

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA



DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA EDILE-ARCHITETTURA

Tesi di laurea

**IL “PALAZZETTO DI COSTRUZIONI MARITTIME” DELL’ UNIVERSITA’
DI PADOVA: ANALISI DI VULNERABILITA’ SISMICA E PROPOSTA DI
INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO STRUTTURALE**

Relatore:

Chiar.ma Prof.ssa MARIA ROSA VALLUZZI

Laureanda:

LINDA BRAVI

Correlatori:

Chiar.mo Prof. CLAUDIO MODENA

Ing. MICHELE FAVA

Dott. Ing. MARCO MUNARI

ANNO ACCADEMICO 2014-2015

***Un sincero grazie a chi, ogni giorno,
mi ha dato la forza di percorrere
questo cammino.***

INDICE

INTRODUZIONE	9
CAPITOLO 1 – ANALISI STORICO CRITICA	15
1.1 Inquadramento geografico dell’ area.....	15
1.2 Inquadramento geologico.....	16
1.3 Sismicità del territorio.....	18
1.4 Inquadramento sismico di Padova.....	20
1.5 Analisi storico critica.....	25
CAPITOLO 2 RILIEVO FOTOGRAFICO	33
2.1 Descrizione generale.....	34
2.2 Rilievo fotografico degli esterni.....	35
2.3 Rilievo fotografico degli interni.....	39
CAPITOLO 3 – RILIEVO GEOMETRICO	45
3.1 Rilievo geometrico.....	46
CAPITOLO 4 – RILIEVO STRUTTURALE CRITICO E DEL DANNO	51
4.1 Rilievo strutturale.....	52
4.2 Rilievo critico del degrado.....	57
4.3 Rilievo del quadro fessurativo e delle vulnerabilità.....	63
CAPITOLO 5 – VALUTAZIONE SISMICA PER EDIFICI IN MURATURA.....	71
5.1 La muratura storica.....	72
5.2 Normativa di riferimento.....	73
5.3 Analisi dei carichi.....	76
5.3.2 Carico della neve.....	81
5.3.3 Azione del vento.....	83

5.3.4 Valutazione dei carichi sismici.....	85
5.4 Modellazione locale – analisi per macroelementi.....	92
CAPITOLO 6 - APPLICAZIONE DELLA METODOLOGIA VULNUS	135
6.1 Applicazione della metodologia Vulnus.....	136
6.1.2 Caratteristiche del software.....	137
6.2 Applicazione della metodologia all’ edificio oggetto di studio.....	141
6.2.1 Determinazione dei parametri sismici.....	145
6.2.2 Calcolo degli indici I1 e I2.....	147
6.2.3 Calcolo di I3.....	148
6.2.4 Frequenze attese di danno.....	149
CAPITOLO 7 – VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA’ SISMICA MEDIANTE ANALISI NUMERICA: IL SOFTWARE 3MURI.....	153
7.1 Il modello di calcolo 3Muri.....	154
7.1.1 Inserimento e descrizione del modello.....	155
7.1.2 Analisi statica non lineare.....	164
7.2 Modello 3Muri con livello di conoscenza LC2.....	168
7.3 Modelli con ipotesi di intervento.....	171
7.3.1 Modello 3Muri con doppio tavolato.....	172
7.3.2 Modello 3Muri con cappa collaborante.....	174
CAPITOLO 8 – PROPOSTA DI INDAGINI CONOSCITIVE.....	177
8.1 Tipologie di indagini.....	179
8.2 Proposta di un piano di indagine.....	187
CAPITOLO 9 – PROPOSTA DI INTERVENTI SULLE STRUTTURE.....	191
9.1 Gli interventi proposti.....	192

9.1.2 Tiranti metallici.....	194
9.1.2 Interventi di recupero strutturale sugli orizzontamenti.....	196
CONCLUSIONI.....	203
Bibliografia.....	208

Capitolo 1

Analisi storico critica

CAPITOLO 1 - ANALISI STORICO CRITICA

1.1 Inquadramento geografico dell' area

L'edificio oggetto di studio, sede dell'Istituto di Costruzioni marittime e Geotecnica dell' Università di Padova, a cui è stato dato in concessione dal Demanio, si trova nella zona adiacente il centro storico di Padova, nel quartiere denominato "Portello", in particolare è ubicato in Via Ognissanti 39-41. L'intera area, che si trova all' interno delle fortificazioni rinascimentali della città, fa parte del centro storico ed è soggetta a vincoli di tutela ambientale e storico artistica.

Il Palazzetto si affaccia direttamente su via Ognissanti e, come molti degli edifici presenti lungo la via, è caratterizzato da un portico che si sviluppa sul fronte strada. Il fabbricato confina ad ovest con delle abitazioni di inizio novecento, mentre tutti gli altri lati della costruzione sono liberi e si affacciano sul cortile interno, protetto dalla strada da un alto muro.

L'attuale Palazzetto di Costruzioni Marittime è composto dall' originario palazzetto settecentesco che ospita al suo interno un' aula didattica, una biblioteca ed alcuni uffici; a cui è stato affiancato, nel corso del '900 una grande struttura a telaio ospitante il laboratorio del Dipartimento di Costruzioni Marittime e sopra il quale, successivamente, è stata costruita una piccola sopraelevazione volta ad ospitare una piccola biblioteca ed alcuni uffici.

Afferente allo stesso cortile, dal lato interno, troviamo inoltre un'altre piccola costruzione attualmente utilizzata come abitazione del custode

1.2 Inquadramento geologico

Prima di approfondire lo studio del Palzzetto di Costruzioni Marittime è necessario comprendere le caratteristiche tipologiche del sottosuolo su cui il manufatto è costruito. Si riporta di seguito un estratto della carta Litostratigrafica del Veneto nella quale possiamo individuare la tipologia di suolo del centro abitato di Padova (indicato nella campitura nera a strisce orizzontali)¹. L'area in oggetto è caratterizzata da un terreno costituito soprattutto da depositi di limo e di argilla.

¹ Fonte: gisgeologia.regione.veneto.it

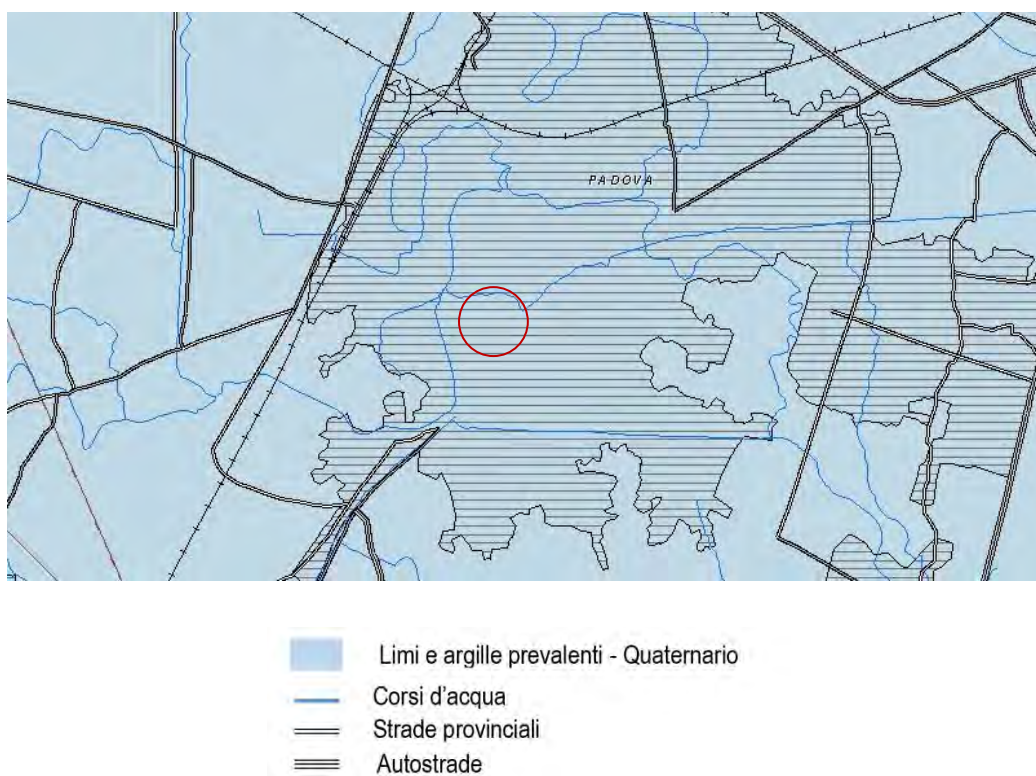


Figura 1.01 Estratto Carta Litostratigrafica del Veneto

Per indagare in maniera più approfondita le caratteristiche del suolo su cui poggia l'edificio si è fatto riferimento alla cartografia digitale messa a disposizione da Arpa Veneto (ARPAV). Tale ente classifica ogni zona del territorio con un codice identificativo relativo al tipo di terreno, ed in particolare il centro storico di Padova viene caratterizzato dal codice PTA BR3² che indica:

- BR: Bassa Pianura Calcarea, a valle della linea delle risorgive, con modello di posizione a dossi sabbiosi e pianure e depressioni a depositi fini
- 3: indica una pianura alluvionale indifferenziata formata da limi estremamente calcarei, profondi o con moderata differenziazione del profilo, parziale di carbonatazione con iniziale accumulo di carbonati in profondità³.

² Fonte www.arpa.veneto.it

³ Allegato esplicativo relativo ai codici PTA in ARPAV, *Carta dei suoli del Veneto*

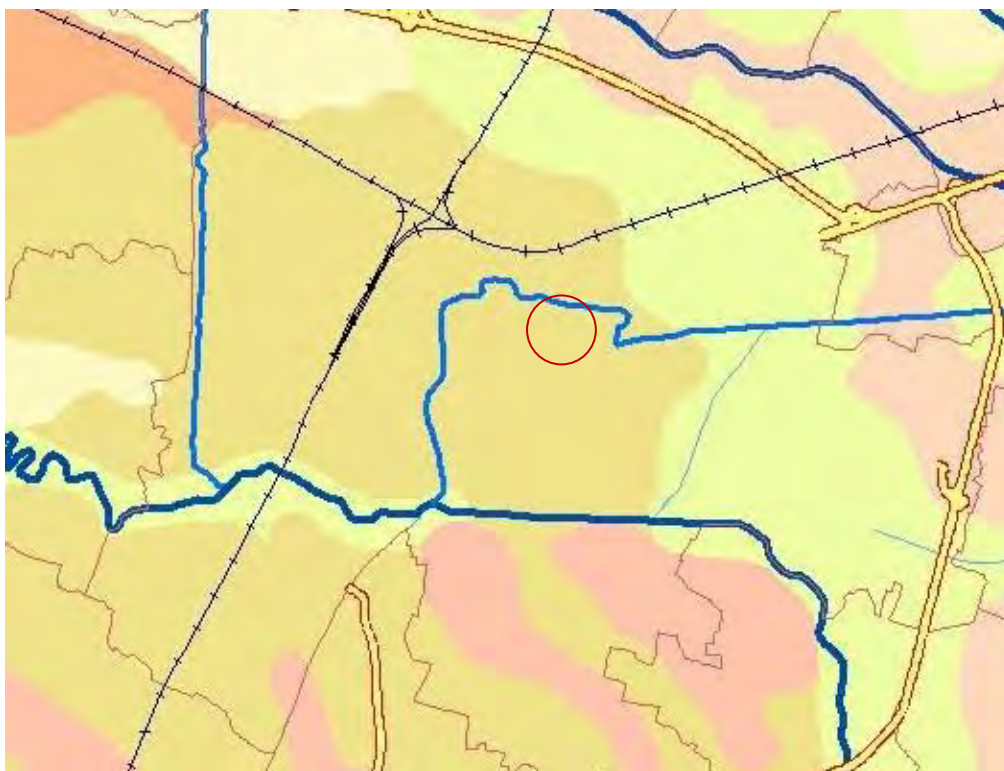


Figura 1.02 Estratto della Carta dei Suoli del Veneto

1.3 Sismicità del territorio

L'Italia è uno dei paesi considerati a maggior rischio del Mediterraneo, per i frequenti terremoti e per l'intensità di alcuni di essi che hanno investito il territorio. Tale sismicità del territorio è legata alla posizione geografica della nostra penisola collocata nella zona di convergenza tra la zolla africana e quella euroasiatica.

Il territorio nazionale è stato soggetto a diverse classificazioni nel tempo, in particolare fino al 2003 l'Italia era suddivisa in tre categorie ciascuna associata ad un particolare grado di severità sismica. Era inoltre previsto che alcune aree fossero considerate a sismicità nulla e, di conseguenza, tali aree venivano totalmente escluse dalla progettazione di strutture che fossero in grado di resistere anche ad azioni dinamiche e non solo ad azioni statiche.

Nel Maggio del 2003 è stata emanata in Italia un'ordinanza (PCM 3274/2003, n. 105 dell'8 Maggio 2003)⁴ che ha permesso di iniziare un processo di riclassificazione del territorio e di stima della

⁴ Opcm n. 3274 del 20 marzo 2003 - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica

pericolosità sismica, ovvero sull'analisi della probabilità che questo sia interessato in un certo intervallo di tempo ad un fenomeno sismico di una certa magnitudo. Attraverso questo processo è stato possibile costruire una Mappa di pericolosità sismica 2004 (MPS04) che prende come parametro principale l'accelerazione massima attesa con una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni su suolo rigido e pianeggiante. Con pericolosità sismica si intende la probabilità che un evento sismico avvenga in un determinato luogo e in un determinato intervallo di tempo, superando un valore di soglia di intensità, magnitudo o accelerazione di picco previsto. Ad oggi con l'emanazione dell'Ordinanza PCM 3519/2206 la mappa MPS04 è ufficialmente la mappa di riferimento per il territorio nazionale, alle Regioni ed alle Province Autonome è invece affidato il compito di aggiornamento della stessa, seguendo comunque le disposizioni nazionali. Secondo questa nuova classificazione il territorio Italiano in quattro zone e non esistono zone non classificate: tutte le regioni sono pertanto obbligate ad attuare una progettazione di tipo antisismico.

A ciascuna zona viene quindi assegnato un intervallo di valori di accelerazione a_g con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, i dati sono riportati nella tabella 1.

Zona sismica	Definizione	a_g
1	Possono verificarsi terremoti fortissimi	$a_g > 0,25$
2	Possono verificarsi forti terremoti	$0,15 < a_g \leq 0,25$
3	Possono verificarsi forti terremoti ma rari	$0,05 < a_g \leq 0,15$
4	Terremoti rari	$a_g \leq 0,05$

Tabella 1.01 Suddivisione Italiana in zone sismiche sulla base dell'accelerazione di picco su terreno rigido (OPCM 351/06)

Tale assegnazione di classe è stata modificata con l'entrata in vigore delle nuove norme tecniche sulle costruzioni del 2008 (NTC2008) secondo cui è necessario individuare l'accelerazione sismica di ogni punto del territorio e non è quindi più sufficiente far appartenere un punto ad una delle quattro zone sopraelencate. La definizione dell'accelerazione sismica di ogni parte del territorio

deve basarsi sulla vita nominale dell' opera stessa, ovvero sul numero di anni per i quali è previsto che l'edificio venga utilizzato per la funzione per cui è stato costruito.

Il territorio è quindi stato suddiviso attraverso la creazione di una maglia quadrata di lato 5 km senza alcun riferimento ai confini comunali, provinciali o regionali.

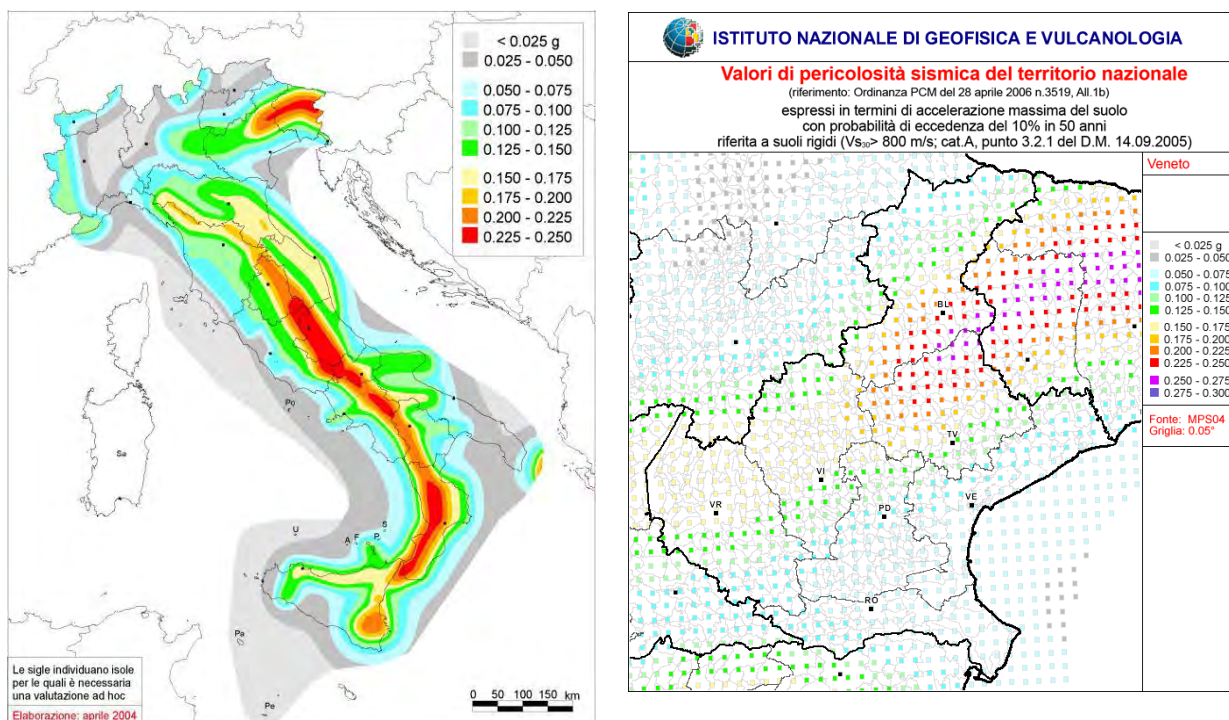


Figura 1.03 mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (a sinistra). Mappa di pericolosità sismica della regione veneto (a destra). Da www.protezionecivile.gov.it

1.4 Inquadramento sismico di Padova

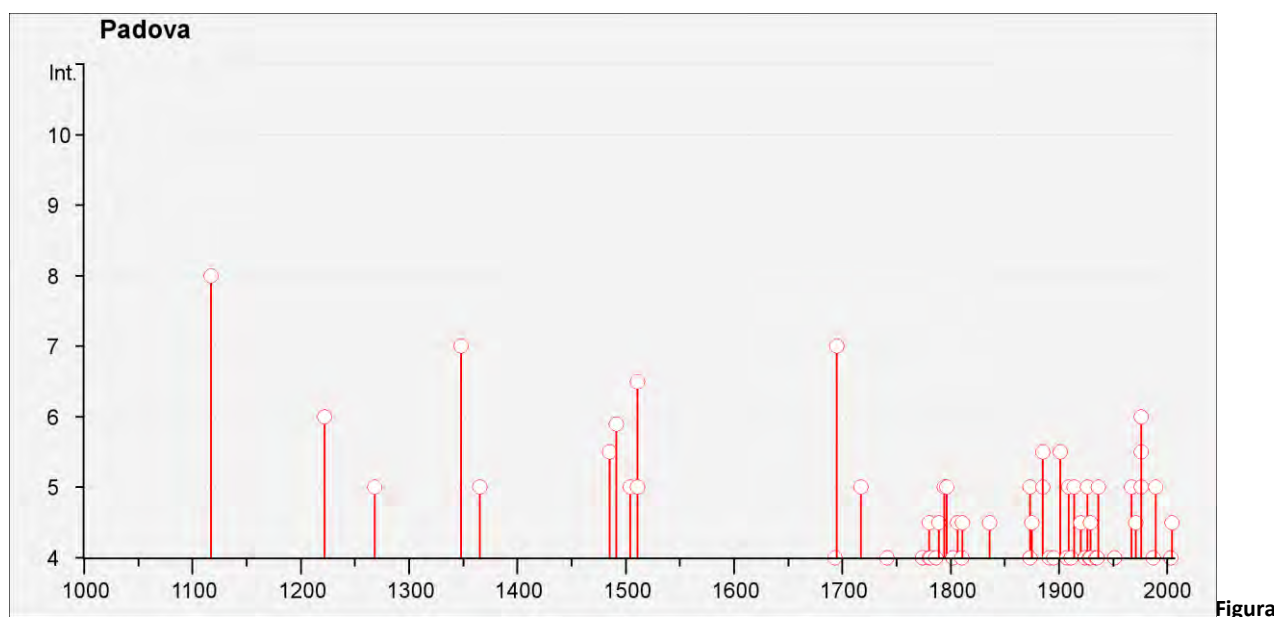
La città di Padova è contenuta in una zona di tipo 4 ed è considerata zona con pericolosità sismica bassa, con ag compreso tra 0.050g e 0.075g.

Attraverso le informazioni reperibili sul sito dell' INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) ed attraverso la ricerca storica è stato possibile studiare la storia sismica della città di Padova, apprendendo come il territorio veneto sia spesso stato oggetto di eventi sismici di entità non trascurabile per il patrimonio edilizio storico esistente.

Si è in particolare fatto riferimento al database Macroscopico Italiano del 2011, denominato anche DBMI11. La città di Padova è stata coinvolta dal 1117 (anno di registrazione del primo evento sismico) al 2004, in 146 eventi sismici che avevano differenti intensità e differenti epicentri, tutti

situati in diverse località del nord e del centro Italia e tutti con influenza nel territorio della città di Padova.

Nel grafico sotto rappresentato (Figura 1.02) vengono rappresentati tutti gli eventi sismici che hanno coinvolto la città nel periodo indicato precedentemente, connessi all' intensità sismica (MCS) degli stessi. Dal sito dell' istituto è stato possibile poi ottenere una lista dei terremoti più significativi avvenuti in tutta la provincia di Padova e, seppur non si abbiano dati dell' influenza diretta sull' edificio in oggetto, questi sono sempre dati di cui è doveroso tenere conto.



1.04 Grafico eventi sismici della città di Padova, fonte INGV.

Il primo evento risale al 3 Gennaio del 1117 con epicentro nel basso veronese. A Padova sono documentati alcuni danni rilevati presso la chiesa di Santa Giustina e alla cattedrale per la quale furono anche necessari interventi per rifare la copertura. Successivamente il 25 Dicembre 1222 Padova fu interessata dagli effetti provocati da un terremoto che ebbe luogo nel Bresciano con grado IV della scala MCS. Il 25 Gennaio 1348 un forte terremoto con epicentro in Carinzia provocò alcuni danni alla torre Rossa del Comune, tanto che questa fu demolita e ricostruita. Il 24 gennaio del 1491 un altro sisma con epicentro registrato nel territorio del veronese provoca numerosi crolli alla chiesa di Santa Maria dei Carmelitani. Il 26 marzo del 1511 un nuovo evento sismico localizzato questa volta in territorio sloveno provoca dei danni alle costruzioni civili della città di Padova. Il 25 febbraio del 1695 un terremoto nella zona di Asolo provoca numerosi crolli e la comparsa di fessure nell' edificio del podestà in Piazza delle Erbe e si registra un crollo nella chiesa

del Carmine. Dagli inizi del '700 fino ai giorni nostri, con il terremoto dell' Emilia del 2003, vi sono stati altri eventi sismici che però hanno provocato conseguenze di minore entità nel territorio Padovano.

Nella figura 1.0??? viene riportata una tabella in cui sono riportati i terremoti che hanno interessato il territorio di Padova ed i relativi epicentri. I dati sono stati forniti dal Database Macrosismico dell' INGV. Per ciascun terremoto registrato dall' anno 1000 d.c. in poi, vengono riportati:

- l' intensità percepita
- la data e l'ora (nei casi in cui questa sia stata rilevata)
- i parametri dell' epicentro
- l'intensità epicentrale

La costruzione del Palazzetto di costruzioni marittime risale solamente agli inizi del 1700 e di conseguenza i terremoti sopra descritti non hanno avuto diretto effetto sulla costruzione. Tale analisi risulta però essere interessante per caratterizzare il territorio su cui sorge l' edificio come un territorio con una attività sismica anche violenta nel corso della storia. Dal periodo di costruzione dell' edificio ad oggi la città non è stata oggetto di episodi importanti ma vi sono stati comunque fenomeni sismici di intensità minore di cui è importante tenere conto.

Seismic history of Padova
[45.407, 11.876]

Total number of earthquakes: 119

Is	Effects	Earthquake occurred:					
		Anno Me Gi Or	Area epicentrale	Studio	nMDP	Io	Mw
D		1117 01 03 13	Veronese	CFTI	85	9-10	6.49
6		1222 12 25 11	Basso bresciano	CFTI	40	8-9	6.05
NR		1234 03 20	FERRARA	DOM	5	7	5.17
5		1268 11 04	Trevigiano	CFTI	4	7-8	5.37
NC		1285 12 13	FERRARA	DOM	2	6-7	5.03
NC		1346 02 22 11	Ferrara	CFTI	14	7-8	5.81
5		1348 01 25	CARNIA	DOM	46	9-10	6.66
NR		1410 05 09 22 30	FERRARA	DOM	3	6-7	5.03
5-6		1485 09 01	PADOVA	DOM	4	5-6	4.68
7		1491 01 24 23 30	Verona	CFTI	8	7-8	5.37
4		1505 01 03 02	Bologna	CFTI	31	7	5.47
6-7		1511 03 26 14 40	Slovenia	CFTI	66	9	6.51
5		1511 03 28 12 15	Slovenia	CFTI	8	5-6	4.74
F		1570 11 17 19 10	Ferrara	CFTI	60	7-8	5.48
3		1688 04 11 11 30	ROMAGNA	DOM	36	9	5.88
4		1693 07 06 09 15	GOITO	DOM	13	7	5.27
7		1695 02 25 05 30	Asolano	CFTI	82	9-10	6.61
6-7		1741 04 24 09 20	FABRIANESE	DOM	135	9	6.08
F		1743 02 20 16 30	Basso Ionio	CFTI	77	9-10	6.90
F		1768 10 19 23	Appennino romagnolo	CFTI	24	9	5.84
3-4		1776 07 10	TRAMONTI	DOM	19	8-9	5.82
3		1779 06 04 07	Bolognese	CFTI	12	6-7	4.97
4-5		1780 02 06 04	Bolognese	CFTI	7	5-6	4.85
4-5		1780 05 25	RAVENNA	DOM	5	6-7	5.03
F		1781 04 04	FAENTINO	DOM	78	9	5.84
F		1781 07 17 09 40	Romagna	CFTI	33	8	5.53
3		1786 04 07	PIACENZA	DOM	8	6-7	5.31
4		1786 12 25 01	Riminese	CFTI	91	8	5.67
3		1787 07 16 10	Ferrara	CFTI	3	5-6	4.63
3-4		1788 10 20	TOLMEZZO	DOM	7	8-9	5.71
4-5		1789 08 04	TRAMONTI	DOM	5	5-6	4.63
4-5		1794 06 07	TRAMONTI	DOM	18	7-8	5.55
5		1796 10 22 04	Emilia orientale	CFTI	26	7	5.63
3		1799 05 29 19	CASTENEDOLO	DOM	12	6-7	5.06
4		1802 05 12 09 30	Valle dell'Oglio	CFTI	66	8	5.67
4-5		1806 02 12	NOVELLARA	DOM	28	7	5.26
4		1810 12 25 00 45	NOVELLARA	DOM	33	7	5.28
4-5		1811 07 15 22 44	SASSUOLO	DOM	21	7	5.24
F		1812 10 25 07	SEQUALS	DOM	34	7-8	5.70
3		1813 09 21 07 45	Romagna centrale	CFTI	12	7	5.32
4		1818 12 09 18 52	LANGHIRANO	DOM	27	7-8	5.57
F		1832 03 13 03 30	Reggiano	CFTI	93	7-8	5.59
4-5		1834 07 04 00 35	ALTA LUNIGIANA	DOM	21	6-7	5.14
2-3		1834 10 04 19	Bologna	CFTI	10	5-6	4.63
4-5		1836 06 12 02 30	BASSANO	DOM	26	7-8	5.48
NR		1841 10 15 22	SANGUINETTO	DOM	19	6	4.83
F		1857 02 01	PARMENSE	DOM	22	6-7	5.26
F		1859 01 20 07 55	COLLALTO	DOM	36	6-7	4.97
3		1861 10 16	FORLI'	DOM	10	6-7	5.13
3		1870 10 30	MELDOLA	DOM	27	8	5.59
3		1873 03 12 20 04	Marche meridionali	CFTI	196	8	5.88
5		1873 06 29 03 58	Bellunese	CFTI	199	9-10	6.33
4-5		1873 09 17	LIGURIA ORIENTALE	DOM	68	6-7	5.52
4-5		1875 03 17 23 51	Romagna sud-orient.	CFTI	143	8	5.74
2-3		1878 03 12 21 26	Bolognese	CFTI	27	6	4.83
2-3		1879 06 22 04 15	TARCENTO	DOM	16	5-6	4.81
F		1881 01 24 16 04	Bolognese	CFTI	30	6-7	5.14

Capitolo 1 Analisi storico critica

	1887 02 23 05 21 50	Liguria occidentale	CFTI	1515	9	6.29
2	1887 02 23 05 21 50	Liguria occidentale	CFTI	1515	9	6.29
4	1891 06 07 01 06 14	Valle d'Illassi	CFTI	403	8-9	5.71
3	1892 01 05	GARDA OCC.	DOM	100	6-7	4.96
2-3	1894 11 27	FRANCIACORTA	DOM	168	6-7	4.95
3	1895 03 23	COMACCHIO	DOM	37	6	4.83
4	1895 04 14 22 17	Slovenia	CFTI	296	8	6.25
3	1895 06 10 01 47	VALDOBBIADENE	DOM	73	6-7	5.06
RS	1896 10 16	ALBENGA	DOM	60	6	4.90
RS	1897 01 27 01 35	RECOARO	DOM	17	5-6	4.63
3	1897 07 15 05 57	Slovenia	CFTI	53	6	5.13
NF	1898 01 16 12 10 05	Romagna settent.	CFTI	73	6-7	5.03
3	1898 03 04	CALESTANO	DOM	260	6-7	5.07
F	1900 03 04 16 55	VALDOBBIADENE	DOM	98	6	5.22
5-6	1901 10 30 14 49 58	Salo'	CFTI	191	8	5.67
RS	1902 06 27 16 48	CASENTINO	DOM	21	6	4.83
RS	1904 04 08 08 22	GARGANO	DOM	32	6-7	4.98
RS	1905 08 25 20 41	SULMONA	DOM	39	6-7	5.28
RS	1905 11 26	IRPINIA	DOM	136	7	5.32
3-4	1907 04 25 04 52	BOVOLONE	DOM	136	6	4.94
3-4	1908 03 15 07 50	CRESPADORO	DOM	25	6	5.01
2-3	1908 07 10 02 13 35	Carnia	CFTI	120	7-8	5.34
5	1909 01 13 00 45	BASSA PADANA	DOM	799	6-7	5.53
2	1909 08 25 00 22	MURLO	DOM	283	7-8	5.40
5	1911 02 19 07 18 30	Romagna meridionale	CFTI	185	7	5.38
RS	1911 09 13 22 29	CHIANTI	DOM	103	7	5.14
RS	1914 10 26 03 45	TAVERNETTE	DOM	67	7	5.36
5	1914 10 27 09 22	GARFAGNANA	DOM	618	7	5.79
3	1915 01 13 06 52	AVEZZANO	DOM	1040	11	6.99
RS	1915 03 26 23 37	ASSISI	DOM	25	6-7	5.03
2-3	1915 10 10 23 10	REGGIO EMILIA	DOM	30	6	5.01
F	1916 05 17 12 50	Alto Adriatico	CFTI	130	8	5.85
F	1916 08 16 07 06 14	Alto Adriatico	CFTI	256	8	5.92
4-5	1920 09 07 05 55 40	Garfagnana	CFTI	638	9-10	6.48
RS	1922 06 08 07 47	CALDAROLA	DOM	52	6	5.00
4	1924 12 12 03 29	CARNIA	DOM	78	7	5.53
5	1926 01 01 18 04 03	Slovenia	CFTI	63	7-8	5.71
RS	1927 10 28 21 49	BEDONIA	DOM	51	6	5.13
4	1928 03 27 08 32	CARNIA	DOM	359	8-9	5.75
RS	1928 06 13 08	CARPI	DOM	35	6-7	4.85
4	1929 04 20 01 09 46	Bolognese	CFTI	628	7	5.55
3	1930 10 30 07 13	SENIGALLIA	DOM	263	9	5.94
3-4	1931 12 25 11 41	TARCENTO	DOM	45	7	5.36
RS	1932 01 02 23 36	CROTONESE	DOM	22	6-7	5.62
3	1932 02 19 12 57 11	Monte Baldo	CFTI	21	7-8	5.01
4	1934 11 30 02 58 23	Adriatico	CFTI	51		5.77
4	1935 06 05 11 48	FAENTINO	DOM	27	6	5.34
5	1936 10 18 03 10	BOSCO CANSIGLIO	DOM	267	9	5.90
NF	1945 12 15 05 27	VARZI	DOM	12	5-6	4.78
3	1951 05 15 22 54	LODIGIANO	DOM	126	6-7	5.24
F	1956 02 20 01 29	ARGENTA	DOM	32	5-6	4.98
RS	1967 12 09 03 09	ADRIATICO MER.	DOM	22	6	4.83
5	1967 12 30 04 19	BASSA PADANA	DOM	40	6	5.36
4-5	1971 07 15 01 33 23	Parmense	CFTI	228	7-8	5.61
4	1972 10 25 21 56	PASSO CISA	DOM	198	5	4.95
5-6	1976 05 06 20	FRIULI	DOM	770	9-10	6.43
6	1976 09 15 09 21 18	Friuli	CFTI	54	8-9	5.92
3	1983 11 09 16 29 52	Parmense	CFTI	835	6-7	5.10
2-3	1986 12 06 17 07 19	BONDENO	DOM	604	6	4.56
4	1987 05 02 20 43 53	REGGIANO	DOM	802	6	5.05
5	1989 09 13 21 53 60	PASUBIO	BMING	779	6	4.96
3-4	1996 10 15 09 55 60	CORREGGIO	INGVAM	135	7	5.44

Figura 1.05 Storia sismica di Padova, fonte www.emidius.mi.ingv.it

1.2 Analisi storico critica

L'analisi storico-critica è stata sviluppata indagando le poche fonti a disposizione relative alla storia dell'edificio e alle dinamiche che lo hanno trasformato fino alla configurazione attuale, rendendo necessario incrociare i materiali dell'archivio dell'Università, che si limitano agli interventi degli anni Sessanta e Settanta, con fotografie e testimonianze scritte. Il quadro storico è il più esauriente e completo che è stato possibile ricostruire, con lacune in merito ad alcuni interventi privi di documentazione, anche se di notevole portata per il comportamento statico dell'edificio.

L'edificio in esame è un palazzetto settecentesco, di cui non si hanno informazioni precise sulla data di costruzione. La prima testimonianza che attesta l'esistenza del fabbricato è contenuta nella celebre pianta di Padova di Giovanni Valle del 1784, nella quale si vede molto chiaramente come questo fosse isolato rispetto agli edifici tutti attorno e in netta contrapposizione con la cortina edilizia continua che caratterizza l'altro fronte su via Ognissanti.

A differenza alla situazione attuale, che nel retro dell'edificio vede la presenza del polo di ingegneria dell'informazione dell'Ateneo, nella fonte iconografica è bene evidente come tutta quest'area, da via Ognissanti fino al corso del Piovego, fosse caratterizzata dalla presenza di soli orti e giardini.

Le dimensioni dell'edificio, se confrontate con quelle odierne, sono maggiori poiché era presente, a destra del grande portone di ingresso al giardino, un altro corpo di fabbrica, presumibilmente demolito negli anni Trenta e di cui oggi rimane l'impronta a terra segnata dal cordolo che definisce un'area a verde del giardino. Tale datazione, sebbene non documentata da fonti d'archivio che attestano l'intervento, si fonda sulla lettura di fotografie del 1936, che per ultime mostrano la presenza di questo corpo edilizio ormai in condizioni fatiscenti. Nelle fonti successive, rappresentate dal catasto austriaco del 1815 e poi da quello austriaco e da quello austro-italiano della metà del XIX secolo, si può notare come l'edificio non abbia subito alcun cambiamento, almeno per quanto riguarda l'impronta a terra, e da sommarioni e mappali si può avere conferma sulle destinazioni d'uso del sito. Il Palazzetto, che a inizio Ottocento figura come casa ad abitazione, alla metà del secolo è già "casa con portico ad uso pubblico".

Le prime datazioni certe sull'avvicinarsi di diverse proprietà del palazzetto iniziano nel 1879; fino a tale data infatti l'edificio era stato di proprietà di un certo Baggio di cui però si hanno poche notizie.

Nel 1885 veniamo a conoscenza dell' esistenza di un progetto firmato dall' Ingegnere Zambler che prevedeva la trasformazione del palazzetto in un manicomio ed in una clinica psichiatrica.

Nel 1898 è documentata l'acquisizione da parte dei Padri Armeni di Venezia che ne rimarranno proprietari fino al 1925 quando la palazzina diventerà nuova sede dell'Orto Agrario dell' Università degli studi di Padova.

Dopo il 1925 viene registrato un cambio di destinazione d'uso e il palazzetto viene trasformato in sede dell' Istituto di Costruzioni Marittime della Facoltà di Ingegneria. La nuova funzione richiese la costruzione di laboratori sperimentali di notevole estensione e complessità per poter dare spazio a tutte le attività didattiche e di ricerca.

Le principali modifiche che furono apportate furono, a destra la sopraelevazione della "modesta casetta" e la costruzione fino a livello del primo piano di un lungo capannone con funzione di laboratorio. All'interno della costruzione esistente la pianta fu trasformata rendendola un tutt'uno con la casa vicina. Nel 1952 il Rettore dell' Università fonda l' Istituto di Costruzioni Marittime inizialmente nato come sezione staccata dell' Istituto di Idraulica. Per adattare l'edificio alle nuove esigenze Ferro inizia la trasformazione degli edifici con la costruzione della prima canaletta sperimentale a moto ondoso in Italia. La canaletta dapprima situata all' aperto, fu ricoperta durante la guerra (1940-1945) con un capannone dove fu inoltre posta una piccola vasca per lo studio tridimensionale di modelli portuali. Si ricorda inoltre un'altra importante costruzione negli anni successivi la Seconda Guerra Mondiale ovvero la creazione di un modello fisico all' aperto della laguna di Venezia, concepito per simulare l'andamento della marea all' interno del bacino lagunare, che rappresentò per i tempi un intervento avveniristico.

Nel 1954 viene realizzata una seconda vasca delle dimensioni di 18x21 metri che all'epoca era l'unica struttura di quel tipo esistente in Italia. Tale vasca verrà molti anni dopo (nel 1994) dotata di un generatore di onde irregolari e di una nuova serie di strumentazioni sperimentali. Nel frattempo, sempre dopo la fine della guerra prende corpo il laboratorio di Geotecnica che permetteranno così l'attivazione degli insegnamenti di geotecnica per allievi ingegneri e di Scienze Geologiche.

Tra gli anni che vanno dal 1960 ed il 1970 vengono realizzati un terzo ed un quarto capannone, aumentando così importanza e capacità dei laboratori. Nel 1965 sopra il primo capannone contenente la canaletta viene costruito una sopraelevazione ad un piano per ospitare nuovi studi ed una biblioteca. Dalla metà dell'Ottocento l'edificio subisce una serie di passaggi di proprietà, da un

certo Baggio, ai Padri Armeni fino alla Regia Scuola di Applicazione per Ingegneri⁵ e dal 1900 ospita l'Orto Agrario dell'Università, che una targa all'interno del Palazzetto ne ricorda la fondazione nel 1838. Se come Orto Agrario non si ha alcuna testimonianza d'intervento sull'edificio, la situazione cambia a partire dagli anni Trenta con la destinazione d'uso dell'immobile a sede dell'Istituto di Costruzioni Marittime dell'Ateneo. Si interviene infatti con la demolizione di un corpo di fabbrica fatiscente e con l'immediata costruzione, tra il 1940 e il 1945, di un capannone per spazi di laboratorio addossato all'edificio settecentesco. La nuova costruzione a pianta rettangolare, posta a sinistra dell'edificio antico, si sviluppa in profondità nel lotto per una lunghezza di circa 40 metri e arriva fino al primo piano del vicino palazzo. Il laboratorio sperimentale presenta una struttura a pilastri in cemento armato posti lungo il perimetro dello stesso e la copertura era, in origine, a capriate lignee.

Fra il 1960 e il 1970 sono presentati progetti di ampliamento dell'edificio, i cui lavori termineranno nel 1972. Si tratta della sopraelevazione del corpo a pettine del laboratorio, disposto trasversalmente e adiacente a quello settecentesco (ampliamento A, 1969) e il raddoppio delle dimensioni dell'officina (ampliamento B, 1960). Di tali lavori si occupò per l'Università degli studi di Padova, con l'Ing. Prof. Giulio Brunetta in qualità di D.L.

Per quanto riguarda l'ampliamento A, dalla relazione sui lavori, eseguiti dall'impresa Ing. Cavagnis e Costacurta,

si deduce che il progetto prevede:

- una biblioteca, per sostituire quella insufficiente e mal posizionata, con sala lettura, un deposito di dimensioni ragionevoli e un ufficio per i due bibliotecari;
- tre studi per i professori di ruolo, uno per gli assistenti con i relativi servizi ad uso anche della biblioteca;
- una terrazza nell'area non interessata da sopralzo per consentire eventuali ampliamenti futuri.

il tutto per una superficie coperta di 235 mq. Si opera inoltre la sottofondazione parziale della parte di edificio che da sul cortile, la demolizione della copertura e la sua sostituzione con un solaio in calcestruzzo e travi metalliche a traliccio su tutto il corpo e la ricostruzione della copertura lignea

⁵ Giulio Brunetta, *Gli interventi dell'Università di Padova*, 1966, pp. 149-152

(+2,90 m) con capriate per il nuovo sopralzo. Il collaudo avviene nel 1972 ma con richiesta di eseguire alcuni ulteriori sistemazioni:

- Impedire le infiltrazioni d'acqua, che dalla terrazza vanno ad impregnare la parete a nord della sala modelli sottostante;
- Sistemare la ferramenta dei serramenti esterni;
- Eseguire una fugatura nel distacco manifestatosi nello studio del prof. Ferro

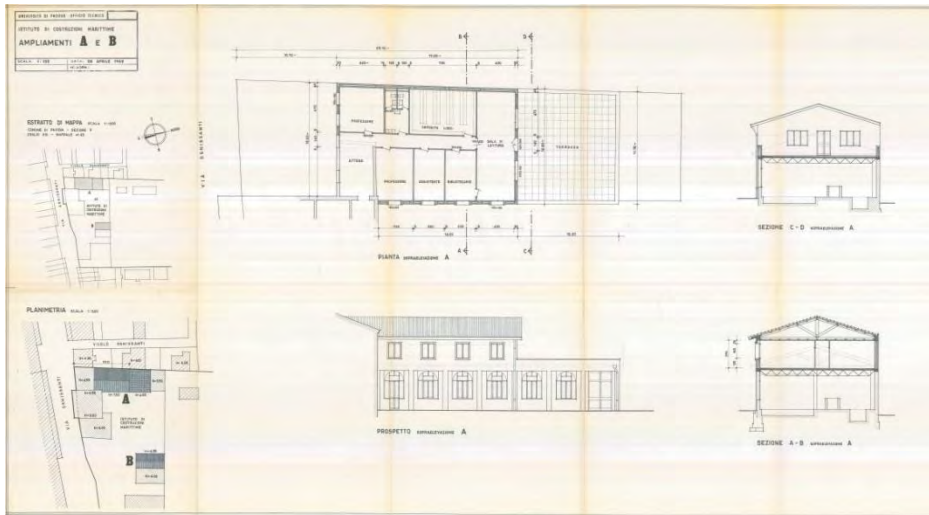


Figura1. 06 Tavola storica riguardante gli ampliamenti A e B.

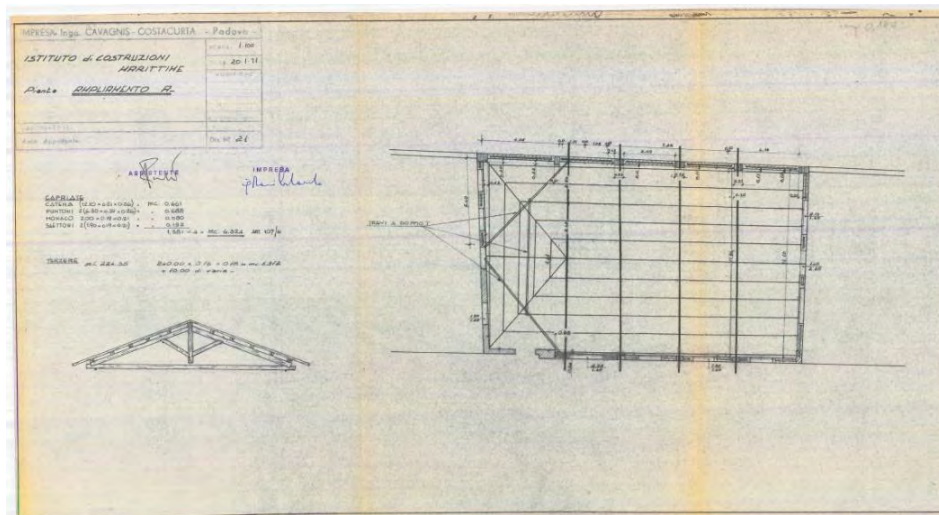


Figura 1.07 Tavola storica riguardante il progetto della copertura dell' ampliamento B.

Nel 1967 vengono eseguiti dal Genio Civile lavori di riatto dei locali di alloggio del custode, che mettono in evidenza come i solai lignei presenti fossero deteriorati e pericolosi per la loro staticità. Per questa ragione, sempre nello stesso anno, essi vengono sostituiti con nuovi solai latero-cementizi.



Figura1. 08 Intervento sostituzione solai lignei con solai in latero cemento nell' alloggio del custode

AMPLIAMENTO/SISTEMANZIONE C

Sempre nel corso degli anni Settanta, denominato come AMPLIAMENTO/SISTEMAZIONE C, sono stati svolti importanti lavori di risistemazione funzionale degli spazi al piano terra e al primo piano del corpo Settecentesco. Si è intervenuto demolendo alcune porzioni di muro e una finta volta, sostituita da un nuovo soffitto completo di travi, morali e arelle intonacate, e coprendo una piccola corte con un nuovo solaio in latero-cemento al fine di ampliare lo spazio della biblioteca.

Nel 1977 è stata eseguita un'opera di restauro strutturale del muro di recinzione dell'ICM sul fronte di via Ognissanti poiché manifestava evidenti segni di cedimenti con pericolo di crollo. Si è provveduto:

- imbrigliando la parte superiore poiché la continuità statica era compromessa in più punti;
- Rifacendo gli intonaci deteriorati.

Dal materiale d'archivio non è stato possibile ricavare altre informazioni e le opere più recenti risultano prive di documentazione, soprattutto un importante intervento di applicazione di catene

all'edificio settecentesco. Sono stati posizionati diversi tiranti al nucleo storico dell'istituto, scelta determinata da problemi statici e da fuori piombo delle facciate, orditi nelle due direzioni al fine di garantire un comportamento scatolare all'organismo edilizio. Un altro intervento recente è stata la trasformazione di una parte del laboratorio, quella più vicina a via Ognissanti, in un'aula per la didattica.

Capitolo 2

Rilievo fotografico

CAPITOLO 2 – RILIEVO FOTOGRAFICO

2.1 Descrizione generale

La fase di rilievo fotografico risulta essere una fase determinante del processo di studio per comprendere al meglio l'evoluzione storica, lo stato attuale e lo stato di conservazione del bene. Un buon rilievo fotografico permette di archiviare efficacemente informazioni riguardanti anche l'eventuale stato di degrado e/o di danno che possono interessare la costruzione.

Tali aspetti sono rilevabili attraverso il sopralluogo diretto e l'archiviazione delle immagini che permettono così di creare una rappresentazione dello stato attuale delle cose.

Il rilievo fotografico del Palazzetto di Costruzioni Marittime è stato condotto sia per la parte esterna che per la parte interna cercando di fotografare quanto più possibile e tutto ciò che potesse essere ritenuto significativo.

Vengono di seguito riportate le foto ritenute maggiormente significative per poter dare la miglior rappresentazione dell'edificio sia esternamente che internamente. L'impossibilità di accedere ad alcuni ambienti ha ovviamente portato ad una lacuna nelle informazioni, sopperita dall'osservazione del materiale in nostro possesso.

2.2 Rilievo fotografico esterni

Il Palazzetto di Costruzioni Marittime si affaccia su Via Ognissanti, posizionandosi a ridosso del fronte strada. Presenta un unico accesso, utilizzato unicamente come pedonale, al centro della facciata principale. Il complesso edilizio è formato da due corpi principali: il palazzetto settecentesco situato ad est della costruzione ed il grande laboratorio con sopraelevazione costruito durante il '900. Se il palazzetto settecentesco risulta radente al fronte strada, il muro del laboratorio è arretrato rispetto ad esso, lasciando lo spazio all' ampio marciapiede che prosegue per tutta la lunghezza della costruzione. Il Palazzetto più antico è costituito da tre piani complessivi, seppure in alcune zone l'altezza si riduca unicamente a due.



Figura 2.01 Prospetto sud dell' edificio

Il grande portico è costituito da pilastri quadrati binati, di lato circa 45 cm, in pietra che suddividono lo spazio in tre grandi campate delimitate da archi a tutto sesto. Sempre dalla strada si possono osservare al primo piano un piccolo terrazzino occupante la parte centrale della facciata, ripetuto poi al piano secondo seppure con dimensioni minori.



Figura 2.02 Vista lato ovest del portico



Figura 2.03 Vista lato est del portico

L'edificio risulta essere completamente libero su tre prospetti (nord, sud ed est), mentre è chiuso ad ovest dal grande laboratorio a strutturale metallica che si appoggia interamente al primo piano del palazzetto ed in piccola parte al primo piano. Affiancato al prospetto est della costruzione si trova un grande portale ad arco che costituisce l'accesso carrabile al cortile interno del Palazzetto. Tale arco conferisce continuità alla costruzione sul fronte strada senza avere però alcuna funzione strutturale.



Figura 2.04 Vista dell'arco dal fronte strada



Figura 2.05 Vista dell'arco dal cortile interno

Passando al rilievo del prospetto sud la costruzione riprende fortemente l' impianto della facciata fronte strada, presentando come unica porzione a tre piani la parte centrale della facciata.

Il prospetto è circondato a destra dal laboratorio e dalla relativa sopraelevazione che trovano un punto di contatto proprio appoggiandosi all'angolo destro della facciata.



Figura 2.06 Prospetto nord



Figura 2.07 Prospetto nord



Figura 2.08 Particolare del secondo e terzo piano del prospetto nord

Il prospetto est è invece il prospetto più libero e compatto dell' intero edificio: si configura infatti come un'intera parete a due piani affacciata sull' ampio cortile interno e sul passaggio carrabile. Attualmente tale porzione di edificio è utilizzata come residenza privata dei custodi dell'edificio.



Figura 2.09 Prospetto est



Figura 2.10 Particolare del prospetto est

Infine il prospetto ovest è risultato quello maggiormente difficile da rilevare in quanto coperto interamente dal laboratorio addossato: gli unici punti da cui è stato possibile ricavare alcune foto è dal fronte strada che permette di cogliere solo alcuni particolari:



Figura 2.11 Prospetto ovest fotografato dalla strada

2.3 Rilievo fotografico degli spazi interni

Lo spazio interno del Palazzetto si sviluppa su tre livelli complessivi, con la maggior parte del fabbricato sviluppato però su due livelli soltanto. L'edificio è sede dell'Istituto di Costruzioni Marittime e Geotecnica dell'Università di Padova ed ospita al suo interno funzioni collegate con l'attività didattica. In particolare al piano terra si accede tramite il grande portone posto sotto il portico, ad un grande atrio centrale passante che occupa l'intera pianta dell'edificio da nord a sud.



Figura 2.12 Atrio centrale, foto portone a nord



Figura 2.13 Atrio centrale, foto portone a sud

Da questo grande spazio centrale si diramano i diversi ambienti del piano terra. Non appena si varca il portone a sinistra si trova immediatamente un accesso che porta ad una piccola aula didattica utilizzata soprattutto per lo svolgimento degli esami. A destra invece si apre un altro ambiente che ospita invece una biblioteca sempre di proprietà del Dipartimento di Costruzioni Marittime. Proseguendo lungo l'atrio si aprono rispettivamente a destra e sinistra altri quattro ambienti (due a destra e due a sinistra) ospitanti ambienti di servizio, aule didattiche e un ambiente che funge da collegamento con la porzione dell'edificio posta ad est.



Figura 2.14 Aula didattica al piano terra



Figura 2.15 Aula didattica al piano terra

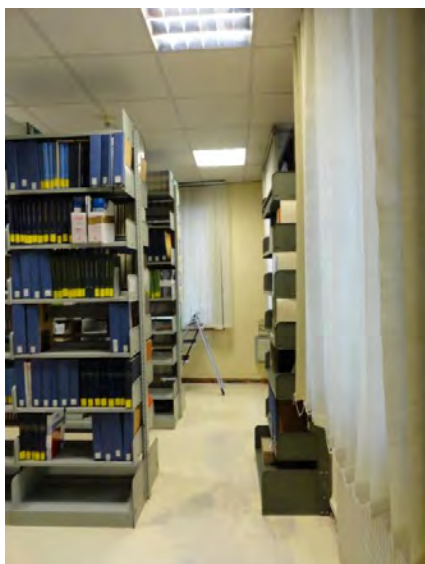


Figura 2.16 Biblioteca piano terra



Figura 2.17 Uffici al piano terra

A metà del corridoio centrale, sulla sinistra si trova il corpo scale che porta ai piani superiori e che rimane costante per tutta l'altezza dell'edificio. Salendo ai piani superiori l'impianto funzionale non cambia ed infatti troviamo nuovamente un grande spazio centrale che distribuisce gli ambienti attorno a se: al primo piano sono presente unicamente ambienti con funzione di uffici del Dipartimento.

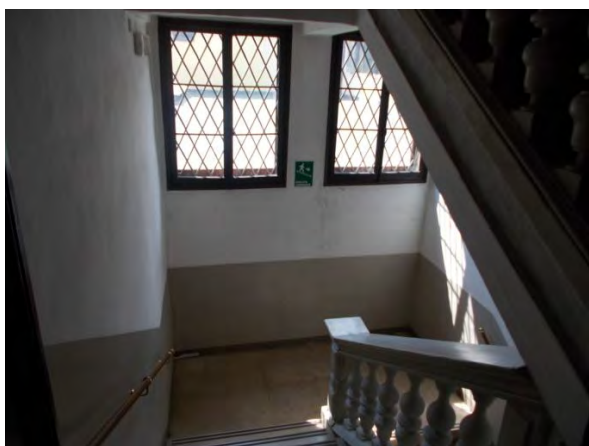


Figura 2.17 Vano scala

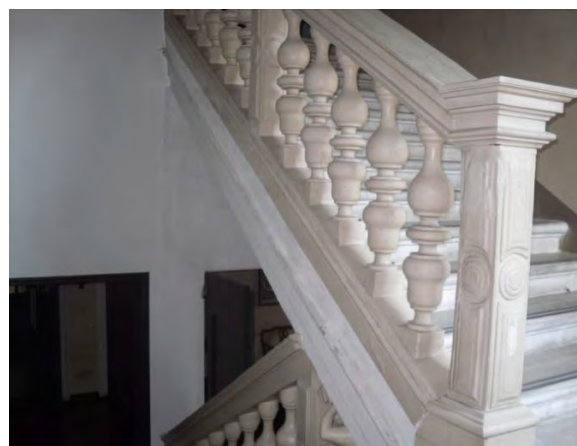


Figura 2.18 Particolare della scala

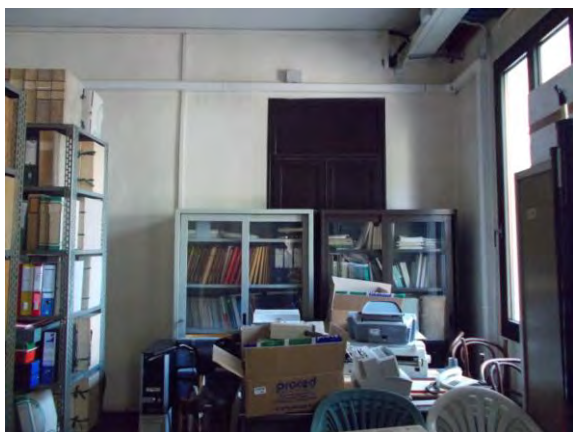


Figura 2.18 Ambiente utilizzato come deposito



Figura 2.19 Ufficio

Salendo ancora al terzo piano troviamo nuovamente un grande ambiente centrale: da cui si ha accesso a tutti i sottotetti delle porzioni di costruzione che hanno soltanto due piani. La maggior parte di questi sottotetti sono attualmente impiegati come deposito di materiale di vario tipo.



Figura 2.20 Ambiente utilizzato come deposito



Figura 2.21 Ambiente utilizzato come deposito



Figura 2.22 Ambiente utilizzato come deposito



Figura 2.23 Ambiente utilizzato come deposito

Capitolo 3

Rilievo geometrico

Capitolo 3 – Rilievo geometrico

3.1 Rilievo geometrico

Il rilievo geometrico fondamentale per la descrizione e comprensione dell' edificio dal punto di vista dimensionale è stato fornito dall' Università degli studi di Padova. La campagna di controllo ha visto l'impiego di distanziometri laser e di cordelle metriche per il controllo a campione di alcune misure indicate nei disegni.

La presente analisi segue i passi illustrati nel percorso della conoscenza presente al capitolo 4 delle Linee Guida per i Beni Culturali⁶. Uno dei primi punti concerne la caratterizzazione geometrica del manufatto in analisi, al fine di ottenere un'esauriente documentazione per la successiva analisi di vulnerabilità.

Il corpo di fabbrica Istituto di Costruzioni Marittime occupa una superficie coperta di circa 3670 mq, e si colloca a ridosso della sede stradale di Via Ognissanti. Si compone, come precedentemente illustrato, di una parte settecentesca in muratura portante, e di un'altra parte più recente, in cemento armato e adibita a laboratorio al piano terra. Le due unità sono collegate da un disimpegno al primo piano, mentre rimangono distinte al piano terra, evitando il contatto tra aule didattiche e zona sperimentale.

In pianta l'Istituto si presenta di forma pressochè regolare, formando un sedime a L che si interfaccia con gli altri laboratori situati a nord-est, i quali completano di fatto l'area universitaria.

⁶Allegato al parere n. 66 dell'Assemblea Generale del Consiglio Superiore dei LL.PP, seduta del 21 luglio 2006 - Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni

Capitolo 3 Rilievo geometrico



Figura 3.1 Portico sul fronte strada

Si accede al piano terra da un portico in pietra lavorata, costituito da pilastri quadrati binati che formano le tre campate in cui è suddiviso. Il massivo portone in legno conduce ad un ampio salone con solaio in travi lignee, che funge da disimpegno per le varie stanze presenti al piano, tra cui aule didattiche, aule studio e la biblioteca “Geomar” dell’Istituto. Queste presentano solai in latero-cemento, a volte controsoffittati per permettere allo strutturale di raggiungere la quota di 4.37 metri, al pari del solaio ligneo. Il calpestio del disimpegno scende a quota -0.11 metri per poi variare nei vari ambienti, raggiungendo al massimo i +0.23 metri nella centrale termica, accessibile unicamente dall’esterno e situata a nord.

Il corpo scale è locato sul lato ovest, e si compone di due rampe da 25 scalini in pietra che servono i due livelli successivi. Al piano primo si ritrova il salone con solaio ligneo, come al piano inferiore, che culmina alle due estremità più corte con due balconcini in pietra. Proseguendo verso est si accede ad un secondo disimpegno, dimensionalmente minore e servente locali adibiti ad uffici. Si ripete anche qui la variazione di quota degli ambienti, passando da 4.37 metri a 3.47 metri nella terrazza a sud, posta su due livelli al fine di garantire una discreta illuminazione alla biblioteca sottostante mediante un fascia finestrata. Tramite un terzo disimpegno a nord-ovest si entra nella recente parte in cemento armato, caratterizzata da due terrazze (una a sud e una a nord), un locale servizi, cinque uffici e una sala presentazioni. Parte del disimpegno d’accesso agli uffici è controsoffittato, e l’altezza utile diminuisce da 2.90 metri a 2.50 metri.

In questa parte del manufatto si nota come tutte le geometrie siano decisamente più regolari, ad esempio le quote delle singole stanze e del calpestio. Il solaio è in latero-cemento, come si

Capitolo 3 Rilievo geometrico

presuppone lo sia la copertura a doppia falda, con la quale si raggiungono i 10.61 metri al colmo esterno.

Attraverso l'ultima rampa di scale si accede, nella parte più antica, al secondo piano della costruzione, ospitante altri tre uffici lavorativi, con solaio in latero-cemento. I rimanenti ambienti sono tutti sottotetti, in quanto la copertura si articola in quattro falde principali, sovrastate nella loro mezzeria da due volumi mansardati che non è stato possibile rilevare. Procedendo verso est si accede a due sottotetti consecutivi, con un abbassamento di quota rispettivamente di 1.04 metri e di successivi 0.89 metri; il primo presenta una copertura a doppia falda, il secondo una tipica piemontese a tre falde, entrambi naturalmente con struttura portante lignea. Oltre alle due mansarde, il rilievo non è stato possibile anche in due altri sottotetti (i due presenti a sud), uno per impraticabilità del solaio sottostante, l'altro per impossibilità d'accesso. Per la stessa motivazione non si riporta il rilievo della parte est, piani terra e primo, in quanto privata abitazione del custode. Se ne ipotizzano per quanto possibile le geometrie, concludendo che i solai debbano essere in latero-cemento e che vi siano i salti di quota evidenziati nelle sezioni.

Per ultimo si è analizzato dal punto di vista geometrico il laboratorio al piano terra, accessibile dall'esterno e suddiviso in due principali ambienti: un locale maggiore, con struttura portante in pilastri in cemento armato e travi reticolari d'acciaio, che termina al lato sud, e uno minore, di dimensioni molto inferiori al primo, con solaio in latero-cemento e affaccio sul lato nord. Da considerare che sono presenti due "vasche" interrate, utilizzate per deposito materiali e per sperimentazioni idrauliche, di dimensioni 1.80*1.90 metri la prima, 3.00*21.00 metri circa la seconda. Al fine di permettere il raggiungimento di tali profondità (-1.07 metri) il pavimento è stato innalzato di circa 25 cm in tutta l'area del laboratorio.

Capitolo 3 Rilievo geometrico

Capitolo 3 Rilievo geometrico

Capitolo 4

Rilievo critico
strutturale e del
danno

Capitolo 4 – Rilievo strutturale critico e del danno

4.1 Rilievo strutturale

Il rilievo strutturale è strettamente collegato al fatto di non aver avuto la possibilità di accedere in alcuni locali, di conseguenza certi spessori murari sono stati ricavati per sottrazione utilizzando il rilievo geometrico, altri sono stati ipotizzati secondo i parametri di seguito descritti. Il Palazzetto di Costruzioni Marittime presenta due tipologie strutturali prevalenti per le pareti verticali: muratura in mattoni e calcestruzzo armato. Come si evidenzia nelle tavole la muratura in mattoni, presente sostanzialmente nel corpo settecentesco, non presenta spessori omogenei: questi variano infatti dai 38 e 30 cm per le pareti portanti ai 25 e 10 cm per le tramezzature interne. Un importante fattore che si segnala riguarda l'allineamento in pianta della stessa cornice muraria: spesso il filo d'estradosso di una parete devia la sua direzione, dando vita ad irregolarità planimetriche e possibili vulnerabilità, soprattutto dal punto di vista sismico. In molti casi si sono riscontrati dei restringimenti di una delle due dimensioni delle stanze proprio a causa di questa particolarità (vedi disimpegno centrale, al piano terra e al primo). Il problema può essere riferito tanto alla mancanza di manodopera specializzata durante la costruzione dell'edificio quanto alla strumentazione di precisione disponibile all'epoca nel campo dell'edilizia.

Dall'altra parte, le pareti in calcestruzzo armato sono presenti nel laboratorio e nel volume sovrastante, che come detto risalgono ad un periodo più recente rispetto al Palazzetto. Gli spessori si mantengono entro i 30 cm mediamente, eccezion fatta per i muri d'ambito, dove si raggiungono i 38 cm (probabilmente per l'aggiunta di un rivestimento a cappotto). Alcune partizioni interne sono realizzate tramite pareti vetrate, mentre le restanti sono supposte in muratura da 10 cm. La struttura portante al piano terra vanta 22 pilastri, di cui 7 a vista nella facciata a sud-est, 11 interni a ridosso della facciata nord-ovest, 3 interni lungo la facciata sud-est e 1 in mezzeria.



Figura 4.01 Laboratorio

Quelli di dimensione maggiore portano le travi reticolari, mentre quelli di dimensione minore portano delle travi in cemento-armato.

Analizzando le tavole d'epoca trovate in Archivio Storico si è notato che la sezione utile della parete a sud-ovest, confinante con un'altra pertinenza, misura soli 12 cm, come rappresentato nelle tavole delle sezioni. Naturalmente non è stato possibile verificare lo stato di fatto in quanto il laboratorio è addossato all'edificio con cui confina, tuttavia questa condizione non dovrebbe compromettere la stabilità del costruito: i massivi pilastri garantiscono un'efficace portanza dei carichi sovrastanti, scaricando di fatto la paretina, effettiva che sia (a beneficio del dubbio abbiamo preferito lasciare in pianta uno spessore consono).

Una terza tipologia strutturale è individuabile nella pietra. Il suo utilizzo è limitato ai pilastri del portico d'ingresso a sud, ai parapetti delle terrazze (fatta eccezione per quella a nord) e dei balconcini e all'arco trionfale posto a sud-est. I pilastri hanno dimensione 45*53 cm circa e portano un aggetto complessivo di 3.30 metri. L'arco trionfale è un elemento a sé stante dal punto di vista statico, dunque non è stato preso in considerazione nelle analisi critiche. Ha un'altezza di circa 7 metri ed uno schema strutturale a doppio appoggio, evidenziato dai pilastri in facciata.



Figura 4.02 Portale esterno

Importante la presenza di canne fumarie all'interno della costruzione: se ne contano 4, tutti di medie dimensioni. I cavedi al piano terra e al piano primo, in prossimità dei servizi, ne racchiudono 2, mentre i rimanenti sono parzialmente all'esterno della struttura portante, in questo caso di muratura, e sono posti nella facciata est. In relazione alla presenza di maschi murari, i vuoti dei due camini esterni portano sicuramente ad una debolezza strutturale, causando una deviazione delle linee di distribuzione degli sforzi e andando ad inficiare lo scarico in fondazione delle azioni che la struttura può subire. L'allineamento delle forometrie tuttavia consente maschi murari continui e regolari su tutte le facciate del complesso; in questo modo la presenza di vuoti all'interno della muratura è marginale, seppur da considerarsi in un'eventuale analisi di resistenza o di vulnerabilità.

Dal punto di vista dei diaframmi di piano, questi si differenziano secondo due tipologie prevalenti: solai in latero-cemento e solai in legno con travi portanti. I primi sono presenti nella maggior parte degli ambienti, alcune volte controsoffittati per esigenze spaziali; nel rilievo non è stato possibile ricavarne l'orditura, ma in alcuni casi l'umidità presente ha rivelato l'andamento dei travetti con delle chiazze scure a livello dell'intradosso. Il laboratorio denuncia un solaio in latero cemento, a orditura in direzione nord-sud, di ampia luce; la grande componente di momento flettente è tuttavia sgravata dalle travi reticolari in acciaio, sostenute dai pilastri disposti longitudinalmente. Le travi hanno dimensioni 20*70 cm, e ce n'è una per ogni appoggio tranne in un caso dove ce sono due, in corrispondenza del muro di tamponamento del piano superiore. All'altezza della giunzione con il corpo del Palazzetto si trovano invece delle travi in cemento armato da 50*40 cm

Capitolo 4 Rilievo strutturale critico e del danno

circa, che continuano lungo tutto il perimetro terminale del laboratorio e si incrociano nella mezzeria, dove si trova un pilastro da 40*30 cm. Il diverso spessore delle travi è probabilmente giustificato dal restringimento della dimensione trasversale del locale. Gli orizzontamenti in legno invece si trovano in corrispondenza dei due grandi atri centrali, nel locale antistante la portineria nonché in un disimpegno e in un ufficio al piano primo.



Figura 4.03 Solaio ligneo dell' atrio d' ingresso

Sono caratterizzati da travi in legno, uso Trieste, ad interasse di circa 70 cm, con tavolato soprastante. Considerando la sezione longitudinale del Palazzetto si evidenzia come gli orizzontamenti non siano allineati: spesso si assiste ad un cambio di quota, che molto probabilmente ha implicato l'utilizzo di travi a S o a L tra una campata e l'altra. Lo sfasamento si è reso necessario per poter rendere accessibili (e possibilmente abitabili) i sottotetti della parte est: la diminuzione di quota che si percepisce entrandovi è proporzionale all'abbassamento dei solai ai piani inferiori. La stessa residenza del custode, secondo quanto è risultato dai rilievi nelle altre zone, dovrebbe avere un interpiano non superiore ai 3 metri, a dispetto di uffici e sale nella parte 'pubblica', dove si raggiungono facilmente i 4 metri (fermo restando eventuali controsoffittature). La copertura, come accennato precedentemente, si compone di più falde inclinate, dai 20 ai 24 gradi, fino a raggiungere i 28 gradi nelle volumetrie mansardate. La struttura portante è in legno per la costruzione storica, in latero-cemento per quella che chiameremo del laboratorio. A livello delle terrazze vi è la presenza di tetto piano praticabile. Le coperture lignee sono della tipologia 'piemontese', caratterizzate da travi portanti di dimensioni 19*19 e 21*24 cm, travi secondarie da

Capitolo 4 Rilievo strutturale critico e del danno

6.5*7.8, 16*15 e 13*18 cm e travetti da 7*7 cm; le tavelle hanno dimensioni 50*25 cm circa. Il punto di colmo più alto raggiunge i 13.65 metri. L'inclinazione è stata desunta da documenti storici, inoltre non è stato possibile verificare l'effettiva struttura in latero-cemento del laboratorio in quanto presenta un solaio a quota 7.88 metri quando il colmo si trova a 10.61 metri (vedi tavola sezioni).



Figura 4.04 Copertura legno e tavelloni

Riguardo al blocco scale, si ipotizza per queste una struttura portante a trave lignea, evidenziata da un fuori spessore all'estradosso del solaio del pianerottolo. L'ampiezza degli scalini è 1.5 metri, con pedata da 30 cm ed alzata da 17 cm circa; le due rampe contano 25 alzate ciascuna, consentendo un innalzamento di circa 4.25 metri per livello.

In conclusione, sono stati rilevati numerosi capochiave metallici, a piastra o a paletto inclinato, sia nelle facciate che in alcune parti interne, accuratamente evidenziati nelle piante strutturali. Inoltre si è verificata la presenza di catene in loro corrispondenza, alcune visibili, altre ipotizzate. Queste collegano le murature d'ambito tra loro, al fine di permetterne lo spostamento sincrono in caso di sisma nonché evitarne il ribaltamento. Se ne individuano di singole e di doppie, alcune di queste convergenti in una sorta di 'scatola di ripartizione' situata al secondo piano, all'interno di uno dei sottotetti. Ne consegue che l'edificio storico è quasi completamente tirantato.



Figura 4.05 Tirante

4.2 Rilievo critico del degrado

La lettura del degrado e di tutte le alterazioni che caratterizzano l'edificio sono stati un punto importante del lavoro di studio poiché, da questi, abbiamo potuto anche avanzare ipotesi sui materiali e gli elementi costitutivi dell'edificio. Privi d'informazioni precise e dettagliate sulle caratteristiche sia delle murature storiche del nucleo Settecentesco sia di dettagli costruttivi sull'ampliamento degli anni Settanta, il degrado, soprattutto quello di facciata, ci dà la possibilità di acquisire notizie nascoste che dovranno poi essere verificate attraverso indagini *in situ* con tecniche non distruttive di tipo indiretto o ispezioni dirette debolmente distruttive.

Dall'analisi eseguita sono tuttavia ricorrenti alcuni fenomeni di cui si riporta di seguito un elenco con definizione da Normale 1/88 o da UNI 11182/2006 e descrizione nell'ambito oggetto di analisi.

- *Fessurazione/cavillo: soluzione di continuità nel materiale che implica lo spostamento reciproco delle parti. Nel caso di fratturazione incompleta e senza frammentazione del manufatto si utilizza il termine cricca o, nel rivestimento, il termine cavillo. (UNI 11182/2006)*

Nel manufatto oggetto di analisi sono state indicate con "cavillo" le lesioni di lieve entità che intaccano in modo spesso diffuso lo strato d'intonaco; il termine "fessurazione" è utilizzato invece per indicare fenditure più importanti che talvolta vanno a toccare, oltre ai rivestimenti, anche gli

strati sottostanti dell'elemento murario.

- *Colatura: traccia ad andamento verticale. Frequentemente se ne riscontrano numerose ad andamento parallelo. (UNI 11182/2006)*

Nel Palazzetto di Costruzioni Marittime sono presenti numerosissime macchie da colatura che caratterizzano quasi tutte le fasce sottostanti le aperture e in particolar modo il prospetto su via Ognissanti, soprattutto a causa dell'inquinamento causato dal traffico automobilistico. Le macchie, ad andamento verticale, sono piuttosto scure e, nella parte più alta, appaiono spesso come croste. Il medesimo problema si riscontra in modo indifferenziato su tutti i prospetti, prescindendo dalla fase costruttiva dei diversi volumi.

- *Distacco dell'intonaco: soluzione di continuità tra strati superficiali del materiale, sia tra loro che rispetto al substrato; prelude in genere la caduta degli strati stessi. Il termine si usa in particolare per gli intonaci e i mosaici. Nel caso di materiali lapidei naturali le parti distaccate assumono spesso forme specifiche in funzione delle caratteristiche strutturali e tessiturali, e si preferiscono allora voci quali crosta, scagliatura, esfoliazione. (Normal 1/88)*

Attraverso un'analisi visiva è possibile riscontrare molte aree in cui gli intonaci risultano distaccati lasciando a vista strati sottostanti di finitura o, addirittura, il sostrato in mattoni. Il fenomeno si presenta sia in maniera puntuale sia profonda, in particolar modo in corrispondenza della parete del porticato, nella fascia più bassa, causata dal fenomeno dell'umidità di risalita.

- *Alterazione cromatica: alterazione che si manifesta attraverso la variazione di uno o più parametri che definiscono il colore: tinta (hue), chiarezza (value), saturazione (chroma) . (Normal 1/88).*

Questo fenomeno caratterizza sia il prospetto principale, al primo piano, che quello dell'edificio del laboratorio, in cui l'intonaco mostra un'alterazione uniforme del colore. In base a questa constatazione abbiamo ipotizzato che l'intero supporto fosse in c.a., dato che materiali e componenti costruttive diverse sono solitamente caratterizzate da alterazioni differenziali, determinate dalla diversa trasmittanza delle parti costitutive (ad esempio elementi strutturali e tamponamenti).



Figura 4.06 Degrado sulla facciata del laboratorio

- *Scagliatura: Degrado che si manifesta col distacco totale o parziale di parti (scaglie) spesso in corrispondenza di soluzioni di continuità del materiale originario. (UNI 11182/2006)*

- *Crosta: Strato superficiale di alterazione del materiale lapideo causato o dai prodotti utilizzati per eventuali trattamenti o da acidi dovuti all'inquinamento ambientale. Di spessore variabile (da 0,5 a 2-3mm) è dura, fragile e distinguibile dalle parti sottostanti per le caratteristiche morfologiche e, spesso, per il colore. Può distaccarsi anche spontaneamente dal substrato, che, in generale, si presenta disgregato e/o pulverulento. (Normal 1/88)*

Questi due fenomeni sono stati individuati sui pilastri e sui conci degli archi in materiale lapideo che formano il portico su via Ognissanti. I distacchi sono concentrati soprattutto alla base dei pilastri e una scagliatura di notevoli dimensioni segna lo spigolo di un pilastro nella parte interna del portico. Le croste sono diffuse su tutte le superfici lapidee del porticato, sia verso l'esterno che verso l'interno del portico, e attaccano anche gli elementi di interesse artistico come i mascheroni posti in corrispondenza delle chiavi di volta che i grandi vasi decorativi posizionati in cima alla facciata principale.



Figura 4.07 Degrado sul portico esterno

- *Presenza di vegetazione: Presenza di individui erbacei, arbustivi o arborei. (UNI 11182/2006)*

Si riscontra presenza di vegetazione, in forma di piccole piante, su tutte le coperture degli edifici e, come spesso accade, presenza di muschi sui prospetti affacciati verso nord.

Globalmente, l'aspetto esterno si presenta piuttosto degradato. La condizione è determinata sia dalla posizione dell'edificio lungo un tratto stradale molto trafficato che da mancate operazioni di manutenzione ordinaria, necessarie per garantire la conservazione in buono stato dell'edificio.

Osservando il fronte principale si può evincere che il degrado è dovuto principalmente ad agenti atmosferici ed inquinanti oltre che alla vetustà dell'edificio. I piani primo e secondo, trattati ad intonaco, mostrano un'alterazione cromatica dovuta principalmente al soleggiamento e al dilavamento (e da cui consegue la presenza di colature). Si può riscontrare un'importante crosta sul materiale lapideo, di cui è costituito il portico, dovuta agli agenti atmosferici inquinanti. Contemporaneamente si evidenzia:

- formazione di pellicola su cornici di finestre e modanature della copertura e altri tipi di depositi;
- erosione degli elementi decorativi in pietra soprastanti le finestre;
- attacco biologico da parte di muschi all'elemento decorativo di destra presente sopra al timpano;

Capitolo 4 Rilievo strutturale critico e del danno

- scagliatura delle basi dei pilastri dovuta a probabili concentrazioni di tensioni e il distacco di parti di intonaco e crosta dalle superfici.

Nel fronte sotto il portico è evidente l'alterazione cromatica di colore scuro da gas inquinanti messa in risalto dall'evidente fronte di risalita dovuto all'acqua assorbita per capillarità. La stessa provoca, nella parte basamentale del muro, un importante degrado in cui più degli altri si notano efflorescenze e distacchi di una rilevante porzione dello strato di finitura che in alcuni punti si risolve con una vera e propria mancanza.

Sul fronte del laboratorio si nota la discontinuità fra la parte inferiore, appartenente all'edificio originario e quella sommitale dell'ampliamento degli anni '70. Tale discontinuità si manifesta con delle cavillature che tagliano orizzontalmente i pilastri della costruzione ed è evidenziata da una differenza cromatica fra le due parti. Si riscontra inoltre l'alterazione cromatica da dilavamento della superficie intonacata, laddove non protetta da sbalzi, oscuranti o rientranze, e le compensazioni con materiale cementizio in corrispondenza di rimaneggiamenti delle aperture.

Nel prospetto est si notano tre fessurazioni principali che si sviluppano tutte dallo spigolo di un'apertura e terminano in punti di discontinuità del materiale dovuti a rimaneggiamenti della facciata. Esse sono per l'appunto una *“degradazione che si manifesta con la formazione di soluzioni di continuità nel materiale e che può implicare lo spostamento reciproco delle parti”*. Sono presenti poi colature e macchie dovute all'acqua meteorica.

I prospetti Nord, sono riferiti uno al corpo settecentesco e l'altro all'aggiunta avvenuta a cavallo del Novecento. Mentre il secondo non presenta particolari degradi, il primo, anche se ritinteggiato, lascia intravedere le tracce dovute all'umidità che si manifestano con macchie e muffe e un fronte di risalita minimo.

Da queste osservazioni abbiamo ipotizzato che gli interventi da operare per il consolidamento e il restauro dell'intonaco delle facciate storiche siano:

- pulitura generalizzata delle superfici per la rimozione di depositi superficiali incoerenti;
- consolidamento degli strati parzialmente sollevati o distaccati;
- risarcitura di lacune;
- restauro conservativo di cornicioni a fasce decorative con modanature.

Per il restauro delle superfici in pietra:

- pulitura dei depositi;
- fissaggio cautelativo delle scaglie in via di distacco;

Capitolo 4 Rilievo strutturale critico e del danno

- rimozione di elementi metallici e stuccature non compatibili con il substrato;
- incollaggio e fissaggio di parti.

E' poi necessario intervenire anche con la manutenzione dell'intonaco cementizio dei corpi di fabbrica minori, con verifiche di adesione e integrazioni di porzioni in fase di distacco.

L'interno del complesso mostra una situazione più articolata, con ambienti in cui non si riscontrano fenomeni di degrado, poiché sono stati eseguiti interventi di tinteggiatura (come negli studi nell'ampliamento), e altri in cui si manifestano varie patologie edilizie. Al piano terra, come figura anche nelle tavole allegate, le anomalie sono principalmente causate da fenomeni di risalita e umidità che si manifestano con rigonfiamenti, alterazioni cromatiche e macchie. In prossimità delle finestre, agli spigoli, ci sono anche piccole fessure e distacchi d'intonaco. Nel laboratorio i meccanismi di alterazione hanno la medesima origine di quelli appena esposti (umidità) e le stesse manifestazioni. Inoltre sulla copertura dell'ambiente si possono vedere le ombre dei travetti del solaio latero-cementizio, per il ponte termico tra il laboratorio e gli spazi sovrastanti.

Al primo piano sono presenti ancora macchie di umidità, ma le alterazioni che sono più evidenti sono quelle al livello dei solai. Il pavimento è un terrazzo alla veneziana che a causa degli spostamenti del solaio ligneo mostra diverse deformazioni e, in alcuni punti, è stato necessario risarcire il pavimento con delle sostituzioni. Sempre a causa delle deformazioni del solaio diverse soglie sono crepate.

Al secondo piano il degrado si concentra nei sottotetti, con un'infiltrazione e diverse efflorescenze saline sui tavelloni della copertura.

4.3 Rilievo del quadro fessurativo e delle vulnerabilità

La struttura in esame è caratterizzata da una buona capacità portante, considerati gli elementi resistenti che la compongono, ma manifesta alcune componenti di vulnerabilità, che possono concorrere a compromettere la stabilità sotto particolari condizioni di carico.

Una di queste si individua nella presenza di vuoti o cavità nella tessitura muraria, in particolare nei muri portanti. Una discontinuità materica in un elemento portante comporta in primo luogo la perdita della capacità resistente, facendo in modo che le tensioni si concentrino in zone già caricate e dunque critiche; in secondo luogo essa favorisce l'innescarsi di cricche e fessurazioni, conducendo nel peggiore dei casi al crollo della struttura. Nel rilievo sono state individuate numerose nicchie poste al di sotto dei fori di facciata: al loro interno trovano posto i radiatori a parete, che per aumentare la superficie di piano utilizzabile sono stati incassati. Il fenomeno si evidenzia al primo piano, nella quasi totalità degli uffici; la facciata rivolta ad est della porzione ospitante il laboratorio è scavata per almeno 15 cm ogni 2 metri circa, per una lunghezza totale di 12 metri. Ai fini statici, la perdita di sezione resistente in pareti di cemento armato non è rilevante quanto la riduzione di sezione di pareti in muratura, dove la stessa massa è determinante nel calcolo della capacità resistente. Tenendo conto che le cavità riguardanti la tessitura muraria si collocano, al pari delle precedenti, al di sotto dei fori, i maschi murari non vengono inficiati e dunque esse non rappresentano un rilevante problema nella capacità resistente complessiva.



Figura 4.08 Nicchia di alloggio dei termosifoni

Capitolo 4 Rilievo strutturale critico e del danno

Oltre alle nicchie dei termosifoni si aggiungono quelle derivate dall'inserimento delle canne fumarie all'interno della muratura adiacente, che nel Palazzetto riscontriamo in un unico caso, ossia nella parete rivolta ad est. Le due canne sono parzialmente aggettanti dall'estradosso della facciata, di conseguenza sottraggono alla stessa uno spessore limitato. Da prospetto si evince come il maschio murario interessato dalla presenza del camino venga ridotto notevolmente: un maschio snello fa alterare il comportamento strutturale, innescando meccanismi fragili anziché duttili e favorendone altri di ribaltamento durante eventi sismici. In questo caso la presenza di catene evita fenomeni di primo modo, ma la vulnerabilità della parete resta indiscutibilmente incrementata nei confronti di azioni orizzontali. Le restanti canne fumarie si collocano all'interno di cavedi impiantistici di piano, a tutta altezza, perciò non rappresentano fonte di problematiche.



Figura 4.09 Canna fumaria prospetto est

Un altro fattore che può concorrere all'aumento della vulnerabilità riguarda il quadro fessurativo esistente. Le lesioni che si trovano su un determinato componente strutturale possono favorire l'innescare di altre lesioni o portare all'attivazione di meccanismi (di primo o di secondo modo, a seconda dell'elemento considerato). Partendo dal piano terra, il rilievo ha evidenziato una fessura non passante all'altezza del disimpegno che serve i servizi igienici. È l'unica rilevante a questo livello per il Palazzo storico, e data la consistenza non verrà presa in esame.

Capitolo 4 Rilievo strutturale critico e del danno

Al contrario, si sono evidenziati due casi di compressione al piede nel laboratorio, uno in corrispondenza del pilastro portante le travi in cemento armato trasversali, l'altro situato all'accesso dello sgabuzzino triangolare rivolto a sud. Un eccessivo sforzo di compressione comporta il fuori piombo degli elementi interessati, ed è sovente accompagnato dall'espulsione di materiale nella zona sollecitata. Può essere causato da cedimenti fondazionali o evoluzione nel tempo di stati fessurativi esistenti. La posizione in pianta fa pensare ad un'evoluzione nel tempo di lesioni preesistenti, sebbene il cedimento del terreno di fondazione possa essere una valida alternativa. Si rimanda ad una campagna di prove in situ per verificare l'andamento di falda nel tempo, utilizzando ad esempio dei tubi aperti o 'Casagrande': con questi dati e la stratigrafia del terreno sottostante (mediante l'ausilio di carotatrici) si può comprovare l'eventuale cedimento ed accreditare l'una o l'altra ipotesi.



Figura 4.10 Espulsione di materiale, pilastro del laboratorio

Proseguendo nella redazione del quadro fessurativo si accenna ad un'espulsione di materiale in sommità di uno dei pilastri longitudinali (causato probabilmente dall'urto dello stesso con qualche macchinario più che da un eccessivo carico di punta) e alla lesione verticale nel giunto tra pilastro e muratura della facciata nord del laboratorio più grande (di scarsa rilevanza).

Il vano scale della prima rampa, così come il secondo piano, è caratterizzato da alcune fessure concentrate negli spigoli dei fori, fenomeno molto frequente qualora non via sia una tessitura muraria di buona qualità e gli sforzi che non riescono ad essere portati in fondazione si accumulano nelle zone prossime ai vuoti. A livello dell'ultimo scalino della rampa si nota una fessura molto marcata che ha portato al distacco del parapetto dal corpo scale: potrebbe essere

Capitolo 4 Rilievo strutturale critico e del danno

stato causato dallo slittamento del parapetto ligneo sulla pietra di rivestimento del pianerottolo, se così non fosse il fenomeno può essere classificato come degrado.

In seguito si evidenziano due espulsioni di materiale, uno sulla facciata a sud e uno all'intradosso del solaio dello sgabuzzino situato a nord-est. Quest'ultima è accompagnata da una lesione non passante che divide lungo la diagonale l'area interessata dall'orizzontamento, di causa difficilmente identificabile.

Le peggiori condizioni rilevate si trovano al secondo piano, in particolare nei locali sottotetto. Sovente si ripetono i casi di mancato ammorsamento tra le pareti laterali e il solaio di copertura: tale condizione comporta la perdita del comportamento scatolare della struttura, e può diventare la causa di meccanismi di scorrimento rigido o martellamento degli elementi di copertura. In alcuni punti il vuoto lasciato dalla mancanza supera i 30 cm in altezza, conseguenza molto probabile della scarsa qualità della tessitura.



Figura 4.11 Appoggio della copertura sulle murature perimetrali

I vuoti per l'inserimento dei tubi impiantistici sono in alcuni casi passanti, in altri casi costituiscono una piccola cavità che non dovrebbe comportare conseguenze rilevanti. Le travi lignee presentano delle fessure diffuse per umidità ma non hanno perso la loro capacità portante, anche grazie alle numerose giunzioni operate tramite chiodi in ferro. Si connota l'inserimento di un barbacane per migliorare l'appoggio di una trave principale nel sottotetto a nord-ovest.



Figura 4.12 Intervento di supporto per una trave della copertura

Infine si denunciano una lesione al cantonale, data presumibilmente dalla copertura spingente, e delle fessure a croce che hanno inizio dallo spigolo dei fori del sottotetto a sud-est. Una di queste sembra essere stata innescata da un intervento di ristilatura della parete di tamponamento, particolare che si deduce dalla presenza di malta non intonacata in prossimità dell'apertura. Nel corso del tempo potrebbe portare a delle lesioni diffuse lungo tutta la facciata, per questo si consiglia di completare l'intervento di restauro e riempire le fessure. Ulteriori indagini, quali endoscopia o prove soniche, permetterebbero di affinare la conoscenza della stratigrafia e delle criticità, consentendo una scelta più accurata dell'intervento migliore. Si riporta come gli intradossi interni siano perlopiù privi di intonaco ed esposti maggiormente al degrado. L'integrità delle stesse pareti è minata in alcuni tratti da monconi di travi che ne attraversano l'intero spessore, particolare diffuso nell'edilizia del tempo e che non compromette in maniera gravosa la stabilità.



Figura 4.13 Parete del sottotetto

Un ultimo riferimento per le condizioni di vulnerabilità si ha nelle travi lignee appoggiate al diaframma di piano locate nell'ultimo sottotetto ad est: la loro funzione sembra essere quella di sostenere il carico derivante dall'orditura lignea in prossimità della muratura d'ambito. Il sistema però spinge contro l'angolata, compromettendone la stabilità e favorendone il fuori piano.

Riguardo ai beni artistici presenti, il Palazzetto storico è rifinito con molte modanature e fregi in pietra sulle facciate esterne, come testimoniano le maschere in chiave degli arconi del portico, le cornici dei timpani e le decorazioni a forma di vaso in sommità dell'edificio. Frequenti anche le paraste a sezione quadrata in corrispondenza del volume mansardato superiore. All'interno rilevante è il corrimano ligneo delle scale decorato con putti, mentre la raccolta di libri, documenti storici e progetti presenti non solo nella biblioteca ma anche nei sottotetti e negli armadi del laboratorio costituiscono un'importante bene archivistico e librario. Tutti questi aumentano sicuramente il fattore di esposizione, che assieme alla vulnerabilità rilevata contribuisce alla definizione del rischio relativo all'intero complesso.



Figura 4.14 Parapetto delle scale



Figura 4.15 Biblioteca "Geomar"



Figura 4.16 Elementi scultorei decorativi del portico

Capitolo 5

Valutazione sismica
per edifici in muratura

Capitolo 5 - Valutazione sismica per edifici in muratura

5.1 La muratura storica

L'edilizia storica in muratura può essere definita come un vastissimo insieme di diverse strutture, diverse tipologie, realizzate con differenti tecniche costruttive che rendono così gli edifici in muratura un'insieme enormemente variegato. Possiamo inoltre parlare della muratura come un materiale estremamente eterogeneo, anisotropo e con molte possibili fonti di imperfezione. Per tutti questi motivi l'analisi del comportamento strutturale di un manufatto storico risulta assolutamente condizionata da rilevanti incertezze nella definizione sia delle caratteristiche meccaniche del materiale che nelle condizioni d'insieme dell'edificio.

Il criterio principale che è necessario individuare e riconoscere è la assoluta conformità con quella che viene denominata "regola dell'arte", ovvero una serie di prescrizioni e di criteri esecutivi che nel corso della storia hanno portato all'affinamento di tecniche costruttive il più possibile precise e che osservassero i principi di equilibrio dei corpi rigidi. Risulta evidente come realizzare una corretta ed esaustiva analisi di un edificio esistente in muratura sia una operazione complessa e che non può in alcun modo prescindere dalla conoscenza approfondita e dettagliata della costruzione stessa, in modo da poter tradurre numericamente e quantitativamente i dati relativi al comportamento d'insieme dell'edificio stesso.

Le caratteristiche variabili dell'elemento muratura sono: il materiale principale costituente la muratura stessa (ad esempio: pietra, laterizio, terra, ecc.); le dimensioni degli elementi stessi, la loro forma e la regolarità della stessa; la tecnica di costruzione; la tessitura; dettagli ed accorgimenti costruttivi. La complessiva risposta meccanica di una specifica muratura è ovviamente la risultante complessiva della combinazione di tutti questi fattori.

Per descrivere in maniera generica la muratura possiamo dire che gli elementi principali (pietre, laterizi, ecc.) hanno un comportamento definibile come elasto-plastico: hanno resistenza a trazione minore rispetto a quella a compressione, ma comunque tale resistenza ha un'entità significativa. La malta presenta invece al contrario un comportamento definito elasto-fragile in trazione, con una resistenza trascurabile in questo senso; per quanto riguarda invece la resistenza a compressione e taglio il suo comportamento è duttile e fortemente non lineare.

Altro elemento che fortemente influenza il comportamento della muratura storica è ovviamente la sezione del pannello murario e la realizzazione della muratura stessa. Anche la realizzazione di efficaci collegamenti tra pannelli murari appartenenti alla stessa costruzione è ovviamente un elemento di fondamentale importanza per il comportamento della costruzione.

Per quanto riguarda il comportamento critico da tenersi nell' analisi di una struttura in muratura è bene ricordare quanto detto nel D.M. del 14 Gennaio 2008 al § 8.7.1 che dice “ Nelle costruzioni esistenti in muratura soggette ad azioni sismiche, particolarmente negli edifici, si possono manifestare meccanismi locali e meccanismi d' insieme. I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione, e sono favoriti dall' assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra pareti e orizzontamenti e negli incroci murari. I meccanismi globali sono quelli che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano. La sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo.”

Lo studio del comportamento di strutture murarie sotto l'azione sismica non può prescindere dalla conoscenza della qualità dei materiali che compongono l'edificio esistente, che molto spesso si rivela essere di diversa natura e variabile nelle prestazioni. Dall'esperienza e dallo studio degli effetti che i terremoti hanno provocato in costruzioni storiche in muratura, tuttavia, si nota come una tra le principali cause di collasso sia la scarsa efficacia delle connessione tra gli elementi strutturali e la conseguente perdita della condizione di equilibrio, che porta all'attivazione di meccanismi locali di collasso.

5.2. Normativa di riferimento

Prendendo come riferimento la Circolare 2 Febbraio 2009, n 617 possiamo citare come venga indicato che per la valutazione della sicurezza sismica degli edifici in muratura venga richiesta “la verifica degli stati limite definiti al capitolo 3.2.1. delle NTC, con le precisazioni riportate al capitolo 8.3 delle NTC e nel seguito”.

Nella normativa vengono indicate le situazioni in cui è obbligatorio sottoporre le costruzioni esistenti in muratura a valutazione della sicurezza, come ad esempio il “cambio della destinazione d'uso della costruzione” .

Successivamente gli interventi vengono classificati secondo tre diverse categorie: la prima comprende quegli interventi di adeguamento atti a conseguire pienamente i livelli di sicurezza richiesti nelle NTC, la seconda riguarda gli interventi di miglioramento finalizzati ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, senza però raggiungere i livelli richiesti dalle NTC, e l'ultima interessa le riparazioni o gli interventi puntuali che interessano elementi isolati, e che comportino in ogni caso un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Nelle Linee guida è indicato che nel caso di beni di interesse culturale in zona dichiarata a rischio sismico, è necessario attenersi alle ultime due categorie.

Come precedentemente accennato, un intervento di miglioramento non è finalizzato al raggiungimento delle caratteristiche di sicurezza previste dalle NTC, bensì si esplica mediante l'esecuzione di opere in grado di far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza rispetto alle condizioni di partenza, attraverso l'aumento della capacità di resistenza della struttura alle azioni sismiche considerate.

Nelle norme tecniche viene definito l'intervento di miglioramento mediante il quale "Il progetto e la valutazione della sicurezza dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme". Per quanto riguarda la progettazione degli interventi, si è

preso come riferimento quanto riportato nelle Linee Guida, in cui vengono introdotti tre diversi livelli di valutazione cui fare riferimento per la progettazione degli interventi, tenendo presente che eventuali interventi di miglioramento sismico devono necessariamente essere sottoposti ad una valutazione più approfondita, ovvero con LV2 o LV3 :

- LV1 (analisi qualitativa e valutazione con modelli meccanici).

La valutazione sismica può essere condotta con riferimento a metodi semplificati che siano tuttavia in grado di stimare l'indice di sicurezza sismica. Un valore dell'indice di sicurezza sismica maggiore di 1 indica che il manufatto è idoneo a sopportare l'azione sismica di riferimento nel sito, definita con criteri coerenti a quelli adottati dalle NTC per l'adeguamento delle costruzioni non tutelate, in funzione della vita nominale e della classe d'uso; in alternativa i metodi semplificati possono fornire come risultato la vita nominale per la quale il manufatto presenta un indice di sicurezza uguale a 1 (tenendo conto anche delle condizioni d'uso).

– LV2 (valutazione su singoli macroelementi, meccanismi locali di collasso).

Indica valutazioni da adottare in presenza di interventi locali su zone limitate dell'edificio, ovvero interventi che non alterano in modo significativo il comportamento strutturale precedentemente definito. Per questa tipologia sono suggeriti metodi di analisi locale; in questo caso, la valutazione dell'azione sismica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per l'intero manufatto, comunque richiesta, viene effettuata con gli strumenti del livello LV1.

– LV3 (valutazione complessiva della sicurezza sismica del manufatto)

Questo livello riguarda progetti di interventi diffusi nella costruzione che, per quanto possibile, non dovrebbero modificare il funzionamento strutturale accertato attraverso un modello strutturale globale, nei casi in cui questo possa essere ritenuto attendibile, o i metodi di analisi previsti per il livello LV2, purché applicati in modo generalizzato su tutta la costruzione.

Nello studio del Palazzo del Comune, il modello di analisi è stato elaborato, con le dovute semplificazioni, considerando sia i meccanismi d'insieme (che fanno quindi riferimento a LV3) che coinvolgono l'intero edificio in un comportamento globale, che una serie di verifiche locali (facenti riferimento a LV2) condotte sui singoli macroelementi, ovvero su delle porzioni più o meno estese della struttura muraria che, nel caso di muratura di adeguata qualità, si comportino monoliticamente. Considerando che i macroelementi sono generalmente meno resistenti e meno duttili delle parti che coinvolgono la risposta d'insieme del fabbricato, devono essere opportunamente valutati nella definizione di un modello di analisi realmente rappresentativo del comportamento sismico strutturale.

Prima di tutto occorre riconoscere le condizioni che predispongono l'attivazione di meccanismi locali di danno e di collasso e di conseguenza l'individuazione della necessità di effettuare analisi cinematiche puntuali, in sostituzione o in integrazione di analisi della risposta globale del sistema.

Naturalmente, la definizione dei macroelementi e dei meccanismi di collasso significativi per gli edifici parte dall'individuazione di eventuali presenze di stati di danneggiamento o di sconessioni pregresse (che possono essersi formate nella compagine muraria a causa delle azioni sismiche), che individuano macroelementi suscettibili di instabilità.

Ai fini dell'individuazione dei macroelementi da indagare, occorre ricordare che le strutture storiche in muratura spesso non presentano adeguati elementi di collegamento

tra le pareti a livello degli orizzontamenti e questo comporta una possibile vulnerabilità nei riguardi dei meccanismi locali, che possono interessare il collasso fuori piano di singoli pannelli murari o di più ampie porzioni di edificio.

Le due principali modalità di collasso sono:

- Ribaltamento del muro fuori piano: nel caso in cui l'azione sismica investa una parete in direzione ortogonale al suo piano. La risposta dipende dalla presenza o meno di connessioni tra le pareti ortogonali e dall'ancoraggio dei solai.
- Rottura nel piano del muro: nel caso in cui l'azione sismica solleciti la parete in direzione complanare al piano dello stesso muro. Questo meccanismo comporta la formazione di lesioni inclinate sulla parete che la percorrono interamente.

Le verifiche locali sono state condotte prevalentemente tramite l'impostazione dei ribaltamenti fuori piano delle pareti libere principali, essendo questi i meccanismi più frequenti, rendendo necessari il calcolo dei tiranti.

Il calcolo è stato effettuato senza tenere in considerazione i tiranti preesistenti e ipotizzandone opportunamente il ripristino successivamente alla verifica di ribaltamento. Dopo la localizzazione dei macroelementi più vulnerabili sono stati verificati i meccanismi più probabili (la scelta è avvenuta analizzando sia le principali orditure dei piani, sia

Si ricorda che affinché la verifica dei cinematismi abbia significato, è necessario valutare preliminarmente la qualità muraria delle porzioni dell'edificio, che deve garantire la monoliticità delle pareti affinché non si verifichino collassi localizzati per disgregazione, che inibirebbero la formazione del cinematismo da osservare.

5.3 Analisi dei carichi

Dall'analisi storica e dall'osservazione diretta del fabbricato è possibile affermare che l'edificio presenta una certa conformità per quanto riguarda le strutture portanti. In particolare tutte le murature possono essere considerate compatte ed omogenee.

Durante il nostro lavoro di tesi non è stato possibile realizzare delle prove dirette sulle pareti e pertanto si è reso necessario ipotizzare il materiale prevalente: muratura in mattoni pieni e malta di calce. I valori relativi alle caratteristiche meccaniche sono stati ricavati dalla letteratura⁷.

Viene introdotta una categoria di fattori, i “fattori di confidenza”, strettamente legati al livello di conoscenza conseguito durante la fase di studio e di eventuale indagine, e che vanno preliminarmente a ridurre i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente, per ricavare i valori da adottare, nel progetto o nella verifica, e da ulteriormente ridurre, quando previsto, mediante i coefficienti parziali di sicurezza.

Si deve innanzitutto definire un Livello di conoscenza del manufatto così come definito dalla norma all’ interno del capitolo C8.A.1.4 della circolare di cui viene di seguito riportata parte della tabella:

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura,	Verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate	Tutti	1.35
LC2	volte, solai, scale.	Verifiche in situ estese ed	Indagini in situ estese		1.20
LC3	Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete, Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale	esaustive	Indagini in situ esaustive		1.00

⁷ Tabella C8A.2.1 della Circolare, Tabella C8A.2.1 della Circolare, §C8.A.2, Tipologie e relativi parametri meccanici delle murature

	quadro fessurativo e de formativo.				
--	--	--	--	--	--

Tabella 5.01 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Una volta fissato un livello di conoscenza LC1 si è quindi proceduto a definire i parametri meccanici dei materiali, così come indicato nella circolare:

Resistenza: valore minimo di Tabella 5.01

Modulo elastico: valore medio intervallo tabella 5.01

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²) (min-max)	τ_0 (N/cm ²) (min-max)	E (N/mm ²) (min-max)	G (N/mm ²) (min-max)	w (kN/m ³)
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 - 400	6,0 – 9,2	1200 - 1800	400 - 600	18

Tabella 5.02 : Valore di resistenza della muratura

Dove

- f_m è la resistenza a compressione media della muratura
- τ_0 la resistenza media a taglio della muratura
- E il valore medio del modulo di elasticità normale
- G è il valore medio del modulo di elasticità tangenziale
- W è il peso specifico medio della muratura

Applicando quindi all' edificio caso studio le disposizioni indicate dalla normativa avremo dunque:

- $f_m = 2400 \text{ KN/m}^2$
- $\tau_0 = 60 \text{ KN/m}^2$
- $E = 1500000 \text{ KN/m}^2$

- $G = 500000 \text{ KN/m}^2$
- $w = 18 \text{ KN/m}^3$

Al capitolo 2.5 delle NTC2008 ed in particolare al paragrafo 2.5.1.3 vengono definite e classificate le azioni agenti su una costruzione relativamente al variare della loro intensità nel tempo.

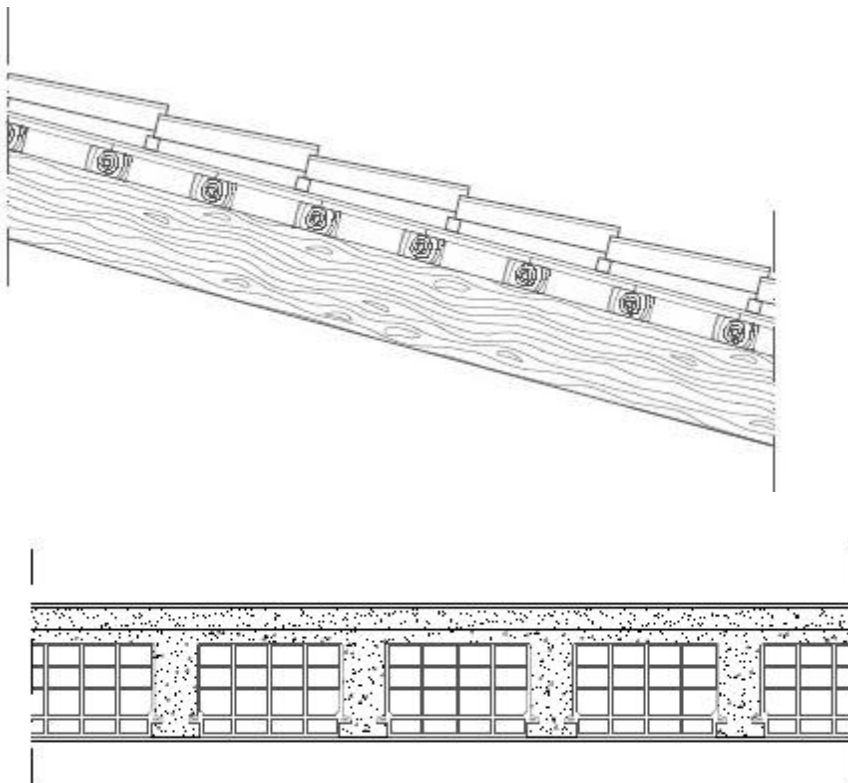
In particolare si riconoscono:

- Azioni permanenti **G**
ovvero tutte quelle azioni che si possono considerare come agenti sulla struttura per tutta la durata della sua vita e che hanno variazioni praticamente nulle o comunque molto piccole, tali da poter essere considerate praticamente costanti nel tempo.
Tra queste: peso proprio di tutti gli elementi strutturali (**G₁**), peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (**G₂**), spostamenti e deformazioni imposte, pretensione e precompressione (**P**), ritiro e viscosità e spostamenti differenziali.
- Azioni variabili **Q**
Ovvero quelle azioni con valori istantanei che possono variare anche sensibilmente nel tempo.
Si suddividono in due sottocategorie:
 - a) di lunga durata: ovvero quando agiscono per un tempo che risulta significativo rispetto alla vita nominale dell' edificio stesso
 - b) di breve durata: se agiscono per un periodo di tempo che può essere considerato breve rispetto alla vita nominale dell' edificio.
- Azioni eccezionali **A**
Azioni che si verificano solo eccezionalmente tra cui: incendi, esplosioni, urti ed impatti.
- Azioni sismiche **E**
Ovvero quelle azioni derivanti dai terremoti.

Di seguito vengono riportati i valori dei carichi permanenti G e dei carichi accidentali Q agenti sulla costruzione oggetto di studi. Le sollecitazioni causate dai solai sono state analizzate tenendo conto del verso di orditura degli stessi e conseguentemente dei diversi effetti sulle murature,

In particolare il Palazzetto di costruzioni Marittime è composto da orizzontamenti in parte latero cementizi (risultato della sostituzione avvenuto a seguito dei restauri) e di alcuni solai lignei originari. La copertura è invece su tutto l'edificio, lignea con tavelloni in cotto.

Riporto di seguito una breve analisi delle diverse tipologie di strutture orizzontali con le rispettive componenti e pesi.



Tipologia di orizzontamento	Peso per unità di superficie [kN/m ²]
Solaio latero cemento	4,7
Solaio ligneo	1,72
Solaio di copertura in	1,8

legno e tavelloni in cotto	
----------------------------	--

Tabella 5.03: Tabella delle strutture orizzontali

Si è poi proceduto all'individuazione ed alla suddivisione degli ambienti secondo la funzione da essi ospitata, ed attraverso i dati forniti dalla norma (con particolare riferimento alla tabella 3.1.11 delle NTC 2008) è stato possibile assegnare a ciascun ambiente un valore del carico di servizio Q.

Cat.	Ambienti	q _k [kN/m ²]	Q _k [kN]	H _k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	≥ 6,00 —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 —	1,20 —	1,00 —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati ** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

Figura 5.03 Tabella dei carichi Q per tipologia di ambiente

5.3.2 Carico della Neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante l'espressione:

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

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, è fornito al §3.4.5 delle NTC;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], fornito al §3.4.2 delle NTC per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al §3.4.3 delle NTC;

C_T è il coefficiente termico di cui al § 3.4.4 delle NTC

In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quote inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate al §3.4.2 delle NTC, cui corrispondono i valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni.

L'altitudine di riferimento a_s è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio, che nel caso in esame è 12 m s.l.m.

Poiché a_s è minore del valore limite di 200 m s.l.m. fissato per la provincia di Padova q_{sk} sarà pari a 1,00 Kn/m².

Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Se non diversamente indicato, si assumerà $C_E = 1$.

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

In generale verranno usati i coefficienti di forma per il carico neve contenuti nel paragrafo §3.4.5.1, dove vengono indicati i relativi valori nominali essendo α , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

La struttura in esame presenta copertura a due falde con $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ per cui si assume il coefficiente di forma μ_i pari a 0,8.

Il carico provocato dalla neve sulla copertura vale per tanto 0,8 KN/m.

5.3.3 Azione del vento

Il vento, la cui azione si considera generalmente con direzione orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti⁸. La pressione del vento è data dall' espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Dove:

q_b è la pressione cinematica di riferimento

c_e è il coefficiente di esposizione

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente dinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

Si prosegue quindi al calcolo di ciascuna variabile:

La pressione cinematica di riferimento q_b è data da:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 390,63 \text{ N/m}^2$$

Dove

ρ è la densità dell' aria assunta convenzionalmente pari a $1,25 \text{ Kg/m}^3$

v_b è la velocità di riferimento del vento espressa in m/s, assunta pari a $v_{b,0}=25 \text{ m/s}$, dato ricavato dalla tabella 5.??? Essendo $a_s < a_0$.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (tranne provincia Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (tranne provincia	27	500	0,020

⁸ §3.3 NTC 2008

	Reggio Calabria)			
4	Sicilia e provincia Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona ad est della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona ad ovest della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (escluse Sicilia e Sardegna)	31	500	0,020

Tabella 5.04: Valori dei parametri per il v_b, a_0 e k_a .

Il coefficiente di esposizione (c_e) dipende da:

- Altezza z dell' edificio sul suolo considerato
- Topografia del terreno
- Categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad z \leq z_{min}$$

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad z \leq z_{min}$$

Dove

K_r, z_0, z_{min} sono assegnati nella Tabella 3.3. II delle NTC 2008, in funzione della categoria di esposizione del sito dove sorge la costruzione.

C_t è il coefficiente di topografia, posto convenzionalmente uguale a 1,0.

Per la determinazione della categoria di esposizione del sito è necessario conoscere:

- Distanza dal mare: 30 km
- Zona del sito: Zona 1
- Classe di rugosità del terreno: classe A

Valori che sono determinabili dalle tabelle dedicate presenti in normativa al Capitolo 3.3.

Essendo in questo caso la categoria di esposizione la numero V, si riassumono i valori delle variabili necessarie al calcolo del coefficiente di esposizione:

$$k_r = 0,23$$

$$z_0 = 0,7 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 12 \text{ m}$$

Si assume per il calcolo dell' azione del vento il coefficiente dinamico $c_d=1,0$, assunto cautelativamente per gli edifici di forma regolare, non eccedenti gli 80 metri di altezza, come richiesto da normativa. Il coefficiente di forma $c_p= -0,4$ per la copertura dell' edificio inclinata di $\alpha=23^\circ$, e per le pareti laterali e opposte al verso in cui soffia il vento che presentano un angolo di inclinazione $\alpha>60^\circ$. Lo stesso coefficiente viene preso con valore 0,8 per la parete che si oppone al verso del vento.

Si ha quindi $p(12 \text{ m})=468,76 \text{ N/m}^2$

5.3.4 Valutazione dei Carichi Sismici

I dati sismici utilizzati nelle verifiche agli stati limite sono stati elaborati con il software "Excel – Spettri NTC v. 1.03" messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Il programma presenta tre interfacce che l'utente dovrà compilare attivamente per permettere ai fogli di calcolo di restituire i parametri corretti. La prima permette di localizzare il sito attraverso coordinate geografiche, che possono essere inserite manualmente o mediante la funzione di "ricerca per regione- provincia-comune". La seconda consente di inserire la vita nominale (V_N) e la classe d'uso (C_u) dell'edificio; in questo caso si è scelta come vita nominale 50 anni e classe d'uso III, con rispettivo coefficiente C_u 1,5, come indicato da normativa.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Figura 5.04 Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	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 <i>III</i> o in Classe d'uso <i>IV</i> . reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso <i>IV</i> . Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	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 D.M. 5 novembre 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 altresì 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.

Figura 5.05 Classi d'uso secondo la NTC2008

Il programma calcola in automatico il valore della vita di riferimento dell' edificio moltiplicando la vita nominale per il coefficiente d'uso⁹

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Dal valore così ottenuto si calcola il periodo di ritorno T_R per ogni stato limite considerato a cui corrisponde una diversa probabilità di superamento:

- 81% per lo Stato Limite di Operatività
- 63% per lo Stato Limite di Danno (SLD)
- 10% per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)
- 5% per lo Stato Limite di Collasso (SLC)

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

Si riportano di seguito i parametri spettrali dell'azione sismica per ogni stato limite e tempo di ritorno:

⁹ §2.4.1 delle NTC2008

STATO LIMITE	T_R	a_g	F_0	T_c^*
SLO	45	0,036	2,547	0,242
SLD	75	0,043	2,534	0,279
SLV	712	0,099	2,597	0,342
SLC	1462	0,126	2,594	0,355

Tabella 5.05 Parametri spettrali per i diversi stati limite

La terza fase consiste nell' inserimento dei valori relativi allo stato limite considerato, la categoria del sottosuolo considerato, la categoria topografica e il valore di struttura q .

In questo caso si farà riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita ed il suolo su cui poggia il palazzetto è un suolo di tipo D definito come "Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180m/s (ovvero $N_{spt,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $C_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina)".

La categoria topografica è T1, ovvero quella per superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media inferiore ai 15°. Il fattore di struttura è preso uguale a 1,5 e si ottengono i seguenti parametri dipendenti ed indipendenti dello spettro di risposta orizzontale.

Vengono di seguito riportate le schermate di immissione dei dati e gli output forniti dal foglio di calcolo:

Spettri di risposta ver. 1.0.3

Il documento Excel SPETTRI-NTC fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale. La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in 3 fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri da parte dell'utente:

FASE 1. Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1 - INGV);
FASE 2. Scelta della strategia di progettazione;
FASE 3. Determinazione dell'azione di progetto.

La schermata relativa a ciascuna fase è suddivisa in sotto-schermate: l'utente può intervenire nelle sotto-schermate con sfondo grigio scuro mentre quelle con sfondo grigio chiaro consentono un immediato controllo grafico delle scelte effettuate. In ogni singola fase l'utente può visualizzare e stampare i risultati delle elaborazioni -in forma sia grafica che numerica- nonché i relativi riferimenti alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 pubblicate nella G.U. n.29 del 04.02.2008 Suppl. Ord. n.30 e scaricabile dal sito www.cslp.it

Programma ottimizzato per una visualizzazione schermo 1024 x 768

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 5.06 Foglio di calcolo Spettri_NTC

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
11,8828

LATITUDINE
45,4161

Ricerca per comune

REGIONE
Veneto

PROVINCIA
Padova

COMUNE
Padova

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione
superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 5.07 Foglio di calcolo Spettri_NTC

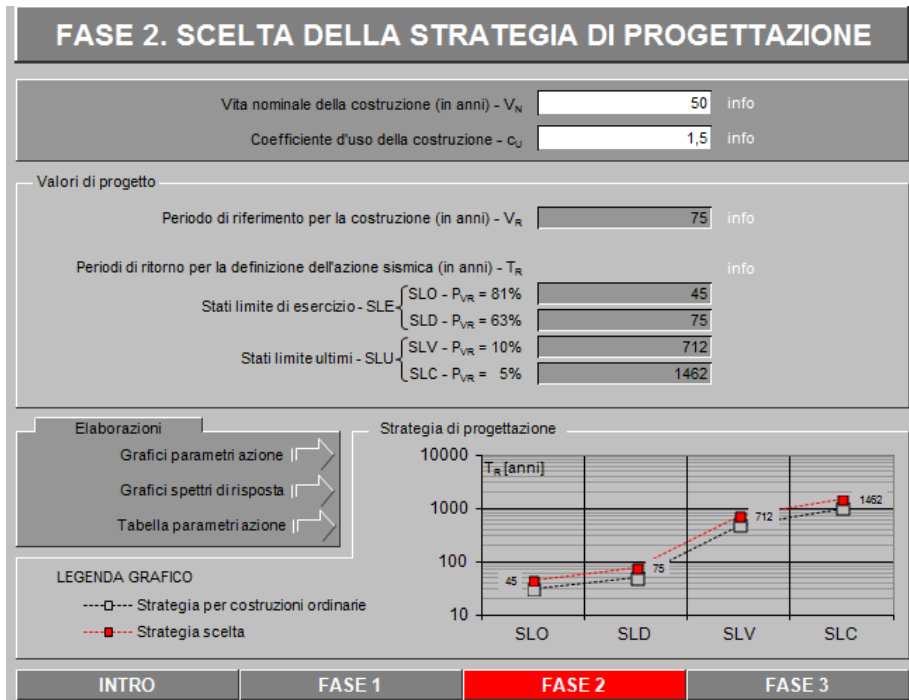


Figura 5.08 Foglio di calcolo Spettri_NTC

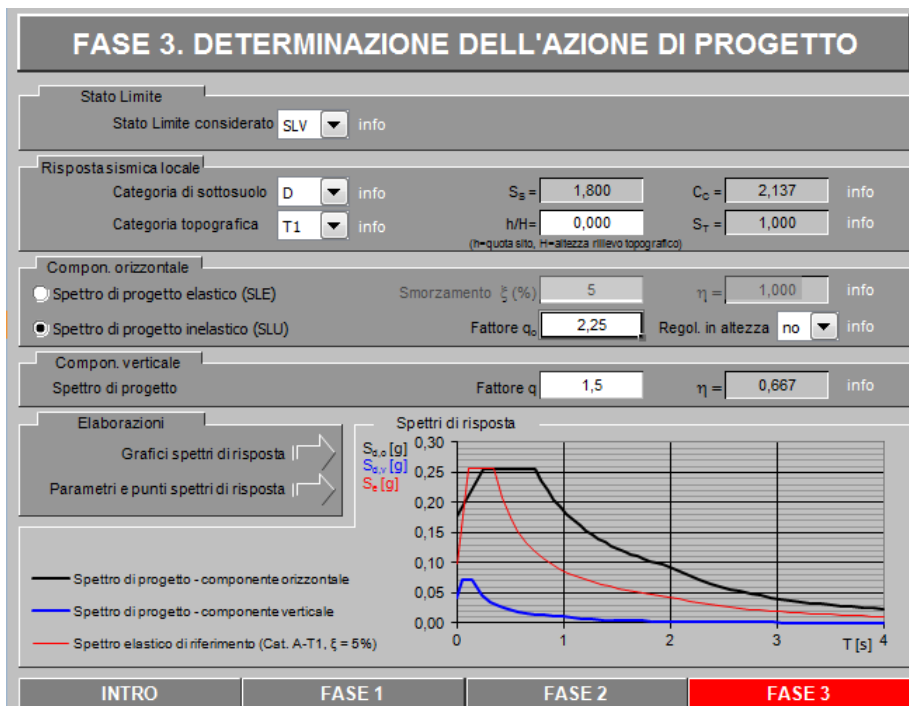


Figura 5.09 Foglio di calcolo Spettri_NTC

I parametri sono così definiti:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito su sito di riferimento rigido orizzontale
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale su sito di riferimento rigido orizzontale
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale su sito di riferimento rigido orizzontale
- S_S e C_C coefficienti di amplificazione stratigrafica
- S_T coefficiente di amplificazione topografica

Con parametri dipendenti:

- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche
- η è il fattore che altera lo spettro elastico con coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale ξ diversi dal 5%
- T_B periodo corrispondente all' inizio dello spettro ad accelerazione costante
- T_C periodo corrispondente all' inizio del tratto a velocità costante dello spettro
- T_D periodo corrispondente all' inizio del tratto a spostamento costante dello spettro

Il foglio di calcolo restituisce quindi un foglio in cui sono riportati tutti i parametri ed i punti dello spettro di risposta o rizzontale per lo stato limite SLV:

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,085 g
F_o	2,620
T_C^*	0,333 s
S_S	1,800
C_C	2,167
S_T	1,000
q	2,400

Parametri dipendenti

S	1,800
η	0,417
T_B	0,240 s
T_C	0,721 s
T_D	1,941 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,154
$T_B \leftarrow$	0,240	0,168
$T_C \leftarrow$	0,721	0,168
	0,779	0,155
	0,837	0,144
	0,895	0,135
	0,954	0,127
	1,012	0,120
	1,070	0,113
	1,128	0,107
	1,186	0,102
	1,244	0,097
	1,302	0,093
	1,360	0,089
	1,418	0,085
	1,477	0,082
	1,535	0,079
	1,593	0,076
	1,651	0,073
	1,709	0,071
	1,767	0,068
	1,825	0,066
	1,883	0,064
$T_D \leftarrow$	1,941	0,062
	2,039	0,056
	2,137	0,051
	2,235	0,047
	2,333	0,043
	2,432	0,040
	2,530	0,037
	2,628	0,034
	2,726	0,032
	2,824	0,029
	2,922	0,028
	3,020	0,026
	3,118	0,024
	3,216	0,023
	3,314	0,021
	3,412	0,020
	3,510	0,019
	3,608	0,018
	3,706	0,017
	3,804	0,017
	3,902	0,017
	4,000	0,017

La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

Figura 5.10 Foglio di calcolo Spettri_NTC

5.4 Modellazione locale – Analisi per macroelementi

ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO

I meccanismi di collasso che vengono considerati nel seguente studio sono quelli ritenuti più significativi e sono rappresentati di seguito avvalendoci delle “ Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi cinematismi di analisi”.

I meccanismi su cui è stata maggiormente posta l’ attenzione sono ovviamente quelli di primo modo, ovvero quelli fuori piano che sono praticamente sempre più gravosi dei meccanismi che invece sono chiamati di secondo modo, ovvero che si sviluppano nel piano. Fatto dovuto alla peculiarità dei pannelli murari dotati di scarsa resistenza alle azioni perpendicolari al proprio piano, e quindi al ribaltamento.

Le caratteristiche che maggiormente influiscono nella determinazione della risposta strutturale sono legati alle dimensioni ed alle caratteristiche proprie della muratura stessa.

Il primo e più significativo dato che è necessario individuare per ciascun macroelemento è sicuramente il coefficiente di collasso “ c ” (che è individuato come il rapporto tra accelerazione critica su quella gravitazionale). Tale valore che rappresenta il moltiplicatore critico delle masse sismiche per il quale l’elemento considerato entra in crisi, raggiungendo così la condizione limite di equilibrio alla rotazione dell’ elemento murario attorno a cerniere cilindriche, oppure al raggiungimento delle tensioni ultime di resistenza a compressione o a trazione della sezione muraria presa in oggetto.

L’ approccio cinematico con cui affrontiamo questa analisi locale permette di determinare l’ andamento dell’ azione orizzontale che la struttura è man mano in grado di sopportare all’evolversi del meccanismo. La curva rappresentativa di tale andamento viene espressa attraverso un moltiplicatore dei carichi detto α , rapporto tra le forze orizzontali applicate ed i corrispondenti pesi delle masse in gioco nel meccanismo, rappresentato in funzione dello spostamento d_k di un punto del sistema che considereremo il nostro punto di riferimento. L’ andamento della curva descrive il comportamento fino all’ annullamento di ogni capacità da parte del muro di sopportare azioni orizzontali, ovvero quando $\alpha=0$.

Tale curva può essere trasformata nella curva di capacità di un sistema equivalente ad un grado di libertà, grazie alla quale sarà possibile confrontare la capacità di spostamento ultimo del meccanismo locale con la domanda di spostamento richiesta dall' azione sismica.

Meccanismi locali di collasso

Per la valutazione della sicurezza sismica degli edifici in muratura si rende necessario l' analisi dei meccanismi locali di collasso. La realizzazione di tale studio si rende necessaria poichè *“Per la valutazione degli edifici esistenti, oltre all' analisi sismica globale (...) è da considerarsi anche l' analisi dei meccanismi locali. Quando la costruzione non manifesta un chiaro comportamento d' insieme, ma piuttosto tende a reagire al sisma come un' insieme di sottosistemi (meccanismi locali), la verifica su un meccanismo globale non ha rispondenza rispetto al suo effettivo comportamento sismico”*¹⁰.

Esistono due macrocategorie sotto le quali possiamo racchiudere le diverse tipologie di meccanismo di danno:

- Meccanismi fuori piano (denominati di primo modo)
- Meccanismi nel piano (denominati di secondo modo)

I meccanismi fuori piano interessano prevalentemente i pannelli murari che ricevono una accelerazione ortogonale al loro piano . All' interno dei meccanismi fuori piano si possono verificare differenti tipologie di meccanismo dipendentemente dalla capacità della struttura di trattenere il pannello murario investito dalla forza sismica. Tra le tipologie possibili: il ribaltamento globale del pannello e la flessione.

Per quanto riguarda i meccanismi nel piano invece sono da individuarsi in tutti quei pannelli che vengono accelerati dal sisma secondo una direzione prevalentemente parallela al loro piano. Tali meccanismi tendono a portare alla rottura del materiale in seguito a sollecitazioni taglianti che portano al danneggiamento con lesioni inclinate in entrambe le direzioni caratteristiche (lesioni con forma ad X). Sono da considerarsi come meccanismi meno gravi nei confronti di quelli di primo modo.

¹⁰ Vedi § C8.7.1.1 della Circolare n° 617/2009

I meccanismi maggiormente gravosi sono infatti quelli fuori piano e sono i primi a verificarsi nel caso di comportamento non scatolare dell' edificio investito da azione sismica. Sono caratterizzati da coefficiente di attivazione minori poiché le rotture che interessano il paramento murario risultano essere minime e sono dipendenti in massima parte dalle caratteristiche geometriche. Saranno proprio questi meccanismi ad essere indagati in questo capitolo di analisi del palazzetto di Costruzioni Marittime.

La creazione del foglio *Excel* che ha permesso il calcolo e la verifica di tali meccanismi è stato creato sulla base delle indicazioni fornite dalle *Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi*¹¹ e dal Manuale d'uso del Programma c-Sisma 3.0¹².

Come già detto, non essendo stato possibile effettuare una campagna di indagini in loco, tutte le informazioni relative sia ai pannelli murari che agli orizzontamenti sono state dedotte dal rilievo geometrico e critico dello stato di fatto, e sono state realizzate alcune ipotesi che fossero quanto più cautelative possibile per operare sempre in favore di sicurezza.

In particolare non è stato possibile ottenere informazioni sull'ammorsamento esistente tra le strutture e si è pertanto sempre considerata la situazione più sfavorevole, ovvero quella in cui non si manifesta alcun meccanismo di contenimento e in cui la muratura ha resistenza a trazione nulla. In tutti i meccanismi studiati si è considerata l' ipotesi di resistenza a compressione della muratura limitata con il conseguente arretramento della cerniera attorno a cui si sviluppa il meccanismo: questa operazione viene effettuata per realizzare una simulazione il più realistica possibile.

Nei successivi paragrafi di questo capitolo verranno illustrati i meccanismi locali oggetto di studio che verranno illustrati attraverso una descrizione ed una schematizzazione grafica per una maggiore chiarezza. Verranno inoltre individuate le equazioni per mezzo delle quali si riescono a calcolare i coefficienti di attivazione e gli altri parametri attraverso cui vengono svolte le verifiche.

¹¹ L.Milano, A. Mannella, C.Morisi, A.Martinelli (a cura di), *Allegato alle Linee Guida per la Riparazione ed il rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni – Schede Illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi.*

¹² C.Modena, M.R. Valluzzi, M. Zenere, Manuale d'uso del programma c-Sisma 3.0 – Procedura automatica per il calcolo e la verifica di meccanismi di pareti in muratura.

Si riporta di seguito una lista di simboli che verranno utilizzati per la formulazione delle equazioni:

- α_0 moltiplicatore orizzontale dei carichi agenti sui macroelementi
- n numero di piani
- P_i il peso proprio della parete i -esima
- N_i il peso portato del solaio o della copertura agente sulla parete al piano i -esimo
- b_i lo spessore medio della parete i -esima
- h_i l'altezza della parete al piano i -esimo
- d_i il braccio orizzontale del carico portato dal solaio o della copertura trasmesso al piano i -esimo
- H l'altezza totale della parete
- Z la quota rispetto al piano campagna del piano che ribalta
- t misura l'arretramento della cerniera su cui si sviluppa la rotazione del macroelemento considerando la resistenza a compressione non infinita della muratura
- T_1 è il primo periodo di vibrazione della struttura
- $\delta_{x,i}$ lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i

Verifica di sicurezza dei meccanismi locali

Le verifiche dei meccanismi locali dei macroelementi vengono svolte seguendo un approccio di tipo cinematico. Come descritto nella Circolare Applicativa numero 617 del 2009 : *“L'approccio cinematico permette di determinare l'andamento dell' azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all' evolversi del meccanismo”*¹³.

Il procedimento di verifica, condotto sia attraverso l'analisi limite all' equilibrio sia attraverso il Principio dei Lavori Virtuali (PLV), valuta l'azione sismica come forza statica equivalente data dal prodotto tra le masse e l'accelerazione sismica e procede nel seguente modo:

- Scelta del meccanismo elementare di collasso ritenuto significativo
- Trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile attraverso l'individuazione di corpi rigidi in grado di ruotare o scorrere tra loro

¹³ Vedi § C8A.4 della Circolare n° 617/2009

- Determinazione del coefficiente di attivazione α che attiva il meccanismo
- Valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica fino all' annullamento della forza sismica orizzontale
- Trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo
- Verifiche di sicurezza, attraverso le resistenze richieste alla struttura e il controllo della compatibilità degli spostamenti.

Per la determinazione di accelerazione e spostamento spettrale bisogna partire dal calcolo della massa partecipante al cinematismo, valutata in funzione degli spostamenti virtuali orizzontali dei punti di applicazione dei diversi pesi. Il calcolo della massa partecipante M^* è condotto attraverso la relazione:

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i})^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}$$

Dal calcolo della massa partecipante si può passare al calcolo della frazione di massa partecipante:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}$$

Dove $n+m$ rappresenta il numero delle forze peso P_i applicate le cui masse; per effetto dell' azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica; $\delta_{x,i}$ rappresenta lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i . L'accelerazione spettrale, da confronto con le accelerazioni della verifica lineare, si ottiene dalle precedenti relazioni secondo l'equazione:

$$a_0^* = \frac{a_0 \cdot g}{e^* \cdot FC}$$

Lo spostamento spettrale d^* dell'oscillatore equivalente può essere ottenuto come spostamento medio dei diversi punti nei quali sono applicati i pesi P_i , pesati sugli stessi. In via approssimata, noto lo spostamento del punto di controllo d_k è possibile definire lo spostamento spettrale equivalente con riferimento agli spostamenti virtuali valutati sulla configurazione iniziale:

$$d^* = d_k \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}}$$

Dove $\delta_{x,k}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto k preso come riferimento per la determinazione dello spostamento d_k . Nelle verifiche è utilizzato come controllo il baricentro del meccanismo per cui $\delta_{x,k}$ viene considerato come h_{bar}/H .

Dopo aver calcolato tutti questi parametri per ogni meccanismo si può procedere con la fase di verifica di sicurezza.

Si calcoleranno due diverse tipologie di verifica: l'analisi cinematica lineare e l'analisi cinematica non lineare che verranno illustrate nello svolgimento dei meccanismi locali di collasso. Come recita la normativa *"lo Stato limite di danno corrisponde all'insorgere di fessurazioni che non interessano l'intera struttura ma solo una sua parte; pertanto nel caso di edifici esistenti in muratura, anche in considerazione delle giustificate esigenze di conservazione, pur essendo auspicabile il soddisfacimento di questo stato limite, la sua verifica non è richiesta"*¹⁴: pertanto le verifiche saranno tutte svolte facendo riferimento all' SLV in condizioni fessurate e si è deciso di considerare il fattore di struttura $q=2$.¹⁵

Analisi cinematica lineare

L' analisi cinematica lineare è una verifica semplificata "in forza" che considera quindi le caratteristiche di resistenza del materiale: viene valutata l'accelerazione spettrale per cui il meccanismo si attiva e confrontata con il valore atteso dell'accelerazione sismica. Il moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che porta all' attivazione del meccanismo si valuta attraverso il PLV o in caso di unico polo di rotazione attraverso l'equilibrio alla rotazione. Le forze orizzontali innescate dal sisma vengono tutte moltiplicate per il coefficiente α_0 .

L'accelerazione spettrale viene poi messa a confronto con altri due valori di accelerazione: il primo è calcolato per quei meccanismi che interessano porzioni di costruzione che sono sostanzialmente poggiati a terra, il secondo invece considera gli effetti di amplificazione che si generano nei meccanismi che sono posti ad una certa quota dal piano campagna.

¹⁴ Vedi § C8A.4.2.3 della Circolare n° 617/2009.

¹⁵ Ibidem.

La verifica si ritiene soddisfatta quando l'accelerazione spettrale è superiore ad entrambe le accelerazioni proposte dalla verifica, ovvero quando la struttura dimostra di poter sopportare accelerazioni, e quindi sollecitazioni, maggiori di quelle previste dalla norma.

Accelerazione al suolo fornita dalla norma è definita come:

$$a_1 = \frac{a_g(P_{V_R}) \cdot S}{q}$$

L'accelerazione in quota è invece definita come:

$$a_2 = \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q}$$

Definendo: $S_e(T_1)$ spettro elastico in accelerazione orizzontale¹⁶ che è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e del periodo di riferimento V_R calcolato per il periodo T_1 . Il parametro a_g è invece funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento dell'edificio. T_1 è invece il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata, che può essere calcolato come:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

Con C_1 smorzamento per strutture ordinarie pari a 0,05. $\psi(Z)$ è il primo modo di vibrazione della struttura in direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità dell'edificio, tale valore può essere calcolato come $\psi(Z)=Z/H$.

La verifica si ritiene soddisfatta quando:

$$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\} = \max\left\{\frac{a_g(P_{V_R}) \cdot S}{q}; \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q}\right\}$$

Analisi cinematica non lineare

L'analisi cinematica non lineare considera la capacità di spostamento che la struttura è in grado di offrire: viene valutato lo spostamento ultimo d_u^* del meccanismo locale e questo valore viene

¹⁶ Vedi § 3.2.3.2.1 delle NTC2008.

confrontato con la domanda di spostamento della struttura in funzione dei parametri T_1 e T_s . Lo spostamento ultimo è considerato come $0,4 \cdot d_0^*$.

Per proseguire con la fase di verifica non lineare bisogna individuare la capacità di spostamento che la struttura ha fino al raggiungimento del collasso. Si valuta il moltiplicatore orizzontale dei carichi α . L'analisi deve essere condotta per step fino all'annullamento del moltiplicatore, in corrispondenza dello spostamento $d_{k,0}$. L'analisi può essere svolta per via grafica, individuando la geometria del sistema nelle diverse configurazioni fino al collasso, o per via analitico-numerica, considerando una successione di rotazioni virtuali finite ed aggiornando progressivamente la geometria del sistema. Se consideriamo le azioni costanti durante l'evolversi del meccanismo si può considerare in via semplificata la curva linea rizzata e risulta necessario valutare soltanto lo spostamento $d_{k,0}$ per cui si ha l'annullamento del moltiplicatore. La curva assume quindi questa espressione:

$$\alpha = \alpha_0 \left(1 - \frac{d_k}{d_{k,0}} \right)$$

Esprimiamo la geometria come una generica configurazione variata, funzione di una rotazione arbitraria finita $\theta_{k,0}$ applicando il PLV:

$$M_s = \sum_{i=1}^n P_i \cdot r_i \cdot \cos(\beta_i + \theta_{k,0}) = 0$$

Una volta noto l'andamento del moltiplicatore orizzontale dei carichi α in funzione di d_k si definisce la curva di capacità dell'oscillatore equivalente, come relazione tra l'accelerazione spettrale a^* e lo spostamento spettrale d^* .

L'accelerazione spettrale a^* è definita come

$$a_0^* = \frac{a_0 \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* \cdot FC}$$

Dove M^* rappresenta la massa partecipante e viene calcolata come:

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i})^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}$$

Per ottenere lo spostamento spettrale d^* dell'oscillatore equivalente possiamo definirlo come spostamento medio dei diversi punti nei quali sono applicati i vari pesi P_i , pesato sugli stessi,

definito quindi baricentro. Lo spostamento del punto di controllo può essere individuato poi attraverso la relazione:

$$d_{k,0} = h_{bar} \cdot \sin(\theta_{k,0})$$

Possiamo poi definire lo spostamento spettrale equivalente, noto lo spostamento del punto di controllo d_k , facendo riferimento agli spostamenti virtuali valutati sulla configurazione iniziale:

$$d^* = d_{k,0} \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}{\frac{h_{bar}}{H} \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}}$$

Individuati quindi tutti i parametri spettrali di accelerazione e spostamento si può procedere con la fase di verifica, definendo però prima il periodo secante T_s :

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}}$$

In cui definiamo d_s^* come lo spostamento secante e calcolato come $d_s^* = 0,4 \cdot d_u^*$; a_s^* è definita come l'accelerazione corrispondente allo spostamento d_s^* e viene calcolata come:

$$a_s^* = a_0^* \left(1 - \frac{d_s^*}{d_0^*}\right)$$

Anche nella verifica non lineare si individuano due valori diversi di verifica corrispondenti alla domanda di spostamento per meccanismi poggianti al suolo e per meccanismi in quota.

Lo spostamento al suolo è dato dallo spettro di spostamento in funzione di T_s .¹⁷ Tale valore è definito come:

$$d_1 = S_{D_e}(T_s)$$

Mentre l'accelerazione in quota viene calcolata dalla seguente relazione:

$$d_2 = S_{D_e} \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \cdot \frac{T_s}{T_1}}}$$

¹⁷ Vedi § C8A.4.2.2 della Circolare n° 617/2009

Infine la verifica risulterà soddisfatta quando:

$$d_u^* \geq \max\{d_1; d_2\} = \max \left\{ S_{De}(T_s); S_{De} \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \cdot \frac{T_s}{T_1}}} \right\}$$

Meccanismo 1 – Ribaltamento globale di facciata

Il meccanismo del ribaltamento globale di facciata si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o di porzioni di pareti attorno a cerniere cilindriche in prevalenza orizzontali poste

alla base del macroelemento, che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni sismiche ortogonali.

Il coefficiente di collasso che attiva il cinematismo si ottiene facendo il rapporto fra il momento stabilizzante dovuto alla sommatoria dei pesi della muratura, dei carichi verticali (presi con segno positivo) e delle spinte orizzontali (prese negativamente) e il momento ribaltante che invece considera l'azione sismica.

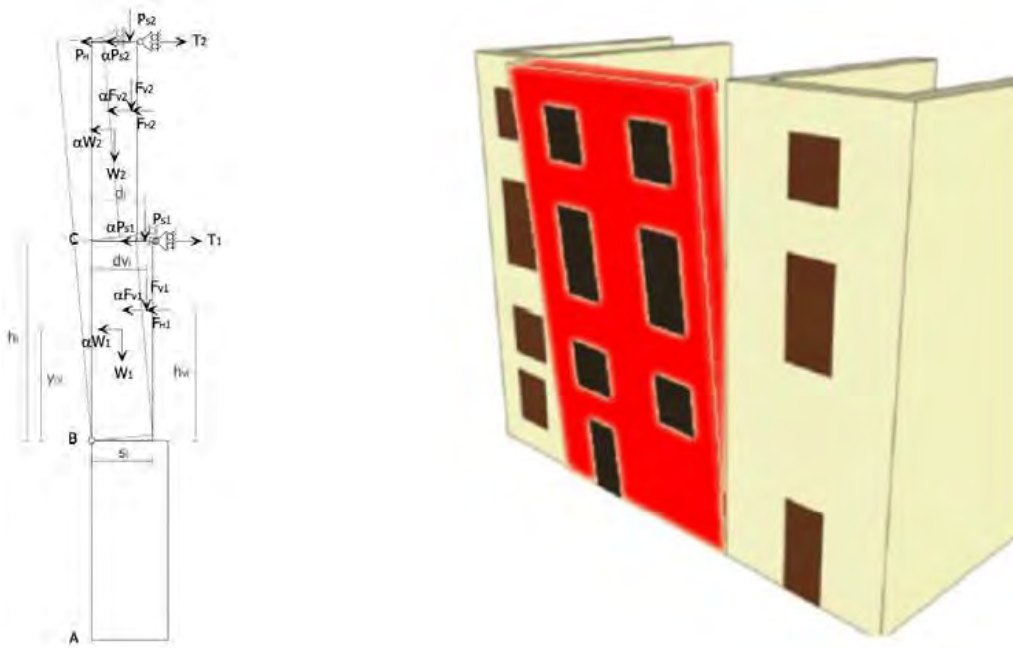


Figura 5.11: meccanismo 1 ribaltamento globale di facciata

Il coefficiente α viene quindi definito come:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} - P_H \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i}$$

Questo meccanismo prevede una schematizzazione del muro come corpo rigido che ruota attorno ad una cerniera posta alla base dell'elemento, tale cerniera viene posizionata a filo dello spigolo più esterno della sezione della parete. Questa tipologia di collasso però comporta un concentrazione di tensioni nei punti di contatto in cui si articola il meccanismo; nella modellazione per tenere conto anche di questo fattore si calcolerà l'arretramento della posizione della cerniera cilindrica per poter tenere conto anche dello schiacciamento della muratura.

La cerniera cilindrica si forma quindi in posizione arretrata rispetto allo spigolo esterno: questa distanza di arretramento viene convenzionalmente definita con il simbolo "t".

I bracci delle forze stabilizzanti dovranno quindi essere diminuiti della quantità "t". Per determinare con esattezza il valore numerico di tale arretramento della cerniera, si considera che l'innescio del cinematismo si manifesti non appena la tensione massima al lembo compresso raggiunge il valore di resistenza caratteristica a compressione della muratura σ_r così definita:

$$\sigma_r = \frac{f_m}{F_c \gamma_s}$$

In cui: f_m è il valore della resistenza a compressione ricavato dalla tabella 1

F_c è il fattore di confidenza della struttura ricavato dalla tabella 4

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza pari a 2

Il valore della tensione massima viene calcolato considerando la muratura completamente non reagente a trazione e ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni di compressioni; ipotesi che comunque è a favore di sicurezza poiché considera implicitamente per la muratura un comportamento di materiale fragile.

Ipotizzando che il polo su cui si svilupperà la rotazione sia nel baricentro delle tensioni di compressione, aventi distribuzione triangolare, possiamo calcolare l'effettivo valore di "t" nel seguente modo:

- Si impone che al lembo compresso la tensione sia pari a σ_r (resistenza a compressione della muratura); la tensione media di compressione σ_{media} sarà quindi data dal rapporto dello sforzo normale N agente sulla sezione diviso l'area della sezione reagente stessa (considerata per l'intera lunghezza della parete "l"). Si ha quindi:

$$\sigma_{media} = \frac{N}{3 \cdot t \cdot l}$$

- Si scrive l'equivalenza tra la tensione al lembo esterno della muratura e la tensione massima:

$$\sigma_{max} = \sigma_r = 2\sigma_m = \frac{2N}{3 \cdot t \cdot l}$$

- Dalla precedente equazione si ricava l'arretramento della cerniera "t":

$$t = \frac{2N}{3 \cdot l \cdot \sigma_r}$$

Meccanismo 2 – Ribaltamento semplice in quota

Nello studio di edifici a più piano si potranno verificare diversi meccanismi di rotazione: tanti quante sono le pareti. In questo caso il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di porzioni poste in quota rispetto ad assi a prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata fuori dal piano.

Il coefficiente di collasso è dato anche in questo caso dalla relazione sottostante, nella quale si fa il rapporto tra il momento stabilizzante dovuto alla sommatoria dei pesi della muratura, dei carichi verticali (presi entrambi positivi) e delle spinte orizzontali (prese invece con segno negativo), e il momento ribaltante che invece tiene conto dell' azione sismica.

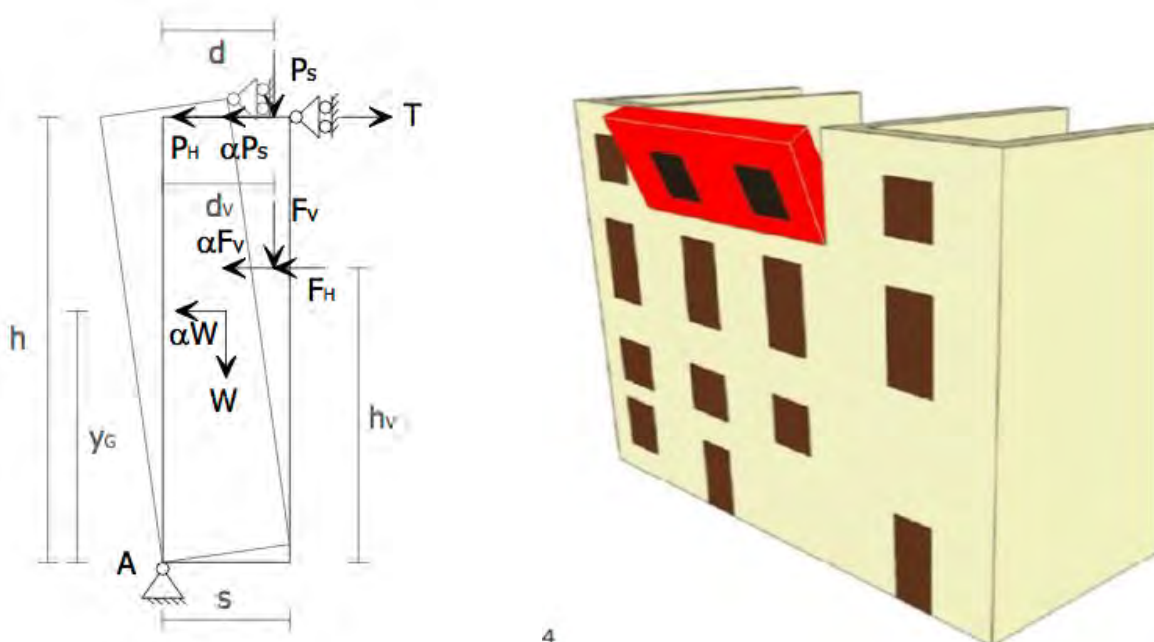


Figura 5.12: meccanismo 2 ribaltamento in quota

Il moltiplicatore critico dei carichi sarà dunque calcolato come:

$$\alpha = \frac{W \cdot \frac{S}{2} + F_v \cdot d_v + P_s \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_v - P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_v \cdot h_v + P_s \cdot h}$$

Anche in questo caso bisogna tenere conto dell'arretramento della cerniera cilindrica "t".

Meccanismo 3 – Flessione verticale di parete

Questa tipologia di meccanismo si manifesta con la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide un' unica parete in due parti distinte e può essere descritto come una rotazione reciproca dei due blocchi attorno a tale asse, per azioni fuori dal piano.

Nel caso in cui si consideri un singolo piano l'altezza di formazione della cerniera cilindrica risulta essere un dato incognito e può essere valutato mediante l'applicazione del principio dei lavori virtuali, imponendo che il coefficiente di collasso in funzione dell'altezza sia minimo, mentre, nel caso in cui si stiano considerando due diversi livelli della struttura si ipotizza ovviamente che la cerniera si formi in corrispondenza dell'orizzontamento di separazione tra i due piani.

Per determinare il valore del coefficiente di collasso si applica quindi il PLV attraverso questo processo:

- Si impone una rotazione ψ al corpo inferiore ($\psi=1$ per semplicità)
- Il corpo superiore ruoterà quindi di un angolo ϑ che sarà dato dal rapporto tra l'altezza del corpo inferiore e quella del corpo superiore, moltiplicato per il primo angolo di rotazione imposto.

Si potrà in questo modo determinare gli spostamenti virtuali che verranno chiamati $\delta_{x,i}$ in direzione x e $\delta_{y,i}$ in direzione y dei baricentri delle murature ovvero dei punti dove è applicato il peso e dei punti di applicazione dei carichi (valutati secondo la teoria del primo ordine trascurando gli ordini superiori).

Gli $\delta_{x,i}$ si ottengono moltiplicando la componente y del punto di applicazione della forza, rispetto alla cerniera, per la rotazione relativa, mentre gli $\delta_{y,i}$ si ottengono moltiplicando la componente in x del punto di applicazione della forza, sempre relativo alla cerniera, per la rotazione relativa.

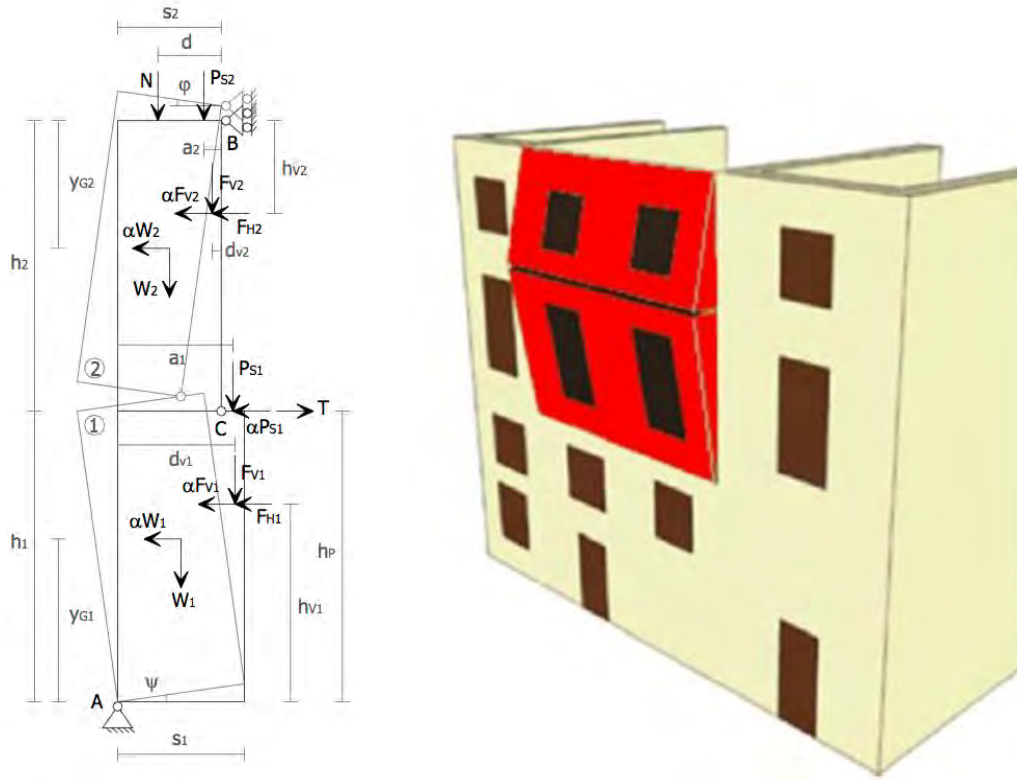


Figura 5.13 : meccanismo 3 flessione verticale di parete

Applicando quindi il PLV, il quale prevede che la sommatoria dei prodotti di ciascuna forza relativo allo spostamento virtuale (considerando sempre positivi i termini in cui la forza è concorde allo spostamento e negativi in caso contrario) sia pari a zero, si può quindi definire:

Equazione dei lavori virtuali:

$$\alpha \cdot [W_1 \delta_{1x} + W_2 \delta_{2x} + F_{v1} \delta_{v1x} + F_{v2} \delta_{v2x} + P_{S1} \delta_{P1x}] + F_{H1} \delta_{v1x} + F_{H2} \delta_{v2x}$$

$$= W_1 \delta_{1y} + W_2 \delta_{2y} + F_{v1} \delta_{v1y} + F_{v2} \delta_{v2y} + N \delta_{Ny} + P_{S1} \delta_{P1y} + P_{S2} \delta_{P2y} + T \delta_{P1x}$$

Moltiplicatore di collasso viene definito quindi come:

$$\alpha = \frac{E}{W_1 y_{G1} + F_{V1} h_{v1} + P_{S1} h_P + (W_2 y_{G2} + F_{v2} h_{v2}) \frac{h_1}{h_2}}$$

Il termine E indica la seguente espressione:

$$E = \frac{W_1}{2} s_1 + F_{V1} d_{v1} + (W_2 + P_{S2} + N + F_{v2}) s_2 +$$

$$+ \frac{h_1}{h_2} \left(\frac{W_2}{2} s_2 + P_{S2} a_2 + N d + F_{V2} d_{v2} - F_{H2} h_{v2} \right) + P_{S1} a_1 - F_{H1} h_{v1} + T h_P$$

Meccanismo 4 – Ribaltamento con formazione di cuneo

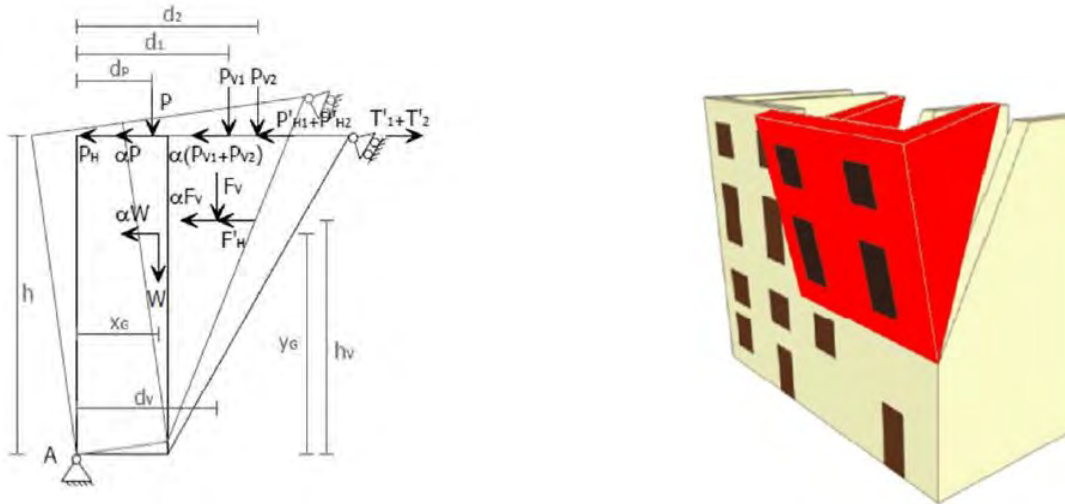


Figura 5.14 : meccanismo 4 ribaltamento con formazione di cuneo

In molti casi i martelli murari e le angolate presentano connessioni adeguate tra le murature che confluiscono nel nodo. In questo caso la parete sollecitata ortogonalmente al proprio piano ruota attorno alla cerniera cilindrica che si forma alla base portandosi dietro una porzione cuneiforme della muratura di spina. La formazione del cuneo sulla parete è generalmente influenzata sia dal tipo di muratura che dalla presenza di aperture.

Il calcolo del moltiplicatore di collasso è individuato come:

$$\alpha = \frac{P \cdot \left(\frac{b}{2} - t\right) + P_c \cdot \left(b + \frac{b_c}{3}\right) + N \cdot (d - t) + N_c \cdot (b + d_c)}{P \cdot Y_{Gi} + N \cdot h + P_c \cdot \left(\frac{2h}{3}\right) + N_c \cdot h}$$

Individuazione dei macroelementi

L'individuazione dei macroelementi per l'edificio di Farmacologia si basa sulle considerazioni derivanti dallo studio del rilievo geometrico, strutturale e critico del Palazzetto di Costruzioni Marittime. L'edificio può essere considerato come una unica unità strutturale e di conseguenza non sono state operate suddivisioni in questo senso. Per avere un quadro il più possibile completo

sono stati evidenziati 23 macroelementi che coincidono con le pareti perimetrali dell' edificio per avere un quadro il più possibile completo dei cinematismi significativi.

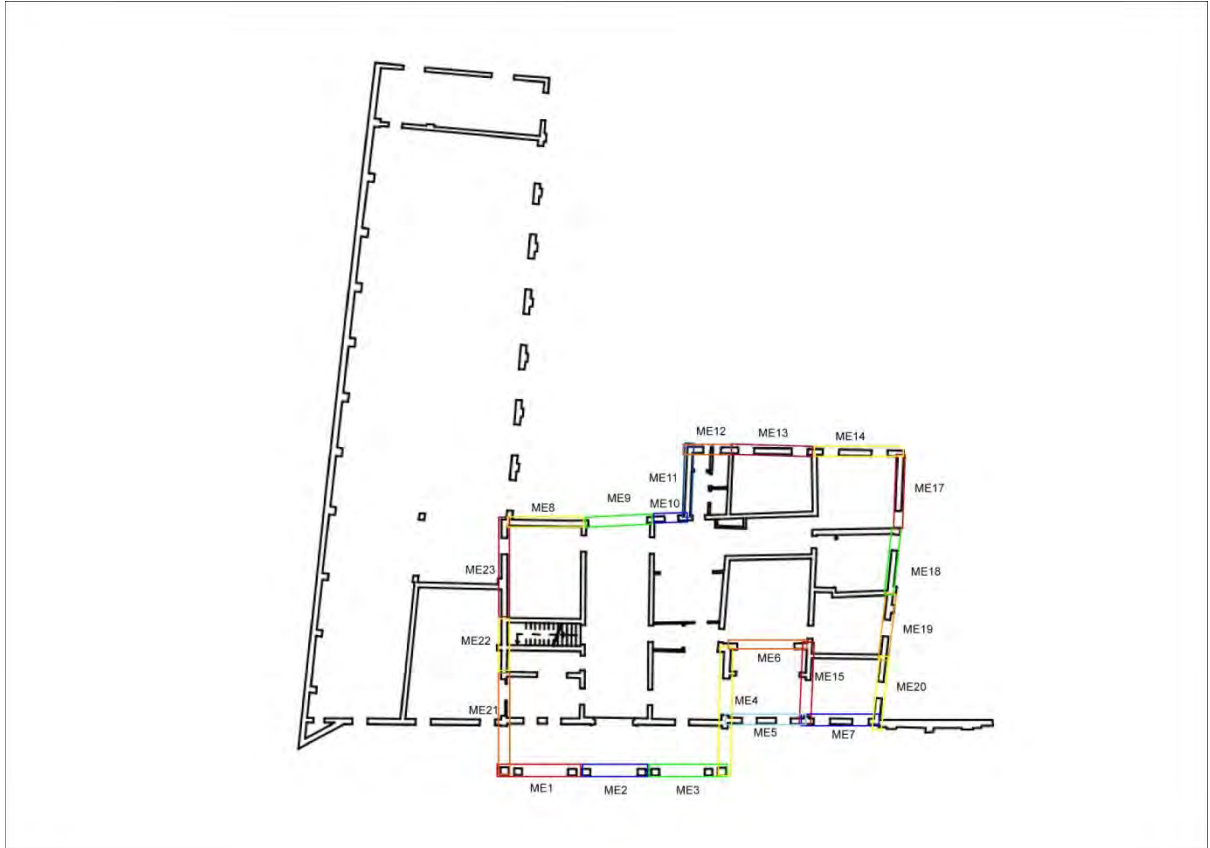


Figura 5.15 : Pianta con individuazione dei macroelementi

A causa dell' elevato grado di incertezza riguardante le strutture orizzontali per la verifica dei meccanismi locali di ribaltamento si è considerato un ammorsamento tra muratura e solai di scarso livello e di conseguenza non sono state considerate le forze di attrito esercitate dai solai sulle murature per ottenere delle verifiche il più a favore di sicurezza possibile. Si sono inoltre considerati dei meccanismi di flessione che invece considerano la capacità di trattenimento da parte dei solai in sommità e alla base del pannello murario preso in considerazione.

Verifica dei macroelementi

La normativa vigente prescrive che la valutazione della sicurezza debba essere estesa a tutte la struttura usando come strumento un insieme esaustivo di verifiche locali sui singoli macroelementi.¹⁸

Di seguito si riportano alcuni macroelementi analizzati per intero e poi alcune tabelle riassuntive.

Macroelemento 8 – Ribaltamento globale di facciata



Si riportano di seguito i parametri geometrici della parete in oggetto e attraverso l'analisi dei carichi si definiscono i seguenti valori dei carichi agenti e i seguenti parametri meccanici degli elementi:

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
N piani	2	f_m	240	P1	92,92
H [m]	8,33	τ_0	6	P2	126,10
z [m]	0	γ	18,00	P3	0,00
htot [m]	8,33	f_{md}			
h1 [m]	3,90	f_{vd}		N1	12,93
h2 [m]	4,43			N2	23,19
b1 [m]	0,40			N3	0,00
b2 [m]	0,40				
d1 [m]	0,19				

¹⁸ Vedi §8.4.2 delle NTC

d2 [m]	0,19				
l [m]	4,45				
Asolaio [m²]	2,44				
Acop [m²]	10,01				
A1apert [m²]	4,45				
A2apert [m²]	2,20				

Tabella 5.06 Dati parete macroelemento 8

Da questi valori sarà possibile procedere alla valutazione dei momenti stabilizzanti e ribaltanti, dal cui rapporto sarà possibile calcolare il coefficiente di attivazione del meccanismo α :

$$M_s = P_1 \cdot \left(\frac{b_1}{2} - t\right) + P_2 \cdot \left(\frac{b_2}{2} - t\right) + P_3 \cdot \left(\frac{b_3}{2} - t\right) + N_1 \cdot (d_1 - t) + N_2 \cdot (d_2 - t) + N_3 \cdot (d_3 - t)$$

$$= 39,71 \text{ KNm}$$

$$M_R = \alpha \left(P_1 \cdot \frac{h_1}{2} + P_2 \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) + P_3 \left(h_1 + h_2 + \frac{h_3}{2} \right) + N_1 \cdot h_1 + N_2 \cdot (h_1 + h_2) + N_3 \cdot (h_1 + h_2 + h_3) \right) = 1195,88 \text{ KNm}$$

Quindi possiamo calcolare

$$\alpha = \frac{M_s}{M_r} = 0,033$$

Si procede quindi al calcolo degli spostamenti virtuali orizzontali dei punti in cui sono applicate le forze. Si assume che lo spostamento virtuale della forza più in alto sia pari ad 1 e si ricavano attraverso una proporzione lineare gli spostamenti di tutti gli altri punti:

SPOSTAMENTI VIRTUALI					
δx_{N1}	0,47	δx_{N2}	1,00	δx_{N3}	-
δx_{P1}	0,23	δx_{P2}	0,73	δx_{P3}	-

Tabella 5.07 Spostamenti virtuali macroelemento 8

Attraverso i dati calcolati si procede alla valutazione della curva di capacità dell' oscillatore equivalente attraverso il calcolo della massa partecipante M^* , della frazione di massa partecipante e^* , ed infine dell' accelerazione spettrale.

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i})^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2} = 21,21 \text{ KN}$$

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} = 0,82$$

$$a_0^* = \frac{a_0 \cdot g}{e^* \cdot FC} = 0,30 \text{ m/s}^2$$

Si può quindi procedere alla esecuzione della verifica lineare utilizzando la relazione per le porzioni di parete che poggiano a terra:

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR}) S}{q} = 0,73$$

Risulta quindi che la verifica non è soddisfatta.

CURVA DI CAPACITA'		VERIFICA LINEARE SLV			
M*	21,21	T₁	0,25	a₀* ≥ max (a₁, a₂)	
e*	0,82	γ	1,20	a₁	0,73
FC	1,35	ψ(z)	0	a₂	0
a₀*	0,30	S_e(T1)	3,82	a₀* ≥ a₁	NON VERIFICATA

Tabella 5.08 Curva di capacità e verifica lineare macroelemento 8

Si procede quindi all' esecuzione della verifica non lineare allo stato limite di salvaguardia della vita. Considerando la configurazione ruotata del macroelemento si valuta l' angolo θ che è in grado di annullare il coefficiente di attivazione del meccanismo e di conseguenza che porta a zero il momento stabilizzante provocando quindi la perdita della condizione di equilibrio della parete. La relazione del momento stabilizzante per la configurazione ruotata è la seguente:

$$M_S = \sum_{i=1}^n P_i \cdot R_{Pi} \cdot \cos(\beta_{Pi} + \theta) + \sum_{i=1}^n N_i \cdot R_{Ni} \cdot \cos(\beta_{Ni} + \theta) = 0$$

Dove

$$R_{Pi} = \sqrt{(h_i)^2 + \left(\frac{b_i}{2} - t\right)^2}$$

$$R_{Ni} = \sqrt{(h_i)^2 + (d_i - t)^2}$$

$$\beta_{Pi} = \tan^{-1} \frac{Y_{Gi}}{\frac{b_i}{2} - t}$$

$$\beta_{Ni} = \tan^{-1} \frac{h_i}{d_i - t}$$

Procedendo per tentativi nella ricerca dell' angolo θ , si ottiene

$$\theta = 0,03319 \text{ rad}$$

Per procedere con la verifica non lineare è necessario scegliere un punto di controllo sul quale valutare gli spostamenti, per praticità si sceglie il baricentro di applicazione delle forze sismiche, dal quale si ottiene poi lo spostamento d_{k0} .

$$d_{k0} = h_{bar} \cdot \text{sen} \theta_{k0} = 0,16 \text{ m}$$

Con

$$h_{bar} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot Y_{Gi} + \sum_{i=1}^n N_i h_i}{\sum_{i=1}^n (P_i + N_i)} = 4,69 \text{ m}$$

Da qui si calcola quindi lo spostamento spettrale d_0^* dell' oscillatore ad un grado di libertà:

$$d_0^* = \frac{\sum_{i=1}^{n+m} (P_i \cdot \delta_{Pi}^2 + N_i + \delta_{Ni}^2)}{\delta_{x,k} \cdot \sum_{i=1}^{n+m} (P_i \cdot \delta_{Pi} + N_i \cdot \delta_{Ni})} = 0,19 \text{ m}$$

Lo spostamento ultimo da confrontare con la domanda di spostamento richiesta dall' azione sismica è:

$$d_u^* = 0,4 \cdot d_0^* = 0,08 \text{ m}$$

$$a_s^* = a_0^* \cdot \left(1 - \frac{d_s^*}{d_0^*} \right) = 0,25 \text{ m/s}^2$$

Da cui si ricava il valore di T_s , periodo secante:

$$T_s = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}} = 2,20$$

Essendo il periodo secante maggiore di $T_D=1,94$, allora

$$S_{De}(T_s) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_D}{T_s^2}\right) \cdot \left(\frac{T_s}{2\pi}\right)^2 = 0,09 \text{ m}$$

Si effettua quindi la verifica per gli elementi poggiati a terra che risulta essere verificata se:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) = 0,09 \text{ m}$$

L'analisi risulta quindi non verificata

VERIFICA NON LINEARE SLV					
d_0^* [m]	0,19	T_s	2,20	$d_u^* > \max(d_1; d_2)$	
d_u^* [m]	0,08	$S_e(T_s)$	0,77	d_1	0,09
d_s^* [m]	0,03	$S_d(T_s)$	0,09	d_2	0
a_s^* [m/s^2]	0,25	$S_d(T_1)$	0,01	NON VERIFICATA	

Tabella 5.09 Verifica non lineare macroelemento 8

Inserimento di presidi antisismici: tiranti

In seguito al risultato della verifica non lineare si rende necessario intervenire sulla parete attraverso dei presidi che impediscano il ribaltamento appena esaminato in caso di sisma. Si sceglie a tale scopo di inserire dei tiranti metallici il cui scopo è quello di trattenere la parete e quindi di impedirne il ribaltamento, contribuendo quindi all' aumento del momento stabilizzante.

Si elencano di seguito le caratteristiche della barra:

- Acciaio Inox AISI 304
- $\Phi=18 \text{ mm}$
- $f_{yd}=240 \text{ N/mm}^2$

Per quanto riguarda la barra vengono invece scelte queste dimensioni:

- a= 80 cm
- b= 4 cm
- t= 40 cm

Il dimensionamento dei tiranti avviene calcolando tre valori derivanti dalla verifica delle componenti del tirante stesso, in particolare: verifica allo snervamento del tirante (T'), verifica al punzonamento della muratura (T''), verifica della resistenza muraria (T'''). Il valore più basso tra questi sarà il valore guida del dimensionamento del tirante posto al piano più alto dell' edificio in quanto darà una indicazione sul valore minimo per cui il tirante andrà in crisi.

$$T' = A_{barra} \cdot f_y = 61,04 \text{ KN}$$

$$T'' = f_{vd} \cdot t \cdot [2 \cdot (b + t) + 2 \cdot (a + t)] = 26,24 \text{ KN}$$

$$T''' = \sigma_{rd} \cdot a \cdot b = 28,48 \text{ KN}$$

Con t=spessore della parete su cui si stanno ancorando i tiranti.

Si determina la portata di un singolo tirante T:

$$T_{singolo} \leq \min(T'; T''; T''')$$

La tensione nei tiranti viene calcolata imponendo un equilibrio alla rotazione relativo a tutta la facciata, da cui si ricava il valore del tirante del piano più alto $T_{singolo}$. Attraverso poi una semplice proporzione lineare si ricavano le tensioni ai piani sottostanti. Si ottiene un nuovo valore di α che deriva dal massimo valore di accelerazione spettrale a_0^* , ottenuto nel calcolo precedente del meccanismo. Nell' equazione di equilibrio si ha quindi una sola incognita che coincide con la tensione del tirante al piano considerato. Tale tensione andrà poi confrontata con $T_{singolo}$, ovvero con il minore tra T', T'' e T''' al fine di determinare il numero di tiranti da disporre.

$$\alpha_0 = \frac{a_0^* \cdot e^*}{g} = 0,082$$

Equilibrio da $M_S = \alpha M_R$:

$$T_2 = \frac{1}{(h_1+h_2)} \cdot \left[\alpha \left(P_2 \left(\frac{h_2}{2} + h_1 \right) + N_2 (h_2 + h_1) + P_1 \left(\frac{h_1}{2} \right) + N_1 h_1 \right) \cdot \left(P_2 \left(\frac{b_2}{2} - t \right) + N_2 (d_2 - t) + P_1 b_1 - t + N_1 d_1 - t \right) \right] = 13,1 \text{ KN}$$

La forza necessaria al piano sottostante si calcola invece:

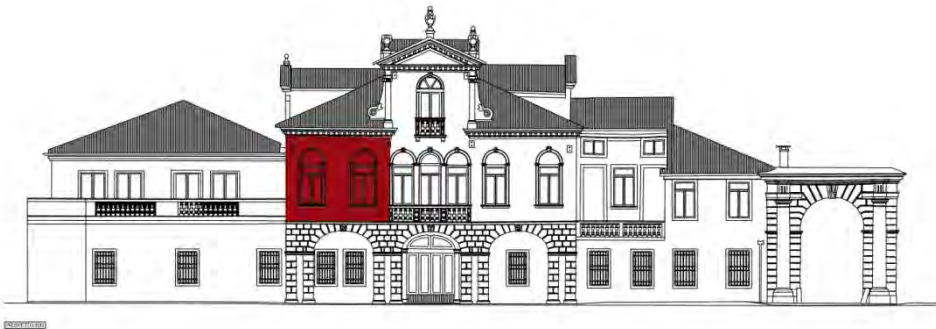
$$T_1 = \frac{T_2 \cdot h_2}{h_1 + h_2} = 6,97 \text{ KN}$$

DATI		CALCOLO TIRANTI		VERIFICHE	
Φ_{tirante} [mm]	18	T_2 [KN]	13,1	T' [KN]	61,04
a_{paletto} [m]	0,80	T_1 [KN]	6,97	T'' [KN]	26,24
b_{paletto} [m]	0,04			T''' [KN]	28,48
f_{yd} [MPa]	240	$T_1, T_2 < \min(T', T'', T''')$			VERIFICATO

Tabella 5.10 Calcolo dei tiranti macroelemento 8

Macroelemento 1 – meccanismo 1 (Ribaltamento in quota)

Di seguito viene analizzato il meccanismo relativo al macroelemento 1 che consiste nel ribaltamento semplice in quota della parete dell'ultimo piano (in questo caso primo piano) attraverso la rotazione attorno ad una cerniera cilindrica posta alla base della parete. E' causata da assenza di vincoli in sommità come cordoli o catene ai piani e assenza di collegamento alle pareti ortogonali.



La tabella sottostante riporta i dati geometrici del macroelemento preso in considerazioni, i dati relativi ai materiali e ai carichi agenti sul macroelemento stesso individuati attraverso l'analisi dei carichi:

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
N piani	2	f_m [MPa]	240	P1	0,00

H [m]	8,33	τ_0	6	P2	132,10
z [m]	3,90	γ	18,00	P3	0,00
htot [m]	4,43	f_{md} [MPa]	0,89		
h1 [m]	0,00	f_{vd} [MPa]	0,022	N1	0,00
h2 [m]	4,43	t	0,02	N2	33,09
h3 [m]				N3	0,00
b1 [m]	0,00				
b2 [m]	0,38				
b3 [m]	0,00				
d1 [m]	0,00				
d2 [m]	0,19				
d3 [m]	0,00				
l [m]	5,31				
Asolaio [m²]	2,41				
Acop [m²]	16,08				
A1apert [m²]	0,00				
A2apert [m²]	4,21				
A3apert [m²]	0,00				

Tabella 5.11 Dati parete macroelemento 1

Si procede successivamente al calcolo degli spostamenti orizzontali $\delta_{x,i}$, della massa partecipante M^* , della frazione e^* e dell'accelerazione sismica spettrale a^* .

Dopo aver calcolato tutti questi parametri si passerà all'esecuzione della verifica lineare allo SLV, e se non soddisfatta si procede allo svolgimento della verifica non lineare allo SLV.

Essendo entrambe non soddisfatte si passa al calcolo dei tiranti.

Da questi valori è possibile procedere alla valutazione dei momenti stabilizzante e ribaltante da cui poi potremo ricavare il coefficiente di attivazione del meccanismo α :

$$\begin{aligned}
 M_s &= P_1 \cdot \left(\frac{b_1}{2} - t\right) + P_2 \cdot \left(\frac{b_2}{2} - t\right) + P_3 \cdot \left(\frac{b_3}{2} - t\right) + N_1 \cdot (d_1 - t) + N_2 \cdot (d_2 - t) + N_3 \cdot (d_3 - t) \\
 &= 27,54 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

$$M_R = \alpha \left(P_1 \cdot \frac{h_1}{2} + P_2 \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) + P_3 \left(h_1 + h_2 + \frac{h_3}{2} \right) + N_1 \cdot h_1 + N_2 \cdot (h_1 + h_2) + N_3 \cdot (h_1 + h_2 + h_3) \right) = 439,19 \text{ KNm}$$

Possiamo quindi ora calcolare α :

$$\alpha = \frac{M_S}{M_r} = 0,063$$

Si procede quindi al calcolo degli spostamenti virtuali orizzontali dei punti di applicazione delle forze. Si assume che lo spostamento virtuale della forza N posizionata più in alto di tutte sia 1, ricavato dall' altezza del punto moltiplicato per l'angolo di rotazione θ . Si ricavano dunque, attraverso una semplice proporzione lineare gli spostamenti degli altri punti.

Attraverso i dati calcolati si procede alla valutazione della curva di capacità dell' oscillatore equivalente attraverso il calcolo della massa partecipante M^* , della frazione di massa partecipante e^* e quindi anche alla valutazione dell' accelerazione spettrale a_0^* .

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i})^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2} = 15,15 \text{ KN}$$

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} = 0,90$$

Da qui è possibile calcolare l'accelerazione spettrale

$$a_0^* = \frac{a_0 \cdot g}{e^* \cdot FC} = 0,51 \text{ m/s}^2$$

Verifica cinematica lineare

Affinchè la verifica risulti soddisfatta dovrà averarsi la seguente disuguaglianza usata per le murature in quota:

$$a_0^* \geq \max\{a_1; a_2\} = \max\left\{ \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right\} = \max(0,71; 1,07)$$

CURVA DI CAPACITA'		VERIFICA LINEARE SLV			
M^*	15,15	T_1	0,25	$a_0^* \geq \max(a_1, a_2)$	
e^*	0,90	γ	1,20	a_1	0,73
FC	1,35	$\psi(z)$	0,47	a_2	1,07
a_0^*	0,51	$S_e(T_1)$	3,82	$a_0^* \geq a_1$	NON VERIFICATA

Tabella 5.12 Curva di capacità e verifica lineare macroelemento 8

Verifica cinematica non lineare

Sempre utilizzando la relazione che tiene in considerazione la posizione in quota del macroelemento per la verifica cinematica non lineare si utilizza la seguente relazione:

$$d_u^* \geq \max\{d_1; d_2\} = \max \left\{ S_{De}(T_s); S_{De} \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \cdot \frac{T_s}{T_1}}} \right\} =$$

$$= \max(0,09; 0,03) = 0,09$$

VERIFICA NON LINEARE SLV					
d_0^* [m]	0,18	T_s	1,66	$d_u^* > \max(d_1; d_2)$	
d_u^* [m]	0,07	$S_e(T_s)$	1,15	d_1	0,08
d_s^* [m]	0,03	$S_d(T_s)$	0,09	d_2	0,03
a_s^* [m/s ²]	0,43	$S_d(T_1)$	0,01	NON VERIFICATA	

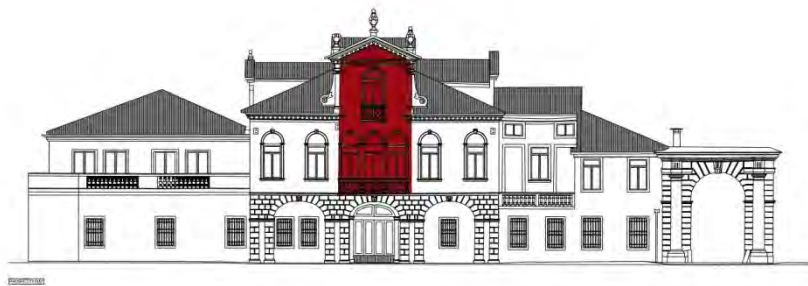
Tabella 5.13 verifica non lineare macroelemento 1

Si procede quindi al calcolo dei tiranti:

DATI		CALCOLO TIRANTI		VERIFICHE	
Φ_{tirante} [mm]	18	T_2 [KN]	6,95	T' [KN]	61,04
a_{paletto} [m]	0,80	T_1 [KN]	-	T'' [KN]	24,32
b_{paletto} [m]	0,04			T''' [KN]	28,48
f_{yd} [MPa]	240	$T_1, T_2 < \min(T', T'', T''')$		VERIFICATO	

Tabella 5.14 Progetto dei tiranti

Macroelemento 2 – flessione verticale



Il cinematismo che viene ora analizzato è una flessione verticale che coinvolge gli ultimi due livelli dell' elemento e che si sviluppa in quota. Si ipotizzerà che la cerniera cilindrica attorno alla quale ruotano le due pareti si formi in corrispondenza del solaio intermedio.

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
N piani	3	f_m [MPa]	240	P1	0,00
H [m]	12,08	τ_0	6	P2	113,26
z [m]	4,06	γ	18,00	P3	80,78
htot [m]	8,02	f_{md} [MPa]	0,89		
h1 [m]	0,00	f_{vd} [MPa]	0,022	N1	0,00
h2 [m]	4,42	t	0,04	N2	6,34
h3 [m]	3,60			N3	16,80
b1 [m]	0,00				
b2 [m]	0,38				
b3 [m]	0,38				
d1 [m]	0,00				
d2 [m]	0,19				
d3 [m]	0,19				
l [m]	4,45				
Asolaio	2,42				

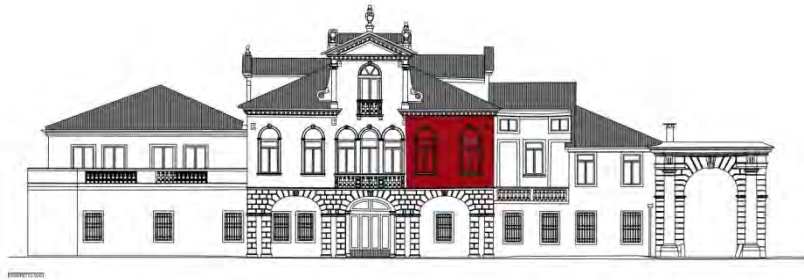
$[m^2]$					
A_{cop} [m²]	16,08				
A_{1apert} [m²]	0,00				
A_{2apert} [m²]	3,11				
A_{3apert} [m²]	4,21				

Tabella 5.15 Dati macroelemento 2

CURVA DI CAPACITA'		VERIFICA LINEARE SLV			
M*	19,10	T₁	0,32	a₀* ≥ max (a₁,a₂)	
e*	0,88	γ	1,29	a₁	0,63
FC	1,35	ψ(z)	0,34	a₂	0,71
a₀*	1,61	S_e(T₁)	3,82		VERIFICATA

Tabella 5.16 Curva di capacità e verifica lineare macroelemento 2

Macroelemento 3 – Ribaltamento con formazione di cuneo



DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
N piani	2	f_m [MPa]	240	P1	0,00
H [m]	8,33	τ₀	6	P2	124,76
z [m]	3,90	γ	18,00	P3	0,00
htot [m]	4,43	f_{md} [MPa]	0,89	P_{cuneo}	260,89
h1 [m]	0,00	f_{vd} [MPa]	0,022	N1	0,00
h2 [m]	4,43	t	0,04	N2	23,39
h3 [m]	0,00			N3	0,00
b1 [m]	0,00			N_{cuneo}	14,41

Capitolo 5 Valutazione sismica per edifici in muratura

b2 [m]	0,38				
b3 [m]	0,00				
d1 [m]	0,00				
d2 [m]	0,19				
d3 [m]	0,00				
l [m]	5,07				
Asolaio [m²]	2,41				
Acop [m²]	10,69				
A1apert [m²]	0,00				
A2apert [m²]	4,22				
A3apert [m²]	0,00				
A_{solaio} cuneo [m²]	5,71				
A_{copertura} cuneo [m²]	2,40				
α_{cuneo}	30°				

Tabella 5.17 Dati macroelemento 3

CURVA DI CAPACITA'		VERIFICA LINEARE SLV			
M*	41,39	T₁	0,25	a₀* ≥ max (a₁,a₂)	
e*	0,96	γ	1,20	a₁	0,63
FC	1,35	ψ(z)	0,47	a₂	0,00
a₀*	2,40	S_e(T1)	0,02		VERIFICATA

Tabella 5.17 Curva di capacità e verifica lineare macroelemento 3

Tabella riassuntiva

Vengono di seguito riportate le tabelle riassuntive dei risultati ottenuti dall' analisi di tutti i macroelementi e di tutti i meccanismi per favorire un confronto agile e veloce dei risultati ottenuti con un livello di conoscenza LC1:

ME	CINEM.	TIPO DI MECCANISMO	α_0	SLV lineare	SLV non lineare
1	1	Ribaltamento 1° piano	0,062	NON VERIFICATA (47%)	NON VERIFICATA (78%)
	2	Ribaltamento con cuneo		VERIFICATA	
2	1	Ribaltamento 1° e 2° piano	0,036	NON VERIFICATA (41%)	NON VERIFICATA (83%)
	2	Ribaltamento 2° piano	0,082	NON VERIFICATA (38%)	NON VERIFICATA (80%)
	3	Flessione	0,194	VERIFICATA	
	4	Ribaltamento con cuneo	0,17	VERIFICATA	
3	1	Ribaltamento 1° piano	0,065	NON VERIFICATA (49%)	NON VERIFICATA (78%)
	2	Ribaltamento con cuneo	0,316	VERIFICATA	
4	1	Ribaltamento 1° piano	0,062	NON VERIFICATA (42%)	NON VERIFICATA (78%)
	2	Ribaltamento con cuneo	0,23	VERIFICATA	
5	1	Ribaltamento 1° piano	0,079	NON VERIFICATO (89%)	NON VERIFICATO (80%)
6	1	Ribaltamento 1° piano	0,069	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO

Capitolo 5 Valutazione sismica per edifici in muratura

				(49%)	(83%)
8	1	Ribaltamento globale	0,033	NON VERIFICATO (41%)	NON VERIFICATO (80%)
	2	Ribaltamento 1° piano	0,068	NON VERIFICATO (51%)	NON VERIFICATO (80%)
	3	Ribaltamento con cuneo	0,097	VERIFICATO	
	4	Flessione	0,208	VERIFICATO	
9	1	Ribaltamento globale	0,021	NON VERIFICATO (24%)	NON VERIFICATO (78%)
	2	Ribaltamento 1° e 2° piano	0,035	NON VERIFICATO (38%)	NON VERIFICATO (85%)
	3	Ribaltamento 2° piano	0,087	NON VERIFICATO (40%)	NON VERIFICATO (83%)
	4	Ribaltamento con cuneo	0,15	VERIFICATO	
	5	Flessione	0,237	VERIFICATO	
10	1	Ribaltamento globale	0,031	NON VERIFICATO (39%)	NON VERIFICATO (77%)
	2	Ribaltamento 1° piano	0,059	NON VERIFICATA (44%)	NON VERIFICATA (76%)
	3	Flessione	0,18	VERIFICATO	
11	1	Ribaltamento globale	0,036	NON VERIFICATO (43%)	NON VERIFICATO (70%)
	2	Ribaltamento 1° piano	0,085	NON VERIFICATO (56%)	NON VERIFICATO (80%)

Capitolo 5 Valutazione sismica per edifici in muratura

	3	Ribaltamento con cuneo	0,16	VERIFICATO	
	4	Flessione verticale	0,186	VERIFICATO	
12	1	Ribaltamento globale	0,038	NON VERIFICATO (46%)	NON VERIFICATA (77%)
	2	Ribaltamento 1° piano	0,083	NON VERIFICATO (55%)	NON VERIFICATO (81%)
	3	Ribaltamento con cuneo	0,112	VERIFICATO	
	4	Flessione	0,212	VERIFICATO	
13	1	Ribaltamento globale	0,038	NON VERIFICATO (46%)	NON VERIFICATO (77%)
	2	Ribaltamento 1° piano	0,083	VERIFICATO	
	3	Flessione	0,212	VERIFICATO	
14	1	Ribaltamento globale	0,041	NON VERIFICATO (52%)	NON VERIFICATO (83%)
	2	Ribaltamento 1° piano	0,091	NON VERIFICATO (60%)	NON VERIFICATO (81%)
	3	Ribaltamento cuneo	0,166	VERIFICATO	
	4	Flessione	0,24	VERIFICATO	
15	1	Ribaltamento 1° piano	0,064	NON VERIFICATO (50%)	NON VERIFICATO (67%)
	2	Ribaltamento con cuneo	0,132	VERIFICATO	
17	1	Ribaltamento globale	0,041	NON VERIFICATO (78%)	NON VERIFICATO (78%)

Capitolo 5 Valutazione sismica per edifici in muratura

	2	Ribaltamento 1° piano	0,081	NON VERIFICATO (60%)	NON VERIFICATO (80%)
	3	Ribaltamento con cuneo	0,124	VERIFICATO	
	4	Flessione	0,124	VERIFICATO	
18	1	Ribaltamento globale	0,041	NON VERIFICATO (52%)	NON VERIFICATO (77%)
	2	Ribaltamento 1° piano	0,079	NON VERIFICATO (60%)	NON VERIFICATO (80%)
	3	Flessione verticale	0,215	VERIFICATO	
19	1	Ribaltamento globale	0,041	NON VERIFICATO (50%)	NON VERIFICATO (78%)
	2	Ribaltamento 1° piano	0,08	NON VERIFICATO (60%)	NON VERIFICATO (80%)
	3	Flessione	0,219	VERIFICATO	
20	1	Ribaltamento globale	0,042	NON VERIFICATO (52%)	NON VERIFICATO (79%)
	2	Ribaltamento 1° piano	0,082	NON VERIFICATO (61%)	NON VERIFICATO (80%)
	3	Ribaltamento con cuneo	0,16	VERIFICATO	
	4	Flessione	0,22	VERIFICATO	
21		Ribaltamento 1° piano	0,062	NON VERIFICATO (47%)	NON VERIFICATO (78%)
		Ribaltamento con cuneo	0,1	VERIFICATO	
22		Ribaltamento 1° e 2° piano	0,045	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO

				(39%)	(80%)
		Ribaltamento 2° piano	0,065	NON VERIFICATO (55%)	NON VERIFICATO (86%)
		Ribaltamento con cuneo	0,124	VERIFICATO	
		Flessione	0,192	VERIFICATO	
23		Ribaltamento 1° piano	0,061	NON VERIFICATO (48%)	NON VERIFICATO (78%)
		Ribaltamento con cuneo	0,1	VERIFICATO	

Tabella 5.18 Tabella riassuntiva risultati analisi locale in LC1

Analisi cinematica in LC2

Le analisi cinematiche svolte si basano su un livello di conoscenza delle caratteristiche meccaniche e strutturali molto limitate. Sono state sempre formulate ipotesi che andassero il più possibile a favore di sicurezza mantenendo sempre e comunque presenti tutte le informazioni in nostro possesso. Per il grado di incertezza in cui abbiamo fin' ora operato si è reso necessario utilizzare un coefficiente riduttivo corrispondente ad un livello di conoscenza pari ad LC1.

Nella realtà dei fatti però, sarebbe risultato inverosimile pensare che si possano progettare degli interventi o fare valutazioni esaustive sulla base di conoscenze così limitate, poiché gli interventi sarebbero progettati in numero fortemente sovrabbondante e sovradimensionati.

Per poter aumentare il livello di conoscenza quindi sarà necessario, oltre al rilievo geometrico già realizzato, condurre verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi e che vengano condotte indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali. Solo dopo aver eseguito tutto questo sarà possibile portare il livello di conoscenza ad LC2¹⁹.

Si è deciso quindi di adottare un livello di conoscenza più alto per l'analisi locale dei macroelementi per valutare quale sarà l'effetto di tale incremento sul progetto di interventi.

Si riporta pertanto una seconda tabella riassuntiva che riporta i risultati ottenuti in LC2:

¹⁹ § C8A.1.A.4 Circolare n. 619/2009

Capitolo 5 Valutazione sismica per edifici in muratura

ME	CINEM.	TIPO DI MECCANISMO	α_0	SLV lineare	SLV non lineare
1	1	Ribaltamento 1° piano	0,062	NON VERIFICATA (53%)	NON VERIFICATA (78%)
	2	Ribaltamento con cuneo		VERIFICATA	
2	1	Ribaltamento 1° e 2° piano	0,036	NON VERIFICATA (46%)	NON VERIFICATA (83%)
	2	Ribaltamento 2° piano	0,082	NON VERIFICATA (43%)	NON VERIFICATA (81%)
	3	Flessione	0,194	VERIFICATA	
	4	Ribaltamento con cuneo	0,17	VERIFICATA	
3	1	Ribaltamento 1° piano	0,065	NON VERIFICATA (55%)	NON VERIFICATA (78%)
	2	Ribaltamento con cuneo	0,316	VERIFICATA	
4	1	Ribaltamento 1° piano	0,062	NON VERIFICATA (48%)	NON VERIFICATA (78%)
	2	Ribaltamento con cuneo	0,23	VERIFICATA	
5	1	Ribaltamento 1° piano	0,079	VERIFICATA	
6	1	Ribaltamento 1° piano	0,069	NON VERIFICATO (55%)	NON VERIFICATO (83%)
8	1	Ribaltamento globale	0,033	NON VERIFICATO (46%)	NON VERIFICATO (80%)
	2	Ribaltamento 1° piano	0,068	NON VERIFICATO (57%)	NON VERIFICATO (80%)

Capitolo 5 Valutazione sismica per edifici in muratura

	3	Ribaltamento con cuneo	0,097	VERIFICATO	
	4	Flessione	0,208	VERIFICATO	
9	1	Ribaltamento globale	0,02	NON VERIFICATO (27%)	NON VERIFICATO (78%)
	2	Ribaltamento 1° e 2° piano	0,035	NON VERIFICATO (42%)	NON VERIFICATO (84%)
	3	Ribaltamento 2° piano	0,087	NON VERIFICATO (45%)	NON VERIFICATO (83%)
	4	Ribaltamento con cuneo	0,15	VERIFICATO	
	5	Flessione	0,237	VERIFICATO	
10	1	Ribaltamento globale	0,031	NON VERIFICATO (44%)	NON VERIFICATO (77%)
	2	Ribaltamento 1° piano	0,059	NON VERIFICATA (50%)	NON VERIFICATA (76%)
	3	Flessione	0,18	VERIFICATO	
11	1	Ribaltamento globale	0,036	NON VERIFICATO (49%)	NON VERIFICATO (70%)
	2	Ribaltamento 1° piano	0,085	NON VERIFICATO (63%)	NON VERIFICATO (80%)
	3	Ribaltamento con cuneo	0,16	VERIFICATO	
	4	Flessione verticale	0,186	VERIFICATO	
12	1	Ribaltamento globale	0,038	NON VERIFICATO (52%)	NON VERIFICATA (77%)
	2	Ribaltamento 1° piano	0,083	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO

Capitolo 5 Valutazione sismica per edifici in muratura

				(62%)	(81%)
	3	Ribaltamento con cuneo	0,112	VERIFICATO	
	4	Flessione	0,212	VERIFICATO	
13	1	Ribaltamento globale	0,038	NON VERIFICATO (52%)	NON VERIFICATO (77%)
	2	Ribaltamento 1° piano	0,083	VERIFICATO	
	3	Flessione	0,212	VERIFICATO	
14	1	Ribaltamento globale	0,041	NON VERIFICATO (59%)	NON VERIFICATO (83%)
	2	Ribaltamento 1° piano	0,091	NON VERIFICATO (68%)	NON VERIFICATO (81%)
	3	Ribaltamento cuneo	0,166	VERIFICATO	
	4	Flessione	0,24	VERIFICATO	
15	1	Ribaltamento 1° piano	0,064	NON VERIFICATO (56%)	NON VERIFICATO (67%)
	2	Ribaltamento con cuneo	0,132	VERIFICATO	
16	1	Ribaltamento globale	0,07	NON VERIFICATO (61%)	NON VERIFICATO (73%)
	2	Ribaltamento 1° piano	0,041	NON VERIFICATO (23%)	NON VERIFICATO (76%)
	3	Flessione	0,13	VERIFICATO	
17	1	Ribaltamento globale	0,041	NON VERIFICATO (57%)	NON VERIFICATO (78%)

Capitolo 5 Valutazione sismica per edifici in muratura

	2	Ribaltamento 1° piano	0,081	NON VERIFICATO (68%)	NON VERIFICATO (80%)
	3	Ribaltamento con cuneo	0,124	VERIFICATO	
	4	Flessione	0,124	VERIFICATO	
18	1	Ribaltamento globale	0,041	NON VERIFICATO (58%)	NON VERIFICATO (77%)
	2	Ribaltamento 1° piano	0,079	NON VERIFICATO (67%)	NON VERIFICATO (80%)
	3	Flessione verticale	0,215	VERIFICATO	
19	1	Ribaltamento globale	0,041	NON VERIFICATO (57%)	NON VERIFICATO (78%)
	2	Ribaltamento 1° piano	0,08	NON VERIFICATO (68%)	NON VERIFICATO (80%)
	3	Flessione	0,219	VERIFICATO	
20	1	Ribaltamento globale	0,042	NON VERIFICATO (58%)	NON VERIFICATO (79%)
	2	Ribaltamento 1° piano	0,082	NON VERIFICATO (69%)	NON VERIFICATO (80%)
	3	Ribaltamento con cuneo	0,16	VERIFICATO	
	4	Flessione	0,22	VERIFICATO	
21		Ribaltamento 1° piano	0,062	NON VERIFICATO (52%)	NON VERIFICATO (78%)
		Ribaltamento con cuneo	0,1	VERIFICATO	
22		Ribaltamento 1° e 2° piano	0,045	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO

Capitolo 5 Valutazione sismica per edifici in muratura

				(44%)	(80%)
		Ribaltamento 2° piano	0,065	NON VERIFICATO (61%)	NON VERIFICATO (86%)
		Ribaltamento con cuneo	0,124	VERIFICATO	
		Flessione	0,192	VERIFICATO	
23		Ribaltamento 1° piano	0,061	NON VERIFICATO (54%)	NON VERIFICATO (78%)
		Ribaltamento con cuneo	0,1	VERIFICATO	

Tabella 5.19 Tabella riassuntiva risultati analisi locale LC2

Capitolo 6

Applicazione della
metodologia Vulnus

Capitolo 6 - Applicazione della metodologia Vulnus

6.1 Applicazione della metodologia Vulnus

E' stato realizzato uno studio di vulnerabilità sismica mediante l'utilizzo del software Vulnus (versione vb4.0). La metodologia utilizzata da tale programma si basa sulla formulazione di valutazioni di livello critico di accelerazione orizzontale media applicata alle masse dell'edificio oggetto di studio. Tale livello critico corrisponde all'attivazione dei meccanismi di collasso della singola parete e, nel piano, dei due sistemi di pareti parallele (o quasi parallele) accoppiate rigidamente dai solai.

Mediante la metodologia Vulnus si effettua quindi un'analisi speditiva di vulnerabilità sismica di edifici nel loro insieme e consente di produrre valutazioni di tipo statistico sui risultati relativi anche ad interi agglomerati. I parametri utilizzati da questo software descrivono essenzialmente la probabilità di un edificio di sopravvivere ad un sisma di una determinata intensità, pur manifestando un certo livello di danno.

La determinazione dei parametri si basa preliminarmente sulla conoscenza dei meccanismi di rottura che si possono verificare in un edificio in muratura, e che dipendono fondamentalmente dalle caratteristiche stesse della muratura e dal grado di confinamento della stessa con pareti ortogonali o con solai e copertura.

Vulnus consente l'analisi di vulnerabilità degli edifici in muratura tramite la valutazione di due differenti comportamenti a rottura: la rottura a taglio delle pareti, generalmente quelle situate al piano terra o ai piani con un maggior numero di aperture, e la formazione di meccanismi di collasso che possono interessare tutta l'altezza della parete o solo porzioni, nelle pareti perimetrali. Il primo comportamento è solitamente prevalente nelle costruzioni che hanno murature di buona qualità e in cui siano presenti solai sufficientemente rigidi e buoni ammorsamenti tra le pareti ortogonali; il secondo comportamento invece risulta prevalente in edifici con murature scadenti e con scarso confinamento.

Il modello di vulnerabilità Vulnus dipende essenzialmente da tre indici denominati rispettivamente I1, I2 ed I3 che opportunamente combinati tra loro permettono di formulare il giudizio complessivo di vulnerabilità sismica.

In particolare:

- I1 viene definito come rapporto tra la resistenza ultima al taglio (V) nel piano medio del sistema di pareti (accoppiate in modo rigido attraverso i solai) al peso totale dell'edificio (W).
Tale parametro è adimensionale ed assume il significato di rapporto critico fra accelerazione media delle masse (A) e accelerazione di gravità (g).
- I2 è invece definito come il rapporto tra l'accelerazione media di attivazione dei meccanismi fuori piano considerata nelle condizioni più critiche e l'accelerazioni di gravità. Vengono valutate e sommate, tramite analisi limite, le resistenze dei pannelli verticali di muratura (vincolati ai solai tramite forze di confinamento di entità prefissata) e dei pannelli orizzontali (vincolati ai muri trasversali nelle zone nodali).
- I3 infine è definito come la somma pesata dei punteggi dei fattori parziali di vulnerabilità considerati nella scheda G.N.D.T di II livello. Tale indice assume un valore compreso tra 0, che corrisponde ad un edificio costruito "a regola d'arte" o in accordo con le normative antisismiche, ed 1. Si tratta di un parametro che tiene conto di fattori qualitativi che non vengono considerati dai parametri di calcolo.

Il programma elabora i tre indici rapportandoli ai valori di accelerazione sismica attesi per il luogo e fornisce un giudizio di vulnerabilità sismica; è possibile inoltre valutare i livelli attesi di danno, per vari tipi di eventi sismici, attraverso la creazione di curve di fragilità che vanno a rapportarsi con la scala macrosismica EMS98.

6.1.2 Caratteristiche del software

Il programma Vulnus 4.0 lavora fondamentalmente attraverso la compilazione di schede di rilievo che consentono di valutare l'affidabilità della struttura esistente stabilendo la loro vulnerabilità nel caso di sollecitazione da parte di azioni sismiche.

L'azione principale del programma è quella di effettuare una analisi statica equivalente della costruzione, che si basa sulla valutazione del livello critico di accelerazione orizzontale media applicata alle masse dell'edificio, che porta all'attivazione di cinatismi di collasso nel piano e fuori piano.

Di seguito si riporta la scheda di rilievo Vulnus, la cui compilazione permette di raccogliere i dati di input da inserire nel programma.

UNIVERSITA' DI PADOVA – DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI e TRASPORTI
 Scheda di rilievo della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura

Pianta schematica dell'edificio					Caratteristiche generali dell'edificio					
					Materiale Pareti (A)	Conservazione Materiale (B)	Numero Piani	Tipo Solai (C)	Regolarità Pianta (D)	
					Altezza Edificio (cm)	Superficie Edificio (m ²)	Orditura Solai (F)	Regolarità Impalcati (G) (piano irregolare)		
					Numero cordoli perimetrali :					
					Contenimento sulle pareti parallele alla direzione X Y					
Coefficiente d'Attrito μ (+)		Numero Catene	Lunghezza prospetto (cm)	Coefficiente d'Attrito μ (+)		Numero Catene	Lunghezza prospetto (cm)			
Caratteristiche delle pareti										
Indice Parete	Direzione Parete gradi	Nodo Iniziale Setto	Numero Setto	Nodo Finale Setto	Spessore Piano Terra (cm)	Lunghezza Setto (cm)	Lunghezza Fori (cm)	Spalle Estremità (E)	Spessore Piano Ultimo (cm)	Piani Edificio Contiguo
+ : Si deve inserire il valore del coefficiente d'attrito μ solo nel caso di assenza di cordoli										

Figura 6.1 Scheda di rilievo Vulnus

Altro strumento su cui si basa l'utilizzo corretto del software Vulnus 4.0 è la scheda di rilievo G.N.D.T che contiene informazioni riguardanti sia i parametri che le classi in cui suddividere i

parametri stessi. Contiene inoltre un giudizio sulla qualità dell' informazione stessa, sugli elementi da tenere in considerazione ai fini della valutazione e degli schemi grafici per avere riferimenti più precisi.

G.N.D.T. – SCHEDA DI VULNERABILITÀ DI 2° LIVELLO (MURATURA)



Codice ISTAT Provincia ¹ _____		Codice ISTAT Comune ³ _____		Scheda N° ⁷ _____	
PARAMETRI	Classi	Qual. Inf.	ELEMENTI DI VALUTAZIONE		SCHEMI – RICHIAMI
1	TIPO ED ORGANIZZAZIONE DEL SISTEMA RESISTENTE (S.R.)	11 _____ 22 _____	Norme nuove costruzioni (Clas. A) ³³	<input type="checkbox"/> 1	Parametro 3. Resistenza convenzionale
			Norme riparazioni (Clas. A)	<input type="checkbox"/> 2	
			Cordoli e catene tutti i livelli (Clas. B)	<input type="checkbox"/> 3	
			Buoni ammassam. fra muri (Clas. C)	<input type="checkbox"/> 4	
			Senza cordoli cattivi ammass. (Clas. D)	<input type="checkbox"/> 5	
2	QUALITÀ DEL S.R.	12 _____ 23 _____	(vedi manuale) ³⁴ _____		Tipologia strutture verticali τ_x (t/mq)
3	RESISTENZA CONVENZIONALE	13 _____ 24 _____	Numero di piani N ³⁵	_____	Minimo tra A_x ed A_y A (mq) _____
			Area totale coperta A_t (mq) ³⁷	_____	Massimo tra A_x ed A_y A (mq) _____
			Area A_x (mq) ⁴¹	_____	Coeff. $a_0 = A_t / A_x$ _____ Coeff. $\gamma = B/A$ _____
			Area A_y (mq) ⁴⁴	_____	$q = (A_x + A_y) h p_m / A_t + p_s$ _____
			τ_x (t/mq) ⁴⁷	_____	$C = \frac{a_0 \tau_x}{q N} \sqrt{1 + \frac{q N}{1,5 q_s \tau_x (1 + \gamma)}}$
			Alt. media interpiano h (m) ⁵⁰	_____	$\alpha = C/0,4$ _____
			Peso specifico pareti p_m (t/mc) ⁵²	_____	Parametro 6. Configurazione planimetrica
Carico permanente solai p_s (t/mq) ⁵⁴	_____				
4	POSIZIONE EDIFICIO E FONDAZIONE	14 _____ 25 _____	Pendenza percentuale del terreno ⁵⁶	_____	Parametro 7. Configurazione in elevazione
			Roccia Fondazioni: Si <input type="checkbox"/> 1 No <input type="checkbox"/> 2		
			Terr. sciolto non sping. Fond. Si <input type="checkbox"/> 3 No <input type="checkbox"/> 4		
			Terr. sciolto spingente. Fond. Si <input type="checkbox"/> 5 No <input type="checkbox"/> 6		
Differen. max di quota Δh (m) ⁵⁸	_____				
5	ORIZZONTAMENTI	15 _____ 26 _____	Piani sfalsati Si <input type="checkbox"/> 1 No <input type="checkbox"/> 2		Parametro 9. Copertura
			Orizzontamenti rigidi e ben collegati ⁶³	<input type="checkbox"/> 1	
			Orizzontam. deformabili e ben collegati	<input type="checkbox"/> 2	
			Orizzontam. rigidi e mal collegati	<input type="checkbox"/> 3	
			Orizzontam. deformabili e mal collegati	<input type="checkbox"/> 4	
% Orizzontam. rigidi e ben collegati ⁶⁴	_____				
6	CONFIGURAZIONE PLANIMETRICA	16 _____ 27 _____	Rapporto percentuale $\beta_1 = a/l$ ⁶⁶	_____	Coperture spingenti (tipologia M)
			Rapporto percentuale $\beta_2 = b/l$ ⁷⁰	_____	
7	CONFIGURAZIONE IN ELEVAZIONE	17 _____ 28 _____	% aumento (+) o diminuzione(-) di massa ⁷⁴	_____	Coperture poco spingenti (tipologia N)
			Rapporto percentuale T/H ⁷⁷	_____	
			Percentuale superficie porticata ⁷⁹	_____	
			Piano terra porticato Si <input type="checkbox"/> 1 No <input type="checkbox"/> 2		
8	D _{max} MURATURE	18 _____ 29 _____	Rapporto massimo l/s ⁸²	_____	Coperture non spingenti (tipologia O)
			Copert. non sp. ⁸⁴ poco sp. <input type="checkbox"/> 1 sp. <input type="checkbox"/> 2		
9	COPERTURA	19 _____ 30 _____	Cordoli in copertura Si ⁸⁵ <input type="checkbox"/> 1 No <input type="checkbox"/> 2		
			Catene in copertura Si ⁸⁶ <input type="checkbox"/> 1 No <input type="checkbox"/> 2		
			Carico perman. coper. p_c (t/mq) ⁸⁷	_____	
			Lungh. appoggio coper. l_s (m) ⁹⁰	_____	
			Perimetro copertura l (m) ⁹³	_____	
10	ELEM. NON STRUTT.	20 _____ 31 _____	(Vedi manuale)		
11	STATO DI FATTO	21 _____ 32 _____	(Vedi manuale)		

Figura 6.2. Scheda di rilievo G.N.D.T. di II livello.

La scheda in questione è costituita da 11 parametri sui quali l'utente deve fornire una valutazione per poter permettere al modello di essere completo e quindi di poter elaborare il giudizio finale di vulnerabilità.

I parametri considerati sono dettagliatamente spiegati nel Manuale per la compilazione della scheda G.N.D.T di II livello a cui si fa riferimento per eventuali spiegazioni maggiormente dettagliate:

- Tipo e organizzazione del sistema resistente
- Qualità del sistema resistente
- Resistenza convenzionale
- Posizione edificio e fondazioni
- Orizzontamenti
- Configurazione planimetrica
- Configurazione in elevazione
- Distanza massima fra le murature
- Copertura
- Elementi non strutturali
- Stato di fatto

A ciascuno di questi parametri viene attribuito un primo giudizio riguardante il parametro stesso; a questa viene successivamente affiancato un parametro che esprime il grado di qualità dell'informazione inserita che si distingue in: E (elevato), M (medio), B (basso) o A (assente). Tramite questo inserimento il software potrà attribuire pesi diversi alle informazioni inserite in base anche al grado di certezza delle stesse.

Al termine dell'inserimento di tutti i dati il programma consente di effettuare una analisi statistica sui dati ottenuti attraverso l'inserimento di valori dell'azione sismica calcolati da normativa, ma consente anche all'utente di inserire altri valori specifici. Si ottiene così un giudizio di vulnerabilità del sisma nei confronti dell'azione sismica introdotta e viene inoltre fornita una previsione sul grado di sopravvivenza dell'edificio in caso di sisma.

6.2 Applicazione della metodologia all' edificio oggetto di studio

Essendo il Palazzetto di Costruzioni Marittime un edificio considerabile come di modeste dimensioni e non suddivisibile in diverse unità strutturali è stato deciso l'inserimento all' interno del software Vulnus 4.0 come una unica unità.

La metodologia di archiviazione dei dati nel software Vulnus è realizzata attraverso la schematizzazione della pianta più rappresentativa dell' intero edificio identificando con numeri in ordine progressivo i nodi (creati all' intersezione di uno o più setti), le pareti e i setti.

Ai fini di uno studio il più corretto possibile si è deciso di considerare il piano più rappresentativo, ovvero il piano terra del Palazzetto di Costruzioni Marittime, piano in cui ovviamente la forza sismica è maggiormente gravosa.

Nella fase di archiviazione è necessario registrare ciascuna parete individuata nell' edificio, inserendo poi la eventuale suddivisione in setti e, per ciascuno di essi, le caratteristiche geometriche: nodo iniziale e nodo finale, lunghezza, spessore, lunghezza totale delle aperture e le caratteristiche delle spalle dei fori (in particolare indicando per entrambe le spalle, iniziale e finale, l'eventuale regolarità o irregolarità). Per l'inserimento del dato relativo alle aperture in facciata si è assunto un valore medio dei vari piani.



Figura 6.3. Schematizzazione della suddivisione in pareti, setti e nodi sovrapposta alla pianta del piano terra.

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva con tutti i dati relativi ai diversi setti:

Indice Parete	Direzione parete gradi	Numero setto	Nodo iniziale setto	Nodo finale setto	Spessore PT (cm)	Lunghezza setto (cm)	Spalle Estremità	Spessore ultimo piano (cm)	Piani edificio contiguo
1	85	1	1	2	38	433	Regolamentari	38	0
	85	2	2	3	38	426	Regolamentari	38	0
	85	3	3	4	38	409	Finale non regolamentare	38	0
	85	4	4	5	38	531	Iniziale non regolamentare	38	0
2	179	1	5	6	38	589	Finale non regolamentare	38	0
	179	2	6	7	38	547	Finale non regolamentare	38	0
	179	3	7	8	38	292	Regolamentari	38	0

Capitolo 6 Applicazione della metodologia Vulnus

3	87	1	8	9	38	452	Regolamentari	38	0
4	2	1	9	10	36	209	Non regolamentari	36	0
	2	2	10	11	40	452	Non regolamentari	40	0
	2	3	11	12	40	473	Regolamentari	40	0
5	90	1	12	13	38	663	Regolamentari	38	1
	90	2	13	14	38	356	Non regolamentari	38	1
	90	3	14	16	38	308	Non regolamentari	38	1
	90	4	16	17	45	331	Non regolamentari	38	0
6	0	1	17	18	45	512	Non regolamentari	38	0
	0	2	18	19	45	444	Non regolamentari	38	0
	0	3	19	20	45	491	Non regolamentari	38	0
7	87	1	20	21	45	328	Non regolamentari	38	0
	87	2	21	31	45	495	Non regolamentari	30	-1
	87	3	31	30	34	585	Spalla iniziale non regolamentare	28	-1
	87	4	30	29	34	585	Regolamentari	37	-1
	87	5	29	7	25	438	Regolamentari	-	-1
8	0	1	1	22	38	462	Non regolamentari	38	0
	0	2	22	21	38	538	Regolamentari	-	0
	0	3	21	32	38	494	Regolamentari	-	-1
	0	4	32	36	38	446	Non regolamentari	-	-1
	0	5	36	16	38	514	Regolamentari	-	-1
9	89	1	11	33	30	647	Regolamentari	30	-1
	89	2	33	35	30	359	Non regolamentari	30	-1

Capitolo 6 Applicazione della metodologia Vulnus

	89	3	35	36	30	267	Regolamentari	30	-1
	89	4	36	18	30	330	Non regolamentari	30	-1
10	89	1	10	32	30	1329	Regolamentari	30	-1
	89	2	32	19	30	329	Non regolamentari	30	-1
11	179	1	13	33	32	518	Non identificate	32	-1
12	179	1	14	35	32	514	Non identificate	32	-1
13	179	1	30	26	27	567	Non identificate	27	-1
14	179	1	27	4	37	542	Non identificate	37	-1
15	178	1	25	3	30	516	Non identificate	30	-1
16	179	1	2	23	30	489	Non identificate	30	-1
17	179	1	24	31	40	552	Non regolamentari	40	-1
18	87	1	22	23	33	437	Iniziale non regolamentare	33	-1
	87	2	23	24	33	64	Non identificate	34	-1
	87	3	24	25	33	372	Iniziale non regolamentare	34	-1
	87	4	25	26	33	219	Non identificate	34	-1
	87	5	26	27	33	159	Finale non regolamentare	34	-1
	87	6	27	28	33	219	Non regolamentari	34	-1
	87	7	27	6	33	531	Non regolamentari	34	-1

Tabella 6.1 Tabella riassuntiva pareti e setti

Come in tutto il corso dello studio sull' edificio si è ipotizzato che le pareti siano composte da muratura in mattoni pieni con malta di calce. I dati relativi alle caratteristiche dei materiali sono:

Materiale	Muratura in mattoni
Resistenza a compressione	1,77 MPa
Resistenza a trazione	0,44 MPa
Densità specifica	1800 kg/mc

Tabella 6.2 Caratteristiche materiale muratura in mattoni

Per quanto riguarda gli orizzontamenti dell' edificio il programma chiede unicamente una classificazione della tipologia di solaio in base al peso, in particolare: molto leggero (1,5 KN/mq), leggero (3,0 KN/mq), Medio (4,5 KN/mq), pesante (6,0 KN/mq) e molto pesante (7,5 KN/mq). Avendo l'edificio una prevalenza di orizzontamenti lignei con alcune eccezioni in laterocemento è stato scelto di selezionare la dicitura "Leggero" facendo una media dei diversi pesi degli orizzontamenti.

6.2.1 Determinazione dei parametri sismici

Nell' analisi della vulnerabilità sismica dell'edificio in questione, sono stati considerati i parametri sismici che si basano sulle NTC 2008, facendo riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Coordinate geografiche Padova	Latitudine	45,40455
	Longitudine	11,87914
Accelerazione orizzontale massima al sito (SLV)	a_g	0,099
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	F_0	2,597
Periodo di inizio del tratto a velocità	T_c^*	0,342

costante dello spettro in accelerazione orizzontale		
Vita Nominale	V_N	50
Classe d'uso e del relativo valore del coefficiente d'uso	C_u	1,5
Periodo di riferimento dell'azione sismica	V_R	75
Probabilità di superamento per SLV	P_{VR}	10%
Tempo di ritorno dell' azione sismica	T_R	712
Categoria		D
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_s	1,80
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1,00
Coefficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche	$S = S_s \cdot S_T$	1,80
Coefficiente funzione della categoria di sottosuolo	C_c	2,137
Fattore di struttura	q	3
Periodo corrispondente all' inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro	T_B	0,244
Periodo corrispondente all' inizio del tratto a spostamento costante dello spettro	T_D	1,995
Spettro di progetto della componente orizzontale	$S_d(T)$	0,154

Tabella 6.3 Parametri sismici

Per le analisi condotte per quanto riguarda il Palazzetto di Costruzioni Marittime sono stati utilizzati tre valori di a_g :

- $a_g=0,193$
- $a_g=0,105$

- $a_g=0,054$

Per ricavare l'accelerazione orizzontale a partire dall'intensità macrosismica del terremoto è stata utilizzata la relazione di Gaugenti-Petrini:

$$\ln\left(\frac{a}{g}\right) = 0,602 I_s - 7,703$$

6.2.2 Calcolo degli indici I1 e I2

La procedura di calcolo automatico di Vulnus, una volta calcolati i valori degli indici di I1 e I2, permette di svolgere una analisi statistica dei due indici. Nel caso in cui gli edifici studiati siano più di uno, il programma consente di ricavare i due indici, il valore minimo, il valore medio, lo scarto quadratico medio e il coefficiente di variazione. In questo caso, essendo l'edificio unico avremo:

I1	I2	I1/I2	Densità specifica equivalente (kg/mc)	Volume (mc)	Peso
0,663	0,216	3,07	2606	4954	1652

Tabella 6.4 Risultati I1 e I2

Gli indici I1 e I2 non hanno valori confrontabili tra loro. L'indice I1 risulta essere più grande dell'indice I2, il che significa che la struttura risulta essere maggiormente vulnerabile ad azioni fuori piano piuttosto che ad azioni nel piano, risultato in linea con l'ipotesi di scarso confinamento causato da un cattivo ammassamento tra le pareti ed i solai non adeguatamente connessi alle murature verticali portanti.

6.2.3 Calcolo di I3

Arrivati a questo punto dell'analisi, per procedere con il calcolo dell'indice I3 sarà necessario compilare la scheda di rilievo G.N.D.T. Il calcolo di tale indice permette appunto, tramite l'inserimento dei parametri, di tenere conto di fattori positivi e negativi non considerati precedentemente. Per il calcolo dell'indice I3, Vulnus considererà soltanto sette degli undici parametri che andremo ad inserire nella scheda, poiché i parametri già considerati nella valutazione attraverso I1 e I2 vengono trascurati.

Parametro	Classe	Qualità informazione
Tipo ed organizzazione del sistema resistente	D	M
Qualità del sistema resistente	A	M
Resistenza convenzionale	C	B
Posizione edificio e fondazione	A	M
Orizzontamenti	D	B
Configurazione planimetrica	C	M
Configurazione in elevazione	B	E
Dmax murature	B	M
Copertura	C	B
Elementi non strutturali	B	M
Stato di fatto	B	M

Tabella 6.5 – Risultati della scheda GNDT di II livello

Dall' inserimento di tali parametri otteniamo

$$I3 = 0,367$$

$$I \text{ GNDT} = 217,5$$

$$I \text{ GNDT Norm} = 0,569$$

Una volta calcolato anche il valore di I3 è stato possibile fornire un giudizio di vulnerabilità relativo ai diversi valori di a/g precedentemente determinati. Il giudizio si tratta di un giudizio di natura qualitativa che viene valutato attraverso questa scala:

0 = molto piccola

1 = piccola

2 = media

3 = grande

4 = molto grande

In particolare per i valori di a/g considerati si avrà:

- $a/g = 0,193$ vulnerabilità MEDIA
- $a/g = 0,105$ vulnerabilità MOLTO PICCOLA
- $a/g=0,054$ vulnerabilità MOLTO PICCOLA

Come si può evincere dai risultati ottenuti, per il sisma con a/g maggiore il giudizio prodotto dal software risulta essere di vulnerabilità media; con questo tipo di affermazione si intende che, in seguito all'azione sismica, si manifestano sul manufatto lesioni diffuse, ma ancora non si attivano i meccanismi fuori piano che invece si possono associare ad un grado di vulnerabilità grande.

Per gli altri valori di a/g la vulnerabilità è molto piccola e ciò comporta il manifestarsi di lesioni irrilevanti e isolate.

6.2.4 Frequenze attese di danno

La vulnerabilità può essere definita anche determinando i valori attesi di danno grave $E[V_g]$ al variare dell' accelerazione, in funzione del rapporto PGA/g , ovvero tra accelerazione di picco al suolo e accelerazione di gravità.

Vulnus crea così dei diagrammi costituiti da tre curve che rappresentano dei limiti superiori, inferiori e i valori centrali, chiamate "Curve di fragilità" e che permettono di stimare il valore atteso di frequenza di danno grave, inoltre attraverso la misurazione della distanza tra le curve limite superiore ed inferiore è possibile avere una valutazione sull' incertezza del valore ottenuto.

In riferimento ai valori di $E(V_g)$ relativi ai diversi rapporti PGA/g , vengono elaborati dei grafici costituiti dalle tre curve di fragilità e dai valori di a/g relativi ai terremoti analizzati.

In figura viene riportata la curva di fragilità ottenuta: essa fornisce indicazione relative alla vulnerabilità, al variare dei tre valori di PGA/g considerati. Anche in questo caso il risultato finale ha portato ad un giudizio di vulnerabilità molto grande con riferimento ai sismi aventi valore di accelerazione più alto.

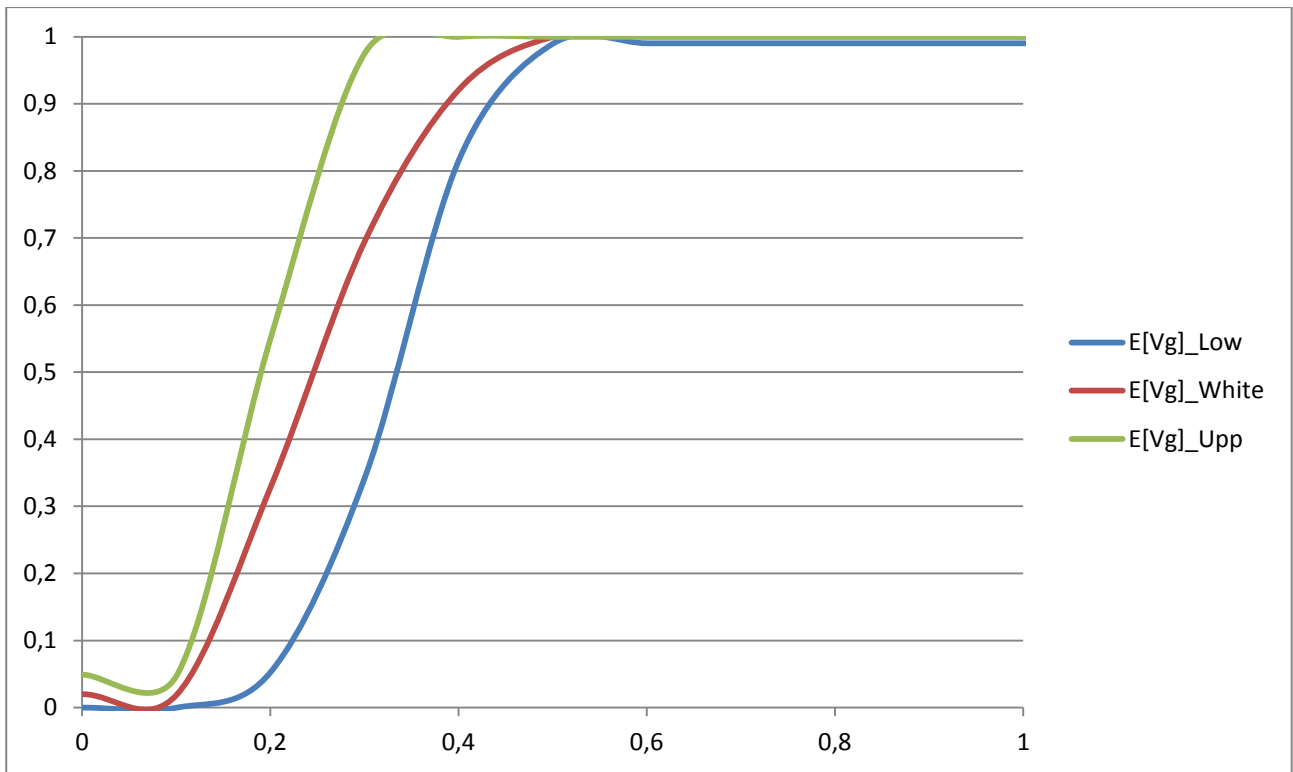


Grafico 6.1: curve di fragilità per il palazzetto di Costruzioni Marittime

Attraverso il software Vulnus è possibile suddividere gli edifici nelle classi di Vulnerabilità macrosismica definite nella EMS 98. Tale operazione risulta possibile attraverso il confronto della curva di fragilità ottenuta dall'analisi con quella definita nell'EMS 98 per le classi macrosismiche A, B e C per matrici di probabilità di danno maggiore di D2 (danno moderato), o di D3 (danno grave). Il risultato del confronto tra le due curve viene fornito dal programma attraverso grafici che presentano in ascissa l'intensità macrosismica e in ordinata la percentuale di edifici che subisce il danno.

Nel caso in esame si è individuata la classe di vulnerabilità A in funzione della matrice di probabilità di danno >D2 sulla base dei confronti con le curve EMS98.

Capitolo 7

Valutazione della
vulnerabilità sismica
mediante analisi
numerica: il software
3Muri

Capitolo 7 – Valutazione della vulnerabilità sismica mediante analisi numerica: il software 3Muri

7.1 Il modello di calcolo 3Muri

Per la realizzazione di un' analisi globale si è deciso di appoggiarsi al software 3Muri prodotto StaData. Si è scelto di effettuare un' analisi di tipo non lineare statica equivalente, chiamata anche analisi incrementale a collasso o "push-over". Secondo quanto riportato nelle Linee Guida, questa modalità di verifica implica l'applicazione incrementale di forze statiche orizzontali ad un modello della struttura soggetto a carichi gravitazionali, e con comportamento non lineare del materiale. Tali forze portano la struttura in campo non lineare conducendola fino al collasso.

I risultati a cui si giunge con questo tipo di analisi sono riassunti in un diagramma taglio alla base – spostamento del nodo di controllo ; in questo modo è possibile la costruzione di una curva di capacità che riconduce alla ricerca del d^* max (spostamento massimo) di un sistema a NGDL a quello di un sistema equivalente a 1GDL. Tale curva di capacità è rappresentazione delle caratteristiche intrinseche dell' edificio quali geometria e resistenza dei materiali.

In fase di verifica verranno confrontati direttamente la curva di capacità e la domanda di spostamento d^* max calcolata secondo le indicazioni che vengono fornite dalla normativa.

Il modello di riferimento su cui si basa il software 3Muri è quello a telaio equivalente tridimensionale. Per gli edifici in muratura, le pareti sono schematizzate come un telaio composto da tre tipologie di elementi, i maschi murari e le fasce di piano, che sono gli elementi resistenti dove si concentrano le deformazioni e i danni provocati dall'azione verticale e sismica e i nodi rigidi, che consentono l'unione degli elementi. Le pareti saranno interconnesse tra loro dagli orizzontamenti, modellati come diaframmi il cui compito è quello del trasferimento dei carichi orizzontali e di irrigidimento della struttura. La suddivisione delle pareti in tratti verticali e il successivo inserimento delle aperture permette di individuare i maschi murari e le fasce di piano, che sono di fatto pannelli murari a due nodi, ciascuno dei quali dotati di tre Gdl e due aggiuntivi, poiché si assume che il macroelemento parete non possa ruotare in direzione z. Il trasferimento delle azioni avviene attraverso i nodi incidenti, ai quali le pareti sono connesse. Il programma

applica queste semplificazioni per arrivare a creare una mesh che rappresenta la parete intelaiata, secondo i criteri appena descritti.

7.1.1 Inserimento e descrizione del modello

Per realizzare il modello, la prima fase si realizza attraverso l'inserimento di un file dxf che rappresenti la pianta dell'edificio e che viene trasferito nel programma 3Muri. Partendo dal disegno architettonico si tracciano le pareti, che rappresentano gli elementi verticali resistenti in muratura. Nelle varie fasi della realizzazione del modello è poi possibile suddividere ogni parete in sottopareti, permettendo così di attribuire a ciascun segmento caratteristiche differenti. L'interfaccia del programma è suddivisa in schede che permettono di eseguire in sequenza le fasi per la realizzazione del modello.

La scheda "Pareti" permette appunto di tracciare le aste che formeranno la struttura portante dell'intero edificio. Si rende noto come siano state realizzate delle semplificazioni per quanto riguarda la struttura in pianta poiché il software non permette un grado di dettaglio elevato per quanto riguarda le piccole rotazioni relative di una parete rispetto all'altra.

Attraverso la scheda "struttura" sarà possibile attribuire a ciascuna parete tracciata i parametri meccanici e geometrici che la contraddistinguono, utilizzando le diverse opzioni presenti nella scheda "struttura".

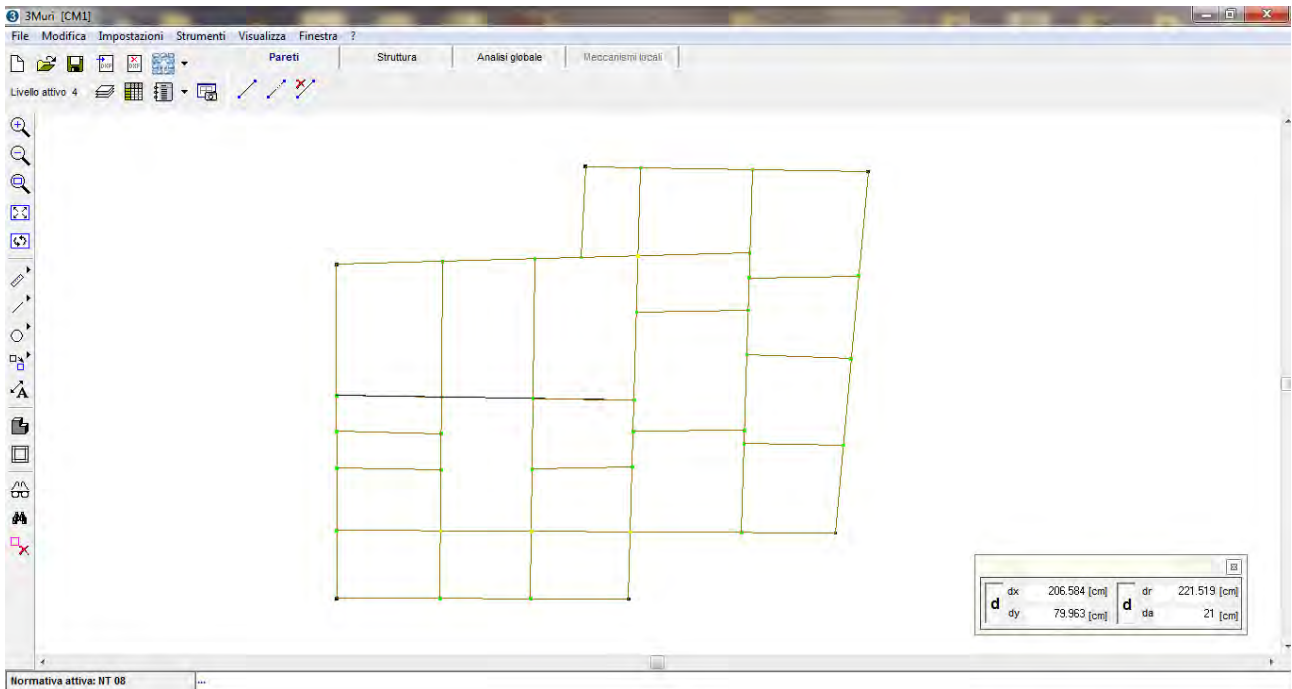


Figura 7.01: Interfaccia del software 3Muri, visualizzazione dell'area di lavoro "Pareti" e tracciamento degli assi principali della struttura del Palazzetto di Costruzioni Marittime

Il passo successivo è l'introduzione delle caratteristiche di ciascuna componente strutturale dell'edificio: per ciascuna parete è necessario indicare, attraverso il menù "struttura", le caratteristiche geometriche e quelle del materiale costituente.

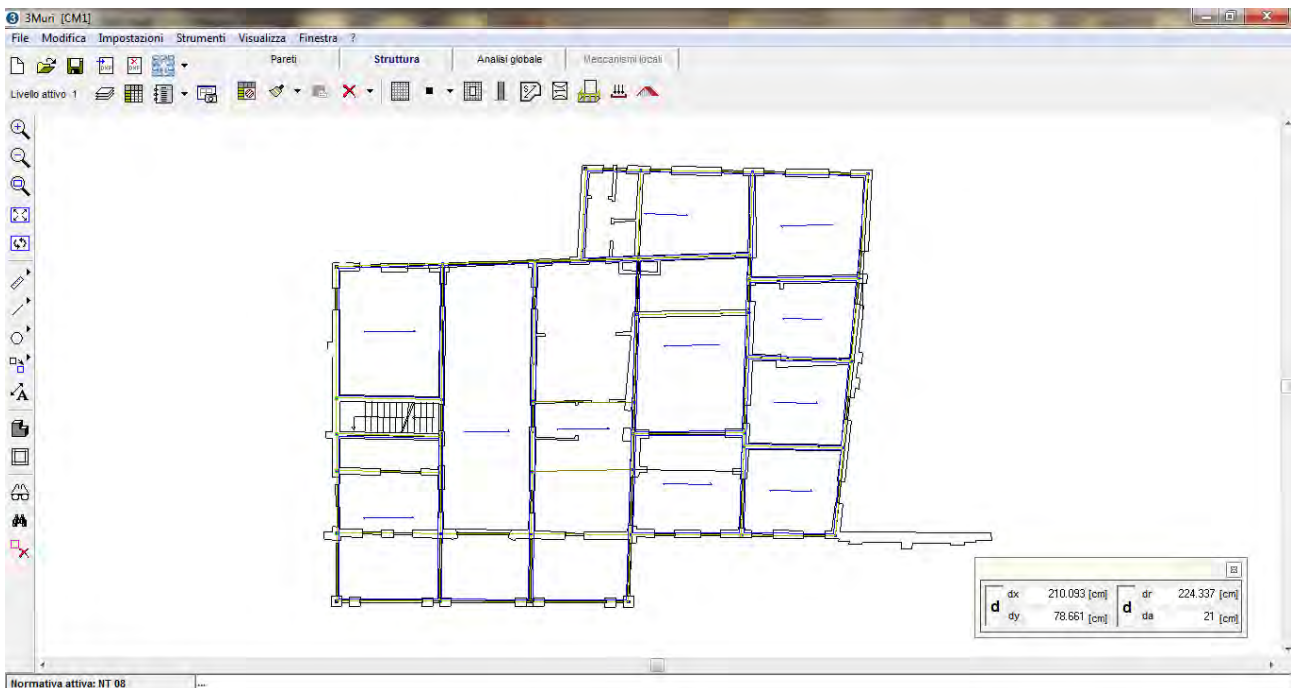


Figura 7.02: Interfaccia del software 3Muri, visualizzazione dell'area di lavoro "Struttura"

La modellazione dell'edificio viene realizzata attraverso l'utilizzo di pareti che assumono il ruolo di elementi resistenti, sia nei riguardi dei carichi verticali che ovviamente nei riguardi dei carichi orizzontali: gli orizzontamenti hanno il ruolo di trasferire i carichi verticali agenti su di essi alle strutture verticali, e di ridistribuire le azioni orizzontali sulle pareti di incidenza. Si ricorda come, in questo tipo di modellazione viene completamente trascurata la resistenza delle pareti in direzione ortogonale al proprio piano.

La modellazione dell'edificio viene realizzata mediante l'inserimento di pareti che vengono suddivise in macroelementi che rappresentano maschi murari e fasce di piano deformabili. I maschi e le fasce di piano sono confinanti con le aperture, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce. La concezione matematica utilizzata permette al software di riconoscere il meccanismo di danno a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione nelle aree laterali del macroelemento, in modo da percepire la dinamica del danneggiamento il più possibile vicina alla realtà.

I nodi del modello sono nodi tridimensionali a 5 gradi di libertà (le tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale e le rotazioni intorno agli assi X e Y) o nodi bidimensionali a 3 gradi di libertà (due traslazioni e una rotazione nel piano della parete). Quelli tridimensionali vengono usati per permettere il trasferimento delle azioni, da un primo muro a un secondo, disposto trasversalmente rispetto al primo. I nodi di tipo bidimensionale hanno gradi di libertà unicamente nel piano stesso della parete, e garantiscono il trasferimento degli stati di sollecitazione tra i vari punti della stessa.

Gli orizzontamenti sono modellati con elementi di solaio a tre nodi, connessi a nodi tridimensionali; vengono caricati con direzione perpendicolare al loro piano sia dai carichi permanenti che da quelli accidentali. Per questo motivo l'elemento finito di solaio viene definito con una rigidità assiale, ma senza rigidità flessionale, in quanto il comportamento principale che il software si propone di indagare è quello relativo al carico orizzontale dovuto al sisma.

Si procede con la costruzione del modello per livelli, fino a giungere alla completa realizzazione dell'edificio.

In particolare per la creazione del modello dell'edificio oggetto di studio si è optato per

- Per le pareti verticali: mattoni pieni e malta di calce

- Per gli orizzontamenti solaio in latero cemento e solaio in legno con soletta in calcestruzzo

A causa di alcune limitazioni imposte dal software è stato necessario realizzare alcune semplificazioni del modello sia in pianta che in elevazione:

- sono state allineate le pareti la cui inclinazione è minima rispetto alle pareti contigue poiché tale inclinazione viene ritenuta irrilevante dal programma.
- Data la geometria relativamente complessa dell'edificio, per quanto riguarda alcuni sfalsamenti di piano si è deciso di suddividere l'edificio in quattro differenti livelli effettuando comunque delle approssimazioni per evitare di dover creare troppi livelli e quindi di rischiare l'alterazione dei risultati delle analisi.

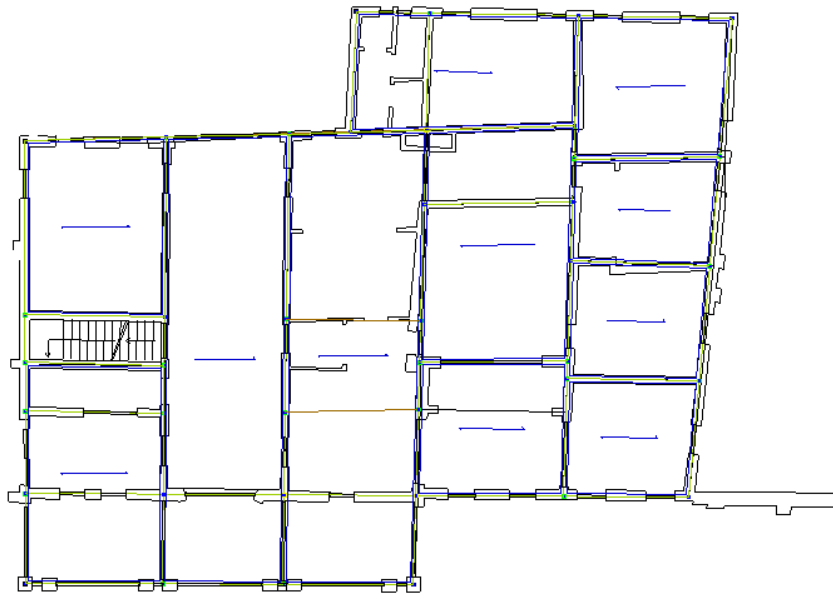


Figura 7.03 Pianta livello 1 (visualizzazione struttura)

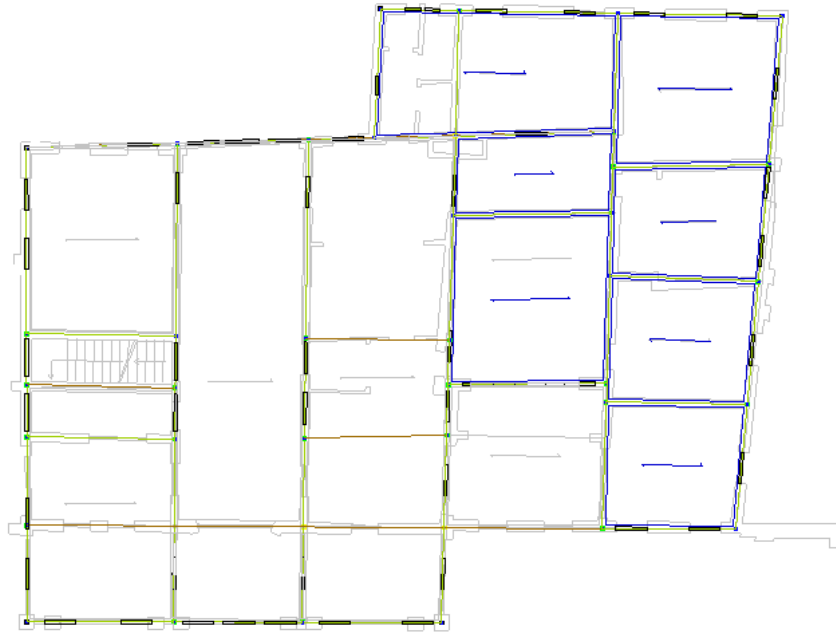


Figura 7.04 Pianta livello 2 (visualizzazione struttura)

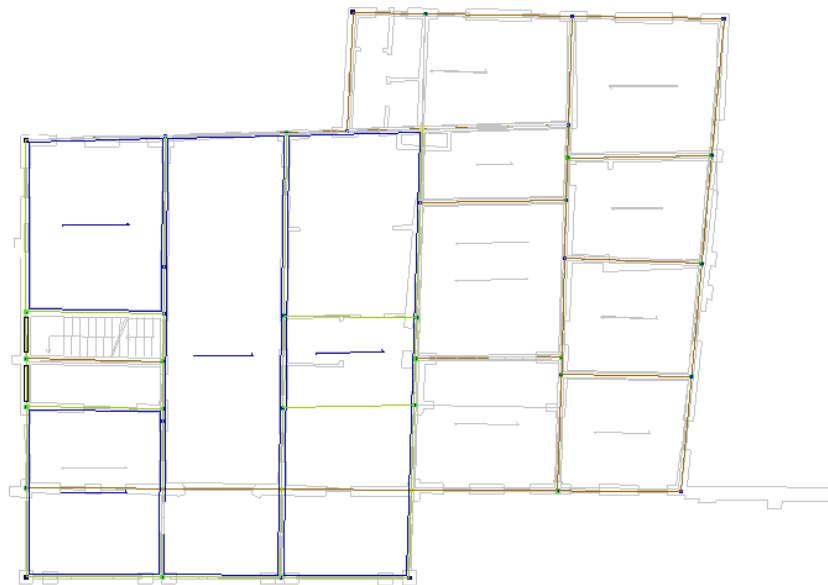


Figura 7.05 Pianta livello 3 (visualizzazione struttura)

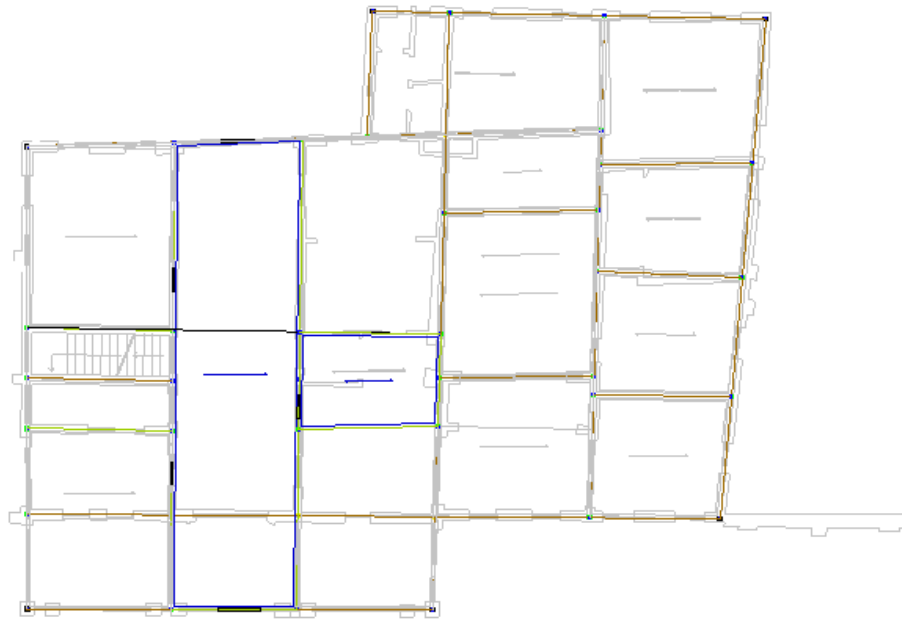


Figura 7.06 Pianta livello 4 (visualizzazione struttura)

Per l'inserimento dei materiali si è deciso, come già detto, per l'utilizzo di muratura in mattoni pieni con malta di calce e non sono stati inseriti parametri migliorativi. Sono stati definiti i parametri dei materiali utilizzando quindi i dati minimi tabellari forniti dal software stesso definito attraverso il tipo di muratura e il livello di conoscenza:

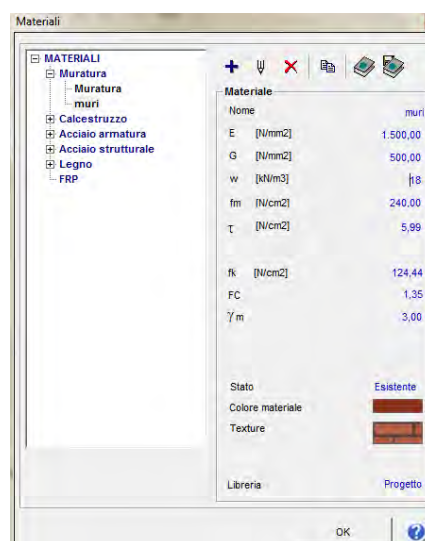


Figura 7.07: maschera di definizione del materiale muratura nel software 3Muri

Materiale	E [N/mm²]	G [N/mm²]	w [kN/m³]	f_m [N/cm²]	τ [N/cm²]
Muratura laterizio pieno	1500	500	18	240	5,99

Tabella 7.01 :caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati nel modello

Definendo:

- E modulo elastico della muratura
- G valore medio del modulo di elasticità tangenziale
- w peso specifico medio della muratura
- f_m resistenza media a compressione della muratura
- τ resistenza media a taglio della muratura

Per quanto riguarda gli orizzontamenti le due tipologie sono state inizialmente considerate senza alcun tipo di parametro migliorativo ed in particolare si è deciso per solai in “Laterocemento” e solai in “Legno con tavolato semplice”, scegliendo tra le diverse tipologie proposte dal software stesso nel menù di creazione del solaio.

Per operare a favore di sicurezza si è deciso per i solai in legno di non considerare l’opzione “travetti ben collegati alla muratura”, e per i solai in latero cemento di non considerare l’opzione “presenza di una soletta continua” in modo da operare sempre a favore di sicurezza considerando la situazione peggiore dal punto di vista strutturale.

I carichi permanenti strutturali e non strutturali agenti sui solai si ricavano dalla tipologia stessa del solaio, facendo riferimento all’ analisi dei carichi già precedentemente affrontata. I carichi di esercizio sono stati inseriti tenendo conto delle funzioni esercitate dall’edificio.

Il programma richiede l’inserimento dei carichi portati dai solai suddividendoli in:

- G_k carichi permanenti strutturali
- G_{k,agg} carichi permanenti non strutturali
- Q carichi accidentali

A causa di alcune incertezze riguardanti l'impianto costruttivo dell'intero edificio si è provveduto all'inserimento di alcune travi portanti a livello quattro in corrispondenza di alcune murature d'ambito che non possono essere ipotizzate come portanti. Sono state inoltre inserite altre due travi nella parete a nord ed in quella a sud a causa di un errore presentato dal software individuato come "instabilità dei nodi" riguardante eventuali nodi che non trovano appoggio adeguato sulla parete.

La copertura è stata modellata seguendo, per quanto possibile, l'andamento reale delle falde. Si articola su tre livelli diversi (livello 2, livello 3 e livello 4): la fase di modellazione consiste nell'assegnazione a ciascun nodo della copertura di una differente quota e il tracciamento conseguente delle falde con definizione dell'andamento della struttura portante della falda stessa. Come già detto, nella struttura reale del Palazzetto, la copertura è formata da struttura portante in legno con tavelloni in cotto: a causa dell'obbligo di scelta della tipologia di copertura solo tra quelle proposte dal software è stato necessario scegliere la tipologia "legno con travetti affiancati e tavolato semplice".

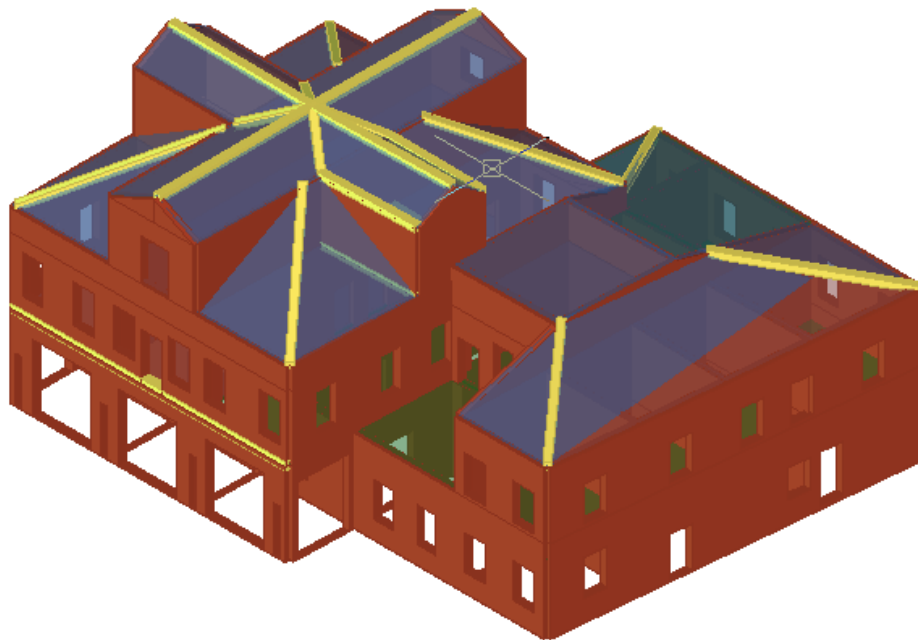


Figura7.08: modello tridimensionale del Palazzetto di Costruzioni Marittime

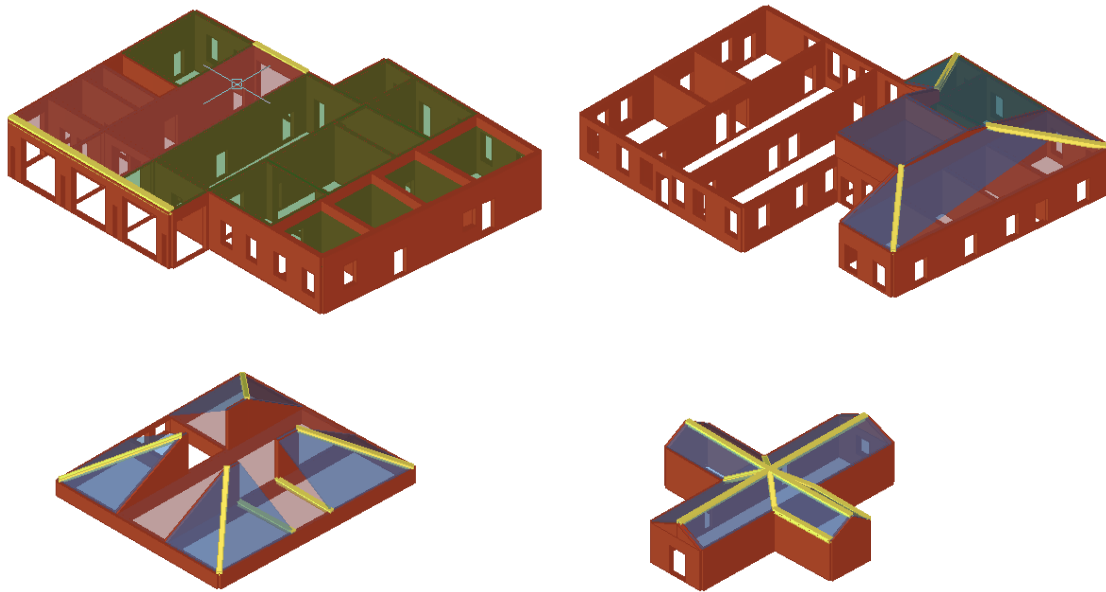


Figura7.09: modello tridimensionale del Palazzetto di Costruzioni Marittime

Una volta terminato l'input del modello il programma fornisce la possibilità di sottoporre il modello ad alcune verifiche per controllarne la corretta esecuzione e che possieda i requisiti minimi per essere analizzato. E' possibile accedere a tale funzione attraverso il menù a tendina "Strumenti" che inoltre permette di effettuare un' autocorrezione del modello e di controllare gli elementi strutturali e quindi di correggere eventuali irregolarità.

Una volta effettuati tutti i controlli e corretto gli errori segnalati si può procedere con la terza fase, ovvero con la vera e propria fase di elaborazione globale e di analisi.

Si lancia quindi la fase di creazione della mesh che permette il successivo calcolo delle analisi. La mesh consiste nella riproduzione sulle pareti dell' edificio dei macroelementi di cui si costituisce la struttura: maschi murari e fasce di piano.

I maschi murari vengono individuati a fianco delle aperture, le fasce di piano sono disposte sopra e sotto le aperture, mentre gli elementi che non sono confinanti con porte e finestre vengono considerati dal software come elementi con infinita rigidezza e vengono individuati da segmenti di colore nero nella mesh.

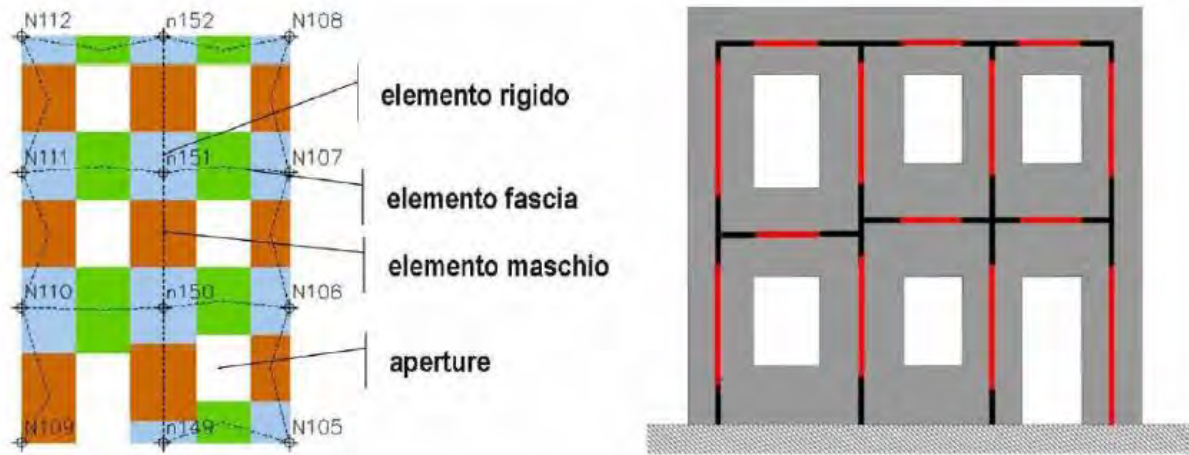


Figura 7.10 : Rappresentazione grafica dell'elaborazione della mesh: in marrone i maschi murari, in verde le fasce di piano, in azzurro gli elementi considerati infinitamente rigidi. A destra la rappresentazione del telaio equivalente.

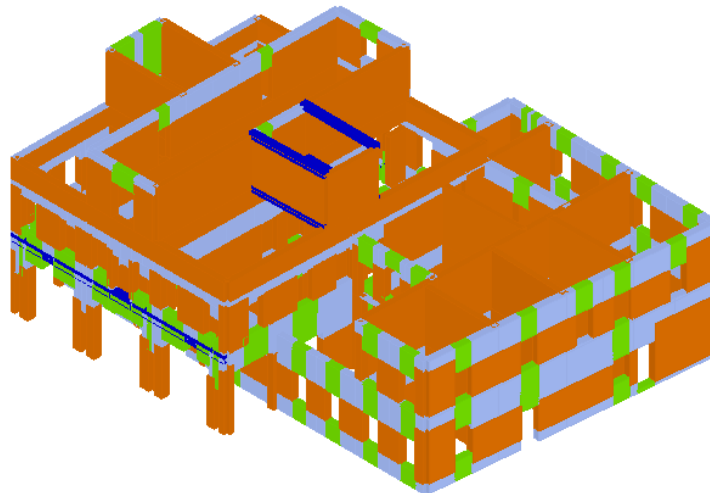


Figura 7.11 :Modello tridimensionale con rappresentazione della mesh dell'intero edificio

7.1.2 Analisi statica non lineare

Si procede quindi con l'analisi di tipo statico non lineare definita così poiché le forze sono applicate staticamente alla struttura e perché si valuta il comportamento della struttura anche in campo non lineare. Tale analisi attraverso delle semplificazioni, rispetto all'analisi dinamica, è decisamente meno onerosa dal punto di vista computazionale ma permette comunque di ottenere delle stime che siano il più realistico possibile riguardo alla risposta globale dell'edificio.

L'obiettivo dell'analisi *push over* è quello di individuare lo spostamento massimo che la struttura può subire a causa di un evento sismico.

Per valutare ciò, si valuta per successivi e crescenti step di carico, le deformazioni della struttura (studiando gli spostamenti di un punto definito “punto di controllo”) indotte dall’ applicazione statica di una forza. L’ obiettivo è quello di definire la curva di capacità che riconduce lo spostamento massimo del sistema a quello di un sistema equivalente ad un solo grado di libertà (1GDL).

Si procede così all’ individuazione di un legame forza-spostamento tra la risultante delle forze che sono applicate al sistema e lo spostamento ultimo d_u di un punto definito come “punto di controllo”, scelto dall’ utente, che viene individuato in genere all’ultimo piano dell’ edificio e all’ incirca in corrispondenza con il baricentro delle masse dell’ edificio: tale scelta è ovviamente dettata dall’ individuazione del punto dove si suppone che l’ azione sismica raggiunga l’ intensità massima.

Al termine dell’ analisi si ottiene un diagramma, chiamato appunto curva di capacità, che in ascissa presenta lo spostamento del punto di controllo ed in ordinata il taglio alla base agente.

L’analisi termina nel momento in cui il valore del taglio alla base subisce un picco pari al 20% del valore massimo richiesto dalla normativa. Si calcola così il valore dello spostamento massimo alla base dell’ edificio, generato da quella distribuzione di forze. Questo valore di spostamento costituisce il valore ultimo dell’ edificio.

La normativa richiede il tracciamento di una curva di capacità b_i – lineare di un sistema equivalente. Il tracciamento di tale curva deve avvenire con una retta che, passando per l’origine, interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta risulterà parallela all’ asse degli spostamenti, tale da generare l’ equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente.

La determinazione della curva, relativa al sistema equivalente, permette di determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo che è richiesto alla costruzione dal sisma, secondo gli spettri riportati dalla normativa.

Le verifiche che possono essere realizzate sono le seguenti:

- Stato Limite Ultimo – Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)

$$D_{\max} \leq D_u$$

D_{\max} spostamento massimo richiesto da normativa nello spettro elastico

D_u spostamento massimo offerto dalla struttura e corrispondente ad un abbassamento della curva del diagramma del 20% del valore dello spostamento massimo. Altra condizione è che $q^* > 3$ (con q^* rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente).

- Stato Limite di Esercizio – Stato limite di Danno (SLD):

$$D_{\max(\text{SLD})} \leq D_d$$

$D_{\max(\text{SLD})}$ spostamento Massimo richiesto da normative, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno

D_d spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.003)

Vengono successivamente calcolati gli indicatori di rischio sismico. Il parametro α_u è considerato un indicatore del rischio di collasso, il parametro α_e un indicatore del rischio di inagibilità dell'opera.

Questi parametri vengono calcolati come indicato di seguito:

PGA_{DS} : accelerazione stimata di danno severo

PGA_{DL} : accelerazione stimata di danno lieve

$PGA_{10\%}$: accelerazione al suolo attesa con probabilità 10% in 50 anni

$PGA_{50\%}$: accelerazione al suolo attesa con probabilità 50% in 50 anni

Il programma è successivamente in grado di calcolare due indicatori di rischio sismico così come definite dall' OPCM n° 3362/2004.

Si definisce come indicatore del rischio di collasso:

$$\alpha_u = \frac{PGA_{DS}}{PGA_{10\%}}$$

Indicatore del rischio di inagibilità dell' opera:

$$\alpha_e = \frac{PGA_{DL}}{PGA_{50\%}}$$

Per tutti i modelli che si sono considerati nello svolgimento di questa analisi è stato scelto come nodo di controllo il nodo 107 posizionato all'ultimo livello della costruzione.

Il modello non presenta vincoli laterali in quanto non è inserito all' interno di un aggregato. Gli unici vincoli considerati sono stati quelli di fondazione che simulano l'ancoraggio al suolo e lo rendono solidale alla base con gli spostamenti del terreno.

Per quanto riguarda le verifiche del modello allo stato di fatto la tabella seguente presenta le 24 analisi pushover possibili, combinando distribuzioni di carico differenti, con le direzioni di azione del sisma e con eventuali eccentricità.

Il parametro α_u è considerato un indicatore del rischio di collasso.

Si riporta di seguito la tabella con le 24 analisi condotte per lo stato di fatto della costruzione.

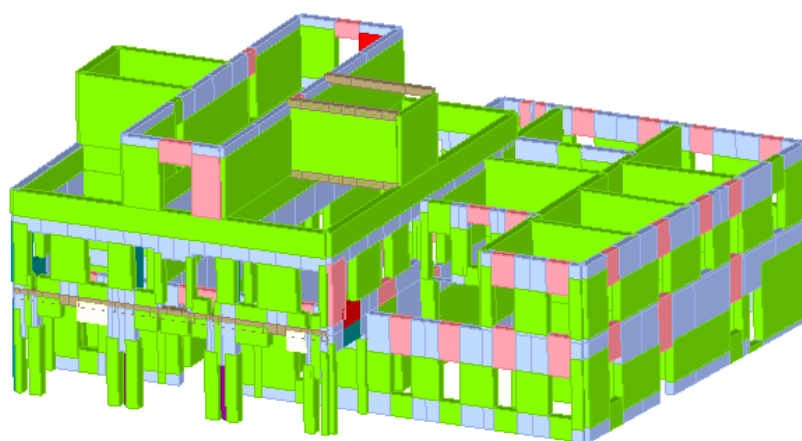
	N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q ^e SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
▶	1	☑	+X	Masse	0,0	1,81	0,80	5,859	0,61	0,61	0,45	0,45	0,491	0,993
	2	☑	+X	1° modo	0,0	2,11	0,74	10,507	0,75	0,58	0,56	0,43	0,286	0,663
	3	☑	-X	Masse	0,0	1,41	2,06	1,523	0,46	1,68	0,38	1,68	1,314	2,791
	4	☑	-X	1° modo	0,0	1,87	2,55	1,597	0,65	2,21	0,54	1,51	1,273	2,825
	5	☑	+Y	Masse	0,0	0,78	1,14	1,196	0,27	1,14	0,23	1,14	1,228	2,994
	6	☑	+Y	1° modo	0,0	0,96	1,45	1,228	0,34	1,45	0,28	1,45	1,287	3,159
	7	☑	-Y	Masse	0,0	0,88	1,05	1,319	0,28	1,05	0,23	1,05	1,112	2,709
	8	☑	-Y	1° modo	0,0	1,08	1,16	1,400	0,35	1,16	0,29	1,16	1,047	2,550
	9	☑	+X	Masse	106,1	1,70	0,79	5,807	0,57	0,17	0,42	0,17	0,514	0,424
	10	☑	+X	Masse	-106,1	1,83	0,81	5,885	0,62	0,62	0,46	0,46	0,492	0,998
	11	☑	+X	1° modo	106,1	2,00	0,17	7,094	0,70	0,17	0,52	0,17	0,145	0,338
	12	☑	+X	1° modo	-106,1	2,14	0,74	10,623	0,77	0,59	0,57	0,43	0,282	0,656
	13	☑	-X	Masse	106,1	1,37	1,95	1,514	0,44	1,40	0,37	1,40	1,282	2,478
	14	☑	-X	Masse	-106,1	1,46	2,09	1,537	0,47	1,65	0,40	1,65	1,297	2,688
	15	☑	-X	1° modo	106,1	1,83	2,39	1,656	0,62	1,86	0,52	1,40	1,233	2,501
	16	☑	-X	1° modo	-106,1	1,92	2,45	1,634	0,66	2,07	0,55	1,45	1,214	2,628
	17	☑	+Y	Masse	130,7	0,76	0,90	1,203	0,26	0,83	0,22	0,83	1,092	2,509
	18	☑	+Y	Masse	-130,7	0,86	1,04	1,273	0,29	1,04	0,24	1,04	1,112	2,699
	19	☑	+Y	1° modo	130,7	0,92	1,33	1,197	0,33	1,26	0,27	1,26	1,242	2,924
	20	☑	+Y	1° modo	-130,7	1,08	1,20	1,361	0,36	1,03	0,30	1,03	1,069	2,350
	21	☑	-Y	Masse	130,7	0,84	0,98	1,299	0,27	0,91	0,23	0,91	1,089	2,521
	22	☑	-Y	Masse	-130,7	0,97	0,94	1,417	0,30	0,94	0,25	0,94	0,979	2,371
	23	☑	-Y	1° modo	130,7	1,02	1,33	1,343	0,34	1,08	0,28	1,08	1,183	2,511
	24	☑	-Y	1° modo	-130,7	1,18	1,15	1,533	0,37	1,15	0,31	1,15	0,986	2,410

Legenda colori

Verificato
 Non verificato
 Non converge a p.p.
 Analisi più gravosa

Piano-Soil

Figura 7.12 Tabella con le 24 verifiche condotte da tremuri



Legenda

Muratura

- Integro
- Plastico per taglio
- Rottura per taglio
- Plastico presso flessione
- Rottura presso flessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura in fase elastica

C.A.

- Integro
- Rottura per taglio
- Plastico presso flessione
- Rottura presso flessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura per taglio (armatura diagonale carente)

Acciaio

- Integro
- Plastico presso flessione
- Plastico per compressione
- Plastico per trazione
- Elemento non efficace
- Ritorno in fase elastica

Legno

- Integro
- Rottura presso flessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione

Figura 7.13 Analisi push over-modello globale e corrispondente legenda

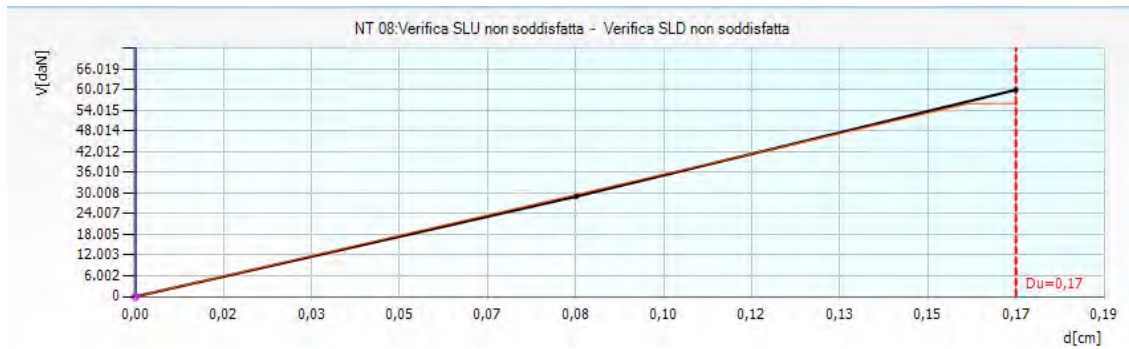


Figura 7.13.1 Analisi più gravosa in X

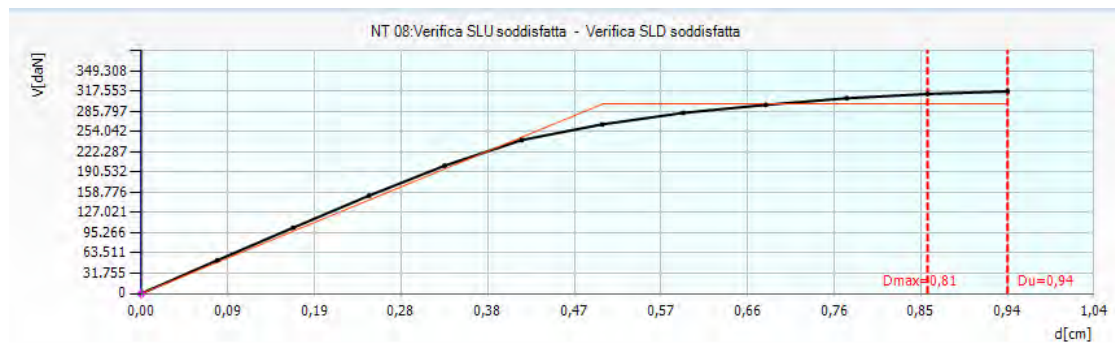


Figura 7.13.2 Analisi più gravosa in Y

L'analisi più gravosa considera l'azione sismica agente lungo la direzione X positiva, con distribuzione delle forze proporzionale al primo modo e con eccentricità +106,1 cm. Il valore di α_u è pari a 0,145, e questo significa che la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 14% del sisma di progetto relativo allo Stato Limite Ultimo con tempo di ritorno 712 anni, ovvero l'accelerazione sismica sopportabile dalla struttura prima del collasso allo SLU è pari circa al 14% di quella realmente incidente nella direzione considerata.

L'analisi più gravosa per quanto riguarda l'altra direzione è invece la numero 22 con direzione Y negativa con distribuzione delle forze proporzionale alle masse con eccentricità -130,7 cm e con α_u pari a 0,979.

E' possibile notare come l'edificio sia molto più vulnerabile in direzione X rispetto alla direzione Y. Per l'analisi più gravosa in assoluto si riportano i parametri di verifica specifici per ciascuno stato limite:

7.2. Modello 3Muri con livello di conoscenza LC2

Si è deciso di realizzare un secondo modello modificando le caratteristiche del materiale muratura costituente tutte le struttura verticali. In particolare si modifica il livello di conoscenza portandolo ad un livello LC2 e quindi modificando il fattore di confidenza da 1,35 a 1,20.

I parametri relativi alla muratura in mattoni pieni e malta di calce diventa quindi:

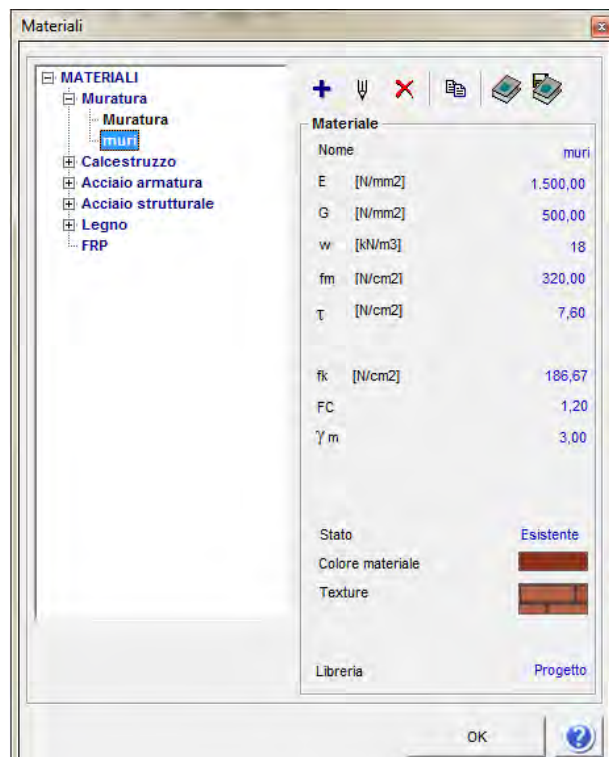


Figura 7.14 : maschera di definizione del materiale muratura nel software 3Muri

Materiale	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]	f _m [N/cm ²]	τ [N/cm ²]
Muratura laterizio pieno	1500	500	18	320	7,60

Tabella 7.02 :caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati nel modello

Tale modello è stato analizzato per cercare di analizzare gli eventuali benefici dell' esecuzione di una campagna di indagini approfondita al fine di migliorare i risultati dell' analisi globale.

A tal proposito si riportano i risultati delle 24 analisi effettuate con questo modello:

	N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
▶	1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	1,59	0,79	5,211	0,51	0,60	0,38	0,45	0,544	1,152
	2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	1,83	0,73	9,238	0,61	0,57	0,46	0,42	0,325	0,757
	3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	1,11	2,16	1,176	0,42	1,76	0,35	1,76	1,573	3,446
	4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	1,55	2,53	1,311	0,59	1,67	0,48	1,48	1,454	2,622
	5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	0,58	1,31	0,886	0,25	1,22	0,21	1,22	1,604	3,830
	6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	0,73	1,46	0,936	0,31	1,46	0,26	1,46	1,516	3,786
	7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	0,62	1,13	1,014	0,26	1,05	0,21	1,05	1,370	3,232
	8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	0,80	1,35	1,081	0,32	1,26	0,26	1,26	1,360	3,240
	9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	106,1	1,50	0,78	5,175	0,47	0,17	0,35	0,17	0,565	0,462
	10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-106,1	1,60	0,80	5,236	0,51	0,61	0,38	0,46	0,545	1,159
	11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	106,1	1,74	0,17	6,520	0,57	0,17	0,43	0,17	0,158	0,371
	12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-106,1	1,86	0,73	9,339	0,63	0,58	0,47	0,43	0,321	0,748
	13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	106,1	1,08	2,10	1,170	0,41	1,54	0,34	1,54	1,572	3,157
	14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-106,1	1,15	2,21	1,184	0,44	1,75	0,36	1,75	1,570	3,346
	15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	106,1	1,51	2,58	1,333	0,56	1,77	0,46	1,29	1,507	2,829
	16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-106,1	1,57	2,60	1,307	0,59	2,06	0,49	1,53	1,480	3,124
	17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	130,7	0,56	0,95	0,892	0,24	0,90	0,20	0,90	1,367	3,206
	18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-130,7	0,62	1,23	0,947	0,27	1,23	0,22	1,23	1,470	3,661
	19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	130,7	0,71	1,47	0,891	0,30	1,41	0,25	1,41	1,575	3,816
	20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-130,7	0,82	6,55	1,082	0,33	6,55	0,27	6,55	2,772	6,458
	21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	130,7	0,58	0,96	1,001	0,25	0,89	0,20	0,89	1,278	2,998
	22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-130,7	0,71	1,03	1,098	0,27	1,03	0,22	1,03	1,226	3,034
	23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	130,7	0,75	1,39	1,037	0,31	1,14	0,25	1,14	1,428	3,119
	24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-130,7	0,88	6,40	1,145	0,33	1,19	0,27	1,19	2,620	2,972

Legenda colori

<input checked="" type="checkbox"/> Verificato	<input checked="" type="checkbox"/> Non verificato	<input type="checkbox"/> Non converge a p.p.	<input type="checkbox"/> Analisi più gravosa
--	--	--	--

Piano-Soil

Figura 7.15 Tabella con le 24 verifiche condotte da tremuri

Conclusioni

Confrontando i risultati delle analisi dei due modelli si può notare che il modello in LC2 fa aumentare il valore di accelerazione sopportabile dall' aggregato.

Si procede ora al raffronto dei valori di vita nominale V_N ottenuti mediante la seguente formula:

$$V_N = - \left(\frac{T_{SLV}}{C_U} \right) \cdot \ln(1 - P_{VR})$$

Definendo:

T_{SLV} il periodo di ritorno dell' azione sismica che porta al raggiungimento dello Stato Limite di salvaguardia della Vita valutato prima e dopo l'intervento

P_{VR} probabilità di superamento dell' intensità dell' azione sismica nell' arco della vita di riferimento relativa allo stato limite considerato. Nel caso dello SLV è 10%

C_U coefficiente d'uso relativo alla classe d'uso. Per la classe d'uso III, C_U è pari a 1,5.

Il valore di T_{SLV} dell'azione sismica è calcolato direttamente dal software, tale valore del tempo di ritorno è quello che porta al raggiungimento dello SLV con P_{VR} pari a 0,10 (10%). I valori di T_{SLV} e V_N si riferiscono alla direzione in cui l'analisi risulta più gravosa.

Inoltre in corrispondenza dell'analisi più gravosa, per ogni modello, il software 3Muri definisce i valori, espressi in m/s^2 , di PGA_D (Peak Ground Acceleration, relativa alla domanda per un periodo di ritorno pari a 712 anni e percentuale di superamento in 50 anni del 10% relativa allo SLV) e di PGA_C (Peak Ground Acceleration, relativa alla capacità reale della struttura).

Il valore di a_g si ottiene dividendo i valori di PGA_D e PGA_C per l'accelerazione di gravità g .

Conosciuto il valore di a_g si può risalire ai parametri sismici usando il software NTC; moltiplicando il valore di S per a_g si ottiene il reale valore di PGA_C .

Si riporta il procedimento di calcolo per ottenere PGA_D [g] e PGA_C [g] per il modello dello stato di fatto in LC1.

$$PGA_D = 0,94 \text{ m/s}^2$$

$$PGA_C = 0,55 \text{ m/s}^2$$

Si calcola a_g :

$$a_g = \frac{PGA_C}{g} = 0,057 \text{ g}$$

La valutazione di T_{SLV} è svolta tramite l'interpretazione dei dati forniti dal programma Spettri NTC

Per un suolo di categoria D:

$$S_S = 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} = 2,18$$

$$S_T = 1$$

$$PGA_C = S \cdot a_g = 0,1026 \text{ g}$$

7.3 Modelli con ipotesi di intervento

Al fine di costruire un quadro quanto più possibile completo ed articolato si è deciso di costruire altri due modelli differenti del Palazzetto di Costruzioni Marittime che prendessero in considerazione diverse tipologie di consolidamento dei solai dell'intero edificio. In particolare si è deciso di inserire dei parametri migliorativi sia per i solai in latero cemento che per i solai lignei.

Per quanto riguarda i solai in latero cemento è stato inserito come fattore migliorativo l'opzione della presenza di una soletta continua che renda rigido il solaio:

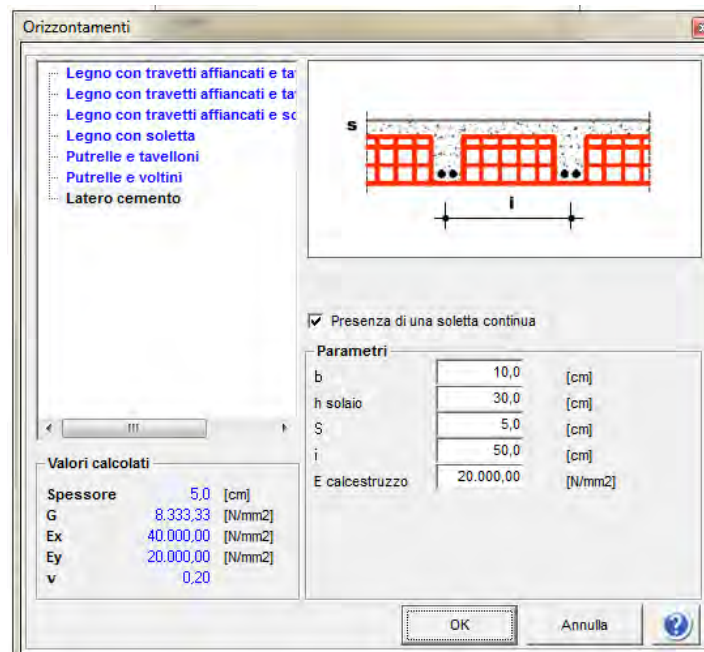


Figura 7. Inserimento del fattore migliorativo dei solai in latero cemento

Per quanto riguarda invece i solai lignei vengono realizzate due ipotesi di intervento entrambe volte all'irrigidimento dei diaframmi di piano e al loro comportamento unitario. I due interventi che vengono meglio descritti nel capitolo 9, differiscono tra loro per il grado di invasività e per la compatibilità di livello differente.

7.3.1 Modello 3Muri con doppio tavolato

Il primo dei due modelli con ipotesi di intervento viene creato modificando la tipologia di solaio per tutti i solai lignei ed inserendo un solaio ligneo con doppio tavolato. Non vengono inseriti ulteriori parametri migliorativi per analizzare i risultati di una situazione quanto più verosimile.

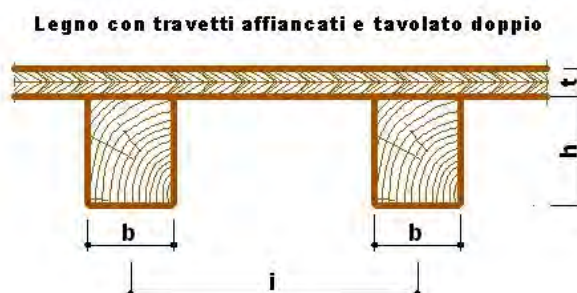


Figura 7.16 Solaio ligneo con travetti affiancati e tavolato doppio

Si inserisce un doppio tavolato dallo spessore complessivo di 8 cm con una rigidezza tagliante $G=720 \text{ N/mm}^2$. I pesi $G_{k,agg}$ relativi al doppio tavolato diventano pari a 148 N/m^2 .

I risultati delle analisi sono stati i seguenti

	N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
▶	1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	1,75	0,81	5,193	0,58	0,20	0,43	0,20	0,515	0,474
	2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	2,10	0,74	9,466	0,75	0,19	0,55	0,19	0,317	0,321
	3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	1,39	1,99	1,417	0,47	1,57	0,39	1,57	1,283	2,654
	4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	1,95	2,05	1,540	0,69	1,66	0,57	1,20	1,041	2,156
	5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	0,78	1,13	1,182	0,27	1,13	0,23	1,13	1,224	2,978
	6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	0,96	1,55	1,199	0,34	1,55	0,29	1,55	1,337	3,285
	7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	0,85	1,13	1,283	0,28	1,13	0,23	1,13	1,178	2,879
	8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	1,05	1,27	1,332	0,35	1,27	0,29	1,27	1,125	2,749
	9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	106,1	1,72	0,79	5,202	0,57	0,18	0,42	0,18	0,516	0,456
	10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-106,1	1,84	0,82	5,263	0,61	0,63	0,45	0,49	0,500	1,028
	11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	106,1	1,17	0,18	6,409	0,51	0,18	0,42	0,18	0,156	0,362
	12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-106,1	2,14	0,75	9,532	0,76	0,20	0,57	0,20	0,315	0,327
	13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	106,1	1,36	1,92	1,420	0,45	1,64	0,38	1,64	1,267	2,781
	14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-106,1	1,43	2,15	1,426	0,48	1,67	0,40	1,67	1,338	2,735
	15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	106,1	1,94	2,89	1,695	0,66	1,39	0,55	0,97	1,376	1,884
	16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-106,1	2,02	2,65	1,647	0,71	1,71	0,59	1,17	1,240	2,142
	17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	130,7	0,75	0,90	1,186	0,26	0,90	0,22	0,90	1,097	2,639
	18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-130,7	0,86	1,05	1,238	0,29	1,05	0,24	1,05	1,122	2,719
	19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	130,7	0,91	1,40	1,180	0,33	1,40	0,27	1,40	1,288	3,149
	20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-130,7	1,10	1,18	1,347	0,37	1,18	0,30	1,18	1,047	2,541
	21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	130,7	0,81	0,90	1,282	0,26	0,82	0,22	0,82	1,056	2,418
	22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-130,7	0,95	0,96	1,351	0,30	0,96	0,25	0,96	1,009	2,441
	23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	130,7	1,00	1,24	1,301	0,33	1,00	0,28	1,00	1,139	2,416
	24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-130,7	1,17	1,30	1,426	0,38	1,30	0,32	1,30	1,071	2,620

Legenda colori

Verificato
 Non verificato
 Non converge a p.p.
 Analisi più gravosa

Piano-Soil

L'analisi più gravosa è la numero 11, considera l'azione sismica agente lungo la direzione X positiva, con distribuzione delle forze proporzionale al primo modo e con eccentricità +106,1 cm. Il valore di α_u è pari a 0,156, e questo significa che la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 15% del sisma di progetto relativo allo Stato Limite Ultimo con tempo di ritorno 712 anni, ovvero l'accelerazione sismica sopportabile dalla struttura prima del collasso allo SLV è pari circa al 15% di quella realmente incidente nella direzione considerata.

L'analisi più gravosa per quanto riguarda l'altra direzione è invece la numero 22 con direzione Y negativa con distribuzione delle forze proporzionale alle masse con eccentricità -130,7 cm e con α_u pari a 1,009 ed è quindi completamente verificata.

E' possibile notare come l'edificio sia vulnerabile soltanto in direzione X poiché tutte le analisi condotte in direzione Y risultano verificate.

7.3.2 Modello 3Muri con cappa collaborante

Per quanto riguarda il secondo modello che presenta le ipotesi di intervento, le modifiche realizzate per il solaio in latero cemento sono le stesse mentre in questo caso il solaio ligneo con tavolato semplice viene sostituito con un solaio ligneo denominato “Solaio ligneo con travetti affiancati e soletta in c.a.”

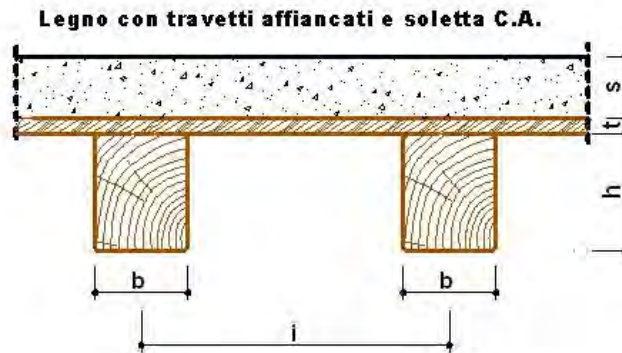


Figura 7.17 Solaio in legno con travetti affiancati e soletta in c.a.

Tale intervento risulta essere fortemente più invasivo e certamente meno compatibile in un palazzetto settecentesco quale il Palazzetto di Costruzioni Marittime, ma si è voluto ugualmente condurre le analisi anche per questo tipo di intervento per poter realizzare un confronto efficace tra le due tipologie di intervento e il guadagno in termini di analisi verificate che si otterrebbe in un caso e nell'altro. Si riportano di seguito i risultati delle 24 analisi:

	N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
▶	1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	1,80	0,80	5,928	0,61	0,60	0,45	0,45	0,491	0,993
	2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	2,09	0,74	10,618	0,74	0,58	0,55	0,43	0,283	0,656
	3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	1,35	1,87	1,548	0,43	1,11	0,36	1,11	1,256	2,125
	4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	1,74	2,24	1,542	0,60	1,85	0,50	1,40	1,211	2,579
	5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	0,77	1,13	1,197	0,27	1,13	0,22	1,13	1,235	3,011
	6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	0,93	1,55	1,208	0,33	1,55	0,28	1,55	1,362	3,354
	7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	0,84	1,06	1,299	0,27	1,06	0,23	1,06	1,139	2,777
	8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	1,02	1,18	1,338	0,34	1,18	0,28	1,18	1,092	2,659
	9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	106,1	1,79	0,79	5,903	0,60	0,59	0,45	0,44	0,489	0,986
	10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-106,1	1,81	0,81	5,953	0,61	0,61	0,45	0,46	0,493	1,001
	11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	106,1	2,05	0,73	10,509	0,73	0,57	0,54	0,42	0,285	0,663
	12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-106,1	2,12	0,74	10,729	0,76	0,59	0,56	0,43	0,280	0,649
	13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	106,1	1,33	1,79	1,533	0,42	1,09	0,35	1,09	1,228	2,122
	14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-106,1	1,40	1,97	1,526	0,45	1,47	0,38	1,47	1,275	2,532
	15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	106,1	1,73	2,08	1,615	0,58	1,80	0,49	1,22	1,146	2,539
	16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-106,1	1,77	2,03	1,578	0,60	1,94	0,50	1,44	1,111	2,648
	17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	130,7	0,74	0,92	1,196	0,25	0,92	0,21	0,92	1,121	2,706
	18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-130,7	0,84	1,04	1,232	0,29	1,04	0,24	1,04	1,124	2,721
	19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	130,7	0,89	1,34	1,196	0,32	1,26	0,26	1,26	1,269	2,976
	20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-130,7	1,05	1,31	1,310	0,36	1,31	0,30	1,31	1,147	2,802
	21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	130,7	0,80	0,92	1,295	0,26	0,92	0,21	0,92	1,081	2,621
	22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-130,7	0,93	1,06	1,351	0,30	0,95	0,25	0,95	1,079	2,442
	23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	130,7	0,96	1,25	1,314	0,32	1,17	0,26	1,17	1,171	2,741
	24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-130,7	1,14	1,32	1,434	0,37	1,15	0,31	1,15	1,097	2,438

Legenda colori

<input checked="" type="checkbox"/> Verificato	<input type="checkbox"/> Non verificato	<input type="checkbox"/> Non converge a p.p.	<input type="checkbox"/> Analisi più gravosa
--	---	--	--

Piano-Soil

In questo caso l'analisi più gravosa risulta essere la numero 12 che considera l'azione sempre in direzione X positivo e in cui il carico sismico è proporzionale al primo modo, con eccentricità - 106,1 cm. In questo caso l' α_u è pari a 0,280 e quindi la struttura è in grado di sopportare circa il 28% del sisma di progetto.

7.3.3 Conclusioni riguardanti il confronto tra i due modelli con interventi

Riguardo ai due modelli con le differenti tipologie di intervento si evidenzia un miglioramento nel modello con cappa in c.a. che rende quindi meno vulnerabile l'edificio al sisma. Tale risultato era comunque prevedibile ma analizzando i dati tale miglioramento è di piccola entità e rende pertanto un intervento di tale portata ed entità completamente sconsigliabile. Interventi di tale portata renderebbero infatti molto più rigidi i solai ma potrebbero portare conseguenze ben peggiori a livello statico, a causa del grande incremento di peso, e a livello dinamico.

Capitolo 8

Proposta di indagini
conoscitive

Capitolo 8 – Proposta di indagini conoscitive

È stato più volte ribadito che la conoscenza approfondita di un edificio storico sia lo strumento fondamentale ai fini di una corretta interpretazione del comportamento di una struttura, delle problematiche che essa presenta, e delle previsioni che possono essere fatte in merito alla sua risposta a particolari sollecitazioni.

Oltre alla caratterizzazione dei materiali, la conoscenza non può prescindere dalla ricerca sul tracciato di costruzione, trasformazione, dissesto e riparazione di un manufatto. Nella scelta della procedura è utile l'applicazione di uno schema che prevede una sequenza ordinata di passaggi.

Tale piano di indagini è pienamente applicabile al lavoro svolto in questa tesi, che ha permesso di dimostrare sia la necessità di una conoscenza maggiore dell'edificio oggetto di studio sia la definizione di quelli che sono gli elementi che rappresentano delle criticità, meritevoli quindi di particolare attenzione.

I risultati delle analisi svolte precedentemente hanno fornito la possibilità di individuare dunque in maniera puntuale gli aspetti di maggior rilievo che devono essere indagati, indirizzando le risorse in modo più consapevole e strategico.

Vengono brevemente riassunti, in maniera sintetica, gli elementi sui quali è ritenuto significativo concentrare le proposte di indagini:

- la tipologia e le caratteristiche delle fondazioni (elemento su cui non si ha alcun dato)
- la tipologia e le caratteristiche meccaniche delle pareti interne e di quelle esterne, e lo stato di conservazione
- la tipologia e le caratteristiche meccaniche dei solai, e lo stato di conservazione
- il comportamento strutturale della copertura
- le modalità di connessione tra parti perimetrali e tra muratura ed elementi orizzontali
- la natura, l'esatta collocazione e lo stato di conservazione dei tiranti di cui sono visibili i capochiave esterni e alcune catene
- la reale struttura di tutti gli elementi ipotizzati in fase di studio del manufatto
- l'interazione e le possibili conseguenze della stessa, tra il palazzetto di costruzioni Marittime e l'adiacente edificio del Laboratorio.

8.1 Tipologie di indagini

Termografia

La termografia è una tecnica non distruttiva che nel tempo è stata calibrata e applicata a manufatti artistici, con risultati positivi in termini di affidabilità. La termografia si applica nella banda delle radiazioni infrarosse e pone le sue basi sulla teoria secondo cui ogni materiale emette energia sotto forma di radiazioni elettromagnetiche ed è caratterizzato da una propria conducibilità termica, definita come capacità di trasmettere calore, e da un proprio calore specifico, ovvero la capacità di trattenere calore²⁰. La termografia permette di rilevare e suddividere le radiazioni infrarosse che vengono emesse dal corpo, fino a delineare un'immagine termica dell'oggetto che viene poi rappresentata attraverso scale di colori o toni di grigio. Questa tecnica risulta essere particolarmente utile soprattutto perché è in grado di rilevare eventuali discontinuità del pannello murario: se infatti il muro è formato da materiali diversi tali porzioni saranno identificate da temperature diverse.

Esistono due modalità di utilizzo di questa tecnica: o il riscaldamento viene condotto in maniera passiva, quindi sfruttando i cicli termici naturali della struttura, oppure si opera attivamente riscaldando in maniera artificiale le superfici che si vogliono analizzare.

Nel caso in cui sia necessario indagare strati profondi della struttura (10-20 cm) sarà necessario ricorrere al riscaldamento artificiale della struttura. Uno dei vantaggi principali nell'utilizzo di questa tecnica consiste nella possibilità di indagare anche superfici di notevole estensione senza contatto diretto dei macchinari, di conseguenza risulta essere una indagine completamente non distruttiva. Si tratta inoltre di una tecnica che permette di essere applicata abbastanza rapidamente. Con tale indagine i risultati più rilevanti che si potranno ottenere saranno quindi l'individuazione di vuoti o cavità e la presenza di discontinuità e cambi di materiale all'interno del pannello. La termografia consente anche l'individuazione delle zone con eventuale presenza di umidità.

Georadar

La tecnica del georadar permette di rilevare le anomalie e la presenza di umidità nei paramenti murari senza arrecare alcun danno alla muratura stessa. Rispetto alla termografia

²⁰L.Binda, A.Saisi, L.Zanzi, G.Baronio "Tecniche di indagini per la diagnostica strutturale"

precedentemente illustrata ha il vantaggio di riuscire a penetrare più a fondo e quindi può essere utilizzato in murature anche di spessori notevoli.

Questa tecnica si basa sul principio per il quale un flusso di energia elettromagnetica viene alterato dagli oggetti che tale flusso incontra lungo il suo percorso di propagazione e che tale alterazione può essere registrata attraverso gli echi di ritorno che vengono prodotti²¹.

Lo strumento che realizza tale indagine è costituito da un'antennina costituita da due dipoli di cui uno è il trasmettente e l'altro il ricevente. I dati vengono poi riportati sotto forma di immagini in due dimensioni in cui l'intensità del segnale ricevuto è rappresentata attraverso una scala cromatica e messa in relazione con il tempo di andata e di ritorno tra il radar e il riflettore.

Analizzando i tempi che gli impulsi impiegano per attraversare tutta la sezione e per venire captati dal dipolo ricevente come echi di ritorno, e tenendo in considerazione la velocità di propagazione di tali segnali nel mezzo, è possibile individuare l'eventuale presenza e le posizioni di ostacoli all'interno della muratura. La tecnica del georadar risulta molto utile se si è alla ricerca di eventuali elementi strutturali nascosti nelle murature portanti o negli orizzontamenti. Permette di individuare le tessiture murarie non visibili perché nascoste da intonaci, permette inoltre di individuare eventuali vuoti, difetti o fessure non individuabili esternamente. Il georadar è anche molto utile per l'individuazione dell'umidità in quanto quando il segnale attraversa una zona con presenza di umidità essa provoca un rallentamento della velocità di propagazione ed il segnale risulta attenuato.

Tra gli svantaggi di tale tecnica ricordiamo sicuramente la difficoltà di interpretazione dei dati ottenuti che comunque vanno letti ed analizzati criticamente; inoltre è necessario effettuare una scelta accurata delle frequenze da trasmettere in quanto è la frequenza a fornire più o meno risoluzione al modello in due dimensioni.

Indagini magnetometriche

L'indagine magnetometrica è un'indagine che consente di individuare la presenza di materiali ferromagnetici annegati all'interno della struttura e quindi non individuabili attraverso la semplice indagine visiva. Viene impiegato uno strumento chiamato pacometro o "electromagnetic converter" che emette un campo magnetico. Lo strumento viene fatto scorrere sulla superficie che si vuole indagare e la sonda emette onde elettromagnetiche le cui alterazioni vengono poi registrate graficamente. L'utilizzo del pacometro è molto utile sia per individuare eventuali ferri di

²¹ L.Binda, A. Saisi "Il ruolo delle indagini nella diagnostica strutturale"

armatura presenti negli elementi strutturali orizzontali, ma anche per verificare la presenza dei tiranti qualora, ad esempio, siano annegati nelle murature. L'indagine magnetometrica è non distruttiva e a bassissima invasività.



Figura 8.01 Pacometro

Prove soniche

Le prove soniche sono un altro validissimo strumento di indagine per definire qualitativamente una muratura. In questo caso l'analisi si basa sull'emissione e propagazione di onde di tipo elastico che però devono transitare in un mezzo abbastanza omogeneo. Il dato che viene ricavato dopo l'emissione delle onde sonore è la velocità con cui si propagano attraverso il muro che si sta investigando. Attraverso tale dato si ha una informazione qualitativa sull'omogeneità o disomogeneità della parete e sulla eventuale presenza di vuoti all'interno che alterano infatti la propagazione delle onde. Le prove possono essere sia dirette che indirette in base a come si posizionano le sonde emittenti e riceventi: nel primo caso una da un lato e una dall'altro del muro, nel secondo caso entrambe le sonde sullo stesso lato. L'emissione dell'impulso sonoro si genera attraverso un martello strumentato che possiede una cella di carico sulla testa e che quindi registra i dati, tale martello provoca un breve impatto elasto meccanico sulla superficie del muro. Gli impulsi che vengono prodotti da tale impatto sono onde di tipo sonoro che si propagano all'interno della muratura e sulla sua superficie con onde diverse (in un caso semisferiche e nell'altro come cerchi concentrici). Il sensore ricevente (chiamato accelerometro piezoelettrico) posto in un punto diverso della struttura riceve e registra i dati su un computer. Viene considerato il tempo

che passa tra l'inizio della trasmissione del segnale e l'inizio del segnale ricevuto ricavando quindi la velocità con cui tale segnale ha attraversato la muratura.

La relazione

$$v = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

Rappresenta la legge che lega appunto la velocità con le proprietà del mezzo, dove:

v è la velocità di propagazione delle onde longitudinali nel mezzo attraversato

E è il modulo di Young (rigidezza del materiale)

ρ è la densità del mezzo che viene attraversato dal segnale

Tale relazione non ha però valenza assoluta per il materiale muratura che è per sua natura un materiale molto eterogeneo ed anisotropo, mentre tale legge è valida soprattutto per i materiali a densità costante ed isotropi. Per poter comunque utilizzare questo tipo di indagine è necessario predisporre molte stazioni di misura sulla porzione di muratura da analizzare disponendo a distanze costanti i punti in cui si farà battere il martello.

Dalle indagini soniche si otterranno soprattutto risultati di natura qualitativa per quanto riguarda il paramento murario in quanto la velocità di propagazione dell'onda sonica non può essere direttamente correlata con la resistenza e lo stato tensionale della muratura.

Sarà però possibile ottenere dei risultati di tipo quantitativo sulle variazioni della velocità di propagazione tra punti diversi della stessa struttura.



Figura 8.02 Apparecchiatura per prove soniche

Un' altra importante applicazione delle prove soniche riguarda la verifica di eventuali interventi di consolidamento effettuati sulla muratura: è possibile infatti confrontare i risultati del prima e del dopo tenendo conto che interventi come le iniezioni con miscele di malta modificano la densità, il modulo elastico e la resistenza dei pannelli murari.

Attraverso le prove soniche, come già detto, è possibile individuare anche vuoti, cavità o discontinuità materiche del paramento: le onde sonore infatti subiscono brusche deviazioni in corrispondenza delle lacune, preferendo i canali a maggiore densità. Maggiore è la presenza di vuoti e minore è la velocità con cui l'onda si propagherà.

Saggi, carotaggi ed endoscopia

Questo tipo di prove può essere considerato come prove debolmente distruttive che necessitano di un intervento diretto sulla muratura e che quindi hanno un effetto, seppur limitato, sulla struttura stessa. Sicuramente questo tipo di indagini hanno il vantaggio di permettere una ispezione diretta della composizione della muratura e di conseguenza forniscono dati non soggetti all'interpretazione dell'operatore che le sta realizzando. Per assicurarsi una efficace riuscita dell'indagine è necessario preliminarmente determinare un piano che individui i punti da indagare in modo da trarre più informazioni possibili con il minor numero di scassi.



Figura 8.03 Prelievo di una carota di muratura

Il carotaggio deve essere preferibilmente realizzato con un carotatore a basso numero di giri dotato di una testa rotante diamantata. All' interno delle perforazioni possono essere introdotti altri strumenti diagnostici quali endoscopi che permettono di avere una visione diretta all' interno della sezione perforata attraverso una fotocamera o una videocamera. La parte maggiormente critica della realizzazione di questo tipo di indagine è sicuramente la difficoltà di estrazione di carotaggi completamente integri in quanto sono sempre e comunque prodotte delle vibrazioni nella fase di estrazione: spesso infatti il campione estratto risulta decoeso e quindi le informazioni che si possono ottenere risultano scarse. Oltre a questo tipo di difficoltà è necessario prestare attenzione al tipo di materiale che si sta decidendo di indagare in quanto il carotaggio risulta essere semplice e veloce per materiali relativamente teneri ma può risultare molto lungo e complicato nel caso di materiali particolarmente duri.

Martinetto piatto singolo e doppio

L' utilizzo dei martinetti piatti si è diffuso in maniera massiccia nel campo del restauro in quanto si tratta di una tecnica debolmente distruttiva che risulta particolarmente utile per identificare le caratteristiche meccaniche della muratura su cui si realizza l' indagine. In particolare attraverso l' uso del martinetto singolo si determina la tensione agente in un determinato punto della muratura, mentre con quello doppio si misura la sua deformabilità. Sono le uniche prove che vengono utilizzate da anni e che sono in grado di fornire dati quantitativi di questo tipo, seppure con alcuni margini di errore. E' necessario a tale proposito ricordare come il materiale muratura sia comunque fortemente eterogeneo e anisotropo e quindi sia necessario valutare i risultati delle analisi sempre con una certa cautela. E' necessario quindi sempre tenere conto tutte le possibili variabili che possono intervenire nell' analisi stessa e nella produzione successiva dei risultati.

La prova con i martinetti piatti risulta comunque essere una prova di veloce esecuzione e che non richiede attrezzi e strumenti troppo complicati nel trasporto o nell' utilizzo.

Si riporta di seguito una descrizione veloce della procedura necessaria per l' utilizzo di tali martinetti:



Figura 8.04 Martinetto

Martinetto piatto singolo

L'indagine del martinetto piatto singolo ha la funzione di determinare lo stato tensionale della muratura in condizioni di esercizio. Inizialmente si deve scegliere un giunto di malta su cui eseguire il taglio. Vengono successivamente installati dei sensori che misurano la distanza tra gli elementi resistenti sopra e sotto la zona dove si effettuerà il taglio della muratura. In seguito, attraverso l'utilizzo di una sega circolare si passerà alla fase vera e propria di taglio.

Si inserisce il martinetto piatto all'interno della fessura e si inietta un liquido a pressione che permetterà ai piatti di allontanarsi e di far quindi tornare gli elementi murari alla stessa distanza cui erano prima della realizzazione del taglio in modo da poter misurare lo stato tensionale che riproduce quello iniziale della muratura imperturbata.

Martinetti doppi

L'indagine con i martinetti doppi è molto simile come procedura a quella per il martinetto piatto singolo ma porta un risultato diverso: tale indagine infatti permette di ottenere informazioni riguardanti la resistenza a compressione del materiale. Si realizzano infatti due tagli e vengono inseriti due martinetti ad una distanza prestabilita, anche in questo caso dopo l'inserimento delle piastre viene iniettato un liquido in pressione che però viene fatta aumentare anche di due o tre volte rispetto allo stato di tensione originario della muratura proprio per misurarne la resistenza ad uno sforzo di compressione. Il valore che viene così determinato può essere confrontato con il valore dello stato tensionale iniziale fornendo un coefficiente di sicurezza per il maschio murario in esame.

Prova pull-out

Le prove pull-out hanno come scopo la determinazione della resistenza della malta e consistono nell'introdurre in corrispondenza di un giunto una vite ad elica e nel misurare la forza che il macchinario dovrà usare per estrarla. Il carico che provoca l'estrazione dell'elica viene registrato e può essere utilizzato per la determinazione della resistenza cubica, della resistenza a flessione e a trazione (utilizzando delle curve di correlazione sperimentali)

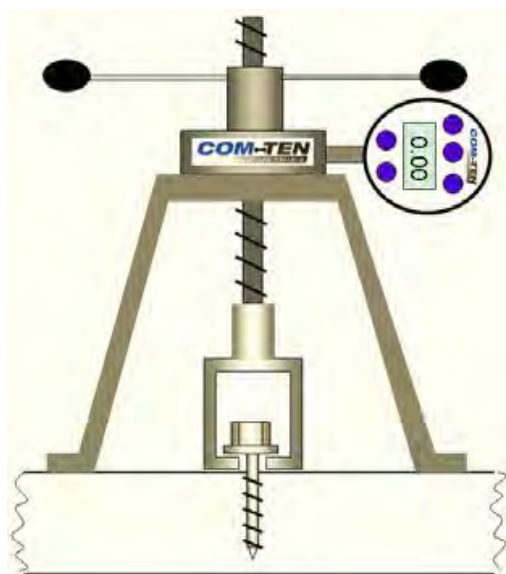


Figura 8.05 Schema di funzionamento dello strumento per prove pull-out

Prove sugli elementi lignei

Visto l'elevatissima quantità di incertezze che caratterizza il rilievo degli orizzontamenti del Palazzetto di Costruzioni Marittime si rende necessario ipotizzare un piano di indagini che permetta di acquisire più informazioni possibili sullo stato di conservazione degli elementi lignei. Sarà quindi necessario valutare l'eventuale degrado presente sulle travi, ma anche individuare eventuali difetti di tipo geometrico, gli eventuali stati fessurativi e la valutazione delle caratteristiche proprie della tipologia di materiale utilizzato.

E' possibile utilizzare le prove soniche ed ultrasoniche per determinare le caratteristiche elastiche e di densità del legno: tali prove infatti forniranno un giudizio qualitativo sull'omogeneità del materiale che verrà indagato.

Le sonde misureranno i tempi di propagazione degli impulsi vibrazionali attraverso il materiale. Nel caso di presenza di zone particolarmente degradate si assisterà ad un abbassamento brusco della velocità.

Altro fattore importantissimo da indagare sarà il tasso di umidità, fattore fortemente dannoso per il materiale ligneo e che spesso porta alla formazione di funghi che danneggiano in maniera gravissima il legno. Per realizzare queste prove può essere impiegato il metodo elettrico: si usa uno strumento specifico composto da due punte metalliche che vengono affondate nel legno con un martello a percussione monodirezionale vincolato²². E' così possibile rilevare il tenore di umidità presente nelle membrature lignee.

Un altro tipo di indagini utilizzata molto per il legno è la resisto grafia, che avviene mediante l'impiego di un penetrometro ad ago rotante. Viene valutato l'affondamento di una apposita punta metallica, di forma cilindrica, infissa con energia nota all'interno dello strato sub corticale dell'elemento ligneo, e la profondità di infissione viene restituita su una scala metrica millimetrata. Questo tipo di indagine viene considerata come una prova non distruttiva in quanto il foro che viene praticato è di dimensioni molto piccole. La resisto grafia si basa sul principio che la resistenza opposta dal legno all'ago perforante è proporzionale alla densità del materiale nel punto del sondaggio. In questo modo diventa possibile stimare la resistenza dell'elemento ligneo, ma occorre considerare che si tratta di un'indagine di tipo puntuale, che fornisce quindi informazioni riguardanti un'area piuttosto ristretta.

8.2 Proposta di un piano di indagine

Dopo aver dato una breve panoramica delle prove che vengono maggiormente utilizzate si è formulato un piano di indagini per rispondere alle carenze evidenziate durante tutto il percorso di analisi. Tale proposta è una semplice ipotesi che prescinde completamente dalle possibilità pratiche ed economiche con cui ci si dovrà confrontare nel caso in cui si decida di svolgere davvero tali indagini.

Le prove scelte sono state:

- Rimozioni degli intonaci per poter osservare direttamente la natura della struttura portante e il suo reale stato di conservazione. Nel caso del Palazzetto di Costruzioni Marittime si è ritenuto appropriato realizzare due rimozioni sia al piano terra che al primo piano. Tale indagine se eseguita in corrispondenza degli angoli permette anche di indagare l'ammorsamento tra le murature fornendo un altro importante risultato.

²² S. Di Tondo ed al., "Il recupero delle strutture in legno-II"

- Una prova con i martinetti piatti doppi per valutare le caratteristiche meccaniche della struttura. Ovviamente la rimozione dell'intonaco realizzata per questa prova potrà essere sfruttata per l'osservazione diretta della muratura e per un eventuale prelievo di malta.
- Alcune prove soniche dirette sia in corrispondenza delle murature interne che di quelle esterne.
- Alcuni saggi con rimozione dell'intonaco all'intradosso e all'estradosso dei solai. Essendo i solai gli elementi con maggiore incertezza di tutto l'edificio sarebbe consigliabile effettuarne almeno 3 per piano per poter confermare o smentire le ipotesi fin'ora fatte.
- Risulta necessario anche svolgere indagini sull'effettivo funzionamento dei tiranti presenti.

Capitolo 9

Proposta di interventi
sulle strutture

Capitolo 9 – Proposta di interventi sulle strutture

Gli interventi sulle strutture, volti a ridurre la vulnerabilità sismica, sono da valutarsi nel quadro generale della conservazione della costruzione ed alla luce di tutte le analisi condotte nel corso dello studio della costruzione.

La scelta delle tecniche e delle strategie con cui intervenire sull' edificio dipende essenzialmente dall' analisi globale e locale che ha evidenziato i punti di debolezza del Palazzetto di Costruzioni Marittime.

Seguendo le prescrizioni delle Linee Guida per i beni culturali, l'intervento deve essere realizzato solo dopo aver accertato i benefici che possono conseguirsi e l'impatto sulla costruzione storica.

In particolare devono, in via generale, essere evitate tutte le opere di demolizione-sostituzione e di demolizione- ricostruzione, operando con interventi che si integrino con la struttura esistente senza stravolgerla e comunque senza trasformarla radicalmente.

9.1 Gli interventi proposti

Gli interventi sulle strutture, volti a ridurre la vulnerabilità sismica, sono da valutarsi nel quadro generale della conservazione della costruzione.

La scelta della strategia e della tecnica d'intervento, nonché l'urgenza di attuarlo, dipendono dai risultati della fase di valutazione.

L'obiettivo principale resta sempre la conservazione non solo della materia ma anche del funzionamento strutturale accertato, qualora questo non presenti carenze tali da poter comportare la perdita del bene.

Come descritto nelle Linee Guida per i beni culturali, l'intervento deve essere realizzato solo dopo aver accertato i benefici che possono conseguirsi e l'impatto sulla costruzione storica. In particolare devono, in via generale, essere evitate tutte le opere di demolizione-sostituzione e di demolizione- ricostruzione, operando con interventi che si integrino con la struttura esistente senza trasformarla radicalmente.

La scelta delle tecniche d'intervento è stata valutata dando la preferenza a quelle meno invasive e maggiormente compatibili con i criteri della conservazione, in modo tale da produrre il minimo impatto sul manufatto storico, tenendo conto dei requisiti di sicurezza e durabilità.

La normativa, inoltre, si sofferma su un aspetto indispensabile per la buona riuscita dell'intervento ma a cui spesso non viene data adeguata attenzione. Infatti, al capitolo C8A.5 delle Linee Guida, si legge: *“Particolare attenzione deve essere posta anche alla fase esecutiva degli interventi per assicurare la reale efficacia degli stessi ed evitare dissesti che comportino il peggioramento delle caratteristiche della muratura o del funzionamento degli elementi costruttivi. Per quanto possibile, è opportuno che gli interventi proposti siano controllabili in corso d'opera. Il progetto di ogni intervento deve comprendere un'accurata descrizione delle fasi esecutive; nel corso dei lavori dovrà essere prodotta una documentazione delle opere effettivamente eseguite, che diventerà parte integrante della relazione finale. Tutte le attività di controllo e monitoraggio dovranno essere documentate e conservate come parte della storia della costruzione.”*

Lo studio dell'edificio in esame ha evidenziato la necessità di effettuare delle analisi più dettagliate al fine di conseguire un livello di conoscenza superiore e progettare degli interventi di miglioramento adeguati.

A livello locale, come evidenziano i risultati dell'analisi sui macroelementi, è necessario intervenire al fine di impedire l'attivazione di meccanismi fuori piano che interessano la maggior parte dei macroelementi presi in considerazione e che risultano ovviamente essere quelli maggiormente pericolosi.

Come afferma la normativa gli interventi puntano ad assicurare alla costruzione un buon comportamento d'insieme, mediante la realizzazione di un buon ammorsamento tra le pareti e di efficaci collegamenti tra gli elementi orizzontali ed elementi verticali della costruzione.

Il progetto di realizzazione di questi interventi è un prerequisito essenziale per l'applicazione dei metodi di analisi sismica globale dell'edificio, che si basano sul comportamento delle pareti murarie nel proprio piano, presupponendone la stabilità nei riguardi di azioni sismiche fuori piano. Necessario alla reale utilità di tali interventi di miglioramento è ovviamente la corretta esecuzione degli stessi: una realizzazione sommaria o errata può ovviamente annullare completamente gli effetti se non addirittura creare ulteriori problematiche. Sarà pertanto necessario seguire un

approfondito piano di indagini conoscitive da condurre sull' edificio ed ovviamente gli interventi dovranno essere realizzati da manodopera specializzata.

9.1.2 Tiranti in acciaio

I tiranti in acciaio costituiscono una delle tecniche di consolidamento più antiche ed efficaci per rinforzare gli edifici in muratura.

Questi vengono disposti nelle due direzioni principali del fabbricato, a livello dei solai ed in corrispondenza delle pareti portanti e ancorati alle murature mediante capochiave (a paletto o a piastra).

I vantaggi offerti da questa tecnica sono:

- favorire il comportamento d'assieme del fabbricato, in quanto:
conferisce un elevato grado di connessione tra le murature ortogonali conferisce un elevato grado di connessione tra le murature ortogonali fornisce un efficace vincolo contro il ribaltamento fuori piano dei pannelli murari, quando ciò non appaia garantito dai solai o da altre strutture.
- migliorare il comportamento nel piano di pareti forate, per la formazione del meccanismo tirante puntone nelle fasce murarie sopra porta e sotto finestra.

Per quanto riguarda la tesatura dei tiranti, si devono adottare tensioni limitate, tali da produrre nelle murature tensioni di compressione nettamente inferiori ai valori ritenuti ammissibili.

Tra gli aspetti positivi dell' utilizzo di questa tecnica di rinforzo strutturale ricordiamo:

- La relativa semplicità di messa in opera
- La non alterazione dello stato tensionale della costruzione
- Il costo abbastanza contenuto se confrontato con altre tecniche di intervento.

I tiranti sono elementi metallici costituiti da un cavo e da un elemento detto "chiave". Il tirante entra in funzione quando sottoposto a sforzi di trazione (ad esempio quando una parete tende a ribaltare). Affinchè il sistema risulti essere in equilibrio, il cavo del tirante deve essere in grado di sopportare la forza di trazione a cui viene sottoposto. Tale forza viene poi trasmessa alla chiave, la quale essendo a contatto con la muratura deve a sua volta essere il grado di sopportare la tensione di tale contatto. Infine anche la muratura deve essere in grado di resistere alle azioni trasmesse dalla chiave.

Per ogni tipologia di meccanismo il consolidamento del tirante contribuisce attraverso delle forze stabilizzanti la cui entità è ovviamente funzione delle dimensioni e caratteristiche stesse del presidio.

Di seguito vengono elencate le principali fasi di messa in opera:

- Preparazione delle pareti: al fine di creare un'area di appoggio del paletto di ancoraggio adeguata a contrastare le sollecitazioni agenti dopo la messa in tensione della catena, è importante intervenire sulle murature con la scrostatura dell'intonaco (ove necessario) e con eventuali operazioni di consolidamento mediante iniezioni nelle zone interessate dagli ancoraggi.
- Dimensionamento delle catene: è stata presa in considerazione la resistenza a trazione del materiale metallico f_y e quella a taglio del muro f_v su cui agisce il capochiave:
- TIRANTI: $\varnothing 12$, acciaio AISI 304 $f_y=240$ MPa
- PALETTO DI ANCORAGGIO: acciaio inox AISI 304. Misure 800x40x40 mm
- MURATURA: $f_m= 18$ MPa, $f_v= 0,26$ MPa.
- Tracciamento dei livelli e degli assi dei tiranti: vanno osservati alcuni importanti criteri di posizionamento:
 - le catene vanno inserite a livello degli orizzontamenti ed in caso di solai sfalsati a metà fra i due;
 - è bene mantenere eventuali simmetrie in pianta in modo da evitare l'insorgere di pericolosi effetti torsionali sulla struttura;
- Messa in tensione dei tiranti: il tiro della catena deve essere calcolato in modo che sia in grado di assorbire la forza sismica orizzontale dovuta alla massa delle murature comprese tra i punti medi degli interassi di catene contigue, sia in orizzontale che in verticale, attraverso l'equazione di equilibrio tra i momenti ribaltante e stabilizzante.
- Allungamento a caldo: dopo la perfetta ripresa del letto di malta cementizia ad elevate proprietà antiritiro, interposto tra la muratura e il paletto di ancoraggio, si procede con il tiraggio delle catene. Una volta posta in opera la catena se ne riscalda il tratto centrale fino all'allentamento dei capochiave.
- A questo punto, bloccando nuovamente gli ancoraggi attraverso i dadi di testa la catena svilupperà il suo tiro raffreddandosi.

Realizzando la verifica dei tiranti su tutti i macroelementi il cui ribaltamento globale non è verificato si realizza il progetto dei seguenti tiranti:

9.1.2 Interventi di recupero strutturale sugli orizzontamenti

Il primo aspetto da approfondire riguarda la necessità di mettere in atto eventuali interventi puntuali per risanare elementi ammalorati. Opportune indagini potrebbero individuare specifiche situazioni di degrado che interessano la struttura lignea: vengono quindi brevemente riportati i fenomeni che interessano più frequentemente le travature lignee.

Le cause principali di degrado del legno possono essere di tipo meccanico o di tipo biologico. Per quanto riguarda gli effetti meccanici, oltre alla torsione della trave, un fenomeno che si manifesta frequentemente è la depressione dell'orditura portante, che può a sua volta indurre lesioni generalmente localizzate in mezzeria o sugli appoggi. Le lesioni in mezzeria sono spesso caratterizzate da un andamento verticale legato alla trazione delle fibre inferiori della trave, mentre le lesioni agli appoggi possono essere ricondotte a tre principali tipologie, a seconda del tipo di sforzo a cui sono sottoposte¹:

- verticali, decrescenti dall'alto verso il basso, dovute a un momento flettente negativo che pone in trazione le fibre superiori della trave;
- inclinate di circa 45°, localizzate nella zona mediana, dovute allo sforzo di taglio;
- le risultanti delle due reazioni precedenti, in quanto conseguenti all'azione combinata dello sforzo di taglio e del momento flettente negativo. Le prime a comparire sono le fratture che si manifestano all'estradosso della trave e che si propagano longitudinalmente lungo le fibre.

Un fattore molto importante per il degrado del legno è l'umidità anche solo in piccola quantità e capace di causare danni molto gravi. Fenomeni di marcescenza rendono necessaria la sostituzione completa del pezzo ammalorato. Inoltre, l'umidità è l'unico fattore ambientale necessario allo sviluppo di funghi.

Un ultimo elemento pericoloso per l'integrità del legno è rappresentato dagli insetti xilofagi, capaci di creare delle minuscole ma diffuse "gallerie", fino a rendere il legno friabile, nei casi più gravosi.

Tutti questi fattori possono portare il legno ad uno stato di degrado tale da dover prevedere la sostituzione dell'intera trave, nei casi più gravi, o di parte di essa, generalmente quelle più soggette a questa operazione sono zone terminali: si pone quindi il problema della scelta del materiale con cui effettuare la ricostruzione. La ricostruzione con legno massiccio è una tecnica usata da molto tempo che prevede l'asportazione della parte ammalorata fino al raggiungimento

¹ S. Di Tondo ed altri, *Il recupero delle strutture in legno- II edizione ampliata.*

della parte sana (avendo cura di aver precedentemente assicurato la stabilità della struttura puntellando l'elemento oggetto di intervento e la zona al suo intorno). La parte sana viene poi perforata per l'inserimento di barre in vetroresina o in acciaio inox che vengono rese solidali all'elemento tramite riempimento con resina epossidica. Il nuovo elemento ligneo viene posizionato su queste barre, e la superficie di contatto tra i due elementi viene ulteriormente trattata con resina epossidica. Nella scelta del nuovo pezzo di legno si deve tener conto che deve essere possibilmente della stessa essenza di quello che sostituisce, e deve essere il più possibile stagionato, al fine di evitare spacchi e dissesti in corrispondenza della giuntura. Un altro materiale molto utilizzato è il legno lamellare che presenta il vantaggio, rispetto al legno massiccio, di presentare meno difetti ed un comportamento più controllato, essendo un materiale realizzato in fabbrica. Il procedimento è analogo a quello descritto precedentemente, ed in questo caso il legno lamellare può essere realizzato in opera o in fabbrica (e assemblato in cantiere). La parte ammalorata può anche essere ricostruita con un conglomerato epossidico: come nei casi precedenti si inseriscono nella parte sana le armature su cui successivamente si getta il conglomerato epossidico, previa realizzazione dei casseri di contenimento. Oltre a queste tecniche, tra gli interventi a carattere puntuale rientrano anche i rafforzamenti parziali delle strutture, attraverso mensole in legno, eventuali dormienti inseriti sotto le teste delle travi (esterni alla muratura) o elementi metallici (lamine o catene). Per diminuire il carico agente, in seguito ad opportune valutazioni, potrebbe essere utile inserire delle nuove travi nei punti in cui si concentrano i carichi, se l'interesse lo consente.

Una delle problematiche che interessa l'edilizia storica è rappresentata dalla presenza di orizzontamenti deformabili, che non sono in grado di garantire un comportamento scatolare della struttura. La presenza di un orizzontamento rigido consente infatti un controventamento del piano e una distribuzione più omogenea delle azioni sui muri di imposta (le cui proprietà meccaniche devono essere adeguatamente verificate). Nei solai esistenti con singola orditura questa condizione non si verifica, e l'irrigidimento dei solai, anche limitato, provoca in genere un aumento della resistenza e del comportamento della struttura.

Le analisi effettuate precedentemente hanno dimostrato che intervenire per irrigidire i solai lignei porterebbe un sensibile miglioramento nel comportamento globale della struttura. Ci sono diverse tecniche capaci di produrre questi effetti, e nella scelta occorre valutare attentamente diversi fattori.

Una tecnica potrebbe impiegare rinforzi con bandelle metalliche o di materiali compositi, fissate al tavolato esistente con andamento incrociato, ma gli interventi che vengono maggiormente usati sono essenzialmente riferibili a tre tipologie.

Esse sono riconducibili ad un principio progettuale comune ma si differenziano nei materiali impiegati e nelle modalità operative:

- ripristino di rigidità ottenuto mediante tavolati strutturali incollati ed avvitati;
- ripristino di capacità portante mediante tavolati strutturali collaboranti;
- ripristino di capacità portante ottenuto mediante cappe armate in calcestruzzo.

L'aumento delle prestazioni strutturali che ciascuna tipologia di intervento comporta è proporzionale ad una maggiore invasività e mancanza di reversibilità². Gli effetti devono essere inoltre valutati sia in relazione alla ripartizione delle azioni tra gli elementi verticali sia all'aumento delle masse.

Ancora una volta si ricorda che un'adeguata conoscenza dello stato di fatto è l'elemento imprescindibile per poter scegliere l'intervento più adeguato al caso specifico. Non disponendo di dati tali da permettere la definizione del sistema strutturale dell'edificio oggetto di studio, non è stato possibile sviluppare un'analisi dei carichi, strumento indispensabile per definire le modalità di intervento. Sono quindi state fatte delle ipotesi, illustrate precedentemente, e sulla base di esse si è scelto di descrivere, a titolo esemplificativo, una proposta di intervento che prevede l'uso di una cappa collaborante in legno.

Le finalità dell'intervento comprendono quindi, oltre ad un incremento di resistenza e rigidità del solaio, anche una maggior efficacia nella ripartizione trasversale dei carichi verticali e un collegamento orizzontale tra gli elementi portanti verticali (comportamento scatolare).

L'intervento proposto consiste nella rimozione del pavimento esistente e nell'applicazione di un nuovo tavolato ligneo strutturale composto da tre strati di pannello di compensato di spessore 2 cm sopra il tavolato esistente. Gli strati del nuovo tavolato vengono incollati mutuamente mediante resine epossidiche "in continuo" ed avvitati in fase provvisoria durante la posa. Il risultato è una lastra lignea strutturale che viene ancorata alla struttura portante sottostante mediante connettori in acciaio ad aderenza migliorata e resina epossidica bicomponente.

² U. Turrini, *Il rinforzo strutturale dei solai lignei*.

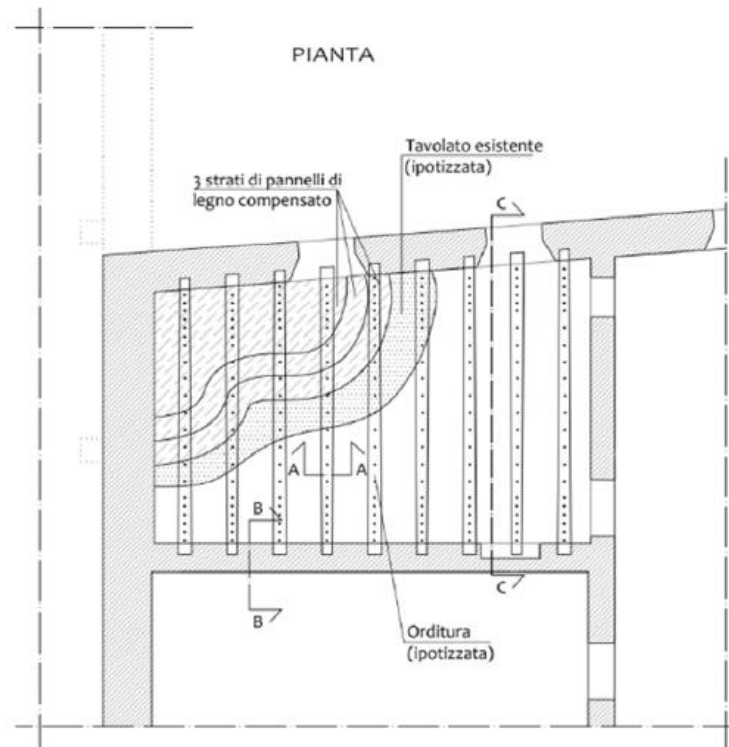


Figura 9.01: Schematizzazione dell'intervento con cappa collaborante legno-legno; pianta del solaio.

Per garantire la collaborazione tra la lastra e la struttura portante verticale, i nuovi tavolati sono collegati alle murature di ambito attraverso regge metalliche a forma di “Y” avvitate al legno e ancorate alle murature mediante apposite resine epossidiche bicomponenti. In aggiunta devono anche essere messi in opera dei nastri metallici continui (con funzione di “catene” strutturali), avvitati anch’essi al tavolato. Questi nastri metallici hanno anche la funzione di collegare tra loro i solai di ambienti attigui.

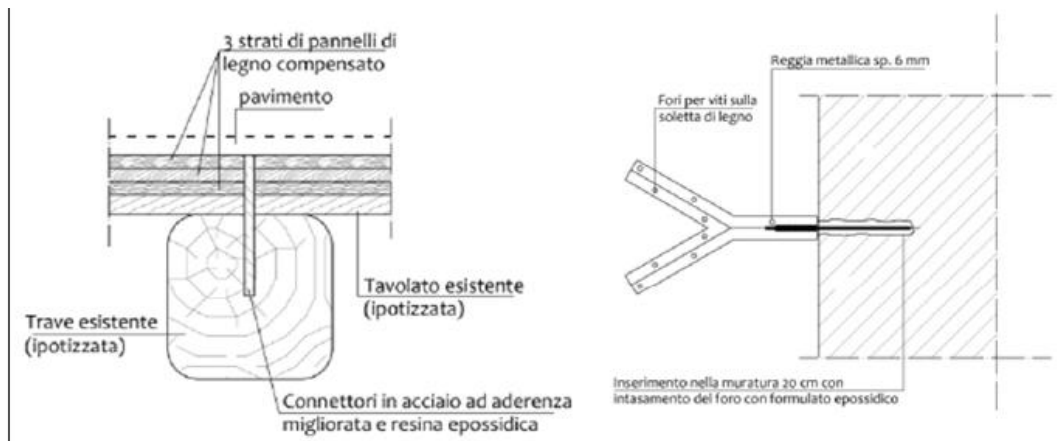


Figura 9.02: Schematizzazione dell'intervento con cappa collaborante legno-legno, sezione trasversale e schematizzazione del posizionamento della reggia metallica in pianta.

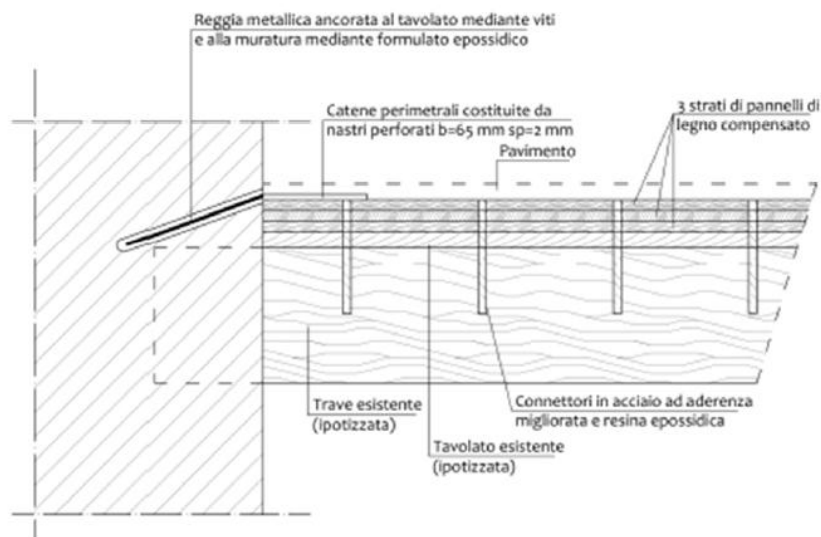


Figura 9.03: Schematizzazione del posizionamento della reggia metallica in sezione longitudinale del solaio.

Occorre sottolineare che l'uso di resine epossidiche implica un ripristino della continuità delle fibre interrotte a causa della perforazione.

L'uso della cappa in legno collaborante risulta molto utile nel rinforzo strutturale dell'edilizia storica, e la caratteristica di minimo aumento delle masse fa sì che questo intervento sia spesso preferito a quelli che prevedono una cappa in cemento armato (che implica notevoli aumenti di massa).

CONCLUSIONI

La presente tesi si è occupata dello studio della vulnerabilità sismica del Palazzetto di Costruzioni Marittime dell'Università degli studi di Padova. Le fasi di studio e di analisi dell'edificio sono state condotte seguendo quelle che sono le fasi che vengono definite nelle "Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale" che traducono le prescrizioni fornite dalle Norme Tecniche per le Costruzione del 2008.

Tali fasi si articolano in diverse azioni volte alla realizzazione di uno studio il più possibile completo e rispondente al comportamento reale della costruzione trattata. Fase iniziale e fondamentale è quella del conseguimento di una adeguata conoscenza della struttura che consenta quindi di tracciare un profilo il più possibile completo dell'edificio, soprattutto per quanto riguarda il comportamento strutturale. Tale fase di conoscenza può essere condotta con tre differenti livelli di approfondimento definiti in base all'accuratezza delle informazioni storiche, dei rilievi geometrici, di quelli strutturali e della conoscenza del livello di degrado e di danno della struttura.

Sulla base del livello di conoscenza raggiunto sarà quindi possibile condurre tutte le analisi definendo un opportuno fattore di confidenza che permetterà quindi di tenere conto del grado di incertezza con cui si svolgerà lo studio.

La successiva fase sarà quella di adottare modelli meccanici globali o locali della struttura che riescano a descrivere la risposta strutturale dell'edificio in caso di azione sismica. Sulla base dei modelli costruiti verranno quindi condotte le corrispondenti analisi. Si precisa che la scelta e la costruzione dei modelli dovrà essere condotta basandosi sui dati identificati nella prima fase di studio, tenendo conto delle peculiarità e dello stato attuale dell'edificio.

Alla luce dei risultati ottenuti in questa seconda fase sarà possibile procedere effettuando due differenti ipotesi di proposta che si esplicheranno sia in un piano di indagini (che permetterà l'aumento del livello di conoscenza laddove ce ne fosse il bisogno), sia un piano di interventi per il miglioramento del comportamento in caso di sisma, cercando di realizzare interventi il più compatibili possibile con la costruzione.

Per quanto riguarda il Palazzetto di Costruzioni Marittime, la prima fase di conoscenza è stata condotta attraverso la raccolta del materiale presso l'Archivio dell'Università degli Studi di Padova, sono stati inoltre realizzati sopralluoghi e rilievi in situ e si è analizzato il rilievo

geometrico dell' edificio fornito dall' ufficio tecnico dell' Università. Si è ricostruita la storia dell' edificio dal '700 (secolo di costruzione) ad oggi, con numerosi documenti riguardanti l' ampliamento realizzato per la costruzione del Laboratorio affiancato alla costruzione oggetto di studio, da cui si è potuto ottenere alcune informazioni anche sul palazzetto stesso.

Per quanto riguarda le informazioni sulla struttura dell' edificio, purtroppo non è stato possibile raccogliere informazioni certe sulle tipologie né sulle murature verticali, né sugli orizzontamenti: tutte le informazioni sono state dedotte dall' osservazione diretta della costruzione e, per tutte le informazioni sconosciute sono state formulate delle ipotesi. In particolare sono state numerose le ipotesi sui solai lignei presenti in gran numero all' interno dell' edificio: ipotesi sia per quanto riguarda la geometria che per quanto riguarda le connessioni con le murature perimetrali e lo stato di conservazione. In base alle informazioni raccolte si è definito un livello di conoscenza LC1 che da normativa viene definito con un fattore di confidenza pari ad 1, 35.

La seconda fase dello studio è stata quella di definizione dei modelli meccanici considerati maggiormente validi per la definizione della costruzione e per poterne descrivere il comportamento nei confronti delle azioni dinamiche. La prima analisi che è stata condotta è stata un' analisi di tipo locale, sono stati individuati i macroelementi ovvero le porzioni di muratura che viene ipotizzato possano avere comportamento unitario: non presentando un quadro fessurativo particolarmente rilevante si sono anche in questo caso avanzate delle ipotesi per individuarli.

Sono stati analizzati per tutti i macroelementi quattro meccanismi fuori piano, considerati più pericolosi rispetto ai meccanismi di secondo modo. Tale analisi ha restituito un quadro particolarmente problematico per quanto riguarda i ribaltamenti globali ed in quota di parete e si è pertanto tenuto conto di questo nella formulazione delle proposte di intervento.

Si è poi passato alla conduzione di analisi di tipo globale che quindi potessero tenere conto del comportamento d'insieme della costruzione. Si è inizialmente utilizzata la procedura Vulnus che fornisce un giudizio qualitativo di vulnerabilità sismica per edifici in muratura. Il limite di tale procedura è quello di essere efficace per edifici in muratura sufficientemente regolari sia in pianta che in elevazione. L' inserimento dei dati all' interno del software viene fatta basandosi su una pianta che viene definita come rappresentativa di tutta la costruzione e pertanto sono state inevitabili alcune semplificazioni dovute ad alcune differenze in pianta ed in alzato del Palazzetto.

Il risultato ottenuto è stato un giudizio di vulnerabilità medio con una particolare debolezza nei confronti delle azioni fuori dal piano.

Il secondo modello globale è stato realizzato attraverso il software 3Muri prodotto da Stadata: tale programma permette la costruzione di un modello in tre dimensioni dell'edificio permettendo quindi di tener conto di un gran numero di dettagli. L'analisi è stata realizzata sul modello isolato in quanto l'edificio non è vincolato ad altri edifici. Dalle ventiquattro analisi effettuate, sette sono state quelle non verificate, la direzione maggiormente vulnerabile è la direzione +X con un $\alpha_u=0,37$ riguardante l'analisi più gravosa.

Dopo la raccolta e la lettura critica dei risultati ottenuti, si è deciso di ipotizzare un piano di indagini che permettesse di raccogliere tutte le informazioni attualmente non in nostro possesso. Per tale piano di indagini si fa riferimento soprattutto a prove debolmente distruttive e mediamente distruttive per evitare interventi eccessivamente invasivi. Si è quindi deciso di ripetere le analisi sia locali dei macroelementi che globali con il software 3Muri, inserendo come fattore di confidenza un valore di 1,20, considerando quindi un livello LC2 che presuppone quindi una conoscenza della costruzione mediamente approfondita.

I risultati ottenuti da tali indagini in LC2 hanno ottenuto un miglioramento minimo per quanto riguarda i meccanismi locali che interessano i macroelementi e minimo è stato anche per quanto riguarda la modellazione globale con il software 3Muri.

A seguito di tali risultati si è deciso di redigere un'ipotesi di piano di interventi che permettesse di ridurre ulteriormente le problematiche del Palazzetto di Costruzioni Marittime. Si è deciso di progettare interventi di miglioramento sismico che consentissero un buon comportamento d'insieme della struttura, tenendo conto però dell'invasività, della compatibilità, dell'efficacia, della reversibilità e dell'economicità degli interventi proposti.

Si è dunque deciso di formulare un piano di intervento che si concentrasse sia sulle murature verticali che sui solai:

- Per quanto riguarda i ribaltamenti fuori dal piano delle murature si è proceduto con la progettazione di tiranti che hanno la funzione di evitare l'attivazione di tali meccanismi che risultano essere pericolosissimi per quanto riguarda la salvaguardia delle vite umane. Si è pertanto creata un'ipotesi di posizionamento dei tiranti che sono stati previsti per tutte

le murature perimetrali a tutti i piani dell' edificio. Si è inoltre proceduto alla formulazione di una ipotesi per quanto riguarda i tiranti che allo stato di fatto odierno sono visibili in alcuni punti dell' edificio ma di cui non conosciamo l' effettiva azione, analizzando come tali tiranti dovrebbero agire per essere efficaci.

- Per quanto riguarda i solai si è invece deciso di ipotizzare degli interventi migliorativi che permettessero di migliorare da un lato il comportamento e la rigidità dei solai lignei presenti e dall'altro migliorando il comportamento e l'ammorsamento con le pareti perimetrali dei solai in latero cemento.

Si è deciso di tenere conto tali ipotesi di intervento sui solai costruendo un nuovo modello di 3Muri che potesse in qualche modo tradurre nel modello tridimensionale questi interventi per analizzare poi gli effetti ottenuti nell' analisi. Si sono pertanto inserite ipotesi migliorativi nell' input dei solai all' interno del modello.

Al lancio dell' analisi si è potuto evidenziare come tali interventi portassero un miglioramento di minima entità sul comportamento globale dell' edificio: tale miglioramento è risultato più evidente per l' intervento con cappa in c.a. (intervento però decisamente più invasivo), e minore per l' intervento con doppio tavolato (intervento decisamente meno invasivo e più compatibile).

Concludendo si può affermare che le informazioni raccolte nel corso dello studio rendono evidente la necessità di svolgere indagini approfondite sull' edificio al fine di ottenere tutte le informazioni che in questa tesi sono state unicamente ipotizzate.

Si rende però nota la necessità di inserire presidi antisismici come i tiranti che permettano alla costruzione di sviluppare un buon comportamento d' insieme e quindi di avere un comportamento scatolare nei confronti delle azioni orizzontali dinamiche che potrebbero interessare l' edificio.

Per quanto riguarda gli interventi sui solai invece, alla luce dei risultati ottenuti si rende noto come il miglioramento ottenuto attraverso la modellazione in LC1 sia molto basso e si può quindi ritenere più opportuno svolgere indagini approfondite sui solai lignei e in latero-cemento prima di programmare un piano d' azione di tale entità.

Bibliografia

Albanesi T., Nuti C., 2007, Analisi statica non lineare (pushover), Dispensa, Università degli Studi di Roma Tre, 2007, pp. 1-19

Bernardini A. (a cura di), 2000, La vulnerabilità degli edifici: Valutazione a scala nazionale della vulnerabilità degli edifici ordinari. C.N.R-G.N.D.T., Roma

Binda L., Saisi A., Modena C., Valluzzi M.R., Marchetti L., 2004, Analisi della vulnerabilità sismica di un centro storico umbro e valutazioni sui possibili interventi. XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Genova

G. Brunetta, Gli interventi dell'Università di Padova nel riutilizzo di antichi edifici, 1966, pp. 126-127

Cardani G., Binda L., Valluzzi M.R., Modena C. (2007) Le indagini conoscitive per lo studio degli aggregati storici: il caso di Castelluccio di Norcia (PG), XII Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Pisa 10-14 Giugno 2007

Munari M., Valluzzi M.R., Cardani G., Anzani A., Binda L., Modena C., 2010, Seismic vulnerability analyses of masonry buildings in the historical center of Sulmona (Italy). 13th International Conference on Structural Faults and Repair, Edinburgh

M. Pengo (laureando), C. Modena (relatore), Verifiche dei meccanismi d'insieme mediante analisi numerica, in Analisi di vulnerabilità sismica finalizzata agli interventi di miglioramento strutturale di Palazzo Ca Borin, Università degli Studi di Padova, Facoltà di ingegneria, A. C. 2012/2013, pp. 191-215.

U. Turrini, *Il rinforzo strutturale dei solai lignei*, Padova, libreria internazionale Cortina Padova, 2008.

Valluzzi M.R., Michielon E., Modena C., Binda L. (2001) Modellazione del comportamento di edifici in muratura sotto azioni sismiche: l'esperienza Umbria-Marche. X Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Potenza-Matera

Norme di riferimento

Decreto Ministeriale del 14 Gennaio 2008 (G.U. n.29 del 4/2/08 suppl. ord.n.30) – Norme Tecniche per le Costruzioni.

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 (G.U. n.47 del 26/02/09 suppl. ord. N.27)- Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (D.M 14 gennaio 2008), Circolare 26 Segretario Generale MiBAC, Prot. 10953 del 2 dicembre 2010.

MANUALISTICA DI RIFERIMENTO

Manuale d'uso del Programma 3Muri, programma a cura di S.T.A. DATA srl, Torino.

Manuale d'uso del Programma Vulnus 4.0, programma originario a cura di A.

Bernardini, R. Gori, C. Modena, versione Vb a cura di M.R. Valluzzi, dicembre 2009.

Manuale per il rilevamento della vulnerabilità sismica degli edifici –Istruzione per la compilazione della scheda di 2° livello, GNDT, Roma, 1993.

Manuale delle opere provvisorie urgenti post-sisma, a cura di M. Dolce, D.

Liberatore, C.Moroni, G. Perillo, G. Spera, A. Cacosso, , convenzione tra il dipartimento protezione civile ufficio sismico nazionale e l'università degli studi della basilicata, 2000.

Linee guida per la compilazione della scheda di valutazione della qualità muraria,

*RELUIS, U. R. 06, progetto di ricerca n. 1, rendicontazione scientifica primo anno, Allegato
3b.1_UR 06 – Responsabile A. Borri, 2006.*

ALLEGATO 1

TABELLE MACROELEMENTI

DATI GEOMETRICI	DATI MATERIALE		CARICHI		MACROELEM1
n	2,00 γ	18,00 G1	0,00 P1	0,00	RIBALTAMENTO GLOBALE
H	8,33 fm	240,00 G2	0,00 P2	0,00	
z	3,90 τ0	6,00 G3	0,00 P3	0,00	
htot	4,43 g	9,81 G4	1,72 P4	132,10	
h1	0,00 FC	1,35 Gcop	1,80 N1	0,00	
h2	0,00 fmd	0,89 Q1	0,00 N2	0,00	
h3	0,00 fvd	0,02 Q2	0,00 N3	0,00	
h4	4,43 ag	0,97 Q3	0,00 N4	33,09	
b1	0,00 F0	2,62 Q4	0,50		
b2	0,00 TC*	0,33 Qneve	0,80		
b3	0,00 η	1,00 ψ 1	0,00 t	0,02	
b4	0,38 S	1,50 ψ 2	0,00 α	0,06269911	
d1	0,00 Cc	1,51 ψ 3	0,00 Ms	27,54	
d2	0,00 Tc	0,50 ψ 4	0,00 MR	439,19	
d3	0,00 TB	0,17 ψ neve	0,00 ϑ	0,23	
d4	0,19 TD	1,94			
I	5,31 C1	0,05 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	2,41 q	2,00 δ N1	0,00 M*	15,15	
Acop	16,08 TE	6,00 δ N2	0,00 e*	0,90	
A1apert	0,00 TF	10,00 δ N3	0,00 a0*	0,51	
A2apert	0,00	δ N4	1,00		
A3apert	0,00	δ P1	0,00		
A4apert	4,21	δ P2	0,00		
		δ P3	0,00		
		δ P4	0,50		

VERIFICA SLV LINEARE				SPETTRO Se(T1)	
T1	0,25 a1	0,73		SE T1<TB	4,92134239
$\Psi(z)$	0,47 a2	1,07		SE TB<T1<TC	3,8167767
γ	1,20 a0*	0,51		SE TC<T1<TD	7,81531908
Se(T1)	3,82 a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA	0,47 %	SETD<T1	61,8754676

VERIFICA SLV NON LINEARE				spettro Sde(T1)		SPETTRO Sde(Ts)		SPETTRO Se(Ts)	
RP1	0,02 βP1	0,00 Ms	0,00						
RP2	0,02 βP2	0,00 θ	0,06261						
RP3	0,02 βP3	0,00 hbar	2,66						
RP4	2,22 βP4	1,50 dk0	0,17						
RN1	0,02 βN1	0,00 δxhbar	0,60						
RN2	0,02 βN2	0,00 d0*	0,18	SE TE<TS<TF	0,22				
RN3	0,02 βN3	0,00 du*	0,07	SE TS<TE	0,01				
RN4	4,43 βN4	1,53 ds*	0,03						
		as*	0,43						
		Ts*	1,66	SE TE<TS<TF	0,16	SE TS<TB	24,8725841		
SDe1	0,09	SDe(Ts)	0,09	SE TS<TE	0,09	SE TB<TS<TC	3,8167767		
SDe2	0,03	SDe(T1)	0,01			SE TC<TS<TD	1,15633984		
du*	0,07	Se(TS)	1,354553134			SETD<TS	1,35455313		
du*>max(SDe1;SDe2)	NON VERIFICATA	0,78408769 %							

TIRANTI	PREDIMENSIONAMENTO	
T4	6,948306066 fy	240
MS	27,54 \emptyset	18
MR	58,31801904 a	0,8
a0*	1,07 b	0,04
α 0	0,132784419 t	0,38
T3	6,948306066	

VERIFICA TIRANTI		SCHIACCIAMENTO MURO	
ROTTURA BARRA		T'''	
T'	61,0416	T'''	28,48
PUNZONAMENTO MURATURA		T	
T''	24,32	T	VERIFICATO

MACROELEMENTO 1 CUNEO

DATI GEOMETRICI	DATI DEL MATERIALE	CARICHI		
h4	4,43 γ	18,00 P4	132,102972	
b4	0,38 fm	240,00 N4	33,0892	
l	5,31 T0	6,00 Pc	259,874248	
i	0,5 g	9,81 Nc	11,1428	
d4	0,19 FC	1,35		
bc	2,55 fmd	0,89 MS	374,254132	
dc	1,7040627 fvd	0,02 MR	1256,05112	
lc	2,55609405 ag	0,83		
Aapertura	4,21 F0	2,62 α	0,29796091	
Asolaio	2,41 TC*	0,33		
Asolaio cunec	4,94 η	1,00 ϑ	0,23	
Acopertura	16,08 S	1,50 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ	
Acopertura ci	1,47 Cc	1,51 δ Nc	1,00 M*	42,51
G4	1,72 Tc	0,50 δ N4	1,00 e*	0,96
Gcop	1,8 TB	0,17 δ Pc	0,67 a0*	2,26
Q4	0,5 TD	1,94 δ P4	0,50	
Qneve	0,8 C1	0,05		
ψ 4	0 q	2,00		
ψ neve	0 TE	6,00		
α c	30 TF	10,00		
H	8,33			
z	3,9			
n	2			

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,25 a1	0,63		
Ψ (z)	0,47 a2	0,00		
γ	1,20 a0*	2,26		
Se(T1)	0,02 a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA		3,62 %

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB	0,25152609
SE TB<T1<TC	0,01557642
SE TC<T1<TD	0,09530271
SETD<T1	0,19514401

MACROELEMENTO 2 RIBALTAMENTO GLOBALE

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
n	3,00 γ	18,00 G1	0,00 P1	0,00	
H	12,08 fm	240,00 G2	0,00 P2	0,00	
z	4,06 τ_0	6,00 G3	1,72 P3	113,26	
htot	8,02 g	9,81 G4	1,72 P4	80,78	
h1	0,00 FC	1,35 Gcop	1,80 N1	0,00	
h2	0,00 fmd	0,89 Q1	0,00 N2	0,00	
h3	4,42 fvd	0,02 Q2	0,00 N3	5,59	
h4	3,60 ag	0,97 Q3	2,00 N4	16,78	
b1	0,00 F0	2,59 Q4	0,50		
b2	0,00 TC*	0,33 Qneve	0,80		
b3	0,38 η	1,00 ψ_1	0,00 t	0,04	
b4	0,38 S	1,50 ψ_2	0,00 α	0,03643957	
d1	0,00 Cc	1,51 ψ_3	0,30 Ms	33,24	
d2	0,00 Tc	0,50 ψ_4	0,00 MR	912,06	
d3	0,19 TB	0,17 ψ_{neve}	0,00 θ	0,12	
d4	0,19 TD	1,94			
l	4,45 C1	0,05	SPOSTAMENTI VIRTUALI CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	2,41 q	2,00 $\delta N1$	0,00 M*	17,42	
Acop	7,02 TE	6,00 $\delta N2$	0,00 e*	0,79	
A1apert	0,00 TF	10,00 $\delta N3$	0,55 a0*	0,34	
A2apert	0,00	$\delta N4$	1,00		
A3apert	3,11	$\delta P1$	0,00		
A4apert	4,21	$\delta P2$	0,00		
		$\delta P3$	0,28		
		$\delta P4$	0,78		

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,32 a1	0,73			SPETTRO Se(T1)
$\Psi(z)$	0,34 a2	0,82			SE T1<TB 5,95040475
γ	1,29 a0*	0,34			SE TB<T1<TC 3,77307315
Se(T1)	3,77 a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA	0,41 %		SE TC<T1<TD 5,84626823
					SETD<T1 35,0254777

VERIFICA SLV NON LINEARE

RP1	0,04 $\beta P1$	0,00 Ms	0,00		
RP2	0,04 $\beta P2$	0,00 θ	0,03642345		
RP3	2,22 $\beta P3$	1,50 hbar	4,21		
RP4	6,22 $\beta P4$	1,55 dk0	0,15		
RN1	0,04 $\beta N1$	0,00 $\delta x hbar$	0,53		spettro Sde(T1)
RN2	0,04 $\beta N2$	0,00 d0*	0,19		SE TE<TS<TF 0,21
RN3	4,42 $\beta N3$	1,54 du*	0,08		SE TS<TE 0,01
RN4	8,02 $\beta N4$	1,55 ds*	0,03		
		as*	0,28		SPETTRO Sde(Ts)
		Ts*	2,09		SE TE<TS<TF 0,14
SDe1	0,09	SDe(Ts)	0,09		SE TS<TE 0,09
SDe2	0,03	SDe(T1)	0,01		SE TB<TS<TC 3,77307315
du*	0,08	Se(Ts)	0,843551853		SE TC<TS<TD 0,90728263
du*>max(SDe1;SDe2)	NON VERIFICATA	0,8338364 %			SETD<TS 0,84355185

TIRANTI

TIRANTI		PREDIMENSIONAMENTO	
T4	4,549814008 fy	240	
MS	33,24 ϕ	18	
MR	80,8079222 a	0,8	
a0*	0,82 b	0,04	
α_0	0,088598875 t	0,38	
T3	2,042310527		

VERIFICA TIRANTI

ROTTURA BARRA		SCHIACCIAMENTO MURO	
T'	61,0416	T'''	28,48
PUNZONAMENTO MURATURA			
T''	24,32	T	VERIFICATO

MACROELEMENTO 2 RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
n	3,00 γ	18,00 G1	0,00 P1		0,00
H	12,08 fm	240,00 G2	0,00 P2		0,00
z	8,48 τ_0	6,00 G3	0,00 P3		0,00
htot	3,60 g	9,81 G4	1,72 P4		80,78
h1	0,00 FC	1,35 Gcop	1,80 N1		0,00
h2	0,00 fmd	0,89 Q1	0,00 N2		0,00
h3	0,00 fvd	0,02 Q2	0,00 N3		0,00
h4	3,60 ag	0,97 Q3	0,00 N4		16,78
b1	0,00 F0	2,62 Q4	0,50		
b2	0,00 TC*	0,33 Qneve	0,80		
b3	0,00 η	1,00 ψ_1	0,00 t		0,02
b4	0,38 S	1,50 ψ_2	0,00 α	0,08227941	
d1	0,00 Cc	1,51 ψ_3	0,00 Ms		16,93
d2	0,00 Tc	0,50 ψ_4	0,00 MR		205,82
d3	0,00 TB	0,17 ψ_{neve}	0,00 ϑ		0,28
d4	0,19 TD	1,94			
l	4,45 C1	0,05 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	2,41 q	2,00 $\delta N1$	0,00 M*		9,01
Acop	7,02 TE	6,00 $\delta N2$	0,00 e*		0,91
A1apert	0,00 TF	10,00 $\delta N3$	0,00 a0*		0,66
A2apert	0,00	$\delta N4$	1,00		
A3apert	0,00	$\delta P1$	0,00		
A4apert	4,21	$\delta P2$	0,00		
		$\delta P3$	0,00		
		$\delta P4$	0,50		

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,32 a1	0,73		
$\Psi(z)$	0,70 a2	1,72		
γ	1,29 a0*	0,66		
Se(T1)	3,82 a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA		0,38 %

VERIFICA SLV NON LINEARE

RP1	0,02 $\beta P1$	0,00 Ms	0,00	
RP2	0,02 $\beta P2$	0,00 θ	0,0821	
RP3	0,02 $\beta P3$	0,00 hbar	2,11	
RP4	1,81 $\beta P4$	1,47 dk0	0,17	
RN1	0,02 $\beta N1$	0,00 $\delta x hbar$	0,59	spettro Sde(T:
RN2	0,02 $\beta N2$	0,00 d0*	0,19	SE TE<TS<TF
RN3	0,02 $\beta N3$	0,00 du*	0,08	SE TS<TE
RN4	3,60 $\beta N4$	1,52 ds*	0,03	
		as*	0,55	SPETTRO Sde(
		Ts*	1,48	SE TE<TS<TF
SDe1	0,09	SDe(Ts)	0,09	SE TS<TE
SDe2	0,05	SDe(T1)	0,01	
du*	0,08	Se(TS)	1,70920599	

$du^* > \max(SDe1; SDe2)$ NON VERIFICATA 0,80994506 %

TIRANTI		PREDIMENSIONAMENTO
T	5,98873873 fy	240
MS	16,93 \emptyset	18
MR	38,4939641 a	0,35
a0*	1,50 b	0,35
$\alpha 0$	0,18703002 t	0,35

VERIFICA TIRANTI

ROTTURA BARRA		SCHIACCIAMENTO MURO	
T'	61,0416	T'''	109,025
PUNZONAMENTO MURATURA			
T''	19,6	T	VERIFICATO

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB	6,03519002
SE TB<T1<TC	3,8167767
SE TC<T1<TD	5,91398562
SETD<T1	35,4311782

1)

0,21372968
0,01015823

(TS) SPETTRO Se(Ts)

0,17 SE TS<TB	22,3021644
0,09 SE TB<TS<TC	3,8167767
SE TC<TS<TD	1,29892678
SETD<TS	1,70920599

MACROELEMENTO 2 FLESSIONE

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
n	3,00 γ	18,00	G1	0,00	P1 0,00
H	12,08 fm	240,00	G2	0,00	P2 0,00
z	4,06 τ_0	6,00	G3	1,72	P3 113,26
htot	8,02 g	9,81	G4	1,72	P4 80,78
h1	0,00 FC	1,35	Gcop	1,80	N1 0,00
h2	0,00 fmd	0,89	Q1	0,00	N2 0,00
h3	4,42 fvd	0,02	Q2	0,00	N3 6,31
h4	3,60 ag	0,83	Q3	3,00	N4 16,78
b1	0,00 FO	2,62	Q4	0,50	N10 0,00
b2	0,00 TC*	0,33	Qneve	0,80	
b3	0,38 η	1,00	ψ_1	0,00	t 0,04
b4	0,38 S	1,50	ψ_2	0,00	α 0,19487
d1	0,00 Cc	1,51	ψ_3	0,30	Ms
d2	0,00 TC	0,50	ψ_4	0,00	MR
d3	0,19 TB	0,17	ψ_{neve}	0,00	ϑ 0,12
d4	0,19 TD	1,94			
l	4,45 C1	0,05	SPOSTAMENTI VIRTU CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	2,41 q	2,00	$\delta N1x$	0,00	M* 19,50
Acop	7,02 TE	6,00	$\delta N2x$	0,00	e* 0,88
A1apert	0,00 TF	10,00	$\delta N3x$	4,42	a0* 1,61
A2apert	0,00		$\delta N4x$	0,00	φ 1,23
A3apert	3,11		$\delta P1x$	0,00	Θ 1,00
A4apert	4,21		$\delta P2x$	0,00	
			$\delta P3x$	2,21	
			$\delta P4x$	1,80	
			$\delta N1y$	0,00	
			$\delta N2y$	0,00	
			$\delta N3y$	0,19	
			$\delta N4y$	0,61	
			$\delta P1y$	0,00	
			$\delta P2y$	0,00	
			$\delta P3y$	0,19	
			$\delta P4y$	0,61	

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,32 a1	0,63		
$\Psi(z)$	0,34 a2	0,71		
γ	1,29 a0*	1,61		
Se(T1)	3,28 a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA		2,27 %

SPETTRO Se(T1)
SE T1<TB 5,181729
SE TB<T1< 3,277031
SE TC<T1< 5,077664
SETD<T1 30,42071

MACROELEMENTO 2 CUNEO

DATI GEOMETRICI	DATI DEL MATERIALE	CARICHI		
h4	3,6 γ	18,00 P4	80,7804	
b4	0,38 fm	240,00 N4	16,7812	
l	4,45 T0	6,00 Pc	30,9583957	
i	0,33 g	9,81 Nc	11,2236	
d4	0,19 FC	1,35		
bc	0,46 fmd	0,89 MS	54,8551607	
dc	1,38479136 fvd	0,02 MR	320,52215	
lc	2,07718704 ag	0,83		
Aapertura	4,21 F0	2,62 α	0,17114312	
Asolaio	2,41 TC*	0,33		
Asolaio cunec	3,93 η	1,00 ϑ	0,28	
Acopertura	7,02 S	1,50 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ	
Acopertura ci	2,48 Cc	1,51 δ Nc	1,00 M*	13,04
G4	1,72 Tc	0,50 δ N4	1,00 e*	0,92
Gcop	1,8 TB	0,17 δ Pc	0,67 a0*	1,36
Q4	0,5 TD	1,94 δ P4	0,50	
Qneve	0,8 C1	0,05		
ψ 4	0 q	2,00		
ψ neve	0 TE	6,00		
α c	30 TF	10,00		
H	12,08			
z	8,48			
n	3			

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,32 a1	0,63		
Ψ (z)	0,70 a2	0,01		
γ	1,29 a0*	1,36		
Se(T1)	0,02 a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA	2,17 %	

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB 0,23682274

SE TB<T1<TC 0,01557642

SE TC<T1<TD 0,07211719

SETD<T1 0,11174351

MACROELEMENTO 3 GLOBALE

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
n	2,00 γ	18,00 G1	0,00 P1	0,00	
H	8,33 fm	240,00 G2	0,00 P2	0,00	
z	3,90 τ_0	6,00 G3	0,00 P3	0,00	
htot	4,43 g	9,81 G4	1,72 P4	124,76	
h1	0,00 FC	1,35 Gcop	1,80 N1	0,00	
h2	0,00 fmd	0,89 Q1	0,00 N2	0,00	
h3	0,00 fvd	0,02 Q2	0,00 N3	0,00	
h4	4,43 ag	0,97 Q3	0,00 N4	23,39	
b1	0,00 F0	2,62 Q4	0,50		
b2	0,00 TC*	0,33 Qneve	0,80		
b3	0,00 η	1,00 ψ_1	0,00 t	0,02	
b4	0,38 S	1,50 ψ_2	0,00 α	0,06554921	
d1	0,00 Cc	1,51 ψ_3	0,00 Ms	24,91	
d2	0,00 Tc	0,50 ψ_4	0,00 MR	379,95	
d3	0,00 TB	0,17 ψ_{neve}	0,00 θ	0,23	
d4	0,19 TD	1,94			
I	5,07 C1	0,05 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	2,41 q	2,00 $\delta N1$	0,00 M*	13,74	
Acop	10,69 TE	6,00 $\delta N2$	0,00 e*	0,91	
A1apert	0,00 TF	10,00 $\delta N3$	0,00 a0*	0,52	
A2apert	0,00	$\delta N4$	1,00		
A3apert	0,00	$\delta P1$	0,00		
A4apert	4,22	$\delta P2$	0,00		
		$\delta P3$	0,00		
		$\delta P4$	0,50		

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,25 a1	0,73		
$\Psi(z)$	0,47 a2	1,07		
γ	1,20 a0*	0,52		
Se(T1)	3,82 a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA	0,49 %	

VERIFICA SLV NON LINEARE

RP1	0,02 $\beta P1$	0,00 Ms	0,00	
RP2	0,02 $\beta P2$	0,00 θ	0,06545	
RP3	0,02 $\beta P3$	0,00 hbar	2,56	
RP4	2,22 $\beta P4$	1,50 dk0	0,17	
RN1	0,02 $\beta N1$	0,00 $\delta x hbar$	0,58	spettro Sde(T:
RN2	0,02 $\beta N2$	0,00 d0*	0,18	SE TE<TS<TF
RN3	0,02 $\beta N3$	0,00 du*	0,07	SE TS<TE
RN4	4,43 $\beta N4$	1,53 ds*	0,03	
		as*	0,44	SPETTRO Sde(
		Ts*	1,63	SE TE<TS<TF
SDe1	0,09	SDe(Ts)	0,09	SE TS<TE
SDe2	0,03	SDe(T1)	0,01	
du*	0,07	Se(TS)	1,40442373	

$du^* > \max(SDe1; SDe2)$ NON VERIFICATA 0,78206945 %

TIRANTI	PREDIMENSIONAMENTO	
T	10,4851925 fy	240
MS	24,91 \emptyset	18
MR	71,3550727 a	0,8
a0*	1,50 b	0,04
$\alpha 0$	0,18779936 t	0,38

VERIFICA TIRANTI

ROTTURA BARRA

T' 61,0416

PUNZONAMENTO MURATURA

T'' 24,32

SCHIACCIAMENTO MURO

T''' 28,48

T VERIFICATO

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB	4,92134239
SE TB<T1<TC	3,8167767
SE TC<T1<TD	7,81531908
SETD<T1	61,8754676

1)

0,21669761
0,00581681

[TS) SPETTRO Se(Ts)

0,16 SE TS<TB	24,453083
0,09 SE TB<TS<TC	3,8167767
SE TC<TS<TD	1,17743393
SETD<TS	1,40442373

MACROELEMENTO 3 GLOBALE

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
n	2,00 γ	18,00 G1	0,00 P1		0,00
H	8,33 fm	240,00 G2	0,00 P2		0,00
z	3,90 τ_0	6,00 G3	0,00 P3		0,00
htot	4,43 g	9,81 G4	1,72 P4		124,76
h1	0,00 FC	1,35 Gcop	1,80 N1		0,00
h2	0,00 fmd	0,89 Q1	0,00 N2		0,00
h3	0,00 fvd	0,02 Q2	0,00 N3		0,00
h4	4,43 ag	0,97 Q3	0,00 N4		23,39
b1	0,00 F0	2,62 Q4	0,50		
b2	0,00 TC*	0,33 Qneve	0,80		
b3	0,00 η	1,00 ψ_1	0,00 t		0,02
b4	0,38 S	1,50 ψ_2	0,00 α	0,06554921	
d1	0,00 Cc	1,51 ψ_3	0,00 Ms		24,91
d2	0,00 Tc	0,50 ψ_4	0,00 MR		379,95
d3	0,00 TB	0,17 ψ_{neve}	0,00 θ		0,23
d4	0,19 TD	1,94			
I	5,07 C1	0,05 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	2,41 q	2,00 $\delta N1$	0,00 M*		13,74
Acop	10,69 TE	6,00 $\delta N2$	0,00 e*		0,91
A1apert	0,00 TF	10,00 $\delta N3$	0,00 a0*		0,52
A2apert	0,00	$\delta N4$	1,00		
A3apert	0,00	$\delta P1$	0,00		
A4apert	4,22	$\delta P2$	0,00		
		$\delta P3$	0,00		
		$\delta P4$	0,50		

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,25 a1	0,73		
$\Psi(z)$	0,47 a2	1,07		
γ	1,20 a0*	0,52		
Se(T1)	3,82 a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA		0,49 %

VERIFICA SLV NON LINEARE

RP1	0,02 $\beta P1$	0,00 Ms	0,00	
RP2	0,02 $\beta P2$	0,00 θ	0,06545	
RP3	0,02 $\beta P3$	0,00 hbar	2,56	
RP4	2,22 $\beta P4$	1,50 dk0	0,17	
RN1	0,02 $\beta N1$	0,00 $\delta x hbar$	0,58	spettro Sde(T:
RN2	0,02 $\beta N2$	0,00 d0*	0,18	SE TE<TS<TF
RN3	0,02 $\beta N3$	0,00 du*	0,07	SE TS<TE
RN4	4,43 $\beta N4$	1,53 ds*	0,03	
		as*	0,44	SPETTRO Sde(
		Ts*	1,63	SE TE<TS<TF
SDe1	0,09	SDe(Ts)	0,09	SE TS<TE
SDe2	0,03	SDe(T1)	0,01	
du*	0,07	Se(TS)	1,40442373	

$d_u^* > \max(SDe1; SDe2)$ NON VERIFICATA 0,78206945 %

TIRANTI	PREDIMENSIONAMENTO	
T	10,4851925 fy	240
MS	24,91 \emptyset	18
MR	71,3550727 a	0,8
a0*	1,50 b	0,04
$\alpha 0$	0,18779936 t	0,38

VERIFICA TIRANTI

ROTTURA BARRA

T' 61,0416

PUNZONAMENTO MURATURA

T'' 24,32

SCHIACCIAMENTO MURO

T''' 28,48

T VERIFICATO

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB	4,92134239
SE TB<T1<TC	3,8167767
SE TC<T1<TD	7,81531908
SETD<T1	61,8754676

1)

0,21669761
0,00581681

TS) SPETTRO Se(Ts)

0,16 SE TS<TB	24,453083
0,09 SE TB<TS<TC	3,8167767
SE TC<TS<TD	1,17743393
SETD<TS	1,40442373

MACROELEM 4 RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO

DATI GEOMETRICI	DATI MATERIALE	CARICHI		
n	2,00 γ	18,00 G1	0,00 P1	0,00
H	8,33 fm	240,00 G2	0,00 P2	0,00
z	4,32 τ_0	6,00 G3	0,00 P3	0,00
htot	4,32 g	9,81 G4	1,72 P4	216,09
h1	0,00 FC	1,35 Gcop	1,80 N1	0,00
h2	0,00 fmd	0,89 Q1	0,00 N2	0,00
h3	0,00 fvd	0,02 Q2	0,00 N3	0,00
h4	4,32 ag	0,97 Q3	0,00 N4	64,43
b1	0,00 F0	2,62 Q4	0,50	
b2	0,00 TC*	0,33 Qneve	0,80	
b3	0,00 η	1,00 ψ_1	0,00 t	0,03
b4	0,38 S	1,50 ψ_2	0,00 α	0,06199021
d1	0,00 Cc	1,51 ψ_3	0,00 Ms	46,19
d2	0,00 Tc	0,50 ψ_4	0,30 MR	745,10
d3	0,00 TB	0,17 ψ_{neve}	0,00 θ	0,23
d4	0,19 TD	1,94		
l	8,29 C1	0,05 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ	
Asolaio	16,32 q	2,00 $\delta N1$	0,00 M*	25,60
Acop	18,84 TE	6,00 $\delta N2$	0,00 e*	0,90
A1apert	0,00 TF	10,00 $\delta N3$	0,00 a0*	0,50
A2apert	0,00	$\delta N4$	1,00	
A3apert	0,00	$\delta P1$	0,00	
A4apert	4,22	$\delta P2$	0,00	
		$\delta P3$	0,00	
		$\delta P4$	0,50	

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,25 a1	0,73			SPETTRO Se(T1)
$\Psi(z)$	0,52 a2	1,19			SE T1<TB 4,92134239
γ	1,20 a0*	0,50			SE TB<T1<TC 3,8167767
Se(T1)	3,82 a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA	0,42 %		SE TC<T1<TD 7,81531908
					SETD<T1 61,8754676

VERIFICA SLV NON LINEARE

RP1	0,03 $\beta P1$	0,00 Ms	0,00		
RP2	0,03 $\beta P2$	0,00 θ	0,06191		
RP3	0,03 $\beta P3$	0,00 hbar	2,66		
RP4	2,17 $\beta P4$	1,49 dk0	0,16		
RN1	0,03 $\beta N1$	0,00 $\delta x hbar$	0,61		spettro Sde(T1)
RN2	0,03 $\beta N2$	0,00 d0*	0,18		SE TE<TS<TF 0,22
RN3	0,03 $\beta N3$	0,00 du*	0,07		SE TS<TE 0,01
RN4	4,32 $\beta N4$	1,53 ds*	0,03		
		as*	0,42		SPETTRO Sde(TS)
		Ts*	1,66		SE TE<TS<TF 0,16
SDe1	0,09	SDe(Ts)	0,09		SE TS<TE 0,09
SDe2	0,03	SDe(T1)	0,01		SE TB<TS<TC 3,8167767
du*	0,07	Se(TS)	1,355674723		SE TC<TS<TD 1,15681848
du*>max(SDe1;SDe2)	NON VERIFICATA	0,778641 %			SETD<TS 1,35567472

TIRANTI

TIRANTI	PREDIMENSIONAMENTO
T4	14,54456388 fy
MS	46,19 \emptyset
MR	109,0216692 a
a0*	1,19 b
α_0	0,146317387 t
T3	14,54456388

VERIFICA TIRANTI

ROTTURA BARRA	T'	61,0416	SCHIACCIAMENTO MURO	T'''	28,48
PUNZONAMENTO MURATURA	T''	24,32	T	VERIFICATO	

ME 4 CUNEO

DATI GEOMETRICI	DATI DEL MATERIALE	CARICHI		
h4	4,32 γ	18,00 P4	216,094752	
b4	0,38 fm	240,00 N4	90,55704	
l	8,29 τ_0	6,00 Pc	241,313964	
i	0,5 g	9,81 Nc	8,1583775	
d4	0,19 FC	1,35		
bc	2,49 fmd	0,89 MS	366,911101	
dc	1,66174963 fvd	0,02 MR	1588,19948	
lc	2,49262445 ag	0,83		
Aapertura	4,22 F0	2,62 α	0,23102331	
Asolaio	16,32 TC*	0,33		
Asolaio cunec	1,245 η	1,00 ϑ	0,23	
Acopertura	18,84 S	1,50 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ	
Acopertura ci	1,73 Cc	1,51 δNc	1,00 M*	52,99
G4	0,6195 Tc	0,50 $\delta N4$	1,00 e*	0,93
Gcop	4,27 TB	0,17 δPc	0,67 a0*	1,80
Q4	0,5 TD	1,94 $\delta P4$	0,50	
Qneve	0,8 C1	0,05		
ψ_4	0 q	2,00		
ψ_{neve}	0 TE	6,00		
α_c	30 TF	10,00		
H	8,33			
z	4,32			
n	2			

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,25 a1	0,63		
$\Psi(z)$	0,52 a2	0,00		
γ	1,20 a0*	1,80		
Se(T1)	0,02 a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA	2,87 %	

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB 0,25152609

SE TB<T1<TC 0,01557642

SE TC<T1<TD 0,09530271

SETD<T1 0,19514401

ME5 RIBALTAMENTO GLOBALE

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
n	1,00 γ	18,00 G1	0,00 P1		0,00
H	3,05 fm	240,00 G2	0,00 P2		0,00
z	0,00 τ_0	6,00 G3	0,00 P3		0,00
htot	3,05 g	9,81 G4	0,00 P4		82,34
h1	0,00 FC	1,35 Gcop	4,72 N1		0,00
h2	0,00 fmd	0,89 Q1	0,00 N2		0,00
h3	0,00 fvd	0,02 Q2	0,00 N3		0,00
h4	3,05 ag	0,97 Q3	0,00 N4		55,31
b1	0,00 F0	2,62 Q4	2,00		
b2	0,00 TC*	0,33 Qneve	0,80		
b3	0,00 η	1,00 ψ_1	0,00 t		0,02
b4	0,38 S	1,50 ψ_2	0,00 α	0,07954782	
d1	0,00 Cc	1,51 ψ_3	0,00 Ms		23,41
d2	0,00 Tc	0,50 ψ_4	0,30 MR		294,28
d3	0,00 TB	0,17 ψ_{neve}	0,00 θ		0,33
d4	0,19 TD	1,94			
l	5,17 C1	0,05 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	3,61 q	2,00 δ_{N1}	0,00 M*		12,50
Acop	11,26 TE	6,00 δ_{N2}	0,00 e*		0,89
A1apert	0,00 TF	10,00 δ_{N3}	0,00 a0*		0,65
A2apert	0,00	δ_{N4}	1,00		
A3apert	0,00	δ_{P1}	0,00		
A4apert	3,73	δ_{P2}	0,00		
		δ_{P3}	0,00		
		δ_{P4}	0,50		

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,12 a1	0,73			SPETTRO Se(T1)
$\Psi(z)$	0,00 a2	0,00			SE T1<TB 3,08754064
γ	1,00 a0*	0,65			SE TB<T1<TC 3,8167767
Se(T1)	3,82 a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA	0,89 %		SE TC<T1<TD 16,6037271
					SETD<T1 279,277686

VERIFICA SLV NON LINEARE

RP1	0,02 β_{P1}	0,00 Ms	0,00		
RP2	0,02 β_{P2}	0,00 θ	0,07937		
RP3	0,02 β_{P3}	0,00 hbar	2,14		
RP4	1,53 β_{P4}	1,46 dk0	0,17		
RN1	0,02 β_{N1}	0,00 δ_{xhbar}	0,70		spettro Sde(T1)
RN2	0,02 β_{N2}	0,00 d0*	0,19		SE TE<TS<TF 0,22
RN3	0,02 β_{N3}	0,00 du*	0,08		SE TS<TE 0,00
RN4	3,05 β_{N4}	1,52 ds*	0,03		
		as*	0,54		SPETTRO Sde(Ts)
		Ts*	1,48		SE TE<TS<TF 0,17
SDe1	0,09	SDe(Ts)	0,09		SE TS<TE 0,09
SDe2	0,00	SDe(T1)	0,00		SE TB<TS<TC 3,8167767
du*	0,08	Se(Ts)	1,686656154		SE TC<TS<TD 1,29032985
du*>max(SDe1;SDe2)	NON VERIFICATA	0,80691996 %			SETD<TS 1,68665615

TIRANTI

TIRANTI		PREDIMENSIONAMENTO	
T4	0,942210014 fy	240	
MS	23,41 \emptyset	18	
MR	26,28298035 a	0,8	
a0*	0,73 b	0,04	
α_0	0,08931318 t	0,38	
T3	0,942210014		

VERIFICA TIRANTI

ROTTURA BARRA		SCHIACCIAMENTO MURO	
T'	61,0416	T'''	28,48
PUNZONAMENTO MURATURA			
T''	24,32	T	VERIFICATO

RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO

DATI GEOMETRICI	DATI MATERIALE	CARICHI		
n	2,00 γ	18,00 G1	0,00 P1	0,00
H	8,74 fm	240,00 G2	0,00 P2	0,00
z	4,24 T0	6,00 G3	0,00 P3	0,00
htot	4,50 g	9,81 G4	1,72 P4	114,77
h1	0,00 FC	1,35 Gcop	1,80 N1	0,00
h2	0,00 fmd	0,89 Q1	0,00 N2	0,00
h3	0,00 fvd	0,02 Q2	0,00 N3	0,00
h4	4,50 ag	0,97 Q3	0,00 N4	20,66
b1	0,00 F0	2,62 Q4	2,00	
b2	0,00 TC*	0,33 Qneve	0,80	
b3	0,00 η	1,00 $\psi1$	0,00 t	0,02
b4	0,40 S	1,50 $\psi2$	0,00 α	0,06871272
d1	0,00 Cc	1,51 $\psi3$	0,00 Ms	24,13
d2	0,00 Tc	0,50 $\psi4$	0,00 MR	351,19
d3	0,00 TB	0,17 \psineve	0,00 θ	0,22
d4	0,19 TD	1,94		
l	5,00 C1	0,05 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ	
Asolaio	2,56 q	2,00 $\delta N1$	0,00 M*	12,58
Acop	9,03 TE	6,00 $\delta N2$	0,00 e*	0,91
A1apert	0,00 TF	10,00 $\delta N3$	0,00 a0*	0,55
A2apert	0,00	$\delta N4$	1,00	
A3apert	0,00	$\delta P1$	0,00	
A4apert	6,56	$\delta P2$	0,00	
		$\delta P3$	0,00	
		$\delta P4$	0,50	

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,25 a1	0,73			SPETTRO Se(T1)
$\Psi(z)$	0,49 a2	1,11			SE T1<TB 5,04846456
γ	1,20 a0*	0,55			SE TB<T1<TC 3,8167767
Se(T1)	3,82 a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA	0,49 %		SE TC<T1<TD 7,53870746
					SETD<T1 57,5729983

VERIFICA SLV NON LINEARE

RP1	0,02 $\beta P1$	0,00 Ms	0,00		
RP2	0,02 $\beta P2$	0,00 θ	0,0686		
RP3	0,02 $\beta P3$	0,00 hbar	2,59		
RP4	2,26 $\beta P4$	1,49 dk0	0,18		
RN1	0,02 $\beta N1$	0,00 $\delta xhbar$	0,58		spettro Sde(T1)
RN2	0,02 $\beta N2$	0,00 d0*	0,20		SE TE<TS<TF 0,22
RN3	0,02 $\beta N3$	0,00 du*	0,08		SE TS<TE 0,01
RN4	4,50 $\beta N4$	1,53 ds*	0,03		
		as*	0,46		SPETTRO Sde(Ts)
		Ts*	1,64		SE TE<TS<TF 0,16
SDe1	0,09	SDe(Ts)	0,09		SE TS<TE 0,09
SDe2	0,03	SDe(T1)	0,01		SE TB<TS<TC 3,8167767
du*	0,08	Se(Ts)	1,389240907		SE TC<TS<TD 1,17105218
du*>max(SDe1;SDe2)	NON VERIFICATA	0,82738073 %			SETD<TS 1,38924091

TIRANTI

TIRANTI	PREDIMENSIONAMENTO	
T4	5,510827427 fy	240
MS	24,13 \emptyset	18
MR	48,92962816 a	0,8
a0*	1,11 b	0,04
$\alpha 0$	0,139327057 t	0,4
T3	5,510827427	

VERIFICA TIRANTI

ROTTURA BARRA	SCHIACCIAMENTO MURO	
T'	61,0416	T''' 28,48
PUNZONAMENTO MURATURA		
T''	26,24	T VERIFICATO

MACROELEMENTO 8 RIBALTAMENTO GLOBALE

DATI GEOMETRICI	DATI MATERIALE		CARICHI	
n	2,00 γ	18,00 G1	0,00 P1	0,00
H	8,33 fm	240,00 G2	0,00 P2	0,00
z	0,00 T0	6,00 G3	4,70 P3	92,92
htot	8,33 g	9,81 G4	1,72 P4	126,10
h1	0,00 FC	1,35 Gcop	1,80 N1	0,00
h2	0,00 fmd	0,89 Q1	0,00 N2	0,00
h3	3,90 fvd	0,02 Q2	0,00 N3	12,93
h4	4,43 ag	0,97 Q3	2,00 N4	23,19
b1	0,00 F0	2,62 Q4	0,50	
b2	0,00 TC*	0,33 Qneve	0,80	
b3	0,40 η	1,00 $\psi1$	0,00 t	0,04
b4	0,40 S	1,50 $\psi2$	0,00 α	0,03320446
d1	0,00 Cc	1,51 $\psi3$	0,30 Ms	39,71
d2	0,00 Tc	0,50 $\psi4$	0,80 MR	1195,88
d3	0,19 TB	0,17 ψneve	0,00 θ	0,12
d4	0,19 TD	1,94		
l	4,45 C1	0,05 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ	
Asolaio	2,44 q	2,00 $\delta N1$	0,00 M*	21,21
Acop	10,01 TE	6,00 $\delta N2$	0,00 e*	0,82
A1apert	0,00 TF	10,00 $\delta N3$	0,47 a0*	0,30
A2apert	0,00	$\delta N4$	1,00	
A3apert	4,45	$\delta P1$	0,00	
A4apert	2,20	$\delta P2$	0,00	
		$\delta P3$	0,23	
		$\delta P4$	0,73	

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,25 a1	0,73		
$\Psi(z)$	0,00 a2	0,00		
γ	1,20 a0*	0,30		
Se(T1)	3,82 a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA	0,41 %	

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB	4,92134239
SE TB<T1<TC	3,8167767
SE TC<T1<TD	7,81531908
SETD<T1	61,8754676

VERIFICA SLV NON LINEARE

RP1	0,04 $\beta P1$	0,00 Ms	0,00	
RP2	0,04 $\beta P2$	0,00 θ	0,03319	
RP3	1,96 $\beta P3$	1,49 hbar	4,69	
RP4	6,12 $\beta P4$	1,55 dk0	0,16	
RN1	0,04 $\beta N1$	0,00 $\delta xhbar$	0,56	spettro Sde(T1)
RN2	0,04 $\beta N2$	0,00 d0*	0,19	SE TE<TS<TF 0,22
RN3	3,90 $\beta N3$	1,53 du*	0,08	SE TS<TE 0,01
RN4	8,33 $\beta N4$	1,55 ds*	0,03	
		as*	0,25	SPETTRO Sde(TS)
		Ts*	2,20	SPETTRO Se(Ts)
SDe1	0,09	SDe(Ts)	0,09	SE TE<TS<TF 0,14 SE TS<TB 32,5704338
SDe2	0,00	SDe(T1)	0,01	SE TS<TE 0,09 SE TB<TS<TC 3,8167767
du*	0,08	Se(TS)	0,767206233	SE TC<TS<TD 0,87024899
du*>max(SDe1;SDe2)	NON VERIFICATA			Se TD<TS 0,76720623

TIRANTI

PREDIMENSIONAMENTO

T4	6,967108613 fy	240	6,96710861
MS	39,71 \emptyset	18	
MR	97,74472066 a	0,8	5,71449514
a0*	0,73 b	0,04	
$\alpha 0$	0,081734232 t	0,4	
T3	3,705197017		

VERIFICA TIRANTI

ROTTURA BARRA

T' 61,0416

SCHIACCIAMENTO MURO

T''' 28,48

PUNZONAMENTO MURATURA

T'' 26,24

T VERIFICATO

MACROELEMENTO 9 RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO

DATI GEOMETRICI	DATI MATERIALE	CARICHI		
n	3,00 γ	18,00 G1	0,00 P1	0,00
H	12,08 fm	240,00 G2	0,00 P2	0,00
z	8,48 τ_0	6,00 G3	0,00 P3	0,00
htot	3,60 g	9,81 G4	1,72 P4	98,25
h1	0,00 FC	1,35 Gcop	1,80 N1	0,00
h2	0,00 fmd	0,89 Q1	0,00 N2	0,00
h3	0,00 fvd	0,02 Q2	0,00 N3	0,00
h4	3,60 ag	0,97 Q3	0,00 N4	16,96
b1	0,00 F0	2,62 Q4	0,50	
b2	0,00 TC*	0,33 Qneve	0,80	
b3	0,00 η	1,00 ψ_1	0,00 t	0,02
b4	0,40 S	1,50 ψ_2	0,00 α	0,0868748
d1	0,00 Cc	1,51 ψ_3	0,00 Ms	20,67
d2	0,00 Tc	0,50 ψ_4	0,00 MR	237,90
d3	0,00 TB	0,17 ψ_{neve}	0,00 ϑ	0,28
d4	0,19 TD	1,94		
l	4,51 C1	0,05 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ	
Asolaio	2,44 q	2,00 $\delta N1$	0,00 M*	10,72
Acop	7,09 TE	6,00 $\delta N2$	0,00 e*	0,91
A1apert	0,00 TF	10,00 $\delta N3$	0,00 a0*	0,69
A2apert	0,00	$\delta N4$	1,00	
A3apert	0,00	$\delta P1$	0,00	
A4apert	2,59	$\delta P2$	0,00	
		$\delta P3$	0,00	
		$\delta P4$	0,50	

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,32 a1	0,73		
$\Psi(z)$	0,70 a2	1,72		
γ	1,29 a0*	0,69		
Se(T1)	3,82 a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA		0,40 %

VERIFICA SLV NON LINEARE

RP1	0,02 $\beta P1$	0,00 Ms	0,00	
RP2	0,02 $\beta P2$	0,00 θ	0,08664	
RP3	0,02 $\beta P3$	0,00 hbar	2,06	
RP4	1,81 $\beta P4$	1,47 dk0	0,18	
RN1	0,02 $\beta N1$	0,00 $\delta x hbar$	0,57	spettro Sde(T:
RN2	0,02 $\beta N2$	0,00 d0*	0,20	SE TE<TS<TF
RN3	0,02 $\beta N3$	0,00 du*	0,08	SE TS<TE
RN4	3,60 $\beta N4$	1,52 ds*	0,03	
		as*	0,58	SPETTRO Sde(
		Ts*	1,46	SE TE<TS<TF
SDe1	0,09	SDe(Ts)	0,09	SE TS<TE
SDe2	0,05	SDe(T1)	0,01	
du*	0,08	Se(TS)	1,74730367	

$du^* > \max(SDe1; SDe2)$ NON VERIFICATA 0,83024424 %

TIRANTI	PREDIMENSIONAMENTO	
T	6,71235036 fy	240
MS	20,67 \emptyset	18
MR	44,8323101 a	0,8
a0*	1,50 b	0,04
$\alpha 0$	0,18844719 t	0,4

VERIFICA TIRANTI

ROTTURA BARRA

T' 61,0416

PUNZONAMENTO MURATURA

T'' 26,24

SCHIACCIAMENTO MURO

T''' 28,48

T VERIFICATO

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB	6,03519002
SE TB<T1<TC	3,8167767
SE TC<T1<TD	5,91398562
SETD<T1	35,4311782

1)

0,21372968
0,01015823

TS) SPETTRO Se(Ts)

0,17 SE TS<TB	22,0736588
0,09 SE TB<TS<TC	3,8167767
SE TC<TS<TD	1,31332334
SETD<TS	1,74730367

MACROELEMENTO 9 FLESSIONE

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
n	3,00 γ	18,00	G1	0,00	P1 0,00
H	12,08 fm	240,00	G2	0,00	P2 0,00
z	4,06 τ_0	6,00	G3	1,72	P3 83,98
htot	8,02 g	9,81	G4	1,72	P4 98,25
h1	0,00 FC	1,35	Gcop	1,80	N1 0,00
h2	0,00 fmd	0,89	Q1	0,00	N2 0,00
h3	4,42 fvd	0,02	Q2	0,00	N3 6,39
h4	3,60 ag	0,83	Q3	3,00	N4 16,96
b1	0,00 F0	2,62	Q4	0,50	N10 0,00
b2	0,00 TC*	0,33	Qneve	0,80	
b3	0,40 η	1,00	ψ_1	0,00	t 0,03
b4	0,40 S	1,50	ψ_2	0,00	α 0,236989
d1	0,00 Cc	1,51	ψ_3	0,30	Ms
d2	0,00 TC	0,50	ψ_4	0,00	MR
d3	0,19 TB	0,17	ψ_{neve}	0,00	ϑ 0,12
d4	0,19 TD	1,94			
l	4,51 C1	0,05	SPOSTAMENTI VIRTU CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	2,44 q	2,00	$\delta N1x$	0,00	M* 18,23
Acop	7,09 TE	6,00	$\delta N2x$	0,00	e* 0,87
A1apert	0,00 TF	10,00	$\delta N3x$	4,42	a0* 1,98
A2apert	0,00		$\delta N4x$	0,00	φ 1,23
A3apert	8,27		$\delta P1x$	0,00	Θ 1,00
A4apert	2,59		$\delta P2x$	0,00	
			$\delta P3x$	2,21	
			$\delta P4x$	1,80	
			$\delta N1y$	0,00	
			$\delta N2y$	0,00	
			$\delta N3y$	0,19	
			$\delta N4y$	0,66	
			$\delta P1y$	0,00	
			$\delta P2y$	0,00	
			$\delta P3y$	0,20	
			$\delta P4y$	0,65	

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,32 a1	0,63		
$\Psi(z)$	0,34 a2	0,71		
γ	1,29 a0*	1,98		
Se(T1)	3,28 a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA		2,80 %

SPETTRO Se(T1)
SE T1<TB 5,181729
SE TB<T1< 3,277031
SE TC<T1< 5,077664
SETD<T1 30,42071

MACROELEMENTO 9 ANGOLARE

DATI GEOMETRICI	DATI DEL MATERIALE	CARICHI		
h4	3,6 γ	18,00 P4	98,2512	
b4	0,4 fm	240,00 N4	16,9588	
l	4,51 T0	6,00 Pc	20,190258	
i	0,5 g	9,81 Nc	8,1368	
d4	0,19 FC	1,35		
bc	0,3 fmd	0,89 MS	47,4900314	
dc	1,38479136 fvd	0,02 MR	315,652939	
lc	2,07718704 ag	0,83		
Aapertura	2,59 F0	2,62 α	0,15045015	
Asolaio	2,44 TC*	0,33		
Asolaio cunec	2,24 η	1,00 ϑ	0,28	
Acopertura	7,09 S	1,50 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ	
Acopertura ci	2,38 Cc	1,51 δ Nc	1,00 M*	13,37
G4	1,72 Tc	0,50 δ N4	1,00 e*	0,91
Gcop	1,8 TB	0,17 δ Pc	0,67 a0*	1,20
Q4	0,5 TD	1,94 δ P4	0,50	
Qneve	0,8 C1	0,05		
ψ 4	0 q	2,00		
ψ neve	0 TE	6,00		
α c	30 TF	10,00		
H	12,08			
z	8,48			
n	3			

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,32 a1	0,63		
Ψ (z)	0,70 a2	0,01		
γ	1,29 a0*	1,20		
Se(T1)	0,02 a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA		1,91 %

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB 0,23682274

SE TB<T1<TC 0,01557642

SE TC<T1<TD 0,07211719

SETD<T1 0,11174351

MACROELEMENTO 10 RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
n	2,00 γ	18,00 G1	0,00 P1		0,00
H	8,33 fm	240,00 G2	0,00 P2		0,00
z	3,90 τ_0	6,00 G3	0,00 P3		0,00
htot	4,43 g	9,81 G4	4,70 P4		45,82
h1	0,00 FC	1,35 Gcop	1,80 N1		0,00
h2	0,00 fmd	0,89 Q1	0,00 N2		0,00
h3	0,00 fvd	0,02 Q2	0,00 N3		0,00
h4	4,43 ag	0,97 Q3	0,00 N4		14,43
b1	0,00 F0	2,62 Q4	0,50		
b2	0,00 TC*	0,33 Qneve	0,80		
b3	0,00 η	1,00 ψ_1	0,00 t		0,02
b4	0,36 S	1,50 ψ_2	0,00 α	0,05867782	
d1	0,00 Cc	1,51 ψ_3	0,00 Ms		9,71
d2	0,00 Tc	0,50 ψ_4	0,00 MR		165,44
d3	0,00 TB	0,17 ψ_{neve}	0,00 θ		0,23
d4	0,19 TD	1,94			
l	2,12 C1	0,05 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	1,16 q	2,00 $\delta N1$	0,00 M*		5,49
Acop	4,99 TE	6,00 $\delta N2$	0,00 e*		0,89
A1apert	0,00 TF	10,00 $\delta N3$	0,00 a0*		0,48
A2apert	0,00	$\delta N4$	1,00		
A3apert	0,00	$\delta P1$	0,00		
A4apert	2,32	$\delta P2$	0,00		
		$\delta P3$	0,00		
		$\delta P4$	0,50		

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,25 a1	0,73		
$\Psi(z)$	0,47 a2	1,07		
γ	1,20 a0*	0,48		
Se(T1)	3,82 a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA		0,44 %

VERIFICA SLV NON LINEARE

RP1	0,02 $\beta P1$	0,00 Ms	0,00	
RP2	0,02 $\beta P2$	0,00 θ	0,0586	
RP3	0,02 $\beta P3$	0,00 hbar	2,75	
RP4	2,22 $\beta P4$	1,50 dk0	0,16	
RN1	0,02 $\beta N1$	0,00 $\delta x hbar$	0,62	spettro Sde(T:
RN2	0,02 $\beta N2$	0,00 d0*	0,18	SE TE<TS<TF
RN3	0,02 $\beta N3$	0,00 du*	0,07	SE TS<TE
RN4	4,43 $\beta N4$	1,53 ds*	0,03	
		as*	0,40	SPETTRO Sde(
		Ts*	1,68	SE TE<TS<TF
SDe1	0,09	SDe(Ts)	0,09	SE TS<TE
SDe2	0,03	SDe(T1)	0,01	
du*	0,07	Se(TS)	1,31145268	

$du^* > \max(SDe1; SDe2)$ NON VERIFICATA 0,76294642 %

TIRANTI	PREDIMENSIONAMENTO	
T	4,70055664 fy	240
MS	9,71 \emptyset	18
MR	30,5312839 a	0,8
a0*	1,50 b	0,04
$\alpha 0$	0,18454294 t	0,36

VERIFICA TIRANTI

ROTTURA BARRA		SCHIACCIAMENTO MURO	
T'	61,0416	T'''	28,48
PUNZONAMENTO MURATURA			
T''	22,464	T	VERIFICATO

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB	4,92134239
SE TB<T1<TC	3,8167767
SE TC<T1<TD	7,81531908
SETD<T1	61,8754676

1)

0,21669761
0,00581681

TS) SPETTRO Se(Ts)

0,16 SE TS<TB	25,2542499
0,09 SE TB<TS<TC	3,8167767
SE TC<TS<TD	1,13779437
SETD<TS	1,31145268

MACROELEMENTO 10 FLESSIONE

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
n	2,00 γ	18,00	G1	0,00	P1 0,00
H	8,33 fm	240,00	G2	0,00	P2 0,00
z	0,00 τ_0	6,00	G3	4,70	P3 38,15
htot	8,33 g	9,81	G4	1,72	P4 45,82
h1	0,00 FC	1,35	Gcop	1,80	N1 0,00
h2	0,00 fmd	0,89	Q1	0,00	N2 0,00
h3	3,90 fvd	0,02	Q2	0,00	N3 6,50
h4	4,43 ag	0,83	Q3	3,00	N4 10,98
b1	0,00 F0	2,62	Q4	0,50	N10 0,00
b2	0,00 TC*	0,33	Qneve	0,80	
b3	0,36 η	1,00	ψ_1	0,00	t 0,04
b4	0,36 S	1,50	ψ_2	0,00	α 0,186124
d1	0,00 Cc	1,51	ψ_3	0,30	Ms
d2	0,00 TC	0,50	ψ_4	0,00	MR
d3	0,19 TB	0,17	ψ_{neve}	0,00	ϑ 0,12
d4	0,19 TD	1,94			
l	2,12 C1	0,05	SPOSTAMENTI VIRTU CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	1,16 q	2,00	$\delta N1x$	0,00	M* 8,81
Acop	4,99 TE	6,00	$\delta N2x$	0,00	e* 0,85
A1apert	0,00 TF	10,00	$\delta N3x$	3,90	a0* 1,59
A2apert	0,00		$\delta N4x$	0,00	φ 0,88
A3apert	2,38		$\delta P1x$	0,00	Θ 1,00
A4apert	2,32		$\delta P2x$	0,00	
			$\delta P3x$	1,95	
			$\delta P4x$	2,22	
			$\delta N1y$	0,00	
			$\delta N2y$	0,00	
			$\delta N3y$	0,19	
			$\delta N4y$	0,51	
			$\delta P1y$	0,00	
			$\delta P2y$	0,00	
			$\delta P3y$	0,18	
			$\delta P4y$	0,52	

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,25 a1	0,63		
$\Psi(z)$	0,00 a2	0,00		
γ	1,20 a0*	1,59		
Se(T1)	3,28 a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA		2,54 %

SPETTRO Se(T1)
SE T1<TB 4,225395
SE TB<T1< 3,277031
SE TC<T1< 6,710122
SETD<T1 53,1254

MACROELEMENTO 11 RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI		
n	2,00 γ	18,00	G1	0,00	P1	0,00
H	6,77 fm	240,00	G2	0,00	P2	0,00
z	3,64 τ_0	6,00	G3	0,00	P3	0,00
htot	3,13 g	9,81	G4	1,72	P4	91,16
h1	0,00 FC	1,35	Gcop	1,80	N1	0,00
h2	0,00 fmd	0,89	Q1	0,00	N2	0,00
h3	0,00 fvd	0,02	Q2	0,00	N3	0,00
h4	3,13 ag	0,97	Q3	0,00	N4	34,86
b1	0,00 F0	2,62	Q4	0,50		
b2	0,00 TC*	0,33	Qneve	0,80		
b3	0,00 η	1,00	ψ_1	0,00	t	0,02
b4	0,38 S	1,50	ψ_2	0,00	α	0,08464505
d1	0,00 Cc	1,51	ψ_3	0,00	Ms	21,31
d2	0,00 Tc	0,50	ψ_4	0,00	MR	251,79
d3	0,00 TB	0,17	ψ_{neve}	0,00	θ	0,32
d4	0,19 TD	1,94				
I	4,52 C1	0,05	SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	14,22 q	2,00	$\delta N1$	0,00	M*	11,44
Acop	5,78 TE	6,00	$\delta N2$	0,00	e*	0,89
A1apert	0,00 TF	10,00	$\delta N3$	0,00	a0*	0,69
A2apert	0,00		$\delta N4$	1,00		
A3apert	0,00		$\delta P1$	0,00		
A4apert	0,82		$\delta P2$	0,00		
			$\delta P3$	0,00		
			$\delta P4$	0,50		

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,21 a1	0,73			
$\Psi(z)$	0,54 a2	1,23			
γ	1,20 a0*	0,69			
Se(T1)	3,82 a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA		0,56 %	

VERIFICA SLV NON LINEARE

RP1	0,02 $\beta P1$	0,00	Ms	0,00	
RP2	0,02 $\beta P2$	0,00	θ	0,08443	
RP3	0,02 $\beta P3$	0,00	hbar	2,00	
RP4	1,57 $\beta P4$	1,46	dk0	0,17	
RN1	0,02 $\beta N1$	0,00	$\delta x hbar$	0,64	spettro Sde(T:
RN2	0,02 $\beta N2$	0,00	d0*	0,19	SE TE<TS<TF
RN3	0,02 $\beta N3$	0,00	du*	0,08	SE TS<TE
RN4	3,13 $\beta N4$	1,52	ds*	0,03	
			as*	0,58	SPETTRO Sde(
			Ts*	1,44	SE TE<TS<TF
SDe1	0,09		SDe(Ts)	0,09	SE TS<TE
SDe2	0,02		SDe(T1)	0,00	
du*	0,08		Se(TS)	1,80551315	

$du^* > \max(SDe1; SDe2)$ NON VERIFICATA 0,80243532 %

TIRANTI	PREDIMENSIONAMENTO	
T	7,98023264 fy	240
MS	21,31 \emptyset	18
MR	46,2905615 a	0,8
a0*	1,50 b	0,04
$\alpha 0$	0,18384887 t	0,38

VERIFICA TIRANTI

ROTTURA BARRA		SCHIACCIAMENTO MURO	
T'	61,0416	T'''	28,48
PUNZONAMENTO MURATURA			
T''	24,32	T	VERIFICATO

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB	4,42233677
SE TB<T1<TC	3,8167767
SE TC<T1<TD	9,13038233
SETD<T1	84,4506493

1)

0,21802724
0,00426187

TS) SPETTRO Se(Ts)

0,17 SE TS<TB	21,7385935
0,09 SE TB<TS<TC	3,8167767
SE TC<TS<TD	1,33502007
SETD<TS	1,80551315

MACROELEMENTO 11 FLESSIONE

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
n	2,00 γ	18,00	G1	0,00	P1 0,00
H	6,77 fm	240,00	G2	0,00	P2 0,00
z	0,00 τ_0	6,00	G3	4,72	P3 92,39
htot	6,77 g	9,81	G4	1,72	P4 106,93
h1	0,00 FC	1,35	Gcop	1,80	N1 0,00
h2	0,00 fmd	0,89	Q1	0,00	N2 0,00
h3	3,13 fvd	0,02	Q2	0,00	N3 79,92
h4	3,64 ag	0,83	Q3	3,00	N4 34,86
b1	0,00 FO	2,62	Q4	0,50	N10 0,00
b2	0,00 TC*	0,33	Qneve	0,80	
b3	0,38 η	1,00	ψ_1	0,00	t 0,05
b4	0,38 S	1,50	ψ_2	0,00	α 0,186284
d1	0,00 Cc	1,51	ψ_3	0,30	Ms
d2	0,00 TC	0,50	ψ_4	0,00	MR
d3	0,19 TB	0,17	ψ_{neve}	0,00	ϑ 0,15
d4	0,19 TD	1,94			
l	4,52 C1	0,05	SPOSTAMENTI VIRTU CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	14,22 q	2,00	$\delta N1x$	0,00	M* 25,97
Acop	5,78 TE	6,00	$\delta N2x$	0,00	e* 0,81
A1apert	0,00 TF	10,00	$\delta N3x$	3,13	a0* 1,67
A2apert	0,00		$\delta N4x$	0,00	φ 0,86
A3apert	0,64		$\delta P1x$	0,00	Θ 1,00
A4apert	0,82		$\delta P2x$	0,00	
			$\delta P3x$	1,57	
			$\delta P4x$	1,82	
			$\delta N1y$	0,00	
			$\delta N2y$	0,00	
			$\delta N3y$	0,19	
			$\delta N4y$	0,54	
			$\delta P1y$	0,00	
			$\delta P2y$	0,00	
			$\delta P3y$	0,19	
			$\delta P4y$	0,54	

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,21 a1	0,63		
$\Psi(z)$	0,00 a2	0,00		
γ	1,20 a0*	1,67		
Se(T1)	3,28 a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA		2,67 %

SPETTRO Se(T1)
SE T1<TB 3,796956
SE TB<T1< 3,277031
SE TC<T1< 7,839217
SETD<T1 72,50813

MACROELEMENTO 12 RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO

DATI GEOMETRICI	DATI MATERIALE	CARICHI		
n	2,00 γ	18,00 G1	0,00 P1	0,00
H	6,77 fm	240,00 G2	0,00 P2	0,00
z	3,64 τ_0	6,00 G3	0,00 P3	0,00
htot	3,13 g	9,81 G4	1,72 P4	143,64
h1	0,00 FC	1,35 Gcop	1,80 N1	0,00
h2	0,00 fmd	0,89 Q1	0,00 N2	0,00
h3	0,00 fvd	0,02 Q2	0,00 N3	0,00
h4	3,13 ag	0,97 Q3	0,00 N4	66,52
b1	0,00 F0	2,62 Q4	0,50	
b2	0,00 TC*	0,33 Qneve	0,80	
b3	0,00 η	1,00 ψ_1	0,00 t	0,02
b4	0,38 S	1,50 ψ_2	0,00 α	0,08309817
d1	0,00 Cc	1,51 ψ_3	0,30 Ms	35,98
d2	0,00 Tc	0,50 ψ_4	0,00 MR	433,01
d3	0,00 TB	0,17 ψ_{neve}	0,00 ϑ	0,32
d4	0,19 TD	1,94		
I	8,38 C1	0,05 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ	
Asolaio	14,22 q	2,00 $\delta N1$	0,00 M*	19,05
Acop	23,37 TE	6,00 $\delta N2$	0,00 e*	0,89
A1apert	0,00 TF	10,00 $\delta N3$	0,00 a0*	0,68
A2apert	0,00	$\delta N4$	1,00	
A3apert	0,00	$\delta P1$	0,00	
A4apert	5,23	$\delta P2$	0,00	
		$\delta P3$	0,00	
		$\delta P4$	0,50	

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,21 a1	0,73		
$\Psi(z)$	0,54 a2	1,23		
γ	1,20 a0*	0,68		
Se(T1)	3,82 a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA		0,55 %

VERIFICA SLV NON LINEARE

RP1	0,02 $\beta P1$	0,00 Ms	0,00	
RP2	0,02 $\beta P2$	0,00 θ	0,0829	
RP3	0,02 $\beta P3$	0,00 hbar	2,06	
RP4	1,57 $\beta P4$	1,46 dk0	0,17	
RN1	0,02 $\beta N1$	0,00 $\delta x hbar$	0,66	spettro Sde(T:
RN2	0,02 $\beta N2$	0,00 d0*	0,19	SE TE<TS<TF
RN3	0,02 $\beta N3$	0,00 du*	0,08	SE TS<TE
RN4	3,13 $\beta N4$	1,52 ds*	0,03	
		as*	0,57	SPETTRO Sde(
		Ts*	1,46	SE TE<TS<TF
SDe1	0,09	SDe(Ts)	0,09	SE TS<TE
SDe2	0,02	SDe(T1)	0,00	
du*	0,08	Se(TS)	1,75043695	

$du^* > \max(SDe1; SDe2)$ NON VERIFICATA 0,81403096 %

TIRANTI	PREDIMENSIONAMENTO	
T	13,8920517 fy	240
MS	35,98 \emptyset	18
MR	79,4645879 a	0,8
a0*	1,50 b	0,04
$\alpha 0$	0,18351609 t	0,38

VERIFICA TIRANTI

ROTTURA BARRA		SCHIACCIAMENTO MURO	
T'	61,0416	T'''	28,48
PUNZONAMENTO MURATURA			
T''	24,32	T	VERIFICATO

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB	4,42233677
SE TB<T1<TC	3,8167767
SE TC<T1<TD	9,13038233
SETD<T1	84,4506493

1)

0,21802724
0,00426187

TS) SPETTRO Se(Ts)

0,17 SE TS<TB	22,0551984
0,09 SE TB<TS<TC	3,8167767
SE TC<TS<TD	1,31450034
SETD<TS	1,75043695

MACROELEMENTO 12 FLESSIONE

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
n	2,00 γ	18,00	G1	0,00	P1 0,00
H	6,77 fm	240,00	G2	0,00	P2 0,00
z	0,00 τ_0	6,00	G3	4,70	P3 164,32
htot	6,77 g	9,81	G4	1,72	P4 143,64
h1	0,00 FC	1,35	Gcop	1,80	N1 0,00
h2	0,00 fmd	0,89	Q1	0,00	N2 0,00
h3	3,64 fvd	0,02	Q2	0,00	N3 79,63
h4	3,13 ag	0,83	Q3	3,00	N4 66,52
b1	0,00 FO	2,62	Q4	0,50	N10 0,00
b2	0,00 TC*	0,33	Qneve	0,80	
b3	0,38 η	1,00	ψ_1	0,00	t 0,04
b4	0,38 S	1,50	ψ_2	0,00	α 0,212174
d1	0,00 Cc	1,51	ψ_3	0,30	Ms
d2	0,00 TC	0,50	ψ_4	0,00	MR
d3	0,19 TB	0,17	ψ_{neve}	0,00	ϑ 0,15
d4	0,19 TD	1,94			
l	8,38 C1	0,05	SPOSTAMENTI VIRTU CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	14,22 q	2,00	$\delta N1x$	0,00	M* 34,59
Acop	23,37 TE	6,00	$\delta N2x$	0,00	e* 0,75
A1apert	0,00 TF	10,00	$\delta N3x$	3,64	a0* 2,06
A2apert	0,00		$\delta N4x$	0,00	φ 1,16
A3apert	6,48		$\delta P1x$	0,00	Θ 1,00
A4apert	5,23		$\delta P2x$	0,00	
			$\delta P3x$	1,82	
			$\delta P4x$	1,57	
			$\delta N1y$	0,00	
			$\delta N2y$	0,00	
			$\delta N3y$	0,19	
			$\delta N4y$	0,60	
			$\delta P1y$	0,00	
			$\delta P2y$	0,00	
			$\delta P3y$	0,19	
			$\delta P4y$	0,60	

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,21 a1	0,63		
$\Psi(z)$	0,00 a2	0,00		
γ	1,20 a0*	2,06		
Se(T1)	3,28 a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA		3,30 %

SPETTRO Se(T1)
SE T1<TB 3,796956
SE TB<T1< 3,277031
SE TC<T1< 7,839217
SETD<T1 72,50813

MACROELEMENTO 13 FLESSIONE

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
n	2,00 γ	18,00	G1	0,00	P1 0,00
H	6,77 fm	240,00	G2	0,00	P2 0,00
z	0,00 τ_0	6,00	G3	4,70	P3 165,28
htot	6,77 g	9,81	G4	1,72	P4 144,39
h1	0,00 FC	1,35	Gcop	1,80	N1 0,00
h2	0,00 fmd	0,89	Q1	0,00	N2 0,00
h3	3,64 fvd	0,02	Q2	0,00	N3 79,63
h4	3,13 ag	0,83	Q3	3,00	N4 66,52
b1	0,00 F0	2,62	Q4	0,50	N10 0,00
b2	0,00 TC*	0,33	Qneve	0,80	
b3	0,38 η	1,00	ψ_1	0,00	t 0,04
b4	0,38 S	1,50	ψ_2	0,00	α 0,212192
d1	0,00 Cc	1,51	ψ_3	0,30	Ms
d2	0,00 TC	0,50	ψ_4	0,00	MR
d3	0,19 TB	0,17	ψ_{neve}	0,00	ϑ 0,15
d4	0,19 TD	1,94			
l	8,38 C1	0,05	SPOSTAMENTI VIRTU CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	14,22 q	2,00	$\delta N1x$	0,00	M* 34,75
Acop	23,37 TE	6,00	$\delta N2x$	0,00	e* 0,75
A1apert	0,00 TF	10,00	$\delta N3x$	3,64	a0* 2,06
A2apert	0,00		$\delta N4x$	0,00	φ 1,16
A3apert	6,34		$\delta P1x$	0,00	Θ 1,00
A4apert	5,12		$\delta P2x$	0,00	
			$\delta P3x$	1,82	
			$\delta P4x$	1,57	
			$\delta N1y$	0,00	
			$\delta N2y$	0,00	
			$\delta N3y$	0,19	
			$\delta N4y$	0,60	
			$\delta P1y$	0,00	
			$\delta P2y$	0,00	
			$\delta P3y$	0,19	
			$\delta P4y$	0,60	

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,21 a1	0,63		
$\Psi(z)$	0,00 a2	0,00		
γ	1,20 a0*	2,06		
Se(T1)	3,28 a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA		3,30 %

SPETTRO Se(T1)
SE T1<TB 3,796956
SE TB<T1< 3,277031
SE TC<T1< 7,839217
SETD<T1 72,50813

MACROELEMENTO 14 RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
n	2,00 γ	18,00 G1	0,00 P1		0,00
H	6,77 fm	240,00 G2	0,00 P2		0,00
z	3,64 τ_0	6,00 G3	0,00 P3		0,00
htot	3,13 g	9,81 G4	1,72 P4		98,88
h1	0,00 FC	1,35 Gcop	1,80 N1		0,00
h2	0,00 fmd	0,89 Q1	0,00 N2		0,00
h3	0,00 fvd	0,02 Q2	0,00 N3		0,00
h4	3,13 ag	0,97 Q3	0,00 N4		27,49
b1	0,00 F0	2,62 Q4	0,50		
b2	0,00 TC*	0,33 Qneve	0,80		
b3	0,00 η	1,00 ψ_1	0,00 t		0,02
b4	0,38 S	1,50 ψ_2	0,00 α	0,09128063	
d1	0,00 Cc	1,51 ψ_3	0,30 Ms		21,98
d2	0,00 Tc	0,50 ψ_4	0,00 MR		240,78
d3	0,00 TB	0,17 ψ_{neve}	0,00 ϑ		0,32
d4	0,19 TD	1,94			
I	5,89 C1	0,05 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	2,67 q	2,00 $\delta N1$	0,00 M*		11,55
Acop	12,72 TE	6,00 $\delta N2$	0,00 e*		0,90
A1apert	0,00 TF	10,00 $\delta N3$	0,00 a0*		0,74
A2apert	0,00	$\delta N4$	1,00		
A3apert	0,00	$\delta P1$	0,00		
A4apert	3,98	$\delta P2$	0,00		
		$\delta P3$	0,00		
		$\delta P4$	0,50		

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,21 a1	0,73		
$\Psi(z)$	0,54 a2	1,23		
γ	1,20 a0*	0,74		
Se(T1)	3,82 a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA		0,60 %

VERIFICA SLV NON LINEARE

RP1	0,02 $\beta P1$	0,00 Ms	0,00	
RP2	0,02 $\beta P2$	0,00 θ	0,09101	
RP3	0,02 $\beta P3$	0,00 hbar	1,91	
RP4	1,57 $\beta P4$	1,46 dk0	0,17	
RN1	0,02 $\beta N1$	0,00 $\delta x hbar$	0,61	spettro Sde(T:
RN2	0,02 $\beta N2$	0,00 d0*	0,19	SE TE<TS<TF
RN3	0,02 $\beta N3$	0,00 du*	0,08	SE TS<TE
RN4	3,13 $\beta N4$	1,52 ds*	0,03	
		as*	0,62	SPETTRO Sde(
		Ts*	1,40	SE TE<TS<TF
SDe1	0,09	SDe(Ts)	0,09	SE TS<TE
SDe2	0,02	SDe(T1)	0,00	
du*	0,08	Se(TS)	1,89433001	

$du^* > \max(SDe1; SDe2)$ NON VERIFICATA 0,81892278 %

TIRANTI	PREDIMENSIONAMENTO	
T	7,22194607 fy	240
MS	21,98 \emptyset	18
MR	44,5833497 a	0,8
a0*	1,50 b	0,04
$\alpha 0$	0,18516127 t	0,38

VERIFICA TIRANTI

ROTTURA BARRA

T' 61,0416

PUNZONAMENTO MURATURA

T'' 24,32

SCHIACCIAMENTO MURO

T''' 28,48

T VERIFICATO

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB	4,42233677
SE TB<T1<TC	3,8167767
SE TC<T1<TD	9,13038233
SETD<T1	84,4506493

1)

0,21802724
0,00426187

[TS) SPETTRO Se(Ts)

0,17 SE TS<TB	21,2574232
0,09 SE TB<TS<TC	3,8167767
SE TC<TS<TD	1,36746206
SETD<TS	1,89433001

MACROELEMENTO 14 FLESSIONE

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
n	2,00 γ	18,00	G1	0,00	P1 0,00
H	6,77 fm	240,00	G2	0,00	P2 0,00
z	0,00 τ_0	6,00	G3	4,70	P3 115,80
htot	6,77 g	9,81	G4	1,72	P4 98,88
h1	0,00 FC	1,35	Gcop	1,80	N1 0,00
h2	0,00 fmd	0,89	Q1	0,00	N2 0,00
h3	3,64 fvd	0,02	Q2	0,00	N3 14,95
h4	3,13 ag	0,83	Q3	3,00	N4 27,49
b1	0,00 FO	2,62	Q4	0,50	N10 0,00
b2	0,00 TC*	0,33	Qneve	0,80	
b3	0,38 η	1,00	ψ_1	0,00	t 0,03
b4	0,38 S	1,50	ψ_2	0,00	α 0,240005
d1	0,00 Cc	1,51	ψ_3	0,30	Ms
d2	0,00 TC	0,50	ψ_4	0,00	MR
d3	0,19 TB	0,17	ψ_{neve}	0,00	ϑ 0,15
d4	0,19 TD	1,94			
l	5,89 C1	0,05	SPOSTAMENTI VIRTU CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	2,67 q	2,00	$\delta N1x$	0,00	M* 21,82
Acop	12,72 TE	6,00	$\delta N2x$	0,00	e* 0,83
A1apert	0,00 TF	10,00	$\delta N3x$	3,64	a0* 2,10
A2apert	0,00		$\delta N4x$	0,00	φ 1,16
A3apert	4,51		$\delta P1x$	0,00	Θ 1,00
A4apert	3,98		$\delta P2x$	0,00	
			$\delta P3x$	1,82	
			$\delta P4x$	1,57	
			$\delta N1y$	0,00	
			$\delta N2y$	0,00	
			$\delta N3y$	0,19	
			$\delta N4y$	0,60	
			$\delta P1y$	0,00	
			$\delta P2y$	0,00	
			$\delta P3y$	0,19	
			$\delta P4y$	0,60	

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,21 a1	0,63		
$\Psi(z)$	0,00 a2	0,00		
γ	1,20 a0*	2,10		
Se(T1)	3,28 a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA		3,35 %

SPETTRO Se(T1)
SE T1<TB 3,796956
SE TB<T1< 3,277031
SE TC<T1< 7,839217
SETD<T1 72,50813

MACROELEMENTO 14 ANGOLARE

DATI GEOMETRICI	DATI DEL MATERIALE	CARICHI		
h4	3,13 γ	18,00 P4	98,876988	
b4	0,38 fm	240,00 N4	27,4884	
l	5,89 τ 0	6,00 Pc	19,332494	
i	0,5 g	9,81 Nc	7,2308	
d4	0,38 FC	1,35		
bc	0,38 fmd	0,89 MS	50,4809311	
dc	1,20399916 fvd	0,02 MR	303,754053	
lc	1,80599873 ag	0,83		
Aapertura	3,98 F0	2,62 α	0,16619015	
Asolaio	2,67 TC*	0,33		
Asolaio cunec	2,99 η	1,00 ϑ	0,32	
Acopertura	12,72 S	1,50 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ	
Acopertura ci	1,16 Cc	1,51 δ Nc	1,00 M*	14,11
G4	1,72 Tc	0,50 δ N4	1,00 e*	0,91
Gcop	1,8 TB	0,17 δ Pc	0,67 a0*	1,33
Q4	0,5 TD	1,94 δ P4	0,50	
Qneve	0,8 C1	0,05		
ψ 4	0 q	2,00		
ψ neve	0 TE	6,00		
α c	30 TF	10,00		
H	6,77			
z	3,64			
n	2			

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,21 a1	0,63		
Ψ (z)	0,54 a2	0,01		
γ	1,20 a0*	1,33		
Se(T1)	0,02 a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA	2,13 %	

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB 0,25811322

SE TB<T1<TC 0,01557642

SE TC<T1<TD 0,11133905

SETD<T1 0,26634204

MACROELEMENTO 15 RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
n	2,00 γ	18,00 G1	0,00 P1	0,00	
H	6,52 fm	240,00 G2	0,00 P2	0,00	
z	3,10 τ_0	6,00 G3	0,00 P3	0,00	
htot	3,42 g	9,81 G4	1,72 P4	87,42	
h1	0,00 FC	1,35 Gcop	1,80 N1	0,00	
h2	0,00 fmd	0,89 Q1	0,00 N2	0,00	
h3	0,00 fvd	0,02 Q2	0,00 N3	5,20	
h4	3,42 ag	0,97 Q3	2,00 N4	34,24	
b1	0,00 F0	2,62 Q4	0,50		
b2	0,00 TC*	0,33 Qneve	0,80		
b3	0,00 η	1,00 ψ_1	0,00 t	0,02	
b4	0,33 S	1,50 ψ_2	0,00 α	0,06417918	
d1	0,00 Cc	1,51 ψ_3	0,30 Ms	17,11	
d2	0,00 Tc	0,50 ψ_4	0,00 MR	266,60	
d3	0,00 TB	0,17 ψ_{neve}	0,00 ϑ	0,29	
d4	0,15 TD	1,94			
l	4,92 C1	0,05	SPOSTAMENTI VIRTUALI CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	8,67 q	2,00 $\delta N1$	0,00 M*	11,04	
Acop	10,74 TE	6,00 $\delta N2$	0,00 e*	0,85	
A1apert	0,00 TF	10,00 $\delta N3$	0,00 a0*	0,55	
A2apert	0,00	$\delta N4$	1,00		
A3apert	0,00	$\delta P1$	0,00		
A4apert	2,11	$\delta P2$	0,00		
		$\delta P3$	0,00		
		$\delta P4$	0,50		

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,20 a1	0,73		
$\Psi(z)$	0,48 a2	1,09		
γ	1,20 a0*	0,55		
Se(T1)	3,82 a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA	0,50 %	

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB	4,33981861
SE TB<T1<TC	3,8167767
SE TC<T1<TD	9,39171204
SETD<T1	89,3541242

VERIFICA SLV NON LINEARE

RP1	0,02 $\beta P1$	0,00 Ms	0,00	
RP2	0,02 $\beta P2$	0,00 θ	0,06485	
RP3	0,02 $\beta P3$	0,00 hbar	2,10	
RP4	1,72 $\beta P4$	1,49 dk0	0,14	
RN1	0,02 $\beta N1$	0,00 $\delta x hbar$	0,61	spettro Sde(T1)
RN2	0,02 $\beta N2$	0,00 d0*	0,16	SE TE<TS<TF 0,22
RN3	0,02 $\beta N3$	0,00 du*	0,06	SE TS<TE 0,00
RN4	3,42 $\beta N4$	1,53 ds*	0,03	
		as*	0,46	SPETTRO Sde(Ts)
		Ts*	1,48	SPETTRO Se(Ts)
SDe1	0,09	SDe(Ts)	0,09	SE TE<TS<TF 0,17 SE TS<TB 22,3976117
SDe2	0,02	SDe(T1)	0,00	SE TS<TE 0,09 SE TB<TS<TC 3,8167767
du*	0,06	Se(Ts)	1,693660534	SE TC<TS<TD 1,29300633
du*>max(SDe1;SDe2)	NON VERIFICATA	0,67656012 %		SETD<TS 1,69366053

TIRANTI

PREDIMENSIONAMENTO

T4	4,970198231 fy	240	4,970198231
MS	17,11 ϕ	18	
MR	34,10800292 a	0,8	
a0*	1,09 b	0,04	
α_0	0,127938814 t	0,33	
T3	4,970198231		

VERIFICA TIRANTI

ROTTURA BARRA

T' 61,0416

SCHIACCIAMENTO MURO

T''' 28,48

PUNZONAMENTO MURATURA

T'' 19,8

T VERIFICATO

MACROELEMENTO 13 RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI		
n	2,00 γ	18,00	G1	0,00	P1	0,00
H	6,77 fm	240,00	G2	0,00	P2	0,00
z	0,00 τ_0	6,00	G3	0,00	P3	0,00
htot	6,77 g	9,81	G4	1,72	P4	144,39
h1	0,00 FC	1,35	Gcop	1,80	N1	0,00
h2	0,00 fmd	0,89	Q1	0,00	N2	0,00
h3	0,00 fvd	0,02	Q2	0,00	N3	0,00
h4	3,13 ag	0,97	Q3	0,00	N4	66,52
b1	0,00 F0	2,62	Q4	0,50		
b2	0,00 TC*	0,33	Qneve	0,80		
b3	0,00 η	1,00	ψ_1	0,00	t	0,02
b4	0,38 S	1,50	ψ_2	0,00	α	0,08313683
d1	0,00 Cc	1,51	ψ_3	0,00	Ms	36,10
d2	0,00 Tc	0,50	ψ_4	0,00	MR	434,19
d3	0,00 TB	0,17	ψ_{neve}	0,00	ϑ	0,15
d4	0,19 TD	1,94				
l	8,38 C1	0,05	SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	14,22 q	2,00	$\delta N1$	0,00	M*	13,70
Acop	23,37 TE	6,00	$\delta N2$	0,00	e*	0,64
A1apert	0,00 TF	10,00	$\delta N3$	0,00	a0*	0,95
A2apert	0,00		$\delta N4$	1,00		
A3apert	0,00		$\delta P1$	0,00		
A4apert	5,12		$\delta P2$	0,00		
			$\delta P3$	0,00		
			$\delta P4$	0,23		

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,21 a1	0,73			
$\Psi(z)$	0,00 a2	0,00			
γ	1,20 a0*	0,95			
Se(T1)	3,82 a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA		1,30 %	

VERIFICA SLV NON LINEARE

RP1	0,02 $\beta P1$	0,00	Ms	0,00	
RP2	0,02 $\beta P2$	0,00	θ	0,08295	
RP3	0,02 $\beta P3$	0,00	hbar	2,06	
RP4	1,57 $\beta P4$	1,46	dk0	0,17	
RN1	0,02 $\beta N1$	0,00	$\delta x hbar$	0,30	spettro Sde(T:
RN2	0,02 $\beta N2$	0,00	d0*	0,42	SE TE<TS<TF
RN3	0,02 $\beta N3$	0,00	du*	0,17	SE TS<TE
RN4	3,13 $\beta N4$	1,52	ds*	0,07	
			as*	0,80	SPETTRO Sde(
			Ts*	1,82	SE TE<TS<TF
SDe1	0,09		SDe(Ts)	0,09	SE TS<TE
SDe2	0,00		SDe(T1)	0,00	
du*	0,17		Se(TS)	1,12454042	

$du^* > \max(SDe1; SDe2)$ VERIFICATA 1,76817204 %

TIRANTI	PREDIMENSIONAMENTO	
T	3,10636445 fy	240
MS	36,10 \emptyset	18
MR	57,1271902 a	0,8
a0*	1,50 b	0,04
$\alpha 0$	0,13157216 t	0,38

VERIFICA TIRANTI

ROTTURA BARRA

T' 61,0416

PUNZONAMENTO MURATURA

T'' 24,32

SCHIACCIAMENTO MURO

T''' 28,48

T VERIFICATO

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB 4,42233677

SE TB<T1<TC 3,8167767

SE TC<T1<TD 9,13038233

SETD<T1 84,4506493

1)

0,21802724

0,00426187

[TS)

SPETTRO Se(Ts)

0,16 SE TS<TB 27,1559772

0,09 SE TB<TS<TC 3,8167767

SE TC<TS<TD 1,05359816

SETD<TS 1,12454042

MACROELEMENTO 12 ANGOLARE

DATI GEOMETRICI	DATI DEL MATERIALE	CARICHI		
h4	3,13 γ	18,00 P4	143,635896	
b4	0,38 fm	240,00 N4	66,5244	
l	8,38 T0	6,00 Pc	19,332494	
i	0,5 g	9,81 Nc	2,763	
d4	0,19 FC	1,35		
bc	0,38 fmd	0,89 MS	54,1021762	
dc	1,20399916 fvd	0,02 MR	482,00021	
lc	1,80599873 ag	0,83		
Aapertura	5,23 F0	2,62 α	0,11224513	
Asolaio	14,22 TC*	0,33		
Asolaio cunec	0,9 η	1,00 ϑ	0,32	
Acopertura	23,37 S	1,50 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ	
Acopertura ci	0,675 Cc	1,51 δ Nc	1,00 M*	21,24
G4	1,72 Tc	0,50 δ N4	1,00 e*	0,90
Gcop	1,8 TB	0,17 δ Pc	0,67 a0*	0,91
Q4	0,5 TD	1,94 δ P4	0,50	
Qneve	0,8 C1	0,05		
ψ 4	0 q	2,00		
ψ neve	0 TE	6,00		
α c	30 TF	10,00		
H	6,77			
z	3,64			
n	2			

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,21 a1	0,63	
Ψ (z)	0,54 a2	0,01	
γ	1,20 a0*	0,91	
Se(T1)	0,02 a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA	1,45 %

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB 0,25811322

SE TB<T1<TC 0,01557642

SE TC<T1<TD 0,11133905

SETD<T1 0,26634204

MACROELEMENTO 11 CUNEO

DATI GEOMETRICI	DATI DEL MATERIALE	CARICHI		
h4	3,13 γ	18,00 P4	91,160784	
b4	0,38 fm	240,00 N4	34,8624	
l	4,52 τ_0	6,00 Pc	19,332494	
i	0,5 g	9,81 Nc	12,1664	
d4	0,19 FC	1,35		
bc	0,38 fmd	0,89 MS	53,0111026	
dc	1,20399916 fvd	0,02 MR	330,207242	
lc	1,80599873 ag	0,83		
Aapertura	0,82 F0	2,62 α	0,16053889	
Asolaio	14,22 TC*	0,33		
Asolaio cunec	5,87 η	1,00 ϑ	0,32	
Acopertura	5,78 S	1,50 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ	
Acopertura ci	1,15 Cc	1,51 δ Nc	1,00 M*	14,47
G4	1,72 Tc	0,50 δ N4	1,00 e*	0,90
Gcop	1,8 TB	0,17 δ Pc	0,67 a0*	1,29
Q4	0,5 TD	1,94 δ P4	0,50	
Qneve	0,8 C1	0,05		
ψ_4	0 q	2,00		
ψ_{neve}	0 TE	6,00		
α_c	30 TF	10,00		
H	6,77			
z	3,64			
n	2			

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,21 a1	0,63		
$\Psi(z)$	0,54 a2	0,01		
γ	1,20 a0*	1,29		
Se(T1)	0,02 a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA		2,07 %

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB 0,25811322

SE TB<T1<TC 0,01557642

SE TC<T1<TD 0,11133905

SETD<T1 0,26634204

MACROELEMENTO 15 ANGOLARE

DATI GEOMETRICI	DATI DEL MATERIALE	CARICHI		
h4	3,42 γ	18,00 P4	87,415416	
b4	0,33 fm	240,00 N4	34,2444	
l	4,92 T0	6,00 Pc	23,08083	
i	0,5 g	9,81 Nc	10,1096	
d4	0,15 FC	1,35		
bc	0,38 fmd	0,89 MS	46,7363197	
dc	1,31555179 fvd	0,02 MR	353,795334	
lc	1,97332769 ag	0,83		
Aapertura	2,11 F0	2,62 α	0,13209988	
Asolaio	8,67 TC*	0,33		
Asolaio cunec	0,98 η	1,00 ϑ	0,29	
Acopertura	10,74 S	1,50 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ	
Acopertura ci	4,68 Cc	1,51 δ Nc	1,00 M*	14,27
G4	1,72 Tc	0,50 δ N4	1,00 e*	0,90
Gcop	1,8 TB	0,17 δ Pc	0,67 a0*	1,06
Q4	0,5 TD	1,94 δ P4	0,50	
Qneve	0,8 C1	0,05		
ψ 4	0 q	2,00		
ψ neve	0 TE	6,00		
α c	30 TF	10,00		
H	6,52			
z	3,1			
n	2			

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,20 a1	0,63		
Ψ (z)	0,48 a2	0,00		
γ	1,20 a0*	1,06		
Se(T1)	0,02 a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA	1,70 %	

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB 0,2592025

SE TB<T1<TC 0,01557642

SE TC<T1<TD 0,1145258

SETD<T1 0,28180671

MACROELEMENTO 17 ANGOLARE

DATI GEOMETRICI	DATI DEL MATERIALE	CARICHI		
h4	3,42 γ	18,00 P4	111,88188	
b4	0,38 fm	240,00 N4	32,256	
l	5,35 τ_0	6,00 Pc	23,08083	
i	0,5 g	9,81 Nc	3,9262	
d4	0,19 FC	1,35		
bc	0,38 fmd	0,89 MS	45,7375598	
dc	1,31555179 fvd	0,02 MR	367,685431	
lc	1,97332769 ag	0,83		
Aapertura	1,94 F0	2,62 α	0,12439318	
Asolaio	7,65 TC*	0,33		
Asolaio cunec	0,985 η	1,00 ϑ	0,29	
Acopertura	10,61 S	1,50 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ	
Acopertura ci	1,24 Cc	1,51 δNc	1,00 M*	15,83
G4	1,72 Tc	0,50 $\delta N4$	1,00 e*	0,91
Gcop	1,8 TB	0,17 δPc	0,67 a0*	1,00
Q4	0,5 TD	1,94 $\delta P4$	0,50	
Qneve	0,8 C1	0,05		
ψ_4	0 q	2,00		
ψ_{neve}	0 TE	6,00		
α_c	30 TF	10,00		
H	17,5			
z	10,9			
n	4			

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,43 a1	0,63		
$\Psi(z)$	0,62 a2	0,01		
γ	1,33 a0*	1,00		
Se(T1)	0,02 a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA		1,59 %

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB 0,21745445

SE TB<T1<TC 0,01557642

SE TC<T1<TD 0,05461482

SETD<T1 0,06408637

MACROELEMENTO 16 RIBALTAMENTO GLOBALE

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
n	2,00 γ	18,00 G1	0,00 P1	0,00	
H	6,52 fm	240,00 G2	0,00 P2	0,00	
z	3,10 τ_0	6,00 G3	0,00 P3	0,00	
htot	3,42 g	9,81 G4	1,72 P4	87,77	
h1	0,00 FC	1,35 Gcop	1,80 N1	0,00	
h2	0,00 fmd	0,89 Q1	0,00 N2	0,00	
h3	0,00 fvd	0,02 Q2	0,00 N3	5,20	
h4	3,42 ag	0,97 Q3	2,00 N4	32,73	
b1	0,00 F0	2,62 Q4	0,50		
b2	0,00 TC*	0,33 Qneve	0,80		
b3	0,00 η	1,00 ψ_1	0,00 t	0,02	
b4	0,33 S	1,50 ψ_2	0,00 α	0,06982155	
d1	0,00 Cc	1,51 ψ_3	0,30 Ms	18,30	
d2	0,00 Tc	0,50 ψ_4	0,00 MR	262,03	
d3	0,00 TB	0,17 ψ_{neve}	0,00 ϑ	0,29	
d4	0,19 TD	1,94			
l	4,92 C1	0,05	SPOSTAMENTI VIRTUALI CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	8,67 q	2,00 $\delta N1$	0,00 M*	10,94	
Acop	9,90 TE	6,00 $\delta N2$	0,00 e*	0,85	
A1apert	0,00 TF	10,00 $\delta N3$	0,00 a0*	0,59	
A2apert	0,00	$\delta N4$	1,00		
A3apert	0,00	$\delta P1$	0,00		
A4apert	2,05	$\delta P2$	0,00		
		$\delta P3$	0,00		
		$\delta P4$	0,50		

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,20 a1	0,73			SPETTRO Se(T1)
$\Psi(z)$	0,48 a2	1,09			SE T1<TB 4,33981861
γ	1,20 a0*	0,59			SE TB<T1<TC 3,8167767
Se(T1)	3,82 a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA	0,55 %		SE TC<T1<TD 9,39171204
					SETD<T1 89,3541242

VERIFICA SLV NON LINEARE

RP1	0,02 $\beta P1$	0,00 Ms	0,00		
RP2	0,02 $\beta P2$	0,00 θ	0,07048		
RP3	0,02 $\beta P3$	0,00 hbar	2,08		
RP4	1,72 $\beta P4$	1,49 dk0	0,15		
RN1	0,02 $\beta N1$	0,00 $\delta x hbar$	0,61		spettro Sde(T1)
RN2	0,02 $\beta N2$	0,00 d0*	0,17		SE TE<TS<TF 0,22
RN3	0,02 $\beta N3$	0,00 du*	0,07		SE TS<TE 0,00
RN4	3,42 $\beta N4$	1,52 ds*	0,03		
		as*	0,50		SPETTRO Sde(Ts)
		Ts*	1,47		SE TE<TS<TF 0,17
SDe1	0,09	SDe(Ts)	0,09		SE TS<TE 0,09
SDe2	0,02	SDe(T1)	0,00		SE TB<TS<TC 3,8167767
du*	0,07	Se(Ts)	1,709393779		SE TC<TS<TD 1,29899813
du*>max(SDe1;SDe2)	NON VERIFICATA	0,72902884 %			SETD<TS 1,70939378

TIRANTI

TIRANTI		PREDIMENSIONAMENTO	
T4	4,456036028 fy	240	
MS	18,30 ϕ	18	
MR	33,53530665 a	0,8	
a0*	1,09 b	0,04	
α_0	0,127980446 t	0,33	
T3	4,456036028		

VERIFICA TIRANTI

ROTTURA BARRA		SCHIACCIAMENTO MURO	
T'	61,0416	T'''	28,48
PUNZONAMENTO MURATURA			
T''	19,8	T	VERIFICATO

MACROELEMENTO 17 ANGOLARE

DATI GEOMETRICI	DATI DEL MATERIALE	CARICHI		
h4	3,42 γ	18,00 P4	111,88188	
b4	0,38 fm	240,00 N4	32,256	
l	5,35 τ_0	6,00 Pc	23,08083	
i	0,5 g	9,81 Nc	3,9262	
d4	0,19 FC	1,35		
bc	0,38 fmd	0,89 MS	45,7375598	
dc	1,31555179 fvd	0,02 MR	367,685431	
lc	1,97332769 ag	0,83		
Aapertura	1,94 F0	2,62 α	0,12439318	
Asolaio	7,65 TC*	0,33		
Asolaio cunec	0,985 η	1,00 ϑ	0,29	
Acopertura	10,61 S	1,50 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ	
Acopertura ci	1,24 Cc	1,51 δNc	1,00 M*	15,83
G4	1,72 Tc	0,50 $\delta N4$	1,00 e*	0,91
Gcop	1,8 TB	0,17 δPc	0,67 a0*	1,00
Q4	0,5 TD	1,94 $\delta P4$	0,50	
Qneve	0,8 C1	0,05		
ψ_4	0 q	2,00		
ψ_{neve}	0 TE	6,00		
α_c	30 TF	10,00		
H	17,5			
z	10,9			
n	4			

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,43 a1	0,63		
$\Psi(z)$	0,62 a2	0,01		
γ	1,33 a0*	1,00		
Se(T1)	0,02 a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA		1,59 %

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB 0,21745445

SE TB<T1<TC 0,01557642

SE TC<T1<TD 0,05461482

SETD<T1 0,06408637

MACROELEMENTO 17 FLESSIONE

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
n	2,00 γ	18,00	G1	0,00	P1 0,00
H	6,52 fm	240,00	G2	0,00	P2 0,00
z	0,00 τ_0	6,00	G3	4,70	P3 95,38
htot	6,52 g	9,81	G4	1,72	P4 111,88
h1	0,00 FC	1,35	Gcop	1,80	N1 0,00
h2	0,00 fmd	0,89	Q1	0,00	N2 0,00
h3	3,10 fvd	0,02	Q2	0,00	N3 42,84
h4	3,42 ag	0,83	Q3	3,00	N4 32,26
b1	0,00 FO	2,62	Q4	0,50	N10 0,00
b2	0,00 TC*	0,33	Qneve	0,80	
b3	0,38 η	1,00	ψ_1	0,00	t 0,04
b4	0,38 S	1,50	ψ_2	0,00	α 0,224293
d1	0,00 Cc	1,51	ψ_3	0,30	Ms
d2	0,00 TC	0,50	ψ_4	0,00	MR
d3	0,19 TB	0,17	ψ_{neve}	0,00	ϑ 0,15
d4	0,19 TD	1,94			
l	5,35 C1	0,05	SPOSTAMENTI VIRTU CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	7,65 q	2,00	$\delta N1x$	0,00	M* 23,46
Acop	10,61 TE	6,00	$\delta N2x$	0,00	e* 0,81
A1apert	0,00 TF	10,00	$\delta N3x$	3,10	a0* 2,00
A2apert	0,00		$\delta N4x$	0,00	φ 0,91
A3apert	2,64		$\delta P1x$	0,00	Θ 1,00
A4apert	1,94		$\delta P2x$	0,00	
			$\delta P3x$	1,55	
			$\delta P4x$	1,71	
			$\delta N1y$	0,00	
			$\delta N2y$	0,00	
			$\delta N3y$	0,19	
			$\delta N4y$	0,55	
			$\delta P1y$	0,00	
			$\delta P2y$	0,00	
			$\delta P3y$	0,19	
			$\delta P4y$	0,55	

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,20 a1	0,63		
$\Psi(z)$	0,00 a2	0,00		
γ	1,20 a0*	2,00		
Se(T1)	3,28 a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA		3,20 %

SPETTRO Se(T1)
SE T1<TB 3,726107
SE TB<T1< 3,277031
SE TC<T1< 8,063591
SETD<T1 76,71819

MACROELEMENTO 17 ULTIMO PIANO

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
n	2,00 γ	18,00 G1	0,00 P1		0,00
H	6,52 fm	240,00 G2	0,00 P2		0,00
z	3,10 τ_0	6,00 G3	0,00 P3		0,00
htot	3,42 g	9,81 G4	1,72 P4		111,88
h1	0,00 FC	1,35 Gcop	1,80 N1		0,00
h2	0,00 fmd	0,89 Q1	0,00 N2		0,00
h3	0,00 fvd	0,02 Q2	0,00 N3		0,00
h4	3,42 ag	0,97 Q3	0,00 N4		32,26
b1	0,00 F0	2,62 Q4	0,50		
b2	0,00 TC*	0,33 Qneve	0,80		
b3	0,00 η	1,00 ψ_1	0,00 t		0,02
b4	0,38 S	1,50 ψ_2	0,00 α	0,08114929	
d1	0,00 Cc	1,51 ψ_3	0,00 Ms		24,48
d2	0,00 Tc	0,50 ψ_4	0,00 MR		301,63
d3	0,00 TB	0,17 ψ_{neve}	0,00 ϑ		0,29
d4	0,19 TD	1,94			
l	5,35 C1	0,05 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	7,65 q	2,00 $\delta N1$	0,00 M*		13,17
Acop	10,61 TE	6,00 $\delta N2$	0,00 e*		0,90
A1apert	0,00 TF	10,00 $\delta N3$	0,00 a0*		0,66
A2apert	0,00	$\delta N4$	1,00		
A3apert	0,00	$\delta P1$	0,00		
A4apert	1,94	$\delta P2$	0,00		
		$\delta P3$	0,00		
		$\delta P4$	0,50		

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,20 a1	0,73		
$\Psi(z)$	0,48 a2	1,09		
γ	1,20 a0*	0,66		
Se(T1)	3,82 a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA		0,60 %

VERIFICA SLV NON LINEARE

RP1	0,02 $\beta P1$	0,00 Ms	0,00	
RP2	0,02 $\beta P2$	0,00 θ	0,08097	
RP3	0,02 $\beta P3$	0,00 hbar	2,09	
RP4	1,72 $\beta P4$	1,47 dk0	0,17	
RN1	0,02 $\beta N1$	0,00 $\delta x hbar$	0,61	spettro Sde(T:
RN2	0,02 $\beta N2$	0,00 d0*	0,19	SE TE<TS<TF
RN3	0,02 $\beta N3$	0,00 du*	0,08	SE TS<TE
RN4	3,42 $\beta N4$	1,52 ds*	0,03	
		as*	0,55	SPETTRO Sde(
		Ts*	1,47	SE TE<TS<TF
SDe1	0,09	SDe(Ts)	0,09	SE TS<TE
SDe2	0,02	SDe(T1)	0,00	
du*	0,08	Se(TS)	1,72303686	

$du^* > \max(SDe1; SDe2)$ NON VERIFICATA 0,80124025 %

TIRANTI	PREDIMENSIONAMENTO	
T	9,1565267 fy	240
MS	24,48 \emptyset	18
MR	55,7926693 a	0,8
a0*	1,50 b	0,04
$\alpha 0$	0,18496839 t	0,38

VERIFICA TIRANTI

ROTTURA BARRA

T' 61,0416

PUNZONAMENTO MURATURA

T'' 24,32

SCHIACCIAMENTO MURO

T''' 28,48

T VERIFICATO

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB	4,33981861
SE TB<T1<TC	3,8167767
SE TC<T1<TD	9,39171204
SETD<T1	89,3541242

1)

0,21824712
0,00402799

TS) SPETTRO Se(Ts)

0,17 SE TS<TB	22,2183326
0,09 SE TB<TS<TC	3,8167767
SE TC<TS<TD	1,30417164
SETD<TS	1,72303686

MACROELEMENTO 18 FLESSIONE

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
n	2,00 γ	18,00	G1	0,00	P1 0,00
H	6,52 fm	240,00	G2	0,00	P2 0,00
z	0,00 τ_0	6,00	G3	4,70	P3 104,32
htot	6,52 g	9,81	G4	1,70	P4 101,07
h1	0,00 FC	1,35	Gcop	1,80	N1 0,00
h2	0,00 fmd	0,89	Q1	0,00	N2 0,00
h3	3,10 fvd	0,02	Q2	0,00	N3 45,95
h4	3,42 ag	0,83	Q3	2,00	N4 32,56
b1	0,00 FO	2,62	Q4	0,50	N10 0,00
b2	0,00 TC*	0,33	Qneve	0,80	
b3	0,38 η	1,00	ψ_1	0,00	t 0,04
b4	0,38 S	1,50	ψ_2	0,00	α 0,214569
d1	0,00 Cc	1,51	ψ_3	0,30	Ms
d2	0,00 TC	0,50	ψ_4	0,00	MR
d3	0,19 TB	0,17	ψ_{neve}	0,00	ϑ 0,15
d4	0,19 TD	1,94			
l	4,92 C1	0,05	SPOSTAMENTI VIRTU CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	8,67 q	2,00	$\delta N1x$	0,00	M* 23,48
Acop	9,90 TE	6,00	$\delta N2x$	0,00	e* 0,81
A1apert	0,00 TF	10,00	$\delta N3x$	3,10	a0* 1,92
A2apert	0,00		$\delta N4x$	0,00	φ 0,91
A3apert	0,00		$\delta P1x$	0,00	Θ 1,00
A4apert	2,05		$\delta P2x$	0,00	
			$\delta P3x$	1,55	
			$\delta P4x$	1,71	
			$\delta N1y$	0,00	
			$\delta N2y$	0,00	
			$\delta N3y$	0,19	
			$\delta N4y$	0,55	
			$\delta P1y$	0,00	
			$\delta P2y$	0,00	
			$\delta P3y$	0,19	
			$\delta P4y$	0,55	

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,20 a1	0,63		
$\Psi(z)$	0,00 a2	0,00		
γ	1,20 a0*	1,92		
Se(T1)	3,28 a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA		3,07 %

SPETTRO Se(T1)
SE T1<TB 3,726107
SE TB<T1< 3,277031
SE TC<T1< 8,063591
SETD<T1 76,71819

MACROELEMENTO 18 RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
n	2,00 γ	18,00 G1	0,00 P1		0,00
H	6,52 fm	240,00 G2	0,00 P2		0,00
z	3,10 τ_0	6,00 G3	0,00 P3		0,00
htot	3,42 g	9,81 G4	1,72 P4		101,07
h1	0,00 FC	1,35 Gcop	1,80 N1		0,00
h2	0,00 fmd	0,89 Q1	0,00 N2		0,00
h3	0,00 fvd	0,02 Q2	0,00 N3		0,00
h4	3,42 ag	0,97 Q3	0,00 N4		32,73
b1	0,00 F0	2,62 Q4	0,50		
b2	0,00 TC*	0,33 Qneve	0,80		
b3	0,00 η	1,00 ψ_1	0,00 t		0,02
b4	0,38 S	1,50 ψ_2	0,00 α		0,07970075
d1	0,00 Cc	1,51 ψ_3	0,00 Ms		22,70
d2	0,00 Tc	0,50 ψ_4	0,00 MR		284,78
d3	0,00 TB	0,17 ψ_{neve}	0,00 θ		0,29
d4	0,19 TD	1,94			
l	4,92 C1	0,05 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	8,67 q	2,00 $\delta N1$	0,00 M*		12,19
Acop	9,90 TE	6,00 $\delta N2$	0,00 e*		0,89
A1apert	0,00 TF	10,00 $\delta N3$	0,00 a0*		0,65
A2apert	0,00	$\delta N4$	1,00		
A3apert	0,00	$\delta P1$	0,00		
A4apert	2,05	$\delta P2$	0,00		
		$\delta P3$	0,00		
		$\delta P4$	0,50		

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,20 a1	0,73		
$\Psi(z)$	0,48 a2	1,09		
γ	1,20 a0*	0,65		
Se(T1)	3,82 a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA		0,60 %

VERIFICA SLV NON LINEARE

RP1	0,02 $\beta P1$	0,00 Ms	0,00	
RP2	0,02 $\beta P2$	0,00 θ	0,07955	
RP3	0,02 $\beta P3$	0,00 hbar	2,13	
RP4	1,72 $\beta P4$	1,47 dk0	0,17	
RN1	0,02 $\beta N1$	0,00 $\delta x hbar$	0,62	spettro Sde(T:
RN2	0,02 $\beta N2$	0,00 d0*	0,19	SE TE<TS<TF
RN3	0,02 $\beta N3$	0,00 du*	0,08	SE TS<TE
RN4	3,42 $\beta N4$	1,52 ds*	0,03	
		as*	0,54	SPETTRO Sde(
		Ts*	1,48	SE TE<TS<TF
SDe1	0,09	SDe(Ts)	0,09	SE TS<TE
SDe2	0,02	SDe(T1)	0,00	
du*	0,08	Se(TS)	1,69357467	

$du^* > \max(SDe1; SDe2)$ NON VERIFICATA 0,80299573 %

TIRANTI	PREDIMENSIONAMENTO	
T	8,71997438 fy	240
MS	22,70 \emptyset	18
MR	52,5191331 a	0,8
a0*	1,50 b	0,04
$\alpha 0$	0,18442294 t	0,38

VERIFICA TIRANTI

ROTTURA BARRA		SCHIACCIAMENTO MURO	
T'	61,0416	T'''	28,48
PUNZONAMENTO MURATURA			
T''	24,32	T	VERIFICATO

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB	4,33981861
SE TB<T1<TC	3,8167767
SE TC<T1<TD	9,39171204
SETD<T1	89,3541242

1)

0,21824712
0,00402799

[TS) SPETTRO Se(Ts)

0,17 SE TS<TB	22,3981426
0,09 SE TB<TS<TC	3,8167767
SE TC<TS<TD	1,29297355
SETD<TS	1,69357467

MACROELEMENTO 19 FLESSIONE

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
n	2,00 γ	18,00	G1	0,00	P1 0,00
H	6,52 fm	240,00	G2	0,00	P2 0,00
z	0,00 τ_0	6,00	G3	4,70	P3 73,27
htot	6,52 g	9,81	G4	1,72	P4 85,45
h1	0,00 FC	1,35	Gcop	1,80	N1 0,00
h2	0,00 fmd	0,89	Q1	0,00	N2 0,00
h3	3,10 fvd	0,02	Q2	0,00	N3 38,16
h4	3,42 ag	0,83	Q3	2,00	N4 26,46
b1	0,00 FO	2,62	Q4	0,50	N10 0,00
b2	0,00 TC*	0,33	Qneve	0,80	
b3	0,38 η	1,00	ψ_1	0,00	t 0,04
b4	0,38 S	1,50	ψ_2	0,00	α 0,219508
d1	0,00 Cc	1,51	ψ_3	0,30	Ms
d2	0,00 TC	0,50	ψ_4	0,00	MR
d3	0,19 TB	0,17	ψ_{neve}	0,00	ϑ 0,15
d4	0,19 TD	1,94			
l	4,22 C1	0,05	SPOSTAMENTI VIRTU CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	7,20 q	2,00	$\delta N1x$	0,00	M* 18,37
Acop	7,82 TE	6,00	$\delta N2x$	0,00	e* 0,81
A1apert	0,00 TF	10,00	$\delta N3x$	3,10	a0* 1,98
A2apert	0,00		$\delta N4x$	0,00	φ 0,91
A3apert	2,37		$\delta P1x$	0,00	Θ 1,00
A4apert	1,94		$\delta P2x$	0,00	
			$\delta P3x$	1,55	
			$\delta P4x$	1,71	
			$\delta N1y$	0,00	
			$\delta N2y$	0,00	
			$\delta N3y$	0,19	
			$\delta N4y$	0,55	
			$\delta P1y$	0,00	
			$\delta P2y$	0,00	
			$\delta P3y$	0,19	
			$\delta P4y$	0,55	

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,20 a1	0,63		
$\Psi(z)$	0,00 a2	0,00		
γ	1,20 a0*	1,98		
Se(T1)	3,28 a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA		3,16 %

SPETTRO Se(T1)
SE T1<TB 3,726107
SE TB<T1< 3,277031
SE TC<T1< 8,063591
SETD<T1 76,71819

MACROELEMENTO 19 RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
n	2,00 γ	18,00 G1	0,00 P1		0,00
H	6,52 fm	240,00 G2	0,00 P2		0,00
z	3,10 τ_0	6,00 G3	0,00 P3		0,00
htot	3,42 g	9,81 G4	1,72 P4		85,45
h1	0,00 FC	1,35 Gcop	1,80 N1		0,00
h2	0,00 fmd	0,89 Q1	0,00 N2		0,00
h3	0,00 fvd	0,02 Q2	0,00 N3		0,00
h4	3,42 ag	0,97 Q3	0,00 N4		26,46
b1	0,00 F0	2,62 Q4	0,50		
b2	0,00 TC*	0,33 Qneve	0,80		
b3	0,00 η	1,00 ψ_1	0,00 t		0,02
b4	0,38 S	1,50 ψ_2	0,00 α	0,08046842	
d1	0,00 Cc	1,51 ψ_3	0,00 Ms		19,04
d2	0,00 Tc	0,50 ψ_4	0,00 MR		236,61
d3	0,00 TB	0,17 ψ_{neve}	0,00 ϑ		0,29
d4	0,19 TD	1,94			
l	4,22 C1	0,05 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	7,20 q	2,00 $\delta N1$	0,00 M*		10,20
Acop	7,82 TE	6,00 $\delta N2$	0,00 e*		0,89
A1apert	0,00 TF	10,00 $\delta N3$	0,00 a0*		0,65
A2apert	0,00	$\delta N4$	1,00		
A3apert	0,00	$\delta P1$	0,00		
A4apert	1,94	$\delta P2$	0,00		
		$\delta P3$	0,00		
		$\delta P4$	0,50		

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,20 a1	0,73		
$\Psi(z)$	0,48 a2	1,09		
γ	1,20 a0*	0,65		
Se(T1)	3,82 a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA		0,60 %

VERIFICA SLV NON LINEARE

RP1	0,02 $\beta P1$	0,00 Ms	0,00	
RP2	0,02 $\beta P2$	0,00 θ	0,0803	
RP3	0,02 $\beta P3$	0,00 hbar	2,11	
RP4	1,72 $\beta P4$	1,47 dk0	0,17	
RN1	0,02 $\beta N1$	0,00 $\delta x hbar$	0,62	spettro Sde(T:
RN2	0,02 $\beta N2$	0,00 d0*	0,19	SE TE<TS<TF
RN3	0,02 $\beta N3$	0,00 du*	0,08	SE TS<TE
RN4	3,42 $\beta N4$	1,52 ds*	0,03	
		as*	0,55	SPETTRO Sde(
		Ts*	1,48	SE TE<TS<TF
SDe1	0,09	SDe(Ts)	0,09	SE TS<TE
SDe2	0,02	SDe(T1)	0,00	
du*	0,08	Se(TS)	1,70516718	

$du^* > \max(SDe1; SDe2)$ NON VERIFICATA 0,80435942 %

TIRANTI	PREDIMENSIONAMENTO	
T	7,20561583 fy	240
MS	19,04 \emptyset	18
MR	43,6827844 a	0,8
a0*	1,50 b	0,04
$\alpha 0$	0,18461989 t	0,38

VERIFICA TIRANTI

ROTTURA BARRA		SCHIACCIAMENTO MURO	
T'	61,0416	T'''	28,48
PUNZONAMENTO MURATURA			
T''	24,32	T	VERIFICATO

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB	4,33981861
SE TB<T1<TC	3,8167767
SE TC<T1<TD	9,39171204
SETD<T1	89,3541242

1)

0,21824712
0,00402799

(TS) SPETTRO Se(Ts)

0,17 SE TS<TB	22,3268367
0,09 SE TB<TS<TC	3,8167767
SE TC<TS<TD	1,29739121
SETD<TS	1,70516718

MACROELEMENTO 20 ANGOLARE

DATI GEOMETRICI	DATI DEL MATERIALE	CARICHI		
h4	3,42 γ	18,00 P4	90,82836	
b4	0,38 fm	240,00 N4	24,082	
l	4,45 τ_0	6,00 Pc	23,6882202	
i	0,5 g	9,81 Nc	11,1262	
d4	0,19 FC	1,35		
bc	0,39 fmd	0,89 MS	52,7790091	
dc	1,31555179 fvd	0,02 MR	329,737682	
lc	1,97332769 ag	0,83		
Aapertura	1,94 F0	2,62 α	0,16006363	
Asolaio	6,55 TC*	0,33		
Asolaio cunec	0,985 η	1,00 ϑ	0,29	
Acopertura	7,12 S	1,50 SPOSTAMENTI VIRTUALI		CURVA DI CAPACITÀ
Acopertura ci	5,24 Cc	1,51 δNc	1,00 M*	13,84
G4	1,72 Tc	0,50 $\delta N4$	1,00 e*	0,91
Gcop	1,8 TB	0,17 δPc	0,67 a0*	1,28
Q4	0,5 TD	1,94 $\delta P4$	0,50	
Qneve	0,8 C1	0,05		
ψ_4	0 q	2,00		
ψ_{neve}	0 TE	6,00		
α_c	30 TF	10,00		
H	6,52			
z	3,1			
n	2			

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,20 a1	0,63		
$\Psi(z)$	0,48 a2	0,00		
γ	1,20 a0*	1,28		
Se(T1)	0,02 a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA		2,05 %

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB 0,2592025

SE TB<T1<TC 0,01557642

SE TC<T1<TD 0,1145258

SETD<T1 0,28180671

MACROELEMENTO 20 FLESSIONE

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
n	2,00 γ	18,00	G1	0,00	P1 0,00
H	6,52 fm	240,00	G2	0,00	P2 0,00
z	0,00 τ_0	6,00	G3	4,70	P3 80,54
htot	6,52 g	9,81	G4	1,72	P4 90,83
h1	0,00 FC	1,35	Gcop	1,80	N1 0,00
h2	0,00 fmd	0,89	Q1	0,00	N2 0,00
h3	3,10 fvd	0,02	Q2	0,00	N3 34,72
h4	3,42 ag	0,83	Q3	2,00	N4 24,08
b1	0,00 FO	2,62	Q4	0,50	N10 0,00
b2	0,00 TC*	0,33	Qneve	0,80	
b3	0,38 η	1,00	ψ_1	0,00	t 0,04
b4	0,38 S	1,50	ψ_2	0,00	α 0,220116
d1	0,00 Cc	1,51	ψ_3	0,30	Ms
d2	0,00 TC	0,50	ψ_4	0,00	MR
d3	0,19 TB	0,17	ψ_{neve}	0,00	ϑ 0,15
d4	0,19 TD	1,94			
l	4,45 C1	0,05	SPOSTAMENTI VIRTU CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	6,55 q	2,00	$\delta N1x$	0,00	M* 19,34
Acop	7,12 TE	6,00	$\delta N2x$	0,00	e* 0,82
A1apert	0,00 TF	10,00	$\delta N3x$	3,10	a0* 1,94
A2apert	0,00		$\delta N4x$	0,00	φ 0,91
A3apert	2,02		$\delta P1x$	0,00	Θ 1,00
A4apert	1,94		$\delta P2x$	0,00	
			$\delta P3x$	1,55	
			$\delta P4x$	1,71	
			$\delta N1y$	0,00	
			$\delta N2y$	0,00	
			$\delta N3y$	0,19	
			$\delta N4y$	0,55	
			$\delta P1y$	0,00	
			$\delta P2y$	0,00	
			$\delta P3y$	0,19	
			$\delta P4y$	0,55	

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,20 a1	0,63		
$\Psi(z)$	0,00 a2	0,00		
γ	1,20 a0*	1,94		
Se(T1)	3,28 a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA		3,10 %

SPETTRO Se(T1)
SE T1<TB 3,726107
SE TB<T1< 3,277031
SE TC<T1< 8,063591
SETD<T1 76,71819

MACROELEMENTO 20 RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
n	2,00 γ	18,00 G1	0,00 P1		0,00
H	6,52 fm	240,00 G2	0,00 P2		0,00
z	3,10 τ_0	6,00 G3	0,00 P3		0,00
htot	3,42 g	9,81 G4	1,72 P4		90,83
h1	0,00 FC	1,35 Gcop	1,80 N1		0,00
h2	0,00 fmd	0,89 Q1	0,00 N2		0,00
h3	0,00 fvd	0,02 Q2	0,00 N3		0,00
h4	3,42 ag	0,97 Q3	0,00 N4		24,08
b1	0,00 F0	2,62 Q4	0,50		
b2	0,00 TC*	0,33 Qneve	0,80		
b3	0,00 η	1,00 ψ_1	0,00 t		0,02
b4	0,38 S	1,50 ψ_2	0,00 α	0,08250816	
d1	0,00 Cc	1,51 ψ_3	0,00 Ms		19,61
d2	0,00 Tc	0,50 ψ_4	0,00 MR		237,68
d3	0,00 TB	0,17 ψ_{neve}	0,00 θ		0,29
d4	0,19 TD	1,94			
l	4,45 C1	0,05 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	6,55 q	2,00 $\delta N1$	0,00 M*		10,52
Acop	7,12 TE	6,00 $\delta N2$	0,00 e*		0,90
A1apert	0,00 TF	10,00 $\delta N3$	0,00 a0*		0,67
A2apert	0,00	$\delta N4$	1,00		
A3apert	0,00	$\delta P1$	0,00		
A4apert	1,94	$\delta P2$	0,00		
		$\delta P3$	0,00		
		$\delta P4$	0,50		

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,20 a1	0,73		
$\Psi(z)$	0,48 a2	1,09		
γ	1,20 a0*	0,67		
Se(T1)	3,82 a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA		0,61 %

VERIFICA SLV NON LINEARE

RP1	0,02 $\beta P1$	0,00 Ms	0,00	
RP2	0,02 $\beta P2$	0,00 θ	0,08234	
RP3	0,02 $\beta P3$	0,00 hbar	2,07	
RP4	1,72 $\beta P4$	1,47 dk0	0,17	
RN1	0,02 $\beta N1$	0,00 $\delta x hbar$	0,60	spettro Sde(T:
RN2	0,02 $\beta N2$	0,00 d0*	0,19	SE TE<TS<TF
RN3	0,02 $\beta N3$	0,00 du*	0,08	SE TS<TE
RN4	3,42 $\beta N4$	1,52 ds*	0,03	
		as*	0,56	SPETTRO Sde(
		Ts*	1,46	SE TE<TS<TF
SDe1	0,09	SDe(Ts)	0,09	SE TS<TE
SDe2	0,02	SDe(T1)	0,00	
du*	0,08	Se(TS)	1,74305011	

$du^* > \max(SDe1; SDe2)$ NON VERIFICATA 0,80330978 %

TIRANTI	PREDIMENSIONAMENTO	
T	7,1524995 fy	240
MS	19,61 \emptyset	18
MR	44,0718359 a	0,8
a0*	1,50 b	0,04
$\alpha 0$	0,18542748 t	0,38

VERIFICA TIRANTI

ROTTURA BARRA

T' 61,0416

PUNZONAMENTO MURATURA

T'' 24,32

SCHIACCIAMENTO MURO

T''' 28,48

T VERIFICATO

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB	4,33981861
SE TB<T1<TC	3,8167767
SE TC<T1<TD	9,39171204
SETD<T1	89,3541242

1)

0,21824712
0,00402799

(TS) SPETTRO Se(Ts)

0,17 SE TS<TB	22,0987991
0,09 SE TB<TS<TC	3,8167767
SE TC<TS<TD	1,31172381
SETD<TS	1,74305011

MACROELEMENTO 21 ANGOLARE

DATI GEOMETRICI	DATI DEL MATERIALE	CARICHI		
h4	4,43 γ	18,00 P4		174,456252
b4	0,38 fm	240,00 N4		45,9256
l	6,71 τ 0	6,00 Pc		38,7263586
i	0,5 g	9,81 Nc		6,207
d4	0,19 FC	1,35		
bc	0,38 fmd	0,89 MS		74,4296841
dc	1,7040627 fvd	0,02 MR		731,739862
lc	2,55609405 ag	0,83		
Aapertura	4,22 F0	2,62 α		0,10171604
Asolaio	12,28 TC*	0,33		
Asolaio cunec	1,275 η	1,00 ϑ		0,23
Acopertura	13,78 S	1,50 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ	
Acopertura ci	2,23 Cc	1,51 δ Nc	1,00 M*	24,62
G4	1,72 Tc	0,50 δ N4	1,00 e*	0,91
Gcop	1,8 TB	0,17 δ Pc	0,67 a0*	0,81
Q4	0,5 TD	1,94 δ P4	0,50	
Qneve	0,8 C1	0,05		
ψ 4	0 q	2,00		
ψ neve	0 TE	6,00		
α c	30 TF	10,00		
H	17,5			
z	10,9			
n	4			

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,43 a1	0,63		
Ψ (z)	0,62 a2	0,01		
γ	1,33 a0*	0,81		
Se(T1)	0,02 a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA		1,30 %

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB 0,21745445

SE TB<T1<TC 0,01557642

SE TC<T1<TD 0,05461482

SETD<T1 0,06408637

MACROELEMENTO 21 RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO

DATI GEOMETRICI	DATI MATERIALE	CARICHI		
n	2,00 γ	18,00 G1	0,00 P1	0,00
H	8,33 fm	240,00 G2	0,00 P2	0,00
z	3,90 τ_0	6,00 G3	0,00 P3	0,00
htot	4,43 g	9,81 G4	1,72 P4	174,46
h1	0,00 FC	1,35 Gcop	1,80 N1	0,00
h2	0,00 fmd	0,89 Q1	0,00 N2	0,00
h3	0,00 fvd	0,02 Q2	0,00 N3	0,00
h4	4,43 ag	0,97 Q3	0,00 N4	45,93
b1	0,00 F0	2,62 Q4	0,50	
b2	0,00 TC*	0,33 Qneve	0,80	
b3	0,00 η	1,00 ψ_1	0,00 t	0,02
b4	0,38 S	1,50 ψ_2	0,00 α	0,06179435
d1	0,00 Cc	1,51 ψ_3	0,00 Ms	36,45
d2	0,00 Tc	0,50 ψ_4	0,00 MR	589,87
d3	0,00 TB	0,17 ψ_{neve}	0,00 ϑ	0,23
d4	0,19 TD	1,94		
l	6,71 C1	0,05	SPOSTAMENTI VIRTUALI CURVA DI CAPACITÀ	
Asolaio	12,28 q	2,00 $\delta N1$	0,00 M*	20,18
Acop	13,78 TE	6,00 $\delta N2$	0,00 e*	0,90
A1apert	0,00 TF	10,00 $\delta N3$	0,00 a0*	0,50
A2apert	0,00	$\delta N4$	1,00	
A3apert	0,00	$\delta P1$	0,00	
A4apert	4,22	$\delta P2$	0,00	
		$\delta P3$	0,00	
		$\delta P4$	0,50	

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,25 a1	0,73			SPETTRO Se(T1)
$\Psi(z)$	0,47 a2	1,07			SE T1<TB 4,92134239
γ	1,20 a0*	0,50			SE TB<T1<TC 3,8167767
Se(T1)	3,82 a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA	0,47 %		SE TC<T1<TD 7,81531908
					SETD<T1 61,8754676

VERIFICA SLV NON LINEARE

RP1	0,02 $\beta P1$	0,00 Ms	0,00		
RP2	0,02 $\beta P2$	0,00 θ	0,06171		
RP3	0,02 $\beta P3$	0,00 hbar	2,68		
RP4	2,22 $\beta P4$	1,50 dk0	0,17		
RN1	0,02 $\beta N1$	0,00 $\delta x hbar$	0,60		spettro Sde(T1)
RN2	0,02 $\beta N2$	0,00 d0*	0,18		SE TE<TS<TF 0,22
RN3	0,02 $\beta N3$	0,00 du*	0,07		SE TS<TE 0,01
RN4	4,43 $\beta N4$	1,53 ds*	0,03		
		as*	0,42		SPETTRO Sde(Ts)
		Ts*	1,66		SE TE<TS<TF 0,16
SDe1	0,09	SDe(Ts)	0,09		SE TS<TE 0,09
SDe2	0,03	SDe(T1)	0,01		SE TB<TS<TC 3,8167767
du*	0,07	Se(Ts)	1,345390971		SE TC<TS<TD 1,15242248
du*>max(SDe1;SDe2)	NON VERIFICATA	0,77928982 %			SETD<TS 1,34539097

TIRANTI

TIRANTI	PREDIMENSIONAMENTO	
T4	9,424141763 fy	240
MS	36,45 ϕ	18
MR	78,19964524 a	0,8
a0*	1,07 b	0,04
α_0	0,132570756 t	0,38
T3	9,424141763	

VERIFICA TIRANTI

ROTTURA BARRA	SCHIACCIAMENTO MURO		
T'	61,0416	T'''	28,48
PUNZONAMENTO MURATURA			
T''	24,32	T	VERIFICATO

MACROELEMENTO 22 ANGOLARE

DATI GEOMETRICI	DATI DEL MATERIALE	CARICHI		
h4	4,84 γ	18,00 P4		132,646752
b4	0,38 fm	240,00 N4		10,1232
l	4,92 τ 0	6,00 Pc		38,9274822
i	0,5 g	9,81 Nc		9,536
d4	0,19 FC	1,35		
bc	0,32 fmd	0,89 MS		67,4485658
dc	1,86177505 fvd	0,02 MR		541,761677
lc	2,79266258 ag	0,83		
Aapertura	4,42 F0	2,62 α		0,12449859
Asolaio	3,96 TC*	0,33		
Asolaio cunec	2,75 η	1,00 ϑ		0,21
Acopertura	1,84 S	1,50 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ	
Acopertura ci	2,67 Cc	1,51 δ Nc	1,00 M*	18,21
G4	1,72 Tc	0,50 δ N4	1,00 e*	0,93
Gcop	1,8 TB	0,17 δ Pc	0,67 a0*	0,97
Q4	0,5 TD	1,94 δ P4	0,50	
Qneve	0,8 C1	0,05		
ψ 4	0 q	2,00		
ψ neve	0 TE	6,00		
α c	30 TF	10,00		
H	11,12			
z	4,53			
n	3			

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,30 a1	0,63		
Ψ (z)	0,41 a2	0,00		
γ	1,29 a0*	0,97		
Se(T1)	0,02 a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA		1,55 %

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB 0,24046198

SE TB<T1<TC 0,01557642

SE TC<T1<TD 0,07673799

SETD<T1 0,12652185

MACROELEMENTO 22 FLESSIONE

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
n	3,00 γ	18,00	G1	0,00	P1 0,00
H	11,12 fm	240,00	G2	0,00	P2 0,00
z	4,53 τ_0	6,00	G3	4,70	P3 28,66
htot	6,59 g	9,81	G4	1,72	P4 132,65
h1	0,00 FC	1,35	Gcop	1,80	N1 0,00
h2	0,00 fmd	0,89	Q1	0,00	N2 0,00
h3	1,75 fvd	0,02	Q2	0,00	N3 22,18
h4	4,84 ag	0,83	Q3	3,00	N4 10,12
b1	0,00 F0	2,62	Q4	0,50	N10 0,00
b2	0,00 TC*	0,33	Qneve	0,80	
b3	0,38 η	1,00	ψ_1	0,00	t 0,03
b4	0,38 S	1,50	ψ_2	0,00	α 0,191534
d1	0,00 Cc	1,51	ψ_3	0,30	Ms
d2	0,00 TC	0,50	ψ_4	0,00	MR
d3	0,19 TB	0,17	ψ_{neve}	0,00	ϑ 0,15
d4	0,19 TD	1,94			
l	4,92 C1	0,05	SPOSTAMENTI VIRTU CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	3,96 q	2,00	$\delta N1x$	0,00	M* 17,42
Acop	1,84 TE	6,00	$\delta N2x$	0,00	e* 0,88
A1apert	0,00 TF	10,00	$\delta N3x$	1,75	a0* 1,58
A2apert	0,00		$\delta N4x$	0,00	φ 0,36
A3apert	4,42		$\delta P1x$	0,00	Θ 1,00
A4apert	4,42		$\delta P2x$	0,00	
			$\delta P3x$	0,88	
			$\delta P4x$	2,42	
			$\delta N1y$	0,00	
			$\delta N2y$	0,00	
			$\delta N3y$	0,19	
			$\delta N4y$	0,45	
			$\delta P1y$	0,00	
			$\delta P2y$	0,00	
			$\delta P3y$	0,19	
			$\delta P4y$	0,45	

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,30 a1	0,63		
$\Psi(z)$	0,41 a2	0,86		
γ	1,29 a0*	1,58		
Se(T1)	3,28 a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA		1,84 %

SPETTRO Se(T1)
SE T1<TB 4,945025
SE TB<T1< 3,277031
SE TC<T1< 5,403008
SETD<T1 34,44392

MACROELEMENTO 22 RIBALTAMENTO GLOBALE

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
n	3,00 γ	18,00 G1	0,00 P1	0,00	
H	11,12 fm	240,00 G2	0,00 P2	0,00	
z	4,53 τ_0	6,00 G3	4,72 P3	28,66	
htot	6,59 g	9,81 G4	1,72 P4	132,65	
h1	0,00 FC	1,35 Gcop	1,80 N1	0,00	
h2	0,00 fmd	0,89 Q1	0,00 N2	0,00	
h3	1,75 fvd	0,02 Q2	0,00 N3	21,07	
h4	4,84 ag	0,97 Q3	2,00 N4	10,12	
b1	0,00 F0	2,62 Q4	0,50		
b2	0,00 TC*	0,33 Qneve	0,80		
b3	0,38 η	1,00 ψ_1	0,00 t	0,03	
b4	0,38 S	1,50 ψ_2	0,00 α	0,04536975	
d1	0,00 Cc	1,51 ψ_3	0,30 Ms	30,93	
d2	0,00 Tc	0,50 ψ_4	0,00 MR	681,79	
d3	0,19 TB	0,17 ψ_{neve}	0,00 θ	0,15	
d4	0,19 TD	1,94			
l	4,92 C1	0,05 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	3,96 q	2,00 $\delta N1$	0,00 M*	16,73	
Acop	1,84 TE	6,00 $\delta N2$	0,00 e*	0,85	
A1apert	0,00 TF	10,00 $\delta N3$	0,27 a0*	0,39	
A2apert	0,00	$\delta N4$	1,00		
A3apert	4,42	$\delta P1$	0,00		
A4apert	4,42	$\delta P2$	0,00		
		$\delta P3$	0,13		
		$\delta P4$	0,63		

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,30 a1	0,73		
$\Psi(z)$	0,41 a2	1,00		
γ	1,29 a0*	0,39		
Se(T1)	3,82 a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA	0,39 %	

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB	5,75950018
SE TB<T1<TC	3,8167767
SE TC<T1<TD	6,29291513
SETD<T1	40,1170339

VERIFICA SLV NON LINEARE

RP1	0,03 $\beta P1$	0,00 Ms	0,00	
RP2	0,03 $\beta P2$	0,00 θ	0,04534	
RP3	0,89 $\beta P3$	1,39 hbar	3,54	
RP4	4,17 $\beta P4$	1,53 dk0	0,16	
RN1	0,03 $\beta N1$	0,00 $\delta x hbar$	0,54	spettro Sde(T1)
RN2	0,03 $\beta N2$	0,00 d0*	0,19	SE TE<TS<TF 0,21
RN3	1,76 $\beta N3$	1,48 du*	0,08	SE TS<TE 0,01
RN4	6,59 $\beta N4$	1,55 ds*	0,03	
		as*	0,32	SPETTRO Sde(TS)
		Ts*	1,91	SE TE<TS<TF 0,15
SDe1	0,09	SDe(Ts)	0,09	SE TS<TE 0,09
SDe2	0,04	SDe(T1)	0,01	SE TB<TS<TC 3,8167767
du*	0,08	Se(TS)	1,015698956	SE TC<TS<TD 1,00131327
du*>max(SDe1;SDe2)	NON VERIFICATA	0,79878435 %		SETD<TS 1,01569896

TIRANTI

PREDIMENSIONAMENTO

T4	6,94787596 fy	240
MS	30,93 \emptyset	18
MR	79,94812131 a	0,8
a0*	1,00 b	0,04
α_0	0,117261473 t	0,33
T3	5,102840614	

VERIFICA TIRANTI

ROTTURA BARRA

T' 61,0416

SCHIACCIAMENTO MURO

T''' 28,48

PUNZONAMENTO MURATURA

T'' 19,8

T VERIFICATO

MACROELEMENTO 23 ANGOLARE

DATI GEOMETRICI	DATI DEL MATERIALE	CARICHI		
h4	4,43 γ	18,00 P4		167,547168
b4	0,38 fm	240,00 N4		44,1372
l	6,64 T0	6,00 Pc		40,764588
i	0,5 g	9,81 Nc		5,5504
d4	0,19 FC	1,35		
bc	0,4 fmd	0,89 MS		72,7132334
dc	1,7040627 fvd	0,02 MR		711,624462
lc	2,55609405 ag	0,83		
Aapertura	4,92 F0	2,62 α		0,10217922
Asolaio	12,36 TC*	0,33		
Asolaio cunec	1,27 η	1,00 ϑ		0,23
Acopertura	12,71 S	1,50 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ	
Acopertura ci	1,87 Cc	1,51 δ Nc	1,00 M*	23,98
G4	1,72 Tc	0,50 δ N4	1,00 e*	0,91
Gcop	1,8 TB	0,17 δ Pc	0,67 a0*	0,81
Q4	0,5 TD	1,94 δ P4	0,50	
Qneve	0,8 C1	0,05		
ψ 4	0 q	2,00		
ψ neve	0 TE	6,00		
α c	30 TF	10,00		
H	8,33			
z	3,9			
n	2			

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,25 a1	0,63		
Ψ (z)	0,47 a2	0,00		
γ	1,20 a0*	0,81		
Se(T1)	0,02 a0*>max(a1;a2)	VERIFICATA		1,30 %

SPETTRO Se(T1)

SE T1<TB 0,25152609

SE TB<T1<TC 0,01557642

SE TC<T1<TD 0,09530271

SETD<T1 0,19514401

MACROELEMENTO 23 RIBALTAMENTO ULTIMO PIANO

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
n	2,00 γ	18,00 G1	0,00 P1	0,00	
H	8,33 fm	240,00 G2	0,00 P2	0,00	
z	3,90 τ_0	6,00 G3	0,00 P3	0,00	
htot	4,43 g	9,81 G4	1,72 P4	167,55	
h1	0,00 FC	1,35 Gcop	1,80 N1	0,00	
h2	0,00 fmd	0,89 Q1	0,00 N2	0,00	
h3	0,00 fvd	0,02 Q2	0,00 N3	7,42	
h4	4,43 ag	0,97 Q3	2,00 N4	44,14	
b1	0,00 F0	2,62 Q4	0,50		
b2	0,00 TC*	0,33 Qneve	0,80		
b3	0,00 η	1,00 ψ_1	0,00 t	0,02	
b4	0,38 S	1,50 ψ_2	0,00 α	0,06142217	
d1	0,00 Cc	1,51 ψ_3	0,30 Ms	34,80	
d2	0,00 Tc	0,50 ψ_4	0,00 MR	566,64	
d3	0,00 TB	0,17 ψ_{neve}	0,00 ϑ	0,23	
d4	0,19 TD	1,94			
l	6,64 C1	0,05 SPOSTAMENTI VIRTUALI	CURVA DI CAPACITÀ		
Asolaio	12,36 q	2,00 δ_{N1}	0,00 M*	19,39	
Acop	12,71 TE	6,00 δ_{N2}	0,00 e*	0,87	
A1apert	0,00 TF	10,00 δ_{N3}	0,00 a0*	0,51	
A2apert	0,00	δ_{N4}	1,00		
A3apert	0,00	δ_{P1}	0,00		
A4apert	4,92	δ_{P2}	0,00		
		δ_{P3}	0,00		
		δ_{P4}	0,50		

VERIFICA SLV LINEARE

T1	0,25 a1	0,73			SPETTRO Se(T1)
$\Psi(z)$	0,47 a2	1,07			SE T1<TB 4,92134239
γ	1,20 a0*	0,51			SE TB<T1<TC 3,8167767
Se(T1)	3,82 a0*>max(a1;a2)	NON VERIFICATA	0,48 %		SE TC<T1<TD 7,81531908
					SETD<T1 61,8754676

VERIFICA SLV NON LINEARE

RP1	0,02 β_{P1}	0,00 Ms	0,00		
RP2	0,02 β_{P2}	0,00 θ	0,06199		
RP3	0,02 β_{P3}	0,00 hbar	2,59		
RP4	2,22 β_{P4}	1,50 dk0	0,16		
RN1	0,02 β_{N1}	0,00 δ_{xhbar}	0,58		spettro Sde(T1)
RN2	0,02 β_{N2}	0,00 d0*	0,18		SE TE<TS<TF 0,22
RN3	0,02 β_{N3}	0,00 du*	0,07		SE TS<TE 0,01
RN4	4,43 β_{N4}	1,53 ds*	0,03		
		as*	0,43		SPETTRO Sde(Ts)
		Ts*	1,64		SE TE<TS<TF 0,16
SDe1	0,09	SDe(Ts)	0,09		SE TS<TE 0,09
SDe2	0,03	SDe(T1)	0,01		SE TB<TS<TC 3,8167767
du*	0,07	Se(Ts)	1,377763663		SE TC<TS<TD 1,16620482
du*>max(SDe1;SDe2)	NON VERIFICATA	0,78291188 %			SETD<TS 1,37776366

TIRANTI

TIRANTI		PREDIMENSIONAMENTO	
T4	8,526356253 fy	240	
MS	34,80 ϕ	18	
MR	72,57630921 a	0,8	
a0*	1,07 b	0,04	
α_0	0,128080788 t	0,38	
T3	8,526356253		

VERIFICA TIRANTI

ROTTURA BARRA		SCHIACCIAMENTO MURO	
T'	61,0416	T'''	28,48
PUNZONAMENTO MURATURA			
T''	24,32	T	VERIFICATO