possibile effettuare una validazione dei risultati ottenuti.

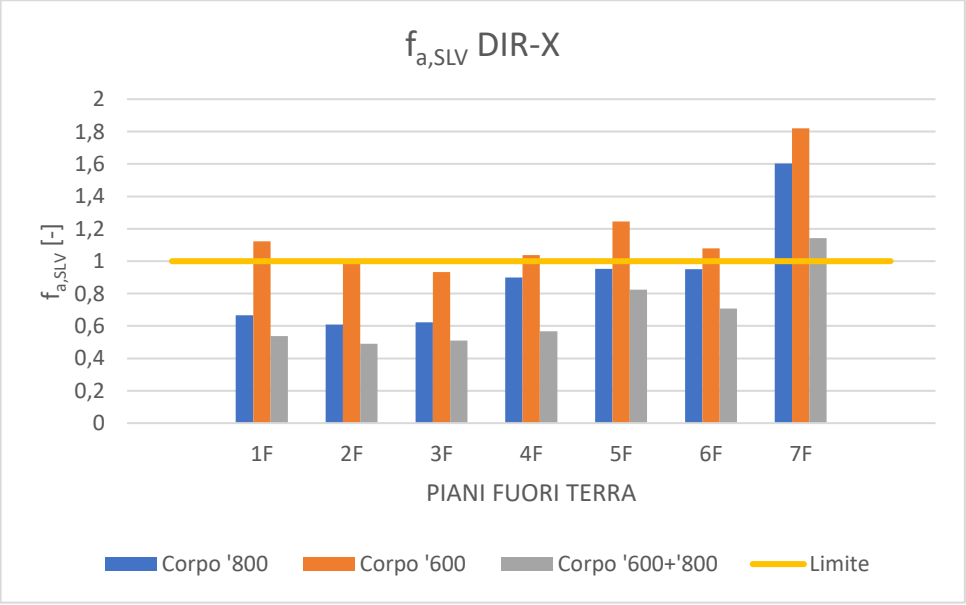
Si è eseguita un'analisi LV1 sia per il fabbricato considerando l'intero corpo di fabbrica odierno (copro seicentesco + corpo ottocentesco) e un'analisi di dettaglio sui macroelementi (corpo seicentesco e corpo ottocentesco) isolati.

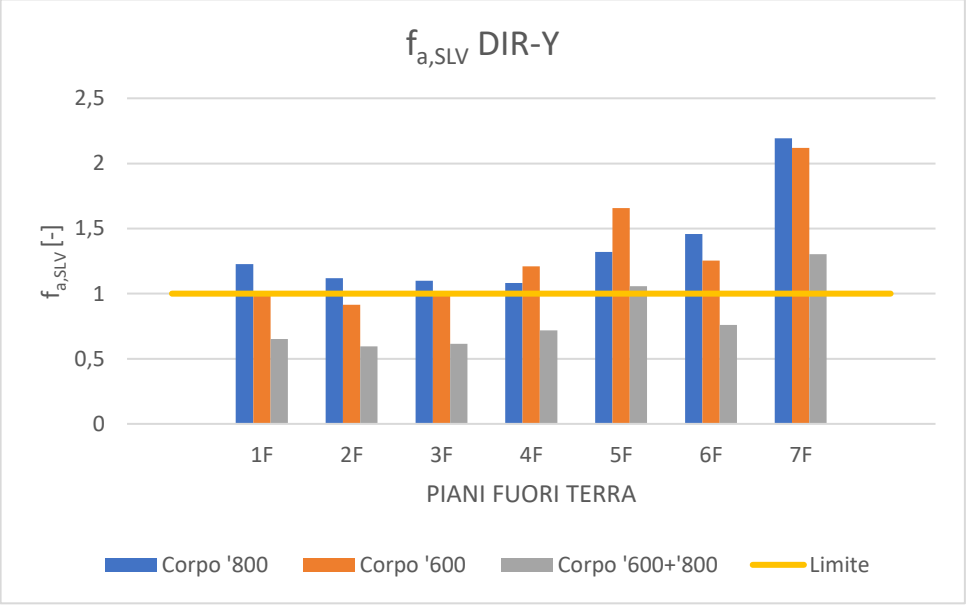
Tutti i calcoli e le ipotesi effettuate vengono riportate a titolo di brevità nell' **APPENDICE 1.**

I risultati ottenuti sono i seguenti:




$I_{S,SLV}$ DIR-Y
>>1
$I_{S,SLV}$ [-]
5
4,5
4
3,5
3
2,5
2
1,5
1
0,5
0
1F
2F
3F
4F
5F
6F
7F
PIANI FUORI TERRA
Corpo '800
Corpo '600
Corpo '600+'800
Limite


$f_{a,SLV}$ DIR-X
$f_{a,SLV}$ [-]
2
1,8
1,6
1,4
1,2
1
0,8
0,6
0,4
0,2
0
1F
2F
3F
4F
5F
6F
7F
PIANI FUORI TERRA
Corpo '800
Corpo '600
Corpo '600+'800
Limite


$f_{a,SLV}$ DIR-Y
$f_{a,SLV}$ [-]
2,5
2
1,5
1
0,5
0
1F
2F
3F
4F
5F
6F
7F
PIANI FUORI TERRA
Corpo '800
Corpo '600
Corpo '600+'800
Limite

E' possibile identificare il piano e la direzione più vulnerabile all'azione sismica, come minimo tra i valori sopra riportati. Stessa considerazione va fatta per l'accelerazione a_{SLV}.

- **CORPO '600 + CORPO '800**

PIANO	$I_{S,SLV}$ DIR-X [-]	$I_{S,SLV}$ DIR-Y [-]	$f_{a,SLV}$ DIR-X [-]	$f_{a,SLV}$ DIR-Y [-]
1F	-	-	-	-
2F	0,08	0,14	0,49	0,59
3F	-	-	-	-
4F	-	-	-	-
5F	-	-	-	-
6F	-	-	-	-
7F	-	-	-	-

- **CORPO '600**

PIANO	$I_{S,SLV}$ DIR-X [-]	$I_{S,SLV}$ DIR-Y [-]	$f_{a,SLV}$ DIR-X [-]	$f_{a,SLV}$ DIR-Y [-]
1F	-	-	-	-
2F	-	0,56	-	0,91
3F	0,58	-	0,93	-
4F	-	-	-	-
5F	-	-	-	-
6F	-	-	-	-
7F	-	-	-	-

- **CORPO '800**

PIANO	$I_{S,SLV}$ DIR-X [-]	$I_{S,SLV}$ DIR-Y [-]	$f_{a,SLV}$ DIR-X [-]	$f_{a,SLV}$ DIR-Y [-]
1F	-	-	-	-
2F	0,15	-	0,61	-
3F	-	-	-	-
4F	-	1,51	-	1,08
5F	-	-	-	-
6F	-	-	-	-
7F	-	-	-	-

Si noti che il comportamento che si ha considerando i due corpi di fabbrica uniti, anche se di primo acchito sembra contro intuitivo, è nettamente peggiore sia per quanto concerne l'indice di vulnerabilità sia per il rapporto tra le due accelerazioni.

È possibile comprendere il perché di questo fenomeno analizzando ciascun termine entrante nell' analisi LV1.

L' intuito potrebbe suggerire che la causa predominante sia il delta presente tra il baricentro di massa e di rigidezza di ciascun piano.

In verità, analizzando in maniera critica i risultati ottenuti nell' **APPENDICE1,** intuiamo che il rapporto predominante è il rapporto tra area resistente e massa.

infatti notiamo che all' aumento dell'area resistente, del caso in oggetto, non si verifica un aumento linearmente con la massa. Bensì a un piccolo aumento di area resistente si frappone un enorme aumento della massa.

L' aspetto paradossale è che la parte di fabbricato seicentesca dopo più di tre secoli è capace quasi per ciascun piano e per ciascuna direzione di soddisfare i requisiti richiesti oggi per una struttura con V_n= 50 anni e C_u = 1,5 [-]

11. ANALISI DINAMICA MODALE

L' analisi dinamica modale viene condotta attraverso un modello elastico lineare; la sua attendibilità quindi nella valutazione del comportamento, in condizioni limite di resistenza di antichi manufatti architettonici in muratura, è spesso limitata.

Nel corrente documento viene utilizzata in primo luogo per valutare i modi principale di vibrazione in ciascuna direzione principale, quelli a cui corrispondono i massimi valori del coefficiente di partecipazione modale, mentre i modi con partecipazione inferiore descrivono debolezze concentrate in parti specifiche dell'edificio.

In secondo luogo per operare un'ispezione volta allo studio delle forme modali assunte dal corpo di fabbrica finalizzata a intuire le più probabili criticità o meccanismi locali di collasso.

L'analisi è stata svolta tramite il software Midas Gen.

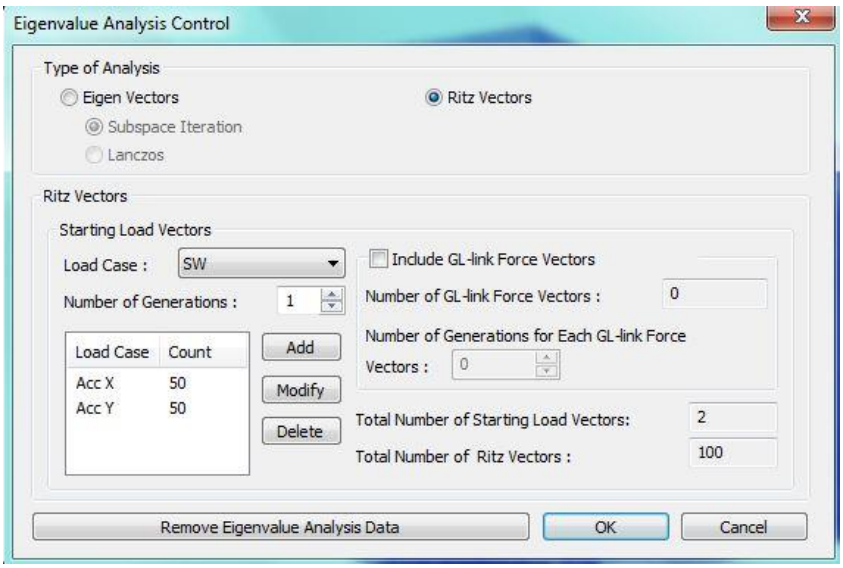


Figura 187. Interfaccia di imput per l'analisi modale; software Midas Gen

Il calcolo condotto, come riscontrabile dalla figura sopra riportata, non ha adoperato il classico metodo sfruttante il vettore degli autovalori, bensì il metodo di Ritz.

L'analisi di Ritz indaga le caratteristiche dinamiche della struttura in funzione di un determinato carico assegnato, cioè il comportamento dinamico per un certo carico di input a differenza del classico metodo che sfrutta le caratteristiche dinamiche proprie della struttura in funzione di M e di K.

Come load case è stata impostata la Ground acceleration (precedentemente implementata come load all'interno del quale è stato caricato lo spettro di progetto ottenuto dalla normativa vigente) una volta lungo l'asse delle X e un'altra lungo l'asse delle Y.

Affinché si possa validare l'analisi modale svolta, è necessario che la massa partecipante totale raggiunga almeno l'85 % sia lungo la direzione principale X, sia lungo la direzione principale Y. Per tale motivo si è deciso in via cautelativa di implementare 50 modi lungo ciascun asse principale raggiungendo così un totale di 100 modi trattati.

Il modello F.E.M. è stato implementato come un modello Lumped Mass.

Tutti i carichi agenti sono stati trasformati in massa sismica tramite il comando *load to masses* generando così la matrice di massa definitiva dell'intero modello al continuo.

A titolo di brevità vengono riportate tutte e grandezze all' interno dell'**APPENDICE 2.**

I seguenti grafici consentono al lettore di identificare visivamente qual è la percentuale di massa modale in relazione al periodo proprio attribuiti al singolo modo di vibrare.

Si nota subito che la struttura è più vulnerabile della direzione X poiché le percentuali di massa modale sono nettamente più grandi.

Si nota che la dispersione dei punti è riconducibile alla distribuzione che si riscontra per edifici a pianta basilicale (1 solo piano). Questo fatto è riconducibile all'ipotesi che si è fatta all' inizio del corrente documento --> solai privi di comportamento diaframmatico.

È possibile in conclusione riscontrare che la struttura ha un comportamento prevalentemente rigido. Infatti la maggior parte dei modi di vibrare si concentrano nella zona del grafico caratterizzata da periodo molto bassi.

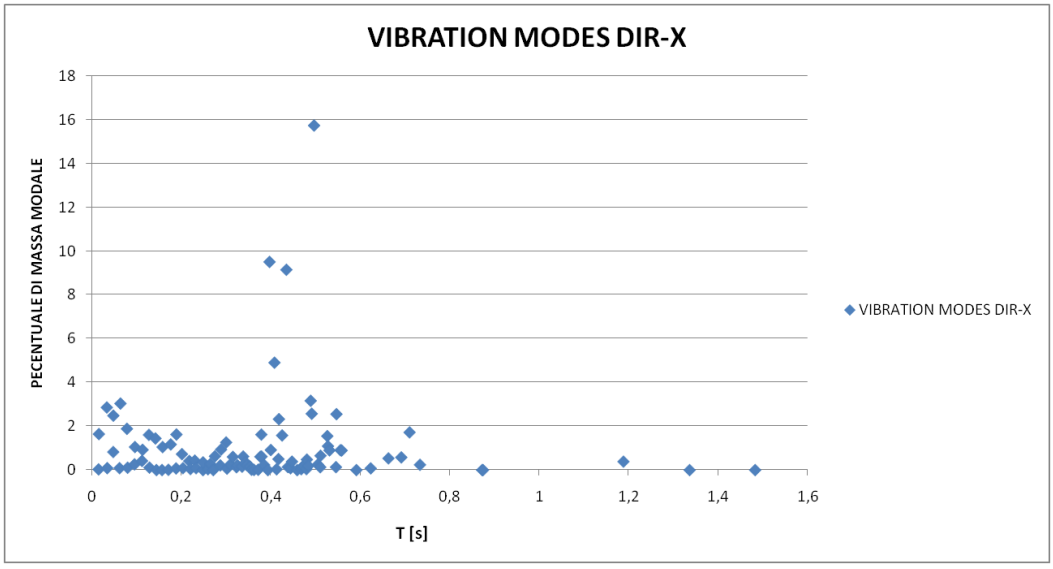
Il motivo è legato, ricordandosi i rudimenti dell'ingegneria sismica, alla seguente relazione

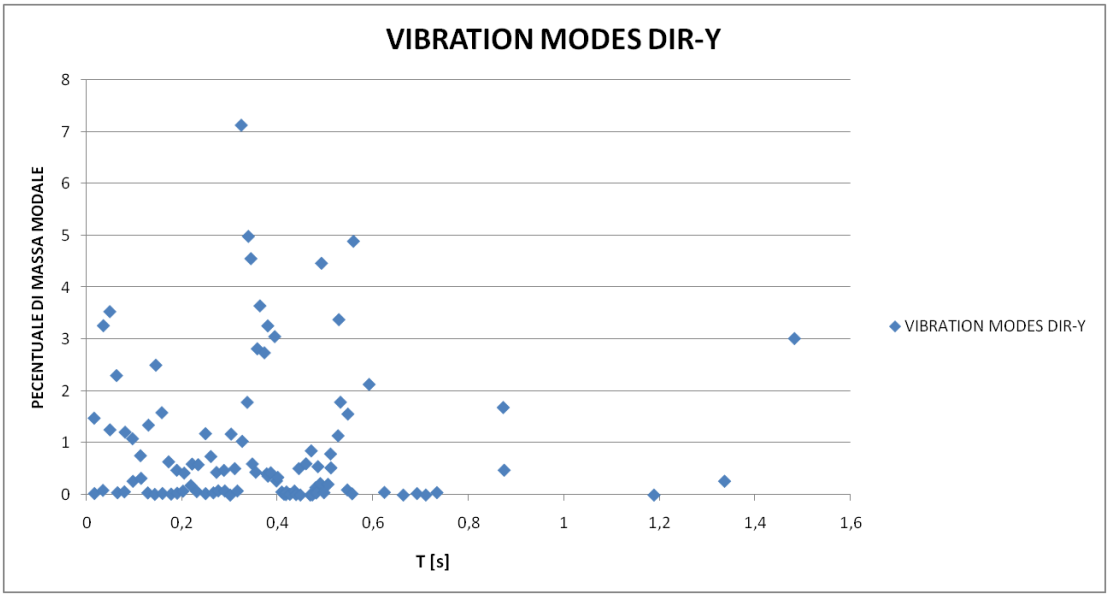
$$T = \frac{2\pi}{\omega_n} \ [s]$$

dove ω_n rappresenta la pulsazione naturale del sistema ed è pari a

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K}{m}} \left[\frac{1}{s}\right]$$

Pertanto più una struttura è rigida e più il periodo proprio è piccolo.





I modi fondamentali riscontrabili per Palazzo Carignano sono:

	MODO	T [s]
DIR-DX	23	15.758
DIR-DY	58	7.135
DIR-DZ	85	0.736
DIR-RX	85	4.262
DIR-RY	87	3.099
DIR-RZ	23	7.272

Il flottaggio dei diversi modi fondamentali e relativi zoom sono riportati nell' **APPENDICE 2.**

11.1. COMBINAZIONE DEGLI EFFETTI

I contributi dei diversi modi verranno combinati tenendo conto del fatto che, durante il sisma, gli effetti massimi associati ad un modo di vibrare non si verificano generalmente allo stesso istante in cui sono massimi quelli associati ad un altro modo di vibrare.

perciò tali effetti non possono essere combinati tra di loro mediante una semplice sovrapposizione degli effetti, ma con specifiche regole di combinazione di natura probabilistica che tengano conto di questo sfasamento temporale.

Si impiega una combinazione CQC in quanto risulta essere più precisa. Questo fatto è dovuto alla possibilità che i massimi contributi modali siano correlati (cioè quando il periodo di vibrazione di ciascun modo differisce meno del 10 % da quello di tutti gli altri).

Può essere tenuta in conto attraverso la combinazione quadratica completa (CQC).

Tale combinazione prevede che il valore del generico E_d sia calcolato come segue:

$$E_d = \sqrt{\sum_{i=1} \sum_{j=1} \rho_{ij} E_i E_j}$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1+\beta_{ij})\left[(1-\beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij}\right]}$$

dove:

- E_i e E_j sono rispettivamente i valori degli effetti appartenenti al modo i-esimo e j- esimo
- ρ_{ij} coeff. Di correlazione tra il modo i-esimo e j- esimo

In accordo con le norme vigenti, la forza sismica è considerata agente simultaneamente nelle due direzioni principali secondo le seguenti proporzioni.

- 100% dell'intensità in una direzione
- 30 % dell'intensità nell' altra direzione

Si nota che la sollecitazione in direzione Z è stata trascurata come la componente rotazionale γ all' interno del vettore di trascinamento.

Nel calcolo si assume uno smorzamento pari al 5% in accordo con lo spettro di progetto calcolato in accordo con la NTC 2018.

Si sono generate pertanto 8 combinazioni (X++, X--, X+-, X-+; Y++, Y--, Y+-, Y-+) e per ciascun elemento strutturale analizzato si è considerato l'inviluppo delle diverse combinazioni sismiche.

12. VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

In via del tutto preliminare, data la vasta geometria e l'eterogenea distribuzione dei carichi, si vogliono valutare dei parametri geometrici che possano conferire, ovviamente sotto forma di semplificazione, una stima del comportamento globale di Palazzo Carignano per effetto delle azioni verticali.

Si prendono, pertanto, in analisi

- A_{tot} = superficie coperta dall'intero corpo di fabbrica comprensivo solamente della superficie delimitata dai muri perimetrali esterni (escluso il cortile interno)
- A_{netta} = area totale di base dei singoli muri portanti calcolata alla quota 0,00 m (altezza piano campagna).

Dagli elaborati tecnici, è stato possibile ottenere le aree sopra indicate tramite opportuno comando CAD.

I valori riscontrati sono:

A_{tot} = 7024,37-1542,00= 5482,37 m^2

A_{netta} = 1000,28 m^2

$$\frac{A_{netta}}{A_{tot}} = 0{,}187 \ \cong 0{,}19\ [-]$$

Figura 188. A sinistra viene presentata tutta l'area considerata nel calcolo dell'A_{lorda} e a destra l'area del cortile depurata dalla precedente.

Questo rapporto è importante, come parametro, per stimare il comportamento della struttura sotto azioni verticali poiché fornisce un valore, approssimativo, del tasso di lavoro. Più questo indice aumenta, più significa che il fabbricato presenta opere murarie portanti molto spesse, e limitate aperture, andando dunque verso una diminuzione della tensione massima alla base.
È possibile, poi, valutare l'effettivo tasso di lavoro, attraverso le tensioni normali, derivanti dal carico verticale, sempre attraverso un'approssimazione:

$$\sigma_{media} = \frac{W_{tot}}{\mathrm{A_{netta}}} = 927{,}70\ \frac{KN}{mq} = 0{,}93\ MPa$$

Dove $W_{tot} = 927964{,}02\ KN$ indica il peso totale onnicomprensivo. Il valore è ottenuto tramite un'analisi statica.

Pertanto il valore della tensione media risulta essere $\sigma_{media} = 0{,}93\ MPa$

Questo è stato confrontato con quello di un'analisi delle tensioni minime e massime che si riscontrano alla base delle componenti murarie di Palazzo Carignano, per effetto dei carichi verticali.
E 'stato possibile tramite l'ausilio del software Midas Gen ottenere le seguenti tensioni di compressione:

MIDAS GEN	Compressione massima	3.96 MPa
	Compressione minima	0.1 MPa
	Compressione media	0.86 MPa

Come si può intuire, i risultati sono tra loro compatibili.

Le verifiche sono state eseguite facendo riferimento alla normativa EC6, concernente la progettazione e verifica delle strutture in muratura. Essa prevede il confronto tra le sollecitazioni e le resistenze di progetto in termini di forze sfruttando il metodo semi-probabilistico.

Lo stato limite impiegato è lo Stato Limite Ultimo. Nella corrente trattazione pertanto saranno distinti i due SLU relativi alle condizioni statiche e riguardanti le condizioni dinamiche (combinazione sismica).

Per la muratura non rinforzata, ossia ordinaria, in riferimento alla EN 1996-1 verranno svolte le seguenti verifiche:

- Rottura per pressoflessione da carichi verticali prevalenti - C.6.1. - EC6
- Rottura per carichi orizzontali - C.6.2. - EC6

PREMESSA

Si ricorda al lettore che le verifiche presentate non saranno volte a costatare il reale superamento a SLU degli elementi posti a verifica ma, per la fase preliminare in cui ci troviamo, sono state sfruttate come indicatori del livello di conoscenza che sarà necessario raggiungere.

Le verifiche sono svolte in accordo all'assunzione con cui la seguente tesi è stata svolta (si è assunto che tutti i setti murari siano costituiti per l'intero sviluppo da cielo a terra, di armatura ordinaria) in quanto non sono stati resi note documentazioni, rilievi o studi che attestassero la presenza di murature differenti da quella ipotizzata.

Motivazione assunzioni operate: non è stato possibile approfondire la conoscenza del materiale lapideo strutturale (impiegato come connessione tra il piano campagna -1F- e il piano terreno rialzato -2F-) né per quanto riguarda la caratterizzazione della tipologia di roccia (caratterizzazione fisico-meccanica), né per quanto riguarda la connessione con la muratura. Pertanto, si rammenta che, come specificato nel capitolo inerente al model design, si è ipotizzato, a favore di sicurezza, che il materiale lapideo in oggetto avesse le medesime proprietà meccaniche della muratura.

Si precisa inoltre che in seguito alle intrinseche caratteristiche legate alla tecnica costruttiva impiegata nel palazzo (orizzontamenti a volte), la quasi totalità degli elementi ricade nel caso di sollecitazioni combinate verticali e orizzontali, sia per la combinazione statica e, a maggior ragione, in quella sismica.

La normativa prevede al C6.1 l'utilizzo di tre possibili procedure di verifica. In questa sede è adottato il metodo con fattore di riduzione della resistenza ϕ.

In accordo con quanto previsto dalla normativa, le dimensioni di calcolo dei muri portanti fanno riferimento alle grandezze effettive, ossia che tengono conto dell'intrinseca discontinuità nella muratura (come ad esempio le aperture) e nella distribuzione in altezza degli spessori (setti a sezioni rastremate). Poiché la costruzione è caratterizzata da un'eterogenea distribuzione delle dimensioni effettive, queste ultime sono state valutate caso per caso.

Nonostante molti muri rispettino i canoni geometrici riportati al C5.5.1, non è stato possibile accertare:

- che non si abbiano fessurazioni tra il muro irrigidente e la parete considerata. Ovvero entrambi i muri sono costruiti di materiali con comportamento deformativo simile, sono approssimativamente caricati allo stesso modo, sono eretti simultaneamente e collegati insieme, e si prevede che non avvengano movimenti differenziali tra i due muri, per esempio, dovuti al ritiro, ai carichi, ecc.
- le relative proprietà meccaniche
- particolari costruttivi (esempio: la connessione tra un muro e il suo muro di irrigidimento può resistere alle forze di trazione e compressione per mezzo di ancoraggi o connettori trasversali o altri mezzi simili)

a titolo di sicurezza si assume un ρ_2=1

Si evince che

$$h_{eff} = h$$

dove:

- h= altezza netta di piano della parete
- h_eff =altezza effettiva della parete
- ρn = è un fattore di riduzione dove n = 2, 3 oppure 4 in relazione ai vincoli di estremità o all'irrigidimento della parete.

In merito allo spessore effettivo t_{eff} esso è assunto pari allo spessore reale del muro a titolo di semplicità, in quanto non si hanno informazioni sullo spessore effettivo della muratura e degli strati di stucchi/ intonaci soprastanti - C5.5.1.3.

12.1. ROTTURA PER PRESSOFLESSIONE DA CARICHI VERTICALI PREVALENTI

Siccome la muratura da verificare è del tipo ordinario, è necessario effettuare la verifica assumendo le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- resistenza a trazione perpendicolare ai letti di malta nulla.

Alla luce di queste ipotesi è necessario verificare che la sollecitazione verticale sul setto considerato N_{ed} sia inferiore alla resistenza N_{Rd} calcolate entrambi per unità di lunghezza.

La suddivisione dei singoli setti da verificare, siccome si sta operando con solai non infinitamente rigidi, è operata in relazione sia della rastremazione (connessione tra due pareti impilate), sia in funzione dell'orizzontamento, poggiante sulla muratura da verificare.

Pertanto è rispettata la suddivisione in piani già operata nel modello F.E.M. al continuo.

Viene di seguito presentata la verifica di una singola parete (parete denominata M.M.1): le sollecitazioni sono state ottenute tramite inviluppo delle combinazioni di carico.

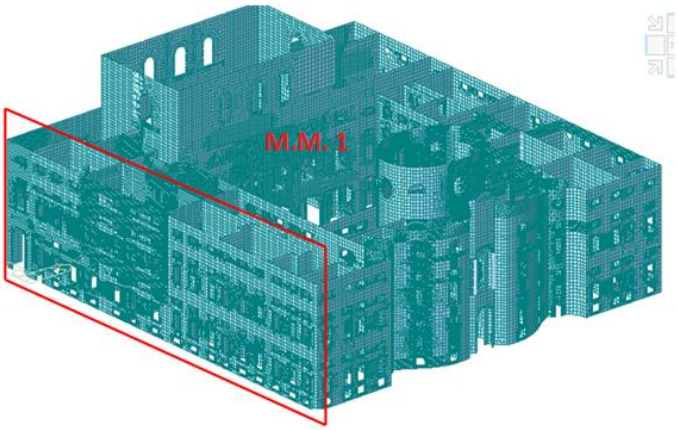


Figura 189. Parete che viene soggetta a verifica (parete denominata M.M.1).

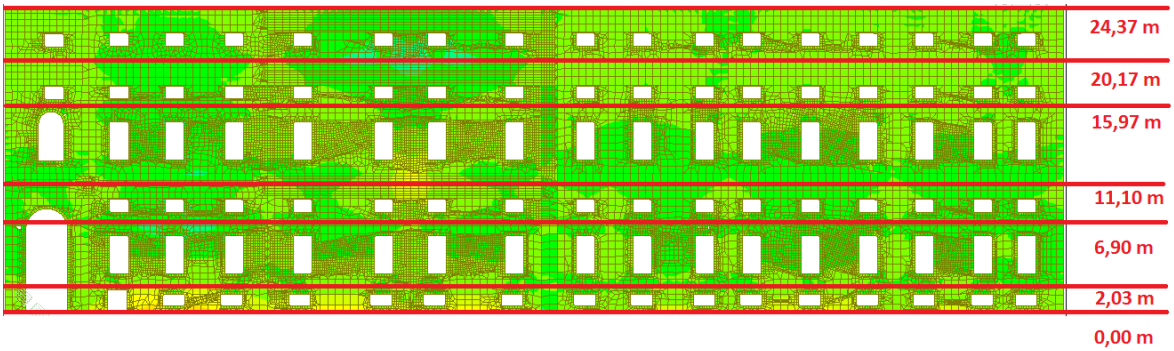


Figura 190. Zoom di dettaglio della parete M.M.1. La colorazione è stata inserita a mo' di esempio per mostrare al lettore che, tramite software Midas Gen è possibile, già tramite il plottaggio della sollecitazione interessata, individuare le zone maggiormente sollecitate. In rosso viene riportata la suddivisione della parete operata nelle correnti verifiche.

<u>VERIFICA SLU-INVILUPPO SOLL. STATICHE</u>: si sono considerate tutte le combinazioni SLU con azioni di tipo STATICHE. Il software Midas Gen ha consentito di creare nell'immediato l'inviluppo previa implementazione "a mano" di ogni singola combinazione.

Nelle combinazioni si sono caricati ogni singola azione con il relativo coefficiente in modo da massimizzare i N, M, V, T della struttura.

<u>VERIFICA SLU-INVILUPPO COMB.SISMICHE</u>: sono state considerate tutte le combinazioni SLU con azioni di tipo SISMICHE. Il software Midas Gen ha consentito di creare nell' immediato l'inviluppo previa implementazione "a mano" di ogni singola combinazione (X++, X--, X+-, X-+; Y++, Y--, Y+-, Y-+)

Nelle combinazioni è stata caricata ogni singola azione con il relativo coefficiente.

$$N_{Rd} = \emptyset \, t \, f_d$$

dove:

- $\emptyset$ è il fattore di riduzione di capacità per snellezza ed eccentricità
- t è lo spessore del setto sottoposto a verifica
- f_d è la resistenza di calcolo della muratura

Di seguito si riportano gli svolgimenti di ciascun fattore.

$$f_d = \frac{f_k}{FC\ \gamma_m} \quad [MPa]$$

dove:

- f_k è la resistenza caratteristica che viene assunta pari a 2600 KN/m^2 in accordo con il capitolo relativo ai parametri meccanici della corrente tesi Magistrale.
- FC fattore di conoscenza fissato al valore 1,35 [-]
- $\gamma_m$coefficiente che è funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti al C.4.5.6.1.-NTC 2018. Si assume una classe di esecuzione 2 con i γ_m pari a 2 per l'analisi sismica e pari a 3 per l'analisi statica (C.8.7.1) - NTC 2018

Il valore del fattore di riduzione per snellezza ed eccentricità, Ø, può essere basatosu un blocco di tensione (stress-block) rettangolare come segue:

1. Alle estremità superiori o inferiori del muro (Øi):

$$\emptyset_i = 1 - 2\frac{e_i}{t} \qquad [-]$$

dove l'eccentricità e_i vale:

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{iniz} \geq 0{,}05\ t \qquad [m]$$

in cui

- M_{id} è il valore di calcolo del momento flettente in sommità o in fondo al muro. Questo momento è generato dall'eccentricità del carico di solaio (ottenuto da lettura output del software)
- N_{id} è il valore di calcolo del carico verticale in sommità o in fondo al muro solaio (ottenuto da lettura output del software)
- e_{he} è l'eccentricità in sommità o in fondo al muro dovuta all' azione orizzontale (azione vento nel caso studio in oggetto)
- e_{iniz} risulta esserer la classica eccentricità accidentale che viene posta pari a h_{eff} /450 [m]

2. A metà altezza della parete ($\emptyset_m$)

$$\emptyset_m = 1 - 2\frac{e_{mk}}{t} \qquad [-]$$

dove

$$e_{mk} = e_m + e_k > 0{,}05\ t \quad [m]$$

- e_m è l'eccentricità dovuta ai carichi

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{iniz} \geq 0{,}05\ t \qquad [m]$$

i cui addendi hanno il medesimo significato dei quelli riportati al punto 1. con la differenza di leggere i relativi valori a quota di mezzeria del singolo muro considerato.

- e_k valore che tiene conto dei fenomeni collegati al creep. Il fenomeno è legato al fatto che la muratura è un materiale viscoelastico. Data la vetusta età dei muri portanti, questi sono sottoposti a tensioni pressoché costanti per un lungo lasso di tempo.

$$e_k = 0{,}002\ \emptyset_m \frac{h_{eff}}{t_{eff}} \sqrt{t\ e_m} \qquad [m]$$

A titolo di brevità si enuncia solamente il coefficiente $\emptyset_m$ il cui valore è compreso tra 0,5 e 1,5 [-]. A favore di sicurezza si assume un valore pari a 1,5.
I restanti termini sono già stati trattati in precedenza.

FC [-]	1.35
fk [KN/mq]	2600
γm	2
γm	3

VERIFICA SLU-INVILUPPO SOLL. STATICHE

	SETTO - M.M.1 (PARTI TOP- BOTTOM)																
LEVEL [m]	PARTE DEL SETTO	h eff [m]	t eff [m]	Mid [KNm/m]	Nid [KN/m]	Mid/Nid [m]	ehe [m]	e iniz [m]	ei [m]	0,05 t [m]	verifica ei>= 0,05 t	ϕ INF-SUP [-]	fd [KN/mq]	Nrd [KN/m]	Ned [KN/m]	verifica	Ned/Nrd
0	1-INF	2.03	1.35	607.14	2012.62	0.30	0	0.0045	0.306		0.31	0.546	641.98	473.55	2012.62	NO	425.0%
2.03	1- SUP			190.87	1523.04	0.13	0.0021		0.132	0.0675	0.13	0.805	641.98	697.27	1523.04	NO	218.4%
2.03	2-INF			109.92	1467.47	0.07	0.0025		0.088		0.09	0.853	641.98	657.09	1467.47	NO	223.3%
6.9	2-SUP	4.87	1.2	133.52	906.37	0.15	0.002587	0.0108	0.161	0.06	0.16	0.732	641.98	564.01	906.37	NO	160.7%
6.9	3-INF			68.97	1017.41	0.07	0.002621		0.080		0.08	0.867	641.98	667.98	1017.41	NO	152.3%
11.1	3-SUP	4.2	1.2	62.91	757.71	0.08	0.0032	0.0093	0.096	0.06	0.10	0.841	641.98	647.68	757.71	NO	117.0%
11.1	4-INF			70.25	631.36	0.11	0.00215		0.124		0.12	0.793	641.98	610.85	631.36	NO	103.4%
15.97	4-SUP	4.87	1.2	59.19	450.06	0.13	0.00223	0.0108	0.145	0.06	0.14	0.759	641.98	584.75	450.06	verif.	77.0%
15.97	5-INF			59.06	401.25	0.15	0.0024		0.159		0.16	0.647	641.98	373.73	401.25	NO	107.4%
20.17	5-SUP	4.2	0.9	20.87	93.73	0.22	0.00257	0.0093	0.235	0.045	0.23	0.479	641.98	276.61	93.73	verif.	33.9%
20.17	6-INF			12.06	81.99	0.15	0.002575		0.159		0.16	0.603	641.98	309.43	81.99	verif.	26.5%
24.37	6-SUP	4.2	0.8	0.71	23.91	0.03	0.002467	0.0093	0.041	0.04	0.04	0.896	641.98	460.30	23.91	verif.	5.2%

LEVEL [m]	PARTE DEL SETTO	h eff [m]	t eff [m]	fk [KN/mq]	E [KN/mq]	Mmd [KNm/m]	Nmd [KN/m]	Mmd/Nmd [m]	ehm [m]	e iniz [m]	em [m]	0,05 t [m]	verifica em>= 0,05 t	ϕ ∞ [-]	ek [m]	emk [m]	ϕm [-]	fd [KN/mq]	Nrd [KN/m]	Ned [KN/m]	verifica	Ned/Nrd
1.02	1-MED	2.03	1.35	2600	1500000	399.05	1814.2	0.220	0.001	0.005	0.226	0.068	0.226	1.500	0.002	0.228	0.662	641.9753	573.6556	1814.2	NO	316.3%
4.47	2-MED	4.87	1.2	2600	1500000	21.23	1401.41	0.015	0.003	0.011	0.028	0.060	0.060	1.500	0.003	0.063	0.895	641.9753	689.1388	1401.41	NO	203.4%
9	3-MED	4.2	1.2	2600	1500000	76.98	947.5	0.081	0.003	0.009	0.093	0.060	0.093	1.500	0.004	0.097	0.839	641.9753	645.9638	947.5	NO	146.7%
13.54	4-MED	4.87	1.2	2600	1500000	96.55	679.6	0.142	0.002	0.011	0.155	0.060	0.155	1.500	0.005	0.160	0.733	641.9753	564.4973	679.6	NO	120.4%
18.07	5-MED	4.2	0.9	2600	1500000	59.66	341.36	0.175	0.003	0.009	0.187	0.045	0.187	1.500	0.006	0.192	0.573	641.9753	330.8199	341.36	NO	103.2%
22.24	6-MED	4.2	0.8	2600	1500000	5.44	47.51	0.115	0.003	0.009	0.126	0.040	0.126	1.500	0.005	0.131	0.672	641.9753	344.9427	47.51	verif.	13.8%

VERIFICA SLU-INVILUPPO COMB. SISMICHE

	SETTO - N..... (PARTI TOP- BOTTOM)																
LEVEL [m]	PARTE DEL SETTO	h eff [m]	t eff [m]	Mid [KNm/m]	Nid [KN/m]	Mid/Nid [m]	ehe [m]	e iniz [m]	ei [m]	0,05 t [m]	verifica ei>= 0,05 t	ϕ INF-SUP [-]	fd [KN/mq]	Nrd [KN/m]	Ned [KN/m]	verifica	Ned/Nrd
0	1-INF	2.03	1.35	576.26	1931.12	0.298407	0	0.004511111	0.302918253		0.30	0.55	962.96	716.60	1931.12	NO	269.5%
2.03	1- SUP			170.81	1572.44	0.108627	0.0021		0.115238467	0.0675	0.12	0.83	962.96	1078.06	1572.44	NO	145.9%
2.03	2-INF			142.89	1501.91	0.095139	0.0025		0.108461079		0.11	0.82	962.96	946.67	1501.91	NO	158.7%
6.9	2-SUP	4.87	1.2	67.95	942.63	0.072086	0.002587	0.010822222	0.08549477	0.06	0.09	0.86	962.96	990.90	942.63	verif.	95.1%
6.9	3-INF			34.8	811.66	0.042875	0.002621		0.054829429		0.06	0.90	962.96	1040.00	811.66	verif.	78.0%
11.1	3-SUP	4.2	1.2	39.55	773.05	0.051161	0.0032	0.009333333	0.063694319	0.06	0.06	0.89	962.96	1032.89	773.05	verif.	74.8%
11.1	4-INF			27.41	537	0.051043	0.00215		0.064015053		0.06	0.89	962.96	1032.27	537	verif.	52.0%
15.97	4-SUP	4.87	1.2	8.74	470.45	0.018578	0.00223	0.010822222	0.031630179	0.06	0.06	0.90	962.96	1040.00	470.45	verif.	45.2%
15.97	5-INF			11.71	297.02	0.039425	0.0024		0.051158288		0.05	0.89	962.96	768.14	297.02	verif.	38.7%
20.17	5-SUP	4.2	0.9	23.39	223.4	0.1047	0.00257	0.009333333	0.116603423	0.045	0.12	0.74	962.96	642.10	223.4	verif.	34.8%
20.17	6-INF			28.41	107.93	0.263226	0.002575		0.275134498		0.28	0.31	962.96	240.48	107.93	verif.	44.9%
24.37	6-SUP	4.2	0.8	0.35	17.1	0.020468	0.002467	0.009333333	0.03226817	0.04	0.04	0.90	962.96	693.33	17.1	verif.	2.5%

								em							ek							
LEVEL [m]	PARTE DEL SETTO	h eff [m]	t eff [m]	fk [KN/mq]	E [KN/mq]	Mmd [KNm/m]	Nmd [KN/m]	Mmd/Nmd [m]	ehm [m]	e iniz [m]	em [m]	0,05 t [m]	verifica em>= 0,05 t	ϕ ∞ [-]	ek [m]	emk [m]	ϕm [-]	fd [KN/mq]	Nrd [KN/m]	Ned [KN/m]	verifica	Ned/Nrd
1.02	1-MED	2.03	1.35	2600	1500000	338.47	1524.46	0.22202616	0.00125	0.004511111	0.227787271	0.0675	0.228	1.5	0.0025	0.230288855	0.658831325	641.9753	570.9871	1524.46	NO	267.0%
4.47	2-MED	4.87	1.2	2600	1500000	11.25	1182.93	0.009510284	0.0025	0.010822222	0.022832506	0.06	0.060	1.5	0.0033	0.063266895	0.894555174	641.9753	689.1388	1182.93	NO	171.7%
9	3-MED	4.2	1.2	2600	1500000	64.73	856.33	0.075590018	0.0028	0.009333333	0.087723351	0.06	0.088	1.5	0.0034	0.09113008	0.848116534	641.9753	653.3638	856.33	NO	131.1%
13.54	4-MED	4.87	1.2	2600	1500000	14.12	580.74	0.024313807	0.0022	0.010822222	0.037336029	0.06	0.060	1.5	0.0033	0.063266895	0.894555174	641.9753	689.1388	580.74	verif.	84.3%
18.07	5-MED	4.2	0.9	2600	1500000	3.69	307.95	0.011982465	0.0025	0.009333333	0.023815798	0.045	0.045	1.5	0.0028	0.047817446	0.89373901	641.9753	516.3825	307.95	verif.	59.6%
22.24	6-MED	4.2	0.8	2600	1500000	3.96	37.91	0.104457927	0.0025	0.009333333	0.11629126	0.04	0.116	1.5	0.0048	0.121095217	0.697261958	641.9753	358.1	37.91	verif.	10.6%

RIFLESSIONI

Dai risultati ottenuti si evince che, per quanto concerne la verifica delle pareti di muratura non armata soggette a carichi prevalentemente verticali, paradossalmente pochissimi maschi risultano verificati.
Tentando di dare un'interpretazione ai risultati ottenuti, possiamo finalmente renderci conto del peso delle assunzioni effettuate sin dall' inizio del corrente documento.

Infatti, è doveroso preventivamente notare che il LC deve rispecchiare il reale comportamento della struttura aggiornata all' attualità.

Recandosi in sito, si nota inequivocabilmente che lo stato di fatto dei muri è intonso; non sono presenti né deformazioni vistone e il panorama fessurativo è nullo.

Ciò significa che i setti murari sono ben lungi dallo SLU statico (il discorso della sismica è diverso).

Si ribadisce quindi che le verifiche eseguite, sono necessarie per poter individuare la più opportuna taratura del futuro LC in relazione a un'ottimizzazione del denaro investito per effettuare le prove necessarie.

Si vuole quindi individuare di seguito i parametri sui quali si potrebbe operare per poter incrementare il livello di conoscenza.

Non è possibile imputare la "non verifica" a un solo fattore, ma è necessario effettuare una rassegna dell'influenza delle singole ipotesi fatte. Le seguenti riflessioni sono valide sia per le verifiche in sommità, in mezzeria e sia ai pieni di ciascun elemento murario sottoposto a verifica.

- **LATO RESISTENZA**

1) Il termine che naturalmente genera una diminuzione non trascurabile è operata dal FC assunto.
Infatti a causa dell'impossibilità di eseguire uno studio più approfondito sui materiali, sul panorama fessurativo, sulle fondazioni e sul relativo terreno su cui poggia l'intero corpo di fabbrica. Si nota che una diminuzione del FC ottenuto, per contro, da un livello di conoscenza maggiore consentirebbe di ottenere un incremento del numero di verifiche superate.
2) Direttamente collegato al punto 1) vi sono le proprietà meccaniche del materiale. Si riscontra infatti che, analizzando attentamente i fattori in gioco, il termine predominante che sarebbe capace di aumentare in maniera consistente il lato resistenza è l' f_k.

Tramite l'accertamento di questo valore sarebbe possibile operare direttamente sul numeratore della seguente relazione e indirettamente sul FC posto a denominatore.

$$f_d = \frac{f_k}{FC\ \gamma_m}\ \ [MPa]$$

Anche con un piccolo incremento del f_d avvalorato da indagini limitate/estese/esaustive si avrebbe un incremento considerevole del numero di elementi verificati.
3) In relazione a uno studio approfondito e pertanto estremamente costoso a causa della impossibilità di intaccare/scalfire la superficie delle pareti sarebbe necessario impiegare strumentazioni avanzate non distruttive) sulla connessione tra elementi strutturali interconnessi (parete da verificare e relativo maschio irrigidente con giacitura pseudo ortogonale e/o vincoli tra parete e i solai sottostanti e sovrastanti) si evince che sarebbe superfluo in quanto condizionerebbe il solo valore dell' h_eff. Questo termine subentra nei e_i e e_k che, come riscontrabile dalle tabelle, presentano sempre valori esigui e del tutto trascurabili.

- **LATO AZIONE**

1) Da un'attenta analisi del fattore di riduzione della capacità Ø si nota che, l'eccentricità con maggior peso è quella proveniente al rapporto tra $\frac{M_d}{N_d}$.
A livello critico, quindi, l'altro elemento fortemente condizionante sono le assunzioni effettuate per i g1 e i g2 dei solai. Infatti a favore della sicurezza si sono ipotizzati dei pacchetti strutturali che, a quanto pare, risultano essere ben differenti (troppo grandi) da quelli realmente presenti. In alternativa strutturalmente vi sono elementi quali catene e/o irrigidimenti nascosti che riescono a contenere le spinte orizzontali in modo da diminuire i momenti sollecitanti (effetti locali).
Sarebbe quindi necessario effettuare uno studio di dettaglio sul reale pacchetto di solaio presente ai diversi piani.
2) Altra riflessione, seppur più sottile ma non per questo meno importante è legata all'assunzione che, in più riprese è stata evidenziata, relativamente ai materiali lapidei messi in posa tra il piano 1F (piano campagna) e 2F (piano terreno rialzato).
Come si nota dalle tabelle, le sollecitazioni crescono in maniera coerente con il passare dai piani superiori a quelli inferiori (da cielo a terra)
Il cuore della riflessione, sta nel fatto che gli antichi progettisti avessero compreso che la sola muratura non sarebbe stata in grado di resistere (ammettendo che l'ipotesi fatta dallo scrivente sui carichi non si allontani così tanto dalla realtà fisica) a sigma di compressione così elevate.
Infatti nelle zone più sollecitate della parete M.M.1 e in altre zone del palazzo in alcuni (la quasi totalità è posizionata proprio dove li immagineremmo, cioè non sotto le aperture bensì sui maschi che dal piano terreno corrono a tutta altezza fino alla linea di gronda del tetto) punti tra il piano campagna e il piano terreno rialzato si raggiungono tensioni che potrebbero essere sostenute da soli elementi lapidei o, per lo meno da un sistema murario combinato -muratura-blocchi di pietra-б compressione > 1000 KN/m^2.

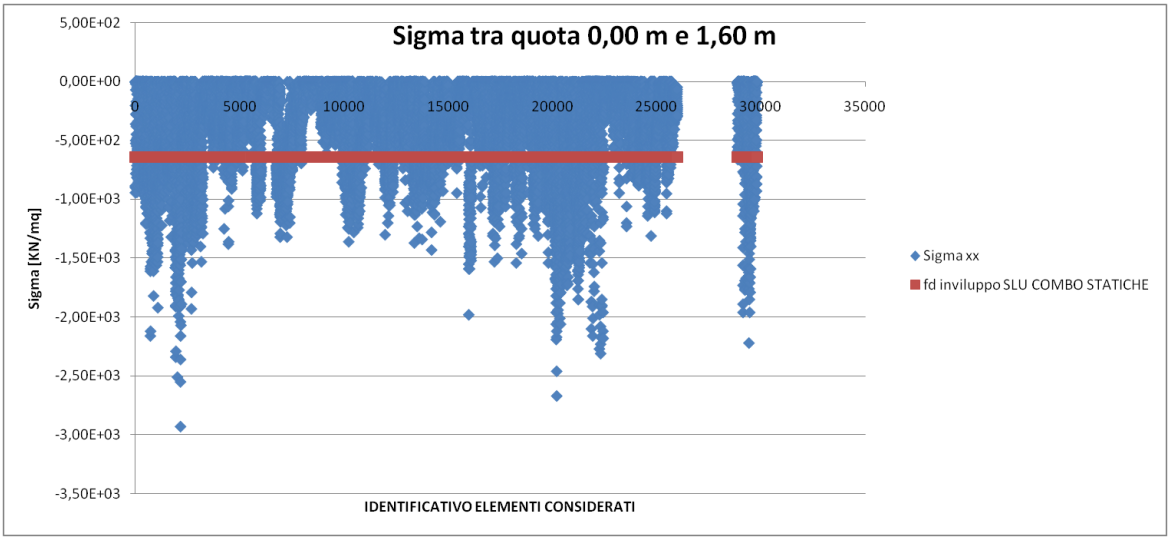


Figura 191. Censimento delle Sigma di compressione che si sviluppano in conseguenza all' inviluppo delle combinazioni statiche.

È stata rappresentata solamente questa configurazione in quanto l'inviluppo sismico è meno gravoso. A causa del γm pari a 3 si ottiene la minore delle $f_d \cong 642$ KN/m^2 (valore preso dalle tabelle sopra riportate). Si è presa in considerazione solamente una quota di maschi murari compresa tra 0,00 m piano campagna) e 1,60 m per la rappresentazione del grafico in quanto per una quota maggiore si sarebbe rischiato di ottenere delle sigma positive lette in corrispondenza degli elementi posti sopra le aperture evidenziate, a titolo d' esempio, sulla parete M.M.1 nell' immagine seguente (assenza di architrave nel modello quindi gli elementi vanno in trazione)

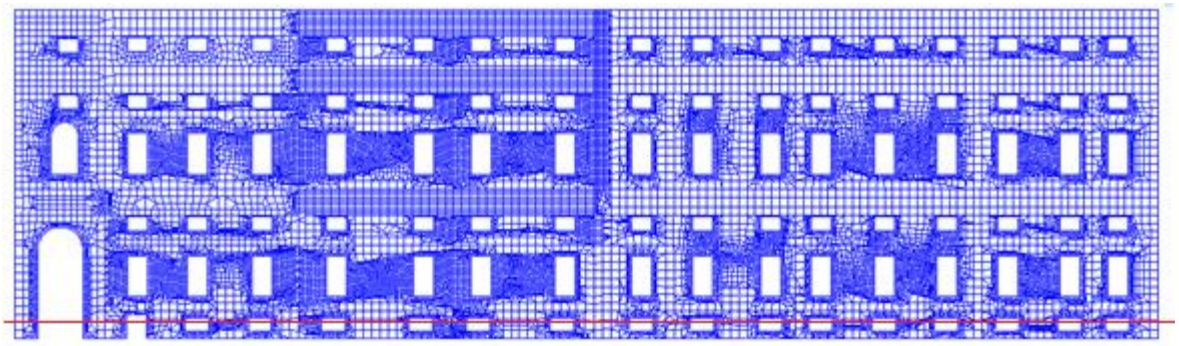


Figura 192.Gli elementi presi in considerazione nel grafico precedente sono posti al di sotto della linea rossa tracciata a quota di circa 1,60 m

Le sigma registrate pari a 0 KN/mq appartengono invece agli elementi che sono posti sul lato inferiore delle aperture succitate.

In conclusione, come prova per ipotizzare quale potrebbe essere la causa con maggior peso che comporta la non verifica si è deciso di vedere, caricando il modello con il solo peso proprio, quale rapporto Nsd/Nrd viene raggiunto, così da comprendere quanta resistenza a disposizione avremmo ancora disponibile per i g1+g2+azioni accidentali.
Di seguito si riporta la sola verifica del maschio murario in cui si è registrato il valore di Nsd massimo.

SOLO PESO PROPRIO																	
LEVEL [m]	PARTE DEL SETTO	h eff [m]	t eff [m]	Mid [KNm/m]	Nid [KN/m]	Mid/Nid [m]	ehe [m]	e iniz [m]	ei [m]	0,05 t [m]	verifica ei>= 0,05 t	ϕ INF-SUP [-]	fd [KN/mq]	Nrd [KN/m]	Ned [KN/m]	verifica	**Ned/Nrd**
0	1-INF	2.03	1.35	12	655	0.018321	0	0.004511	0.022832	0.0675	0.0675	0.9	641.9753	780	655	verif.	84.0%

Quello che si nota è quasi inequivocabile. Il solo peso proprio (peso dei soli maschi murari) spende l'84% del Nrd totale.

Ciò vuol dire necessariamente che:

- **la funzione dei blocchi lapidei alla base non è solamente estetica, bensì strutturale.**
- **che le ipotesi fatte per i carichi di solaio potrebbero anche essere in eccesso rispetto ai reali pesi però la fetta più grande di resistenza viene consumata dal solo peso proprio della muratura.**

Osservando nel dettaglio l'andamento dei Nsd vediamo come le tensioni "spropositate" si presentano unicamente per un'altezza (da quota 0,00 m) che si aggira intorno ai 2 ÷2,50 m che corrispondecirca all'altezza dei blocchi di pietra.
È riportato di seguito un grafico ottenuto tramite l'inviluppo SLU delle combinazioni statiche in quanto, tra le due risulta essere la più gravosa.

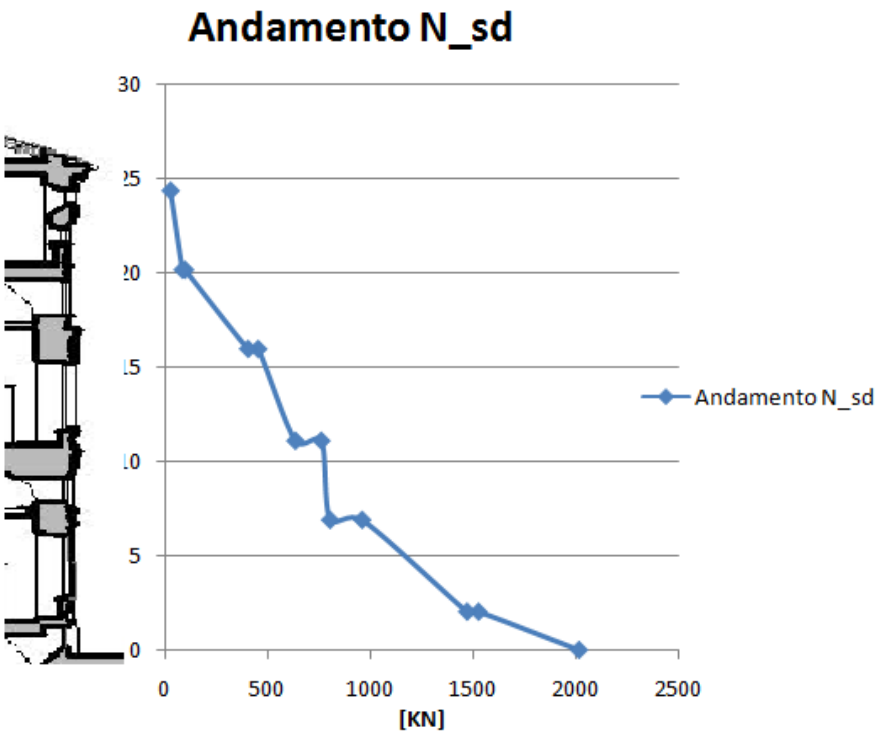


Figura 193.Come si nota l'andamento dello sforzo normale (lungo uno dei maschi murari più sollecitato) presenta delle zone di discontinuità che corrispondono proprio alla presenza dell'orizzontamento.

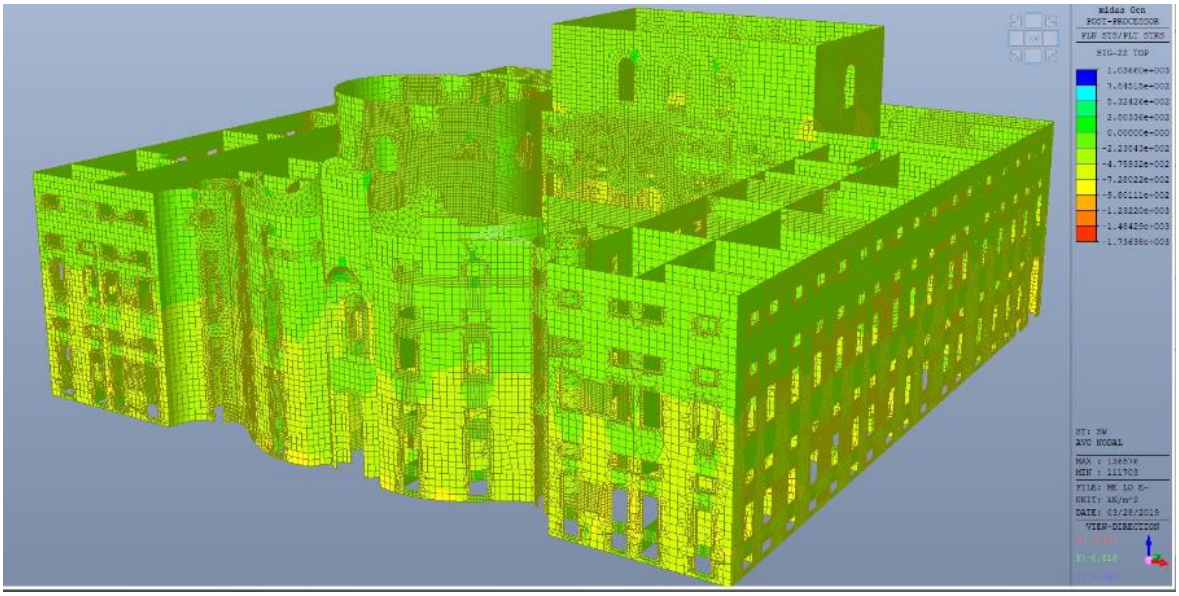


Figura 194. Si noti come l'andamento delle tensioni di compressione crescono con l'avvicinarsi al piano campagna. Si fornisce una panoramica sui quattro lati del palazzo procedendo in senso orario.

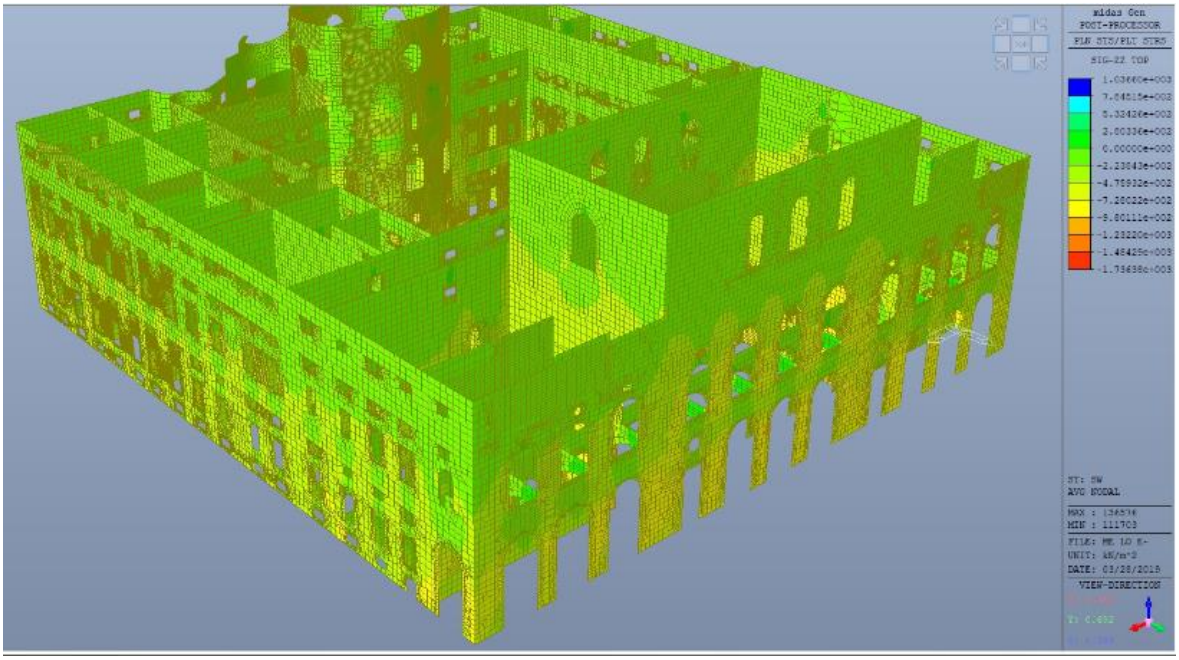


Figura 195.Si noti come l'andamento delle tensioni di compressione crescono con l'avvicinarsi al piano campagna. Si fornisce una panoramica sui quattro lati del palazzo procedendo in senso orario.

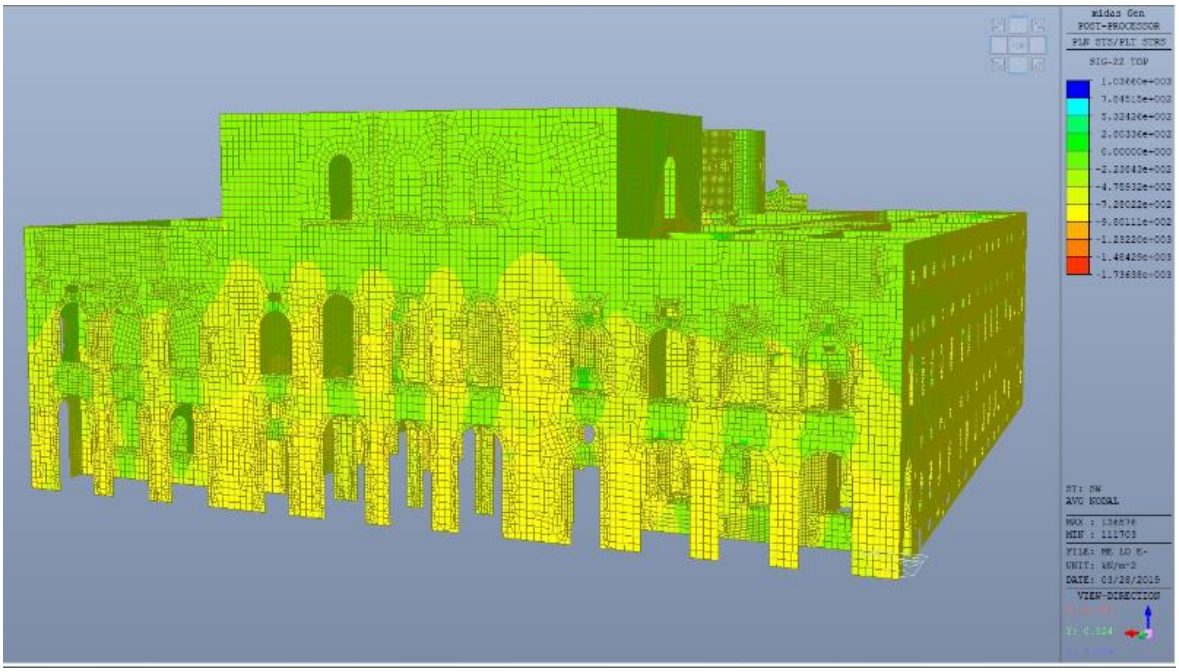


Figura 196.Si noti come l'andamento delle tensioni di compressione crescono con l'avvicinarsi al piano campagna. Si fornisce una panoramica sui quattro lati del palazzo procedendo in senso orario.

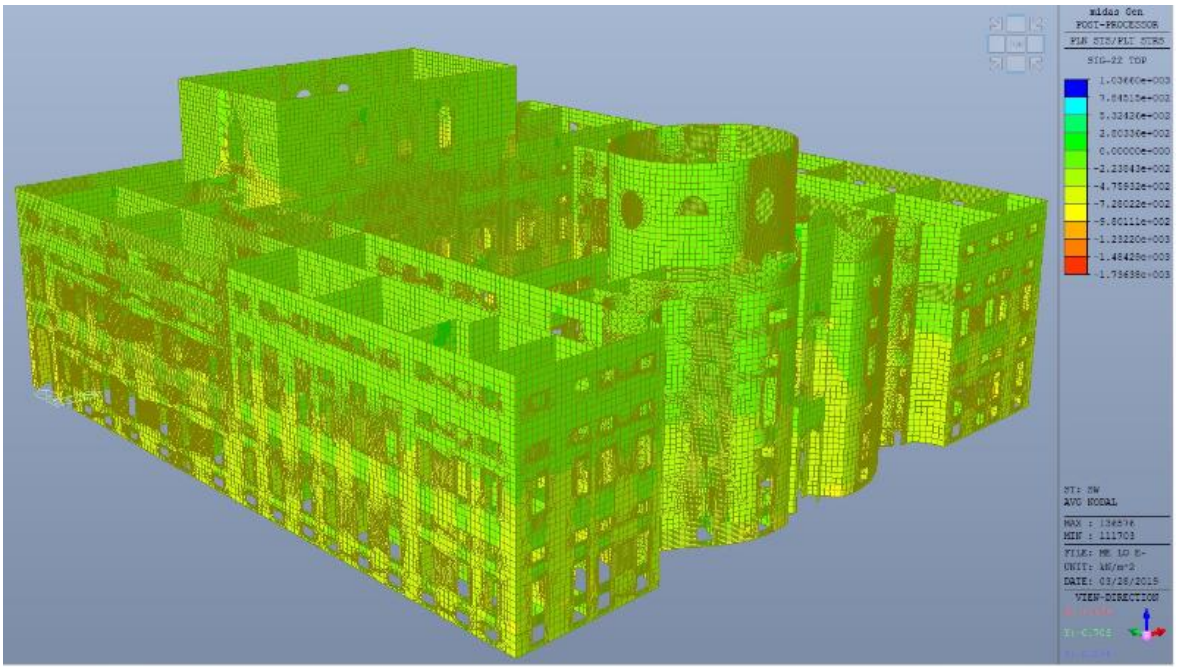


Figura 197.Si noti come l'andamento delle tensioni di compressione crescono con l'avvicinarsi al piano campagna. Si fornisce una panoramica sui quattro lati del palazzo procedendo in senso orario.

Figura 198. Figura estrapolata da Google Earth. Punto di presa angolo Piazza Carignano e Via Cesare Battisti. Con le persone nell' immagine si notano le considerevoli dimensioni dei "basamenti "in materiale lapideo. La situazione e speculare nell' angolo opposto.

Figura 199. Figura estrapolata da Google Earth. Punto di presa angolo Piazza Carlo Alberto e Via Cesare Battisti. Con le persone nell' immagine si notano le considerevoli dimensioni dei "basamenti "in materiale lapideo. La situazione e speculare nell' angolo opposto.

È possibile notare che, se la seguente ipotesi è veritiera, si potrebbe con certezza asserire che, congiuntamente alle proprietà meccaniche leggermente migliori della muratura si avrebbero tutte le verifiche superate. **Quindi è necessario incrementare il LC.**

Con un livello di conoscenza maggiore, anche se si appurasse che le proprietà meccaniche non sono buone come si pensa, la NTC 2018 al C.8.5.5 asserisce che per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando a γ_G valori esplicitamente motivati. I valori di progetto delle altre azioni saranno quelli previsti dalla presente norma.

Pertanto si ipotizzi di aver raggiunto un livello di conoscenza LC2 tramite opportune prove e poter passare in SLU statico da

γ_m	LC1	LC2-LC3
Permanenti strutturali	1,3	1,1
Permanenti portati	1,5	1,1

VERIFICA SLU-INVILUPPO SOLL. STATICHE LC2

	SETTO - M.M.1 (PARTI TOP- BOTTOM)																
LEVEL [m]	PARTE DEL SETTO	h eff [m]	t eff [m]	Mid [KNm/m]	Nid [KN/m]	Mid/Nid [m]	ehe [m]	e iniz [m]	ei [m]	0,05 t [m]	verifica ei>= 0,05 t	ϕ INF-SUP [-]	fd [KN/mq]	Nrd [KN/m]	Ned [KN/m]	verifica	Ned/Nrd
0	1-INF			607.14	2012.62	0.30	0		0.306		0.31	0.546	833.33	614.70	1509.465	NO	245.6%
		2.03	1.35					0.0045									
				190.87	1523.04												
2.03	1- SUP					0.13	0.0021		0.132	0.0675	0.13	0.805	833.33	905.11	1142.28	NO	126.2%
2.03	2-INF			109.92	1467.47	0.07	0.0025		0.088		0.09	0.853	833.33	852.96	1100.603	NO	129.0%
6.9	2-SUP	4.87	1.2	133.52	906.37	0.15	0.002587	0.0108	0.161	0.06	0.16	0.732	833.33	732.13	717.2775	verif.	98.0%
6.9	3-INF			68.97	1017.41	0.07	0.002621		0.080		0.08	0.867	833.33	867.09	600.3075	verif.	69.2%
11.1	3-SUP	4.2	1.2	62.91	757.71	0.08	0.0032	0.0093	0.096	0.06	0.10	0.841	833.33	840.73	568.2825	verif.	67.6%
11.1	4-INF			70.25	631.36	0.11	0.00215		0.124		0.12	0.793	833.33	792.93	473.52	verif.	59.7%
15.97	4-SUP	4.87	1.2	59.19	450.06	0.13	0.00223	0.0108	0.145	0.06	0.14	0.759	833.33	759.05	337.545	verif.	44.5%
15.97	5-INF			59.06	401.25	0.15	0.0024		0.159		0.16	0.647	833.33	485.13	300.9375	verif.	62.0%
20.17	5-SUP	4.2	0.9	20.87	93.73	0.22	0.00257	0.0093	0.235	0.045	0.23	0.479	833.33	359.06	70.2975	verif.	19.6%
20.17	6-INF			12.06	81.99	0.15	0.002575		0.159		0.16	0.603	833.33	401.67	61.4925	verif.	15.3%
24.37	6-SUP	4.2	0.8	0.71	23.91	0.03	0.002467	0.0093	0.041	0.04	0.04	0.896	833.33	597.51	17.9325	verif.	3.0%

Si nota già che con un livello di conoscenza LC2 il FC viene assunto pari a 1,2; inoltre se si appurasse che la resistenza fk della muratura fosse ad esempio pari a 3000 KN/m^2(leggermente maggiore dell'attuale presa in considerazione e più basso del valore medio desunto dalla normativa NTC 2018) noteremmo che tutte le verifiche risulterebbero lato muratura verificate.

Se si assumesse invece una roccia per i blocchi lapidei da quota 0,00 m e 2,03 m (quote alle quali non si ha il superamento della verifica) tra le più scarse (per assurdo siccome non si hanno informazioni precise sul tipo di roccia a favore di sicurezza e per enfatizzare le grandezze in gioco si assume una pietra calcarea pur essendo i blocchi evidentemente non di origine calcarea) con una fk pari a 30000KN/m^2 i risultati che otterremmo sarebbero i seguenti

Il modello è stato formulato in modo da avere ai piedi un incastro. Nella realtà quasi sicuramente avremo un vincolo compreso tra l'incastro e la cerniera sia per la connessione piano campagna- blocchi lapidei, sia per la connessione blocchi lapidei muratura soprastante. Come conseguenza si evince che si avranno dei tagli sollecitanti minori diminuendo ulteriormente i rapporti Ved/VRd sopra riportati.

	SETTO - M.M.1 (PARTI TOP- BOTTOM)																
LEVEL [m]	PARTE DEL SETTO	h eff [m]	t eff [m]	Mid [KNm/m]	Nid [KN/m]	Mid/Nid [m]	ehe [m]	e iniz [m]	ei [m]	0,05 t [m]	verifica ei>= 0,05 t	ϕ INF-SUP [-]	fd [KN/mq]	Nrd [KN/m]	Ned [KN/m]	verifica	Ned/Nrd
0	1-INF	2.03	1.35	607.14	2012.62	0.30	0	0.0045	0.306	0.0675	0.31	0.546	8333.33	6147.04	1509.465	verif.	24.6%
2.03	1- SUP			190.87	1523.04	0.13	0.0021		0.132		0.13	0.805	8333.33	9051.12	1142.28	verif.	12.6%
2.03	2-INF	4.87	1.2	109.92	1467.47	0.07	0.0025	0.0108	0.088	0.06	0.09	0.853	8333.33	8529.56	1100.603	verif.	12.9%
6.9	2-SUP			133.52	906.37	0.15	0.002587		0.161		0.16	0.732	833.33	732.13	717.2775	verif.	98.0%
6.9	3-INF	4.2	1.2	68.97	1017.41	0.07	0.002621	0.0093	0.080	0.06	0.08	0.867	833.33	867.09	600.3075	verif.	69.2%
11.1	3-SUP			62.91	757.71	0.08	0.0032		0.096		0.10	0.841	833.33	840.73	568.2825	verif.	67.6%
11.1	4-INF	4.87	1.2	70.25	631.36	0.11	0.00215	0.0108	0.124	0.06	0.12	0.793	833.33	792.93	473.52	verif.	59.7%
15.97	4-SUP			59.19	450.06	0.13	0.00223		0.145		0.14	0.759	833.33	759.05	337.545	verif.	44.5%
15.97	5-INF	4.2	0.9	59.06	401.25	0.15	0.0024	0.0093	0.159	0.045	0.16	0.647	833.33	485.13	300.9375	verif.	62.0%
20.17	5-SUP			20.87	93.73	0.22	0.00257		0.235		0.23	0.479	833.33	359.06	70.2975	verif.	19.6%
20.17	6-INF	4.2	0.8	12.06	81.99	0.15	0.002575	0.0093	0.159	0.04	0.16	0.603	833.33	401.67	61.4925	verif.	15.3%
24.37	6-SUP			0.71	23.91	0.03	0.002467		0.041		0.04	0.896	833.33	597.51	17.9325	verif.	3.0%

								em							ek							
LEVEL [m]	PARTE DEL SETTO	h eff [m]	t eff [m]	fk [KN/mq]	E [KN/mq]	Mmd [KNm/m]	Nmd [KN/m]	Mmd/Nmd [m]	ehm [m]	e iniz [m]	em [m]	0,05 t [m]	verifica em>= 0,05 t	ϕ ∞ [-]	ek [m]	emk [m]	ϕm [-]	fd [KN/mq]	Nrd [KN/m]	Ned [KN/m]	verifica	Ned/Nrd
1.02	1-MED	2.03	1.35	2600	1500000	399.05	1814.2	0.220	0.001	0.005	0.226	0.068	0.226	1.500	0.002	0.228	0.662	8333.333	7446.491	1269.94	verif.	17.1%
4.47	2-MED	4.87	1.2	2600	1500000	21.23	1401.41	0.015	0.003	0.011	0.028	0.060	0.060	1.500	0.003	0.063	0.895	833.3333	894.5552	780.987	verif.	87.3%
9	3-MED	4.2	1.2	2600	1500000	76.98	947.5	0.081	0.003	0.009	0.093	0.060	0.093	1.500	0.004	0.097	0.839	833.3333	838.5108	563.25	verif.	67.2%
13.54	4-MED	4.87	1.2	2600	1500000	96.55	679.6	0.142	0.002	0.011	0.155	0.060	0.155	1.500	0.005	0.160	0.733	833.3333	732.761	475.72	verif.	64.9%
18.07	5-MED	4.2	0.9	2600	1500000	59.66	341.36	0.175	0.003	0.009	0.187	0.045	0.187	1.500	0.006	0.192	0.573	833.3333	429.4297	238.952	verif.	55.6%
22.24	6-MED	4.2	0.8	2600	1500000	5.44	47.51	0.115	0.003	0.009	0.126	0.040	0.126	1.500	0.005	0.131	0.672	833.3333	447.7622	33.257	verif.	7.4%

VERIFICA SLU-INVILUPPO SOLL. STATICHE LC3

	SETTO - M.M.1 (PARTI TOP- BOTTOM)																
LEVEL [m]	PARTE DEL SETTO	h eff [m]	t eff [m]	Mid [KNm/m]	Nid [KN/m]	Mid/Nid [m]	ehe [m]	e iniz [m]	ei [m]	0,05 t [m]	verifica ei>= 0,05 t	ϕ INF-SUP [-]	fd [KN/mq]	Nrd [KN/m]	Ned [KN/m]	verifica	Ned/Nrd
0	1-INF	2.03	1.35	607.14	2012.62	0.30	0	0.0045	0.306	0.0675	0.31	0.546	10000.00	7376.45	1509.465	verif.	20.5%
2.03	1- SUP			190.87	1523.04	0.13	0.0021		0.132		0.13	0.805	10000.00	10861.34	1142.28	verif.	10.5%
2.03	2-INF	4.87	1.2	109.92	1467.47	0.07	0.0025	0.0108	0.088	0.06	0.09	0.853	10000.00	10235.47	1100.603	verif.	10.8%
6.9	2-SUP			133.52	906.37	0.15	0.002587		0.161		0.16	0.732	1000.00	878.56	717.2775	verif.	81.6%
6.9	3-INF	4.2	1.2	68.97	1017.41	0.07	0.002621	0.0093	0.080	0.06	0.08	0.867	1000.00	1040.51	600.3075	verif.	57.7%
11.1	3-SUP			62.91	757.71	0.08	0.0032		0.096		0.10	0.841	1000.00	1008.88	568.2825	verif.	56.3%
11.1	4-INF	4.87	1.2	70.25	631.36	0.11	0.00215	0.0108	0.124	0.06	0.12	0.793	1000.00	951.52	473.52	verif.	49.8%
15.97	4-SUP			59.19	450.06	0.13	0.00223		0.145		0.14	0.759	1000.00	910.86	337.545	verif.	37.1%
15.97	5-INF	4.2	0.9	59.06	401.25	0.15	0.0024	0.0093	0.159	0.045	0.16	0.647	1000.00	582.15	300.9375	verif.	51.7%
20.17	5-SUP			20.87	93.73	0.22	0.00257		0.235		0.23	0.479	1000.00	430.87	70.2975	verif.	16.3%
20.17	6-INF	4.2	0.8	12.06	81.99	0.15	0.002575	0.0093	0.159	0.04	0.16	0.603	1000.00	482.00	61.4925	verif.	12.8%
24.37	6-SUP			0.71	23.91	0.03	0.002467		0.041		0.04	0.896	1000.00	717.01	17.9325	verif.	2.5%

								em							ek							
LEVEL [m]	PARTE DEL SETTO	h eff [m]	t eff [m]	fk [KN/mq]	E [KN/mq]	Mmd [KNm/m]	Nmd [KN/m]	Mmd/Nmd [m]	ehm [m]	e iniz [m]	em [m]	0,05 t [m]	verifica em>= 0,05 t	ϕ ∞ [-]	ek [m]	emk [m]	ϕm [-]	fd [KN/mq]	Nrd [KN/m]	Ned [KN/m]	verifica	Ned/Nrd
1.02	1-MED	2.03	1.35	2600	1500000	399.05	1814.2	0.220	0.001	0.005	0.226	0.068	0.226	1.500	0.002	0.228	0.662	10000	8935.789	1269.94	verif.	14.2%
4.47	2-MED	4.87	1.2	2600	1500000	21.23	1401.41	0.015	0.003	0.011	0.028	0.060	0.060	1.500	0.003	0.063	0.895	1000	1073.466	780.987	verif.	72.8%
9	3-MED	4.2	1.2	2600	1500000	76.98	947.5	0.081	0.003	0.009	0.093	0.060	0.093	1.500	0.004	0.097	0.839	1000	1006.213	563.25	verif.	56.0%
13.54	4-MED	4.87	1.2	2600	1500000	96.55	679.6	0.142	0.002	0.011	0.155	0.060	0.155	1.500	0.005	0.160	0.733	1000	879.3131	475.72	verif.	54.1%
18.07	5-MED	4.2	0.9	2600	1500000	59.66	341.36	0.175	0.003	0.009	0.187	0.045	0.187	1.500	0.006	0.192	0.573	1000	515.3156	238.952	verif.	46.4%
22.24	6-MED	4.2	0.8	2600	1500000	5.44	47.51	0.115	0.003	0.009	0.126	0.040	0.126	1.500	0.005	0.131	0.672	1000	537.3147	33.257	verif.	6.2%

Si nota già che con un livello di conoscenza LC2 il FC viene assunto pari a 1,2. Inoltre se si appurasse che la resistenza fk della muratura fosse ad esempio pari a 3000 KN/m^2 (leggermente maggiore dell'attuale presa in considerazione e più basso del valore medio desunto dalla normativa NTC 2018) noteremmo che tutte le verifiche risulterebbero lato muratura verificate. Se si assumesse invece una roccia per i blocchi lapidei da quota 0,00 m e 2,03 m (quote alle quali non si ha il superamento della verifica) tra le più scarse (per assurdo siccome non si hanno informazioni precise sul tipo di roccia a favore di sicurezza e per enfatizzare le grandezze in gioco si assume una pietra calcarea pur essendo i blocchi evidentemente non di origine calcarea) con una fk pari a 30000KN/m^2 i risultati che otterremmo sarebbero i seguenti

Il modello è stato formulato in modo da avere ai piedi un incastro. Nella realtà quasi sicuramente avremo un vincolo compreso tra l'incastro e la cerniera sia per la connessione piano campagna- blocchi lapidei, sia per la connessione blocchi lapidei muratura soprastante. Come conseguenza si evince che si avranno dei tagli sollecitanti minori diminuendo ulteriormente i rapporti Ved/VRd sopra riportati

12.2. ROTTURA PER CARICHI ORIZZONTALI

La corrente verifica consente di analizzare la muratura non armata soggette a carico di taglio.
Allo SLU il valore di progetto del taglio sollecitante V_{ed} deve essere inferiore a quello resistente.

$$V_{Rd} = f_{vd}\, t\, l_c \quad [KN]$$

$$f_{vd} = 1{,}5\frac{\tau_0}{b}\sqrt{1+\frac{\sigma_0}{1{,}5\,\tau_{0d}}} \quad [KN/m^2]$$

$$\tau_{0d} = \frac{\tau_0}{FC\,\gamma_m} \quad [MPa]$$

In cui:

- f_{vd} è la resistenza a taglio della muratura basata sullo stato tensionale verticale [KN/m^2]
- τ_0 è la resistenza al taglio caratteristica assunta in relazione al LC e in accordo con le NTC 2018
- σ_0 sigma di compressione lette nel maschio murario sottoposto a verifica. Se $\sigma_0 > 0\ MPa$ quindi zona sottoposta a trazione, non considerarla nel computo.
- t e lo spessore del muro [m]
- l_c è la lunghezza compressa del muro, ovvero sia calcolata assumendo una distribuzione lineare delle tensioni di compressione, e prendendo in considerazione qualsiasi apertura, traccia o nicchia; si raccomanda che ogni porzione di parete soggetta a tensioni di trazione verticali non sia utilizzata nel calcolo dell'area della parete resistente a taglio (nel caso studio questa circostanza non si è mai verificata). La sola geometria della parete ha condizionato i valori ci calcolo della l_c. Infatti i valori assunti corrispondono spesso alla distanza tra due aperture contigue in quanto sarà quest' ultima la zona critica da sottoporre a verifica.

VERIFICA SLU-INVILUPPO SOLL. STATICHE: si sono considerate tutte le combinazioni SLU con azioni di tipo STATICHE. Il software Midas Gen ha consentito di creare nell' immediato l'inviluppo previa implementazione "a mano" di ogni singola combinazione.

Nelle combinazioni si sono caricate ogni singola azione con il relativo coefficiente in modo da massimizzare i N, M, V, T della struttura.

VERIFICA SLU-INVILUPPO COMB. SISMICHE: si sono considerate tutte le combinazioni SLU con azioni di tipo SISMICHE. Il software Midas Gen ha consentito di creare nell' immediato l'inviluppo previa implementazione "a mano" di ogni singola combinazione (X++, X--, X+-, X-+; Y++, Y--, Y+-, Y-+). Questa verifica sarà la più gravosa.

Nelle combinazioni si sono caricati ogni singola azione con il relativo coefficiente.

FC [-]	1.35
τ0 [KN/mq]	70
γm	2
γm	3

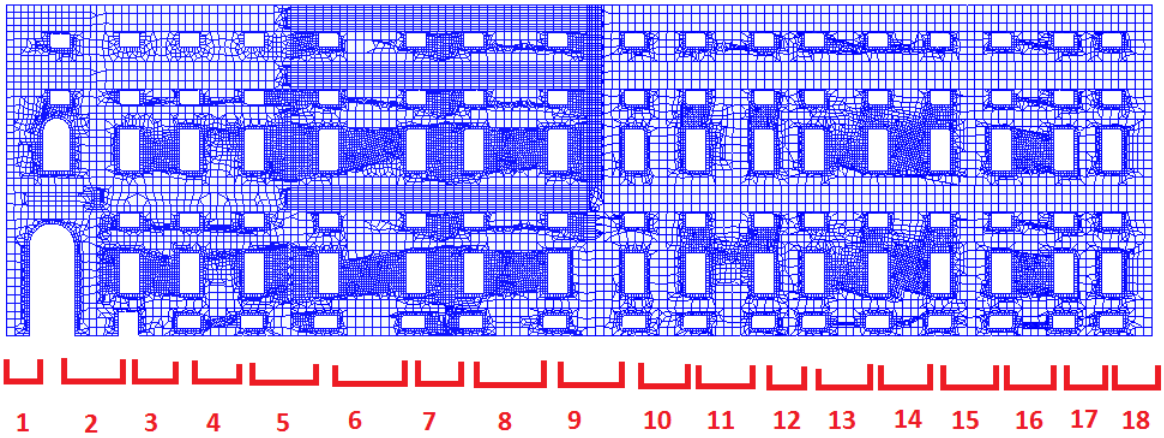
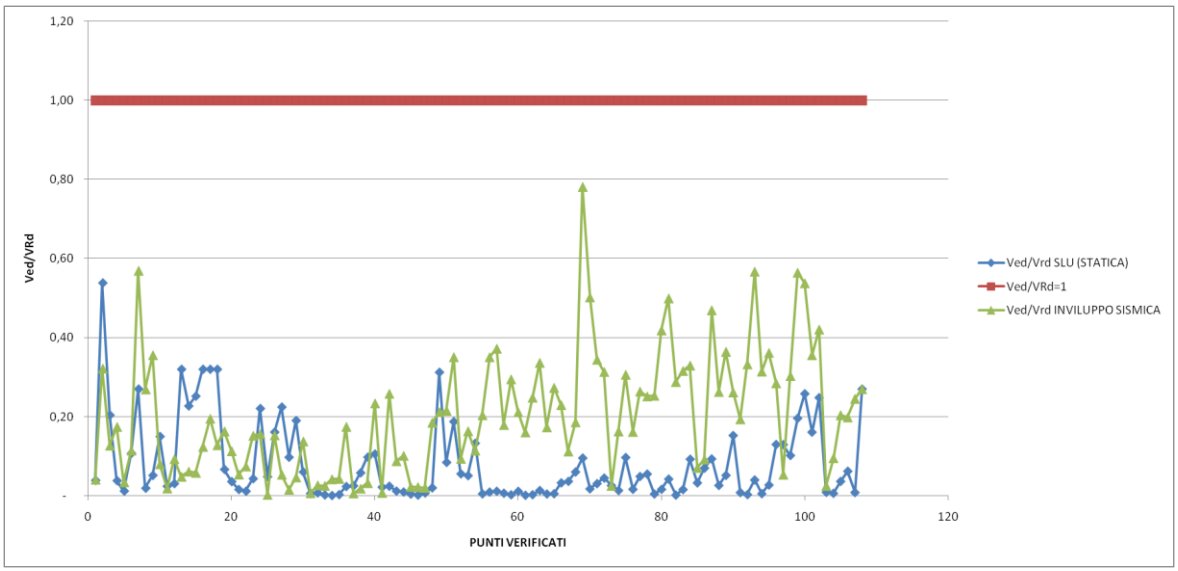


Figura 200.Didascalia riportante i diversi maschi murari verificati parete M.M.1.

Come riscontrabile nell' **APPENDICE 1** le verifiche al taglio sono per tutti gli elementi largamente verificati.

Si riporta a titolo di brevità il seguente grafico che consente di vedere di ciascun punto analizzato il rapporto Ved/VRd



Da un'attenta analisi è possibile vedere che sono presenti delle zone con dei picchi.

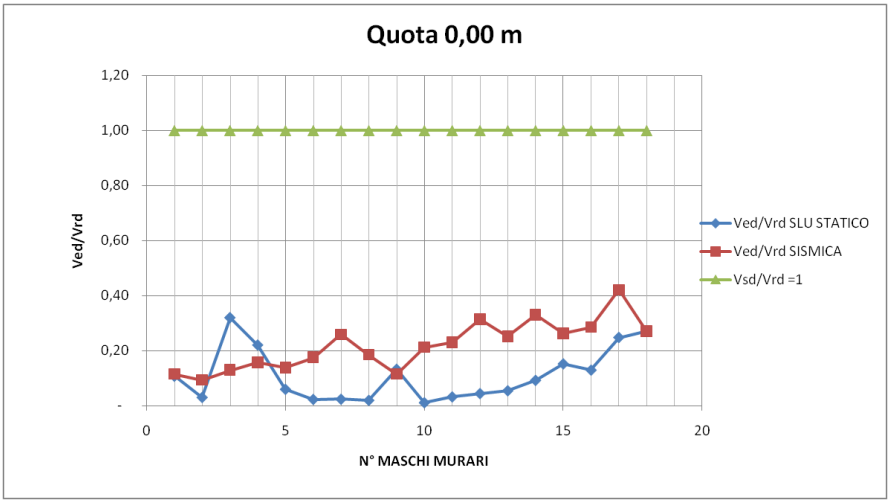
Graficando il rapporto tra il taglio sollecitante e il taglio resistente alle diverse quote prese in analisi per tutta la lunghezza della parete da verificare (parete M.M.1) è stato possibile dare una più chiara interpretazione al comportamento strutturale globale della parete sottoposta a verifica.

Ogni setto è indipendente pertanto non è presente una ripartizione dei carichi. Non essendoci collaborazione tramite soletta, ogni setto porta il proprio carico, definito dall'area di influenza dello stesso.

Nell' analisi condotta, ogni parete è da calcolarsi in modo indipendente, associandone la massa di competenza e studiandola come un telaio piano indipendente.

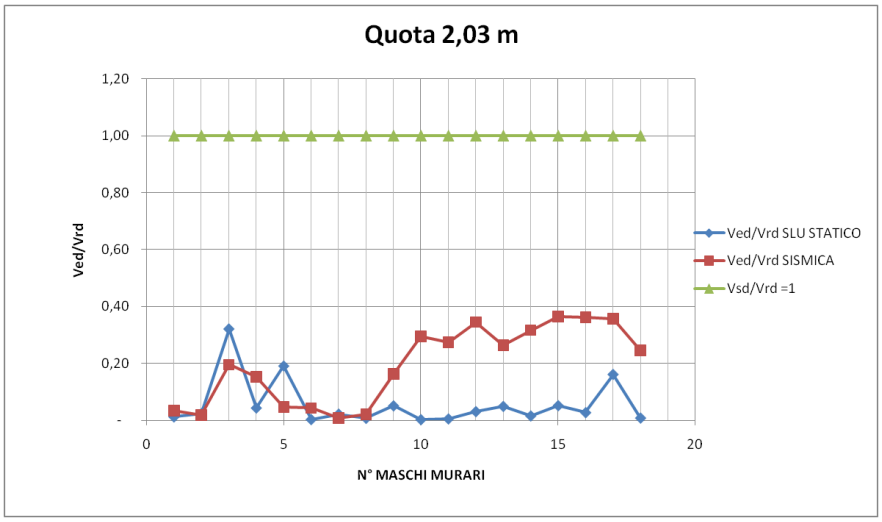
Se si considera la parete M.M.1 essa si presenta come "forata" dalle diverse aperture; a essa è possibile associare un comportamento a "telai equivalente": la parete si compone di maschi, fasce e di nodi rigidi.

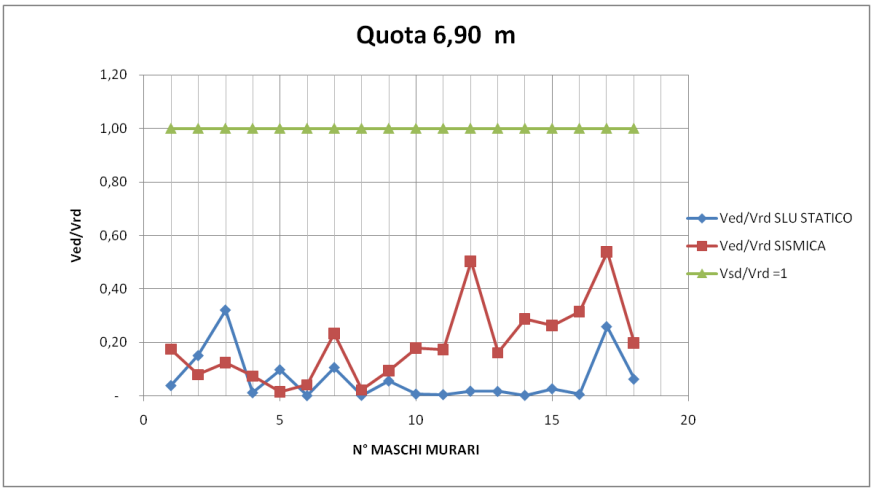
Effettuando un'analisi statistica dei casi di collasso di pareti in muratura, si constata che il danneggiamento tende a concentrarsi nei maschi murati e nelle fasce, mentre nelle zone di nodo rimangono abbastanza integre e rigide.

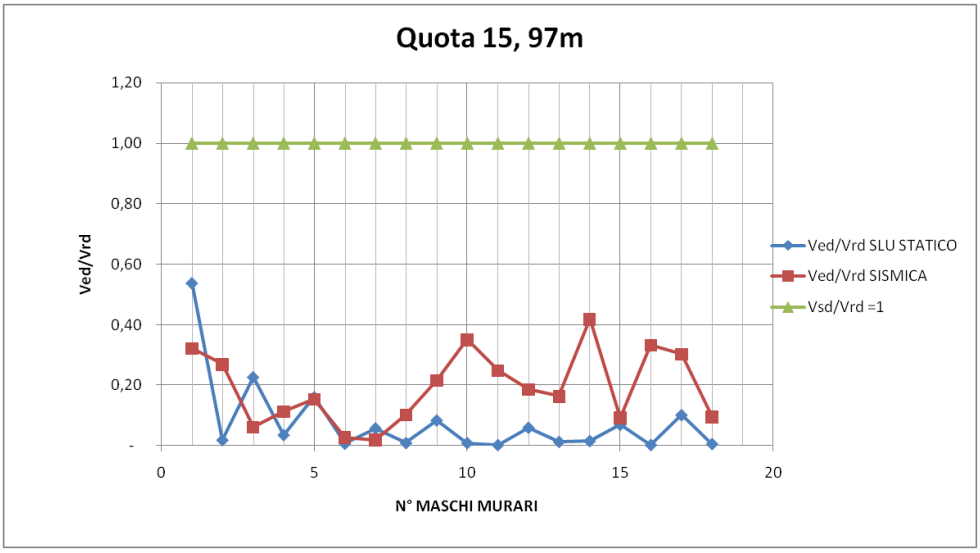


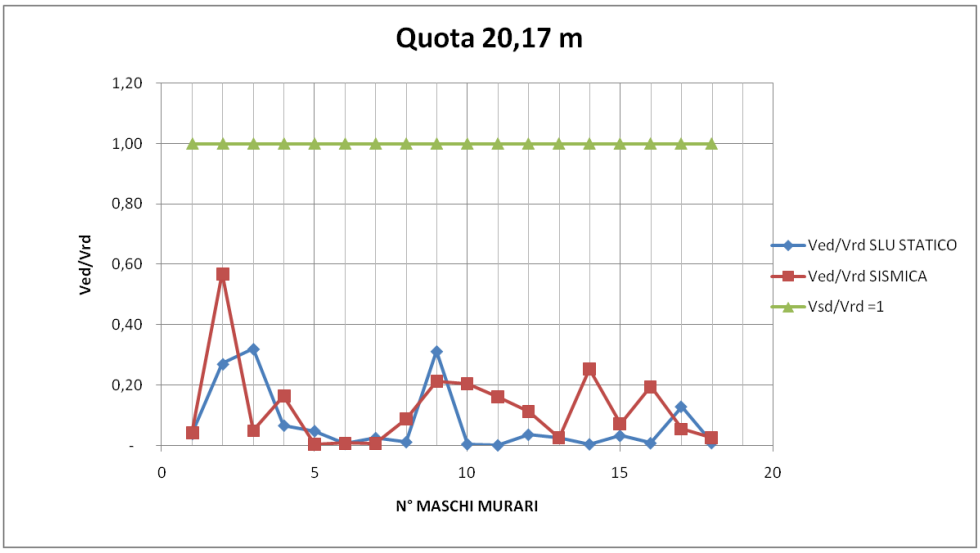
Interpretazione andamento SLU statico: è possibile riscontrare valori resistenti molto più elevati di quelli sollecitanti. I picchi si rilevano solamente in prossimità dei maschi murari che presentano una connessione con una parete irrigidente con giacitura pseudo ortogonale allo sviluppo della parete M.M.1. I maschi murari irrigiditi risultano essere i numeri 2,5,9,12,15,17 concordemente alla nomenclatura presentata precedentemente. I picchi alle due estremità, sono figli della presenza di volte che, per la loro giacitura spaziale tendono a far ribaltare le relative pareti d' ambito.

Interpretazione andamento SLU sismica: per quanto concerne la sismica la situazione è diversa. Si nota che alla quota 0,00 m la distribuzione del taglio è relativamente costante.









Osservando i precedenti grafici con la medesima chiave di lettura del grafico fotografante la situazione alla quota 0,00 m si possono evincere tre aspetti fondamentali:

1) A livello statico tramite questi grafici è possibile avere una corretta radiografia del comportamento strutturale e delle forze in gioco alle diverse altezze. Come esempio si prenda il grafico a quota 15,97 m. Se si confrontasse il picco ottenuto al muro 1 con un elaborato tecnico riportante la distribuzione spaziale delle volte, ci si accorgerebbe che il picco è dovuto a una volta con piano d' imposta circa all'altezza indicata. Questi picchi inoltre vengono accentuati dal fatto che non abbiamo solai con comportamento diaframmatico e, pertanto una sollecitazione su una singola parete non verrà ripartita in ragione delle rigidezze dei muri adiacenti.

2) Si nota che, dal muro n°9 fino al n°18 mediamente si riscontra un aumento dei valori sollecitanti tanto da ottenere alle diverse quote analizzate valori di rapporto maggiori rispetto ai muri compresi tra il n°1 e il n°9. I grafici anche se apparentemente semplici consentono di validare ciò che si è sostenuto per quanto riguarda la tematica della rigidezza. Infatti, il muro n°9 costituisce proprio la parete di transizione tra la struttura originaria seicentesca (dal n° 9 al n° 18) e la parte ottocentesca (dal n° 1 al n°9). La sollecitazione di taglio sismico risultano essere maggiori sulla destra dei grafici in quanto la struttura seicentesca è più rigida dell'ottocentesca.

3) Ricordandosi i rudimenti di meccanica strutturale, instabilità statica e dinamica e scienza delle costruzioni, ci rendiamo conto che le zone più sollecitate dovranno essere quelle più rigide. Appurato questo fatto, ci rendiamo conto che, le zone più rigide saranno anche quelle più difficili da deformare a parità di sollecitazione (la parete M.M.1 può essere vista, in maniera del tutto semplificata e grezza, come un telaio shear type). Questo ragionamento è stato introdotto in quanto è possibile intuire che le zone nelle quali più probabilmente si verificheranno meccanismi di collasso saranno le zone comprese tra il muro n°1 e il muro n°9. La zona più deformabile sarà quindi la parte di parete M.M.1 appartenente al corpo di fabbrica ottocentesco. Queste ipotesi nate in conseguenza al voler interpretare i grafici precedenti, si dimostrano veritiere.
   Implementando infatti un'analisi modale tramite software Midas Gen notiamo che le zone nelle quali più facilmente si genereranno delle criticità legate al collasso locale risultano proprio essere quelle dichiarate in precedenza (stesso ragionamento vale per un'analisi in frequenza).

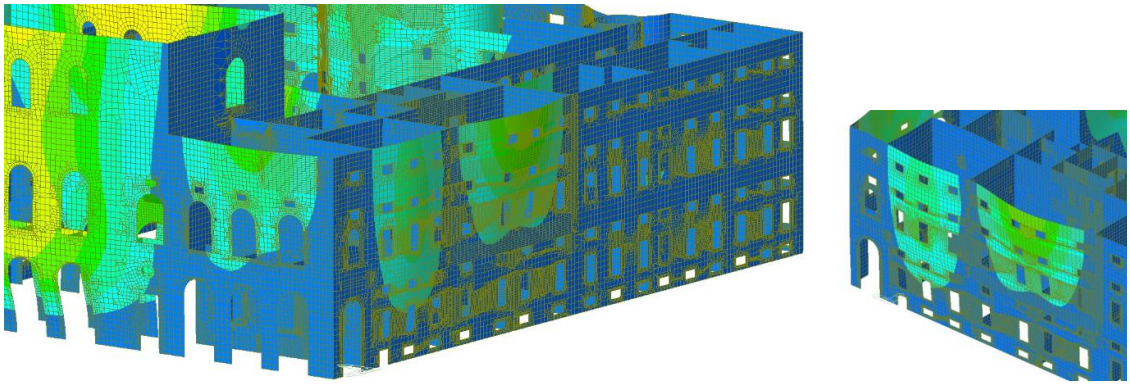


Figura 201.I colori differenti dal blu indicano le zone che presentano maggior spostamento. Il modo plottato è il primo modo di vibrare quindi il più energetico.

12.3. VERIFICA A MARTELLAMENTO

Dalle verifiche allo SLU, è stato possibile constatare come il contributo della storia fosse rilevante nella definizione dei modelli interpretativi della costruzione, istituendo uno stretto rapporto tra conoscenza delle trasformazioni della fabbrica, parametri meccanici, coefficienti di sicurezza e modalità di verifica della vulnerabilità di un edificio.

Una corretta individuazione delle fasi di trasformazione del sistema resistente risulta essere propedeutica per l'individuazione di possibili discontinuità o disomogeneità costruttive sia in pianta che in alzato che, associate a valutazioni in grado di relazionare le fasi accertate con eventuali danni antropici o derivanti da eventi calamitosi, sono in grado di migliorare la sensibilità del modello interpretativo della costruzione.

Il rapporto infatti tra eventi sismici pregressi - la storia sismica desumibile dal sito dell'INGV (https://emidius.mi.ingv.it/DBMI11/query_place/) per il territorio italiano – e possibili trasformazioni accertate ante e post sisma, possono migliorare l'identificazione di parti o elementi particolarmente vulnerabili oppure illustrare il successo di provvedimenti occorsi nella fase di riparazione, il tutto concorrendo all'affinamento del modello interpretativo della costruzione.

Tramite la Figura 175 riportante gli eventi sismici per la città di Torino da metà 1700 circa fino ai giorni nostri, è possibile riscontrare che gli eventi sismici sia in quantità che in intensità coincidono a livello temporale con l'espansione del Palazzo di metà '800. Pertanto, definire un quadro fessurativo nella zona di connessione tra le due parti risulta essere estremamente difficile, in quanto visivamente sembra che non vi siano fessure.

Questa analisi potrebbero suggerire che i costruttori dell'epoca avessero connesso le due parti della struttura rigidamente e non costruito in adiacenza. Per i principi sopra esposti, si è voluto effettuare un'ulteriore modellazione che consentisse di verificare anche il comportamento strutturale nel caso in cui i due corpi di fabbrica non costituiscono un sol corpo, bensì due indipendenti. Ed è nella definizione di modelli interpretativi alternativi che l'analisi qualitativa può consentire l'individuazione di possibili meccanismi di danno e concorrere alla scelta di modelli di calcolo attendibili.

La seguente verifica è stata eseguita in conseguenza ai risultati ottenuti dalle analisi LV1 relative corpi separati (corpo '600 e corpo ' 800 isolati) dalle quali è stato possibile vedere che il comportamento sismico è migliore quando le due parti sono indipendenti e perciò non costituiscono un sol corpo.

Dal rilievo geometrico data la presenza di allestimenti permanenti all' interno del polo museale e scaffalature negli altri locali non è stato possibile comprendere se la connessione sia presente e/o efficace.

Tramite l'analisi modale si è sollecitata ciascuna parte indipendente con la combinazione più gravosa e si è letto nei punti che hanno subito lo spostamento assoluto più grande il relativo modulo.

Per semplicità di interpretazione si riporta di seguito una didascalia che esplicitamente consente di comprendere a quanto ammontano gli spostamenti massimi relativi a ciascuna parte dell'intero palazzo.

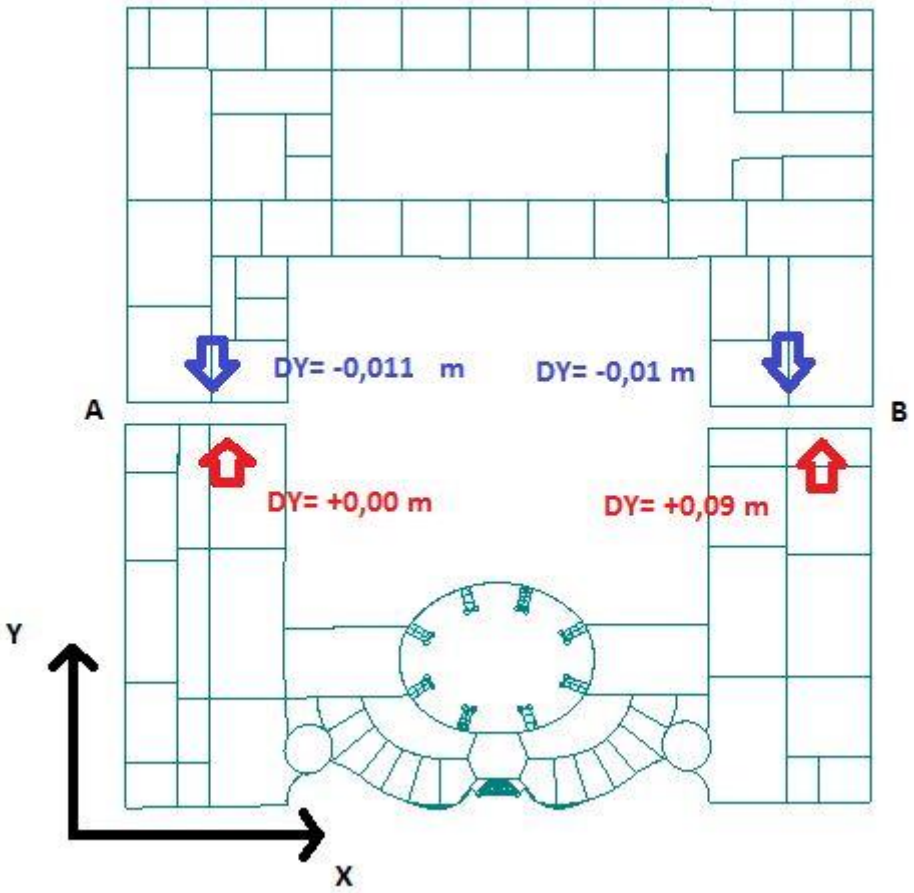


Figura 202.Schema d' impianto completo. Nella parte soprastante il corpo '800 e nella parte sottostante il corpo '600.Le frecce indicano in rosso gli spostamenti registrati dal sol copro seicentesco e quelle blu gli spostamenti del corpo ottocentesco.

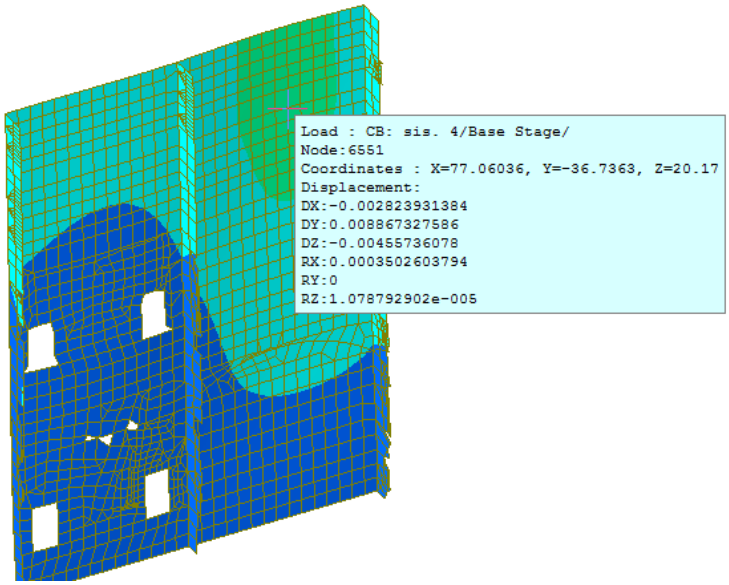


Figura 203.Trattasi di uno zoom della parete destra (parete B del disegno precedente) di connessione tra ala seicentesca e ala ottocentesca (modello solo corpo '600). Lo spostamento maggiore si rileva nella zona indicata e risulta essere pari a DY= + 0,0089 m. Per quanto concerne l'ala sinistra (parete A del disegno precedente) come verificabile dalla figura sopra riportata lo spostamento DY è pari a 0,00 m (motivo per il quale non si è riportato il relativo zoom)

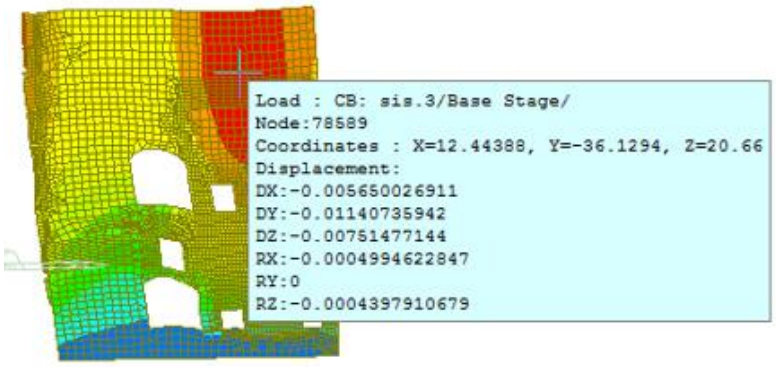


Figura 204.Trattasi di uno zoom della parete sinistra (parete A) di connessione tra ala seicentesca e ala ottocentesca (solo corpo '800). Lo spostamento maggiore si rileva nella zona indicata e risulta essere pari a DY= - 0,011 m . Per quanto concerne l'ala destra (parete B) vedasi figura sottostante.

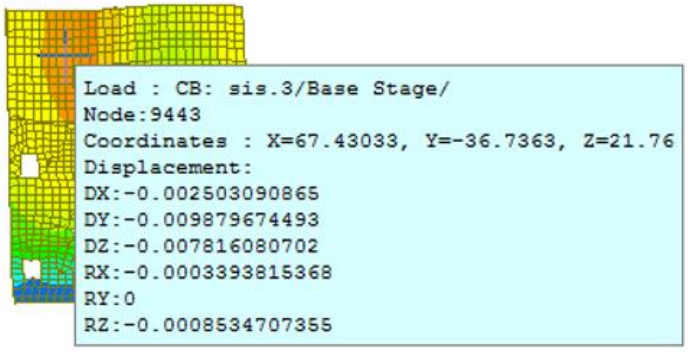


Figura 205.Trattasi di uno zoom della parete destra (parete B) di connessione tra ala seicentesca e ala ottocentesca (solo corpo '800). Lo spostamento maggiore si rileva nella zona indicata e risulta essere pari a DY= - 0,0099 m.

Ammettendo pertanto un giunto di malta di circa 1,5÷ 2 cm oppure una piccola intercapedine di pochi centimetri, si comprenderebbe che nonostante vi siamo degli spostamenti dell'ordine del centimetro, non ci sarebbe martellamento tra le parti.

Il risultato ottenuto non consente quindi di poter asserire quale sia corretta tra le due ipotesi in quanto per il livello di conoscenza ad oggi a nostra disposizione entrambe le supposizioni effettuate sono attendibili.

Figura 206.Dal cortile interno al palazzo e dalle due vie laterali è possibile vedere dove si ha la transizione tra il corpo seicentesco e il corpo ottocentesco. La vista riportata fa riferimento alle facciate del cortile interno.

13. CONCLUSIONI

Ripercorrendo in ordine cronologico le varie fasi presentate nella corrente Tesi Magistrale, è possibile comprendere come la percezione e la sensibilità strutturale oggi raggiunta snocciolando il problema in maniera sempre più specialistica, sia sostanzialmente cambiata per il palazzo in oggetto.

Quest'asserzione è legata principalmente alla sua apparente semplicità di schema d' impianto e alla sua illusoria forma pressoché simmetrica in pianta.

Sin da subito la struttura ha rivelato il suo "codice comportamentale" grazie a interrogazioni che le sono state poste con diverso grado di attendibilità e di sofisticatezza dell'analisi, stravolgendo fin da subito le ipotesi di comportamento strutturale associate al bene.

Conseguentemente al diniego da parte dell'ente garante del fabbricato (Soprintendenza dei Beni Culturali del Piemonte) di effettuare indagini sperimentali non per forza di tipo distruttivo o invasivo, si è reso necessario mettere in atto non il classico metodo diretto tramite il quale, individuati i parametri meccanici, il panorama fessurativo, ecc. si è proceduto all'analisi interessata (statica, lineare, non lineare, ecc.), ma si è reso necessario comprendere il più probabile comportamento strutturale effettuando uno studio di dettaglio non solo proveniente dall' analisi storico critica, ma anche tramite approfondimenti volti ad individuare le tecniche note al tempo dell' edificazione e dell' ampliamento di metà Ottocento.

È stato quindi imprescindibile effettuare ipotesi sui più probabili pacchetti strutturali in quanto non è stato possibile reperire opportune documentazioni che attestassero i reali spessori e materiali impiegati.

La validazione approssimativa è giunta non appena si sono svolte le verifiche allo SLU.

Si ricorda al lettore che queste verifiche sono state implementate non solamente per applicare le mere formulazioni dettate dalle normative vigenti, ma sono state adeguate a validare e approfondire il comportamento globale della struttura.

A modesto avviso dello scrivente non è mendace affermare che gli antichi costruttori, nonostante non avessero mezzi sofisticati, avessero già intuito la presenza di criticità sorte solamente tramite l'implementazione di un modello F.E.M. molto avanzato. È facile pensare quindi che i blocchi in materiale lapideo (che connettono il piano campagna con il piano terra rialzato) siano stati messi a dimora con la funzione di scaricare a terra le enormi tensioni di compressione che da cielo a terra si impongono sugli stessi.

Le verifiche allo stato limite ultimo hanno assecondato ciò che è riportato ai capitoli 9, 10 e 11 rispettivamente.

Infatti la zona a maggior rigidezza risulta essere il corpo '600. Questo fatto comporta che i baricentri delle rigidezze siano spostati nettamente verso l'edificato più antico condizionandone la risposta sismica e la regolarità in altezza.

Tramite l'analisi LV1 è stato possibile individuare le criticità in termini sia di sicurezza sismica sia di accelerazione.

Paradossale è il comportamento dell'ala seicentesca che, nonostante abbia sulle spalle più di 300 anni non è lontana a soddisfare i requisiti a oggi richiesti per la tipologia strutturale attribuita a Palazzo Carignano (Vn = 50 anni e c_u= 1,5 [-]).

Congiuntamente ai risultati ottenuti dall'analisi LV1 e dall' analisi modale rispettivamente, si è dimostrato che la direzione con vulnerabilità maggiore risulta essere la direzione X.

Analizzando i movimenti della struttura sottoposta all'azione sismica è possibile evidenziare meccanismi locali e debolezze. Come mostrato nelle figure riportate nell'APPENDICE 3 la struttura subisce movimenti differenti a seconda che il sisma agisca in direzione X o Y. Nonostante le figure possano sembrare distinte il meccanismo locale diffuso in entrambe le direzioni è il ribaltamento fuori dal piano delle pareti che presentano meno collegamenti trasversali con gli altri elementi portanti.

Dato che:

- dall'analisi LV1 è stato possibile intuire che gli indici sono più vicini all'unità se le due parti (seicentesca e ottocentesca) non costituiscono un sol corpo

-non è stato possibile appurare se i due corpi siano stati costruiti in adiacenza, oppure rigidamente connessi

si è notato tramite la verifica a martellamento che alla presenza di una seppur piccola intercapedine, i due corpi non sono soggetti a martellamento (direzione Y del sisma predominante).

Si invita il lettore a riscontrare ulteriori riflessioni eseguite nei singoli capitoli presentati.

In conclusione, si riporta il secondo fine preposto dal corrente documento cioè l'individuazione del più probabile livello di conoscenza che sarebbe necessario raggiungere.

Dai risultati ottenuti si evince che, per quanto concerne la verifica delle pareti di muratura non armata soggette a carichi prevalentemente verticali, paradossalmente pochissimi maschi risultano verificati.

Tentando di dare un'interpretazione ai risultati ottenuti, possiamo finalmente renderci conto del peso delle assunzioni effettuate sin dall' inizio del corrente documento.

Infatti, è doveroso preventivamente notare che il LC deve rispecchiare il reale comportamento della struttura aggiornata all' attualità.

Recandosi in sito, si nota inequivocabilmente che lo stato di fatto dei muri è intonso; non sono presenti né deformazioni vistone e il panorama fessurativo è nullo.

Ciò significa che i setti murari sono ben lungi dallo SLU statico.

Si ribadisce quindi che le verifiche eseguite, sono state necessarie per poter individuare la più opportuna taratura del futuro LC in relazione a un'ottimizzazione del denaro investito per effettuare le prove necessarie.

Non è possibile imputare la "non verifica" a un solo fattore, ma è necessario effettuare una rassegna dell'influenza delle singole ipotesi fatte.

Nonostante ciò l'aspetto maggiormente condizionante è la conoscenza dei reali moduli attribuiti a ciascun parametro meccanico. In accordo con le ipotesi riportate nel capitolo 12.2 è possibile constatare che un livello LC2 sarebbe sufficiente.

14. BIBLIOGRAFIA

Articoli su rivista

- Costruire in laterizio 59/97, pp. 324-331

Libri e Capitoli di libri

- Bruno Andrea – Bosco Nuccia, 1997, Restauro di Palazzo Carignano
- Bruno Andrea – Bosco Nuccia, aprile 2016 (I Edizione), Tecniche esecutive e dettagli progettuali – Execution techniques and design detail, Politecnica
- Bruno Andrea, 1996, Oltre il restauro – Restoration and beyond, Mario Mastropietro Editore
- Bruno Andrea, 2004, Fare Disfare Rifare Architettura da Rivoli a Bagrati, Fondazione Wilmotte
- Bussi Laura, Roma, 2003, br., pp. 944, Trattato sul consolidamento, Mancuso Editore
- Cerri Mari Grazia, 1985, Architetture tra storia e progetto, Allemandi Editore
- Cerri Maria Grazia, Palazzo Carignano – Tre secoli di Idee, Progetti e Realizzazioni, Umberto Allemandi & C. Editore
- Cravero D. G., 1951, Atti e Rassegna Tecnica della Società degli Ingegneri e degli Architetti di
  Torino
- Dardanello Giuseppe – Klaiber Susan – Million Henry A., 2006, Guarino Guarini – U. Allemandi Editore
- De Felice Emidio e Duro Aldo, 1993, Dizionario italiano, Società editrice internazionale, G. B. Palumbo Editore (è il mio dizionario di casa, vedi tu se lasciare questo o vuoi modificare)
- Il Parlamento Subalpino in Palazzo Carignano – Strutture e Restauro, 1988, Ilte, Utet, Sei Editore
- Lange A., 1970, Disegni e documenti di Guarino Guarini, Catalogo dei disegni manoscritti in AA.VV., Guarino Guarini e l'internazionalità del barocco, Atti del Convegno internazionale promosso dall'Accademia delle Scienze di Torino (30 Settembre 1968)
- Pecchenino Alberto, 2015, Le volte in muratura, Grafill Editore
  per la valutazione della sicurezza e per la progettazione degli interventi, Dario Flaccovio Editore
- Tomasoni Elide, 2008, Le volte in muratura negli edifici storici: tecniche costruttive e comportamento strutturale, Università degli studi di Trento
- Tomasoni Elide, 2015, Analisi, verifiche e consolidamento strutturale di Archi e Volte – Manuale
- Vittone Bernardo, 1737, Architettura civile del Padre D. Guarino Guarini Cherico Regolare – opera postuma dedicata a sua Sacra Reale Maestà

Enti pubblici consultati

- Archivio di Stato di Torino
- Archivio di Stato di Torino, Sezioni Riunite
- Archivio Storico del Comune di Torino
- Biblioteca Reale di Torino
- Ministero delle Infrastrutture, Provveditorato interregionale per le opere pubbliche del Piemonte e della Valle d'Aosta
- Museo Nazionale del Risorgimento di Torino
- Soprintendenza per i Beni Architettonici e Ambientali del Piemonte

Presentazione per seminario

- Chiorino Mario Alberto, 2012, Structural Rehabilitation of Architectural Heritage – The case studies of baroque monumental architecture in Turin and Piedmont, Instituto de Ingenieria Unam

15. APPENDICE 1

I calcoli eseguiti e le grandezze di seguito riportate sono concordi con quelle riportate all' interno delle "*linee guida" al capitolo 5.4.2, Modelli semplificati (LV1).*

N.B.

Sono indicati di seguito i passaggi salienti e le grandezze che necessitano di opportuna spiegazione in quanto dipendono da opportune ipotesi di calcolo eseguite. Per grandezze che saranno presentate, ma prive di esplicita spiegazione si faccia riferimento al *capitolo 5.4.2 delle "linee guida".*

Si riportano i risultati dell'analisi LV1 nel seguente modo:

- LV1 CORPO '600+ CORPO '800
- LV1 CORPO '600
- CORPO '800

Il processo che si è operato in maniera imprescindibile è partito con l'individuazione di una suddivisione dei singoli maschi murari individuando una volta le i-esime aree resistenti del maschio per ciascun piano in direzione X e Y rispettivamente.

Si noti che si considerano solo le aree che siano efficaci nella direzione in cui è ordita la parete (la resistenza di un muro e massima nel suo piano e nulla fuori dal piano).

Individuate le aree, si è svolto un semplice problema di geometria delle aree che, ci ha consentito di ottenere il baricentro delle rigidezze e delle masse dell'intero corpo calcolato.

Come sarà possibile individuare in seguito, i baricentri ottenuti tramite questa procedura differiranno anche per percentuali molto elevate dalle coordinate X e Y dei baricentri ottenuti dal relativo modello F.E.M. al continuo. Questa differenza è data implicitamente dalle assunzioni con cui si sono calcolate le arre resistenti.

Infatti nella computazione " a mano" dei baricentri è stata discretizzata la resistenza degli elementi curvi nella direzione X e Y, e, le fasce di piano comprese tra le aperture (da cielo a terra) sono state omesse.
Il primo obiettivo per calcolare gli indici è ottenere:

$$S_{e,SLV} = \frac{qF_{SLV}}{e^{*}M}$$

dove:

- q= fattore di struttura ed è assunto per tutte le successive verifiche presentate per tutti i corpi (uniti o isolati) pari a 1,89 [-]
- M= massa sismica totale che è differente per ciascuna trattazione.
  La massa sismica è stata ottenuta agli stati limite ultimi. Per una maggior precisione si è impiegata la M fornita dal software Midas Gen.

$$M = \frac{(G_k + \sum_1^N \psi_{2j} Q_{kj})}{g}$$

- e*= 0,808 [-] frazione di massa partecipante; siccome non è possibile individuare subito il modo di collasso, è stata assunta una FORMA MODALE TRIANGOLARE. La normativa suggerisce di impiegare la seguente formula in cui N è il numero di piani (nel caso corrente si è assunto N=7).

$$e^* = 0.75 + 0.25N^{-0.75}$$

- F_{SLV} è la resistenza al taglio lungo l'asse delle X e Y rispettivamente

A titolo di esempio si riporta la formulazione dell'F_{SLV} per la direzione X ed un generico piano i dell'edificio:

$$F_{SLV,xi} = \frac{\mu_{xi}\xi_{xi}\zeta_x A_{xi}\tau_{di}}{\beta_{xi}\kappa_i}$$

dove

- μ_{xi} considera l'omogeneità di rigidezza e resistenza dei maschi murari

$$\mu_{xi} = 1 - 0.2\sqrt{\frac{N_{mxi}\sum_j A_{xi,j}^2}{A_{xi}^2} - 1} \geq 0.8$$

- ξ_{xi} e ξ_x sono assunti pari a 1 [-]
- τ_{di} valore di calcolo della resistenza al taglio. È funzione delle σ verticali medie per ciascun piano letta sulle superfici resistenti dei maschi murari.

τ_0	0.07	[Mpa]
γ m	2	[-]
FC	1.35	[Mpa]
τ_0d	0.0259	[Mpa]

Story	Level (m)	б media [Mpa]	τdi [Mpa]
7F	24.37	0.053	0.039852
6F	20.17	0.09	0.047199
5F	15.97	0.22	0.066893
4F	11.1	0.24	0.069428
3F	6.9	0.35	0.081985
2F	2.03	0.51	0.097401
1F	0	0.86	0.124645

- β_{xi} coefficiente di irregolarità in pianta dell'i-esimo piano

$$\beta_{xi} = 1 + 2\frac{e_{yi}}{d_{yi}} \leq 1.25$$

- k_i è il rapporto tra la risultante delle forze sismiche al piano i-esimo e la forza sismica totale. Siccome non è definito con precisione il modo di collasso si è assunta una forma modale triangolare cui corrisponde

$$\kappa_i = \frac{\sum_i^N j}{\sum_1^N j}$$

Story	Level (m)	Ki	
		X	Y
7F	24.37	0.14	0.14
6F	20.17	0.29	0.29
5F	15.97	0.43	0.43
4F	11.1	0.57	0.57
3F	6.9	0.71	0.71
2F	2.03	0.86	0.86
1F	0	1.00	1.00

Infine, ottenute le accelerazioni spettrali S_{eSLV} per ciascuna direzione e piano, è necessario tramite una procedura iterativa (si è sfruttata la funzione ricerca obiettivo di Excel) individuare il periodo di ritorno associato a ciascun punto di coordinate T1 (periodo fondamentale ottenuto da formulazione semplificata dettata dalla normativa) e S_{eSLV} ottenuta per le direzioni X e Y.

Per la a_{SLV} si è sfruttata la seconda relazione presentata di seguito in quanto il T1 si è sempre presentato tra il TC e il TD appartenente a ciascun periodo di riferimento della NTC 2018.

$$a_{SLV} = \begin{cases} \dfrac{S_{e,SLV}(T_1)}{SF_0} & T_B \le T_1 < T_C \\ \dfrac{S_{e,SLV}(T_1)}{SF_0}\dfrac{T_1}{T_C} & T_C \le T_1 < T_D \end{cases}$$

I periodo di riferimento pertanto risultano essere 30,50,72,101,140,201,475,975,2475 anni i cui spettri sono stati ottenuti tramite foglio Excel fornito dal ministero dei lavori pubblici (medesimo foglio già impiegato per il calcolo dello spettro di progetto dell' azione sismica con la differenza che si è considerato un fattore di struttura unitario).Siccome il periodo di riferimento del Palazzo Carignano è posto pari a **712 anni**, per ottenere i periodi sopra-menzionati è stato necessario "giocare" con i fogli impostando gli stati limite da utilizzarsi affinché il periodo di riferimento fosse quello voluto.

Il periodo fondamentale T1 tramite l'espressione fornita dell'Eurocodice 8, Equazione 4.6 al Paragrafo 4.3.3.2.2:

$$T_1 = C_1 H^{3/4} \ = 0{,}55 \ \ [s]$$

dove

- C_1 coefficiente che tiene conto della tipologia della struttura. È assunto pari a 0,05 [-]
- H = 24,37 m rappresenta l'altezza dell'edificio da piano di fondazione (nel corrente documento è stato assunto pari a altezza dal piano campagna a quota del piano sottotetto)

Il periodo fondamentale appena calcolato è stato sfruttato nei calcoli senza riserve in quanto grazie a un'analisi successiva tramite il modello F.E.M. si è ottenuto per il modo di vibrare fondamentale un periodo $T \cong 0.50\ s$.

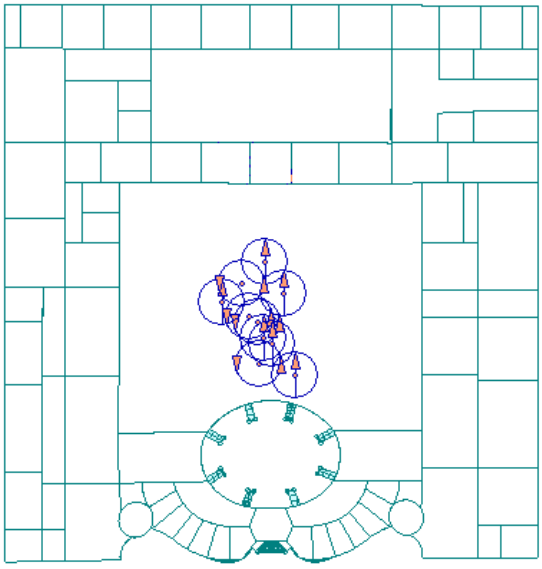
MODE NO.	F R E Q U E N C Y [RAD/SEC]	[CYCLES/SEC]	PERIOD [SEC]	TOLERANCE
1	3.961482E+00	6.304895E-01	1.58607E+00	0.00000E+00
2	4.237245E+00	6.743785E-01	1.48285E+00	0.00000E+00
3	4.701893E+00	7.483295E-01	1.33631E+00	0.00000E+00
4	5.287022E+00	8.414557E-01	1.18842E+00	0.00000E+00
5	7.186668E+00	1.143794E+00	8.74284E-01	0.00000E+00
6	7.202201E+00	1.146266E+00	8.72398E-01	0.00000E+00
7	8.567124E+00	1.363500E+00	7.33407E-01	0.00000E+00
8	8.848134E+00	1.408224E+00	7.10114E-01	0.00000E+00
9	9.083066E+00	1.445615E+00	6.91747E-01	0.00000E+00
10	9.478211E+00	1.508504E+00	6.62908E-01	0.00000E+00
11	1.008072E+01	1.604396E+00	6.23287E-01	0.00000E+00
12	1.062609E+01	1.691194E+00	5.91298E-01	0.00000E+00
13	1.125406E+01	1.791139E+00	5.58304E-01	0.00000E+00
14	1.130768E+01	1.799674E+00	5.55656E-01	0.00000E+00
15	1.149242E+01	1.829076E+00	5.46724E-01	0.00000E+00
16	1.151681E+01	1.832956E+00	5.45567E-01	0.00000E+00
17	1.182739E+01	1.882388E+00	5.31240E-01	0.00000E+00
18	1.190371E+01	1.894534E+00	5.27834E-01	0.00000E+00
19	1.194133E+01	1.900522E+00	5.26171E-01	0.00000E+00
20	1.229435E+01	1.956707E+00	5.11063E-01	0.00000E+00
21	1.231098E+01	1.959353E+00	5.10373E-01	0.00000E+00
22	1.243835E+01	1.979626E+00	5.05146E-01	0.00000E+00
23	1.265270E+01	2.013740E+00	4.96588E-01	0.00000E+00

Figura 207. Plottaggio parziale dei modi di vibrare. Nel caso in oggetto come sarà riscontrabile dall'analisi modale, si ha come modo di vibrare fondamentale il modo 23 che è di tipo traslazionale in direzione predominante X e con periodo che si aggira intorno ai 50 s come evidenziato nella didascalia

A titolo di brevità si riportano solo i passaggi salienti.

15.1. LV1 CORPO '600+ CORPO '800

-BARICENTRI



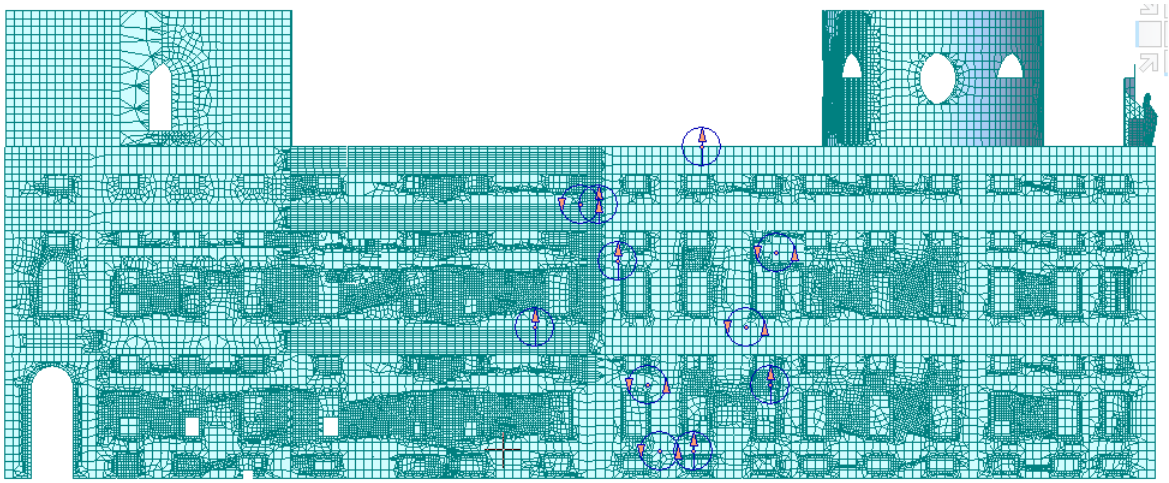


Figura 208.Viste dall' alto e lateralmente dell'intero fabbricato. I baricentri di rigidezza presentano la doppia freccia mentre i baricentri di massa presentano una sola freccia. Risultati ottenuti dall' ANALISI F.E.M.

BARICENTRO MASSE E RIGIDEZZE dal software MIDAS (MODELLO AL CONTINUO)												
		Weight Center		Stiffness Center		Ecc. Dist.		Torsional Stiffness (kN*m)	El. Radius		Ecc. Ratio	
Story	Level (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)		X (m)	Y (m)	X	Y
7F	24.37	40.48	-44.58	40.42	-32.14	0.06	12.44	1.05E+11	44.7	43.8	0.28	0
6F	20.17	42.08	-36.99	40.39	-51.96	1.7	14.97	1.40E+11	44.26	41.37	0.34	0.04
5F	15.97	32.94	-38.33	39.84	-50.11	6.9	11.79	2.58E+11	15.58	61.57	0.76	0.11
4F	11.1	39.39	-32.31	36.6	-48.22	2.79	15.91	1.60E+11	45.06	39.05	0.35	0.07
3F	6.9	43.84	-49.56	38.74	-33.97	5.1	15.6	1.62E+11	44.32	46.12	0.35	0.11
2F	2.03	39.15	-43.89	38.6	-41.53	0.55	2.37	5.34E+11	39.98	38.96	0.06	0.01
1F	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

BARICENTRO MASSE E RIGIDEZZE da COMPUTO METODO SEMPLIFICATO LINEE GUIDA							
		Weight Center		Stiffness Center		Ecc. Dist.	
Story	Level (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
7F	24.37	38.456	-43.6	32.41	-25.93	6.046	17.67
6F	20.17	40.39	-36.9	33.4	-41.57	6.99	4.67
5F	15.97	33	-37.93	30.7	-40.58	2.3	2.65
4F	11.1	38.68	-31.4	30.02	-42.3	8.66	10.9
3F	6.9	43	-49.5	30.26	-30.23	12.74	19.27
2F	2.03	39.15	-42.99	29.96	-35.62	9.19	7.37
1F	0	39.15	-42.99	29.96	-35.62	9.19	7.37

DIFFERENZE PERCENTUALE					
		Weight Center		Stiffness Center	
Story	Level(m)	ΔX %	ΔY %	ΔX %	ΔY %
7F	24.37	0.05	0.022477	0.198169	0.239491
6F	20.17	0.040162	0.002439	0.173063	0.24994
5F	15.97	0.001818	0.010546	0.229418	0.234845
4F	11.1	0.018025	0.028981	0.179781	0.139953
3F	6.9	0.019161	0.001212	0.218895	0.123718
2F	2.03	0	0.020935	0.223834	0.165918
1F	0	0	0	0	0
MEDIA [%]		1.845	1.24	17.47	16.48

-μ_i

DIREZ	Story	N_mi	Ai [m^2]	μi	VALORE DA ASSUMERE μi>=0.8
X	7F	83	459.56	0.793801	0.8000
	6F	83	459.56	0.793801	0.8000
	5F	79	503.78	0.830823	0.8308
	4F	79	503.78	0.830823	0.8308
	3F	95	495.44	0.804986	0.8050
	2F	95	479.71	0.807574	0.8076
	1F	95	479.71	0.807574	0.8076
Y	7F	83	516.12	0.779736	0.8000
	6F	83	516.12	0.779736	0.8000
	5F	106	628.92	0.845019	0.8450
	4F	106	628.92	0.845019	0.8450
	3F	97	559.79	0.859206	0.8592
	2F	97	549.03	0.855556	0.8556
	1F	97	549.03	0.855556	0.8556

-β_i

Story	dyi [m]	β,xi [-]	SE >= 1,25	dxi [m]	β,yi [-]	SE >= 1,25
7F	48.9	1.722699387	1.25	52.46	1.230499428	1.23
6F	47.92	1.19490818	1.19	48.79	1.286534126	1.25
5F	51.26	1.10339446	1.10	50.38	1.091306074	1.09
4F	51.26	1.425282872	1.25	50.38	1.343787217	1.25
3F	50.93	1.756724917	1.25	47.52	1.536195286	1.25
2F	51.26	1.288	1.25	43.26	1.425	1.25
1F	51.26	1.288	1.25	43.26	1.425	1.25

M [KN/g]	94593.682
q	1.89

Story	F_SLV,xi [KN]	F_SLV,yi [KN]
7F	82'053.09	93'612.11
6F	50'829.60	54'569.46
5F	59'216.95	76'022.59
4F	40'685.18	51'659.32
3F	36'625.51	44'169.96
2F	35'219.49	42'703.81
1F	38'630.06	46'839.14

Story	F_SLV,xi [KN]	F_SLV,yi [KN]	Se,SLV X-DIR	Se,SLV Y-DIR [g]	T_R X-DIR [anni]	T_R Y-DIR [anni]	a_SLV X-DIR [g]	a_SLV Y-DIR [g]	I_S,SLV X-DIR [-]	I_S,SLV Y-DIR [-]	f_aSLV X-DIR [-]	f_aSLV Y-DIR [-]
7F	82'053.09	93'612.11	0.234205	0.267198	913.58	1544.91	0.068532	0.078186	**1.283119**	**2.169813**	**1.142192**	**1.303096**
6F	50'829.60	54'569.46	0.145084	0.155758	171.64	217.86	0.042453	0.045577	**0.241073**	**0.305984**	**0.707556**	**0.759616**
5F	59'216.95	76'022.59	0.169024	0.216992	280.71	681.58	0.049459	0.063495	**0.394256**	**0.957281**	**0.824309**	**1.058247**
4F	40'685.18	51'659.32	0.116128	0.147452	85.24	181.20	0.033981	0.043146	**0.119713**	**0.254494**	**0.566344**	**0.719106**
3F	36'625.51	44'169.96	0.104541	0.126075	62.48	111.28	0.03059	0.036891	**0.087754**	**0.156288**	**0.509833**	**0.614853**
2F	35'219.49	42'703.81	0.100527	0.12189	57.52	100.25	0.029416	0.035667	**0.080792**	**0.1408**	**0.490261**	**0.594444**
1F	38'630.06	46'839.14	0.110262	0.133694	72.70	132.51	0.032264	0.039121	**0.102106**	**0.186104**	**0.537737**	**0.652008**

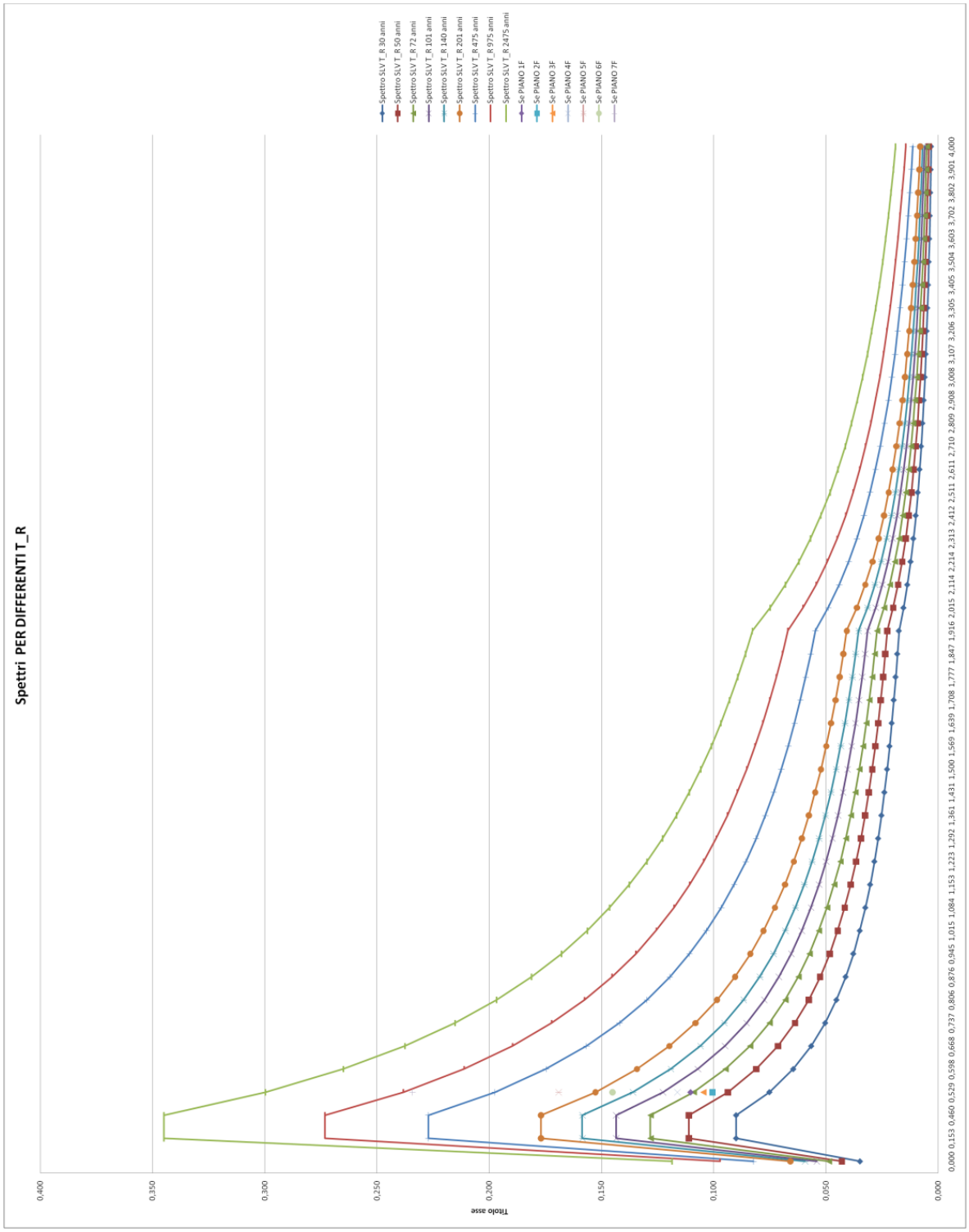


Figura 209. Spettri direzione X

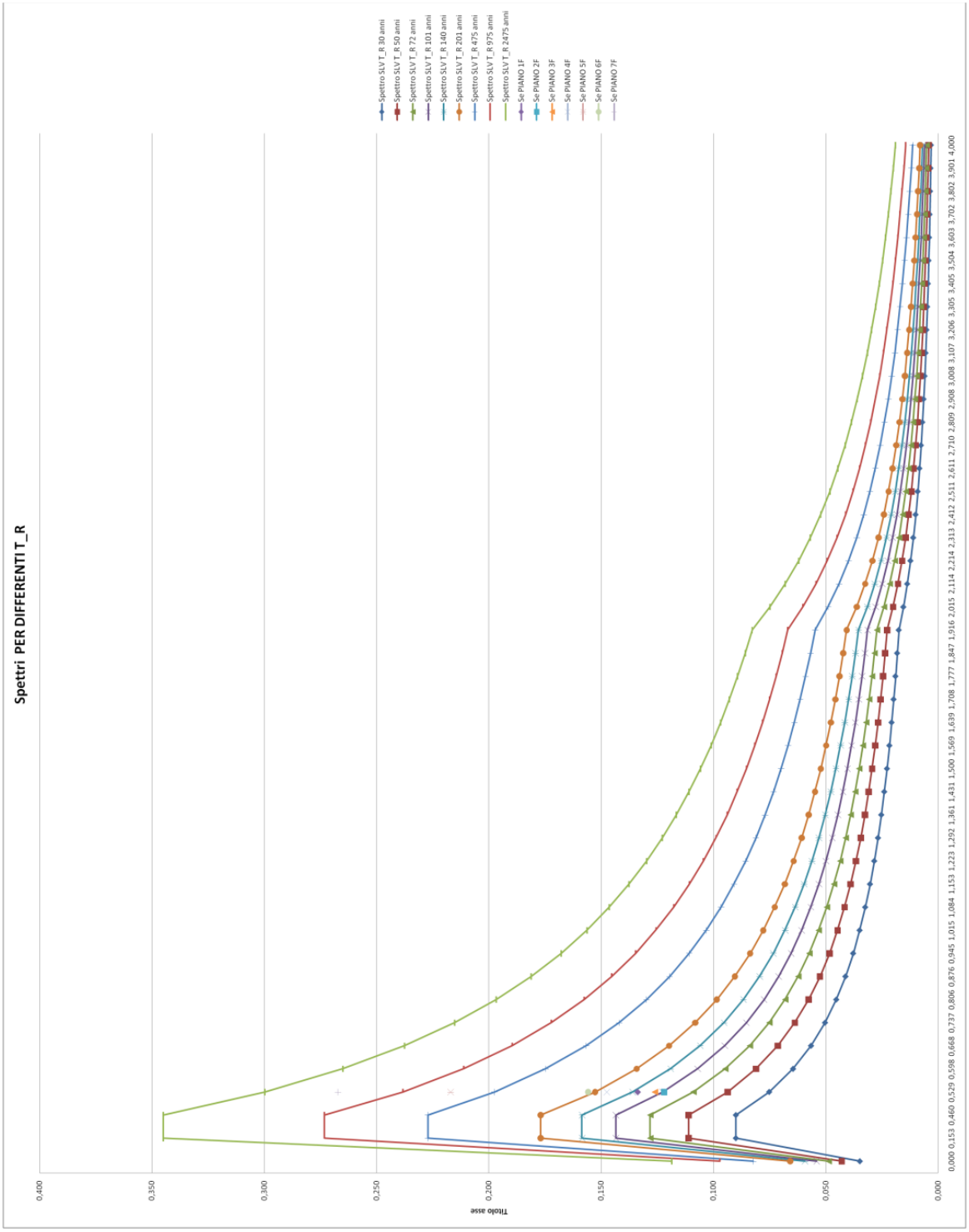


Figura 210. Spettri direzione Y

15.2. LV1 CORPO '600

16. -BARICENTRI

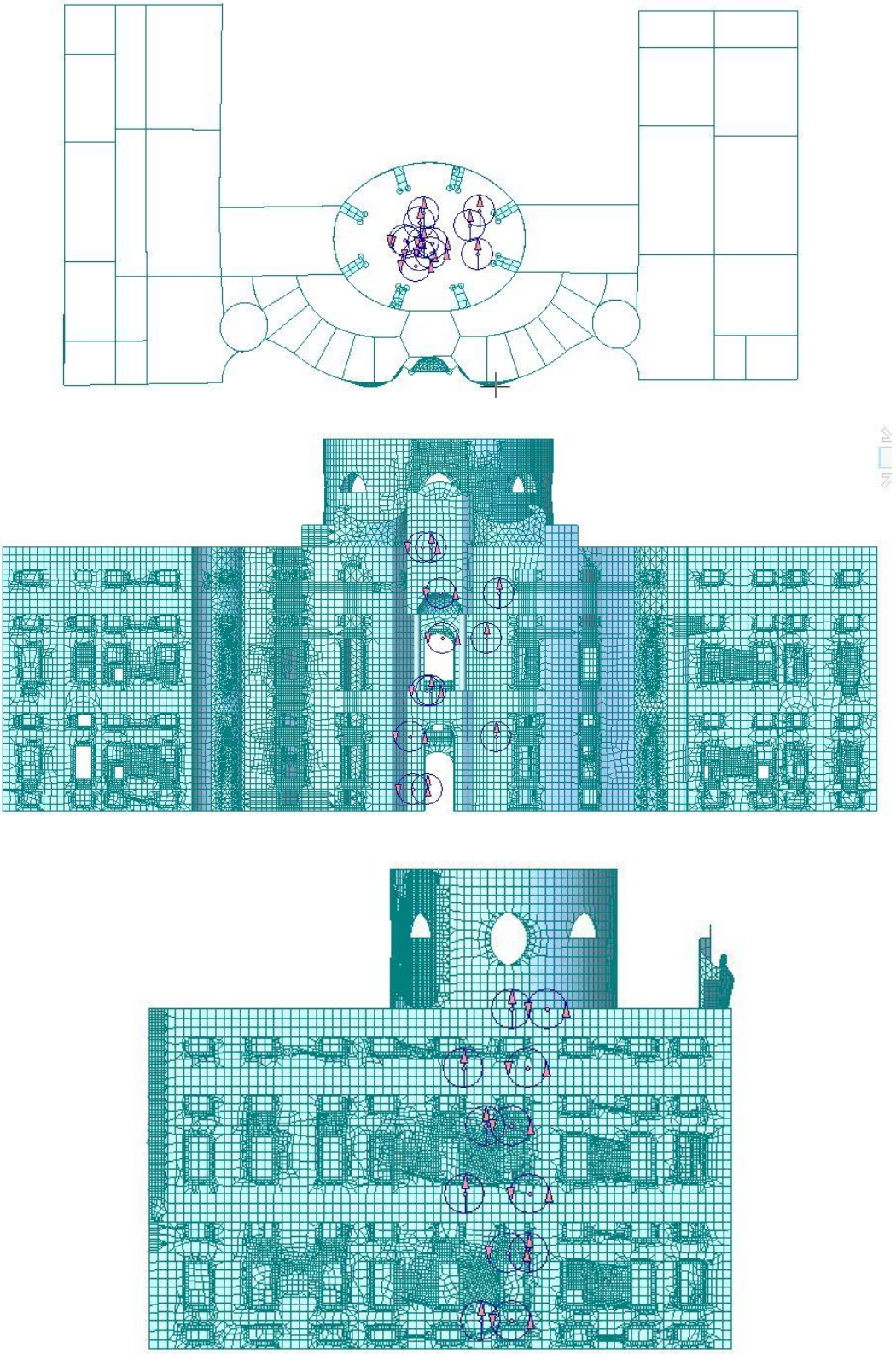


Figura 211.Viste dall' alto, frontalmente e lateralmente dell'intero fabbricato seicentesco. I baricentri di rigidezza presentano la doppia freccia mentre i baricentri di massa presentano una sola freccia. Risultati ottenuti dall' ANALISI F.E.M.

BARICENTRO MASSE E RIGIDEZZE dal software MIDAS (MODELLO AL CONTINUO)												
Story	Level (m)	Weight Center		Stiffness Center		Ecc. Dist.		Torsional Stiffness (kN*m)	El. Radius		Ecc. Ratio	
		X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)		X (m)	Y (m)	X	Y
7F	24,37	39,62	-62,12	38,76	-64,73	0,86	2,61	3,03E+10	31,42	31,31	0,08	0,03
6F	20,17	45,82	-58,71	40,49	-63,29	5,33	4,58	5,76E+10	33,56	30,28	0,14	0,18
5F	15,97	44,68	-60,27	40,61	-62,19	4,06	1,92	3,72E+10	33,93	33,12	0,06	0,12
4F	11,1	39,63	-58,83	39,16	-63,49	0,47	4,66	6,50E+10	34,45	33,02	0,14	0,01
3F	6,9	45,57	-63,41	37,64	-61,91	7,93	1,5	6,67E+10	40,44	34,94	0,04	0,23
2F	2,03	39,25	-59,92	37,89	-62,15	1,36	2,23	1,93E+11	31,79	30,13	0,07	0,05
1F	0	0	0	0	0	0	0	0,00E+00	0	0	0	0

BARICENTRO MASSE E RIGIDEZZE da COMPUTO METODO SEMPLIFICATO LINEE GUIDA							
Story	Level (m)	Weight Center		Stiffness Center		Ecc. Dist.	
		X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
7F	24,37	37,2	-58,26	30,69	-55,58	6,51	2,68
6F	20,17	42,63	-52,36	35,58	-57,26	7,05	4,9
5F	15,97	40,7	-58,42	36,86	-53,54	3,84	4,88
4F	11,1	41,26	-55,83	31,74	-53,71	9,52	2,12
3F	6,9	43,9	-50,99	32,12	-54,23	11,78	3,24
2F	2,03	39,02	-57,23	31,74	-58,89	7,28	1,66
1F	0	39,02	-57,23	31,74	-58,89	7,28	1,66

DIFFERENZE PERCENTUALE					
Story	Level(m)	Weight Center		Stiffness Center	
		ΔX %	ΔY %	ΔX %	ΔY %
7F	24,37	0,06108	0,066255	0,208204	0,164628
6F	20,17	0,06962	0,121276	0,121265	0,105309
5F	15,97	0,089078	0,031667	0,092342	0,161561
4F	11,1	0,039506	0,053735	0,189479	0,182089
3F	6,9	0,036647	0,243577	0,146652	0,141619
2F	2,03	0,00586	0,047003	0,162312	0,055357
1F	0	0	0	0	0
MEDIA [%]		4,311	8,05	13,15	11,58

-μ_i

DIREZ	Story	N_mi	Ai [m^2]	μi	VALORE DA ASSUMERE μi>=0.8
X	7F	50	245.36	0.802293	0.8023
	6F	50	248.56	0.806619	0.8066
	5F	48	295.39	0.829099	0.8291
	4F	48	295.39	0.829099	0.8291
	3F	60	311.92	0.777749	0.8000
	2F	60	311.46	0.777544	0.8000
	1F	60	316.76	0.782769	0.8000
Y	7F	55	269.26	0.865688	0.8657
	6F	55	269.26	0.865688	0.8657
	5F	61	369.93	0.82531	0.8253
	4F	61	369.93	0.82531	0.8253
	3F	40	303.93	0.870862	0.8709
	2F	40	286.4	0.862208	0.8622
	1F	40	286.4	0.862208	0.8622

-β_i

Story	dyi [m]	β,xi [-]	SE >= 1,25	dxi [m]	β,yi [-]	SE >= 1,25
7F	23.39	1.229	1.229158	50.69	1.257	1.25
6F	21.79	1.450	1.25	45.6	1.309	1.25
5F	24.9	1.392	1.25	44.55	1.172	1.17
4F	25.18	1.168	1.168388	49.5	1.385	1.25
3F	24.17	1.268	1.25	49.15	1.479	1.25
2F	22.58	1.147	1.147033	49.25	1.296	1.25
1F	22.58	1.147	1.147033	49.25	1.296	1.25

M [KN/g]	32327.73
q	1.89

Story	F_SLV,xi [KN]	F_SLV,yi [KN]
7F	44'678.84	52'023.08
6F	26'497.73	30'806.50
5F	30'585.79	40'652.93
4F	25'469.02	29'677.25
3F	22'915.94	24'306.77
2F	24'685.88	22'449.52
1F	27'537.15	24'623.47

Story	F_SLV,xi [KN]	F_SLV,yi [KN]	Se,SLV X-DIR	Se,SLV Y-DIR [g]	T_R X-DIR [anni]	T_R Y-DIR [anni]	a_SLV X-DIR [g]	a_SLV Y-DIR [g]	I_S,SLV X-DIR [-]	I_S,SLV Y-DIR [-]	f_aSLV X-DIR [-]	f_aSLV Y-DIR [-]
7F	44'678.84	52'023.08	0.37315605	0.434494861	>2475	>>2475	0.109	0.127	>1	>>1	1.820	2.119
6F	26'497.73	30'806.50	0.22130804	0.257294728	739.49	1328.82	0.065	0.075	1.039	1.866322401	1.079	1.255
5F	30'585.79	40'652.93	0.25545141	0.339531759	1289.43	>2475	0.075	0.099	1.811	>1	1.246	1.656
4F	25'469.02	29'677.25	0.21271634	0.247863284	499.26	1135.20	0.062	0.073	0.701	1.594379728	1.037	1.209
3F	22'915.94	24'306.77	0.19139306	0.203009257	413.92	525.58	0.056	0.059	0.581	0.738175796	0.933	0.990
2F	24'685.88	22'449.52	0.20617558	0.187497555	539.09	400.10	0.060	0.055	0.757	0.561945148	1.005	0.914
1F	27'537.15	24'623.47	0.22998926	0.205654346	853.98	543.13	0.067	0.060	1.199	0.762821771	1.122	1.003

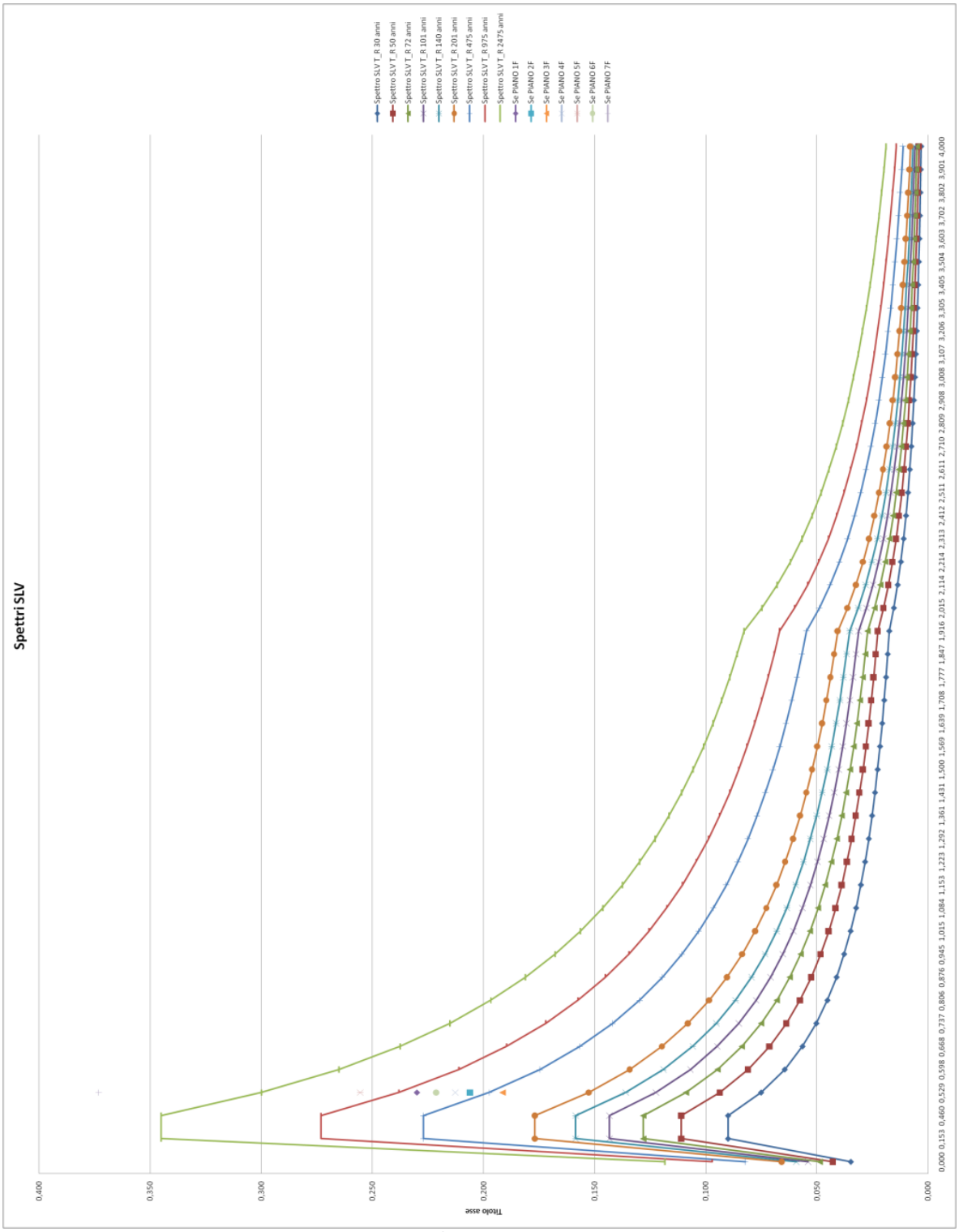


Figura 212.Spettri direzione X

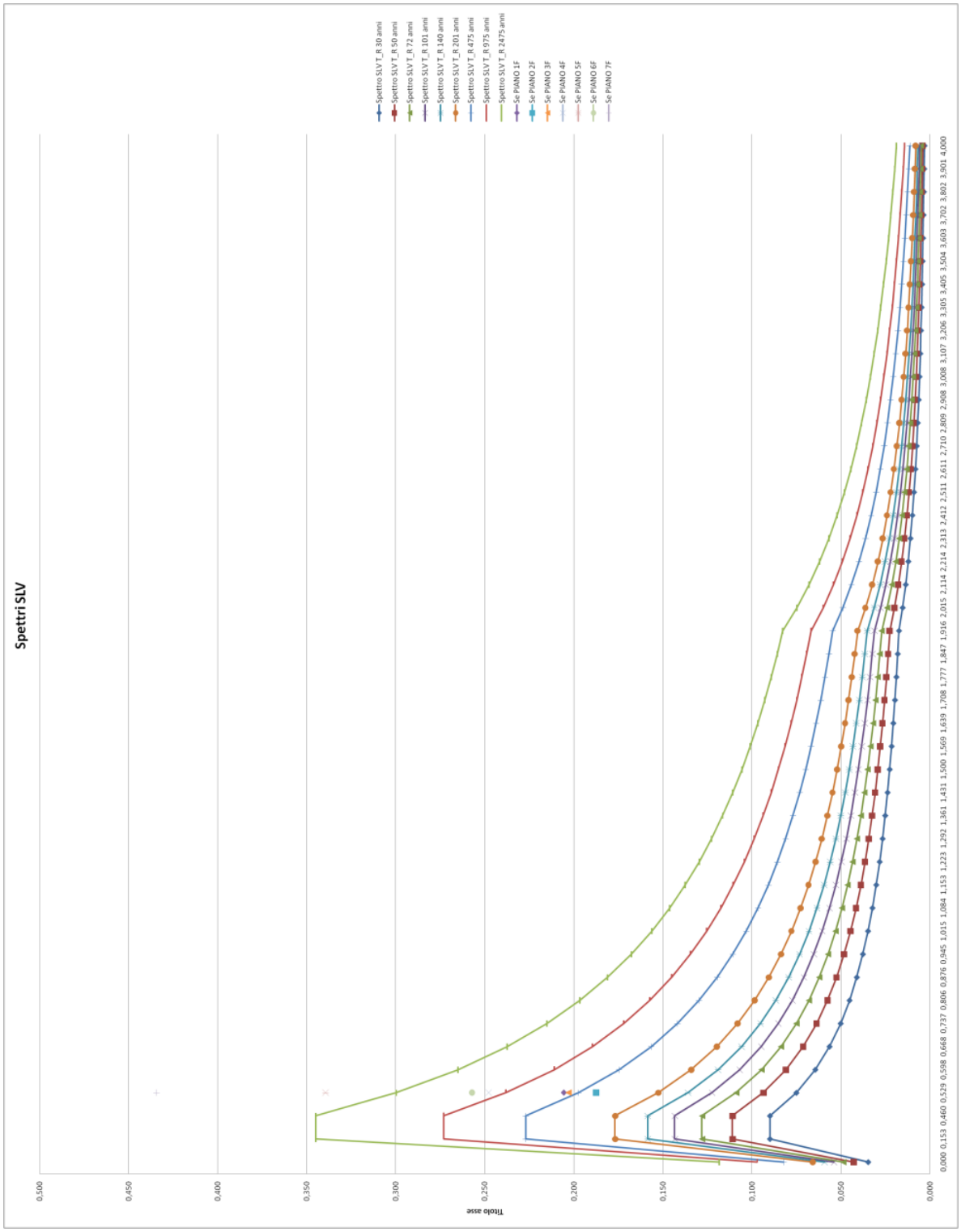


Figura 213.Spettri direzione Y

16.1. LV1 CORPO '800

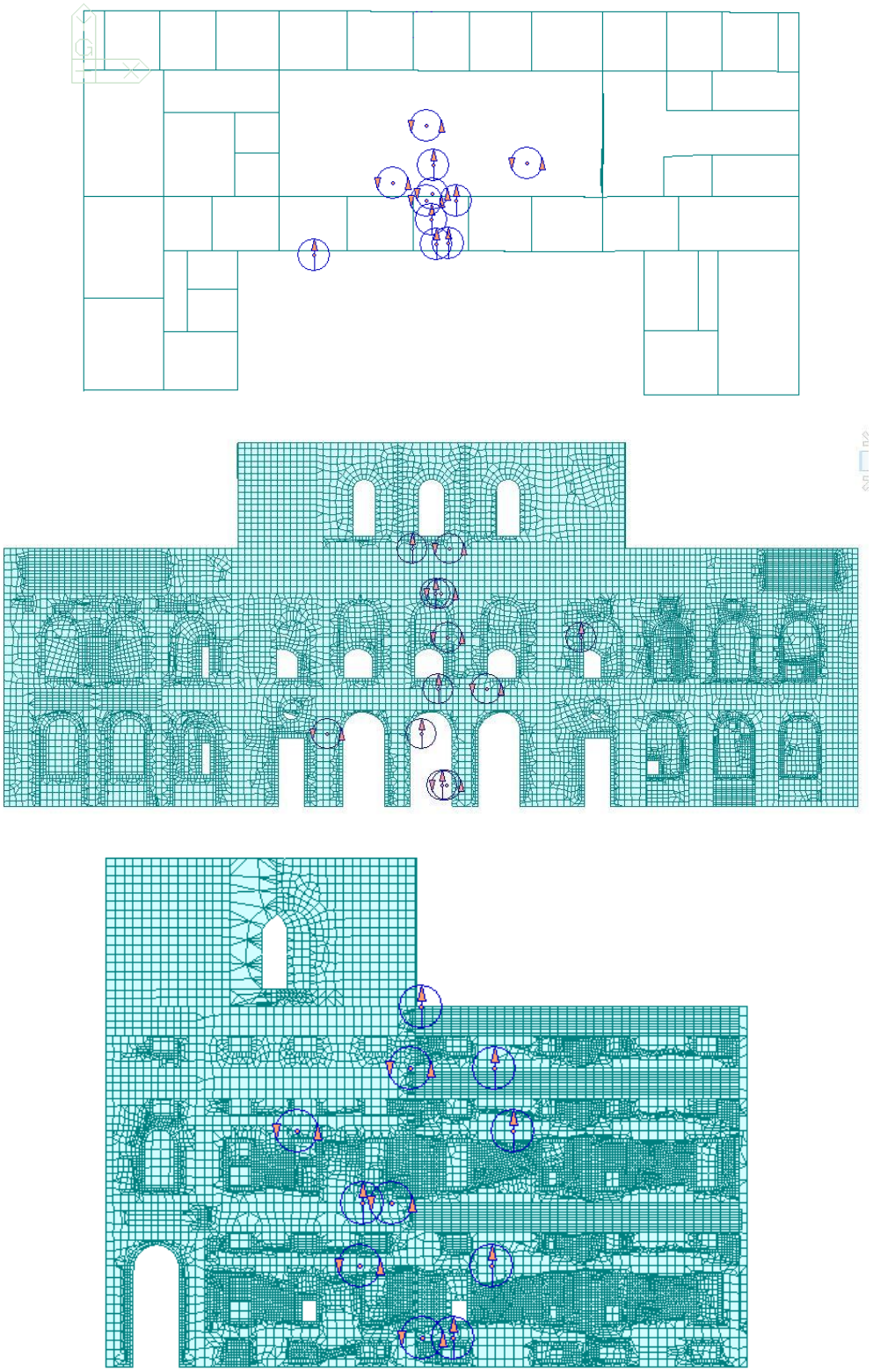


Figura 214. Viste dall' alto, frontalmente e lateralmente dell'intero fabbricato ottocentesco. I baricentri di rigidezza presentano la doppia freccia mentre i baricentri di massa presentano una sola freccia. Risultati ottenuti dall' ANALISI F.E.M.

-BARICENTRI

BARICENTRO MASSE E RIGIDEZZE dal software MIDAS (MODELLO AL CONTINUO)												
Story	Level (m)	Weight Center		Stiffness Center		Ecc. Dist.		Torsional Stiffness (kN*m)	El. Radius		Ecc. Ratio	
		X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)		X (m)	Y (m)	X	Y
7F	24.37	42.03	-14.75	38.51	-6.31	3.52	19.75	4.67E+10	8.19	47.49	2.41	0.07
6F	20.17	39.87	-19.69	39.37	-14.01	0.51	5.68	3.54E+10	20.58	34.31	0.28	0.01
5F	15.97	26.06	-20.92	38.71	-6.3	12.65	14.61	5.28E+10	19.12	45.03	0.76	0.28
4F	11.1	39.56	-10.73	34.98	-12.76	4.58	2.03	4.75E+10	43.78	34.94	0.05	0.13
3F	6.9	41.19	-19.5	40.08	-10.56	8.89	8.95	6.69E+10	45.5	30.2	0.2	0.29
2F	2.03	39.27	-16.85	38.76	-14.81	0.51	2.05	1.47E+11	31.32	33.04	0.07	0.02
1F	0	0	0	0	0	0	0	0.00E+00	0	0	0	0

BARICENTRO MASSE E RIGIDEZZE da COMPUTO METODO SEMPLIFICATO LINEE GUIDA							
Story	Level (m)	Weight Center		Stiffness Center		Ecc. Dist.	
		X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
7F	24.37	41.6	-16.68	38	-6.09	3.6	10.59
6F	20.17	40.28	-18.57	39.5	-13.36	0.78	5.21
5F	15.97	27.97	-21.62	36.45	-7.02	8.48	14.6
4F	11.1	38.68	-12.4	34.2	-11.99	4.48	0.41
3F	6.9	39.05	-19.2	42.12	-11.09	3.07	8.11
2F	2.03	40	-17.02	38.06	-13.86	1.94	3.16
1F	0	40	-17.02	38.06	-13.86	1.94	3.16

DIFFERENZE PERCENTUALE					
Story	Level(m)	Weight Center		Stiffness Center	
		ΔX %	ΔY %	ΔX %	ΔY %
7F	24.37	0.010231	0.130847	0.013243	0.036125
6F	20.17	0.010179	0.060312	0.003291	0.048653
5F	15.97	0.068287	0.033461	0.058383	0.114286
4F	11.1	0.022245	0.155638	0.022298	0.06422
3F	6.9	0.051954	0.015625	0.048433	0.050189
2F	2.03	0.01825	0.010089	0.01806	0.068543
1F	0	0	0	0	0
MEDIA [%]		2.588	5.80	2.34	5.46

-μ_i

DIREZ	Story	N_mi	Ai [m^2]	μi	VALORE DA ASSUMERE μi>=0.8
X	7F	37	220.5	0.7816	0.8000
	6F	37	220.5	0.7816	0.8000
	5F	35	225.41	0.831507	0.8315
	4F	35	225.41	0.831507	0.8315
	3F	39	193.72	0.858792	0.8588
	2F	39	184.18	0.891207	0.8912
	1F	39	184.18	0.891207	0.8912
Y	7F	35	280.71	0.763954	0.8000
	6F	35	280.71	0.763954	0.8000
	5F	52	297.39	0.872762	0.8728
	4F	52	297.39	0.872762	0.8728
	3F	61	308.78	0.873776	0.8738
	2F	61	304.05	0.865954	0.8660
	1F	61	304.05	0.865954	0.8660

-β_i

Story	dyi [m]	β,xi [-]	SE >= 1,25	dxi [m]	β,yi [-]	SE >= 1,25
7F	31.43	1.674	1.250	44	1.164	1.164
6F	24.4	1.427	1.250	42.45	1.037	1.037
5F	30.73	1.950	1.250	44.96	1.377	1.250
4F	26.26	1.031	1.031	47.92	1.187	1.187
3F	26.38	1.615	1.250	41.3	1.149	1.149
2F	23.65	1.267	1.250	43.1	1.090	1.090
1F	23.65	1.267	1.250	43.1	1.090	1.090

M [KN/g]	62265.95
q	1.89

Story	F_SLV,xi [KN]	F_SLV,yi [KN]
7F	39'369.63	53'839.79
6F	23'313.51	35'784.36
5F	23'407.58	32'414.51
4F	22'084.22	26'569.06
3F	15'278.02	26'963.07
2F	14'922.55	27'449.61
1F	16'367.61	30'107.76

Story	F_SLV,xi [KN]	F_SLV,yi [KN]	Se,SLV X-DIR	Se,SLV Y-DIR [g]	T_R X-DIR [anni]	T_R Y-DIR [anni]	a_SLV X-DIR [g]	a_SLV Y-DIR [g]	I_S,SLV X-DIR [-]	I_S,SLV Y-DIR [-]	f_aSLV X-DIR [-]	f_aSLV Y-DIR [-]
7F	39'369.63	53'839.79	0.328813686	0.449667919	>2475	>>2475	0.096	0.132	>1	>>1	1.60	2.19
6F	23'313.51	35'784.36	0.19471353	0.298869611	451.412	2452.132	0.057	0.087	0.63	3.44	0.95	1.46
5F	23'407.58	32'414.51	0.195499208	0.270724748	441.412	1955.049	0.057	0.079	0.62	2.75	0.95	1.32
4F	22'084.22	26'569.06	0.184446563	0.221903772	372.891	1072.228	0.054	0.065	0.52	1.51	0.90	1.08
3F	15'278.02	26'963.07	0.127601443	0.225194538	115.550	1204.751	0.037	0.066	0.16	1.69	0.62	1.10
2F	14'922.55	27'449.61	0.124632592	0.229258147	107.786	993.500	0.036	0.067	0.15	1.40	0.61	1.12
1F	16'367.61	30'107.76	0.136701698	0.251458928	144.056	1204.751	0.040	0.074	0.20	1.69	0.67	1.23

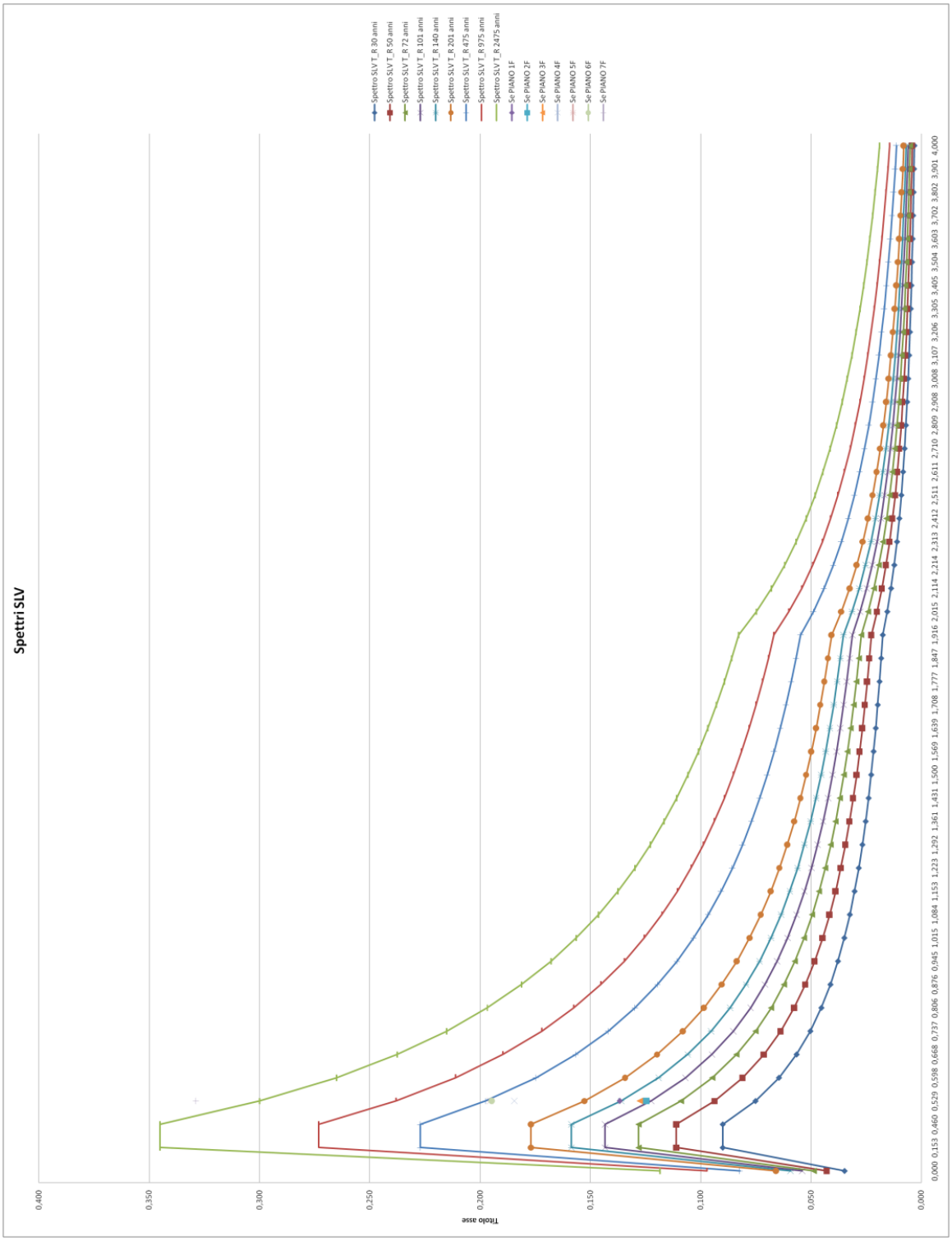


Figura 215. Spettri direzione X

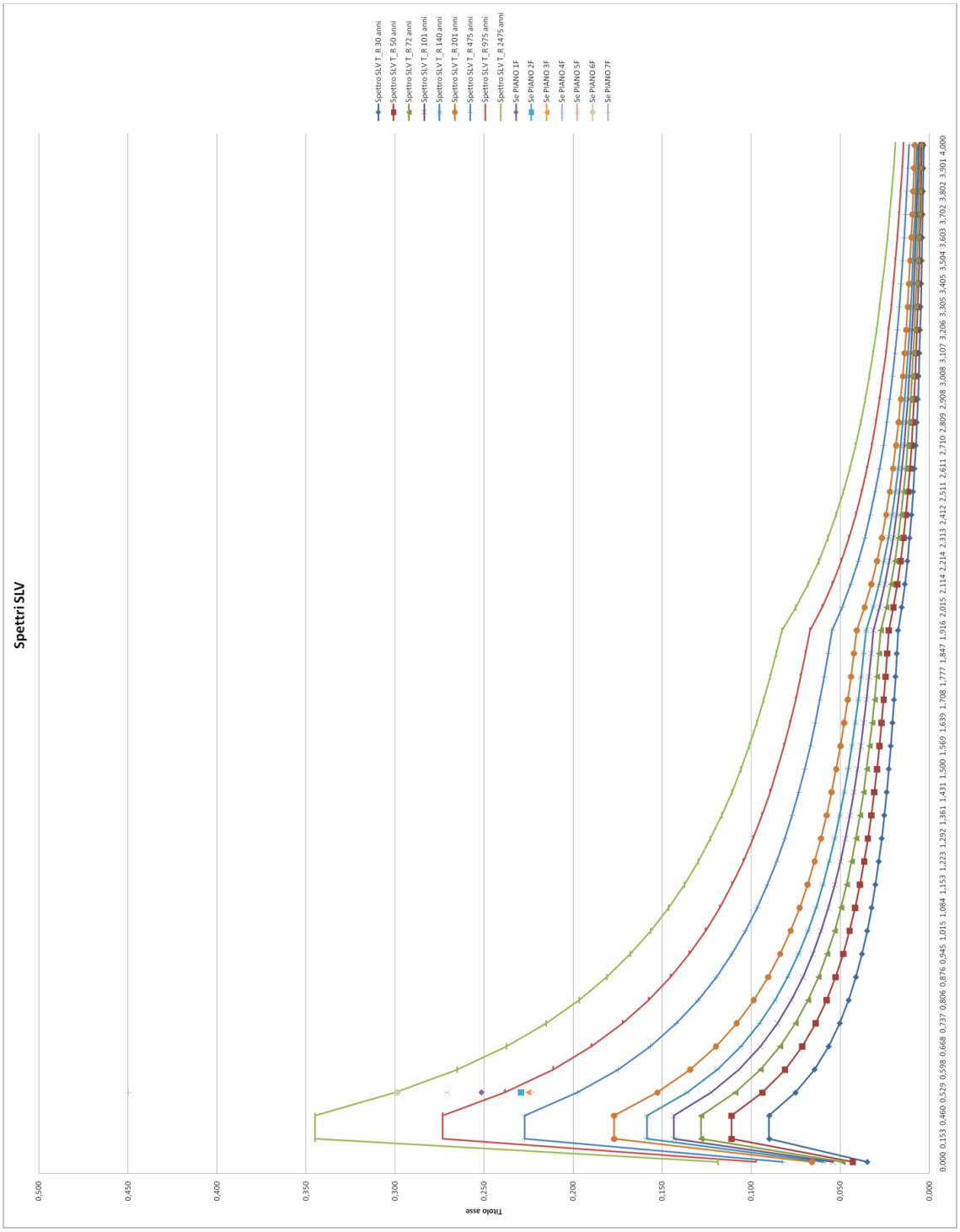


Figura 216. Spettri direzione Y

17. APPENDICE 2

Di seguito sono riportati i modi di vibrare con i relativi periodi e frequenze.

Si rammenta al lettore che la generazione dei modi di vibrare da parte del software è di tipo" casuale". Pertanto i primi modi riportati non coincidono necessariamente con i modi fondamentali della struttura.

Mode No	Frequency		Period
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)
1	3.9615	0.6305	1.5861
2	4.2372	0.6744	1.4828
3	4.7019	0.7483	1.3363
4	5.287	0.8415	1.1884
5	7.1867	1.1438	0.8743
6	7.2022	1.1463	0.8724
7	8.5671	1.3635	0.7334
8	8.8481	1.4082	0.7101
9	9.0831	1.4456	0.6917
10	9.4782	1.5085	0.6629
11	10.0807	1.6044	0.6233
12	10.6261	1.6912	0.5913
13	11.2541	1.7911	0.5583
14	11.3077	1.7997	0.5557
15	11.4924	1.8291	0.5467
16	11.5168	1.833	0.5456
17	11.8274	1.8824	0.5312
18	11.9037	1.8945	0.5278
19	11.9413	1.9005	0.5262
20	12.2944	1.9567	0.5111
21	12.311	1.9594	0.5104
22	12.4384	1.9796	0.5051
23	12.6527	2.0137	0.4966
24	12.7869	2.0351	0.4914
25	12.8496	2.0451	0.489
26	12.9858	2.0668	0.4839
27	13.0775	2.0813	0.4805
28	13.103	2.0854	0.4795
29	13.303	2.1172	0.4723
30	13.3687	2.1277	0.47
31	13.4245	2.1366	0.468
32	13.6914	2.179	0.4589
33	14.0491	2.236	0.4472
34	14.1498	2.252	0.444
35	14.3413	2.2825	0.4381
36	14.4495	2.2997	0.4348
37	14.7756	2.3516	0.4252
38	15.0279	2.3918	0.4181
39	15.0661	2.3979	0.417
40	15.218	2.422	0.4129
41	15.3915	2.4496	0.4082
42	15.712	2.5006	0.3999
43	15.8215	2.5181	0.3971
44	15.9707	2.5418	0.3934
45	16.3214	2.5976	0.385
46	16.5695	2.6371	0.3792
47	16.5869	2.6399	0.3788
48	16.6865	2.6557	0.3765
49	16.904	2.6904	0.3717
50	17.3398	2.7597	0.3624

51	17.6119	2.803	0.3568
52	17.7712	2.8284	0.3536
53	18.1337	2.8861	0.3465
54	18.2911	2.9111	0.3435
55	18.5815	2.9573	0.3381
56	18.7087	2.9776	0.3358
57	19.3194	3.0748	0.3252
58	19.4352	3.0932	0.3233
59	19.9426	3.174	0.3151
60	20.2967	3.2303	0.3096
61	20.8064	3.3114	0.302
62	20.9379	3.3324	0.3001
63	21.753	3.4621	0.2888
64	21.8904	3.484	0.287
65	22.8447	3.6358	0.275
66	23.1597	3.686	0.2713
67	23.7273	3.7763	0.2648
68	24.2169	3.8542	0.2595
69	25.2815	4.0237	0.2485
70	25.305	4.0274	0.2483
71	26.9821	4.2943	0.2329
72	27.3204	4.3482	0.23
73	28.5369	4.5418	0.2202
74	28.8679	4.5945	0.2177
75	30.8638	4.9121	0.2036
76	31.2241	4.9695	0.2012
77	33.253	5.2924	0.189
78	33.4022	5.3161	0.1881
79	35.6552	5.6747	0.1762
80	36.7387	5.8471	0.171
81	39.7732	6.3301	0.158
82	40.1041	6.3828	0.1567
83	43.5783	6.9357	0.1442
84	44.2621	7.0445	0.142
85	48.8021	7.7671	0.1287
86	49.3155	7.8488	0.1274
87	55.5227	8.8367	0.1132
88	56.0879	8.9267	0.112
89	65.3279	10.3973	0.0962
90	65.9248	10.4923	0.0953
91	78.7884	12.5396	0.0797
92	80.2953	12.7794	0.0783
93	98.5287	15.6813	0.0638
94	101.6586	16.1795	0.0618
95	130.8699	20.8286	0.048
96	131.7128	20.9627	0.0477
97	183.5805	29.2177	0.0342
98	188.8758	30.0605	0.0333
99	405.7977	64.5847	0.0155
100	420.6452	66.9478	0.0149

Viene ora presentata la massa modale, un concetto molto utile nel calcolo sismico di strutture complicate.

In questo caso infatti ci sono molti modi di vibrare, visto che per caratterizzare il palazzo in oggetto occorrono tanti gradi di libertà.

Di questi, alcuni sono più importanti mentre altri sono più locali.

Il concetto di massa modale è utile per fare una selezione dei modi di vibrare. A ogni modo è associata una massa modale e la norma consente di considerare solo i modi che hanno una certa partecipazione in massa.

N.B. nonostante il nome il concetto di massa modale non si lega al significato intrinseco di massa, bensì al contributo di forzante scaricato in fondazione → il tagliante alla base

Dalla tabella riportata di seguito si vede che l'85 % viene raggiunto:

- al modo 89 in direzione X
- al modo 90 in direzione Y

Mode	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
No	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.003	0.003	2.2229	2.2229	0	0	0.2767	0.2767	0.0009	0.0009	0.0007	0.0007
2	0.0003	0.0033	3.0196	5.2426	0.0001	0.0001	0.5399	0.8167	0.0001	0.0011	0.0018	0.0025
3	0.0003	0.0035	0.267	5.5096	0	0.0001	0.0173	0.8339	0.0001	0.0012	0.0007	0.0032
4	0.3861	0.3896	0	5.5096	0	0.0001	0	0.8339	0.0184	0.0196	0	0.0032
5	0.0013	0.3909	0.4789	5.9885	0.0002	0.0003	0	0.834	0.0006	0.0202	0.0001	0.0033
6	0	0.3909	1.6894	7.6779	0	0.0003	0.1577	0.9917	0	0.0202	0.0019	0.0053
7	0.2415	0.6324	0.0472	7.7251	0	0.0003	0.0058	0.9975	0.0501	0.0703	0.3272	0.3325
8	1.7247	2.3571	0.0011	7.7262	0	0.0003	0.0001	0.9976	0.0985	0.1687	0.2991	0.6315
9	0.5808	2.9379	0.0295	7.7557	0	0.0003	0.0031	1.0007	0.1556	0.3244	1.2592	1.8907
10	0.5363	3.4743	0.0002	7.7559	0	0.0003	0	1.0007	0.0005	0.3248	0.105	1.9958
11	0.0792	3.5535	0.0516	7.8075	0	0.0003	0.0025	1.0032	0.015	0.3398	0.0012	1.997
12	0.0014	3.5549	2.1345	9.942	0.0006	0.0009	0.1153	1.1186	0.0012	0.341	0.4341	2.4311
13	0.898	4.4528	4.8956	14.8377	0.0028	0.0038	0.2271	1.3457	0.0284	0.3693	0.1903	2.6214
14	0.9086	5.3614	0.0241	14.8618	0.0001	0.0038	0	1.3457	0.1271	0.4964	0.7582	3.3795
15	2.5595	7.9209	1.5624	16.4242	0.0012	0.005	0.0653	1.4109	0.0606	0.557	0.1009	3.4804
16	0.1357	8.0566	0.0993	16.5235	0	0.0051	0.0025	1.4135	0.0153	0.5723	0.0546	3.535
17	0.9053	8.962	1.7912	18.3147	0.0011	0.0062	0.0752	1.4887	0.0401	0.6124	0.3909	3.926
18	1.0944	10.0564	3.3842	21.6989	0.0008	0.007	0.1935	1.6822	0.0812	0.6936	1.6896	5.6156
19	1.5548	11.6112	1.1437	22.8425	0	0.007	0.0827	1.7649	0.1263	0.82	0.9616	6.5772
20	0.6568	12.268	0.5247	23.3673	0	0.007	0.0412	1.8061	0.0844	0.9044	0.013	6.5902
21	0.1319	12.3999	0.7926	24.1599	0	0.007	0.0414	1.8475	0.0015	0.9059	0	6.5902
22	0.256	12.656	0.2069	24.3668	0.0002	0.0073	0.0047	1.8521	0.0091	0.915	0.8038	7.394
23	15.7577	28.4137	0.0463	24.4131	0	0.0073	0.0109	1.8631	0.6151	1.5301	7.2724	14.6665
24	2.577	30.9906	4.4715	28.8846	0	0.0073	0.171	2.0341	0.0285	1.5586	0.0542	14.7207
25	3.1699	34.1605	0.2216	29.1062	0.0006	0.0079	0.0049	2.039	0.0702	1.6288	1.0368	15.7575
26	0.1948	34.3553	0.5489	29.6551	0.0006	0.0084	0.0417	2.0807	0.005	1.6338	2.6366	18.394
27	0.4809	34.8362	0.0395	29.6946	0	0.0084	0.0076	2.0883	0.0052	1.639	0.0788	18.4728
28	0.0465	34.8827	0.145	29.8396	0	0.0084	0.0094	2.0977	0.0289	1.6679	0.1611	18.6339
29	0.1838	35.0664	0.0037	29.8433	0.0006	0.0091	0.0399	2.1376	0.0012	1.6691	0.0288	18.6627
30	0.1313	35.1978	0.8526	30.6959	0.0003	0.0094	0.0834	2.221	0.0346	1.7037	0.3793	19.0421
31	0.0418	35.2396	0.001	30.6968	0.0001	0.0094	0.0001	2.2211	0.0179	1.7216	0.3045	19.3465
32	0.0005	35.2401	0.6033	31.3002	0.0001	0.0095	0.0621	2.2832	0.0069	1.7285	0.0321	19.3787
33	0.3873	35.6275	0.0008	31.3009	0	0.0095	0	2.2833	0.0231	1.7516	0.0159	19.3946
34	0.0857	35.7131	0.5105	31.8114	0.0001	0.0096	0.1125	2.3957	0.0023	1.7539	0.0229	19.4174
35	0.1396	35.8527	0.0087	31.8201	0.0007	0.0104	0.0001	2.3959	0.0183	1.7722	0.0839	19.5014
36	9.1618	45.0145	0.0774	31.8975	0.0001	0.0105	0.0005	2.3963	0.2316	2.0038	1.4461	20.9475
37	1.5835	46.598	0.0147	31.9123	0	0.0105	0.0085	2.4049	0.0031	2.007	0.9219	21.8695
38	2.3286	48.9266	0.0597	31.972	0.0001	0.0105	0.0283	2.4332	0.0278	2.0348	0.4655	22.335
39	0.504	49.4306	0.0092	31.9812	0.0003	0.0108	0.0002	2.4334	0.0128	2.0476	0.891	23.226
40	0.0369	49.4674	0.017	31.9982	0.0001	0.0109	0.0041	2.4374	0	2.0476	0.5315	23.7575
41	4.9132	54.3806	0.0593	32.0575	0	0.0109	0.0028	2.4403	0.0129	2.0605	2.9407	26.6982
42	0.9182	55.2988	0.3415	32.399	0.0001	0.011	0.0091	2.4494	0.0611	2.1216	0.8942	27.5923
43	9.5203	64.8191	0.2715	32.6705	0.0004	0.0114	0.0146	2.4639	0.334	2.4556	6.0162	33.6085
44	0.0007	64.8198	3.057	35.7275	0.0005	0.0119	0.0734	2.5373	0.0002	2.4557	2.2099	35.8184
45	0.2364	65.0561	0.4298	36.1573	0.0007	0.0126	0.0183	2.5556	0	2.4557	0.1936	36.012
46	0.6199	65.676	0.3642	36.5215	0.0002	0.0129	0.0054	2.561	0.0091	2.4648	0.1394	36.1514
47	1.6248	67.3008	3.2637	39.7852	0	0.0129	0.0793	2.6403	0.0342	2.499	4.6688	40.8202
48	0.6116	67.9124	0.4098	40.195	0.0001	0.013	0.0184	2.6587	0.0004	2.4994	1.2232	42.0434
49	0.0154	67.9279	2.7443	42.9393	0	0.013	0.0147	2.6733	0.0001	2.4996	0.8638	42.9072
50	0.009	67.9368	3.6501	46.5893	0.0044	0.0174	0.0365	2.7098	0.0027	2.5022	1.5004	44.4076

51	0.0169	67.9537	2.8225	49.4119	0.0008	0.0182	0.1965	2.9063	0.0004	2.5027	1.7485	46.1561
52	0.161	68.1147	0.4401	49.852	0.0015	0.0198	0.008	2.9143	0.0049	2.5076	0.036	46.1921
53	0.2241	68.3388	0.6004	50.4524	0.0002	0.0199	0.0243	2.9386	0.008	2.5156	1.5666	47.7587
54	0.3529	68.6917	4.561	55.0134	0.0004	0.0203	0.0009	2.9395	0.0688	2.5844	2.9848	50.7435
55	0.6198	69.3115	4.9905	60.0039	0.0002	0.0205	0.0047	2.9442	0.0474	2.6317	0.4427	51.1863
56	0.1578	69.4693	1.7891	61.793	0.0007	0.0212	0.0021	2.9464	0	2.6317	1.9648	53.151
57	0.221	69.6903	1.0363	62.8293	0	0.0213	0.0458	2.9922	0.0422	2.6739	1.1732	54.3243
58	0.1314	69.8217	7.1349	69.9642	0.001	0.0223	0.2272	3.2194	0.0002	2.6741	4.448	58.7722
59	0.6033	70.425	0.0789	70.0431	0.0027	0.025	0.0334	3.2527	0.0346	2.7087	0.0215	58.7937
60	0.2585	70.6835	0.5106	70.5537	0	0.025	0.0016	3.2543	0.0102	2.719	1.9205	60.7142
61	0.0674	70.7508	1.1767	71.7304	0.0002	0.0252	0.0078	3.2622	0.006	2.725	0.0021	60.7163
62	1.2677	72.0186	0	71.7304	0.0006	0.0258	0.0001	3.2622	0.0004	2.7254	0.3326	61.0489
63	0.9398	72.9583	0.0788	71.8091	0.0012	0.0269	0.0068	3.269	0.0269	2.7523	0.1258	61.1748
64	0.2141	73.1724	0.4767	72.2858	0	0.0269	0.0345	3.3035	0.01	2.7623	0.1651	61.3399
65	0.6312	73.8036	0.0825	72.3683	0	0.0269	0.0412	3.3447	0	2.7623	0.1321	61.472
66	0.0012	73.8048	0.4372	72.8055	0.0045	0.0315	0.0692	3.4139	0.0017	2.7641	0.1309	61.6029
67	0.2757	74.0805	0.0433	72.8488	0.0005	0.032	0.0109	3.4248	0.1078	2.8719	0.0143	61.6172
68	0.041	74.1215	0.7439	73.5927	0.0025	0.0345	0.0021	3.4269	0.007	2.8789	0.0893	61.7065
69	0.3537	74.4752	0.0277	73.6204	0.0008	0.0353	0.0071	3.434	0.0197	2.8986	0.003	61.7095
70	0.0001	74.4753	1.1848	74.8053	0.0073	0.0425	0.0038	3.4378	0.0098	2.9083	0.5568	62.2663
71	0.0881	74.5633	0.5858	75.3911	0.0051	0.0476	0.1806	3.6184	0.0055	2.9138	0.0014	62.2677
72	0.434	74.9973	0.0664	75.4575	0.0003	0.0479	0	3.6184	0.1801	3.0939	0.2297	62.4974
73	0.0473	75.0446	0.5971	76.0546	0.0001	0.0481	0.0172	3.6355	0.0242	3.1181	0.0204	62.5178
74	0.4162	75.4608	0.1849	76.2395	0.0097	0.0578	0.0631	3.6986	0.0425	3.1606	0.0094	62.5271
75	0.0891	75.5499	0.4234	76.6629	0.0575	0.1152	0.0789	3.7775	0.0511	3.2117	0	62.5271
76	0.7308	76.2807	0.0757	76.7386	0.002	0.1172	0.0002	3.7778	0.2576	3.4693	0.0658	62.5929
77	1.6282	77.9089	0.036	76.7746	0.0209	0.1382	0.066	3.8438	0.727	4.1963	0.0848	62.6777
78	0.0757	77.9846	0.4789	77.2535	0.0277	0.1659	0.4303	4.274	0.0066	4.2029	0.0038	62.6815
79	1.1739	79.1585	0.0184	77.2718	0.0052	0.1711	0.0771	4.3512	2.1116	6.3145	0.0023	62.6838
80	0.0125	79.171	0.6414	77.9132	0.5417	0.7128	1.1269	5.4781	0.1232	6.4377	0.0816	62.7654
81	1.0528	80.2238	0.0311	77.9443	0.0001	0.7129	0.1619	5.64	0.4335	6.8712	0.0089	62.7743
82	0.0033	80.2272	1.5898	79.5341	0.0051	0.7181	1.0669	6.7069	0.0149	6.8861	0.0038	62.7781
83	0.0025	80.2297	2.5051	82.0392	0.1938	0.9119	1.3779	8.0848	0.007	6.8931	0.5967	63.3749
84	1.4479	81.6776	0.0135	82.0527	0.0507	0.9626	0.0455	8.1303	0.3174	7.2105	0.0908	63.4656
85	0.1146	81.7922	1.349	83.4017	0.7364	1.699	4.2616	12.3919	0.0677	7.2783	0.0914	63.557
86	1.6105	83.4027	0.0419	83.4436	0.1644	1.8634	0.0595	12.4514	1.6025	8.8808	0.0392	63.5962
87	0.9285	84.3312	0.3226	83.7662	0.1221	1.9855	0.3535	12.8049	3.0988	11.9796	0.0011	63.5972
88	0.4194	84.7506	0.7599	84.5261	0.2087	2.1942	0.6822	13.4871	0.6714	12.651	0.1232	63.7205
89	1.0551	85.8057	0.2657	84.7918	0	2.1942	0.0098	13.4969	0.0148	12.6658	0.0081	63.7285
90	0.2652	86.0709	1.0867	85.8785	0.4188	2.6131	0	13.4969	0.0143	12.6801	0	63.7286
91	0.1085	86.1794	1.2124	87.0909	0.0645	2.6775	0.2224	13.7192	0.0379	12.718	0.0073	63.7359
92	1.8885	88.0678	0.0629	87.1538	0.0695	2.747	0.0004	13.7197	0.396	13.1139	0.0178	63.7537
93	3.0437	91.1115	0.0452	87.199	0.0003	2.7473	0.0147	13.7343	0.7414	13.8553	0.0021	63.7558
94	0.0889	91.2004	2.305	89.5039	0.0345	2.7818	0.5997	14.334	0.0186	13.8739	0.0053	63.7612
95	2.4914	93.6917	1.2584	90.7623	0.0001	2.7819	0.3187	14.6527	0.7062	14.58	0.0705	63.8317
96	0.8288	94.5205	3.5383	94.3006	0.0128	2.7947	1.0585	15.7112	0.2315	14.8115	0.068	63.8997
97	0.0908	94.6113	3.268	97.5685	0.0045	2.7992	0.7548	16.466	0.0192	14.8307	0.0207	63.9204
98	2.8664	97.4778	0.0904	97.6589	0.0058	2.805	0.0208	16.4867	0.7548	15.5855	0.0676	63.988
99	1.646	99.1238	0.0297	97.6887	0.0032	2.8082	0.0124	16.4992	0.5456	16.1311	0.0044	63.9925
100	0.0327	99.1565	1.483	99.1716	0.0175	2.8257	0.5152	17.0143	0.0069	16.138	0.0338	64.0263

Si ricorda inoltre che a titolo di completezza è stata riportata anche la massa modale in direzione Z, ma che, per il fabbricato in oggetto, come suggerito dalla norma non è da considerarsi.

Infatti si può già da questi grafici intuire che i modi lungo l'asse delle Z e i modi rotazionali sono del tutto irrisori soprattutto perché abbiamo elevatissime rigidezze torsionali nonostante non si abbiano comportamenti diaframmatici di piano.

Nella successiva tabella vengono plottate le medesime masse modali ma ora è possibile vedere la massa sismica effettivamente mobilitata per ciascun modo.

Mode	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
No	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
1	2.7877	2.7877	2084.9588	2084.9588	0.0004	0.0004	138096.572	138096.572	452.0828	452.0828	897.2149	897.2149
2	0.2649	3.0526	2832.222	4917.1808	0.0593	0.0597	269465.707	407562.279	55.7067	507.7895	2485.341	3382.5559
3	0.261	3.3136	250.4492	5167.63	0.0088	0.0685	8620.6205	416182.899	52.3746	560.1641	937.2164	4319.7723
4	362.1114	365.425	0.0155	5167.6455	0.0002	0.0687	1.0223	416183.921	8830.3402	9390.5043	1.9047	4321.6771
5	1.2166	366.6416	449.1394	5616.7849	0.0947	0.1633	14.6747	416198.596	290.971	9681.4753	201.0451	4522.7222
6	0.0069	366.6486	1584.5525	7201.3374	0.0217	0.185	78702.3795	494900.976	4.6107	9686.0861	2634.3286	7157.0508
7	226.5318	593.1803	44.3171	7245.6545	0.0113	0.1964	2914.6663	497815.642	24036.18	33722.266	445162.539	452319.59
8	1617.635	2210.8153	1.0232	7246.6777	0.0008	0.1972	66.4037	497882.045	47258.3652	80980.6312	406850.738	859170.328
9	544.7699	2755.5852	27.6534	7274.3311	0.0015	0.1987	1534.4273	499416.473	74707.2632	155687.895	1713074.35	2572244.68
10	503.0396	3258.6248	0.2206	7274.5517	0.0015	0.2002	16.787	499433.26	220.5283	155908.423	142913.527	2715158.2
11	74.3215	3332.9464	48.3598	7322.9116	0.0006	0.2008	1250.9802	500684.24	7191.3541	163099.777	1676.2056	2716834.41
12	1.2912	3334.2376	2002.0199	9324.9314	0.344	0.5447	57561.8099	558246.05	552.7393	163652.516	590549.334	3307383.74
13	842.2221	4176.4596	4591.7863	13916.7177	1.6707	2.2154	113326.405	671572.455	13615.1	177267.616	258902.266	3566286.01
14	852.1616	5028.6212	22.6034	13939.3211	0.0344	2.2499	2.3573	671574.812	60997.7757	238265.392	1031471.73	4597757.74
15	2400.6411	7429.2623	1465.449	15404.7701	0.7062	2.9561	32579.1982	704154.01	29090.6003	267355.992	137262.573	4735020.32
16	127.305	7556.5673	93.1547	15497.9247	0.0241	2.9802	1271.5581	705425.568	7325.9425	274681.935	74269.5988	4809289.91
17	849.1402	8405.7075	1679.9848	17177.9096	0.6448	3.625	37536.4811	742962.05	19263.8566	293945.791	531857.148	5341147.06
18	1026.4832	9432.1907	3174.1735	20352.0831	0.4828	4.1078	96558.266	839520.316	38985.3679	332931.159	2298693.04	7639840.1
19	1458.3318	10890.5224	1072.6735	21424.7566	0.0053	4.1131	41273.5025	880793.818	60631.5797	393562.739	1308264.21	8948104.31
20	616.0208	11506.5432	492.1399	21916.8966	0.0033	4.1164	20567.2872	901361.105	40517.4844	434080.223	17631.4782	8965735.78
21	123.7518	11630.2951	743.4403	22660.3369	0.0012	4.1176	20645.7678	922006.873	735.8459	434816.069	22.8638	8965758.65
22	240.1387	11870.4338	194.0694	22854.4063	0.1378	4.2554	2328.213	924335.086	4352.0116	439168.081	1093590.7	10059349.3
23	14779.6407	26650.0745	43.3964	22897.8027	0.0004	4.2558	5463.4985	929798.585	295225.825	734393.905	9893907.99	19953257.3
24	2417.0391	29067.1136	4193.9722	27091.7748	0.0003	4.2561	85339.926	1015138.51	13681.7321	748075.637	73699.2846	20026956.6
25	2973.1204	32040.234	207.8445	27299.6193	0.3585	4.6146	2454.7795	1017593.29	33717.3342	781792.971	1410529.11	21437485.7
26	182.7139	32222.9479	514.8605	27814.4799	0.332	4.9466	20829.5926	1038422.88	2392.0309	784185.002	3586958.35	25024444.1
27	451.038	32673.9859	37.0023	27851.4821	0.0044	4.951	3793.1836	1042216.07	2479.3059	786664.308	107148.094	25131592.2
28	43.5735	32717.5593	136.0456	27987.5277	0.0082	4.9593	4687.3778	1046903.44	13866.5841	800530.892	219225.566	25350817.7
29	172.3636	32889.9229	3.4436	27990.9713	0.3778	5.3371	19908.5846	1066812.03	567.9571	801098.849	39197.608	25390015.4
30	123.1964	33013.1193	799.656	28790.6273	0.155	5.492	41602.9117	1108414.94	16624.506	817723.355	516078.216	25906093.6
31	39.2216	33052.3409	0.9239	28791.5512	0.0322	5.5243	57.4959	1108472.44	8599.3494	826322.705	414224.024	26320317.6
32	0.5023	33052.8432	565.8786	29357.4298	0.0378	5.5621	30997.8344	1139470.27	3312.788	829635.493	43693.52	26364011.1
33	363.2879	33416.1311	0.7151	29358.1449	0.0005	5.5626	19.5563	1139489.83	11105.9011	840741.394	21617.3766	26385628.5
34	80.3666	33496.4977	478.8257	29836.9706	0.081	5.6436	56139.051	1195628.88	1083.0508	841824.445	31146.5608	26416775.1
35	130.9441	33627.4419	8.161	29845.1317	0.4353	6.0789	55.5297	1195684.41	8803.9169	850628.362	114203.548	26530978.6
36	8593.1011	42220.5429	72.5869	29917.7186	0.0544	6.1333	225.7348	1195910.14	111152.838	961781.199	1967428.39	28498407
37	1485.1834	43705.7264	13.8193	29931.5379	0.0045	6.1378	4264.1531	1200174.3	1511.0338	963292.233	1254239.58	29752646.6
38	2184.0586	45889.7849	56.0165	29987.5544	0.0451	6.1829	14140.2812	1214314.58	13364.7506	976656.984	633340.56	30385987.1
39	472.7129	46362.4978	8.6711	29996.2255	0.1566	6.3395	84.5234	1214399.1	6146.6415	982803.625	1212142.16	31598129.3
40	34.5816	46397.0794	15.9207	30012.1463	0.0591	6.3986	2040.3023	1216439.4	2.3768	982806.002	723122.334	32321251.6
41	4608.2165	51005.2959	55.587	30067.7333	0.0023	6.4009	1418.7783	1217858.18	6185.442	988991.444	4000678.65	36321930.3
42	861.2111	51866.507	320.3391	30388.0724	0.0464	6.4473	4538.9598	1222397.14	29310.7232	1018302.17	1216468.85	37538399.1
43	8929.4215	60795.9286	254.6214	30642.6938	0.2625	6.7098	7263.6107	1229660.75	160306.292	1178608.46	8184848.38	45723247.5
44	0.6281	60796.5566	2867.2693	33509.9631	0.2999	7.0097	36618.9778	1266279.73	80.2323	1178688.69	3006539.79	48729787.3
45	221.6866	61018.2432	403.1563	33913.1194	0.4144	7.4241	9138.4763	1275418.21	0.8115	1178689.5	263372.705	48993160
46	581.3909	61599.6341	341.6096	34254.729	0.1294	7.5535	2682.9787	1278101.18	4345.697	1183035.2	189618.511	49182778.5
47	1523.9778	63123.6119	3061.0969	37315.8259	0.0124	7.5659	39556.4648	1317657.65	16414.2915	1199449.49	6351711.34	55534489.9
48	573.6386	63697.2504	384.3715	37700.1974	0.0817	7.6476	9182.2964	1326839.95	207.6008	1199657.09	1664136.58	57198626.4
49	14.4666	63711.717	2573.9301	40274.1275	0.0002	7.6477	7331.7994	1334171.74	64.0289	1199721.12	1175148.89	58373775.3
50	8.4183	63720.1353	3423.5071	43697.6346	2.5551	10.2028	18212.891	1352384.64	1283.7663	1201004.89	2041299.07	60415074.4
51	15.8416	63735.9769	2647.359	46344.9936	0.4864	10.6892	98049.7307	1450434.37	199.8024	1201204.69	2378753.05	62793827.5
52	151.0258	63887.0027	412.8221	46757.8156	0.9044	11.5936	4008.5674	1454442.93	2354.2014	1203558.89	48977.1103	62842804.6
53	210.1759	64097.1787	563.1313	47320.947	0.1004	11.694	12124.1376	1466567.07	3853.2925	1207412.18	2131332.1	64974136.7
54	330.9769	64428.1556	4277.8995	51598.8465	0.2417	11.9358	441.0076	1467008.08	33025.7912	1240437.98	4060688	69034824.7
55	581.3165	65009.472	4680.7207	56279.5672	0.0928	12.0286	2356.1748	1469364.25	22727.406	1263165.38	602342.703	69637167.4
56	148.0463	65157.5184	1678.0678	57957.635	0.428	12.4566	1061.3669	1470425.62	2.6914	1263168.07	2673026.18	72310193.5
57	207.2435	65364.7619	971.9966	58929.6316	0.0224	12.4789	22856.9771	1493282.6	20254.7655	1283422.84	1596110.89	73906304.4
58	123.219	65487.9808	6692.0248	65621.6564	0.6027	13.0816	113380.961	1606663.56	85.6737	1283508.51	6051321.41	79957625.8
59	565.8824	66053.8632	74.0095	65695.666	1.5975	14.6791	16649.6129	1623313.17	16617.688	1300126.2	29234.2225	79986860.1
60	242.4213	66296.2845	478.8878	66174.5538	0.0123	14.6915	802.647	1624115.82	4913.0104	1305039.21	2612814.23	82599674.3
61	63.1975	66359.482	1103.6509	67278.2046	0.0978	14.7893	3909.9959	1628025.82	2889.8717	1307929.08	2813.0177	82602487.3
62	1189.0563	67548.5382	0	67278.2046	0.3328	15.122	27.6232	1628053.44	177.8605	1308106.94	452504.565	83054991.9
63	881.4244	68429.9626	73.8711	67352.0758	0.6859	15.808	3377.1919	1631430.63	12920.5814	1321027.52	171194.874	83226186.8
64	200.8048	68630.7674	447.1331	67799.2089	0	15.808	17221.3175	1648651.95	4818.2544	1325845.78	224633.258	83450820
65	591.9941	69222.7615	77.3568	67876.5657	0.0042	15.8122	20561.3748	1669213.32	4.8744	1325850.65	179782.085	83630602.1
66	1.1283	69223.8898	410.0882	68286.6539	2.6502	18.4623	34558.4931	1703771.82	828.1711	1326678.82	178021.739	83808623.8
67	258.551	69482.4408	40.5719	68327.2258	0.3166	18.779	5417.2151	1709189.03	51736.2171	1378415.04	19522.1097	83828145.9
68	38.4801	69520.9209	697.7233	69024.9491	1.4476	20.2266	1033.6145	1710222.65	3373.3333	1381788.37	121458.492	83949604.4
69	331.7721	69852.6929	26.0258	69050.9749	0.477	20.7036	3564.6606	1713787.31	9444.8087	1391233.18	4058.2349	83953662.7
70	0.0526	69852.7455	1111.2842	70162.2591	4.2579	24.9615	1886.8078	1715674.11	4693.459	1395926.64	757555.61	84711218.3
71	82.5989	69935.3444	549.4247	70711.6838	3.0031	27.9646	90127.2151	1805801.33	2630.6646	1398557.31	1862.0496	84713080.3
72	407.0621	70342.4065	62.3165	70774.0003	0.1773	28.1419	3.7587	1805805.09	86432.9305	1484990.24	312485.764	85025566.1
73	44.3281	70386.7347	560.0479	71334.0482	0.0682	28.2101	8565.7451	1814370.83	11621.4636	1496611.7	27735.3649	85053301.5
74	390.332	70777.0667	173.4534	71507.5016	5.6895	33.8995	31483.2617	1845854.09	20391.7356	1517003.44	12727.5844	85066029
75	83.5746	70860.6413	397.1006	71904.6022	33.7238	67.6234	39380.96	1885235.05	24519.7088	1541523.14	36.6217	85066065.7
76	685.4282	71546.0695	71.0201	71975.6223	1.1883	68.8117	116.7916	1885351.85	123632.234	1665155.38	89485.5579	85155551.2
77	1527.1772	73073.2467	33.7276	72009.3499	12.2716	81.0832	32929.8186	1918281.66	348956.744	2014112.12	115333.243	85270884.5
78	71.0081	73144.2549	449.1435	72458.4934	16.2702	97.3535	214733.473	2133015.14	3170.8172	2017282.94	5201.1011	85276085.6
79	1101.0372	74245.292	17.2316	72475.725	3.0784	100.4318	38495.7524	2171510.89	1013487.33	3030770.27	3119.6914	85279205.3
80	11.7219	74257.0139	601.567	73077.292	317.926	418.3578	562408.368	2733919.26	59148.6817	3089918.95	111054.52	85390259.8
81	987.4865	75244.5004	29.1382	73106.4302	0.0776	418.4354	80805.9831	2814725.24	208072.215	3297991.17	12073.8858	85402333.7
82	3.1377	75247.6381	1491.1664	74597.5966	3.0033	421.4387	532465.329	3347190.57	7162.4899	3305153.66	5202.7114	85407536.4
83	2.38	75250.0181	2349.6368	76947.2334	113.7398	535.1785	687661.113	4034851.68	3370.77	3308524.43	811815.864	86219352.2
84	1357.9888	76608.0069	12.6157	76959.8491	29.7619	564.9404	22700.0656	4057551.75	152340.88	3460865.31	123469.385	86342821.6
85	107.5256	76715.5326	1265.2908	78225.1398	432.2183	997.1587	2126813.98	6184365.73	32502.8666	3493368.17	124328.107	86467149.7
86	1510.5709	78226.1035	39.2731	78264.4129	96.4717	1093.6304	29671.4294	6214037.16	769150.51	4262518.68	53277.6726	86520427.4
87	870.8402	79096.9437	302.5895	78567.0024	71.6616	1165.2921	176403.554	6390440.71	1487357.82	5749876.5	1455.6427	86521883
88	393.3878	79490.3315	712.7226	79279.7249	122.5084	1287.8005	340459.809	6730900.52	322237.194	6072113.7	167643.29	86689526.3
89	989.586	80479.9176	249.223	79528.9479	0.0012	1287.8016	4898.2536	6735798.78	7119.6951	6079233.39	10994.4375	86700520.8
90	248.7267	80728.6443	1019.2146	80548.1625	245.8233	1533.6249	2.6116	6735801.39	6868.8783	6086102.27	51.6328	86700572.4
91	101.7513	80830.3956	1137.1509	81685.3133	37.848	1571.4729	110972.546	6846773.93	18174.7219	6104276.99	9970.5202	86710542.9
92	1771.2426	82601.6383	59.0381	81744.3514	40.7815	1612.2545	207.9173	6846981.85	190061.151	6294338.14	24149.6508	86734692.6
93	2854.7565	85456.3947	42.3749	81786.7264	0.1826	1612.4371	7334.229	6854316.08	355829.706	6650167.85	2921.3917	86737614
94	83.3698	85539.7645	2161.8897	83948.616	20.2464	1632.6835	299264.687	7153580.77	8904.1678	6659072.02	7274.1321	86744888.1
95	2336.7227	87876.4873	1180.2599	85128.8759	0.0505	1632.7339	159035.212	7312615.98	338937.855	6998009.87	95945.2477	86840833.3
96	777.3618	88653.8491	3318.6399	88447.5159	7.5207	1640.2546	528265.995	7840881.97	111090.893	7109100.76	92570.2929	86933403.6
97	85.168	88739.0171	3065.144	91512.6599	2.6282	1642.8828	376693.105	8217575.08	9234.1846	7118334.95	28149.5447	86961553.2
98	2688.5003	91427.5174	84.7623	91597.4222	3.3978	1646.2805	10363.9613	8227939.04	362287.758	7480622.71	92009.9234	87053563.1
99	1543.8754	92971.3928	27.8947	91625.3169	1.8793	1648.1598	6197.1017	8234136.14	261874.59	7742497.3	6020.7677	87059583.9
100	30.635	93002.0278	1390.9204	93016.2373	10.2937	1658.4535	257095.824	8491231.97	3316.355	7745813.65	46026.948	87105610.8

Di seguito si riporta il fattore di partecipazione modale che ci consente di comprendere in prima battuta quanto sia importante la partecipazione di un modo di vibrare nel moto complessivo (è un valore relativo che da un peso).

In maniera congiunta al periodo associato a ciascun modo, alla massa modale, e al fattore di partecipazione è stato possibile comprendere quale modo fosse, per ciascuna direzione principale, il fondamentale→ il più energetico.

Mode No	TRAN-X Value	TRAN-Y Value	TRAN-Z Value
1	1.6696	45.6613	-0.0203
2	-0.5147	53.2186	-0.2435
3	-0.5109	15.8256	-0.0937
4	19.0292	0.1246	0.0138
5	1.103	21.1929	-0.3077
6	-0.0833	-39.8064	0.1474
7	-15.051	-6.6571	0.1064
8	40.2198	-1.0115	0.0287
9	23.3403	-5.2587	0.0385
10	-22.4285	-0.4697	-0.0387
11	-8.621	-6.9541	0.0244
12	1.1363	44.7439	-0.5865
13	29.0211	67.7627	-1.2926
14	29.1918	4.7543	0.1855
15	48.9963	-38.2812	0.8404
16	-11.283	9.6517	0.1553
17	29.14	-40.9876	0.803
18	-32.0388	56.3398	-0.6949
19	38.1881	32.7517	-0.0728
20	-24.8198	22.1842	0.0576
21	11.1244	-27.2661	0.0345
22	15.4964	13.9309	-0.3712
23	121.5715	-6.5876	0.0203
24	49.1634	64.7609	0.0158
25	-54.5263	14.4168	0.5988
26	13.5172	-22.6905	0.5762
27	-21.2377	-6.0829	0.0665
28	-6.601	11.6639	-0.0907
29	13.1287	-1.8557	0.6146
30	-11.0994	-28.2782	0.3936
31	6.2627	-0.9612	-0.1796
32	-0.7087	-23.7882	0.1944
33	19.0601	-0.8456	-0.0234
34	-8.9647	-21.8821	0.2846
35	-11.4431	-2.8568	-0.6598
36	92.699	-8.5198	-0.2332
37	38.5381	-3.7174	0.0673
38	46.7339	7.4844	-0.2123
39	21.742	-2.9447	-0.3957
40	5.8806	3.9901	0.2431
41	67.8838	7.4557	0.0483
42	29.3464	17.898	-0.2154
43	-94.4956	15.9569	-0.5124
44	-0.7925	53.5469	-0.5477
45	14.8891	20.0788	0.6437
46	24.112	-18.4827	-0.3597
47	39.0382	55.3272	-0.1113
48	23.9508	-19.6054	0.2858
49	3.8035	-50.7339	-0.0138
50	-2.9014	-58.5107	1.5985
51	3.9802	51.4525	0.6974
52	-12.2893	20.318	0.951
53	14.4974	23.7304	0.3169
54	18.1928	-65.4057	0.4917
55	-24.1105	-68.4158	-0.3047
56	12.1674	-40.9642	-0.6542
57	-14.396	-31.1769	-0.1496
58	11.1004	-81.8048	-0.7763
59	-23.7883	-8.6029	1.2639

60	15.5699	-21.8835	0.111
61	-7.9497	-33.2212	0.3128
62	-34.4827	0.0046	-0.5768
63	29.6888	8.5948	-0.8282
64	14.1706	-21.1455	-0.0064
65	-24.3309	-8.7953	-0.0647
66	1.0622	-20.2506	-1.6279
67	-16.0795	6.3696	0.5627
68	-6.2032	26.4145	1.2032
69	18.2146	5.1015	0.6907
70	-0.2292	-33.3359	-2.0635
71	-9.0884	-23.4398	-1.7329
72	20.1758	-7.8941	-0.4211
73	-6.6579	-23.6653	0.2611
74	19.7568	-13.1702	-2.3853
75	9.1419	19.9274	5.8072
76	26.1807	-8.4273	-1.0901
77	-39.0791	-5.8075	-3.5031
78	-8.4266	21.193	-4.0336
79	-33.1819	-4.1511	-1.7545
80	-3.4237	24.5269	17.8305
81	31.4243	-5.398	-0.2785
82	-1.7714	-38.6156	1.733
83	-1.5427	-48.4731	-10.6649
84	36.8509	-3.5519	-5.4555
85	10.3695	35.5709	-20.7899
86	-38.8661	6.2668	-9.822
87	29.51	17.3951	-8.4653
88	19.834	-26.6969	11.0684
89	31.4577	15.7868	-0.0341
90	-15.7711	31.9251	15.6788
91	-10.0872	-33.7217	6.1521
92	42.0861	-7.6836	6.386
93	53.4299	6.5096	-0.4273
94	-9.1307	46.4961	4.4996
95	48.3397	34.3549	-0.2246
96	27.8812	-57.6076	2.7424
97	-9.2287	-55.3637	-1.6212
98	51.8507	-9.2066	-1.8433
99	39.2922	5.2815	1.3709
100	-5.5349	37.295	-3.2084

Si plottano di seguito i principali modi di vibrare che sono riassunti nella tabella seguente sia per le componenti di spostamento che di rotazione.

	MODO	T [s]
DIR-DX	23	15.758
DIR-DY	58	7.135
DIR-DZ	85	0.736
DIR-RX	85	4.262
DIR-RY	87	3.099
DIR-RZ	23	7.272

DIR-DX e DIR-RZ

Il modo analizzato è il medesimo; la differenza sta nel periodo associato. Si nota che essendo il periodo maggiore per lo spostamento DX rispetto alla rotazione RZ, mi aspetto che sarà più semplice attivare meccanismi figli dello spostamento lungo Dx piuttosto che rotazioni RZ.

Si evince pertanto che Palazzo Carignano ha rigidezze torsionali molto elevate (aspetto constatato già nei capitoli precedenti del corrente documento) e pertanto sarà più facile raggiungere il collasso per moti transazionali piuttosto che rotazionali.

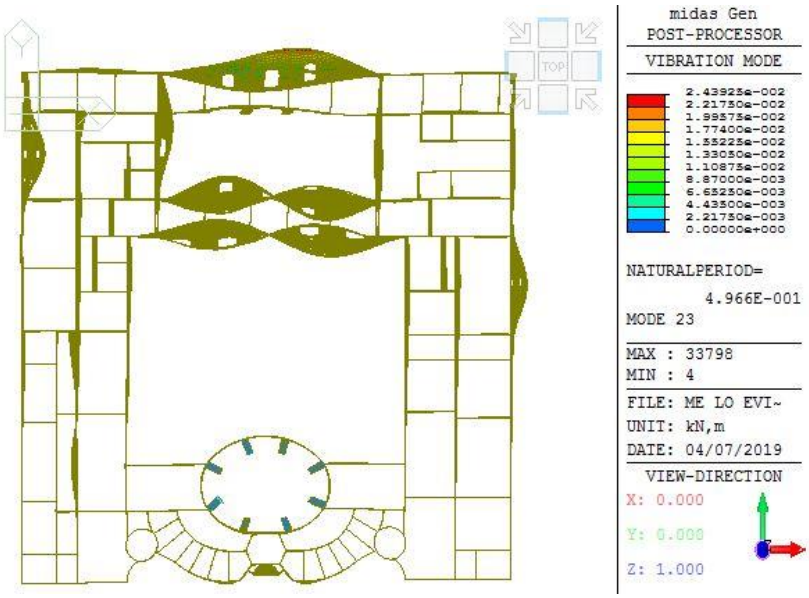


Figura 217. Vista dall' alto dell'intero palazzo

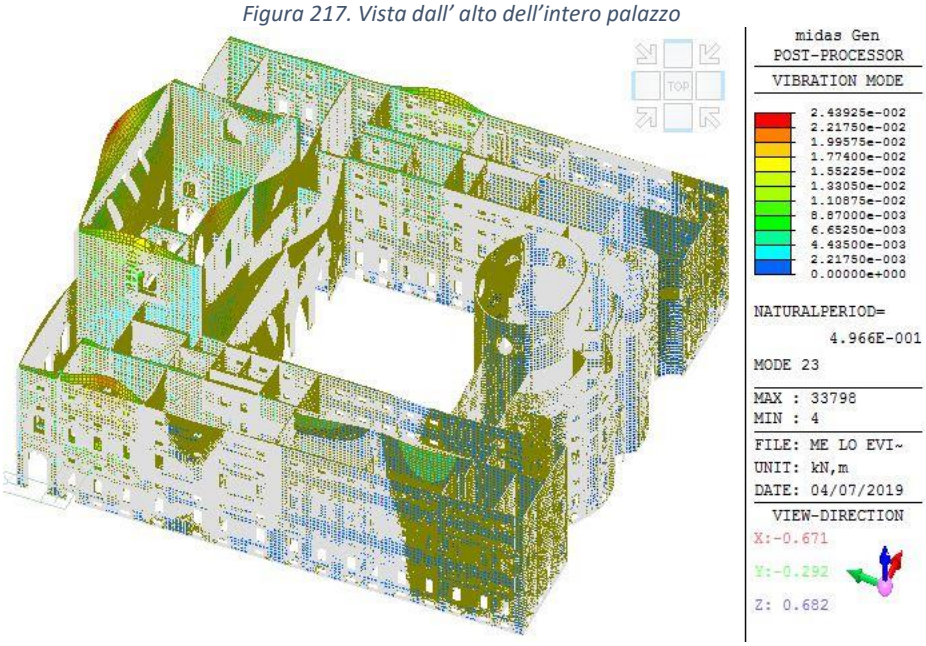


Figura 218.Vista con in bianco riportata la configurazione in deformata del palazzo

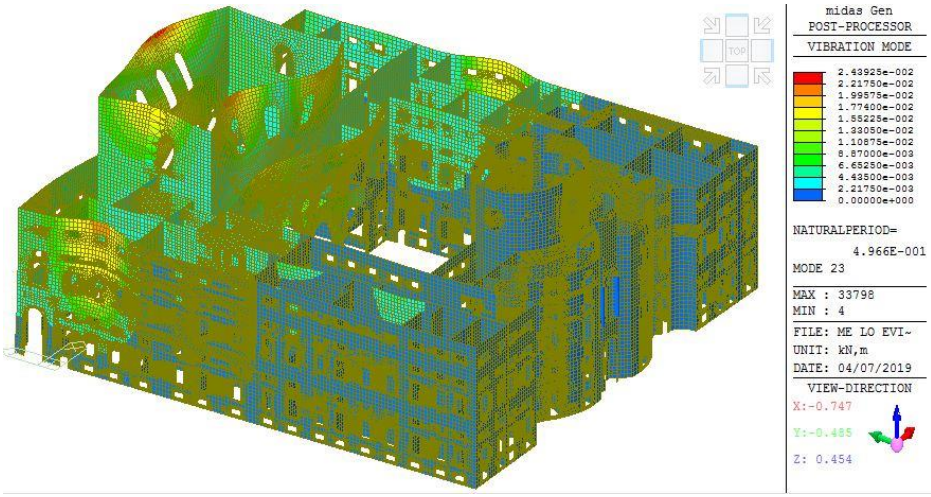


Figura 219. Vista del palazzo

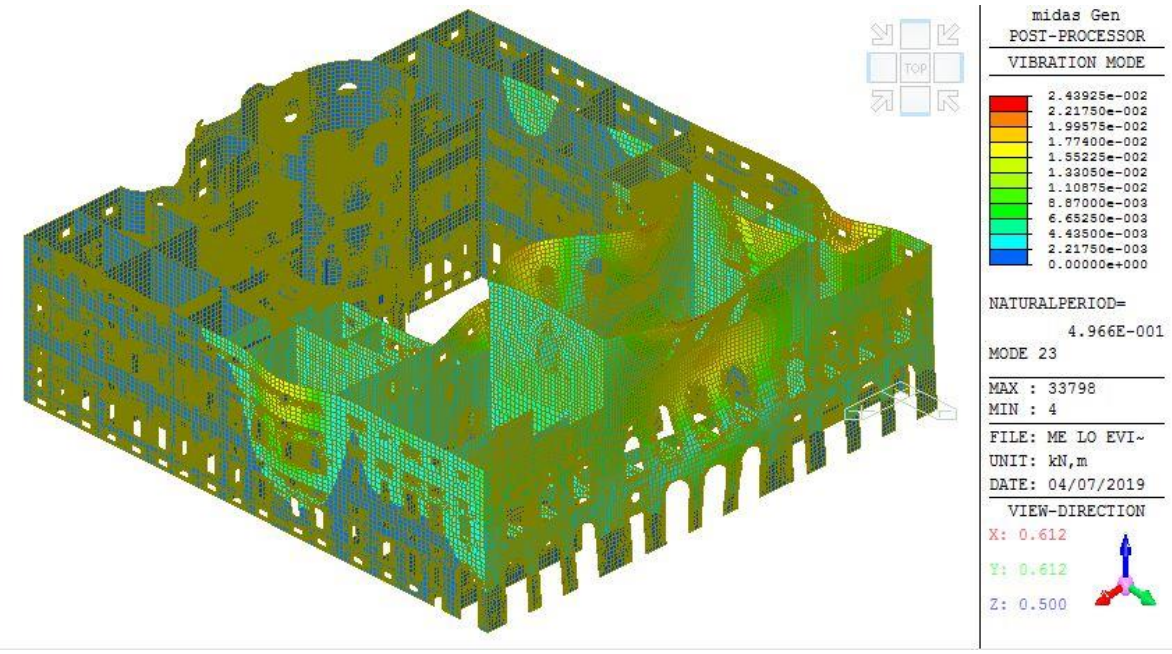


Figura 220.Vista del palazzo

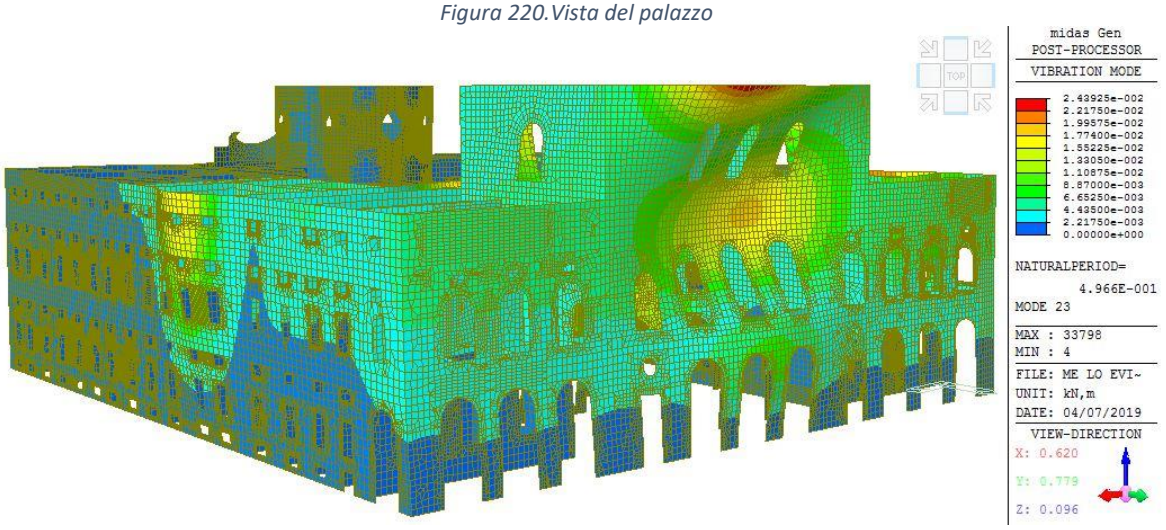


Figura 221.Vista del palazzo

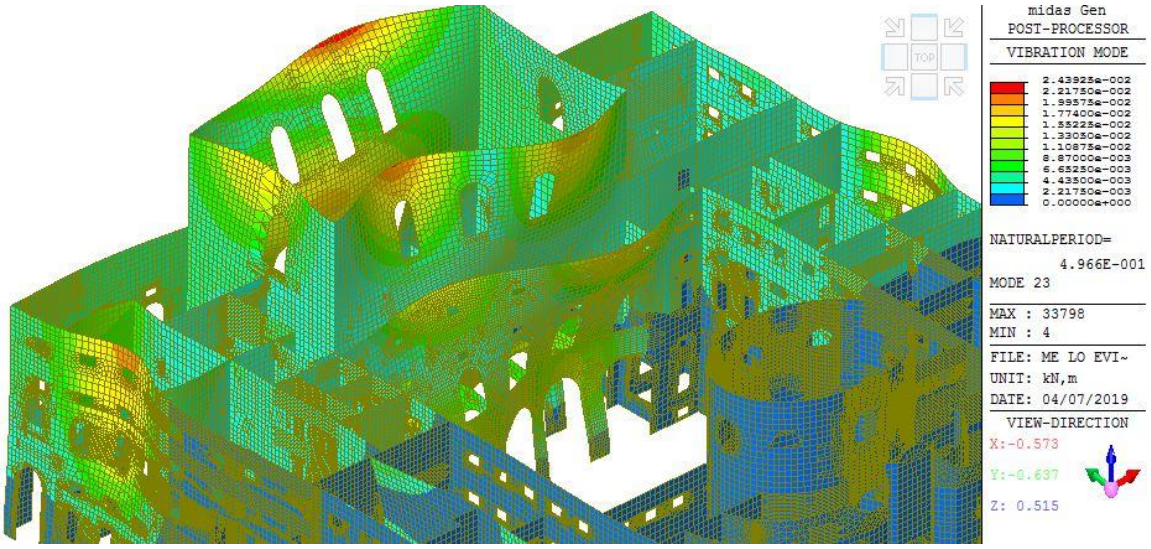


Figura 222.Zoom sul corpo ottocentesco

DIR-DY

Tramite un occhio critico osservando il valore del periodo appartenente al modo che mobilita la maggior massa modale in direzione Y e incrociando le grandezze riportate nella corrente appendice, è possibile constatare che i modi di vibrare lungo la direzione Y hanno periodi minori della direzione X. Questo fatto era intuibile in quanto la struttura, per la sua caratteristica distribuzione in pianta, è nettamente più rigida lungo l'asse delle Y rispetto alla direzione X.

Si ricorda al lettore sempre che questa tesi è stata sviluppata avendo alle spalle un livello di conoscenza infimo per quanto concerne anche l'aspetto geotecnico.

Mi riservo nel dire che, in conseguenza a presa visione dei lavori di scavo operati in piazza Carlo Alberto nei mesi tardo autunnali dell'anno 2018, è stato possibile vedere opere murarie (opere riconducibili alle vecchie mura- fortificazioni militari risalenti a un'epoca più antica della costruzione di Palazzo Carignano) che sembrano continuare lungo tutto l'asse Piazza Carlo Alberto – Piazza Carignano.

Può darsi pertanto che queste opere antiche possano condizionare fortemente la risposta sismica del palazzo contraddicendo così le conclusioni della presente tesi.

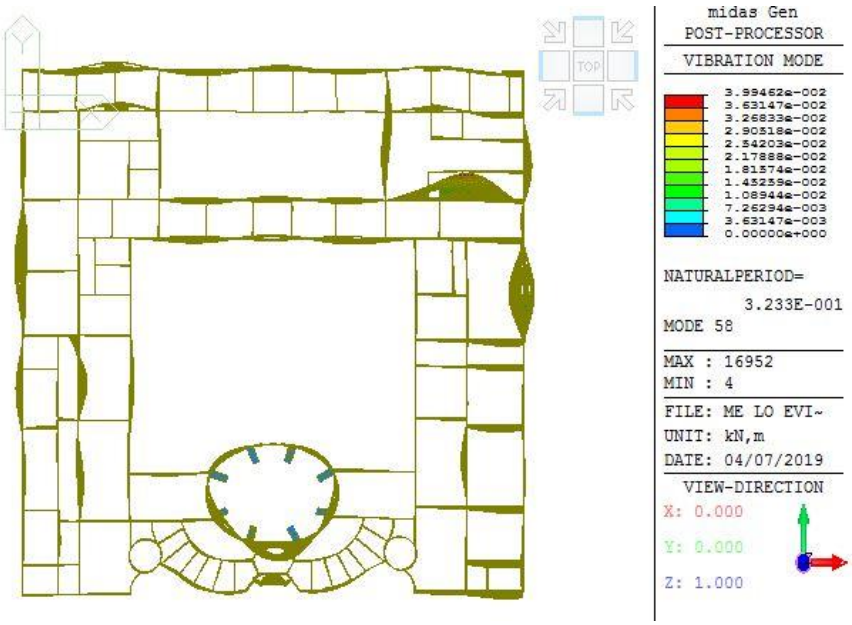


Figura 223.Vista dall' alto del palazzo

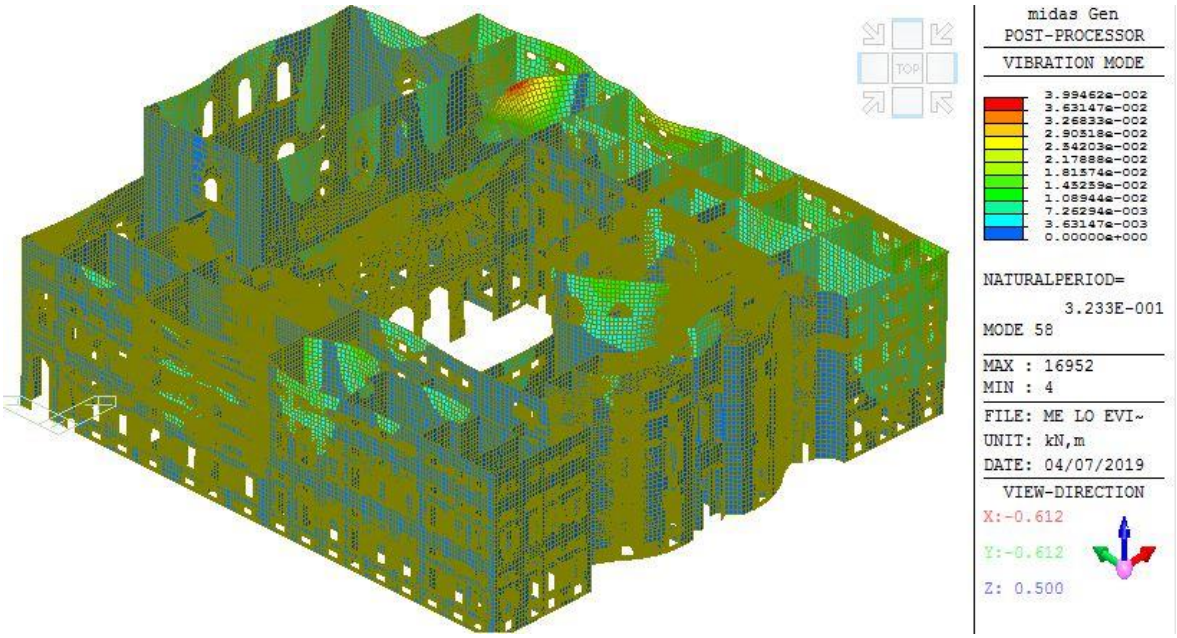


Figura 224.Vista del palazzo

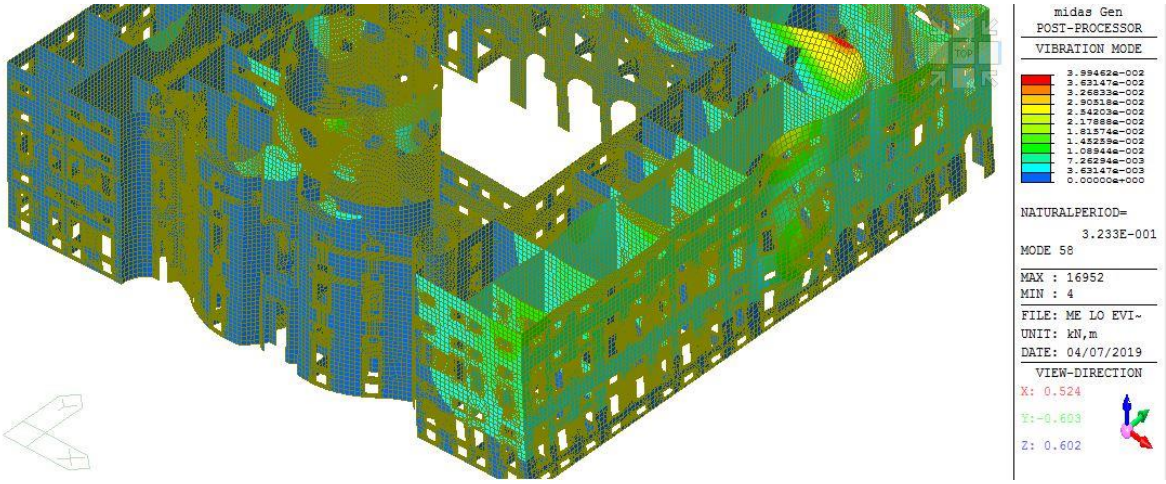


Figura 225.Zoom su ala destra del palazzo

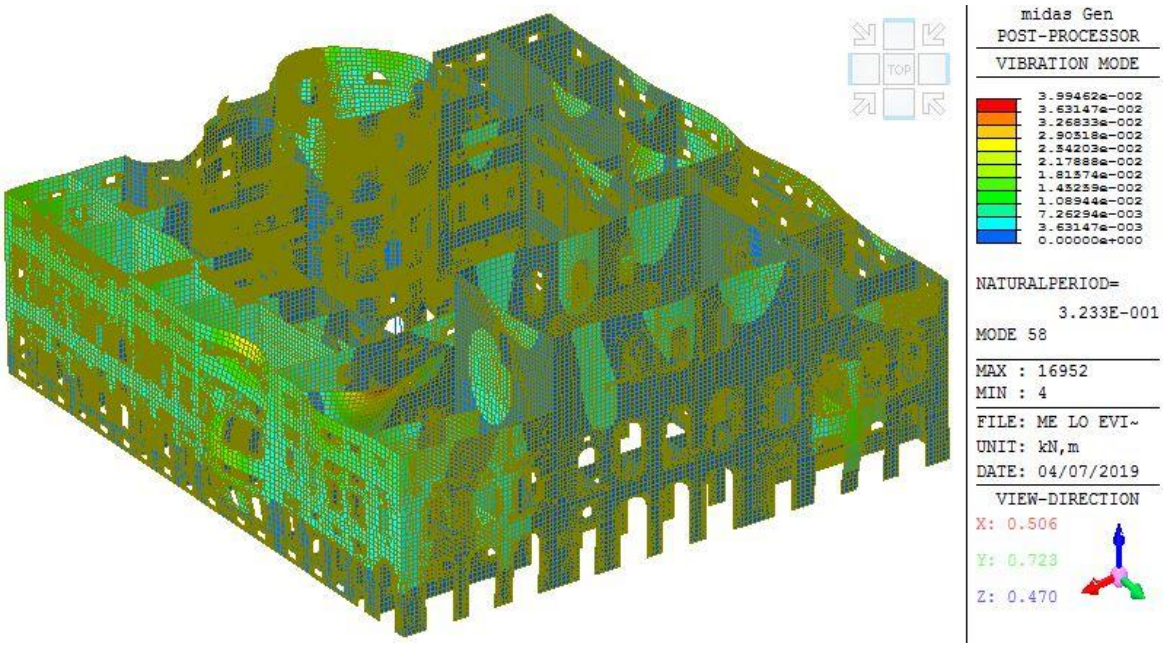


Figura 226.Vista del palazzo

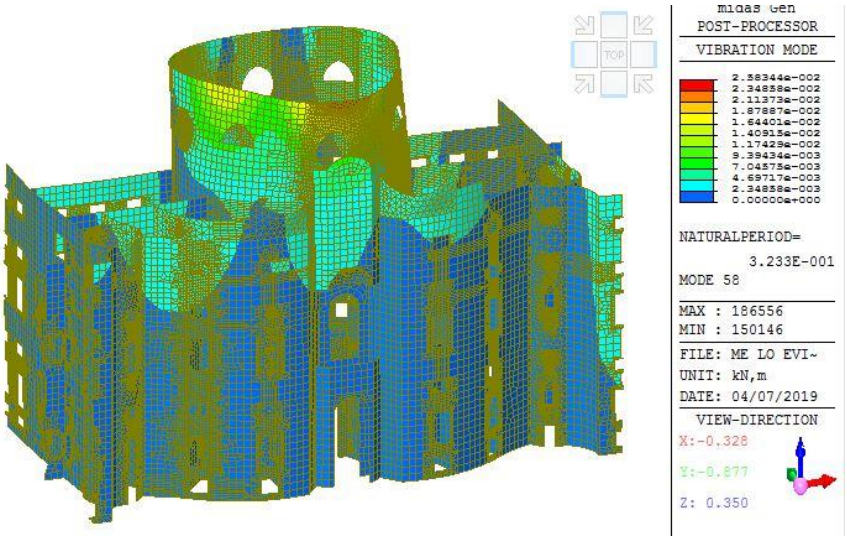


Figura 227.Zoom del corpo centrale dell'ala seicentesca

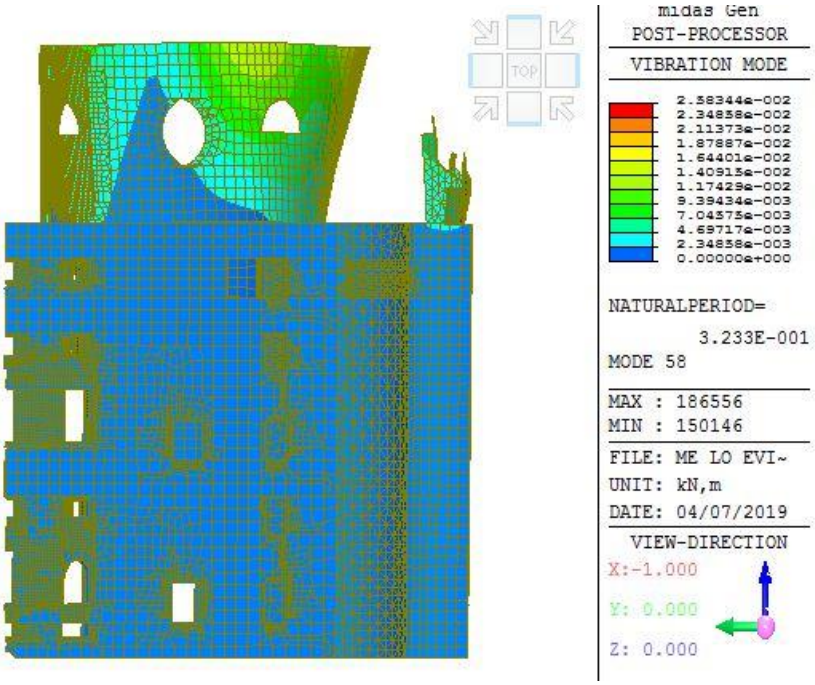


Figura 228.Zoom del corpo centrale dell'ala seicentesca vista laterale)

DIR-DZ e DIR-RX

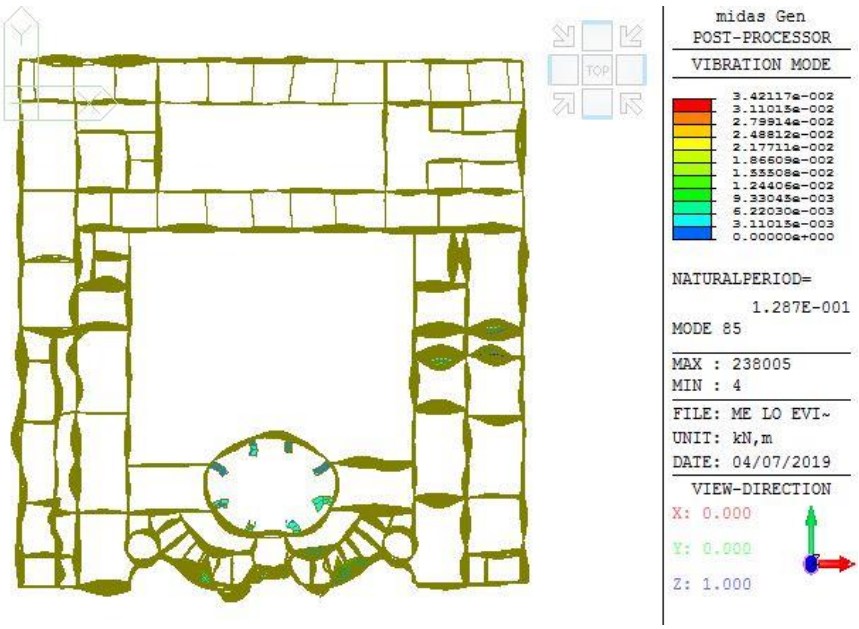


Figura 229.Vista dall' alto del palazzo

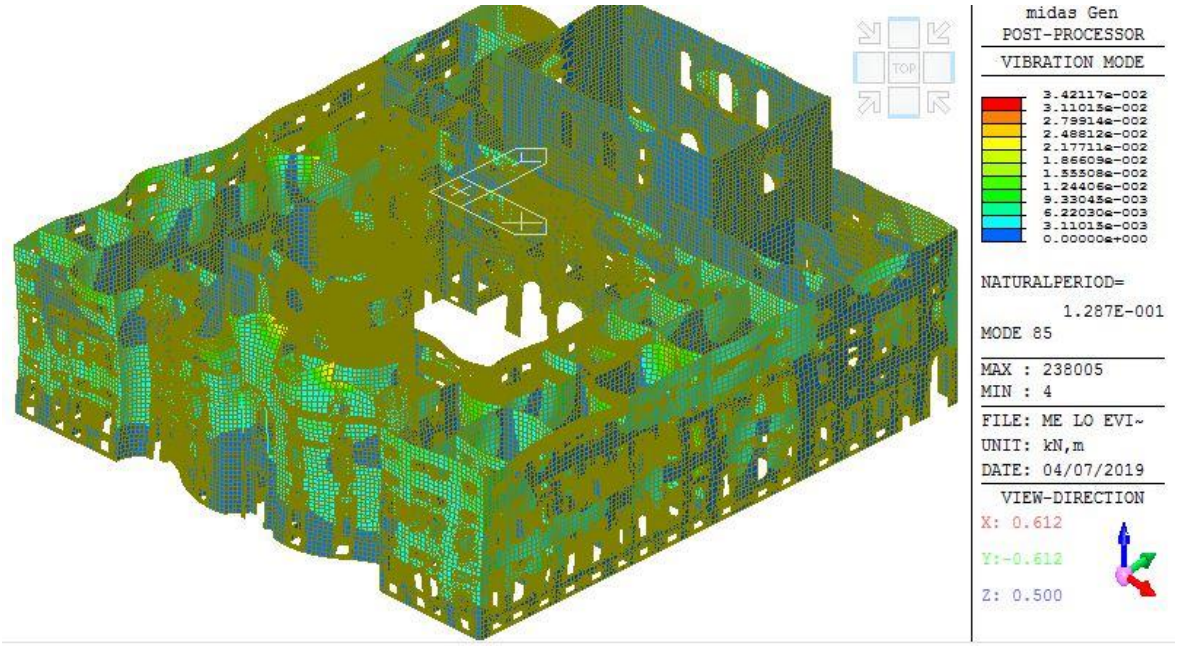


Figura 230.Vista del palazzo

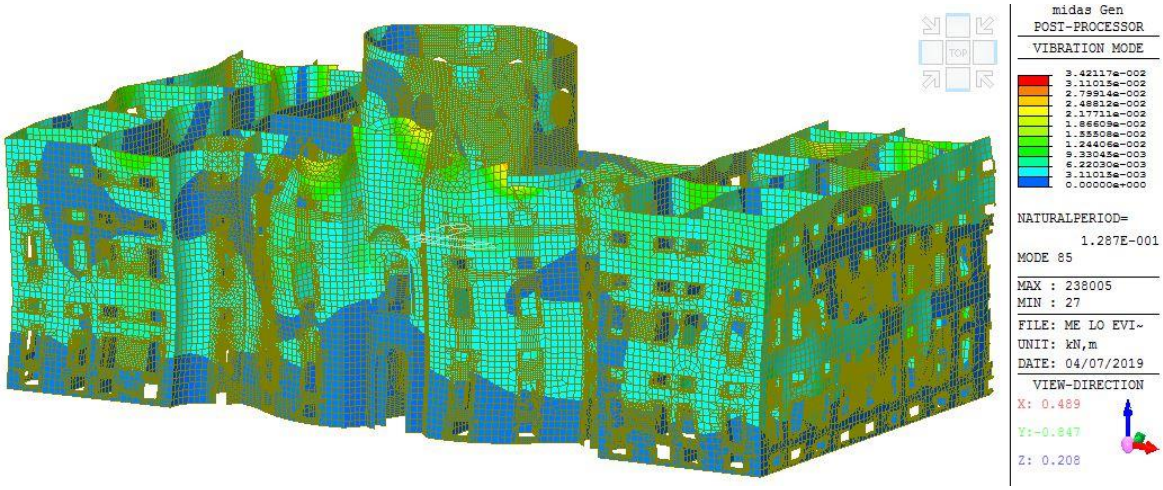


Figura 231. Zoom sull'ala seicentesca

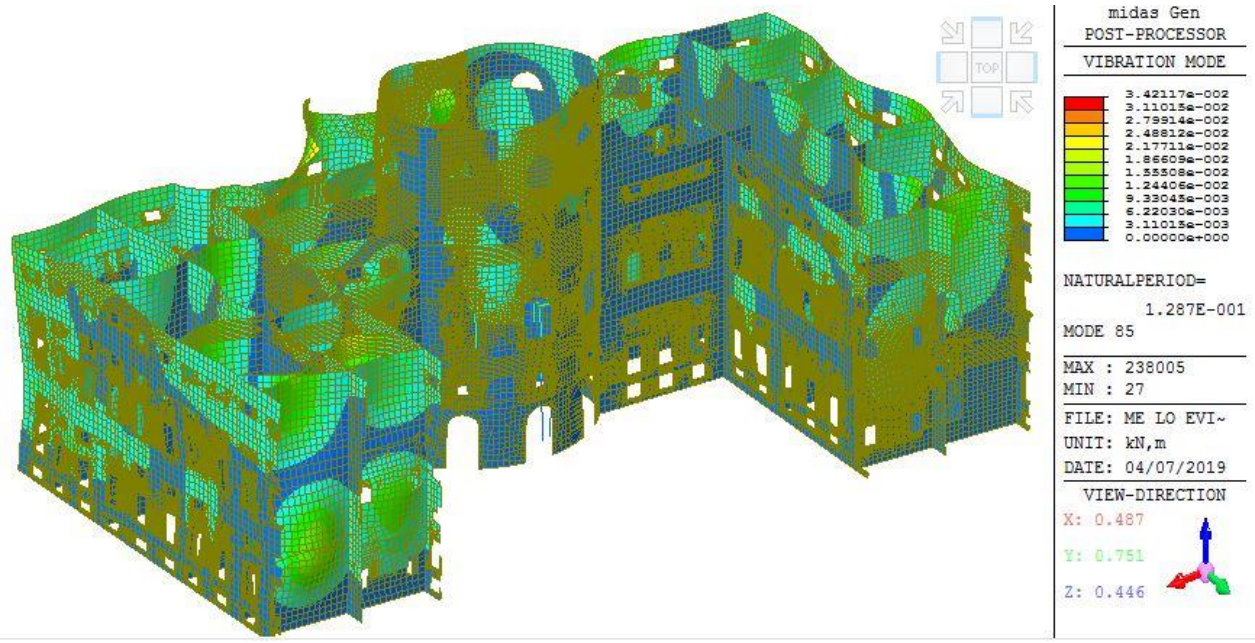


Figura 232. Zoom sull' ala seicentesca. Vista dei maschi murari limitrofi al cortile interno.

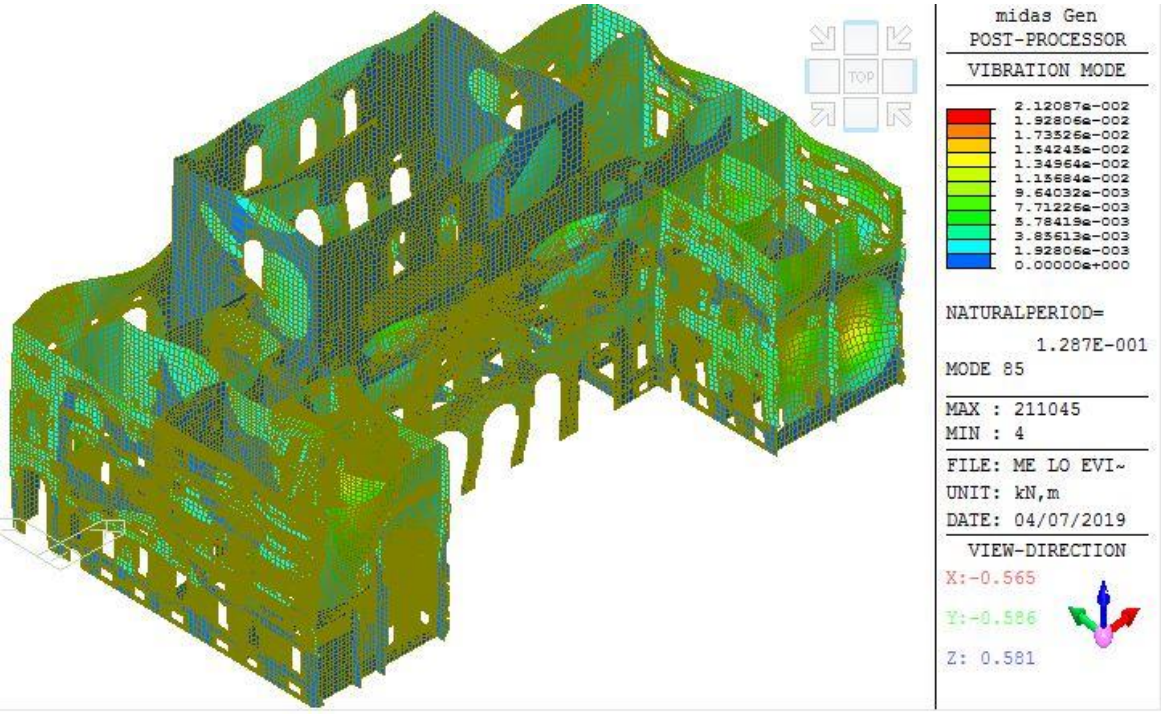


Figura 233.Zoom sull' ala ottocentesca. Vista dei maschi murari limitrofi al cortile interno.

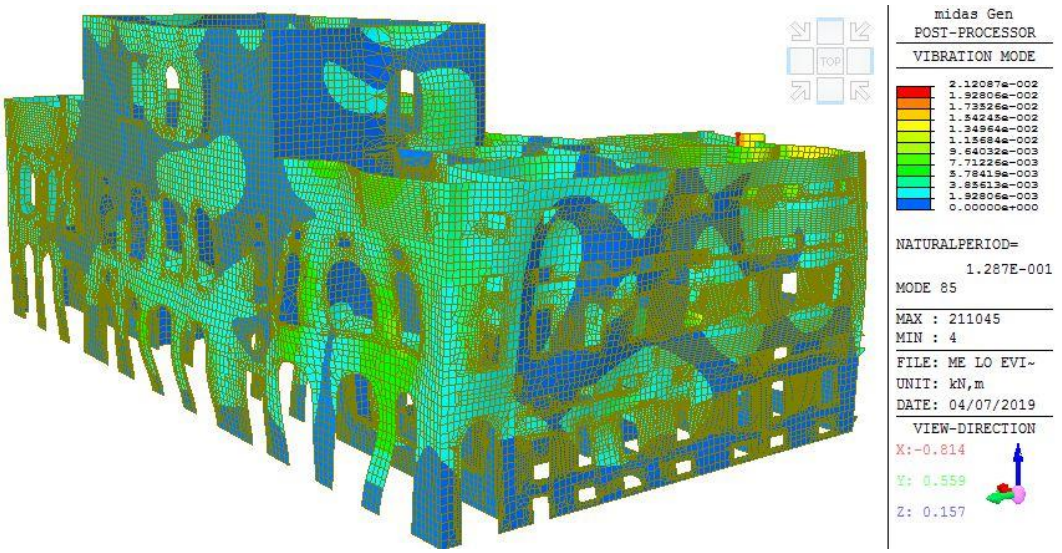


Figura 234.Zoom sull'ala ottocentesca

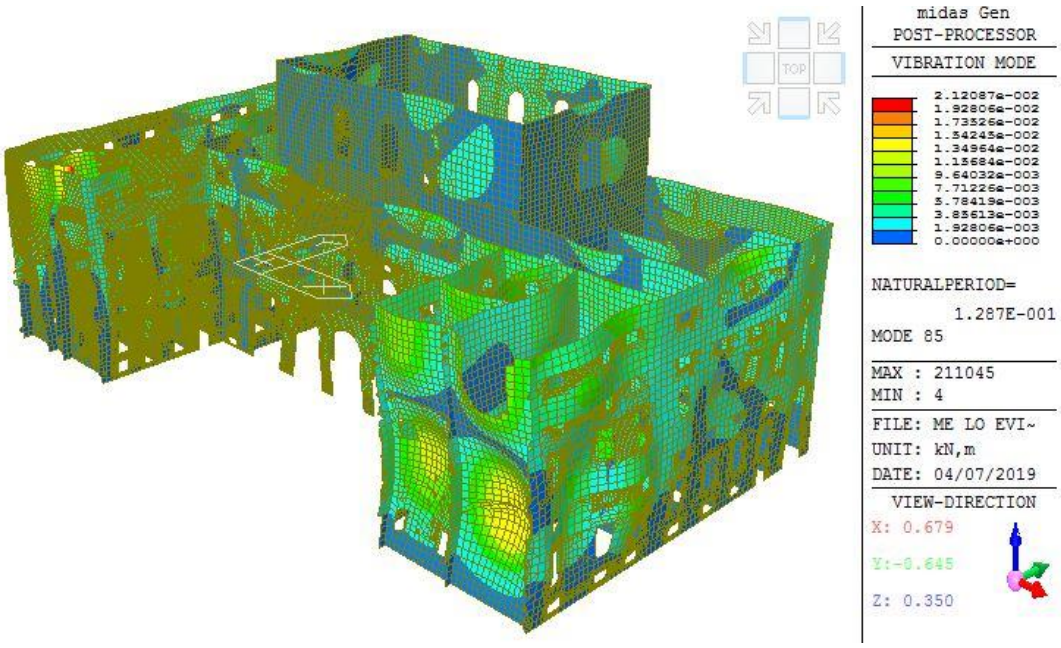


Figura 235.Zoom sull'ala ottocentesca. Vista dei maschi murari limitrofi al cortile interno

DIR-RY

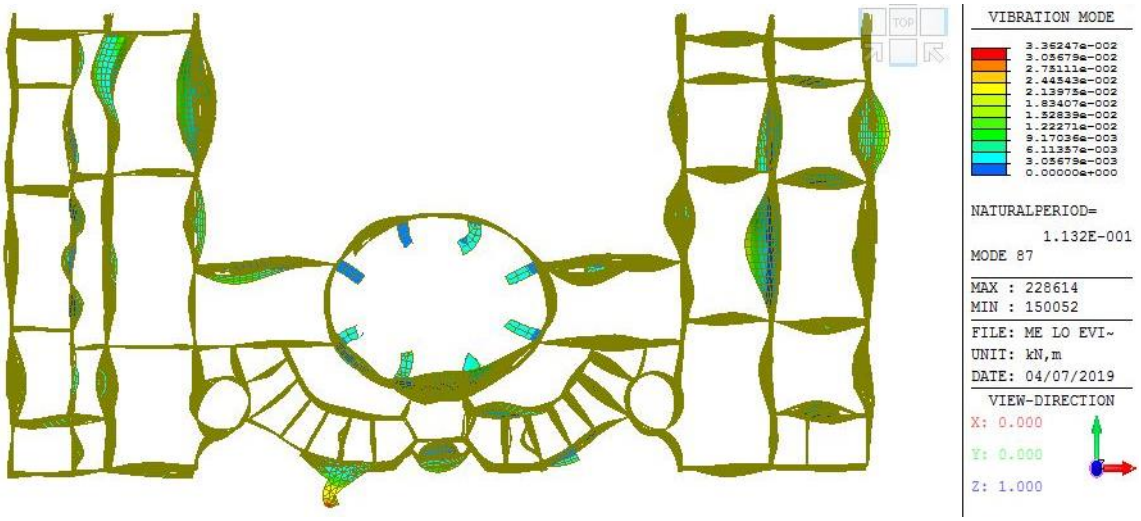


Figura 236.Zoom dall'alto della sola ala seicentesca

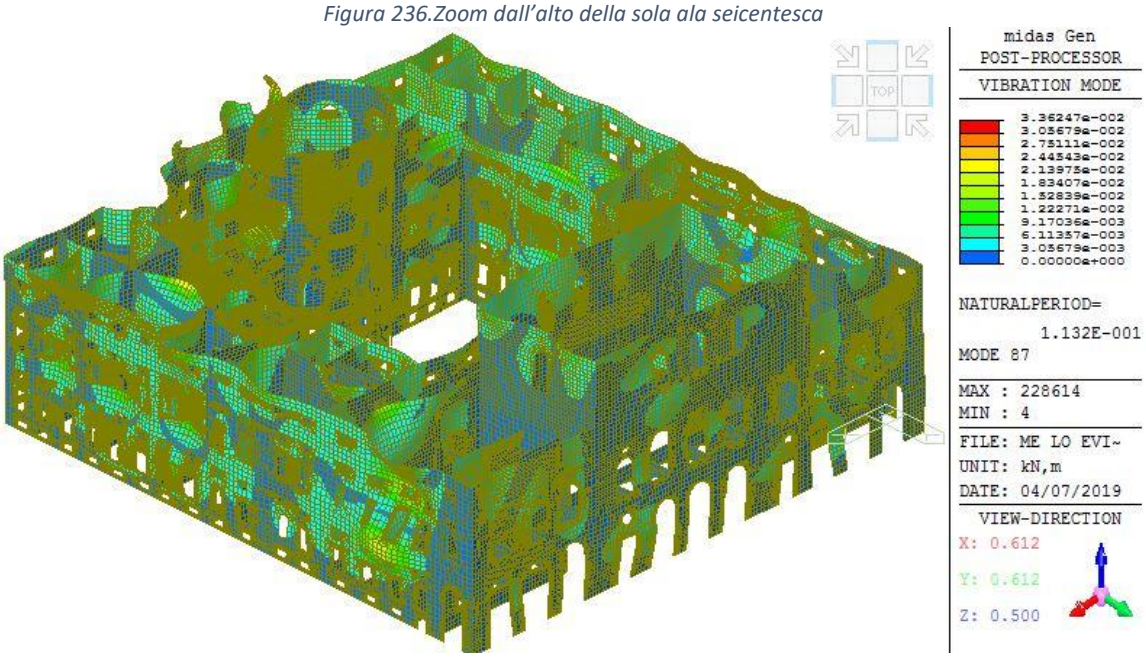


Figura 237.Vista di tutto il palazzo. In primo piano la facciata prospiciente Piazza Carlo Alberto.

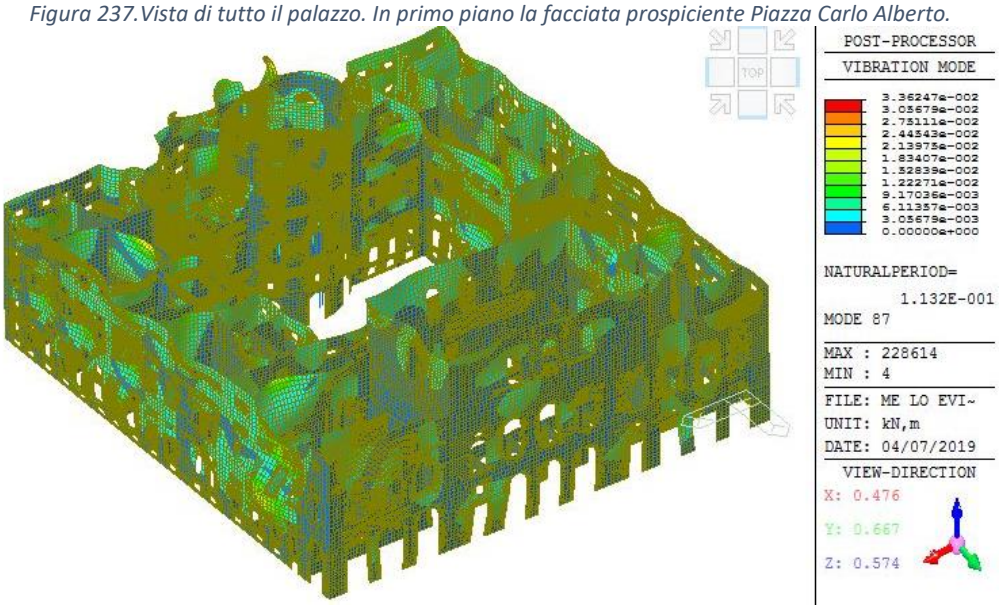


Figura 238.Vista di tutto il palazzo. In primo piano la facciata prospiciente Piazza Carlo Alberto.

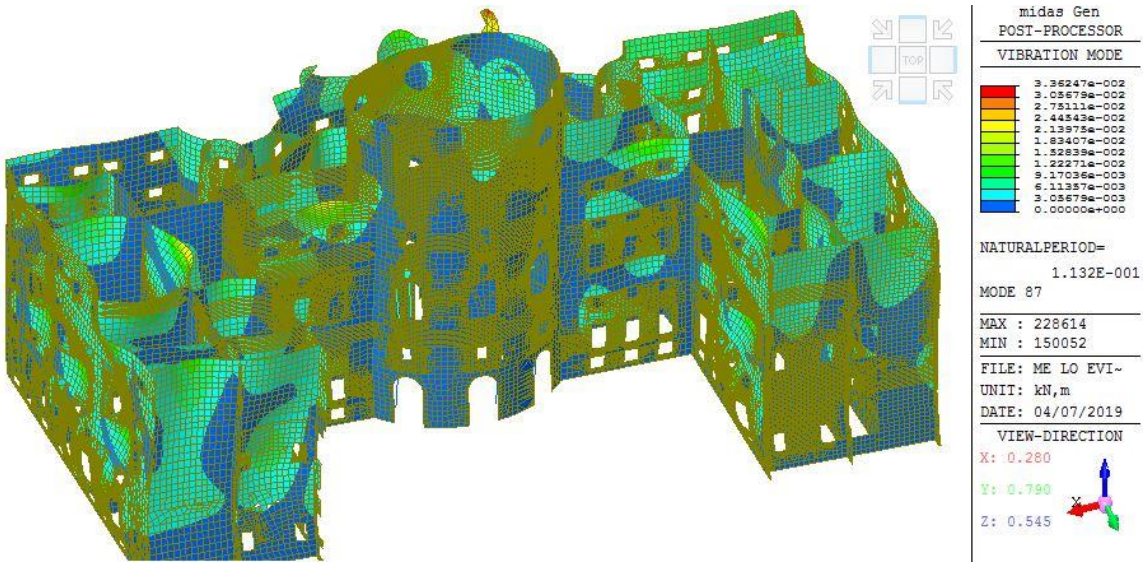


Figura 239.Zoom parte seicentesca con zoom sulle pareti limitrofe al cortile interno.

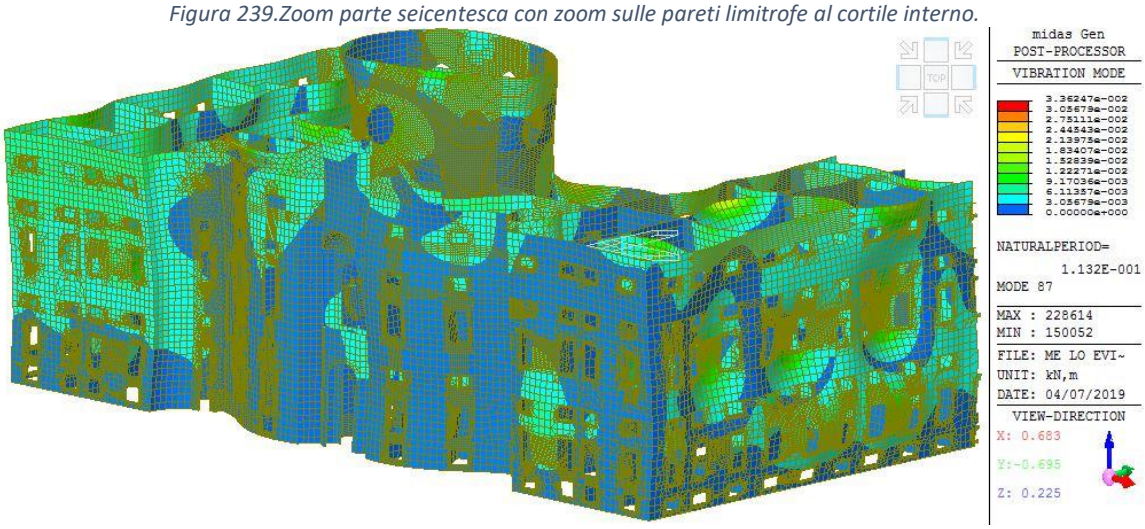


Figura 240.Zoom parte seicentesca

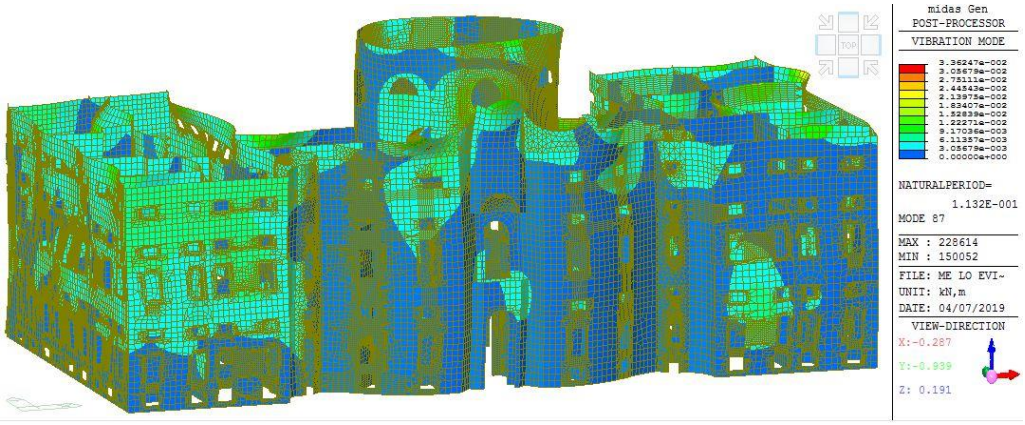


Figura 241.Zoom parte seicentesca

18. APPENDICE 3

VERIFICA SLU-INVILUPPO SOLL. STATICHE :

	LEVEL [m]	t eff [m]	lc [m]	b	τ0 [KN / mq]	τ0d [KN / mq]	σ0 [KN / mq]	fvd [KN / mq]	Vrd [KN]	Ved [KN]	verifica	Ved/Vrd
1	20.17	0.8	2	1.50	70	17.28	91.16	36.73	58.77	2.30	verif.	3.9%
	15.97	0.9	2	1.50	70	17.28	30.03	25.39	45.71	24.60	verif.	53.8%
	11.1	0.9	2	1.50	70	17.28	208.84	52.01	93.62	19.10	verif.	20.4%
	6.9	1.1	2	1.50	70	17.28	683.35	90.40	198.89	8.30	verif.	4.2%
	2.03	1.2	2	1.02	70	17.28	1000.95	160.75	385.81	4.71	verif.	1.2%
	0	1.35	2	1.02	70	17.28	1071.44	166.18	448.68	48.30	verif.	10.8%
2	20.17	0.8	3.5	1.20	70	17.28	39.73	34.38	96.27	26.00	verif.	27.0%
	15.97	0.9	3.5	1.39	70	17.28	54.61	32.84	103.45	2.00	verif.	1.9%
	11.1	0.9	3.5	1.20	70	17.28	250.38	70.53	222.17	11.50	verif.	5.2%
	6.9	1.1	3.5	1.39	70	17.28	570.3	89.35	344.01	56.30	verif.	16.4%
	2.03	1.2	3.5	1.00	70	17.28	950.87	159.14	668.37	16.20	verif.	2.4%
	0	1.35	3.5	1.00	70	17.28	1250.9	181.94	859.68	26.60	verif.	3.1%
3	20.17	0.8	3	1.40	70	17.28	417.76	76.61	183.86	58.84	verif.	32.0%
	15.97	0.9	3	1.50	70	17.28	706.49	91.87	248.04	56.20	verif.	22.7%
	11.1	0.9	3	1.40	70	17.28	1038.72	118.67	320.41	80.64	verif.	25.2%
	6.9	1.1	3	1.50	70	17.28	1079.41	112.86	372.42	130.01	verif.	34.9%
	2.03	1.2	3	1.00	70	17.28	1285.42	184.39	663.79	212.41	verif.	32.0%
	0	1.35	3	1.00	70	17.28	474.25	113.88	461.19	147.58	verif.	32.0%
4	20.17	0.8	3.1	1.35	70	17.28	480.79	84.60	209.80	14.01	verif.	6.7%
	15.97	0.9	3.1	1.50	70	17.28	521.09	79.39	221.50	7.96	verif.	3.6%
	11.1	0.9	3.1	1.35	70	17.28	1015.07	121.26	338.30	5.40	verif.	1.6%
	6.9	1.1	3.1	1.50	70	17.28	1130.84	115.45	393.69	5.06	verif.	1.3%
	2.03	1.2	3.1	1.00	70	17.28	1295.45	185.09	688.53	29.86	verif.	4.3%
	0	1.35	3.1	1.00	70	17.28	357.99	99.77	417.52	92.16	verif.	22.1%
5	20.17	0.8	4	1.05	70	17.28	405.89	100.77	322.46	15.61	verif.	4.8%
	15.97	0.9	4	1.22	70	17.28	150.65	55.57	200.06	32.24	verif.	16.1%
	11.1	0.9	4	1.05	70	17.28	179.27	69.46	250.07	56.13	verif.	22.4%
	6.9	1.1	4	1.22	70	17.28	839.65	123.04	541.38	57.64	verif.	10.6%
	2.03	1.2	4	1.00	70	17.28	1013.14	164.13	787.83	149.97	verif.	19.0%
	0	1.35	4	1.00	70	17.28	1033.83	165.76	895.08	53.90	verif.	6.0%
6	20.17	0.8	4.9	1.00	70	17.28	427.26	108.39	424.90	2.51	verif.	0.6%
	15.97	0.9	4.9	1.00	70	17.28	439.15	109.81	484.25	3.60	verif.	0.7%
	11.1	0.9	4.9	1.00	70	17.28	340.56	97.48	429.87	0.99	verif.	0.2%
	6.9	1.1	4.9	1.00	70	17.28	755.87	142.37	767.37	0.64	verif.	0.1%
	2.03	1.2	4.9	1.00	70	17.28	1143.91	174.15	1024.02	3.16	verif.	0.3%
	0	1.35	4.9	1.00	70	17.28	236.07	82.42	545.19	12.91	verif.	2.4%
7	20.17	0.8	2.8	1.50	70	17.28	769.42	95.73	214.44	5.44	verif.	2.5%
	15.97	0.9	2.8	1.50	70	17.28	718.54	92.62	233.40	13.58	verif.	5.8%
	11.1	0.9	2.8	1.50	70	17.28	404.77	70.45	177.53	17.35	verif.	9.8%
	6.9	1.2	2.8	1.50	70	17.28	360.47	66.73	224.20	23.71	verif.	10.6%
	2.03	1.2	2.8	1.00	70	17.28	773.82	143.99	483.82	10.63	verif.	2.2%
	0	1.35	2.8	1.00	70	17.28	1145.98	174.31	658.88	16.01	verif.	2.4%
8	20.17	0.8	4.7	1.00	70	17.28	359.85	100.01	376.03	4.53	verif.	1.2%
	15.97	0.9	4.7	1.04	70	17.28	800.67	141.28	597.62	5.79	verif.	1.0%
	11.1	0.9	4.7	1.00	70	17.28	442.95	110.25	466.38	2.09	verif.	0.4%
	6.9	1.1	4.7	1.04	70	17.28	349.67	95.23	492.36	0.99	verif.	0.2%
	2.03	1.2	4.7	1.00	70	17.28	667.85	134.11	756.41	5.50	verif.	0.7%
	0	1.35	4.7	1.00	70	17.28	1105.06	171.24	1086.49	21.96	verif.	2.0%
9	20.17	0.8	2.6	1.50	70	17.28	20.95	23.24	48.34	15.10	verif.	31.2%
	15.97	0.9	2.6	1.50	70	17.28	341.73	65.09	152.30	12.88	verif.	8.5%
	11.1	0.9	2.6	1.50	70	17.28	441.98	73.43	171.82	32.23	verif.	18.8%
	6.9	1.1	2.6	1.50	70	17.28	615.02	85.94	245.78	14.90	verif.	6.1%
	2.03	1.2	2.6	1.00	70	17.28	952.85	159.30	497.01	25.33	verif.	5.1%
	0	1.35	2.6	1.00	70	17.28	1100.77	170.91	599.90	79.84	verif.	13.3%
10	20.17	0.8	3.75	1.12	70	17.28	51.34	39.96	119.88	0.60	verif.	0.5%
	15.97	0.9	3.75	1.30	70	17.28	164.65	54.13	182.67	1.74	verif.	1.0%
	11.1	0.9	3.75	1.12	70	17.28	550.26	109.13	368.30	4.27	verif.	1.2%
	6.9	1.2	3.75	1.30	70	17.28	487.42	88.83	399.75	2.66	verif.	0.7%
	2.03	1.2	3.75	1.00	70	17.28	681.66	135.44	609.49	1.63	verif.	0.3%
	0	1.35	3.75	1.00	70	17.28	695.58	136.77	692.39	8.01	verif.	1.2%
11	20.17	1.2	3.8	1.11	70	17.28	50.27	40.21	183.37	0.18	verif.	0.1%
	15.97	1.2	3.8	1.28	70	17.28	159.98	54.17	247.02	0.52	verif.	0.2%
	11.1	1.2	3.8	1.11	70	17.28	362.72	90.82	414.14	4.20	verif.	1.0%
	6.9	1.2	3.8	1.28	70	17.28	624.07	101.29	461.89	2.15	verif.	0.5%
	2.03	1.2	3.8	1.00	70	17.28	840.98	149.92	683.63	3.62	verif.	0.5%
	0	1.35	3.8	1.00	70	17.28	415.11	106.93	548.56	17.99	verif.	3.3%
12	20.17	1.2	2.25	1.50	70	17.28	94.09	37.19	100.41	2.45	verif.	2.4%
	15.97	1.2	2.25	1.50	70	17.28	209.04	52.03	140.49	6.36	verif.	4.5%
	11.1	1.2	2.25	1.50	70	17.28	311.46	62.35	168.35	12.06	verif.	7.2%
	6.9	1.2	2.25	1.50	70	17.28	440.46	73.31	197.93	3.48	verif.	1.8%
	2.03	1.2	2.25	1.00	70	17.28	654.07	132.78	358.50	11.07	verif.	3.1%
	0	1.35	2.25	1.00	70	17.28	711.23	138.24	419.92	18.84	verif.	4.5%
13	20.17	1.2	3.5	1.20	70	17.28	48.42	36.59	153.66	2.65	verif.	1.7%
	15.97	1.2	3.5	1.39	70	17.28	120.5	44.28	185.98	1.88	verif.	1.0%
	11.1	1.2	3.5	1.20	70	17.28	377.76	85.25	358.06	26.01	verif.	7.3%
	6.9	1.2	3.5	1.39	70	17.28	784.18	104.15	437.45	7.25	verif.	1.7%
	2.03	1.2	3.5	1.00	70	17.28	950.98	159.15	668.41	32.76	verif.	4.9%
	0	1.35	3.5	1.00	70	17.28	173.54	71.91	339.78	18.70	verif.	5.5%
14	20.17	1.2	3	1.40	70	17.28	40.42	29.62	106.65	0.33	verif.	0.3%
	15.97	1.2	3	1.50	70	17.28	118.74	40.83	146.98	1.80	verif.	1.2%
	11.1	1.2	3	1.40	70	17.28	323.4	67.98	244.71	7.77	verif.	3.2%
	6.9	1.2	3	1.50	70	17.28	773.44	95.97	345.50	0.65	verif.	0.2%
	2.03	1.2	3	1.00	70	17.28	1004.81	163.47	588.50	9.32	verif.	1.6%
	0	1.35	3	1.00	70	17.28	272.23	87.92	356.08	32.99	verif.	9.3%
15	20.17	1.2	3.1	1.35	70	17.28	75.17	37.79	140.57	3.07	verif.	2.2%
	15.97	1.2	3.1	1.50	70	17.28	269.67	58.36	217.10	11.41	verif.	5.3%
	11.1	1.2	3.1	1.35	70	17.28	408.93	78.37	291.54	20.40	verif.	7.0%
	6.9	1.2	3.1	1.50	70	17.28	713.29	92.29	343.32	9.02	verif.	2.6%
	2.03	1.2	3.1	1.00	70	17.28	842.27	150.03	558.11	28.93	verif.	5.2%
	0	1.35	3.1	1.00	70	17.28	450.14	111.10	464.94	70.93	verif.	15.3%
16	20.17	1.2	2.85	1.47	70	17.28	71.21	34.05	116.46	0.64	verif.	0.5%
	15.97	1.2	2.85	1.50	70	17.28	398.05	69.90	239.04	0.57	verif.	0.2%
	11.1	1.2	2.85	1.47	70	17.28	648.79	89.75	306.94	9.24	verif.	3.0%
	6.9	1.2	2.85	1.50	70	17.28	900	103.29	353.26	1.90	verif.	0.5%
	2.03	1.2	2.85	1.00	70	17.28	444.84	110.48	377.83	10.30	verif.	2.7%
	0	1.35	2.85	1.00	70	17.28	400.26	105.12	404.43	52.49	verif.	13.0%
17	20.17	1.2	2.2	1.50	70	17.28	36.33	26.78	70.71	6.10	verif.	8.6%
	15.97	1.2	2.2	1.50	70	17.28	192.01	50.11	132.30	10.13	verif.	7.7%
	11.1	1.2	2.2	1.50	70	17.28	332.72	64.28	169.71	24.96	verif.	14.7%
	6.9	1.2	2.2	1.50	70	17.28	538.98	80.68	212.99	54.97	verif.	25.8%
	2.03	1.2	2.2	1.00	70	17.28	734.78	140.44	370.75	59.68	verif.	16.1%
	0	1.35	2.2	1.00	70	17.28	791.04	145.54	432.24	107.29	verif.	24.8%
18	20.17	1.2	3.6	1.17	70	17.28	71.84	43.15	186.42	1.10	verif.	0.6%
	15.97	1.2	3.6	1.35	70	17.28	194.38	55.87	241.34	1.15	verif.	0.5%
	11.1	1.2	3.6	1.17	70	17.28	311.69	80.19	346.43	9.49	verif.	2.7%
	6.9	1.2	3.6	1.35	70	17.28	460.43	83.01	358.59	22.29	verif.	6.2%
	2.03	1.2	3.6	1.00	70	17.28	760.88	142.82	617.00	5.15	verif.	0.8%
	0	1.35	3.6	1.00	70	17.28	748.88	141.73	688.81	185.99	verif.	27.0%

VERIFICA SLU-INVILUPPO COMB. SISMICHE

	LEVEL [m]	t eff [m]	lc [m]	b	τ0 [KN / mq]	τ0d [KN / mq]	σ0 [KN / mq]	fvd [KN / mq]	Vrd [KN]	Ved [KN]	verifica	Ved/Vrd
1	20.17	0.8	2	1.50	70	25.93	149.38	57.04	91.27	3.78	verif.	4.1%
	15.97	0.9	2	1.50	70	25.93	22.69	32.62	58.72	18.93	verif.	32.2%
	11.1	0.9	2	1.50	70	25.93	217.9	66.62	119.92	15.28	verif.	12.7%
	6.9	1.2	2	1.50	70	25.93	422.3	89.28	214.28	37.45	verif.	17.5%
	2.03	1.2	2	1.02	70	25.93	720	169.25	406.21	14.17	verif.	3.5%
	0	1.35	2	1.02	70	25.93	720.96	169.36	457.27	52.53	verif.	11.5%
2	20.17	0.8	3.5	1.20	70	25.93	15.69	38.39	107.50	61.23	verif.	57.0%
	15.97	0.9	3.5	1.39	70	25.93	62	45.02	141.80	38.24	verif.	27.0%
	11.1	0.9	3.5	1.20	70	25.93	165.35	74.27	233.94	83.33	verif.	35.6%
	6.9	1.2	3.5	1.39	70	25.93	246.43	75.70	317.96	25.59	verif.	8.0%
	2.03	1.2	3.5	1.00	70	25.93	710.64	170.73	717.06	13.75	verif.	1.9%
	0	1.35	3.5	1.00	70	25.93	76.89	67.10	317.05	29.6	verif.	9.3%
3	20.17	0.8	3	1.40	70	25.93	771.69	126.82	304.36	14.82	verif.	4.9%
	15.97	0.9	3	1.50	70	25.93	252.71	70.99	191.68	11.85	verif.	6.2%
	11.1	0.9	3	1.40	70	25.93	527.16	105.98	286.14	16.8	verif.	5.9%
	6.9	1.2	3	1.50	70	25.93	780.38	119.00	428.39	53.2	verif.	12.4%
	2.03	1.2	3	1.00	70	25.93	867.48	187.74	675.88	132.15	verif.	19.6%
	0	1.35	3	1.00	70	25.93	869.08	187.91	761.03	98	verif.	12.9%
4	20.17	0.8	3.1	1.35	70	25.93	128.08	59.48	147.50	24.12	verif.	16.4%
	15.97	0.9	3.1	1.50	70	25.93	189.11	62.78	175.14	19.89	verif.	11.4%
	11.1	0.9	3.1	1.35	70	25.93	432.64	99.95	278.86	15.18	verif.	5.4%
	6.9	1.2	3.1	1.50	70	25.93	743.81	116.31	432.68	32.27	verif.	7.5%
	2.03	1.2	3.1	1.00	70	25.93	868.73	187.87	698.89	106.53	verif.	15.2%
	0	1.35	3.1	1.00	70	25.93	909.5	192.05	803.71	126	verif.	15.7%
5	20.17	0.8	4	1.05	70	25.93	298.57	109.10	349.13	1.03	verif.	0.3%
	15.97	0.9	4	1.22	70	25.93	87.45	57.57	207.26	31.84	verif.	15.4%
	11.1	0.9	4	1.05	70	25.93	178.48	87.56	315.23	16.96	verif.	5.4%
	6.9	1.2	4	1.22	70	25.93	502.45	119.17	572.03	9.06	verif.	1.6%
	2.03	1.2	4	1.00	70	25.93	776.12	178.03	854.55	40.23	verif.	4.7%
	0	1.35	4	1.00	70	25.93	638.01	162.25	876.13	121	verif.	13.8%
6	20.17	0.8	4.9	1.00	70	25.93	425	134.31	526.51	3.7	verif.	0.7%
	15.97	0.9	4.9	1.00	70	25.93	308.1	116.16	512.28	13.9	verif.	2.7%
	11.1	0.9	4.9	1.00	70	25.93	288	112.75	497.22	12.81	verif.	2.6%
	6.9	1.2	4.9	1.00	70	25.93	583.45	155.57	914.75	38.79	verif.	4.2%
	2.03	1.2	4.9	1.00	70	25.93	810	181.69	1068.35	46.47	verif.	4.3%
	0	1.35	4.9	1.00	70	25.93	343.79	121.99	806.97	141.25	verif.	17.5%
7	20.17	0.8	2.8	1.50	70	25.93	550.23	100.91	226.03	1.49	verif.	0.7%
	15.97	0.9	2.8	1.50	70	25.93	514.8	97.83	246.52	4.62	verif.	1.9%
	11.1	0.9	2.8	1.50	70	25.93	250	70.66	178.07	5.8	verif.	3.3%
	6.9	1.2	2.8	1.50	70	25.93	276.89	73.88	248.23	58.18	verif.	23.4%
	2.03	1.2	2.8	1.00	70	25.93	500.45	144.83	486.61	3.86	verif.	0.8%
	0	1.35	2.8	1.00	70	25.93	715.68	171.30	647.52	167.45	verif.	25.9%
8	20.17	0.8	4.7	1.00	70	25.93	268	109.25	410.76	36.25	verif.	8.8%
	15.97	0.9	4.7	1.04	70	25.93	297	110.30	466.57	47.45	verif.	10.2%
	11.1	0.9	4.7	1.00	70	25.93	271.76	109.91	464.93	10.67	verif.	2.3%
	6.9	1.2	4.7	1.04	70	25.93	480.9	137.21	773.88	17.71	verif.	2.3%
	2.03	1.2	4.7	1.00	70	25.93	753.29	175.52	989.93	20.45	verif.	2.1%
	0	1.35	4.7	1.00	70	25.93	395.1	129.91	824.30	152.87	verif.	18.5%
9	20.17	0.8	2.6	1.50	70	25.93	78.6	45.06	93.73	19.9	verif.	21.2%
	15.97	0.9	2.6	1.50	70	25.93	268.6	72.90	170.59	36.78	verif.	21.6%
	11.1	0.9	2.6	1.50	70	25.93	339.12	80.83	189.14	66.41	verif.	35.1%
	6.9	1.2	2.6	1.50	70	25.93	516	97.93	305.55	28.82	verif.	9.4%
	2.03	1.2	2.6	1.00	70	25.93	678.12	166.98	520.99	85.39	verif.	16.4%
	0	1.35	2.6	1.00	70	25.93	828.36	183.65	644.60	74.18	verif.	11.5%
10	20.17	0.8	3.75	1.12	70	25.93	16.23	41.34	124.01	25.38	verif.	20.5%
	15.97	0.9	3.75	1.30	70	25.93	129	62.22	209.99	73.7	verif.	35.1%
	11.1	0.9	3.75	1.12	70	25.93	420.3	119.31	402.68	150.1	verif.	37.3%
	6.9	1.2	3.75	1.30	70	25.93	290.87	87.20	392.40	70.52	verif.	18.0%
	2.03	1.2	3.75	1.00	70	25.93	477.8	141.75	637.88	188.26	verif.	29.5%
	0	1.35	3.75	1.00	70	25.93	507.14	145.72	737.71	156.32	verif.	21.2%
11	20.17	0.8	3.8	1.11	70	25.93	28.19	46.21	140.48	22.58	verif.	16.1%
	15.97	0.9	3.8	1.28	70	25.93	119.87	61.31	209.68	52.14	verif.	24.9%
	11.1	0.9	3.8	1.11	70	25.93	334.12	108.97	372.68	125.52	verif.	33.7%
	6.9	1.2	3.8	1.28	70	25.93	446.78	107.24	488.99	85.02	verif.	17.4%
	2.03	1.2	3.8	1.00	70	25.93	618.72	159.92	729.22	199.56	verif.	27.4%
	0	1.35	3.8	1.00	70	25.93	391	129.30	663.30	152.59	verif.	23.0%
12	20.17	0.8	2.25	1.50	70	25.93	64	42.17	75.91	8.54	verif.	11.3%
	15.97	0.9	2.25	1.50	70	25.93	125.45	53.30	107.92	20.13	verif.	18.7%
	11.1	0.9	2.25	1.50	70	25.93	99.63	48.93	99.08	77.46	verif.	78.2%
	6.9	1.2	2.25	1.50	70	25.93	241.27	69.59	187.88	94.39	verif.	50.2%
	2.03	1.2	2.25	1.00	70	25.93	478.26	141.81	382.90	131.97	verif.	34.5%
	0	1.35	2.25	1.00	70	25.93	585.17	155.78	473.20	148.47	verif.	31.4%
13	20.17	0.8	3.5	1.20	70	25.93	30	43.13	120.77	3.11	verif.	2.6%
	15.97	0.9	3.5	1.39	70	25.93	89.5	50.78	159.97	26.15	verif.	16.3%
	11.1	0.9	3.5	1.20	70	25.93	307.75	96.75	304.78	93.49	verif.	30.7%
	6.9	1.2	3.5	1.39	70	25.93	565.12	110.15	462.62	74.95	verif.	16.2%
	2.03	1.2	3.5	1.00	70	25.93	669.25	165.95	696.98	184.15	verif.	26.4%
	0	1.35	3.5	1.00	70	25.93	278.45	111.09	524.90	132.25	verif.	25.2%
14	20.17	0.8	3	1.40	70	25.93	26.87	36.12	86.69	21.97	verif.	25.3%
	15.97	0.9	3	1.50	70	25.93	92.5	47.65	128.67	53.92	verif.	41.9%
	11.1	0.9	3	1.40	70	25.93	313	83.56	225.61	112.76	verif.	50.0%
	6.9	1.2	3	1.50	70	25.93	564.75	102.14	367.72	105.98	verif.	28.8%
	2.03	1.2	3	1.00	70	25.93	679.53	167.15	601.73	190.27	verif.	31.6%
	0	1.35	3	1.00	70	25.93	226.8	101.65	411.67	135.88	verif.	33.0%
15	20.17	0.8	3.1	1.35	70	25.93	58	45.31	112.36	7.99	verif.	7.1%
	15.97	0.9	3.1	1.50	70	25.93	159	58.48	163.17	15.07	verif.	9.2%
	11.1	0.9	3.1	1.35	70	25.93	183.62	68.66	191.56	90	verif.	47.0%
	6.9	1.2	3.1	1.50	70	25.93	280.4	74.29	276.35	72.74	verif.	26.3%
	2.03	1.2	3.1	1.00	70	25.93	503.58	145.24	540.31	197.13	verif.	36.5%
	0	1.35	3.1	1.00	70	25.93	550.69	151.42	633.69	166.15	verif.	26.2%
16	20.17	0.8	2.85	1.47	70	25.93	59.01	41.87	95.46	18.53	verif.	19.4%
	15.97	0.9	2.85	1.50	70	25.93	124.56	53.15	136.33	45.4	verif.	33.3%
	11.1	0.9	2.85	1.47	70	25.93	284.67	76.12	195.24	110.8	verif.	56.8%
	6.9	1.2	2.85	1.50	70	25.93	461.25	92.98	317.97	100.09	verif.	31.5%
	2.03	1.2	2.85	1.00	70	25.93	645.87	163.19	558.09	202.1	verif.	36.2%
	0	1.35	2.85	1.00	70	25.93	416.4	133.06	511.96	146.07	verif.	28.5%
17	20.17	0.8	2.2	1.50	70	25.93	81.3	45.58	80.22	4.33	verif.	5.4%
	15.97	0.9	2.2	1.50	70	25.93	164.85	59.34	117.50	35.66	verif.	30.3%
	11.1	0.9	2.2	1.50	70	25.93	238	69.18	136.97	77.38	verif.	56.5%
	6.9	1.2	2.2	1.50	70	25.93	400.86	87.18	230.16	123.85	verif.	53.8%
	2.03	1.2	2.2	1.00	70	25.93	584.75	155.73	411.13	146.44	verif.	35.6%
	0	1.35	2.2	1.00	70	25.93	525.23	148.11	439.90	185.25	verif.	42.1%
18	20.17	0.8	3.6	1.17	70	25.93	43	48.37	139.31	3.58	verif.	2.6%
	15.97	0.9	3.6	1.35	70	25.93	136.74	61.09	197.94	18.98	verif.	9.6%
	11.1	0.9	3.6	1.17	70	25.93	224.12	86.69	280.86	57.43	verif.	20.4%
	6.9	1.2	3.6	1.35	70	25.93	330.59	88.61	382.79	76.1	verif.	19.9%
	2.03	1.2	3.6	1.00	70	25.93	537.89	149.77	647.00	159.04	verif.	24.6%
	0	1.35	3.6	1.00	70	25.93	487	143.01	695.02	187.89	verif.	27.0%

19. RINGRAZIAMENTI

È giunto il momento dei ringraziamenti, di esternare la più sincera gratitudine a coloro che hanno permesso l'avvento di tutto questo.

La vita scappa via in fretta. Se uno non si ferma e non si guarda attorno, rischia di sprecarla facendo un errore madornale: essere automa della sopravvivenza quotidiana e non fautore del proprio Percorso.

Nel dolce naufragar in questo mio viaggio posso asserire con fermezza che ho incontrato non solo persone, ma veri e propri uomini che mi hanno consentito di maturare, crescere e di essere la persona che oggi è davanti ai vostri occhi.

Tra i miei maestri reputo necessario annoverare Il Prof. Rosario Ceravolo, l'Ing. Davide Masera e il Geom. Mario Matteodo che hanno saputo trasmettermi non solo il loro immenso sapere ma soprattutto la propria passione.

I ringraziamenti che seguiranno saranno solamente alcuni in quanto a mia disposizione ho solamente poche righe dettate soprattutto dalle impetuose lacrime che non saprò contenere al momento della lettura delle stesse.

Un ringraziamento speciale va alle mie donne Aida e Lucia che, grazie alla loro umiltà mi hanno cresciuto considerandomi fin da subito come un figlio e, nonostante la distanza e gli anni passanti quando guardo loro nei rispettivi occhi vedo il loro orgoglio e, posso sinceramente asserire che è merito vostro per l'oggi e il domani che verrà.

Un grazie lo voglio spendere ai miei compagni di viaggio, alla mia ciurma.

Spero che la metafora che seguirà venga compresa e sia da monito per tutti noi cinque di quello che inconsciamente abbiamo fatto.

Siamo partiti da naufraghi in questo viaggio, ognuno con il proprio bagaglio personale, in balia delle onde e del vento su una zattera di fortuna, e ora siamo un equipaggio invincibile cosciente dei propri limiti e dei propri punti di forza. Un gruppo nel quale sono presenti due conquistadores come amiamo chiamarli, e nonostante la lontananza siamo stati capaci di restare vicini.

Un ringraziamento va al destino che mi ha saputo mettere di fronte Amici da cui umilmente ho attinto dalla loro grandezza e forza. Spesso ripenso a ciò che è stato.

Se oggi è successo è soprattutto merito vostro perché non credo che da solo sarei stato capace di realizzarmi.

Di voi tutti comunque spero che non mi rimarrà solamente un ricordo della vita che è stata, ma che insieme potremo ancora rivivere emozioni o circostanze, che un domani prossimo, potranno essere annoverati nei nostri più lieti ricordi.

Grazie ai miei cuginetti Adele e Michele che sono stati capaci di rendere il mio cuore di pietra un po' meno freddo e razionale dando un significato più forte alla parola famiglia.

Rivolgo un pensiero di gratitudine a coloro cui devo tutto, ai miei genitori. Inutile aggiungere altro, spero solo che siate orgogliosi di questo umile traguardo per onorare tutto quello che avete fatto per il vostro primogenito.

Un grazie va al mio braccio destro, al mio piccolo grande fratellino che insieme ai miei coinquilini sono stati capaci di sopportare la mia ingombrante presenza.

Non posso negare il fatto che questi sono stati i cinque anni più impegnativi della mia vita, fatti di gioie, emozioni spesso contrastanti ma come mi hanno insegnato le arti marziali e il rugby è necessario per

migliorarsi superare i propri limiti e le proprie insicurezze e, a ogni seppur piccola conquista, tentare a ogni costo di migliorarsi.

Sapete tutti voi che una mia grande passione è l'arte.

Avete in mente un albero? Uno qualsiasi.

Se penso all' opera d' arte perfetta ciò che meglio sintetizza il concetto di opera d'arte credo sia l'albero.

Lo vedi e sai che non c'è nulla da aggiungere rispetto a quello che già rappresenta con la sua presenza perfetta e non più perfettibile. L'albero è il più grande esempio di presenza nelle cose in quanto osserva da spettatore, silente mentre il mondo gli corre attorno, ascolta chiunque e molto spesso pare annuisca al richiamo del vento.

Insomma, se dovessi scegliere in come rinascere sceglierei di rinascere albero.

Egoista come un albero. Indifferente e proiettato con i rami verso l'illuminazione e allo stesso tempo così profondamente radicato nelle proprie convinzioni.

Proprio da questo meccanismo fisiologico apparentemente egoistico che l'albero produce ossigeno e l'ossigeno è per tutti.

Ecco spero, nel mio piccolo di essere stato egoista nei vostri confronti, ma come un albero.

Si deve essere consapevoli che nelle proprie mani ci sono già tutti gli ingredienti per fare delle cose incredibili; non per forza incredibili per il mondo, ma incredibili per noi.

Non esiste qualcun altro che possa farle al posto nostro, meglio di noi…

Esistiamo solo noi stessi con le nostre scelte e il fatto di farcela da soli con le nostre azioni e con le nostre mani può regalarci profondi attimi di felicità. Bisognerà di certo faticare ma a questo mondo nessuno ci regala niente soprattutto se è di felicità che si parla.

Per questo motivo a quelli che vi giudicano, che vi criticano, che vi tireranno in basso per tentare di stemperare le proprie frustrazioni … dite Grazie.

A quelli che sminuiscono il proprio pensiero dall' alto della loro consapevolezza di vita…dite Grazie.

A quelli che, quando scoprite o dite qualcosa di nuovo smorzano il vostro entusiasmo semplicemente perché loro quelle cose le hanno già fatte o sentite … dite Grazie.

A quelli che sono bravissimi a puntare il dito … dite Grazie.

A quelli che professano la dottrina del lamento ma hanno bisogno di te solamente per evitare di dover parlare davanti a un muro … dite Grazie.

A quelli che hanno i difetti degli altri davanti e i loro dietro … dite Grazie.

A quelli che sembra ti stiano facendo sempre un favore … dite Grazie.

A quelli che vi accompagneranno in questa vita mettendovi alla prova ogni singolo giorno … dite Grazie.

A tutti loro diciamo grazie, perché gratuitamente ci forniscono l'esatta immagine, di quelli che noi non dovremmo mai essere.

Chiudo l'ultimo capitolo della mia Tesi Magistrale in Ingegneria Civile e metto un punto.

Ho scritto la parola fine.

L'ho cancellata.

Perché mai come in quel momento mi sono reso conto che la fine non esiste.