

POLITECNICO DI MILANO

Scuola di Ingegneria Edile - Architettura

Laurea in Ingegneria dei Sistemi Edilizi



**VULNERABILITA' SISMICA E ADEGUAMENTO
DI EDIFICI SCOLASTICI IN MURATURA E C.A.**

Tesi di Laurea di:

Stefano Garbi 799572

Andrea Giudici 800971

Relatore: Ch.mo Prof. Sergio Tattoni

Co-relatore: Ing. Fulvio Roncoroni

Ing. Daniele Turcatti

Anno Accademico 2014 - 2015

RINGRAZIAMENTI

Desidero ricordare tutti coloro che mi hanno aiutato nella stesura della tesi con suggerimenti, critiche ed osservazioni, a loro va la mia gratitudine.

Ringrazio innanzitutto il Prof. S. Tattoni, l'Ing. F. Roncoroni e l'Ing. D.Turcatti per la guida sapiente e la disponibilità offerte durante i mesi di lavoro al presente elaborato.

Inoltre ringrazio con affetto i miei genitori per l'affetto e il sostegno che mi hanno dato in tutto il percorso universitario, a loro è dedicato questo lavoro.

Andrea

Al Prof. Sergio Tattoni per i preziosi insegnamenti e per la possibilità che mi ha concesso.

All'Ing. Fulvio Roncoroni e all'Ing. Daniele Turacatti per la pazienza con cui ha seguito il mio percorso e per i numerosi consigli che mi ha dato durante l'intero periodo di collaborazione.

Alla mia famiglia, che mi ha dato la possibilità di intraprendere questo cammino, per i loro sacrifici e per tutto quello che hanno fatto in questi anni per me.

Stefano

ABSTRACT

Italiano:

Il presente lavoro si articola in due parti; nella prima si propone una comparazione tra due metodi speditivi di valutazione della vulnerabilità sismica, SAVE e RE.SIS.TO, mentre nella seconda si analizzano soluzioni di consolidamento strutturale. Tale percorso è stato svolto parallelamente sia per edifici in c.a. che in muratura.

A seguito di un'indagine sulla normativa nazionale, le schede GNDT e un approfondimento delle suddette metodologie di calcolo, si prendono in considerazione due edifici scolastici come casi studio e si confrontano i risultati ottenuti tramite le valutazioni speditive con la modellazione eseguita con i software di calcolo Midas GEN e ANDILWall 3.

In particolare con i programmi di calcolo è stata proposta un'analisi pushover con spostamenti imposti.

Obiettivo è quello di verificare la validità dei risultati e delle ipotesi semplificative alla base di tali metodologie che per propria natura devono risultare celeri e semplificate. Di entrambi i metodi sono emerse delle carenze, che potrebbero essere superate in futuro tramite un software maggiormente performante che colga le potenzialità di entrambi.

In secondo luogo si è ipotizzato di spostare i casi studio in un territorio con sismicità maggiore di quella del reale luogo di ubicazione (Abbiategrasso, MI) così da poter studiare un ipotetico adeguamento sismico.

Per far ciò si sono analizzate le tecniche di consolidamento strutturale esistenti e si sono applicate le più idonee ai casi studio, verificando così i miglioramenti conseguiti.

English:

This work is divided into two parts; in the first one a comparison between two expeditious methods of evaluation of the seismic vulnerability, SAVE and RE.SIS.TO, is proposed, while in the second one solutions for structural reinforcement are analyzed. This path was jointly carried out for either concrete buildings or masonry ones.

Afterwards an investigation of the national legislation, GNDT cards and a focus of the above-mentioned calculation methods, two school buildings are considered as case studies and the obtained results are compared between the expeditious feedbacks and the modeling performed with Midas GEN and ANDILWall 3 softwares.

In particular a pushover analysis with displacements was proposed with the calculation programs.

The goal is to verify the validity of the results and the simplifying assumptions underlying these methodologies which, by their nature, must be simplified and expeditious. Both methods have revealed deficiencies, which could be overcome in the future by a more powerful software that captures the potential of both.

Secondly, it was assumed to move the case studies in a greater seismic area than the real place of location (Abbiategrasso, MI) in order to study a hypothetical seismic answer.

With the purpose of doing this, the existing techniques for structural reinforcement are analyzed and the most appropriate are applied to the case studies, thus verifying the improvements achieved.

INDICE

1	NORMATIVA ANTISISMICA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA.....	21
1.1	INTRODUZIONE	21
1.2	NORMATIVA ANTISISMICA ITALIANA DAL 2003	24
1.2.1	<i>O.P.C.M. 20 marzo 2003, n.3274.....</i>	24
1.2.2	<i>D.M. 14 gennaio 2008.....</i>	26
1.2.3	<i>Circolare 2 dicembre 2010, n.26.....</i>	32
1.3	SCHEDA GNDT.....	34
1.3.1	<i>Scheda GNDT: I livello.</i>	34
1.3.2	<i>Scheda GNDT: II livello.</i>	35
1.4	RE.SIS.TO: RESISTENZA SISMICA TOTALE.....	39
1.4.1	<i>Valutazione delle caratteristiche dell'edificio.</i>	39
1.4.2	<i>Stima del taglio resistente per edifici in muratura.</i>	40
1.4.3	<i>Stima del taglio resistente per edifici in calcestruzzo armato.....</i>	42
1.4.4	<i>Stima della capacità: individuazione del piano critico.....</i>	43
1.4.5	<i>Valutazione del coefficiente riduttivo per strutture in muratura.....</i>	44
1.4.6	<i>Valutazione del coefficiente riduttivo per strutture in calcestruzzo armato.</i>	45
1.4.7	<i>Accelerazione di collasso di un edificio in muratura o calcestruzzo armato.....</i>	46
1.4.8	<i>Scheda di sintesi.....</i>	47
1.4.9	<i>Risultati, conclusioni e possibilità di sviluppo.....</i>	48
1.5	SAVE: STRUMENTI AGGIORNATI PER LA VULNERABILITÀ SISMICA DEL PATRIMONIO EDILIZIO E DEI SISTEMI URBANI	48
1.5.1	<i>Metodologia.</i>	49
1.5.2	<i>Individuazione dei meccanismi di collasso possibili: edifici in calcestruzzo armato.....</i>	49
1.5.3	<i>Individuazione dei meccanismi di collasso possibili: edifici in muratura.</i>	50
1.5.4	<i>Modello di comportamento: edifici in calcestruzzo armato in assenza di tamponature.</i>	50
1.5.5	<i>Modello di comportamento: edifici in calcestruzzo armato in presenza di tamponature.....</i>	51
1.5.6	<i>Modello di comportamento: edifici in muratura.</i>	53
1.5.7	<i>Vulnerabilità sismica e limiti di operatività e collasso: edifici in c.a. e muratura.</i>	54
1.5.8	<i>Determinazione del periodo di ritorno e valutazione del rischio: edifici in c.a. e muratura.</i>	56
1.5.9	<i>Affidabilità delle stime.</i>	56

2 CASO STUDIO: EDIFICIO IN C.A.	59
2.1 SCELTA DELL'EDIFICIO	59
2.2 ANALISI DEI CARICHI	59
2.3 SOLAIO IN LATEROCEMENTO	60
2.3.1 <i>Calcolo della sezione di mezzeria</i>	62
2.3.2 <i>Verifica di stabilità della sezione di mezzeria</i>	63
2.3.3 <i>Calcolo della sezione di appoggio</i>	63
2.3.4 <i>Verifica al taglio</i>	64
2.4 SOLAIO PIENO	65
2.4.1 <i>Armatatura inferiore delle strisce mediane</i>	66
2.4.2 <i>Armatatura inferiore delle strisce laterali</i>	66
2.4.3 <i>Armatatura superiore</i>	67
2.4.4 <i>Resistenza al taglio della lastra</i>	67
2.5 TRAVI	68
2.5.1 <i>Sezione di mezzeria</i>	68
2.5.2 <i>Sezione di appoggio</i>	69
2.5.3 <i>Verifica al taglio</i>	69
2.5.4 <i>Sezione di mezzeria</i>	70
2.6 CORDOLI	71
2.7 PILASTRI	71
2.8 RE.SIS.TO.	76
2.8.1 <i>Valutazione della domanda</i>	76
2.8.2 <i>Taglio resistente dell'edificio</i>	77
2.8.3 <i>Coefficiente riduttivo</i>	84
2.8.4 <i>Accelerazione di collasso dell'edificio</i>	85
2.9 SAVE	86
2.9.1 <i>Calcolo accelerazione di suolo</i>	89
2.10 CONFRONTO TRA SAVE E RE.SIS.TO.	90
3 CASO STUDIO: EDIFICIO MURATURA	93
3.1 SCELTA DELL'EDIFICIO	93
3.2 EDIFICIO IN MURATURA: SCUOLA ELEMENTARE "UMBERTO E MARGHERITA DI SAVOIA", ABBIATEGRASSO (MI)	94
3.2.1 <i>Elementi di elevazione</i>	95
3.2.2 <i>Elementi orizzontali</i>	95
3.2.3 <i>Copertura</i>	95
3.2.4 <i>Palestra</i>	95
3.3 I METODI SPEDITIVI RE.SIS.TO. E SAVE	96
3.4 APPLICAZIONE METODOLOGIA RE.SIS.TO.	96
3.4.1 <i>Valutazione della domanda sismica</i>	96
3.4.2 <i>Valutazione delle sezioni orizzontali in Muratura</i>	96
3.4.3 <i>Analisi dei carichi: solai</i>	97
3.4.4 <i>Calcolo del peso del piano</i>	101
3.4.5 <i>Calcolo del taglio resistente</i>	102
3.4.6 <i>Calcolo delle forze al piano</i>	103
3.4.7 <i>Calcolo del taglio al piano</i>	103
3.4.8 <i>Calcolo del coefficiente riduttivo</i>	104
3.4.9 <i>Calcolo del taglio resistente ridotto</i>	110
3.4.10 <i>Calcolo dell'accelerazione di collasso</i>	111
3.4.11 <i>Conclusioni</i>	112
3.5 APPLICAZIONE METODOLOGIA SAVE	112
3.5.1 <i>Inserimento dei dati</i>	112
3.5.2 <i>Risultati</i>	114
3.6 CONFRONTO CRITICO TRA LE METODOLOGIE SAVE E RE.SIS.TO.	117

4	TIPOLOGIE DI ANALISI	121
4.1	ANALISI LINEARE	121
4.2	ANALISI NON LINEARE.....	123
4.3	ANALISI STATICA O DINAMICA	123
4.4	ANALISI LINEARE DINAMICA.....	124
4.5	ANALISI LINEARE STATICA	125
4.6	ANALISI NON LINEARE STATICA.....	127
4.7	ANALISI NON LINEARE DINAMICA.....	128
4.8	ANALISI PUSHOVER	129
5	MODELLAZIONE EDIFICIO IN C.A.....	135
5.1	CONCLUSIONI	141
6	MODELLAZIONE EDIFICIO IN MURATURA	143
6.1	INTRODUZIONE	143
6.2	MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO FUORI PIANO.....	144
6.2.1	<i>Descrizione del metodo di analisi.</i>	146
6.2.2	<i>Applicazione del metodo.</i>	148
6.2.3	<i>Utilizzo del software C.I.N.E.</i>	151
6.3	MODELLAZIONE CON ANDILWALL 3.....	155
6.3.1	<i>Criteri di modellazione</i>	155
6.3.2	<i>Descrizione del disegno “DWG” e importazione del modello.</i>	156
6.3.3	<i>Caratteristiche dei materiali.</i>	158
6.3.4	<i>Analisi dei Carichi: solai.</i>	158
6.3.5	<i>Azione del sisma.</i>	160
6.3.6	<i>Creazione del telaio equivalente.</i>	161
6.3.7	<i>Calcolo e risultati: analisi modale.</i>	162
6.3.8	<i>Calcolo e risultati: analisi pushover.</i>	164
6.4	MODELLAZIONE CON MIDAS GEN.	167
6.4.1	<i>Criteri di modellazione</i>	167
6.4.2	<i>Calcolo e risultati: analisi modale.</i>	170
6.4.3	<i>Calcolo e risultati: analisi pushover</i>	171
6.5	CONCLUSIONI	173
7	MODELLAZIONE EDIFICIO IN C.A.....	175
7.1	INTRODUZIONE	175
7.2	IRRIGIDIMENTI METALLICI O SETTI IN CALCESTRUZZO.....	176
7.3	BETON-PLACQUE.....	178
7.4	INCAMICIATURE IN C.A. E ACCIAIO	179
7.5	FASCIATURE E PLACCATURE CON FRP	180
7.6	CONSOLIDAMENTO EDIFICIO IN C.A.	182
7.7	CONCLUSIONI	185
8	MODELLAZIONE EDIFICIO IN MURATURA	187
8.1	ADEGUAMENTO PER EDIFICI IN MURATURA.....	187
8.1.1	<i>Ripristino del comportamento scatolare.</i>	188
8.1.2	<i>Incremento della resistenza a taglio.</i>	192
8.1.3	<i>Incremento della resistenza a compressione</i>	194
8.1.4	<i>Miglioramento generale della muratura</i>	195
8.1.5	<i>Modifica della distribuzioni degli elementi murari</i>	198
8.1.6	<i>Inserimento di irrigidimenti nei solai</i>	198
8.1.7	<i>Inserimento di giunti sismici</i>	198

8.2	ADEGUAMENTO DEL CASO STUDIO.....	199
8.2.1	Analisi con ANDILWall 3: valutazione dell'edificio originale.....	199
8.2.2	Valutazione degli interventi di adeguamento.....	200
8.2.3	Calcolo e risultati: analisi modale.....	202
8.2.4	Calcolo e risultati: analisi pushover.....	203
8.3	VALUTAZIONE DELL'INTERVENTO.....	205
9	CONCLUSIONI	207
9.1	CONSIDERAZIONI FINALI.....	207
9.2	POSSIBILITÀ DI SVILUPPO.....	209
BIBLIOGRAFIA	241	
NORMATIVE	241	
LIBRI.....	242	
ALTRI DOCUMENTI.....	242	

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.1: Pilastro incastro–incastro scorrevole.....	42
Figura 1.2: Pilastro a mensola.....	42
Figura 1.3: Forze agenti sui piani.....	43
Figura 1.4: Schede di sintesi RE.SIS.TO.....	47
Figura 1.5: Meccanismi di rottura dei tamponamenti.....	53
Figura 2.1: Variazione del parametro c in funzione dell'esposizione.....	60
Figura 2.2: Abaco solaio laterocementizio.....	61
Figura 2.3: Sezione di mezzeria e incastro del solaio in laterocemento.....	62
Figura 2.4: Disposizione dei ferri longitudinali nel solaio laterocementizio.....	64
Figura 2.5: Andamento del diagramma del momento flettente nel solaio pieno.....	66
Figura 2.6: Diagramma dei momenti flettenti su pilastri di bordo.....	73
Figura 2.7: Grandezze utili per il calcolo delle tensioni in una sezione pressoinflessa.....	74
Figura 2.8: Modalità di crisi pilastri in edificio c.a.....	77
Figura 2.9: Diagramma rappresentativo del momento resistente-momento d'inerzia della sezione.....	78
Figura 2.10: Schermata VCA SLU con calcolo momento resistente.....	79
Figura 2.11: Diagramma N-M pilastro P66.....	79
Figura 2.12: Differenza di valori tra calcoli approssimati e corretto nella direzione x.....	81
Figura 2.13: Differenza di valori tra calcoli approssimati e corretto nella direzione y.....	82
Figura 3.1: Edificio Muratura – vista aerea.....	94
Figura 3.2: Valutazione area muratura.....	97
Figura 3.3: Volta a crociera, piani elevazione.....	99
Figura 3.4: Forze al piano.....	103
Figura 3.5: Taglio al piano.....	103
Figura 3.6: Configurazione planimetrica.....	106
Figura 3.7: Distanza murature – Parametro δ	107
Figura 3.8: Capriata.....	108
Figura 3.9: Coefficienti α_1 e α_2	108
Figura 3.10: Calcolo area murature.....	113
Figura 4.1: Idealizzazione sistema SDOF.....	130
Figura 4.2: Idealizzazione sistema MDOF.....	131
Figura 4.3: Tipologie di curve di capacità.....	132
Figura 5.1: Modellazione edificio c.a.....	135
Figura 5.2: Risultati analisi modale edificio c.a.....	136
Figura 5.3: Primo modo di vibrare edificio c.a.....	137
Figura 5.4: Diagramma momento flettente – rotazioni cerniere lato trave.....	137
Figura 5.5: Curva di pushover edificio c.a.....	138
Figura 5.6: Tagli resistenti di ogni piano con modellazione edificio c.a.....	139

Figura 5.7: Diagrammi degli sforzi per ogni piano edificio c.a.	139
Figura 5.8: Stato di sollecitazione cerniere lato travi	140
Figura 5.9: Stato sollecitazioni cerniere lato pilastri	140
Figura 6.1: Ribaltamento semplice di parete monolitica a più piani.....	145
Figura 6.2: Ribaltamento semplice di parete monolitica all'ultimo piano.	145
Figura 6.3: Ribaltamento composto.....	145
Figura 6.4: Ribaltamento di un cantonale.....	145
Figura 6.5: Collasso per flessione verticale su ogni piano.....	145
Figura 6.6: Collasso per flessione verticale su più piani.....	145
Figura 6.7: Collasso per flessione orizzontale sommitale.....	145
Figura 6.8: Scelta maschio murario - Piano Terra.	148
Figura 6.9: Ribaltamento semplice di parete monolitica a più piani.....	149
Figura 6.10: Schema equilibrio ribaltamento parete.	149
Figura 6.11: Modello 1.....	157
Figura 6.12: Modello 2.....	157
Figura 6.13: Sisma Abbiategrasso.	160
Figura 6.14: Telaio - Modello 1.....	161
Figura 6.15: Telaio - Modello 2.....	161
Figura 6.16: Modello 1, modo 1.....	163
Figura 6.17: Modello 2, modo 1.....	163
Figura 6.18: Modello 1, modo 2.....	163
Figura 6.19: Modello 2, modo 2.....	163
Figura 6.20: Modello Midas GEN.	168
Figura 6.21: Modello Midas Gen - Vincoli.....	169
Figura 6.22: Modello Midas Gen - Solai P2.....	169
Figura 6.23: Modello Midas Gen – Analisi modale	171
Figura 6.24: Proprietà cerniere.....	171
Figura 6.25: Curva di capacità – Pushover.....	172
Figura 7.1: Incamiciatura delle tamponature	177
Figura 7.2: Tipologie di controventi metallici.....	177
Figura 7.3: Incamiciatura dei pilastri.....	179
Figura 7.4: Tipologie di incamiciatura dei pilastri.....	180
Figura 7.5: Caratteristiche dei composti fibrorinforzati	181
Figura 7.6: Modellazione edificio c.a. consolidato	183
Figura 7.7: Periodi propri edificio c.a. consolidato	183
Figura 7.8: Analisi modale edificio c.a. consolidato	184
Figura 7.9: Primo modo di vibrare edificio c.a. consolidato	184
Figura 7.10: Curva di pushover edificio c.a. consolidato	185
Figura 8.1: Cerchiature degli spigoli	189
Figura 8.2: Cordoli intermedi	190
Figura 8.3: Scuci e cucì	191
Figura 8.4: Catene o fasciature in FRP	191
Figura 8.5: Fasciatura in tessuto di acciaio (UHTSS)	192
Figura 8.6: Intonaci armati.....	193
Figura 8.7: Tirantini interni alla muratura	194
Figura 8.8: Iniezioni armate	195
Figura 8.9: Iniezioni	196
Figura 8.10: Ristilatura dei giunti.	196
Figura 8.11: CAM.	197
Figura 8.12: Inserimento di irrigidimenti nei solai.	198
Figura 8.13: Abbiategrasso.	199
Figura 8.14: Mirandola.....	199
Figura 8.15: Adeguamento P2.....	201
Figura 8.16: Modello 3, modo 1.....	202
Figura 8.17: Modello 3, modo 2.....	203
Figura 8.18: Modello 3, modo 3.....	203

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1.1 - Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato	24
Tabella 1.2 - Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato	27
Tabella 1.3 - Vita nominale V_N per diversi tipi di opere	28
Tabella 1.4 – Valori del coefficiente d’uso C_U	28
Tabella 1.5 – Valori del coefficiente d’uso C_U	30
Tabella 1.6 – Espressioni di S_S e di C_C	31
Tabella 1.7 – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T	31
Tabella 2.1 – Pesi permanenti solaio	61
Tabella 2.2 – Geometria e ferri solaio copertura	65
Tabella 2.3 – Geometria e ferri travi edificio c.a.	70
Tabella 2.4 – Analisi carichi pialstro	71
Tabella 2.5 – Dimensioni e armature pilastri	75
Tabella 2.6 – Momenti e tagli resistente ottenuti da P22	80
Tabella 2.7 – Momenti e tagli resistente ottenuti da P66	80
Tabella 2.8 – Tagli resistenti minimi per ogni piano	82
Tabella 2.9 – Forze agenti al generico piano	83
Tabella 2.10 – Tagli sollecitanti a ogni piano	83
Tabella 2.11 – Rapporto tra taglio resistente e agente ad ogni piano	83
Tabella 2.12 – Parametri coefficiente riduttivo	84
Tabella 2.13 – Analisi carichi SAVE	86
Tabella 2.14 – Taglio resistente ogni piano (solo c.a.)	87
Tabella 2.15 – Rigidezza di ogni piano (solo c.a.)	87
Tabella 2.16 – Taglio resistente e rigidezza di ogni piano (tamponature)	87
Tabella 2.17 – Taglio resistente e rigidezza di ogni piano (c.a. + tamponature)	88
Tabella 2.18 – Forze equivalenti ad ogni piano	88
Tabella 2.19 – Tagli agenti ad ogni piano	88
Tabella 2.20 – Accelerazioni spettrali con e senza contributo tamponature	89
Tabella 2.21 – PGA di collasso con e senza contributo tamponature	89
Tabella 2.22 – Massimi tra PGA di collasso tra situazione con e senza tamponature	90
Tabella 3.1 – Calcolo peso caldana in calcestruzzo	97
Tabella 3.2 – Calcolo Peso tegole piane marsigliesi	98
Tabella 3.3 – Calcolo capriata	98
Tabella 3.4 – COP-A: Capriate con tegole marsigliesi e plafone di finitura inferiore	99
Tabella 3.5 – S1-A, S2-A: Voltina mattoni forati con caldana	100
Tabella 3.6 – S1-B, S2-B: Volta mattoni pieni con caldana	100
Tabella 3.7 – SC: Scala in cemento armato	100
Tabella 3.8 – Peso solaio - Piano primo	101

Tabella 3.9 – Peso solaio - Piano secondo.....	101
Tabella 3.10 – Peso solaio - Copertura.....	101
Tabella 3.11 – Forze al piano.....	103
Tabella 3.12 – Parametro 1.....	104
Tabella 3.13 – Tipologia L.....	105
Tabella 3.14 – Parametro 2.....	105
Tabella 3.15 – Parametro 4.....	105
Tabella 3.16 – Solai mal collegati.....	106
Tabella 3.17 – Parametro 5.....	106
Tabella 3.18 – Classi parametro 6.....	107
Tabella 3.19 – Parametro 6.....	107
Tabella 3.20 – Parametro 7.....	107
Tabella 3.21 – Parametro 8.....	108
Tabella 3.22 – Parametro 9.....	109
Tabella 3.23 – Parametro 10.....	109
Tabella 3.24 – Parametro 11.....	109
Tabella 3.25 – Coefficiente riduttivo – calcoli intermedi.....	110
Tabella 3.26 – Rapporto taglio resistente – taglio agente.....	110
Tabella 3.27 – Accelerazione di collasso.....	111
Tabella 3.28 – Parametri calcolo PGAC.....	111
Tabella 3.29 – Sez 1 – P2.....	112
Tabella 3.30 – Sez 1 – P1.....	112
Tabella 3.31 – Sez 1 – PT.....	112
Tabella 3.32 – Taglio resistente murature.....	114
Tabella 3.33 – Coefficienti regolarità struttura.....	114
Tabella 3.34 – Taglio agente.....	114
Tabella 3.35 – Periodo proprio.....	115
Tabella 3.36 – Accelerazione spettrale.....	115
Tabella 3.37 – Coefficiente duttilità.....	115
Tabella 3.38 – Tipo terreno e stato muratura.....	115
Tabella 3.39 – Coefficiente accelerazione spettrale.....	116
Tabella 3.40 – PGA di collasso.....	116
Tabella 3.41 – PGA di collasso.....	118
Tabella 3.42 – Confronto SAVE-RE.SIS.TO.....	119
Tabella 4.1 – Valore massimo fattore di struttura e rapporto $\alpha u/\alpha 1$	122
Tabella 6.1 – Dati calcolo ribaltamento parete.....	149
Tabella 6.2 – Peso proprio parete.....	150
Tabella 6.3 – Carichi solai.....	150
Tabella 6.4 – Dati iniziali.....	152
Tabella 6.5 – Dati di calcolo e moltiplicatore α_0	153
Tabella 6.6 – Parametri di calcolo e PGA-SLU.....	153
Tabella 6.7 – Parametri di calcolo e PGA-SLV.....	154
Tabella 6.8 – Modi di vibrare - Modello 1.....	162
Tabella 6.9 – Modi di vibrare - Modello 2.....	162
Tabella 6.10 – Coefficienti calcolo PGA_c	164
Tabella 6.11 – Risultati Pushover – Direzione X – Modello 1.....	165
Tabella 6.12 – Risultati Pushover – Direzione Y – Modello 1.....	165
Tabella 6.13 – Risultati Pushover – Direzione X – Modello 2.....	166
Tabella 6.14 – Risultati Pushover – Direzione Y – Modello 2.....	166
Tabella 6.15 – Analisi modale.....	170
Tabella 6.16 – Parametri PGA.....	172
Tabella 6.17 – Midas Gen - PGA_c	173
Tabella 6.18 – Risultati ANDILWall 3 – Midas Gen.....	173
Tabella 8.1 – Modello 3.....	202
Tabella 8.2 – Parametri PGA.....	203
Tabella 8.3 – Risultati Pushover – Direzione X – Modello 3.....	204
Tabella 8.4 – Risultati Pushover – Direzione Y – Modello 3.....	204

Tabella 0.1 – Piano secondo – dir X.....	229
Tabella 0.2 – Piano primo – dir X.	229
Tabella 0.3 – Piano terra – dir X.....	230
Tabella 0.4 – Piano secondo – dir Y.....	231
Tabella 0.5 – Piano primo – dir Y.	231
Tabella 0.6 – Piano terra – dir Y.....	232
Tabella 0.1 – SAVE-Input: Piano Secondo.....	237
Tabella 0.2 – SAVE-Input: Piano Primo.....	238
Tabella 0.3 – SAVE-Input: Piano Terra.	239

INDICE DEGLI ALLEGATI

ALLEGATO A	211
A.1 TIPO ED ORGANIZZAZIONE DEL SISTEMA RESISTENTE.....	211
A.2 QUALITÀ DEL SISTEMA RESISTENTE.....	212
A.4 POSIZIONE DELL'EDIFICIO E FONDAZIONI	213
A.5 ORIZZONTAMENTI	214
A.6 CONFIGURAZIONE PLANIMETRICA	214
A.7 CONFIGURAZIONE IN ELEVAZIONE.....	215
A.8 COLLEGAMENTI ED ELEMENTI CRITICI.....	216
A.9 ELEMENTI CON BASSA DUTTILITÀ	217
A.10 ELEMENTI NON STRUTTURALI	218
A.11 STATO DI FATTO	219
ALLEGATO B	221
B.1 SCHEDE GNDT	221
ALLEGATO C	225
C.1 RE.SIS.TO.: AREE MURATURE	225
C.2 AREE DIREZIONE X.....	229
C.3 AREE DIREZIONE Y.....	231
ALLEGATO D	233
D.1 SAVE - MURATURA: SEZIONE INPUT	233

INDICE DELLE TAVOLE

EDIFICIO IN MURATURA:

M-PA-01	EDIFICIO IN MURATURA PORTANTE - PIANTE ARCHITETTONICA: PIANO TERRA
M-PA-02	EDIFICIO IN MURATURA PORTANTE - PIANTE ARCHITETTONICA: PIANO PRIMO
M-PA-03	EDIFICIO IN MURATURA PORTANTE - PIANTE ARCHITETTONICA: PIANO SECONDO
M-PS-01	EDIFICIO IN MURATURA PORTANTE - PIANTE STRUTTURALE: SOLAIO PIANO TERRA
M-PS-02	EDIFICIO IN MURATURA PORTANTE - PIANTE STRUTTURALE: SOLAIO PIANO PRIMO
M-PS-03	EDIFICIO IN MURATURA PORTANTE - PIANTE STRUTTURALE: SOLAIO PIANO SECONDO
M-PS-04	EDIFICIO IN MURATURA PORTANTE - PIANTE STRUTTURALE: SOLAIO COPERTURA
M-S-01	EDIFICIO IN MURATURA PORTANTE - SEZIONE A-A'
M-S-02	EDIFICIO IN MURATURA PORTANTE - SEZIONE B-B'
M-S-03	EDIFICIO IN MURATURA PORTANTE - SEZIONE C-C'
M-S-04	EDIFICIO IN MURATURA PORTANTE - SEZIONE D-D'

EDIFICIO IN CALCESTRUZZO ARMATO:

CA-PA-01	EDIFICIO IN C.A - PIANTE ARCHITETTONICA: PIANO PI
CA-PA-02	EDIFICIO IN C.A - PIANTE ARCHITETTONICA: PIANO PT
CA-PA-03	EDIFICIO IN C.A - PIANTE ARCHITETTONICA: PIANO P1
CA-PS-01	EDIFICIO IN C.A - PIANTE STRUTTURALE: PIANO PI
CA-PS-02	EDIFICIO IN C.A - PIANTE STRUTTURALE: PIANO PT
CA-PS-03	EDIFICIO IN C.A - PIANTE STRUTTURALE: PIANO P1
CA-S-01	EDIFICIO IN C.A - SEZIONE X-X E Y-Y

1 **NORMATIVA ANTISISMICA E VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA**

1.1 Introduzione

Scopo della seguente introduzione è quello di mostrare il contesto normativo italiano nel quale si inserisce la valutazione della vulnerabilità sismica di edifici scolastici, tema del seguente lavoro. Si indagano i motivi che hanno spinto alla necessità di tali studi, gli eventi sismici che hanno dato maggior rilievo a tali tematiche e l'attuale rapporto tra sismicità e l'immenso patrimonio edilizio presente sul territorio nazionale.

Punto di partenza il 2003, anno in cui per la prima volta si prevede la verifica sismica di edifici e opere infrastrutturali che "possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso", tra i quali proprio gli edifici scolastici.

È da questo anno che è ancora più impellente rispetto al passato la ricerca di uno strumento affidabile e veloce di valutazione del patrimonio edilizio esistente.

Si vedrà inoltre come è attualmente definita l'azione sismica, i parametri che la influenzano, e come già oggi si procede per la valutazione sismica del patrimonio culturale italiano.

Due concetti che verranno trattati nei seguenti capitoli ed è bene definire sono l'agibilità e la vulnerabilità.

L'agibilità è definita come la "sussistenza dei requisiti che rendono un edificio idoneo allo svolgimento della funzione a cui è adibito".

Le condizioni di agibilità di un edificio colpito da un evento sismico sono valutate tramite la valutazione dell'agibilità sismica, che ha come fine quello di permettere il rientro della popolazione nelle proprie abitazioni (diminuendo il numero dei senzatetto) e la ripresa delle attività socio/economiche.

Perciò oltre ad essere un'operazione di responsabilità ha un rilievo anche sociale, in quanto riduce il disagio della popolazione, evita il ricorso a ricoveri temporanei e aiuta a consentire il ritorno ad una vita pre-evento.

Insieme al censimento dei danni, la valutazione dell'agibilità è senz'altro l'attività di maggiore impegno per quantità delle forze in campo e di maggiore impatto sulla gestione dell'emergenza e sulla fase di ricostruzione.

La valutazione va incontro a varie problematiche:

- La crisi è ancora in atto perciò sono possibili nuovi eventi a breve termine;
- vi è un'elevata richiesta di tecnici in poco tempo a fronte della forte richiesta di ispezioni;
- è necessaria l'organizzazione della raccolta e gestione dei dati;
- i tempi in cui condurre le verifiche sono necessariamente brevi e queste scaturiscono da elementi conoscitivi acquisibili sul posto da interpretare sulla base di un giudizio esperto.

A partire dal 6 Aprile 2009, con la pubblicazione dell'OPCM 3753, lo strumento di valutazione è rappresentato dalle schede AeDES di livello I, i cui contenuti derivano dall'esperienza maturata nel terremoto dell'Umbria e Marche (1997), del Pollino (1998) e del Molise (2002).

Le schede AeDES hanno il vantaggio di stabilire un linguaggio comune nella descrizione del danno e seguono un percorso guidato in grado di evidenziare ciò che va osservato, analizzato ed interpretato per arrivare a una valutazione speditiva di agibilità.

Per edifici di carattere monumentale invece si utilizzano diverse schede di compilazione:

- le schede ministeriali di livello I: scheda chiese/scheda palazzi (DPCM 26 febbraio 2006 - GU 55 07 marzo 2006);
- scheda chiese di livello II.

La valutazione dell'agibilità in seguito ad un evento sismico è necessariamente temporanea e speditiva, vuol dire formulata in tempi ristretti e in base a semplice analisi visiva, senza il supporto di calcoli e analisi approfondite.

Al contrario, la vulnerabilità rientra nel più esteso concetto di rischio sismico definito come:

$$\text{rischio} = \text{pericolosità} \times \text{vulnerabilità} \times \text{esposizione} \times \text{costo} \quad (1.1)$$

dove:

- La pericolosità indica la sismicità del sito, viene espressa attraverso gli spettri di risposta e le PGA (accelerazioni di picco al terreno) che vengono definiti per assegnati periodi di ritorno e probabilità di superamento (è perciò una valutazione probabilistica);
- L'esposizione indica la frequenza e la densità di occupazione; misura le potenziali perdite;

- La vulnerabilità è la propensione al danno delle strutture e dei suoi elementi;
- Il costo è relativo sia alle perdite di vite umane che al danno causato da un evento.

Il calcolo della vulnerabilità è un problema che si può affrontare in maniere diverse.

Obiettivo della valutazione della vulnerabilità sismica è la stima della prestazione di una struttura soggetta a eccitazione sismica e, più in particolare, il calcolo dell'accelerazione corrispondente al raggiungimento di un prefissato stato limite.

Con il termine "prestazione" si intendono una vasta gamma di informazioni riguardanti il comportamento della struttura soggetta a carichi sismici, tra le quali le più rilevanti sono il meccanismo di collasso globale, dei singoli elementi strutturali, la sequenza di danneggiamento e l'accelerazione corrispondente ad uno stato limite.

Buona parte dei metodi che esistono in letteratura richiedono la completa conoscenza degli elementi strutturali che compongono l'edificio e necessitano di un'adeguata modellazione non lineare.

Questo approccio implica un notevole dispendio di risorse, da intendersi come il tempo di realizzazione del modello e il tempo di analisi.

Da qui l'esigenza di adottare metodi semplificati, che grazie ad alcune ipotesi, permettono di arrivare in maniera più rapida ad una stima delle prestazioni di una struttura.

La prima stima di vulnerabilità del nostro paese è rappresentato dalle matrici di probabilità di danno; è un metodo di valutazione di vulnerabilità per la prima volta sperimentato dopo il terremoto dell'Irpinia del 1980: Utilizzando i dati di un'indagine estesa a 36.000 edifici di 41 comuni tra i più danneggiati dal sisma del 23 novembre 1980, un gruppo di ricercatori (Braga, Dolce, Liberatore) ha ottenuto le DPM (Damage Probability Matrices) riferite alle tipologie edilizie più diffuse identificate nel contesto del terremoto irpino. Indagini dettagliate effettuate sulla base della scheda di rilevamento di 1° livello messa a punto da ricercatori del GNDT, hanno consentito di correlare il livello di danno (da livello 0-nessun danno a 5-danni totali) a tredici diverse tipologie costruttive individuate in base al tipo di strutture verticali e orizzontali.

Nai paragrafi successivi saranno sviluppati due metodi di stima della vulnerabilità che poi saranno applicati nei capitoli successivi, RE.SI.STO. e SAVE; entrambi validi per edifici in calcestruzzo armato o muratura.

I metodi RE.SI.STO e SAVE son utilizzati per valutare la vulnerabilità sismica degli edifici in modo rapido.

Dopo aver stabilito la domanda sismica che la struttura deve soddisfare, si procede all'applicazione del metodo valutando le caratteristiche geometriche dell'edificio e le prestazioni di resistenza a taglio degli elementi resistenti, applicando opportuni coefficienti riduttivi, al fine di ottenere l'accelerazione di collasso dell'edificio.

Il metodo RE.SI.STO si avvale inoltre delle schede GNDT di II livello e ne sfrutta le considerazioni per valutare più precisamente le performance di resistenza.

1.2 Normativa antisismica italiana dal 2003

1.2.1 O.P.C.M. 20 marzo 2003, n.3274

A seguito del terremoto del 31 ottobre 2001 che ha colpito i territori al confine tra Molise e Puglia, il 20 marzo 2003 viene emanata l'Ordinanza del Consiglio dei Ministri O.P.C.M 20 marzo, n. 3274 (G.U. n. 105 del 8 maggio 2003) "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica". Il fine è di fornire una risposta immediata alla necessità di aggiornamento della classificazione sismica e delle norme antisismiche.

Per la prima volta si recepiscono i contenuti degli Eurocodici, rendendo obbligatorio il calcolo semiprobabilistico agli stati limite e le analisi dinamiche con spettro di risposta.

L'O.P.C.M. n. 3274 segna il passaggio tra le norme di vecchia e nuova concezione, cioè tra le normative puramente prescrittive e la nuova impostazione prestazionale, nella quale gli obiettivi della progettazione che la norma si prefigge vengono dichiarati ed i metodi utilizzati allo scopo vengono singolarmente giustificati.

A differenza della precedente, tale normativa ha classificato tutto il territorio nazionale come sismico ed è stato suddiviso in 4 zone caratterizzate da pericolosità sismica decrescente. La precedente legge n. 64 del 1974 considerava solamente 3 zone, con sismicità alta, media e bassa. Attraverso l'O.P.C.M. n. 3274 viene introdotta la zona 4 e su questa viene data la facoltà alle regioni di imporre l'obbligo della progettazione antisismica.

Lo Stato ha provveduto a fissare i criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche, dando mandato alle regioni, in armonia con il dettato dell'art. 112 del decreto legislativo n. 112 del 1998, per l'individuazione delle zone sismiche.

Di seguito sono presentati i valori di accelerazione orizzontale (a_g/g), con probabilità di superamento del 10% in un periodo previsto di 50 anni.

zona	accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10 % in 50 anni [a_g/g]	accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) [a_g/g]
1	> 0,25	0,35
2	0,15-0,25	0,25
3	0,05-0,15	0,15
4	<0,05	0,05

Tabella 1.1 - Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Alle regioni, compete, quindi, la predisposizione dell'elenco dei comuni classificati rispettivamente in zona 1, 2, 3 e 4. Per procedere a tale identificazione le regioni potranno elaborare in proprio una mappa di pericolosità sismica regionale, oppure utilizzare quella fornita dallo Stato per tutto il territorio nazionale e allegata ai criteri per l'individuazione delle zone sismiche nella veste dell'elenco di tutti i comuni italiani con la loro classificazione sismica.

Oltre a tali criteri per l'individuazione delle zone sismiche, gli allegati 2, 3 e 4 dell'ordinanza contengono le norme tecniche che per la prima volta racchiudono la quasi totalità delle tipologie di costruzione. (Edifici, Ponti ed Opere di fondazione e di sostegno dei terreni).

In particolare l'Ordinanza si pone l'obiettivo sia di raccogliere e sintetizzare le normative riguardanti tutti gli ambiti della progettazione edilizia sia di regolare i criteri generali tecnico-costruttivi per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo degli edifici ordinari e speciali (quali ponti, dighe, acquedotti, ecc.).

Di particolare interesse il comma 3 dell'art.2, il quale dispone che "è fatto obbligo di procedere a verifica, da effettuarsi a cura dei rispettivi proprietari, ai sensi delle norme di cui ai suddetti allegati, sia degli edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile, sia degli edifici e delle opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso. Le verifiche di cui al presente comma dovranno essere effettuate entro cinque anni dalla data della presente ordinanza e riguardare in via prioritaria gli edifici ed opere ubicate nelle zone sismiche 1 e 2".

Relativamente alle verifiche da effettuarsi, l'art. 2 comma 4 specifica che "entro 6 mesi dalla data della presente ordinanza il Dipartimento della protezione civile e le regioni provvedono, rispettivamente per quanto di competenza statale e regionale, ad elaborare, sulla base delle risorse finanziarie disponibili, il programma temporale delle verifiche, ad individuare le tipologie degli edifici e delle opere che presentano le caratteristiche di cui al comma 3 ed a fornire ai soggetti competenti le necessarie indicazioni per le relative verifiche tecniche, che dovranno stabilire il livello di adeguatezza di ciascuno di essi rispetto a quanto previsto dalle norme".

Il DPCM n. 3685 del 21 ottobre 2003 (G.U. n. 252 del 29 ottobre 2003) contiene le disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2,3 e 4 dell'OPCM n. 3274.

Nel suo articolo unico decreta che sono di tipologia statale le tipologie di edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile e quelle degli edifici e delle opere che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso.

Della prima categoria di opere fanno parte edifici in tutto o in parte ospitanti funzioni di comando, supervisione e controllo, sale operative, strutture ed impianti di trasmissione, banche dati, strutture di supporto logistico per il personale operativo (alloggiamenti e vettovagliamenti), strutture adibite all'attività logistica di supporto alle operazioni di protezione civile (stoccaggio, movimentazione, trasporto).

Nella seconda categoria di opere fanno parte i seguenti edifici:

- Edifici pubblici o comunque destinati allo svolgimento di funzioni pubbliche nell'ambito dei quali siano normalmente presenti comunità di dimensioni significative, nonché edifici e strutture aperti al pubblico suscettibili di grandi affollamento, il cui collasso può comportare gravi conseguenze in perdite di vite umane;
- Strutture il cui collasso può comportare gravi conseguenze in termini di danni ambientali;
- Edifici il cui collasso può determinare danni significativi al patrimonio storico, artistico e culturale.

Il primo punto della seconda categoria di opere racchiude al suo interno anche gli edifici scolastici, in quanto suscettibili di grande affollamento e con presenza di grandi comunità. Con questo si vuole marcare l'importanza di tali edifici e di conseguenza nasce la necessità di creare strumenti finalizzati alla loro verifica, due dei quali SAVE e RE.SIS.TO. verranno approfonditi nel capitolo successivo.

Inoltre la sezione rischio sismico della commissione nazionale grandi rischi ha approvato, nella seduta del 30 luglio 2003, un documento con il quale vengono fornite indicazioni utilmente applicabili per la realizzazione delle verifiche imposte dall'OPCM 3274.

Il suddetto documento definisce tre livelli di acquisizione dati e di verifica, da utilizzare in funzione del livello di priorità e delle caratteristiche dell'edificio o dell'opera in esame.

In particolare, il primo livello (livello 0) prevede esclusivamente l'acquisizione di dati sommari sull'opera ed è applicabile in modo sistematico a tutte le tipologie individuate.

Si sottolinea il carattere di rilevazione statistica di questo livello di verifica, che esclude la possibilità di utilizzare i dati in modo puntuale per valutazioni di vulnerabilità di singole strutture.

I livelli successivi (livello 1 e livello 2) si riferiscono alle categorie di opere ad elevata priorità, coerentemente con quanto indicato nell'ordinanza 20 marzo 2003, n. 3274 (cioè collocate in zona sismica 1 e 2 e progettate in epoca antecedente rispetto alla classificazione del territorio del comune nella zona attuale), pur essendo ovviamente applicabili a qualsiasi edificio o opera indipendentemente dal fatto che presenti o meno tali caratteristiche.

I livelli 1 e 2 si differenziano per il diverso livello di conoscenza ed i diversi strumenti di analisi e di verifica richiesti e si applicano in funzione della regolarità della struttura oggetto di verifica.

1.2.2 D.M. 14 gennaio 2008

Dalla pubblicazione dell'ordinanza inizia l'odissea delle Norme tecniche per le Costruzioni. Cominciano infatti diciotto mesi di transizione, durante i quali ai progettisti è data la possibilità di utilizzare sia la normativa previgente che la 3274.

Svariati motivi, tra i quali la complessità del corpo normativo, l'inapplicabilità di alcune parti e il continuo aggiornamento di coefficienti e di parametri, conducono a un susseguirsi di proroghe, correzioni e aggiornamenti (O.P.C.M. n. 3316 del 2 ottobre 2003, O.P.C.M. n. 3333 del 23 gennaio 2004, O.P.C.M. n. 3379 del 5 novembre 2004, O.P.C.M. n. 3431 del 3 maggio 2005, O.P.C.M. n. 3452 del 1° agosto 2005, O.P.C.M. n. 3467 del 13 ottobre 2005, D.M. del 14 settembre 2005) che confluiscono nel D.M. del 14 gennaio 2008. Questa è, infatti, l'ultima versione delle Norme tecniche per le costruzioni che sostituisce tutte le precedenti e rappresenta la normativa tuttora vigente sul territorio nazionale.

Nel capitolo 3.2 delle NTC 08 viene definita l'azione sismica di progetto in base alla quale valutare i diversi stati limite.

Questi sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, non strutturali e gli impianti, e sono i seguenti:

Stati limite di esercizio:

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

Stati limite ultimi:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

In mancanza di espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo SLD;
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel seguito e siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV

Fanno eccezione a quanto detto le costruzioni di classe d'uso III e IV, per gli elementi non strutturali e gli impianti delle quali è richiesto anche il rispetto delle verifiche di sicurezza relative allo SLO.

Ad ogni stato limite è associata una probabilità di superamento P_{VR} a cui riferirsi per l'individuazione dell'azione sismica, come mostrato dal seguente prospetto.

Tabella 1.2 - Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

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

Tali probabilità di superamento sono valutate in un periodo di riferimento V_R che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N * C_U \quad (1.2)$$

In ogni caso $V_R \geq 35$ anni.

Di seguito sono mostrati i valori della vita nominale:

Tabella 1.3 - Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

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

Per quanto riguarda invece il coefficiente d'uso, si tratta di valori tabellati che variano in funzione della classe d'uso dell'edificio preso in considerazione:

Tabella 1.4 – Valori del coefficiente d'uso C_U

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

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in 4 classi d'uso, definite come segue:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli;
- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti;
- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso;
- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al 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.

Dal periodo di riferimento V_R e dalla probabilità di superamento P_{V_R} si può infine calcolare il periodo di ritorno dell'evento sismico T_R :

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} \quad (1.3)$$

Con riferimento al periodo di ritorno si valuta la pericolosità sismica, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidezza e resistenza nei confronti delle due componenti ortogonali orizzontali delle azioni sismiche.

La componente verticale deve essere considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti, costruzioni con isolamento sismico quando il rapporto tra la rigidezza verticale del sistema di isolamento K_v e la rigidezza equivalente orizzontale K_{esi} risulti inferiore a 800, e purché il sito nel quale la costruzione sorge non ricada in zona 3 o 4.

Le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale ($F_0 \geq 2,2$);
- T^*_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In allegato alla norma, per i 10751 punti del reticolo di riferimento e per 9 valori del periodo di ritorno T_R , sono forniti i valori di a_g , F_0 e T^*_c .

Lo spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali, che fornisce l'accelerazione spettrale S_e , è definito dalle espressioni seguenti, che descrivono i quattro tratti dello spettro al variare del periodo di accelerazione T .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g * S * \eta * F_0 * \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta * F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (1.4)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g * S * \eta * F_0 \quad (1.5)$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g * S * \eta * F_0 * \left(\frac{T_C}{T}\right) \quad (1.6)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g * S * \eta * F_0 * \left(\frac{T_C * T_D}{T^2}\right) \quad (1.7)$$

dove:

- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \frac{10}{5 + \xi} \geq 0,55 \quad (1.8)$$

- ξ (espresso in percentuale) valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_C * T_C^* \quad (1.9)$$

- dove C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo che tengono conto della amplificazione stratigrafica della risposta sismica e sono definite come segue:

Tabella 1.5 – Valori del coefficiente d'uso C_U

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Dove $V_{s,30}$ rappresenta la velocità equivalente della propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità.

Ad ogni categoria di sottosuolo è associato un valore di C_c .

Tabella 1.6 – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Dove:

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante

$$T_B = \frac{T_C}{3} \quad (1.10)$$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 * \frac{a_g}{g} + 1,6 \quad (1.11)$$

- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_s * S_T \quad (1.12)$$

Dove il valore di S_s è già stato mostrato nella Tabella 1.6 al variare della categoria di sottosuolo.

Invece S_T tiene conto delle condizioni topografiche e dell'ubicazione dell'intervento

Tabella 1.7 – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

1.2.3 Circolare 2 dicembre 2010, n.26

Con l'entrata in vigore dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, che obbliga ad effettuare le verifiche sismiche sugli edifici strategici e rilevanti stabilendo norme per la valutazione e adeguamento dei manufatti esistenti, si pone la necessità di dare concreta applicazione alla prevenzione sismica del patrimonio culturale.

In questo contesto si definisce nel maggio 2005 un'intesa istituzionale tra il Dipartimento della protezione civile e il Ministero per i beni e le attività culturali, finalizzata all'elaborazione di linee guida per l'applicazione della normativa tecnica in ragione delle peculiari esigenze del patrimonio culturale.

Si forma così un gruppo di lavoro interdisciplinare che licenzia le "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale"; scopo del lavoro è quello di definire un percorso di conoscenza idoneo a valutare la sicurezza sismica degli edifici tutelati, in relazione alle proprie specifiche caratteristiche storico-costruttive, ai fini dell'individuazione dei più idonei interventi di miglioramento strutturale.

Nel tempo intercorso tra l'approvazione delle Linee guida da parte del Consiglio superiore dei lavori pubblici e la pubblicazione in gazzetta della Direttiva vengono emanate le nuove Norme Tecniche per le costruzioni, perciò si rende necessario valutare la coerenza di alcuni aspetti specifici tra Linee guida e NTC 08.

L'allineamento alle nuove norme sulle costruzioni ha inciso prevalentemente sul 2° capitolo "Requisiti di sicurezza e conservazione" ed in particolare sul paragrafo 2.3 (Stati limite di riferimento per i beni culturali) e sul paragrafo 2.4 (Livelli di sicurezza sismica).

Per gli altri capitoli della Direttiva, si è trattato principalmente di un lavoro di affinamento, per evitare ripetizioni di concetti, e di aggiornamento, per rendere coerenti le formule riportate nella Direttiva del 2007 con quelle descritte nelle nuove norme tecniche per le costruzioni.

Il documento licenziato Schema di direttiva del Presidente Del Consiglio inerente l'allineamento delle "Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale" alle nuove Norme tecniche sulle costruzioni di cui al d.m. 14 gennaio 2008 è stato trasmesso l'8 febbraio 2010 dal Presidente della Cabina di regia all'esame del Consiglio superiore dei lavori pubblici, per l'acquisizione del parere di competenza.

Dopo alcune modifiche il testo definitivo è stato approvato il 23 luglio 2010.

Nel parere del Consiglio superiore del 23 luglio 2010, si legge: "Il documento costituisce quindi un fondamentale strumento di guida e di indirizzo metodologico ed operativo per gli interventi finalizzati alla riduzione del rischio sismico nel settore dei beni culturali tutelati".

Le tipologie prese in considerazione da questo DPCM sono:

- Palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi;
- Chiese, luoghi di culto ed altre strutture con grandi aule, senza orizzontamenti intermedi;
- Torri, campanili, ed altre strutture a prevalente sviluppo verticale;
- Ponti in muratura, archi trionfali ed altre strutture ad arco.

Per la sicurezza sismica del patrimonio culturale sono definiti tre diversi stati limite: SLV (stato limite ultimo di salvaguardia della vita umana), SLD (stato limite di esercizio relativo al danno) e SLA (stato limite di danno ai beni artistici).

I livelli di protezione sismica, associati ai diversi stati limite, sono definiti da opportune probabilità di superamento nel periodo di riferimento del manufatto V_R , che tiene conto delle caratteristiche proprie del bene culturale (vita nominale) e dell'esposizione associata alla funzione svolta (classe d'uso).

L'accelerazione orizzontale di riferimento al suolo in condizioni di sito rigido a_g sarà definita a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito, secondo quanto indicato nelle NTC, ma potrà derivare da più accurate stime della pericolosità sismica. Per la valutazione della capacità sismica della costruzione sono stati introdotti e precisati:

- tre livelli di valutazione (LV), corrispondenti alle diverse condizioni nelle quali si esegue l'analisi della sicurezza sismica: 1) valutazione della vulnerabilità del patrimonio culturale a scala territoriale; 2) progettazione di interventi locali o di riparazione; 3) progettazione di interventi di miglioramento sismico che coinvolgono il comportamento dell'intero manufatto;
- un fattore di confidenza (F_c), in funzione del grado di approfondimento delle indagini sul manufatto, per tener conto delle incertezze insite nella conoscenza; il fattore di confidenza si applica ai parametri meccanici dei materiali o direttamente alla valutazione della sicurezza sismica, in funzione del modello di calcolo impiegato.

Il confronto tra l'azione e la capacità sismica sul singolo manufatto viene eseguito definendo un indice di sicurezza sismica IS, che assume una finalità diversa in un'analisi a scala territoriale o nel progetto di un intervento di miglioramento sismico complessivo o locale, o di riparazione.

Nel primo caso l'indice di sicurezza sismica è utile per una conoscenza complessiva del livello di rischio sismico al patrimonio culturale italiano e per stabilire una lista di priorità per la programmazione delle azioni e degli interventi di prevenzione.

Nel caso della progettazione di un intervento di miglioramento sismico, assunto che in nessun caso è obbligatorio procedere all'adeguamento sismico, il valore dell'indice di sicurezza sismica non deve essere inteso come parametro per una verifica cogente ($IS \geq 1$), ma come un importante elemento quantitativo da portare in conto in un giudizio qualitativo complessivo, che consideri le esigenze di conservazione, la volontà di preservare il manufatto dai danni sismici ed i requisiti di sicurezza, in relazione alla fruizione ed alla funzione svolta. In particolare, nel caso in cui $IS < 1$, è necessario valutare la vita nominale V_N cui corrisponde un indice di sicurezza unitario, in modo tale che il committente sia consapevole delle implicazioni in termini di future verifiche ed eventuali ulteriori interventi, che si potrebbero rendere necessari allo scadere della vita nominale.

La vita nominale di un bene culturale dovrebbe essere molto lunga, volendone garantire la conservazione nel tempo anche nei riguardi di azioni sismiche caratterizzate da un elevato periodo di ritorno; tuttavia, ciò porterebbe ad una verifica sismica gravosa e nel caso in cui gli interventi richiesti dovessero risultare troppo invasivi nei riguardi dell'opera, coerentemente con la possibilità di limitarsi ad interventi di miglioramento, il progetto potrà fare riferimento ad una vita nominale più breve. Questa vita nominale ridotta (anche inferiore a 50 anni) consentirà comunque di certificare la sicurezza di un intervento meno invasivo, in quanto questo tutelerà la costruzione in termini probabilistici per un numero

minore di anni cosicché ulteriori e più pesanti interventi potranno in tal modo essere posticipati nel tempo.

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

$$f_{a,SLV} = \frac{a_{SLV}}{a_{g,SLV}} \quad (1.13)$$

Tale fattore considera solo uno dei parametri che definiscono l'azione sismica spettrale, ma ha il pregio di fornire un'indicazione quantitativa del deficit in termini di "resistenza" (tenendo eventualmente conto anche della duttilità).

Tutto ciò dovrà essere descritto in una relazione esplicativa delle soluzioni adottate nel progetto, specialmente nel caso in cui per la verifica strutturale i modelli di calcolo siano stati integrati attraverso valutazioni qualitative.

1.3 Schede GNDT

Al fine di valutare l'esposizione, la vulnerabilità e il danno per i singoli edifici, il CNR-GNDT (Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti) ha messo a punto delle schede di rilevamento strutturate in due parti e definite rispettivamente di I e II livello.

1.3.1 Scheda GNDT: I livello.

I dati raccolti attraverso la scheda di I livello hanno lo scopo di fornire le informazioni necessarie per conoscere l'esposizione ed un primo livello di vulnerabilità sismica di edifici in muratura, in cemento armato, in acciaio e misti. In relazione al loro numero e al loro grado di dettaglio, i dati rilevati mediante la scheda sono destinati prevalentemente ad elaborazioni di tipo statistico. In generale la scheda di I livello è destinata al rilievo di edifici con destinazione abitativa.

La scheda di I livello, di cui si presenta una copia in allegato B , è composta da 8 sezioni distinte e di seguito descritte sommariamente:

1. **Dati Relativi alla Scheda:** si identificano la provincia e il comune di localizzazione dell'edificio e le informazioni necessarie per distinguere la scheda all'interno dell'operato della squadra di rilevamento;
2. **Localizzazione dell'Edificio:** si riportano l'indirizzo dell'edificio, i riferimenti catastali per la sua ubicazione, eventuali vincoli e zone urbanistiche, il numero dei fronti comuni con altri edifici;
3. **Dati Metrici:** per ogni piano dell'edificio in esame si elencano la superficie media coperta e l'altezza media dell'interpiano; per l'edificio nel suo complesso si riporta l'altezza massima e minima;

4. Uso: si specificano in questa sezione il numero totale e una descrizione sommaria delle unità d'uso di cui è composto l'edificio; inoltre si indicano lo stato e le condizioni d'uso dell'edificio;
5. Età della Costruzione-Interventi: si riportano l'età dell'edificio ed eventuali interventi di modifica o di adeguamento;
6. Stato delle Finiture e Impianti: si specifica lo stato di fatto di intonaci, infissi, impianti elettrico, idrico, riscaldamento, e servizi igienici;
7. Tipologia Strutturale: per ogni piano dell'edificio si indica la tipologia delle strutture verticali, delle scale, degli orizzontamenti e delle coperture;
8. Estensione e Livello del Danno: questa sezione viene compilata solamente se il rilievo dell'edificio viene fatto dopo il verificarsi di un evento sismico. Il danno viene quantificato in sei livelli da quello nullo (A) a quello più grave (F) e viene esaminato distintamente per ogni componente dell'edificio: strutture verticali, strutture orizzontali, scale, tamponature.

1.3.2 Scheda GNDT: Il livello.

La scheda di Il livello è strutturata in modo diverso a seconda che ci si riferisca ad edifici in muratura o in cemento armato e questo è dovuto alla natura stessa del problema della valutazione della vulnerabilità che non permette di individuare un unico strumento valido per diverse tipologie edilizie.

Edifici in muratura

Considerando edifici in muratura, la scheda di Il livello (presentata in allegato B) raccoglie i dati finalizzati all'applicazione di un modello che permette di valutare la vulnerabilità in funzione di un certo numero di parametri ritenuti rappresentativi della propensione dell'edificio a subire danni per effetto di un evento sismico. I parametri considerati sono 11 e sono i seguenti:

1. Tipo e Organizzazione del Sistema Resistente;

Questo elemento valuta il grado di organizzazione degli elementi verticali indipendentemente dal materiale e dalle caratteristiche delle singole murature; l'elemento significativo è la presenza e l'efficacia dei collegamenti tra pareti ortogonali.

2. Qualità del Sistema Resistente;

Si considerano i diversi tipi di muratura più frequentemente utilizzati, differenziando in modo qualitativo, le caratteristiche di resistenza. L'attribuzione di un edificio ad una delle quattro classi dipende da due fattori: il primo è il tipo di materiale e la forma degli elementi costituenti, il secondo è l'omogeneità di materiale e della pezzatura per tutta l'estensione della parete.

3. Resistenza Convenzionale;

L'entità e la distribuzione degli elementi resistenti sono fattori di primaria importanza ai fini della resistenza sismica di un edificio. La suddivisione in classi degli edifici, avviene sulla base della resistenza ultima degli elementi verticali, valutata come rapporto tra il taglio ultimo e lo sforzo

perpendicolare alla base dell'edificio. Si procede ad un calcolo semplificato di tale resistenza, basato su alcuni elementi rilevati e su altri assegnati secondo valutazioni di massima.

4. Posizione dell'Edificio e Tipo di Fondazioni;

Questo parametro valuta in modo sintetico e qualitativo tre fattori che possono influenzare la resistenza sismica di un edificio: le caratteristiche litologiche dei terreni di fondazione, le caratteristiche morfologiche degli stessi, la presenza e il tipo di strutture di fondazione.

5. Orizzontamenti;

La qualità degli orizzontamenti ha un peso notevole nel garantire un buon funzionamento degli elementi resistenti verticali.

6. Configurazione Planimetrica;

La regolarità della pianta è un elemento importante ai fini della distribuzione delle azioni sismiche tra i vari elementi resistenti.

7. Configurazione in Elevazione;

La mancanza di regolarità in alzata può modificare significativamente il comportamento dinamico dell'edificio dando luogo ad un aggravio delle sollecitazioni sismiche.

8. Distanza Massima tra le Murature;

Si considera con questo parametro la presenza di muri maestri intersecati da muri trasversali posti a distanza eccessiva tra loro.

9. Copertura;

Gli elementi che caratterizzano l'influenza delle coperture sul comportamento sismico di un edificio sono due: la tipologia (spingente, non spingenti, poco spingenti) e il peso.

10. Elementi non Strutturali;

E' un elemento secondario per la definizione della vulnerabilità e considera la presenza di elementi quali infissi e appendici che possono causare danno a cose e persone.

11. Stato di Fatto.

E' un fattore importante per il calcolo della vulnerabilità che considera lo stato di conservazione dell'edificio come la presenza di lesioni, fuori piombo, stato di degrado dei materiali.

A ciascun parametro si attribuisce un valore, associandolo ad una delle quattro classi previste (A,B,C,D). Al fine di costruire un indice numerico, ad ogni classe di assegna un punteggio numerico (0, 5, 25, 45) a volte diverso da parametro a parametro.

L'indice di vulnerabilità si ricava da una somma pesata del valore degli undici parametri calcolati con i dati presenti nella scheda di II livello e con i pesi specificati, per ogni parametro. L'indice di Vulnerabilità i_v può quindi essere espresso come segue:

$$i_v = \sum_{i=1}^{11} w_i \cdot p_i \quad (1.14)$$

Dove p_i e w_i sono rispettivamente i valori dell' i -esimo parametro e il peso.

I pesi associati ad ogni parametro considerano la diversa importanza che i vari elementi assumono ai fini del comportamento sismico di una struttura. Questi pesi sono stati assegnati dal GNDT come valori di prima stima e assumeranno un assetto definitivo solamente in seguito ad una sperimentazione sul campo.

L'indice di vulnerabilità i_v varia tra 0 e 382,5; solitamente questo valore viene normalizzato nell'intervallo 0-100.

L'indice di vulnerabilità che si ottiene con la procedura sopra descritta, costituisce una misura convenzionale e relativa della propensione al danneggiamento che non fornisce una valutazione assoluta del danno atteso per un dato livello di severità dell'azione sismica. Affinché tale valutazione sia possibile, è necessario individuare una correlazione tra livello di danno, qualità dell'edificio e parametro utilizzato per misurare la severità dell'azione sismica, che consenta di passare dalla valutazione della pericolosità alla stima del rischio.

Edificio in calcestruzzo armato

Considerando edifici in c.a., la scheda di II livello (presentata in allegato B) raccoglie i dati per valutare la vulnerabilità in funzione di 4 parametri ritenuti rappresentativi della propensione dell'edificio a subire danni per effetto di un evento sismico. I parametri sono i seguenti:

1. Tipo e Organizzazione del Sistema Resistente;

Questo elemento valuta il grado di organizzazione degli elementi verticali in riferimento alla direzione più debole; tale parametro considera la presenza di pareti in c.a., travi alte o in spessore di solaio.

2. Distribuzione delle tamponature;

Il parametro considera solo le tamponature esterne e i campi di tamponatura pieni per più del 70% a contatto con la maglia strutturale (travi e pilastri) su quattro, tre due o un lato esterno.

3. Configurazione Planimetrica;

La definizione della configurazione planimetrica è legata alla posizione del nucleo scale e ascensore, da considerarsi resistenti quando sono realizzati o in pareti di c.a. o a struttura intelaiata con tamponatura consistente.

4. Irregolarità in Elevazione;

Il parametro considera il piano debole (un piano che ha una rigidezza ridotta rispetto agli altri) e la presenza di pilastri tozzi.

Il metodo RE.SIS.TO. si avvale però dei parametri proposti nella scheda GNDT di II livello proposta nel 1986 (allegato B). I parametri che analizza sono molto simili alla scheda utilizzata per gli edifici in muratura, e sono:

1. Tipo e Organizzazione del Sistema Resistente;

Questo elemento valuta la rigidezza del sistema resistente, valutando la resistenza offerta dai singoli elementi.

2. Qualità del Sistema Resistente;

Il parametro caratterizza il tipo e la qualità del materiale, le caratteristiche di esecuzione e quelle di progettazione dell'opera

3. Resistenza Convenzionale;

Il parametro tiene conto di una sorta di grado di sicurezza rispetto a forze sismiche di riferimento, nonché del terreno su cui si trova l'edificio.

4. Posizione dell'Edificio e Tipo di Fondazioni;

Questo parametro valuta in modo sintetico le caratteristiche litologiche dei terreni di fondazione e la presenza e il tipo di strutture di fondazione.

5. Orizzontamenti;

Valuta il funzionamento a diaframma dell'orizzontamento e il collegamento dello stesso agli elementi verticali resistenti.

6. Configurazione Planimetrica;

La regolarità della pianta è un elemento importante ai fini della distribuzione delle azioni sismiche tra i vari elementi resistenti ed è legata alla distribuzione delle masse e delle rigidità, nonché la forma in pianta.

7. Configurazione in Elevazione;

Il parametro considera le variazioni di forma in elevazione, quali differenze di livello nel tipo strutturale o differenze nello stesso livello dovute alla variazione della quantità o tipo di elementi resistenti; inoltre considera la presenza di possibili distribuzioni favorevoli o sfavorevoli.

8. Collegamenti ed elementi critici;

Definisce le caratteristiche di connessione tra gli elementi strutturali.

9. Elementi con bassa duttilità;

Considera il comportamento dell'edificio o di parte di esso, se è reso critico da elementi fragili e/o notevolmente rigidi e poco duttili.

10. Elementi non Strutturali;

Descrive l'esistenza o meno di collegamenti reagenti anche a trazione e la stabilità alle azioni sismiche.

11. Stato di Fatto.

Considera l'integrità di elementi resistenti in elevazione, in fondazione e non strutturali..

A ciascun parametro si attribuisce un valore, associandolo ad una delle classi previste; ad ogni classe si assegna un punteggio numerico a volte diverso da parametro a parametro.

Allo stesso modo della scheda per gli edifici in muratura, si può ricavare l'indice di vulnerabilità.

1.4 RE.SIS.TO: Resistenza Sismica Totale

Il metodo RE.SIS.TO. è una metodologia speditiva per la valutazione di vulnerabilità sismica di edifici in muratura e calcestruzzo armato (C.A.).

Tale metodologia permette di ottenere valutazioni di massima della vulnerabilità sismica principalmente per edifici che costituiscono patrimonio edilizio di significativa consistenza numerica; l'informazione ottenuta permette di comparare relativamente la vulnerabilità del campione di edifici analizzato al fine di operare scelte di indirizzo nella definizione di una graduatoria di priorità preliminare che sarà alla base degli studi di vulnerabilità più completi.

Tale metodologia propone in prima istanza la compilazione di una scheda GNDT di II livello, quindi la valutazione del taglio resistente del sistema strutturale analizzato (in muratura o C.A.) e la determinazione dell'accelerazione di collasso dell'edificio.

1.4.1 Valutazione delle caratteristiche dell'edificio.

La prima fase consiste nella raccolta di materiale storico documentale relativo ai fabbricati, alle strutture e al contesto storico, sociale e morfologico in cui è stato costruito l'edificio da analizzare.

Tra i materiali maggiormente significativi per le analisi da effettuare sono:

- Le piante, i prospetti e le sezioni dell'edificio, che permettono di stabilire le dimensioni del fabbricato;
- Le tavole strutturali, che permettono di comprendere la disposizione delle strutture e le loro dimensioni;

- Le indagini geotecniche, per comprendere su quale tipologia di terreno è stato realizzato l'edificio;
- Gli abachi dei ferri, relativamente agli edifici realizzati in calcestruzzo armato.

La seconda fase consiste in un sopralluogo ispettivo presso il fabbricato. In questa fase sarà utile la collaborazione con il personale addetto alla gestione del fabbricato per la visita dei locali e la testimonianza di chi usufruisce quotidianamente dell'edificio, con la definizione delle principali criticità, nonché della storia recente del fabbricato.

Il sopralluogo ispettivo sarà quindi utile per:

- Verificare la corrispondenza dei disegni esistenti alle reali dimensioni dell'edificio;
- Individuare i reali elementi resistenti presenti nell'edificio;
- Misura a campione della dimensione degli elementi strutturali (pareti, travi, pilastri, ecc.);
- Ispezione visiva della tipologia di orizzontamenti (per la valutazione delle masse);
- Valutazione dello stato di degrado delle strutture.

Per gli edifici in muratura è importante valutare la tipologia di muratura usata mettendo a nudo alcuni punti della muratura (se intonacata); le proprietà meccaniche saranno assegnate sulla base di tabelle fornite dalla normativa.

Per gli edifici in calcestruzzo armato è importante fare un saggio di un pilastro per valutare la consistenza delle armature, battute sclerometriche per la valutazione della classe del calcestruzzo, analisi con pacometro per verificare la presenza di armature.

Dopo questa analisi si possono evidenziare gli elementi di vulnerabilità sismica della struttura.

1.4.2 Stima del taglio resistente per edifici in muratura.

La prima fase della stima della capacità di resistenza dell'edificio consiste nel determinare il taglio resistente della struttura analizzata.

Per calcolare il taglio resistente si determinano le aree delle sezioni orizzontali degli elementi resistenti per le due direzioni x ed y.

Si calcola quindi il carico per unità di superficie per il generico piano i-esimo sommando il peso delle murature, ricavato tramite la media pesata di ogni muratura moltiplicata per l'altezza della muratura considerata e il peso specifico (ricavato dalla scheda GNDT di II livello), e il carico permanente per unità di superficie del solaio, come si evince dalla formula seguente:

$$q_i = \frac{(A_{x,i} + A_{y,i}) \cdot h_i}{A_{tot,i}} \cdot p_{m,i} + p_{s,i} \quad (1.15)$$

dove:

- h_i [m] è l'altezza del piano i-esimo;
- $A_{tot,i}$ [m²] è l'area totale coperta del piano i-esimo;
- $P_{m,i}$ [N/m³] è il peso specifico della muratura del piano i-esimo, ricavato dalla scheda GNDD di Il livello;
- $P_{s,i}$ [N/m²] è il carico permanente per unità di superficie del solaio del piano i-esimo.

Tale formula permette in modo semplificato di valutare i carichi che andranno ad agire sulla muratura, evitando calcoli eccessivamente precisi, poiché si tratta di un metodo speditivo che deve valutare in poco tempo un gran numero di edifici.

Moltiplicando il peso unitario per l'area del solaio, si calcola il peso totale del piano i-esimo.

Per ottenere il taglio resistente del piano i-esimo è necessario definire la tensione normale media di compressione per il piano i-esimo; si valuta in maniera approssimativa come il rapporto tra il peso totale dei piani considerati e l'area totale delle murature portanti.

In questo modo si valuta velocemente lo sforzo di compressione che la muratura subisce, evitando calcoli sproporzionati alle finalità del metodo. Tale calcolo sarà poi utilizzato per valutare il taglio massimo resistente che la muratura può sopportare; tale valore è definito con la formula di Turnsek-Cacovic, che permette quindi di calcolare il taglio resistente del piano i-esimo:

$$V_{R,i} = (A_{min,i} \cdot \tau_{r,i}) \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0,i}}{1,5 \cdot \tau_{r,i}}} \quad (1.16)$$

dove:

- A_{min} [m²] è il valore minimo tra $A_{x,i}$ e $A_{y,i}$;
- $\tau_{r,i}$ [N/m²] è la resistenza tangenziale media della muratura per il piano i-esimo;
- $\sigma_{0,i}$ [N/m²] è il taglio resistente del piano i-esimo.

Tale formula raccoglie la tensione tangenziale media sopportabile dal pannello, immediatamente prima della sua rottura a taglio per il raggiungimento della resistenza a trazione nel materiale, funzione della compressione e della resistenza tangenziale media (in assenza di sforzo normale). Essa approssima molto bene il reale comportamento dei pannelli come dimostrato da molte campagne sperimentali di prove a rottura per compressione e taglio.

1.4.3 Stima del taglio resistente per edifici in calcestruzzo armato.

La prima fase consiste nel definire le caratteristiche del pilastro tipo per ogni piano, ovvero:

- Caratteristiche geometriche e armatura longitudinale;
- Stima delle proprietà dei materiali;
- Sforzo normale alla sezione del pilastro;
- Con il dominio di interazione M-N si possono ottenere i momenti resistenti lungo gli assi x ed y.

Se l'edificio è realizzato da pilastri simili tra loro, dai valori dei momenti resistenti si possono ottenere il valore del taglio resistente per il pilastro tipo nelle direzioni x ed y.

Nel caso in cui il pilastro sia doppiamente incastrato, come per esempio nel caso in cui si abbiano solai rigidi e una struttura regolare in elevazione, il taglio si ricava con la seguente formula:

$$V_{pil,tipo,i}^x = \frac{2 \cdot M_{pil,tipo,i}^x}{h_i} \quad (1.17)$$

$$V_{pil,tipo,i}^y = \frac{2 \cdot M_{pil,tipo,i}^y}{h_i}$$

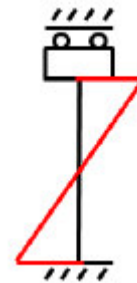


Figura 1.1: Pilastro incastrò-incastrò scorrevole

Nel caso in cui il pilastro sia incastrato a terra, come capita per esempio quando solaio in copertura non è rigido, il taglio si ricava con la seguente formula:

$$V_{pil,tipo,i}^x = \frac{M_{pil,tipo,i}^x}{h_i} \quad (1.18)$$

$$V_{pil,tipo,i}^y = \frac{M_{pil,tipo,i}^y}{h_i}$$

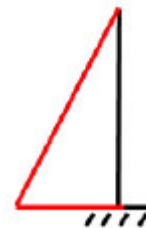


Figura 1.2: Pilastro a mensola

Se la struttura dell'edificio è composta da pilastri diversi, il taglio resistente del generico pilastro lungo le direzioni x ed y si può calcolare come un rapporto tra il momento di inerzia del pilastro da valutare e quello ricavato da un pilastro-tipo, che permette di incrementare o diminuire il valore del taglio ricavato

dal pilastro-tipo. Tale formulazione è basata sull'ipotesi che, essendo M_{Rd} proporzionale a J e V_{Rd} proporzionale a M_{Rd} , allora anche V_{Rd} è proporzionale a J .

Se la struttura dell'edificio vede la presenza di più setti in calcestruzzo armato, si definisce la resistenza al taglio di un setto tipo e si mette in relazione con un rapporto l'area del setto considerato con l'area del setto-tipo.

Per ottenere il taglio resistente del setto tipo per ogni piano bisogna in primo luogo definire le caratteristiche geometriche del setto, la quantità di armatura longitudinale e trasversale e la stima delle proprietà meccaniche dei materiali. Il taglio resistente sarà fornito dal minimo valore di resistenza tra la resistenza a taglio del calcestruzzo e la resistenza a taglio dell'acciaio. Tali formule si basano sull'analogia del traliccio di Morsch, dove si immagina di avere una trave isostatica con montanti tesi inclinati, puntoni compressi inclinati, un corrente superiore corrispondente al calcestruzzo compresso e un corrente inferiore corrispondente all'armatura inferiore tesa.

Si individuano due valori del taglio resistente: il primo (detto taglio-compressione, V_{RC}) è relativo alla massima resistenza delle bielle compresse in calcestruzzo; il secondo (taglio-trazione, V_{RS}) è dovuto alla resistenza offerta dalle armature trasversali. E' evidente che il taglio resistente ultimo della trave sarà offerto dal più piccolo di questi due valori.

Si può quindi ottenere il taglio resistente del generico piano lungo le direzioni x ed y sommando le componenti per le due direzioni per i pilastri e i setti in calcestruzzo armato.

Il taglio resistente del piano i-esimo sarà definito dal minimo valore tra il taglio resistenti lungo la direzione x e lungo la direzione y.

1.4.4 Stima della capacità: individuazione del piano critico.

Definita la resistenza a taglio della struttura, si valuta il taglio sollecitante di ogni piano per definire il piano di maggior criticità.

In prima istanza si definiscono le forze agenti al generico piano in funzione del peso del piano considerato e della quota a cui si trova, come nella formula che segue:

$$F_i = 1g \cdot \frac{W}{g} \cdot \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_{j=1}^N z_j \cdot W_j} \quad (1.19)$$

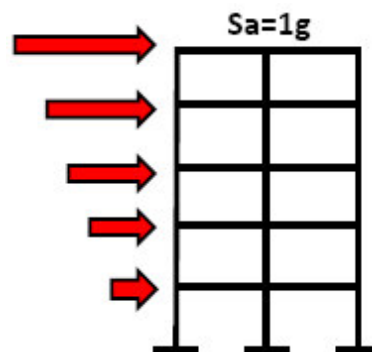


Figura 1.3: Forze agenti sui piani

dove:

g	[m/s ²]	l'accelerazione di gravità, pari a 9,81;
W	[N]	è il peso del piano;
z _i	[m]	è la quota del piano i-esimo;
W _i	[N]	è il peso del piano i-esimo.

La formula descritta in precedenza è utilizzata per effettuare un'analisi statica lineare. Essa si basa sulla concezione che l'azione sismica dipenda dalla massa che l'edificio offre, nonché dall'altezza a cui la massa si trova; il sisma infatti non impone delle forze, ma delle accelerazioni e le forze che la struttura subisce dipendono dalle sue caratteristiche.

Quindi si individua l'azione tagliante che interviene ad ogni piano sommando le forze ricavate in precedenza per i diversi piani.

Considerando ogni piano, si può valutare il rapporto tra azione resistente e azione tagliante; il piano che otterrà il valore minore sarà considerato il piano critico della struttura.

Il valore del taglio resistente deve però essere ridotto per tenere in considerazione le reali condizioni del fabbricato.

Si utilizza quindi un coefficiente riduttivo che considera 10 degli 11 parametri che sono utilizzati nelle schede GNDT di II livello, molto utili poiché sono riconosciute a livello nazionale, hanno una struttura consolidata e vedono la presenza di manuali per la compilazione.

1.4.5 Valutazione del coefficiente riduttivo per strutture in muratura.

Per le strutture in muratura vengono valutati per ogni parametro 4 classi di vulnerabilità che conferiscono altrettanti punteggi; ogni parametro ha un peso diverso nella definizione del coefficiente riduttivo.

Tali parametri sono già stati precedentemente descritti nel capitolo 1.3, poiché sono stati ripresi dalle schede GNDT di II livello. I parametri considerati sono i seguenti:

1. Tipo e organizzazione del sistema resistente;
2. Qualità del sistema resistente;
3. Posizione edificio e fondazioni;
4. Orizzontamenti;
5. Configurazione planimetrica;
6. Configurazione in elevazione;
7. Distanza massima fra le murature;

8. Copertura;
9. Elementi non strutturali;
10. Stato di fatto.

Per ottenere il coefficiente riduttivo per gli edifici in muratura si valuta ogni parametro moltiplicando il valore fornito dalla classe di appartenenza dell'edificio per un coefficiente che tiene conto del "peso" del parametro in funzione del coefficiente riduttivo finale. In funzione dell'importanza che il parametro ricopre nella valutazione della resistenza sismica dell'edificio, il valore viene calibrato dal fattore amplificativo o riduttivo.

Il coefficiente riduttivo C_{rid} è dato dalla seguente formula:

$$C_{rid} = \prod_{i=1}^{10} \left(1 - \alpha \cdot \frac{V_i}{V_{pegg}} \right) \quad (1.20)$$

dove α è un coefficiente di calibrazione, mentre V_{pegg} è dato dalla somma dei valori peggiori (classe D).

Il coefficiente riduttivo è stato calibrato in modo tale da ottenere un valore pari a 1,0 nel caso migliore, mentre nel caso peggiore un valore pari a 0,5.

Definito C_{rid} , il taglio resistente ridotto dell'edificio può essere calcolato come:

$$V_{r,rid} = C_{rid} \cdot V_r \quad (1.21)$$

1.4.6 Valutazione del coefficiente riduttivo per strutture in calcestruzzo armato.

Per le strutture in calcestruzzo armato vengono valutati per ogni parametro 3 classi di vulnerabilità (ad eccezione del parametro riferito allo stato di fatto che considera 4 classi) che conferiscono altrettanti punteggi; tutti i parametri hanno peso unitario.

I parametri, che sono già stati precedentemente descritti nel capitolo 1.3, poiché sono stati ripresi dalle schede GNDT di II livello, sono i seguenti:

1. Tipo e organizzazione del sistema resistente;
2. Qualità del sistema resistente;
3. Posizione edificio e fondazioni;
4. Orizzontamenti;
5. Configurazione planimetrica;
6. Configurazione in elevazione;

7. Collegamenti ed elementi critici;
8. Elementi con bassa duttilità;
9. Elementi non strutturali;
10. Stato di fatto (4 classi di vulnerabilità).

Per ottenere il coefficiente riduttivo per gli edifici in c.a. si valuta ogni parametro moltiplicando il valore fornito dalla classe di appartenenza dell'edificio per un coefficiente che tiene conto del "peso" del parametro in funzione del coefficiente riduttivo finale. In funzione dell'importanza che il parametro ricopre nella valutazione della resistenza sismica dell'edificio, il valore viene calibrato dal fattore amplificativo o riduttivo.

Il coefficiente riduttivo C_{rid} è dato dalla seguente formula:

$$C_{rid} = \prod_{i=1}^{10} \left(1 - \alpha \cdot \frac{V_i}{V_{pegg}} \right) \quad (1.22)$$

dove α è un coefficiente di calibrazione, mentre V_{pegg} è dato dalla somma dei valori peggiori (classe C, classe D solo per il parametro 11).

Anche nel caso del calcestruzzo armato il coefficiente riduttivo è stato calibrato in modo tale da ottenere un valore pari a 1,0 nel caso migliore, mentre nel caso peggiore un valore pari a 0,5.

Definito C_{rid} , il taglio resistente ridotto dell'edificio può essere calcolato come:

$$V_{r,rid} = C_{rid} \cdot V_r \quad (1.23)$$

1.4.7 Accelerazione di collasso di un edificio in muratura o calcestruzzo armato.

Per definire l'accelerazione di collasso si utilizza l'analogia con il secondo principio della dinamica. Allo stesso modo si può ottenere una pseudo-accelerazione di collasso $S_{a,c}$, dividendo il taglio resistente ridotto per il peso della parte di edificio gravante sul piano in esame.

Dalla pseudo-accelerazione di collasso $S_{a,c}$ si può ricavare l'accelerazione al suolo che porta al collasso della struttura PGA_c come segue:

$$PGA_c = \frac{S_{a,c}}{\alpha_{PM} \cdot \alpha_{AD} \cdot \alpha_{DT} \cdot \left(\frac{1}{\alpha_{DUC}} \right)} \quad (1.24)$$

dove:

- α_{PM} [-] è il coefficiente di partecipazione modale, pari a 0,80 per edifici a più piani e 1,00 per edifici ad un solo piano;
- α_{AD} [-] è il coefficiente di amplificazione spettrale, pari a 2,50;
- α_{DT} [-] è il coefficiente che tiene conto dei fenomeni dissipativi, pari a 0,80 se non si considerano le tamponature e 1,00 se il contributo delle tamponature è significativo rispetto a quello del sistema resistente;
- α_{DUC} [-] è il fattore di struttura, pari a 2,00 per gli edifici in muratura e 2,00-3,00 per gli edifici in calcestruzzo armato, in base ai tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche.

1.4.8 Scheda di sintesi.

Terminate tutte queste procedure posso essere redatte le schede di sintesi per edifici in muratura e calcestruzzo armato.


MURATURA	C.A.				
					
INFORMAZIONI GENERALI	INFORMAZIONI GENERALI				
Nome della scuola e corpo	Nome della scuola e corpo				
Indirizzo	Indirizzo				
Anno di costruzione	Anno di costruzione				
Tipologia strutturale	Tipologia strutturale				
Breve descrizione della struttura: regolarità in pianta ed in altezza, piano interrato, sistema resistente (maschi murari), soletta	Breve descrizione della struttura: regolarità in pianta ed in altezza, piano interrato, sistema resistente (travi, pilastri, solette), soletta				
N° di piani	N° di piani				
Area di piano medio [m ²]	Area di piano medio [m ²]				
Peso di piano medio [kN]	Peso di piano medio [kN]				
PARAMETRI DI VULNERABILITA'					
N°	Parametro	Classe	Punteggio	Peso	
1	Tipo ed organizzazione del sistema resistente				
2	Qualità del sistema resistente				
4	Posizione dell'edificio e fondazioni				
5	Disposizione				
6	Configurazione planimetrica				
7	Configurazione in elevazione				
8	Distanza massima tra le murature				
9	Copertura				
10	Elementi non strutturali				
11	Stato di fatto				
Coefficiente riduttivo C_{M1}		Val. effettivo	Lim. inferiore	Lim. superiore	
Coefficiente di calibrazione α					
PARAMETRI DI CAPACITA'					
	Interrato	Piano terra	1° Piano	2° Piano	3° Piano
Area degli elementi resistenti in direzione X [m ²]					
Area degli elementi resistenti in direzione Y [m ²]					
Taglio resistente di piano [kN]					
Taglio resistente di piano (con contributo solette) [kN]					
Piano più sfavorito					
Pseudo-accelerazione di collasso [g]					
Parametri per il calcolo della PGA di collasso	α_{M1}^{*}	α_{M2}^{*}	α_{M3}^{*}	α_{M4}^{*}	α_{M5}^{*}
PGA di collasso [g]					
PARAMETRI DI DOMANDA					
Accelerazione al suolo di domanda	PGA (SLD) [g]		T_b [anni]		
	PGA (SLV) [g]		T_b [anni]		

Figura 1.4: Schede di sintesi RE.SIS.TO.

1.4.9 Risultati, conclusioni e possibilità di sviluppo.

Per gli edifici in muratura il rapporto tra l'accelerazione di collasso e quella di progetto ottenuto con il metodo speditivo appena proposto e un'analisi di tipo globale (push over), ha portato a un errore medio inferiore al 15%; al contrario per gli edifici in calcestruzzo armato i risultanti (su un campione molto ridotto) sono maggiormente discordanti.

I vantaggi che il metodo RE.SIS.TO. propone comprendono la messa a punto di uno strumento affidabile per una comparazione semplificata della vulnerabilità sismica dei patrimoni edilizi.

I tempi necessari e le risorse da usare per applicare tale metodo sono molto limitate, per di più senza l'utilizzo di tecniche di indagine invasive.

I risultati ottenuti permettono poi una rielaborazione alla luce di criteri socio-economici al fine di approfondire ulteriormente le analisi.

Potranno essere ulteriormente approfondite alcune specifiche situazioni, quali l'individuazione di parametri sintetici che possano fornire una previsione-guida in funzione di alcuni semplici parametri (area di piano resistente, numero di piani, ecc), ricalibrazione di alcuni coefficienti con l'ampliamento del database, valutazione della presenza di setti eccentrici in calcestruzzo armato ed edifici isostatici prefabbricati.

1.5 SAVE: Strumenti Aggiornati per la Vulnerabilità sismica del patrimonio Edilizio e dei sistemi urbani

Il metodo SAVE nasce dall'esigenza di creare uno strumento operativo che si ponesse tra i metodi per l'analisi della sicurezza e i metodi per la valutazione della vulnerabilità su larga scala per avere una valutazione più puntuale.

Tale sistema è stato studiato dall'Ing. Mauro Dolce e dall'Ing. Claudio Moroni per l'analisi di edifici esistenti in calcestruzzo armato e muratura, caratterizzati da una progettazione non moderna e non rispondente alle normative antisismiche moderne.

Per gli edifici in calcestruzzo armato e per quelli in muratura sono stati utilizzati approcci simili ma con due procedure leggermente differenti per ovviare alle diverse modalità di collasso e alle differenti caratteristiche dei due tipi di strutture; tali procedure sono state implementate su foglio di calcolo elettronico per operare in maniera più rapida e con un minor numero di dati input.

Tale procedura è stata implementata per l'analisi di edifici pubblici, in particolare quelli scolastici.

Il metodo nasce da una prima versione delle procedure messe a punto subito dopo il terremoto del Molise del 2002 e sono il frutto di una serie di affinamenti grazie a confronti sperimentali e altre metodologie semplificate.

1.5.1 Metodologia.

Obiettivo del metodo SAVE è quello di valutare la vulnerabilità e il rischio sismico del singolo edificio. La vulnerabilità è riferita a due livelli di danneggiamento corrispondenti alla condizione limite di operatività e di collasso incipiente; la *vulnerabilità* consiste nel definire l'intensità del terremoto in grado di causare le due condizioni descritte in precedenza mentre il *rischio* viene espresso in termini di periodo di ritorno che produce le due condizioni.

La metodologia permette l'analisi basata su un modello semplificato che considera la struttura piano per piano al fine di determinare gli spostamenti relativi tra i piani (per valutare le condizioni di operatività) e la resistenza sismica della struttura (per valutare le condizioni di collasso).

Per gli edifici italiani si analizzano due principali tecnologie costruttive: strutture intelaiate in calcestruzzo armato e strutture portanti a pareti portanti in muratura; per tale motivo sono previste due diverse procedure.

Entrambe le procedure considerano per la valutazione della resistenza sismica l'adozione di un opportuno coefficiente di duttilità al fine di tenere in considerazione le capacità inelastiche della struttura.

La procedura può essere applicata secondo due logiche: considerare i coefficienti di sicurezza e fattori di confidenza per una valutazione convenzionale e cautelativa della vulnerabilità e del rischio sismico, oppure far riferimento a valori stimati delle resistenze dei materiali per una valutazione meno cautelativa ma più verosimili della reale vulnerabilità e del rischio sismico.

Maggiori sono le assunzioni sulle caratteristiche della struttura e sull'azione sismica, maggiori saranno i rischi sull'affidabilità dei risultati.

Utilizzando la stessa procedura a edifici diversi si potrà confrontare in maniera diretta e su base quantitativa i loro livelli di vulnerabilità e di rischio, evidenziando facilmente le situazioni precarie.

1.5.2 Individuazione dei meccanismi di collasso possibili: edifici in calcestruzzo armato.

Per gli edifici in calcestruzzo armato considerati nelle analisi sismiche del metodo SAVE, si considera un meccanismo di collasso di piano, ossia un meccanismo a travi forti e colonne deboli; tale assunzione è dovuta al fatto che gli edifici considerati sono caratterizzati da una progettazione per soli carichi verticali o secondo criteri antisismici non moderni.

Si è quindi fatto riferimento nella messa a punto del modello semplificato alla formazione di cerniere plastiche alle estremità di tutti i pilastri dei singoli piani; ciò consente una serie di drastiche semplificazioni nel modello e dei dati da reperire. La valutazione della resistenza può infatti essere effettuata indipendentemente per ogni piano e richiede la conoscenza della resistenza dei soli pilastri.

La realizzazione di un modello semplificato comporta sicuramente la presenza di errori di stima della vulnerabilità sismica, ma tali errori saranno a favore di sicurezza (il meccanismo travi forti – pilastri deboli fornisce un limite inferiore alla stima della capacità resistente).

Inoltre è risultato rilevante dalle analisi effettuate la presenza di tamponature o tramezzature che hanno un contributo positivo alla resistenza sismica della struttura; effetti negativi possono invece essere

generati da distribuzioni irregolari degli elementi non strutturali in pianta e in elevazione. Tali considerazioni potranno essere tenute in considerazione con opportuni coefficienti.

1.5.3 Individuazione dei meccanismi di collasso possibili: edifici in muratura.

Per le strutture in muratura sono fondamentali i collegamenti tra pareti ortogonali e tra pareti e strutture orizzontali.

Si possono evidenziare due meccanismi di collasso:

- Meccanismi caratterizzati da rotture o ribaltamenti di pareti per azioni ortogonali al piano medio delle pareti;
- Meccanismi caratterizzati da rotture di taglio e/o pressoflessione per azioni parallele al piano medio delle pareti.

Per gli edifici pubblici si evidenziano buoni collegamenti tra pareti e solaio, realizzati con cordoli in calcestruzzo armato, con solai molto rigidi. Si valuteranno quindi solo i meccanismi di collasso per azioni di piano, ovviamente dopo aver verificato la validità delle ipotesi assunte.

1.5.4 Modello di comportamento: edifici in calcestruzzo armato in assenza di tamponature.

L'azione sismica viene tradotta in forze statiche distribuite lungo l'altezza della struttura, tenendo conto del periodo della struttura in ciascuna delle direzioni considerate e dello spettro di risposta.

In primo luogo si determina la rigidezza di ogni pilastro del generico piano j-esimo nelle due direzioni mediante la seguente equazione:

$$K_{pil,i,j} = c_{pil,i,j} \frac{E_j \cdot J_{pil,i,j}}{h_{pil,i,j}^3} \quad (1.25)$$

dove:

- | | | |
|---------------|----------------------|---|
| $c_{pil,i,j}$ | [-] | è un coefficiente di deformabilità, in funzione dei vincoli che le travi esplicano sul pilastro i-esimo del piano j-esimo; vale 9 in presenza di travi emergenti, 6 in presenza di travi in spessore e 3 in assenza di travi; |
| E_j | [N/mm ²] | è il modulo elastico del calcestruzzo al piano j-esimo; |
| $J_{pil,i,j}$ | [mm ⁴] | è il momento di inerzia del pilastro i-esimo rispetto all'asse ortogonale alla direzione considerata al piano j-esimo; |
| $h_{pil,i,j}$ | [mm] | è l'altezza del pilastro i-esimo al piano j-esimo. |

La rigidezza complessiva per ciascuna delle due direzioni viene valutata nelle condizioni di calcestruzzo integro o fessurato, valutata riducendo del 50% la rigidezza EJ della sezione integra dei pilastri.

Ottenute le rigidezze di tutti i piani della struttura, si può ricavare il periodo proprio nella direzione considerata attraverso la formula di Rayleigh per l'analisi modale.

Per determinare il taglio resistente complessivo di ciascun piano, per le due direzioni, in relazione agli sforzi di compressione e di taglio, si calcola in primo luogo il taglio resistente di ogni pilastro del piano considerato nell'ipotesi di meccanismo duttile a flessione, dividendo il momento sul pilastro per l'altezza del pilastro stesso, moltiplicata per un coefficiente che tiene conto della formazione delle cerniere plastiche. Tale parametro considera l'ipotesi di formazione di cerniere plastiche alle estremità del pilastro: se le due cerniere si sviluppano ugualmente, si otterrà un coefficiente pari a 0,5, altrimenti avrà un valore superiore poiché il collasso di una delle due cerniere sarà anticipato rispetto al raggiungimento del collasso dell'altra; ciò implica una minor resistenza del pilastro e quindi un minor taglio resistente.

Nel caso in cui la rottura fragile a taglio anticipi quella a pressoflessione, il taglio resistente del pilastro sarà dato dalla somma del taglio resistente per elementi privi di armatura e dal contributo fornito dalle stesse armature.

Il taglio resistente di ogni pilastro del piano j-esimo, per le due direzioni, è quindi pari al minimo del meccanismo di rottura a taglio o flessione.

Il taglio resistente del j-esimo piano risulta quindi essere la somma dei tagli resistenti di tutti i pilastri compresi nel piano.

1.5.5 Modello di comportamento: edifici in calcestruzzo armato in presenza di tamponature.

Il contributo delle tamponature e delle tramezzature è tenuto in considerazione con due modalità:

- Valutando la rigidezza e la resistenza dei singoli pannelli mediante formule di comprovata affidabilità;
- Considerando solo un incremento forfettario della capacità dissipativa dell'edificio.

La *prima procedura* considera il contributo delle tamponature nella direzione parallela al loro piano; la rigidezza del generico pannello i-esimo del piano j-esimo è pari a:

$$K_{mur,i,j} = \left(E_m \cdot \frac{A}{d} \right) \cdot \cos^2 \theta = 0,1 \cdot E_m \cdot t \cdot \cos^2 \theta \quad (1.26)$$

dove:

- E_m [N/mm²] è il modulo elastico della muratura;
- A [mm²] è l'area della sezione del puntone equivalente;
- d [mm] è la lunghezza della diagonale del pannello;
- θ [-] è l'angolo formato dal puntone rispetto al piano orizzontale.

Tale assunzione deriva dal considerare il contributo di rigidità delle tamponature nella direzione parallela al loro piano con riferimento alla formulazione basata sull'ipotesi di puntone equivalente, facendo riferimento sia all'ipotesi di pannelli integri che fessurati. La rigidità allo spostamento orizzontale è presa pari al contributo di un puntone, la cui sezione ha spessore pari a quello del pannello murario e larghezza pari ad 1/10 della lunghezza del pannello

La rigidità totale del piano j -esimo è la somma di tutti gli elementi strutturali e non strutturali nella direzione considerata.

Il taglio resistente totale del piano nella direzione considerata, considerando il contributo delle murature non strutturali e di un'aliquota della resistenza dei pilastri, si assume pari al massimo tra il taglio resistente dei pilastri e il taglio resistente fornito dalla somma dei contributi di pareti e pilastri (ridotti da un coefficiente posto pari a 0,8).

Il comportamento laterale di un telaio piano risente infatti fortemente dell'effetto di interazione prodotto dalle tamponature presenti nel piano del telaio stesso, purché queste siano ad esso efficacemente collegate. Per poter fare affidamento su tale effetto, devono essere soddisfatte le condizioni di seguito indicate:

- il pannello è contenuto nel piano medio del telaio;
- le caratteristiche meccaniche dei materiali e gli spessori sono tali da rendere soddisfatte le verifiche di resistenza;
- è assicurato il contatto con la struttura di cemento armato;
- sono assenti aperture, a meno che le aperture siano adeguatamente riquadrate;
- hanno elevata resistenza all'azione sismica ortogonale al piano del pannello.

Le ricerche sperimentali svolte hanno messo in evidenza la possibilità di tre meccanismi di rottura delle murature, ovvero:

- Rottura per scorrimento orizzontale dovuta alle tensioni tangenziali agenti nella zona centrale della tamponatura, secondo lo schema rappresentato nella figura 1.5;
- rottura diagonale per trazione, dovuta alle tensioni di trazione inclinate, agenti anche esse nella zona centrale della tamponatura (figura 1.5);
- rottura per schiacciamento locale degli spigoli della tamponatura, dovuta alla concentrazione delle forze orizzontali di interazione trasmesse dal telaio (figura 1.5).

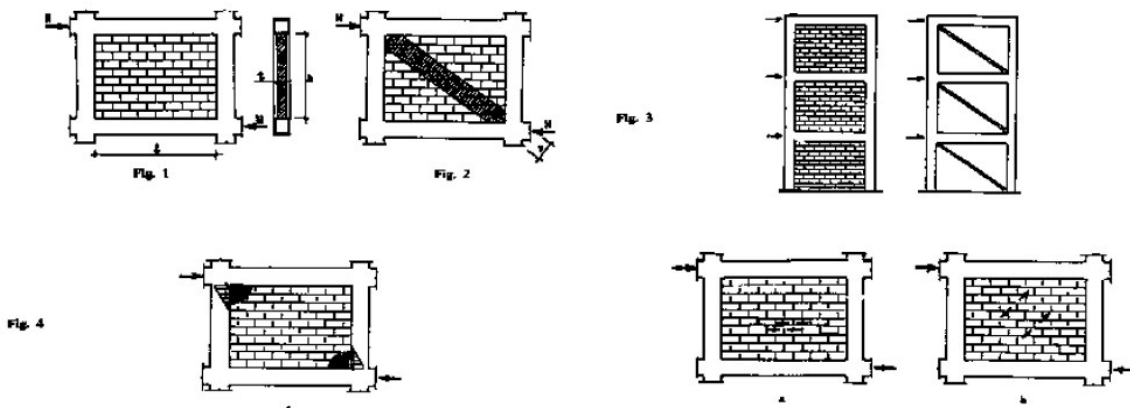


Figura 1.5: Meccanismi di rottura dei tamponamenti.

Il taglio resistente dell'elemento murario i-esimo del piano j-esimo, nella direzione considerata, viene assunto pari al minore dei tre valori sopra descritti.

La seconda procedura può essere utilizzata in mancanza di un rilievo sufficientemente dettagliato o quando la resistenza dei pannelli murari è di incerta determinazione.

1.5.6 Modello di comportamento: edifici in muratura.

Il modello considera la modalità di plasticizzazione e rottura per taglio e/o pressoflessione dei maschi murari sollecitati nel proprio piano, determinando il taglio complessivo portato dalla struttura.

La resistenza all'azione orizzontale del maschio murario i-esimo al piano j-esimo è valutata secondo la formula di Turnsek-Cacovic, ovvero:

$$V_{i,j} = A_{i,j} \cdot \tau_{corr,i,j} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0,i,j}}{1,5 \cdot \tau_{corr,i,j}}} \quad (1.27)$$

dove:

- $A_{i,j}$ [mm²] è l'area della sezione orizzontale del maschio murario i-esimo al piano j-esimo;
- $\tau_{corr,i,j}$ [N/mm²] è valutata automaticamente dalla procedura, una volta specificate le caratteristiche del maschio murario i-esimo al piano j-esimo;
- $\sigma_{0,i,j}$ [N/mm²] è la tensione di compressione agente sul maschio murario i-esimo al piano j-esimo.

Tale formula raccoglie la tensione tangenziale media supportabile dal pannello, immediatamente prima della sua rottura a taglio per il raggiungimento della resistenza a trazione nel materiale, funzione della compressione e della resistenza tangenziale media (in assenza di sforzo normale). Essa approssima molto bene il reale comportamento dei pannelli come dimostrato da molte campagne sperimentali di prove a rottura per compressione e taglio.

La resistenza complessiva dell'edificio richiede la determinazione delle aree di muratura resistente nelle due direzioni, considerando la snellezza media e la tensione media di compressione, determinando il fattore riduttivo della resistenza unitaria a taglio. La resistenza complessiva è pari alla somma dei tagli resistenti di ogni muratura.

La rigidezza dei singoli maschi murari si valuta tenendo conto della deformabilità a taglio e a flessione.

1.5.7 Vulnerabilità sismica e limiti di operatività e collasso: edifici in c.a. e muratura.

La vulnerabilità sismica dell'edificio è valutata in termini di picco a terra che produce il raggiungimento dei limiti di operatività e di collasso; successivamente viene determinata la relativa accelerazione di picco riferita alle condizioni su roccia, che può essere tradotta in termini di pericolosità sismica locale.

Si può quindi rapportare la vulnerabilità alla pericolosità sismica, giungendo a una valutazione di rischio, ovvero il periodo di ritorno che produce le condizioni di operatività e collasso, oppure il rapporto tra le intensità di tale terremoto e di quello di progetto stabilito dalla normativa sismica.

Il metodo prevede di passare dalle forze di piano che producono gli spostamenti limite ai fini dell'operatività all'accelerazione di suolo che determina le condizioni critiche per i due livelli prestazionali considerati; si individuerà poi la situazione più sfavorevole nel rapporto domanda/capacità, per valutarne l'accelerazione al suolo che ne determina il raggiungimento.

Il primo passaggio consiste nel determinare il taglio prodotto ai vari piani dall'accelerazione agente globalmente sulla struttura, pari a 1g; si calcolano le forze di piano con la formula semplificata per il calcolo lineare.

Il taglio agente al piano j-esimo nella direzione considerata si ottiene sommando le forze agenti al di sopra del piano considerato.

La prestazione strutturale dei singoli piani, in termini di accelerazione sulle masse strutturali, per la condizione di operatività, si ottiene rapportando il taglio nella condizione di operatività al taglio agente sul piano.

Per la condizione di collasso si tiene conto invece degli effetti del II ordine, calcolando lo spostamento relativo di piano, considerando la presenza di un coefficiente amplificativo al taglio.

Il passaggio successivo consiste nel determinare le accelerazioni massime corrispondenti al raggiungimento delle condizioni limite.

Gli effetti legati al comportamento dinamico della struttura, alle capacità duttili, alle capacità dissipative degli elementi non strutturali e alle forme spettrali relative al tipo di terreno, vengono messi in conto attraverso una serie di coefficienti che trasformano l'accelerazione del terreno in accelerazione sulle masse strutturali, come segue:

$$\begin{aligned} S_{D,j} &= PGA_j \cdot \alpha_{PM} \cdot \alpha_{AD} \cdot \alpha_{DS} / \alpha_{DUT,j} \\ &= a_{gj} \cdot S \cdot \alpha_{PM} \cdot \alpha_{AD} \cdot \alpha_{DS} / \alpha_{DUT,j} \end{aligned} \quad (1.28)$$

dove:

- α_{PM} [-] è il coefficiente di partecipazione modale, pari a 0,80 per edifici a più piani e 0,90 per edifici ad un solo piano;
- α_{AD} [-] è il coefficiente di amplificazione spettrale;
- α_{DS} [-] è il coefficiente che tiene conto delle capacità dissipative dell'edificio, pari a:

$$\alpha_{DS} = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55 \quad (1.29)$$

Il coefficiente di duttilità di piano $\alpha_{DUT,j}$ dipende dalla capacità duttile dei pilastri del piano.

Il valori assegnati ai singoli pilastri sono corretti in funzione del meccanismo di rottura; se la rottura per taglio è anticipata rispetto a quella per flessione si avrà un valore pari a 1. Se il meccanismo è flessionale si avrà un valore minore o uguale a 3, funzione della tensione di compressione sul pilastro;

Il coefficiente di duttilità del piano j-esimo, per ognuna delle due direzioni, si ottiene sommando i coefficienti ottenuti per ogni pilastro, corretti con tre parametri che considerano la presenza di un piano soffice o di irregolarità di resistenza, di rigidità, di massa e di forma geometrica.

Nel caso in cui si consideri il contributo delle tamponature, indipendentemente dalle caratteristiche di duttilità dei pilastri, si avrà un coefficiente di duttilità pari a 1,5 e corretto con i tre parametri descritti in precedenza.

Si possono ora ricavare le accelerazioni massime di suolo in situ e su roccia:

$$PGA_j = \frac{S_{Dj} \cdot \alpha_{DUT,i}}{\alpha_{PM} \cdot \alpha_{AD} \cdot \alpha_{DS}} \quad (1.30)$$
$$a_{gj} = \frac{PGA_j}{S}$$

dove:

- S_{Dj} [-] è l'accelerazione sulle masse strutturali del piano j-esimo;
- $\alpha_{DUT,j}$ [-] è il coefficiente di duttilità del piano j-esimo;
- α_{PM} [-] è il coefficiente di partecipazione modale, pari a 0,80 per edifici a più piani e 0,90 per edifici ad un solo piano;
- α_{AD} [-] è il coefficiente di amplificazione spettrale;
- α_{DS} [-] è il coefficiente che tiene conto delle capacità dissipative dell'edificio;

PGA_j [-] è l'accelerazione del terreno che produce il raggiungimento della condizione limite in esame per il piano j-esimo;

S [-] è l'accelerazione sulle masse strutturali del piano j-esimo.

Si può quindi individuare il piano e la direzione per cui si manifesterà per prima la condizione limite; si assumerà tale valore come accelerazione di riferimento della resistenza sismica dell'intero edificio.

1.5.8 Determinazione del periodo di ritorno e valutazione del rischio: edifici in c.a. e muratura.

L'accelerazione massima a terra che produce il collasso o la perdita di operatività può essere espressa in termini di intensità della scala macrosismica Mercalli-Cancani-Sieberg attraverso una legge di trasformazione, quale ad esempio:

$$I_{MCS} = \frac{1}{0,179 \cdot \log_{10} \left[(PGA/g) \cdot (981/4,864) \right]} \geq 1 \quad (1.31)$$

dove:

PGA_j [-] è l'accelerazione del terreno che produce il raggiungimento della condizione limite in esame per il piano j-esimo;

g [m/s²] è l'accelerazione gravitazionale.

Riferendosi alle mappe di pericolosità sismica italiana del SSN si possono ottenere i periodi di ritorno corrispondenti alle accelerazioni a terra.

1.5.9 Affidabilità delle stime.

L'affidabilità è legata alla qualità delle informazioni e dall'aderenza tra modello e realtà. Il metodo SAVE fornisce risultati affidabili, vicini alla realtà sperimentale.

Nel caso mancassero queste condizioni, attraverso un giudizio soggettivo si potranno introdurre coefficienti per revisionare il parametro finale di vulnerabilità e rischio.

Importante risulta essere la corrispondenza tra modello ed edificio analizzato, l'adeguatezza delle informazioni ottenute anche con sopralluoghi e saggi.

Alcuni fattori non sono portati in conto dal modello, quali:

- Disposizione irregolare di aperture che possano influenzare il comportamento sismico della struttura;
- Presenza di spinte statiche;

- Elevata snellezza dell'edificio;
- Elevata snellezza delle strutture verticali.

Altri elementi che possono influenzare la vulnerabilità della struttura sono:

- Presenza di danni;
- Giunti strutturali inadeguati;
- Cedimenti di fondazione;
- Solai inadeguati;
- Muratura di scarsa qualità;
- Pareti intersecate da pareti trasversali, per gli edifici in muratura.

Da valutare inoltre la vulnerabilità delle parti non strutturali. Inoltre sono da tenere in conto le altezze d'interpiano superiori ai 3,5m senza cordoli rompitratta intermedi o altri provvedimenti per ridurre il ribaltamento di tamponature o tramezzi.

2 CASO STUDIO: EDIFICIO IN C.A.

2.1 Scelta dell'edificio

L'edificio in c.a. oggetto di analisi nei seguenti capitoli è l'IIS Alessandrini ubicato in via Einaudi 3, Abbiategrasso (MI). L'edificio è composto da più blocchi strutturalmente indipendenti e collegati tra di loro; si è perciò scelto di analizzare solo la porzione dell'istituto all'angolo tra via Einaudi e via Morandi.

La suddetta costruzione è composta da 3 piani di cui il primo parzialmente interrato. L'impronta sul terreno è di circa 41x22 m e per visionarne le piante e le sezioni si rimanda alle tavole allegate.

In questo capitolo verrà svolta la progettazione simulata dell'edificio al fine di ricavarne i carichi e le geometrie di tutti gli elementi strutturali, dati necessari per l'utilizzo dei metodi RE.SIS.TO, SAVE e per la modellazione.

Dati i fini accademici del presente lavoro non è stato possibile effettuare analisi sulla struttura esistente, perciò tutte le informazioni su caratteristiche e stato di acciaio e calcestruzzo verranno ipotizzate uguali a quelle di un edificio costruito oggi con i metodi del periodo di costruzione.

Essendo l'edificio stato progettato nei primi anni '70, per la progettazione simulata si sono utilizzati gli strumenti e i manuali di costruzione vigenti in quel periodo storico.

Si è ampiamente preso spunto dalle edizioni degli anni '50 e '60 dei manuali di Luigi Santarella sul cemento armato.

2.2 Analisi dei carichi

Un riferimento dei carichi da considerare nel c.a. è contenuto nel R.D. 2229 dove all'art. 20 è specificato che se il peso del conglomerato armato non risulti di diretta determinazione, esso si assume di regola pari a 2500 kg/m^3 e all'art.21 dove è precisato che "i carichi accidentali devono essere stabiliti in relazione al tipo e all'importanza della costruzione, e all'uso a cui è destinata. Si tiene conto delle eventuali azioni dinamiche aumentando i carichi in relazione alla loro natura e al tipo di struttura".

Più specifica al riguardo la legge 25 novembre 1962 n. 1684 che parla di sopraccarico accidentale di 200 kg/m^2 per i solai però delle sole abitazioni.

La “Guida al calcolo delle costruzioni in cemento armato” del 1963 al capitolo 3.2 suggerisce i seguenti carichi accidentali

Per tetti piani accessibili, solai di case di abitazione, uffici, sale di degenza di ospedali	200 kg/m^2
Aule scolastiche, negozi, scale interne di singoli appartamenti	300 kg/m^2
Sale di riunione, scale e balconi anche in edifici per abitazione	400 kg/m^2
Balconate di cinematografi, palestre, sale da ballo	600 kg/m^2
Neve su coperture $< 30^\circ$ (pianura padana)	100 kg/m^2

In definitiva il sopraccarico accidentale che viene considerato è pari a 300 kg/m^2 .

Dallo stesso riferimento bibliografico si ricavano indicazioni anche sul vento: “si ipotizzi che questo spiri in direzione orizzontale ed eserciti solo azioni normali alla superficie colpita”.

Lo sforzo del vento si calcola con il prodotto $c \cdot q$: tra gli 8 e i 20 m di altezza (l'altezza dal livello del terreno del parapetto della copertura è 10,5 m) $q = 80 \text{ kg/m}^2$, mentre c assume valori diversi al variare della forma dell'edificio, nel caso in esame:

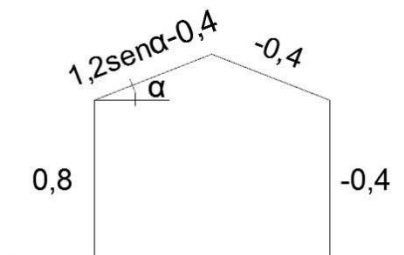


Figura 2.1: Variazione del parametro c in funzione dell'esposizione

2.3 Solaio in laterocemento

Nell'edificio oggetto di studio è presente un solaio continuo in laterocemento di 9 campate, ognuna di luce di 3,6 m (calcolata dagli interassi). In base a un dimensionamento di primo tentativo per calcolare il peso proprio del solaio è consigliato usare la formula $s \geq l/30$, che per luci di 3,6 m porterebbe a un'altezza del solaio pari a 12 cm.

Dalle sezioni si vede però che il solaio è alto 24 cm (20 cm di pignatta + 4 cm di cappa) e quindi si userà questo valore per il dimensionamento e il calcolo del peso proprio; il laterizio è ipotizzato con una dimensione esistente al periodo di costruzioni: $20 \times 30 \times 30 \text{ cm}$, con peso di 7 kg reperito da pignatte di simili dimensioni presenti attualmente in commercio.

In base al Regolamento Italiano la cappa di conglomerato non può avere dimensione inferiore ai 4 cm, la nervatura deve essere larga almeno 7 cm ed avere un interasse massimo di 40 cm; le armature metalliche devono distare dal bordo almeno 0,8 cm (meglio 1,5 cm all'aperto).

Dai valore appena elencati ne segue la definizione del seguente solaio che andrà verificato:

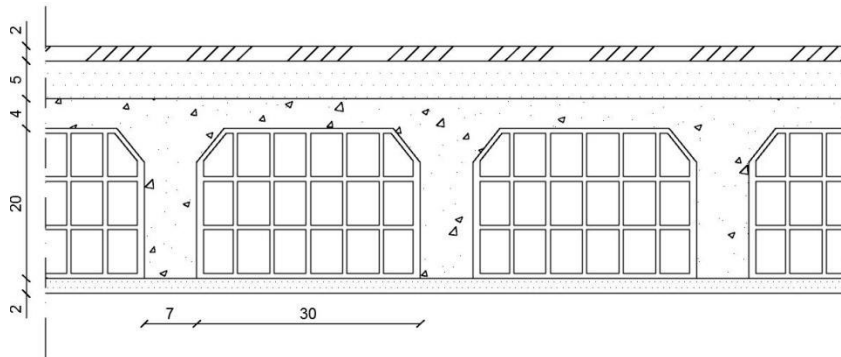


Figura 2.2: Abaco solaio laterocementizio

Di seguito è presentato il metodo di calcolo per il solaio interpiano; successivamente verranno mostrati i risultati ottenuti per il solaio di copertura ottenuti con lo stesso metodo.

Dall'analisi dei carichi mostrata di seguito si è calcolato un valore di carico ripartito permanente di 488 kg/m², a cui si aggiunge il sovraccarico di 300 kg/m² tipico delle aule scolastiche ottenendo così un carico ripartito totale di 788 kg/m².

Tabella 2.1 – Pesì permanenti solaio

n°pignatte m2	9	pezzi/mq
volume cappa	0,04	mc/mq
volume travetti	0,038	mc/mq
peso solaio	258	kg/mq
volume massetto	0,05	m3/mq
pavimento e intonaco	60	kg/m2
Tavolati distribuiti	70	kg/m2
peso permanente portato	230	kg/m2
TOT	488	kg/m2

Il carico uniforme per metro di nervatura del solaio diventa:

$$p = q * b = 788 * 37 = 291 \frac{kg}{m} \quad (2.1)$$

In maniera approssimata possiamo considerare il solaio come incastrato nelle travi (infatti quasi sempre queste hanno una sufficiente rigidità a torsione che assicura tale condizione di vincolo) per il calcolo del momento all'appoggio, mentre per il momento della sezione di mezzzeria ammetteremo un semincastro:

$$M_m = -M_i = \frac{p * l^2}{12} = 31'475 \text{ kgcm} \quad (2.2)$$

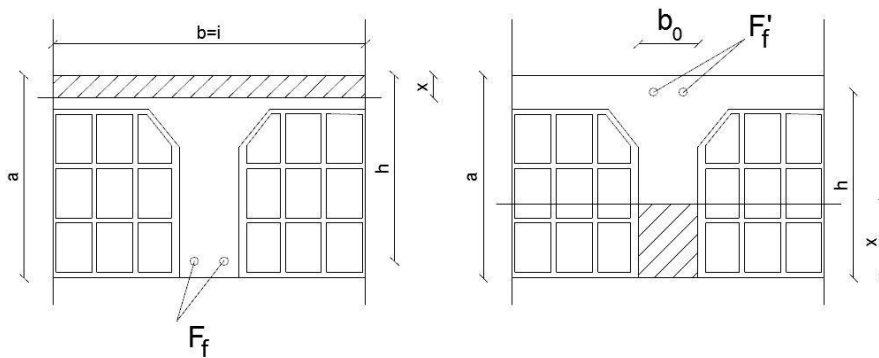


Figura 2.3: Sezione di mezzzeria e incastro del solaio in laterocemento

La nervatura ha una sezione a T, però quasi sempre l'asse neutro nel caso di momento flettente positivo cade entro la soletta (ala del T): nel caso di momento negativo esso taglia l'anima del T.

2.3.1 Calcolo della sezione di mezzzeria.

La sezione di calcolo è perciò rettangolare con semplice armatura; con le formule e le tabelle per il calcolo relativo si ha per la sezione di mezzzeria:

$$r = \frac{h}{\sqrt{M_m * b}} = \frac{24 - 2}{\sqrt{31'475 * 37}} = 0,754 \quad (2.3)$$

Per $\sigma_i=1400 \text{ kg/cm}^2$ e $m=10$ dalle tabelle presenti nel manuale di Santarella si ha $\sigma_c=25 \text{ kg/cm}^2$ e $t=0,001009$. L'armatura tesa inferiore occorrente risulta quindi:

$$F_f = t * \sqrt{M_m * b} = 0,001009 * \sqrt{31'475 * 37} = 1,09 \text{ cm}^2 \quad (2.4)$$

A cui corrispondono con eccesso 2 ϕ 10 ($F_i=1,57 \text{ cm}^2$).

2.3.2 Verifica di stabilità della sezione di mezzeria

La distanza dell'asse neutro dal bordo compresso:

$$x = \frac{10 * 1,57}{37} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * 37 * 22}{10 * 1,57}} \right] = 3,92 \text{ cm} \quad (2.5)$$

La trazione nell'armatura metallica:

$$\sigma_f = \frac{31'475}{1,57 * (20 - \frac{3,92}{3})} = 969 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (2.6)$$

La compressione nel calcestruzzo:

$$\sigma_c = \frac{2 * 31'475}{37 * 3,92 * (20 - \frac{3,92}{3})} = 21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (2.7)$$

2.3.3 Calcolo della sezione di appoggio.

La sezione d'imposta ha un'armatura di 2 ϕ 10 nella zona tesa e 1 ϕ 10 nella zona compressa, in quanto conviene proseguire un tondino inferiore e piegare in su l'altro. L'armatura viene completata con un moncone superiore ϕ 10. La sezione risulta così di doppia armatura.

$$x = \frac{10 * 2,36}{37} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * 37}{10 * 2,36} \frac{22 * 1,57 + 2 * 0,79}{2,36}} \right] = 3,84 \text{ cm} \quad (2.8)$$

La tensione di compressione nel calcestruzzo:

$$\sigma_c = \frac{31'475}{\frac{37 * 3,84}{2} (20 - \frac{3,84}{3}) + 10 * 0,79 \frac{3,84 - 2}{3,84} (20 - 2)} = 27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (2.9)$$

La trazione nel ferro superiore:

$$\sigma_f = 10 * 27 \frac{20 - 3,84}{3,84} = 1278 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (2.10)$$

2.3.4 Verifica al taglio.

Il massimo sforzo di taglio sulla sezione di appoggio assume il valore:

$$T = \frac{p * l}{2} = \frac{291 * 3,6}{2} = 525 \text{ kg} \quad (2.11)$$

In corrispondenza dell'appoggio il solaio si presenta con sezione piena di calcestruzzo. Si ha allora ivi la sollecitazione tangenziale:

$$\tau_0 = \frac{525}{37(20 - \frac{3,84}{3})} = 0,684 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (2.12)$$

Conviene però verificare anche la sezione di passaggio del travetto con forma a T, sezione che dista a 40 cm dall'appoggio.

Lo sforzo di taglio in tale sezione risulta:

$$T_1 = \frac{291(3,6 - 2 * 0,4)}{2} = 408 \text{ kg} \quad (2.13)$$

La sollecitazione tangenziale in tale sezione, se si esclude la resistenza offerta dal laterizio, essendo la larghezza della nervatura di 7 cm:

$$\tau_{01} = \frac{408}{7(20 - \frac{3,84}{3})} = 2,81 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (2.14)$$

Entrambe le sollecitazioni tangenziali sono inferiori al carico di sicurezza proposto dal Regio Decreto di 4 kg/cm² per conglomerati di cemento idraulico normale.

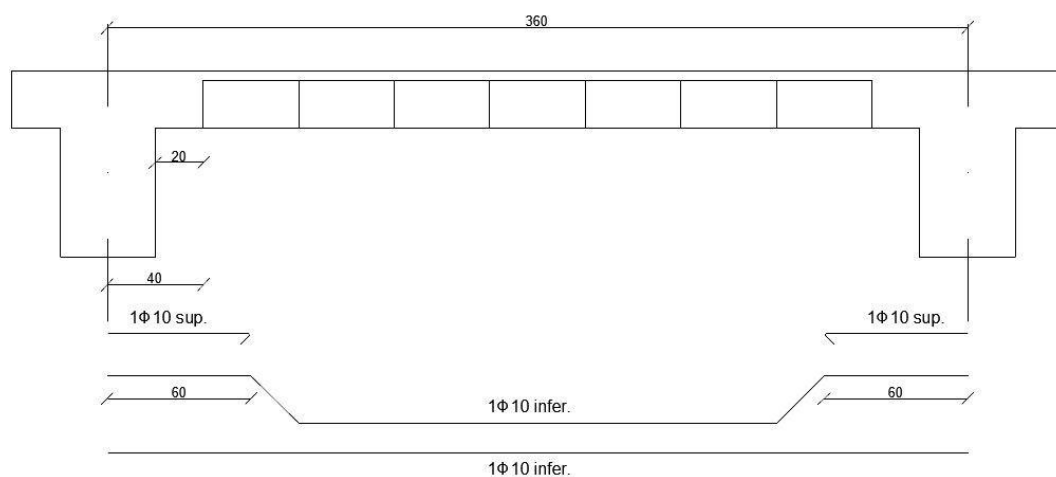


Figura 2.4: Disposizione dei ferri longitudinali nel solaio laterocementizio

Se si ripetono le medesime operazioni per il solaio in copertura (che ha carichi variabili pari a 100 kg/m² a differenza dei 300 kg/m² del solaio tipo) e si ottengono i seguenti risultati:

Tabella 2.2 – Geometria e ferri solaio copertura

b	37 cm
b0	7cm
a	24 cm
h	22 cm
F _i	2 φ 8
F _i '	2 φ 8

L'andamento dei ferri è identico a quello visto per il solaio del piano tipo.

2.4 Solaio pieno

Nella porzione di edificio adiacente al corpo scale sono presenti anche due solai pieni in calcestruzzo di dimensioni 7,2 x 7,2 m e altezza pari a 24 cm (uguale al solaio in laterocemento); il solaio è portato al contorno da travi perimetrali.

Peso proprio solaio 2500x0,24	600 kg/m ²
Peso portato permanente	230 kg/m ²
Totale permanenti	830 kg/m ²
Sovraccarico	300 kg/m ²
Carico totale	1130 kg/m ²

Con il metodo di Marcus si calcolano le armature necessarie. In centro alla piastra la ripartizione del carico q fra le due strisce mediane l_x,l_y dà:

$$q_x = 1130 \frac{7,2^4}{7,2^4 + 7,2^4} = 565 \frac{kg}{m^2} \quad ; \quad q_y = q - q_x = 565 \frac{kg}{m^2} \quad (2.15)$$

Si ha per lastre appoggiate:

$$\varphi = \frac{5 \cdot 7,2^2 \cdot 7,2^2}{6 \cdot 7,2^4 + 7,2^4} = 0,417 \quad ; \quad \nu_\alpha = 1 - \varphi = 0,583 \quad (2.16)$$

E per i momenti positivi massimi delle strisce unitarie:

$$\bar{m}_{x,max} = \bar{m}_{y,max} = \frac{7,2^2}{8} * 565 * 0,583 = 2136 \text{ kgm} \quad (2.17)$$

2.4.1 Armatura inferiore delle strisce mediane

I diagrammi da considerare sono mostrati nella Figura 2.5 cosicché la sezione mediana nel tratto ($l_x/2$) avrà l'armatura f_x al metro:

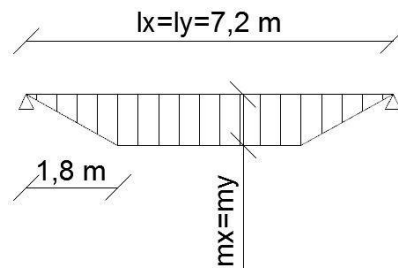


Figura 2.5: Andamento del diagramma del momento flettente nel solaio pieno

$$r = \frac{22,5}{\sqrt{2136}} = 0,487 \quad (2.18)$$

$$f_{fx} = f_{fy} = 0,00158 * \sqrt{213600} = 7,32 \text{ cm}^2 \quad (2.19)$$

Per $\sigma_f=1400 \text{ kg/cm}^2$, $m=10$ e $\sigma_c=40 \text{ kg/cm}^2$.

2.4.2 Armatura inferiore delle strisce laterali

Nei tratti laterali da 1,8 m con momento agente dimezzato:

$$r = \frac{22,5}{\sqrt{1068}} = 0,689 \quad (2.20)$$

$$f'_{fx} = f'_{fy} = 0,001096 * \sqrt{106800} = 3,58 \text{ cm}^2 \quad (2.21)$$

In totale si ha nelle strisce mediane ($b=3,6 \text{ m}$) :

$$F_{fx} = F_{fy} = 3,6 * 7,32 = 26,36 \text{ cm}^2 = 10 \text{ } \varnothing 10/\text{m}$$

Nella zona perimetrale residua:

$$F'_{fx} = F'_{fy} = 3,6 * 3,58 = 12,90 \text{ cm}^2 = 5 \text{ } \varnothing 10/\text{m}$$

Da ripartirsi in ciascuna direzione con distanza costante tra i ferri.

2.4.3 Armatura superiore

Analogamente a quanto visto per le armature inferiori (ipotizzando incastro ai bordi):

$$\bar{m}_{x,min} = \bar{m}_{y,min} = \frac{7,2^2}{12} * 56 = -2441 \text{ kgm} \quad (2.22)$$

$$r = \frac{22,5}{\sqrt{2441}} = 0,455 \quad (2.23)$$

$$f_{fx} = f_{fy} = 0,001707 * \sqrt{244100} = 8,43 \text{ cm}^2 \quad (2.24)$$

Per $\sigma_f=1400 \text{ kg/cm}^2$, $m=10$ e $\sigma_c=45 \text{ kg/cm}^2$.

In totale sui bordi necessito di un'armatura superiore di 12 ϕ 10/m.

2.4.4 Resistenza al taglio della lastra.

Lo sforzo di taglio massimo sull'appoggio vale:

$$T = \frac{p * l}{2} = \frac{565 * 7,2}{2} = 2034 \text{ kg} \quad (2.25)$$

Se volessi far contrastare il taglio ottenuto dai soli ferri piegati otterrei una superficie minima:

$$f_{px} = f_{py} = \frac{2034}{\sqrt{2} * 1400} = 1,03 \text{ cm}^2 \quad (2.26)$$

Basterebbe piegare 2 ϕ 10/m.

2.5 Travi

Considerando il progetto di una campata di trave del PT di luce teorica 10,4 m, i carichi distribuiti che gravano per ogni metro di trave si ricavano come segue:

Peso proprio 0,4x0,78x2500	780 kg/m
Solaio 3,2x258	825 kg/m
Permanenti portati 230x3,6	828 kg/m
Sovraccarico 300x3,6	1080 kg/m
Carico distribuito per m di trave	3513 kg/m

La travatura è continua e solidale ai pilastri, perciò con approssimazione potremo ammettere che ogni campata della trave sia da considerarsi come isolata e vincolata ad incastro agli estremi per la verifica di stabilità nella sezione d'incastro, e come parzialmente incastrata per la verifica mediana.

I momenti massimi di mezzeria risultano:

$$M = \pm \frac{1}{12} 3513 * 10,4^2 = 3'165'937 \text{ kgcm} \quad (2.27)$$

2.5.1 Sezione di mezzeria.

Per la sezione di mezzeria della trave, la larghezza dell'ala solidale con la nervatura si terrà di 80 cm, quale risulta tra i fili dei forati nelle due campate adiacenti dei solai.

Con le formule di progetto della sezione rettangolare a doppia armatura, e sapendo dal certificato di agibilità che la trave in questione ha un'altezza $h = 75$ cm.

$$r' = h \sqrt{\frac{b}{M}} = 75 \sqrt{\frac{80}{3'165'937}} = 0,377 \quad (2.28)$$

Utilizzando le tabelle per il progetto della sezione rettangolare con doppia armatura con $F_f' = 0,2 F_f$, $m=10$ e $\sigma_f = 1400 \text{ kg/cm}^2$ ricavo:

$$t' = 0,001886 \quad \sigma_c = 50 \text{ kg/cm}^2 \quad s = 0,263.$$

L'armatura in zona tesa F_f si ricava con la formula:

$$F_f = t' * \sqrt{M * b} = 30,01 \text{ cm}^2 \quad (2.29)$$

Si utilizzano 10 ϕ 20 con $F_f = 31,42 \text{ cm}^2$.

2.5.2 Sezione di appoggio.

Usando le tabelle della sezione rettangolare a semplice armatura, si determina il momento ammissibile $M_0 = b_0(h/r)^2$ e l'armatura semplice corrispondente:

$$F_{f0} = t * \sqrt{M_0 * b_0} \quad (2.30)$$

Dalle tabelle citate per $m=10$, $\sigma_f = 1400 \text{ kg/cm}^2$ e $\sigma_c = 75 \text{ kg/cm}^2$ ricavo:

$$r = 0,2941 \quad t = 0,002748 \quad s = 0,349$$

cosicché risulta:

$$M_0 = 40 \left(\frac{75}{0,2941} \right)^2 = 2'601'068 \text{ kgcm} \quad (2.31)$$

$$F_{f0} = 0,002748 * \sqrt{1350319 * 40} = 28,03 \text{ cm}^2 \quad (2.32)$$

$$x = 0,349 * 75 = 26 \text{ cm} \quad (2.33)$$

Al momento residuo $\Delta M = - (3'165'937 - 2'601'068) = - 564'869 \text{ kgcm}$ corrispondono i valori:

$$F_{f1} = \frac{\Delta M}{\sigma_f * (h - h')} = \frac{564'869}{1400 * (75 - 3)} = 5,60 \text{ cm}^2 \quad (2.34)$$

$$F'_f = \frac{h - x}{x - h'} * F_{f1} = \frac{75 - 26}{26 - 3} * 5,60 = 11,82 \text{ cm}^2 \quad (2.35)$$

In totale:

$$F_f = F_{f0} + F_{f1} = 28,03 + 5,60 = 33,64 \text{ cm}^2 \quad (2.36)$$

$$F'_f = 11,82 \text{ cm}^2$$

Perciò andrò a disporre superiormente 12 ϕ 20 e inferiormente 4 ϕ 20.

2.5.3 Verifica al taglio.

Si calcolano le sollecitazioni tangenziali della trave in esame sapendo che essa non è attraversata da fori di passaggi di canne. Il massimo sforzo di taglio T e la massima sollecitazione tangenziale τ_0 sono alla sezione di incastro:

$$T = \frac{p * l}{2} = \frac{3513 * 10,4}{2} = 18'265 \text{ kg} \quad (2.37)$$

$$\tau_0 = \frac{18'265}{40(75 - \frac{26}{3})} = 6,89 \frac{kg}{cm^2} \quad (2.38)$$

Lo sforzo di scorrimento relativo al diagramma delle τ per metà trave è:

$$S = b * \tau_0 \frac{l}{4} = 40 * 6,89 * \frac{1040}{4} = 71'650 \text{ kg} \quad (2.39)$$

In metà trave piegando 2 $\phi 20$ (a 45°) di sezione $F_p=12,56 \text{ cm}^2$ essi equilibrano una parte dello scorrimento;

$$S_p = F_p * \sigma_f * \sqrt{2} = 12,56 * 1400 * \sqrt{2} = 24'868 \text{ kg} \quad (2.40)$$

la parte residua $S_P=71'650-24'868=46'738 \text{ kg}$ viene equilibrata con la resistenza di N_s staffe $\phi 10$ a due bracci ($n * f_s = 2 * 0,79 = 1,58 \text{ cm}^2$);

$$60'000 = n * f_s * \sigma_f * N_s \quad \text{cioè risulta } N_s = \frac{46'738}{1,58 * 1400} = 21 \text{ staffe} \quad (2.41)$$

2.5.4 Sezione di mezzeria.

Le staffe sono disposte a intervallo costante $\frac{\frac{10,4}{2} - 0,3}{21} = 23 \text{ cm}$.

Ripetendo i calcoli per le altre travi si sono ottenuti i seguenti risultati:

Tabella 2.3 – Geometria e ferri travi edificio c.a.

		geometria		mezzeria		appoggi		armatura a taglio		
l trave [m]		b0 [cm]	h [cm]	Ff	Ff'	Ff	Ff'	Fp	staffe	distanza [cm]
3,77	interpiano	40	45	9 fi 16	2 fi 16	4 fi 16	2 fi 16	-	fi 8	16
7,2	interpiano	40	45	9 fi 16	2 fi 16	12 fi 16	10 fi 16	4 fi 16	fi 8	13
10,4	copertura	40	75	10 fi 20	2 fi 20	10 fi 20	2 fi 20	2 fi 20	fi 10	25
3,77	copertura	40	45	9 fi 16	2 fi 16	4 fi 16	2 fi 16	-	fi 8	21
7,2	copertura	40	45	9 fi 16	2 fi 16	10 fi 16	4 fi 16	4 fi 16	fi 8	19

2.6 Cordoli

Grazie ai particolari costruttivi si è ricavata una misura dei cordoli di 88 x 24 cm posti ai bordi dell'edificio; si ipotizzano con armatura longitudinale composta da 4 ϕ 16.

2.7 Pilastri

In base alla "Guida al Calcolo" sono vigenti le seguenti prescrizioni:

Area di armatura longitudinale: le percentuali minime regolamentari di armature longitudinali da applicare alle aree di conglomerato, in sezioni poligonali, sono del 0,8 % per sezioni inferiori a 2000 cm² e del 0,5 % per sezioni superiori a 8000 cm² con variazione lineare intermedia. La percentuale massima è del 3%.

L'armatura deve comporsi di almeno 4 ϕ 12 e va suddivisa possibilmente in barre di diametro almeno pari a 1/20 del lato minore della sezione per non rendere gravosa la staffatura; si dispongono almeno 3 barre sui lati più lunghi di 40 cm

Staffe: si eseguono con tondino di diametro 5-8 mm, pari a circa 1/3 del diametro delle armature principali. Il R.I. ne fissa la distanza massima nella metà della minima dimensione della sezione trasversale del pilastro o in 10 volte il diametro delle armature principali. Per aste di piccole dimensioni il R.T. porta tale limite al doppio.

Un massimo assoluto della distanza si può fissare in 25 cm. Non vanno tralasciate nell'attraversamento delle travi

Con riferimento alle piante strutturali in allegato, si sono divisi per semplicità i pilastri in categorie uniformi per geometria e armature; di seguito è esposta la procedura di calcolo del pilastro P66 ricadente nella categoria Pa.

I risultati ottenuti però si considerano validi anche per tutti gli altri pilastri della suddetta categoria.

Si determinano innanzitutto i carichi gravanti a ogni piano tenendo conto dell'area di influenza $A = 19,94$ m².

Tabella 2.4 – Analisi carichi pilastro

soffitto copertura	9726	kg
sovraccarico	1994	kg
peso pilastro P1	1463	kg
trave P1	5355	kg
tamponamento	1755	kg
carico sul pilastro P1	20293	kg

sovraccarico P1	5983	kg
peso permanente	9726	kg
Peso pilastro PT	3535	kg
trave PT	5355	kg
tamponamento	1755	kg
pilastro PT	46647	kg
sovraccarico PT	5983	kg
peso permanente	9726	kg
peso pilastro PI	1785	kg
trave PI	3213	kg
pilastro PI	67354	kg

Si determinano le tensioni di compressione semplice indotte dallo sforzo normale dei pilastri a ogni piano:

	b [cm]	h [cm]	A [cm ²]	σ [kg/cm ²]
P1	30	60	1800	10,3
PT	40	70	2800	15,4
PINT	40	85	3400	18,8

Per i pilastri perimetrali è inoltre necessario verificare le sezioni alla flessione indotta in essi dalla solidarietà con gli elementi delle strutture orizzontali.

Consideriamo come esempio il nodo B in corrispondenza del solaio tra piano terra e primo del P66, sotto l'ipotesi che in A,C e D ci siano degli incastri perfetti.

Il momento negativo di incastro perfetto μ_B , nella striscia di solaio che influisce sul nodo in esame, per una larghezza di 3,60 m (interasse tra i pilastri), essendo $q=3'513$ kg/m e $l=10,5$ m

$$\mu_B = -\frac{1}{12} 3512 * 10,5^2 = -32'371 \text{kgm} \quad (2.42)$$

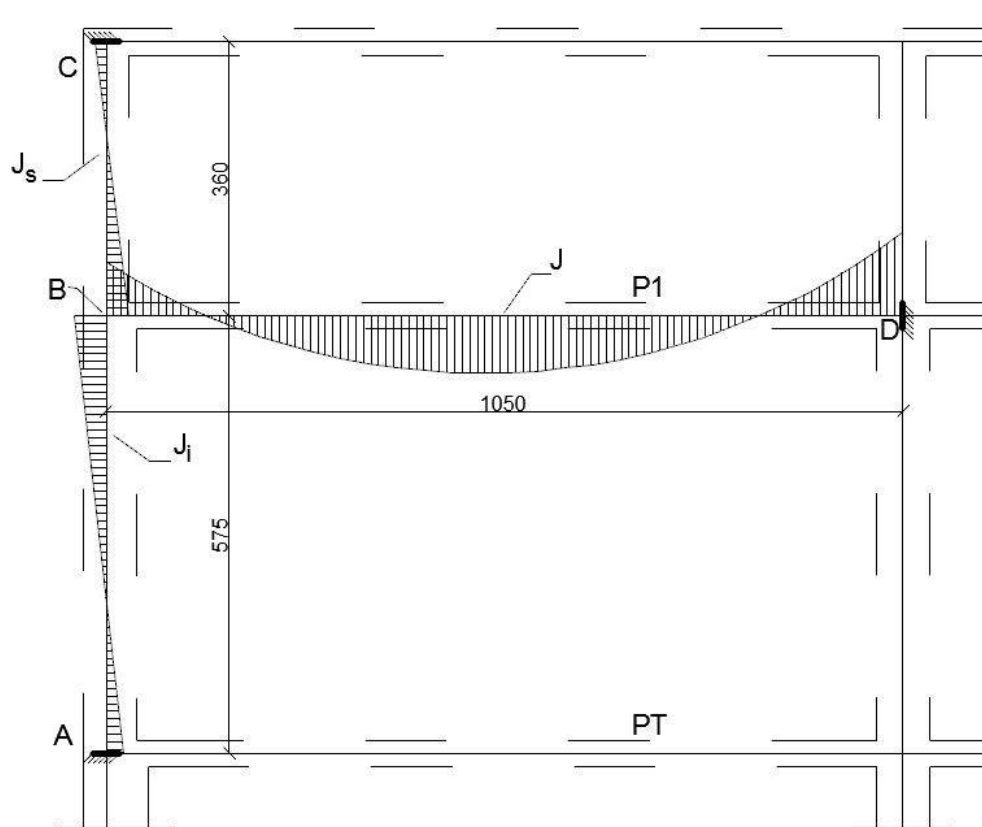


Figura 2.6: Diagramma dei momenti flettenti su pilastri di bordo

$$k = \frac{J}{h} = \frac{1}{12} \frac{40 \cdot 75^3}{1050} = 1339 \text{ cm}^3(\text{trave}) \quad (2.43)$$

$$k_i = \frac{J_i}{h_i} = \frac{1}{12} \frac{40 \cdot 70^3}{575} = 2117 \text{ cm}^3(\text{pilastro inferiore}) \quad (2.44)$$

$$k_s = \frac{J_s}{h_s} = \frac{1}{12} \frac{30 \cdot 60^3}{360} = 1500 \text{ cm}^3(\text{pilastro superiore}) \quad (2.45)$$

Inoltre il momento d'incastro della striscia di solaio in B vale:

$$M_B = \frac{k_i + k_s}{k + k_i + k_s} \mu_B = -\frac{3617}{4957} 32'371 = -23'551 \text{ kgm} \quad (2.46)$$

momenti flettenti M_i e M_s rispettivamente alla testa del pilastro inferiore e al piede del pilastro superiore concorrenti nel nodo, sono in definitiva:

$$M_i = -\frac{2117}{3617} 23'551 = 13'785 \text{ kgm} \quad ; \quad M_s = -\frac{1500}{3617} 23'551 = 9'766 \text{ kgm} \quad (2.47)$$

L'eccentricità nelle due sezioni di pilastro derivate dall'azione dei rispettivi momenti, risulta nella sezione di sommità del pilastro inferiore:

$$e_1 = \frac{1112800}{46647 - 3535 - 1755} = 27 \text{ cm} \quad (2.48)$$

Nella sezione del piede del pilastro superiore:

$$e_2 = \frac{788400}{20293} = 39 \text{ cm} \quad (2.49)$$

I due centri di pressione escono dal nocciolo centrale d'inerzia, cosicché si verificano delle tensioni di trazione interamente assorbite dall'armatura longitudinale. La verifica della sezione viene eseguita con le note formule della pressoflessione (si prende come esempio la sezione di testa del pilastro inferiore).

(avendo posto $d_0=e-y_c$, $d'_s=d_0+d'$ e $d_s=d_0+d$)

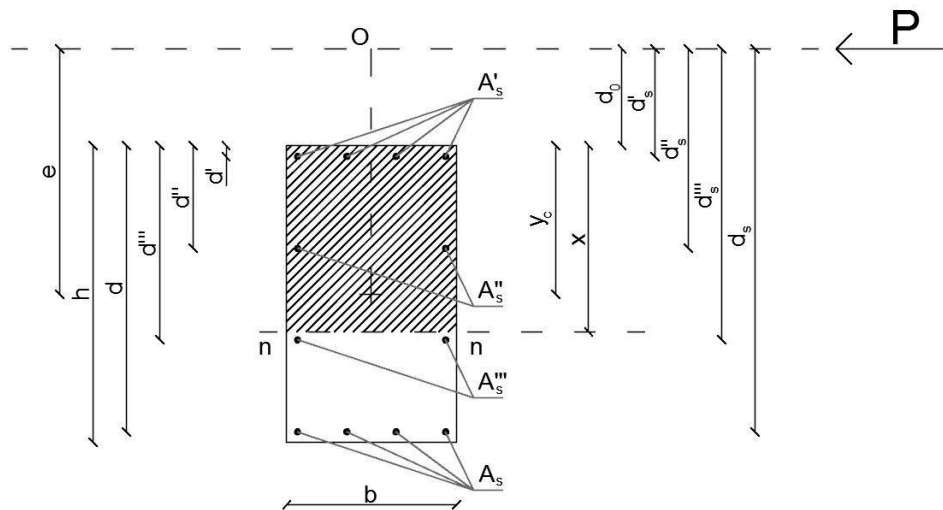


Figura 2.7: Grandezze utili per il calcolo delle tensioni in una sezione pressoinflessa

$$x^3 + 3d_0x^2 + \frac{6m}{b} \sum_{i=1}^n A_s^i d_s^i x - \frac{6m}{b} \sum_{i=1}^n A_s^i d_s^i d^i = 0 \quad (2.50)$$

Da cui $x = 55 \text{ cm}$.

La compressione massima nel bordo compresso è $\sigma_c = 36 \text{ kg/cm}^2$ mentre la trazione nel ferro teso è $\sigma_t = 81 \text{ kg/cm}^2$.

Ripetendo i calcoli per gli altri pilastri divisi per tipologia, in base alla dimensione, alla posizione in pianta e alle aree di influenza, si ottengono i seguenti risultati

Tabella 2.5 – Dimensioni e armature pilastri

	dimensioni	A [cm ²]	FI	staffe	d staffe [cm]	
Pb	b1 [cm]	30	1890	8fi16	φ8	15
	h1 [cm]	63				
	bT [cm]	40	2800	12fi16	φ8	16
	hT [cm]	70				
	bl [cm]	50	3500	14fi16	φ8	16
	hl [cm]	70				
Pc	b1 [cm]	30	900	4fi16	φ8	15
	h1 [cm]	30				
	bT [cm]	40	1600	8fi16	φ8	16
	hT [cm]	40				
	bl [cm]	40	1600	8fi16	φ8	16
	hl [cm]	40				
Pd	b1 [cm]	30	900	4fi16	φ8	15
	h1 [cm]	30				
	bT [cm]	40	1200	6fi16	φ8	15
	hT [cm]	30				
	bl [cm]	40	1600	8fi16	φ8	16
	hl [cm]	40				
Pe	b1 [cm]	30	900	4fi16	φ8	15
	h1 [cm]	30				
	bT [cm]	40	1600	8fi16	φ8	16
	hT [cm]	40				
	bl [cm]	40	1600	8fi16	φ8	16
	hl [cm]	40				
Pf	bl [cm]	40	1600	8fi16	φ8	16
	hl [cm]	40				

2.8 RE.SIS.TO.

Si procede all'applicazione del metodo RE.SIS.TO. sull'istituto appena descritto, utilizzando i valori calcolati nel precedente capitolo.

2.8.1 Valutazione della domanda.

Per il calcolo dell'accelerazione del terreno si valuta il periodo di ritorno seguendo la procedura fornita dalle NTC 08.

Essendo la vita nominale per opere ordinarie ≥ 50 anni, e la classe d'uso III (le scuole sono considerate costruzioni con affollamenti significativi) si ottiene un periodo di riferimento per l'azione sismica

$$V_R = V_N * C_U = 50 * 1,5 = 75 \text{ anni} \quad (2.51)$$

Il metodo RE.SIS.TO. indaga il solo stato limite di salvaguardia della vita a cui è associata una probabilità di superamento nel periodo di riferimento del 10%, da cui si può calcolare il periodo di ritorno

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = 712 \text{ anni} \quad (2.52)$$

L'allegato A alle norme tecniche per le costruzioni fornisce i valori dei parametri di pericolosità sismica al variare delle coordinate geografiche del sito e del periodo di ritorno; per il caso in esame si ottengono i seguenti valori:

$$a_g \quad 0,046 \text{ g}$$

$$F_0 \quad 2,701$$

$$T_C^* \quad 0,296 \text{ s}$$

La valutazione della domanda si esplica infine con la massima accelerazione orizzontale del suolo durante un evento sismico (PGA) che si ottiene come prodotto dei seguenti fattori

$$PGA = a_g * S_S * S_T = 0,046 * 1,2 * 1 = 0,055 \text{ g} \quad (2.53)$$

dove

$$S_S \quad [-] \quad =1,2 \text{ per categoria di sottosuolo B (ricavata da analisi geologiche di progetti eseguiti nell'area dell'edificio in esame);}$$

$$S_T \quad [-] \quad =1 \text{ per condizioni topografiche T1 (superficie pianeggiante).}$$

Il valore di PGA andrà in ultima battuta confrontato con l'accelerazione al suolo di collasso dell'edificio.

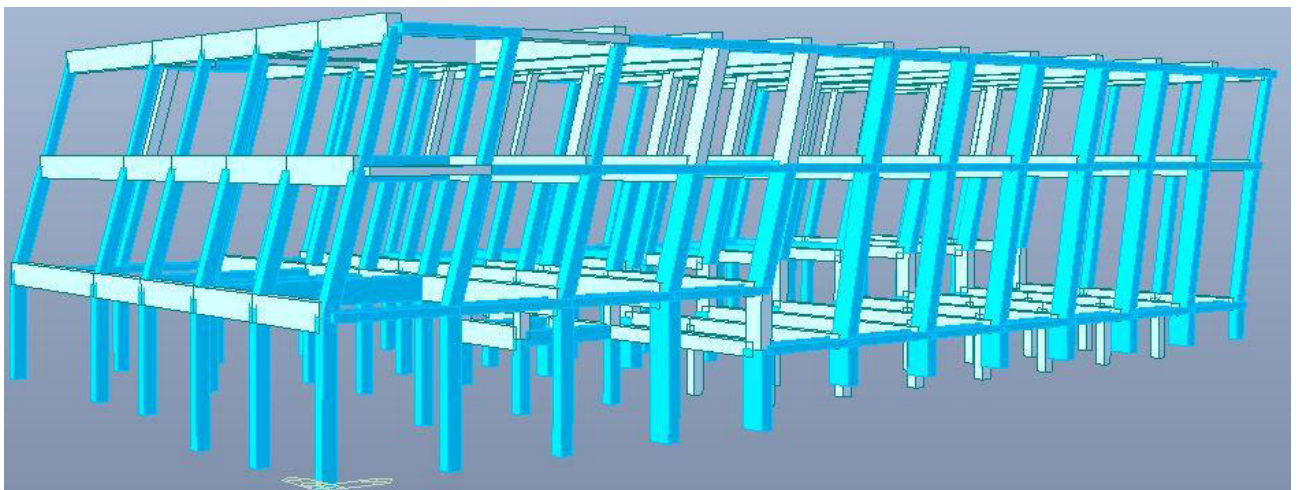
2.8.2 Taglio resistente dell'edificio.

Il metodo RE.SIS.TO parte da due ipotesi semplificative che permettono di calcolare rapidamente il taglio resistente dell'edificio.

La prima afferma che nei pilastri, indipendentemente dal loro schema statico, la crisi per pressoflessione anticipa quella per taglio, e perciò si può calcolare il taglio resistente partendo dal momento resistente del pilastro.

Questa ipotesi trova riscontri nella modellazione condotta con il software Midas GEN, esposta ampliamenti nei capitoli successivi, come mostrato dall'immagine:

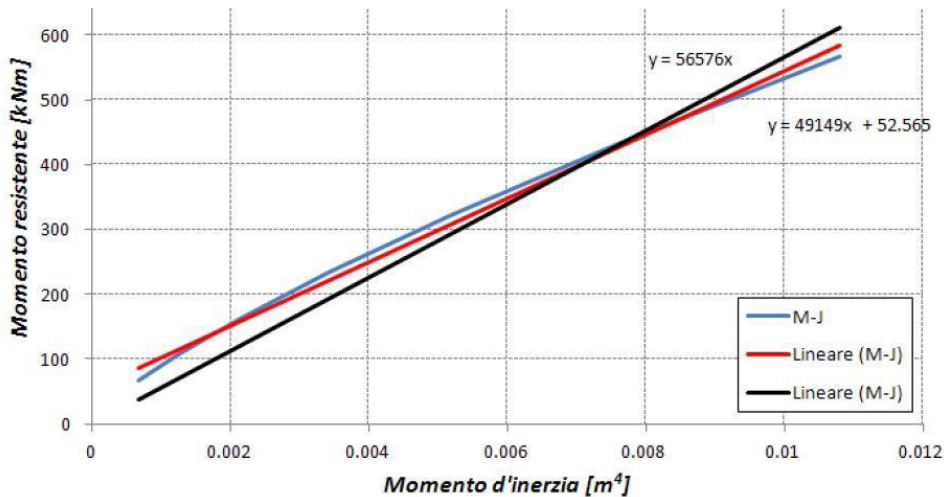
Figura 2.8: Modalità di crisi pilastri in edificio c.a.



dove in azzurro sono mostrati gli elementi che a seguito di un'analisi pushover vanno in crisi per flessione, mentre in rosso sarebbero rappresentati quelli in crisi per taglio, in questo caso completamente assenti.

La seconda ipotesi invece afferma l'esistenza di una relazione di proporzionalità diretta tra momento di inerzia di ogni pilastro e momento resistente dello stesso, come mostrato in figura

Figura 2.9: Diagramma rappresentativo del momento resistente-momento d'inerzia della sezione



Il grande vantaggio di questa assunzione è che calcolando il momento resistente di un solo pilastro (pilastro tipo) per ogni piano, grazie ad una semplice relazione tra il momento d'inerzia del suddetto pilastro con quello di tutti gli altri è possibile calcolare il taglio resistente di ogni piano dell'edificio tramite le seguenti formule

$$V_{pil,n,i}^x = V_{pil,tipo,i}^x \cdot \frac{J_{y,n,i}}{J_{y,tipo,i}} \quad (2.54)$$

$$V_{pil,n,i}^y = V_{pil,tipo,i}^y \cdot \frac{J_{x,n,i}}{J_{x,tipo,i}}$$

Avendo l'edificio oggetto di studio pilastri di altezze diverse, la formula usata tiene conto di questa peculiarità e riporta al suo interno l'altezza del pilastro, divenendo la seguente:

$$V_{pil,n,i}^x = \frac{2 \cdot M_{pil,tipo,i}^y}{h_i} \cdot \frac{J_{y,n,i}}{J_{y,tipo,i}} \quad (2.55)$$

$$V_{pil,n,i}^y = \frac{2 \cdot M_{pil,tipo,i}^x}{h_i} \cdot \frac{J_{x,n,i}}{J_{x,tipo,i}}$$

Al fine di verificare la correttezza di questa ipotesi si è condotto il calcolo prendendo prima come pilastro tipo il pilastro P66, poi il pilastro P22 e poi eseguendo il calcolo corretto di tutti i pilastri. Grazie al dimensionamento virtuale operato nei capitoli precedenti, si conoscono le proprietà meccaniche dei materiali costituiscono gli elementi resistenti, lo sforzo normale agente, le caratteristiche geometriche e l'armatura longitudinale.

Tramite il software VCA-SLU sviluppato dall'Ing. Gelfi inserendo questi dati è possibile calcolare i momenti resistenti lungo le due direzione principali di calcolo x,y (si tiene ovviamente conto del dominio di interazione M-N) e si può di conseguenza calcolare il taglio che manda in crisi il pilastro per pressoflessione, denominato di seguito "taglio resistente". (per pilastri sono stati ipotizzati vincoli di incastro-incastro scorrevole).

Di seguito si mostra come esempio il calcolo del momento resistente del P66 al piano terra:

Figura 2.10: Schermata VCA SLU con calcolo momento resistente

Titolo : _____

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	70	1	8,04	2
			2	4,02	24
			3	4,02	46
			4	8,04	68

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 251,3 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

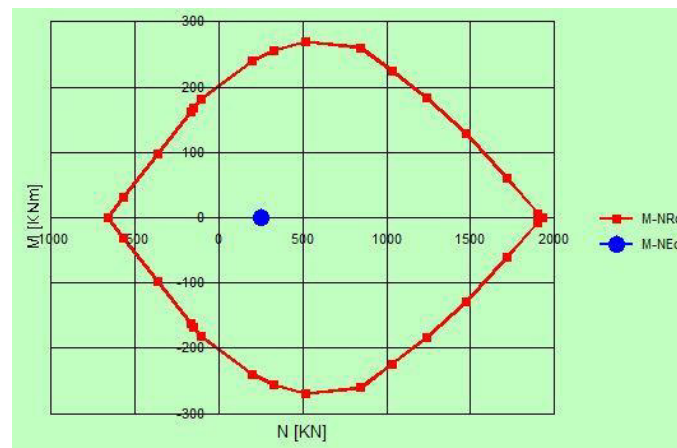
FeB32k C8/10

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 273,9 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 4.533 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ε_{syd} 1,37 ‰ σ_{c,adm} 4,75 N/mm²
σ_{s,adm} 155 N/mm² τ_{co} 0,3333
τ_{c1} 1,257

M_{xRd} 246,8 kNm

σ_c -4,533 N/mm²
σ_s 273,9 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 6,276 ‰
d 68 cm
x 24,35 x/d 0,358
δ 0,8875

Figura 2.11: Diagramma N-M pilastro P66



Le dimensioni e le armature dei pilastri di riferimento sono quelle già espone nella Tabella 2.5.

Per il P22 si sono ottenuti i seguenti risultati:

Tabella 2.6 – Momenti e tagli resistente ottenuti da P22

Mx, pil, tipo, P1	39,59	kNm	Vy, pil, tipo, P1	22	kN
My, pil, tipo, P1	39,59	kNm	Vx, pil, tipo, P1	22	kN
Mx, pil, tipo, PT	110	kNm	Vy, pil, tipo, PT	61	kN
My, pil, tipo, PT	82,95	kNm	Vx, pil, tipo, PT	46	kN
Mx, pil, tipo, PI	109,8	kNm	Vy, pil, tipo, PI	61	kN
My, pil, tipo, PI	82,54	kNm	Vx, pil, tipo, PI	46	kN

Per il P66 si sono ottenuti i seguenti risultati:

Tabella 2.7 – Momenti e tagli resistente ottenuti da P66

Mx, pil, tipo, P1	144	kNm	Vy, pil, tipo, P1	80	kN
My, pil, tipo, P1	65,55	kNm	Vx, pil, tipo, P1	37	kN
Mx, pil, tipo, PT	246,8	kNm	Vy, pil, tipo, PT	92	kN
My, pil, tipo, PT	136,9	kNm	Vx, pil, tipo, PT	51	kN
Mx, pil, tipo, PI	360,2	kNm	Vy, pil, tipo, PI	400	kN
My, pil, tipo, PI	154,2	kNm	Vx, pil, tipo, PI	171	kN

Per ogni piano si possono sommare tutti i valori di taglio resistente lungo le due direzioni principali.

Il cambio di altezza interna presente al piano terra (vedere allegati) porta a considerare due tagli resistenti, così si spezza il piano terra in PT e PR ottenendo i seguenti risultati:

Il caso studio in esame non presenta setti perciò i calcoli di seguito sono da intendersi per i soli pilastri.

- Tagli resistenti ottenuti partendo da P22

Vx,r,P1	1557	kN	Vy,r,P1	3873	kN
Vx,r,PR	2757	kN	Vy,r,PR	6397	kN
Vx,r,PT	3402	kN	Vy,r,PT	9017	kN
Vx,r,PI	6704	kN	Vy,r,PI	19411	kN

- Tagli resistenti ottenuti partendo da P66:

$V_{x,r,P1}$	1289	kN	$V_{y,r,P1}$	1761	kN
$V_{x,r,PR}$	2600	kN	$V_{y,r,PR}$	2690	kN
$V_{x,r,PT}$	3209	kN	$V_{y,r,PT}$	3792	kN
$V_{x,r,PI}$	5893	kN	$V_{y,r,PI}$	6636	kN

- Tagli resistenti ottenuti considerando il corretto contributo di tutti i pilastri:

$V_{x,r,P1}$	1379	kN	$V_{y,r,P1}$	2099	kN
$V_{x,r,PR}$	2740	kN	$V_{y,r,PR}$	3786	kN
$V_{x,r,PT}$	3409	kN	$V_{y,r,PT}$	4989	kN
$V_{x,r,PI}$	6047	kN	$V_{y,r,PI}$	9032	kN

Si è eseguito anche il calcolo accurato per poter verificare la validità dell'ipotesi di proporzionalità diretta tra momento resistente e momenti d'inerzia; la differenza di risultati è esposta di seguito:

Figura 2.12: Differenza di valori tra calcoli approssimati e corretto nella direzione x

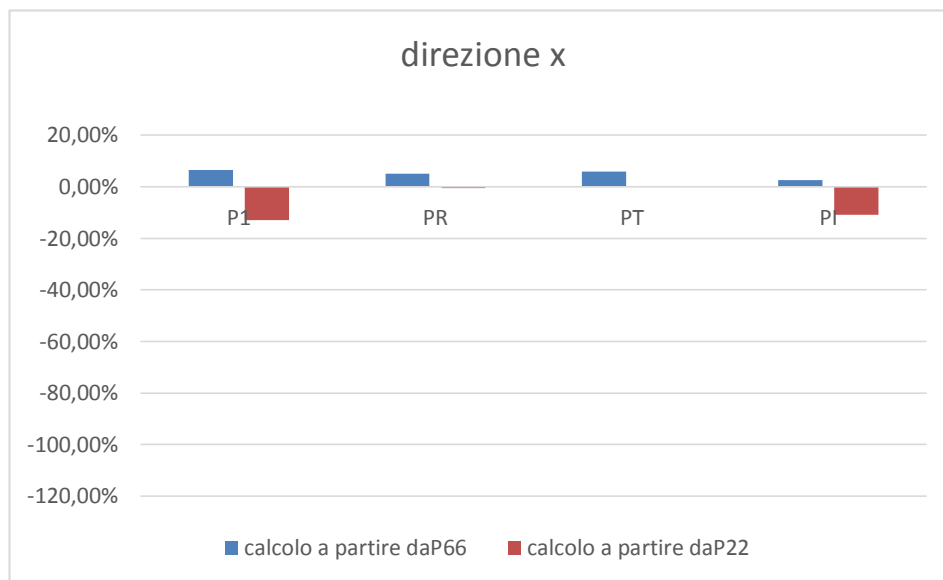
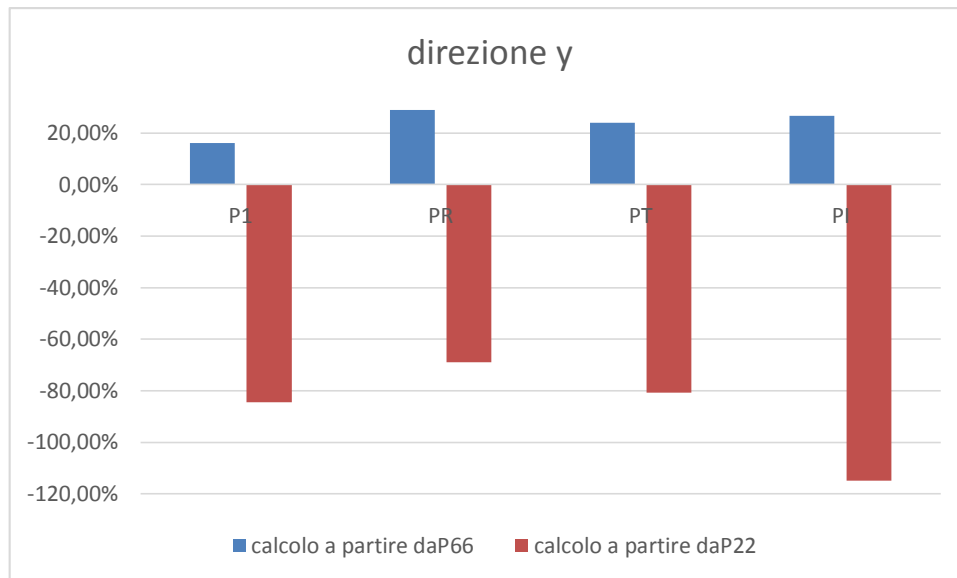


Figura 2.13: Differenza di valori tra calcoli approssimati e corretto nella direzione y



Mentre i risultati lungo la direzione x sono comparabili, quando si osservano quelli lungo y si nota come l'ipotesi di proporzionalità diretta tra momento d'inerzia e momento resistente venga a perdere di validità. La differenza di risultati è notevole (anche maggiore del 100%).

La causa della discordanza risiede in vari parametri: grande differenza tra azioni assiali, altezze e geometria sezionale dei pilastri molto varia. In generale in situazioni simili a quella del caso studio è consigliabile prendere come riferimento un pilastro tipo con grande valore di momento resistente in entrambe le direzioni e con rapporto tra i lati della sezione il più distante possibile all'unità.

I risultati appena esposti mostrano la pericolosità che può avere l'ipotesi di proporzionalità diretta tra momento resistente e momento d'inerzia; in generale è consigliabile effettuare il calcolo preciso, non molto oneroso dal punto di vista dei tempi se si implementa un foglio di calcolo con le formule, come avviene già per il metodo SAVE.

Perciò si considereranno validi i risultati calcolati partendo da P66.

Per ogni piano si prende in considerazioni solo la direzione il cui taglio resistente è minimo, ottenendo i seguenti risultati.

Tabella 2.8 – Tagli resistenti minimi per ogni piano

$V_{x,r,P1}$	1289	kN
$V_{x,r,PR}$	2600	kN
$V_{x,r,PT}$	3209	kN
$V_{x,r,PI}$	5893	kN

La forza agente al generico piano si valuta per ogni solaio con la formula:

$$F_i = 1g \frac{W}{g} \frac{z_j * w_j}{\sum_{j=1}^N z_j * w_j} \quad (2.56)$$

Le altezze z_j si considerano a partire dal piano di fondazione.

Con un peso totale dell'edificio $W = 20955$ kN, si ottengono i seguenti risultati:

Tabella 2.9 – Forze agenti al generico piano

F 1	8134	kN
F R	7437	kN
F T	3342	kN
F I	2042	kN

Da cui si calcolano i tagli sollecitanti a ogni piano come $V_{s,i} = \sum_{k=1}^N F_k$

Tabella 2.10 – Tagli sollecitanti a ogni piano

Vs 1	8134	kN
Vs R	15571	kN
Vs T	18913	kN
Vs I	20955	kN

Per individuare il piano critico si cerca il rapporto minimo tra i valori di taglio resistente al piano i -esimo e i valori di taglio agente al piano i -esimo:

Tabella 2.11 – Rapporto tra taglio resistente e agente ad ogni piano

P1	0,168
PR	0,179
PT	0,183
PI	0,285

Il piano critico è il piano primo, il cui taglio resistente rappresenta il taglio critico dell'edificio.

2.8.3 Coefficiente riduttivo.

Si considerano 10 degli 11 parametri delle schede GNDT di II livello e si utilizzano per ottenere un coefficiente riduttivo del taglio resistente dell'edificio. Per edifici in c.a. ogni punteggio ha peso unitario.

Di seguito vengono esplicitati uno per uno i parametri, motivando le scelte che condurranno al calcolo del coefficiente correttivo.

Tabella 2.12 – Parametri coefficiente riduttivo

Parametro	Classe	Punteggio	Peso	V_i	V_i pegg	$(1-\alpha*V_i/V_{pegg})$
Tipo e organizzazione del sistema resistente	C	-2	1	-2	-2	0.79
Qualità del sistema resistente	A	0	1	0	-0.5	1.00
Posizione dell'edificio e fondazioni	A	0	1	0	-0.5	1.00
Orizzontamenti	A	0	1	0	-0.5	1.00
Configurazione planimetrica	A	0	1	0	-0.5	1.00
Configurazione in elevazione	B	-0.5	1	-0.5	-1.5	0.95
Collegamenti ed elementi critici	A	0	1	0	-0.5	1.00
Elementi con bassa duttilità	C	-0.25	1	-0.25	-0.5	0.95
Elementi non strutturali	A	0	1	0	-0.5	1.00
Stato di fatto	A	0	1	0	-2.45	1.00
				V pegg	-9.45	

V_{pegg} è dato dalla somma di tutti i V_i e nel caso in esame vale -9,45.

La spiegazione dei singoli parametri e le motivazioni che hanno portato alle scelte sono presenti nell'Allegato A.

Perciò si può calcolare il coefficiente riduttivo come:

$$C_{rid} = \max \left\{ 0,5; \prod_{i=1}^{10} \left(1 - \alpha \frac{V_i}{V_{pegg}} \right) \right\} = 0,5 \quad (2.57)$$

Posto il coefficiente di calibrazione $\alpha=1$.

Il taglio resistente ridotto vale:

$$V_{r,rid} = C_{rid} * V_r = 0,5 * 1604 = 937 \text{ kN} \quad (2.58)$$

2.8.4 Accelerazione di collasso dell'edificio.

Dividendo il taglio resistente ridotto per il peso della parte di edificio gravante sul piano in esame si ottiene:

$$S_{a,c} = \frac{V_{r,rid}}{W_{grav}} = \frac{937}{8393} = 0,122 \text{ g} \quad (2.59)$$

Che rappresenta la pseudo-accelerazione di collasso.

L'accelerazione al suolo di collasso dell'edificio è data dalla formula:

$$PGA_c = \frac{S_{a,c}}{\alpha_{PM} * \alpha_{AD} * \alpha_{DT} * \left(\frac{1}{\alpha_{DUC}}\right)} = \frac{0,096}{0,8 * 2,5 * 1 * \left(\frac{1}{2,5}\right)} = 0,140 \text{ g} \quad (2.60)$$

Confrontando il valore appena ottenuto con il PGA si ha che il PGA_c è maggiore del 40 %.

2.9 SAVE

Di seguito è presentato il metodo SAVE applicato all'edificio in c.a. oggetto di studio.

Il metodo SAVE nasce dall'ipotesi semplificativa che il meccanismo di collasso sia un meccanismo di piano, tipico di strutture con travi forti e pilastri deboli.

Questa assunzione è sensata se l'oggetto di indagine (come spesso accade) è un edificio progettato solo per carichi verticali e non pensato per resistere a un sisma.

Viene innanzitutto identificato il numero di piani fuori terra dell'edificio; nel caso in esame si considerano 3 piani (P1,PT,PI); il PI viene considerato perché solo la porzione sottostante l'auditorium è realmente interrata.

Per ogni piano inseriscono i dati derivanti dall'analisi dei carichi:

Tabella 2.13 – Analisi carichi SAVE

Altezza di interpiano	3,6	m	Altezza di interpiano	3,6	m
peso specifico c.a.	2500	Kg/m ³	peso specifico c.a.	2500	Kg/m ³
p. solaio	488	Kg/m ²	p. solaio	488	Kg/m ²
carichi acc. solaio	100	Kg/m ²	carichi acc. solaio	300	Kg/m ²
coeff. riduz. accident.	1		coeff. riduz. accident.	0,6	
peso di solaio per unità di superficie (comprensivo degli accidentali e delle tramezzature)	488	Kg/m ²	peso di solaio per unità di superficie (comprensivo degli accidentali e delle tramezzature)	668	Kg/m ²

La tabella di sinistra vale per l'ultimo piano mentre quella di destra per gli altri piani.

Per ogni piano si identificano quindi tutti i pilastri, se ne descrivono le caratteristiche geometriche, le armature, la porzione di solaio gravitante e l'altezza.

Il calcolo del taglio resistente di ogni piano si svolge in maniera analoga al metodo RE.SIS.TO; infatti se si considera il coefficiente $\alpha_{pil,i,j}$ della seguente formula pari a 0,5 si ritrova la stessa identica formula per il calcolo del taglio resistente per schema statico incastro-incastro.

$$V_{flex,pil,i,j} = \frac{m_{y,i,j}}{\alpha_{pil,i,j} \cdot h_{pil,i,j}} \quad (2.61)$$

Così si ottengono i seguenti valori (considerando solo il contributo dei pilastri):

Tabella 2.14 – Taglio resistente ogni piano (solo c.a.)

P1	PT	PI
$V_{Rd,pil,x}=1'185 \text{ kN}$	$V_{Rd,pil,x}=2'229 \text{ kN}$	$V_{Rd,pil,x}=4'408 \text{ kN}$
$V_{Rd,pil,y}=2'182 \text{ kN}$	$V_{Rd,pil,y}=3'438 \text{ kN}$	$V_{Rd,pil,y}=7'500 \text{ kN}$

A differenza di quanto detto nel metodo RE.SIS.TO si verifica un meccanismo di rottura per taglio in 9 pilastri del PI, da notare però che per questi elementi il valore di taglio resistente per rottura per pressoflessione sia praticamente identico al valore di rottura per taglio.

Utilizzando un coeff. di deformabilità pari a 3 in direzione x (assenza di travi) e 9 in direzione y (travi fuori spessore) si è condotto il calcolo della rigidezza nelle due direzioni utilizzando la formula (1.25 arrivando ai seguenti risultati

Tabella 2.15 – Rigidezza di ogni piano (solo c.a.)

P1	PT	PI
$K_x= 54'379 \text{ kg/cm}$	$K_x= 108'000 \text{ kg/cm}$	$K_x= 588'991 \text{ kg/cm}$
$K_y= 450'824 \text{ kg/cm}$	$K_y= 510'353 \text{ kg/cm}$	$K_y= 4'717'732 \text{ kg/cm}$

La rigidezza è necessaria per calcolare il periodo proprio dell'edificio attraverso la formula di Rayleigh (si calcola il periodo supponendo il cls fessurato e non).

Analogamente si sono calcolati i tagli resistenti e le rigidezze offerti da tamponature e tramezzature; a differenza del RE.SIS.TO il metodo SAVE non trascura questo contributo:

Tabella 2.16 – Taglio resistente e rigidezza di ogni piano (tamponature)

P1	PT	PI
$V_{Rd,tamp,x}=369 \text{ kg}$	$V_{Rd,tamp,x}=543 \text{ kg}$	$V_{Rd,tamp,x}=543 \text{ kg}$
$V_{Rd,tamp,y}=594 \text{ kg}$	$V_{Rd,tamp,y}=605 \text{ kg}$	$V_{Rd,tamp,y}=605 \text{ kg}$
$K_x= 75'154 \text{ kg/cm}$	$K_x= 84'191 \text{ kg/cm}$	$K_x= 84'191 \text{ kg/cm}$
$K_y= 100'374 \text{ kg/cm}$	$K_y= 93'815 \text{ kg/cm}$	$K_y= 93'815 \text{ kg/cm}$

Non essendo possibile disporre contemporaneamente di tutta la capacità resistente a taglio dei pilastri, si introduce un coefficiente pari a 0,8 che rappresenta la percentuale di resistenza offerta dai pilastri quando le tamponature sono prossime al collasso; in definitiva il taglio totale offerto da pilastri e tamponatura non è dato dalla semplice somma dei due contributi ma da:

$$V_{x,TOT} = 0,8 * V_{Rd,pil,x} + V_{Rd,tamp,x} \quad (2.62)$$

Tabella 2.17 – Taglio resistente e rigidezza di ogni piano (c.a. + tamponature)

P1	PT	PI
$V_{Rd,pil,x}=1'319$ kN	$V_{Rd,pil,x}=2'327$ kN	$V_{Rd,pil,x}=4'069$ kN
$V_{Rd,pil,y}=2'341$ kN	$V_{Rd,pil,y}=3'356$ kN	$V_{Rd,pil,y}=6'605$ kN

Si introducono le seguenti ipotesi:

- non sono presenti piani soffici;
- il coefficiente riduttivo dovuto alla presenza di irregolarità di forma geometrica $q_{rid2}=0,95$ e il coefficiente dovuto all'irregolarità di rigidezza e/o di resistenza in pianta $q_{rid3}=1$.

Le forze equivalenti ad ogni piano si calcolano con la stessa forma proposta dal metodo RE.SIS.TO; la variazione dei risultati dipende dalle diverse masse calcolate con due metodi che essendo speditivi, tengono in considerazione delle semplificazioni e degli arrotondamenti nelle dimensioni in gioco.

Tabella 2.18 – Forze equivalenti ad ogni piano

PI [kN]	2'102
PI [kN]	7'022
P1 [kN]	9'877

Sempre analogamente a RE.SIS.TO si ricavano i tagli agenti tenendo conto per ogni piano la somma dei contributi dei piani superiori, ottenendo così i seguenti valori:

Tabella 2.19 – Tagli agenti ad ogni piano

PI [kN]	19'111
PI [kN]	17'009
P1 [kN]	9'877

Si possono calcolare le accelerazioni spettrali (tenendo in considerazione il contributo delle tamponature a sinistra e senza tenerlo in considerazione a destra):

Tabella 2.20 – Accelerazioni spettrali con e senza contributo tamponature

Vres/V1g	PI	PT	P1	Vres/V1g	PI	PT	P1
dir X	0.211	0.136	0.131	dir X	0.229	0.130	0.117
dir Y	0.345	0.197	0.234	dir Y	0.392	0.202	0.218

Finora i risultato sono del tutti coerenti con quelli visti in RE.SIS.TO: il rapporto inferiore tra taglio resistente e V_{1g} è quello del piano 1, ed in generale il rapporto lungo y è sempre maggiore di quello lungo x.

2.9.1 Calcolo accelerazione di suolo.

Gli effetti legati al comportamento dinamico della struttura, alle capacità duttili, alle capacità dissipative degli elementi non strutturali e alle forme spettrali relative al tipo di terreno, vengono messi in conto attraverso una serie di coefficienti che trasformano l'accelerazione del terreno in accelerazione sulle masse strutturali, come segue:

$$S_D = PGA \cdot \alpha_{PM} \cdot \alpha_{AD} \cdot \alpha_{DS} / \alpha_{DUT} \quad (2.63)$$

dove:

- α_{PM} [-] è il coefficiente di partecipazione modale pari a 0,80 poiché l'edificio è a più piani;
- α_{AD} [-] è il coefficiente di amplificazione spettrale pari a 1,329 in direzione x e 2,5 in direzione y;
- α_{DS} [-] è il coefficiente che tiene conto delle capacità dissipative dell'edificio pari a 1.

In RE.SIS.TO si era utilizzata la stessa formula, con l'unica differenza che il coefficiente di amplificazione spettrale era stato considerato 2,5 in entrambe le direzioni; questa diversità non è da poco, anzi cambia notevolmente i risultati.

Di seguito sono presentati i valori di PGA che mettono in crisi ogni piano nelle due direzioni (a sinistra i risultati con il modello con le tamponature, a destra quelli con il modello privo di esse):

Tabella 2.21 – PGA di collasso con e senza contributo tamponature

	PI	PT	P1		PI	PT	P1
dir X	0.242	0.156	0.150	dir X	0.462	0.268	0.251
dir Y	0.210	0.112	0.142	dir Y	0.377	0.225	0.262

A causa del differente valore di α_{AD} è avvenuto un cambio della direzione debole dell'edificio; infatti ora per ogni piano l'edificio mostra valori di PGAc inferiori lungo y.

Si nota anche come i valori del PGA per il modello senza tamponature siano sempre maggiori (circa del doppio) degli altri: questo è dovuto al coefficiente di duttilità che nel caso di modello senza tamponature è considerato in media pari a 2,3, altrimenti 1,2.

Tra i valori appena visti si considerano quelli massimi per ogni piano e direzione:

Tabella 2.22 – Massimi tra PGA di collasso tra situazione con e senza tamponature

	PI	PT	P1
dir X	0.462	0.268	0.251
dir Y	0.377	0.225	0.262

Come già visto i risultati maggiori sono sempre quelli per modello senza tamponature.

Il minore di questi valori rappresenta il PGAc dell'intero edificio: nel caso in esame risulta che l'accelerazione di collasso che mette in crisi il PT nella direzioni y è pari a 0,225 g.

2.10 Confronto tra SAVE e RE.SIS.TO.

I metodi di valutazione speditiva della vulnerabilità sismica analizzati mostrano molte similitudini tra di loro. Il calcolo del taglio resistente di ogni piano in entrambe le direzioni è pressochè identico; si parte infatti dalla medesima ipotesi che la crisi dei pilastri avvenga prima per flessione che per taglio.

Per edifici progettati per soli carichi verticali (con travi forti e pilastri deboli) questa ipotesi è risultata veritiera.

Unica differenza tra i metodi nella prima parte è che mentre SAVE ha eseguito un calcolo preciso del taglio per ogni elemento verticale, in RE.SIS.TO. si effettua il calcolo per un solo pilastro e si estende i risultati su tutti gli altri sfruttando l'ipotesi di proporzionalità diretta tra momento resistente e momento d'inerzia.

Si è dimostrato che tale ipotesi non sempre porta a risultati corretti, perciò conviene, come già avviene per SAVE, implementare un foglio di calcolo che in automatico restituisca i momenti resistenti di tutte le sezioni in base alla geometria e alle armature. In termini di tempo con un foglio di calcolo questa accortezza non comporta dilatazioni significative.

Altra differenza è che SAVE tiene conto anche delle chiusure e delle partizioni; è dimostrato come il loro contributo non sia per niente trascurabile e quindi tralasciarne gli effetti è una semplificazione che può alterare di molto i risultati; inoltre è molto difficile in termini probabilistici che un edificio sia privo di tamponamenti per periodi significativi e va evitato che in corrispondenza di un evento sismico crollino questi elementi in quanto possono gravemente compromettere la salute delle persone all'interno o in adiacenza alla struttura, perciò è importante tenerne conto.

In aggiunta va segnalato che in caso di rotture di elementi secondari, queste non avvengono mai contemporaneamente, ma gradualmente e configurazioni parziali possono alterare di molto la risposta sismica dell'edificio, ad esempio introducendo effetti torsionali aggiuntivi: perciò identificare due situazioni tipo in cui in una siano presenti tutte le tamponature mentre nell'altra del tutto assenti non è molto fedele alla realtà.

Anche il calcolo delle forze agenti ad ogni piano è identico nei due metodi di calcoli: piccole variazioni possono derivare dal calcolo semplificato e celere delle superfici e delle volumetrie delle masse dell'edificio.

Ottenuti i tagli resistenti e le forze agenti RE.SIS.TO. individua subito il dal loro rapporto il piano e la direzione critica dell'edificio; in SAVE invece, a causa del fatto che il coefficiente di amplificazione spettrale α_{AD} può assumere valori diversi, la direzione di collasso non coincide per forza con quella con inferiore rapporto tra taglio resistente e forza statica equivalente (in RE.SIS.TO. α_{AD} è sempre pari a 2,5).

Conseguenza di questo è che per valori molto diversi nelle direzioni di calcolo (come nel caso studio in c.a.) può risultare che l'edificio collassi nella direzione più rigida anche se ciò risulta sia inaspettato sia in contrasto con l'analisi modale che verrà eseguita nei capitoli seguenti.

Oltre a ciò SAVE confronta i valori di PGA calcolati con e senza le tamponature, prendendo come risultati finali i maggiori di questi; nel caso in esame è risultato come risultassero valori molto maggiori per il modello senza tamponature.

Perciò tutti i vantaggi ottenuti considerando anche l'effetto non trascurabile di chiusure e partizione vengono persi in quanto il modello da cui si ricava il PGAc è quello con solo c.a. resistente.

Entrambi i metodi hanno vantaggi e svantaggi: in generale essendo la velocità di calcolo un'esigenza fondamentale per la valutazione della vulnerabilità di un edificio esistente è consigliabile implementare un foglio elettronico per calcolare i tagli resistenti precisi di tutti gli elementi verticali.

Il metodo RE.SIS.TO. ha il grande vantaggio di sfruttare 10 degli 11 parametri delle schede GNDT di secondo livello, molto conosciute in quanto utilizzate da diversi anni nel settore dell'ingegneria antisismica.

Questi parametri permettono in poco tempo di tenere conto delle debolezze e delle criticità di un edificio, permettendo una valutazione affidabile in tempi ridotti, mentre SAVE risulta più preciso in termini matematici, ma date le semplificazioni necessarie nei passaggi si rischia di discostarsi troppo dalla vera natura dell'edificio.

3 CASO STUDIO: EDIFICIO MURATURA

3.1 Scelta dell'edificio

Per effettuare le analisi sulla vulnerabilità sismica descritte in precedenza, si è scelto un edificio come "caso studio". Poiché nell'edilizia italiana buona parte degli edifici scolastici sono realizzati con una struttura portante in muratura, si è scelto di valutare la bontà dei metodi di valutazione su un edificio realizzato con tale tecnologia costruttiva.

L'edificio scelto è una scuola primaria situata ad Abbiategrasso (MI), di cui sono stati consultati numerosi documenti dell'epoca (inizio XX secolo) quali:

- Pianta dei diversi piani in scala 1:100;
- Sezioni dell'edificio;
- Prospetti dell'edificio;
- Dettaglio dell'elemento portante la copertura (capriata);
- Dettagli di facciata;
- Relazione di progetto;
- Registri vari (Caldane, pavimenti e verniciature; Palestra; Scavi e calcestruzzi; Murature; Opere in ferro; Pietre; Plafoni, volte e opere di finitura).

Dell'edificio in questione si è scelto di valutare la resistenza sismica della parte realizzata in origine, senza valutare i successivi interventi, di cui era impossibile recuperare la documentazione completa.

3.2 Edificio in muratura: scuola elementare “Umberto e Margherita di Savoia”, Abbiategrasso (MI)

L'edificio analizzato è situato in prossimità del centro della città di Abbiategrasso, posto ad angolo tra via Edmondo De Amicis e via Serafino Dell'Uomo.



Figura 3.1: Edificio Muratura – vista aerea.

L'edificio sorge in prossimità di altri edifici, che si trovano però a una distanza di almeno 5 m dell'edificio. Inizialmente l'edificio è stato realizzato nel 1901 a forma di “C”; successivamente nel 1934 fu ampliato con un'altra ala per ottenere l'attuale conformazione.

L'edificio è composto da un fabbricato parallelo a via Serafino Dell'Uomo a cui sono innestati perpendicolarmente tre fabbricati: il fabbricato centrale è composto da una palestra, mentre quello posto in prossimità di via Edmondo De Amicis è stato realizzato in un periodo di tempo più recente.

L'edificio, che comprende un piano interrato, è posto su fondazioni in calcestruzzo armato da cui si elevano murature portanti controterra e successivamente tre piani in muratura; i solai sono realizzate in volte a crociera, voltine in laterizio realizzate tra travi di acciaio o plafoni in legno; la copertura è realizzata con capriate in legno su cui è costruita una struttura in legno che sorregge le tegole in laterizio.

Per semplicità si è scelto di analizzare solo la parte di edificio originaria, evitando la valutazione dei numerosi ampliamenti successivi.

3.2.1 Elementi di elevazione

L'edificio è realizzato con una struttura portante composta da mattoni pieni, uniti con malta cementizia.

Il fabbricato è composto da un piano interrato e tre piani in elevazione, mentre l'impalcato che è parallelo a via De Amicis è composto in parte da due piani e da una palestra a livello del terreno, alta come un solo piano.

Le fondazioni, tutte sulla stessa quota, sono realizzate con travi di calcestruzzo armato poste ad un livello inferiore rispetto al piano di campagna, in modo da ottenere un piano interrato. I muri controterra sono realizzati con muratura in mattoni pieni e hanno uno spessore di 0,72 m.

Al piano terra il sistema di elevazione è composto da murature di spessore pari a 0,60 m con una disposizione perimetrale e una muratura posta quasi al centro del fabbricato.

I due piani superiori, primo e secondo, riprendono lo schema del piano terra ma la muratura ha uno spessore di 0,48 m.

3.2.2 Elementi orizzontali

Il solaio controterra è realizzato con un getto di ghiaia e una finitura in cemento portland.

Il solaio del piano terra è realizzato con volte a crociera in mattoni forti, con la presenza di una caldana per livellare il solaio.

Ai piani superiori c'è la presenza principalmente di voltine in mattoni forati disposti tra travi di acciaio incassate nelle murature, e plafoni con struttura di legno; inoltre sono presenti solai con volte a crociera di piccole dimensioni.

3.2.3 Copertura

La copertura si sviluppa lungo il fabbricato a forma di "L"; essa è composta da capriate che poggiano sui muri perimetrali, sulle quali poggiano travetti che sostengono la copertura in tegole marsigliesi.

E' presente un controsoffitto realizzato con un plafone in legno.

3.2.4 Palestra

La palestra è realizzata su fondazioni in calcestruzzo armato poste in profondità, allo stesso livello delle fondazioni delle altre parti del fabbricato.

I muri che delimitano la palestra sono realizzati con mattoni pieni e malta cementizia, per uno spessore di 0,48 m; tali muri si elevano solo per il piano terra.

La copertura è realizzata con capriate in legno poggiate sulle due pareti perimetrali. Sulle capriate poggia la struttura composta da travetti che sostiene il rivestimento composto da tegole marsigliesi.

3.3 I metodi speditivi RE.SIS.TO. e SAVE

Una volta definito il caso studio su cui svolgere le analisi, si procede all'applicazione dei metodi RE.SIS.TO. e SAVE, descritti in precedenza nel capitolo 2.

La prima fase prevede di applicare all'edificio in muratura il metodo RE.SIS.TO. per le strutture in muratura portante, partendo dalla definizione della domanda sismica, definendo poi le caratteristiche geometriche e prestazionale degli elementi resistenti, procedendo al calcolo del taglio resistente e quindi valutando con opportuni parametri la PGA di collasso al suolo dell'edificio.

La seconda fase prevede invece l'applicazione del metodo SAVE, utilizzando il foglio di calcolo adatto alle strutture in muratura portante. Compilando le tabelle preimpostate con le caratteristiche geometriche e prestazionale degli elementi resistenti, si procede quindi al calcolo automatico del taglio resistente e della PGA di collasso, previa definizione di alcuni parametri richiesti dal software.

Infine si passerà alla valutazione delle differenze tra i due metodi, cercando di capire il motivo delle possibili discordanze.

3.4 Applicazione metodologia RE.SIS.TO.

Si procederà nei paragrafi successivi ad applicare la metodologia speditiva RE.SIS.TO. all'edificio in muratura scelto come caso-studio.

3.4.1 Valutazione della domanda sismica.

La valutazione della domanda sismica per l'edificio in muratura prevede le stesse analisi svolte nel capitolo 2.8.1, poiché sia l'edificio in muratura che quello in calcestruzzo armato si trovano nella medesima località, Abbiategrasso.

Pertanto si può definire un valore della PGA pari a 0,055 g.

3.4.2 Valutazione delle sezioni orizzontali in Muratura.

Per valutare la resistenza a taglio dell'edificio si deve in primo luogo calcolare l'area di tutti gli elementi murari sul piano considerato.

Nel caso studio in esame, considerando come piano di riferimento il piano terreno, si considerano gli elementi murari del piano terra (spessore medio 0,60 m), del piano primo e secondo (spessore medio 0,48 m).

Non sono stati considerati nell'analisi le pareti del piano terra che riguardano la palestra, poiché considerate poco influenti sulla struttura.

Sono stati valutati gli elementi lungo la direzione considerata tali da avere una lunghezza minima maggiore di 1,00 m.

Per valutare l'area da considerare nelle intersezioni tra pareti perpendicolari, si valutano come prescritto nel manuale di compilazione delle schede GNDT di II livello, come si evince dalla figura che segue.

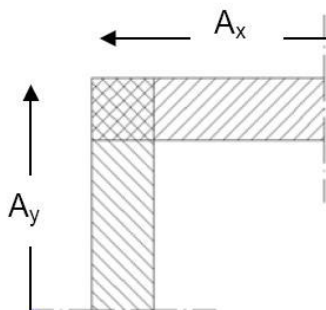


Figura 3.2: Valutazione area muratura.

Nell'allegato C sono riportate le caratteristiche geometriche dei muri.

3.4.3 Analisi dei carichi: solai.

Per definire il peso di ogni piano, si calcolano i carichi permanenti (strutturali e non) per unità di superficie per le diverse tipologie di solaio.

Nel caso di elementi uniformemente distribuiti sulla superficie si valuta il peso per ogni m² considerando lo spessore e il peso specifico del materiale considerato.

Esempio: Caldana in calcestruzzo

Tabella 3.1 – Calcolo peso caldana in calcestruzzo

Spessore	s =	0,10 m
Massa volumica	δ =	14,00 kN/m ³
Peso al m ²	P/m ² =	1,40 kN/m ²

$$P/m^2 = s \times \delta \left[\frac{kN}{m^2} \right] \quad (3.1)$$

Per alcuni elementi dal ridotto spessore (esempio piastrelle di finitura) si valuta direttamente il peso al m²; per gli elementi non perfettamente orizzontali (esempio tegole piane marsigliesi) si valuta anche l'inclinazione della copertura.

Esempio: Tegole piane marsigliesi

Tabella 3.2 – Calcolo Peso tegole piane marsigliesi

Peso orizzontale al m2	Po/m2 =	0,45 kN/m2
Inclinazione copertura	$\alpha =$	45,00 °
Seno	$\sin\alpha =$	0,71 -
Peso al m2	P/m2 =	0,64 kN/m2

$$P/m^2 = \frac{Po/m^2}{\sin \alpha} \quad [kN/m^2] \quad (3.2)$$

Per elementi non distribuiti uniformemente, quali i componenti in legno delle capriate o la struttura portante del plafone in legno, si valuta il volume totale degli elementi presenti sulla superficie considerata; quindi si divide il volume calcolato per la superficie e il risultato si moltiplica per la massa volumica del materiale considerato, trovando così il peso al m² dell'elemento.

Esempio: Capriata

Tabella 3.3 – Calcolo capriata

Lunghezza catena	L =	12,24 m
Altezza sezione catena	h =	0,30 m
Larghezza sezione catena	b =	0,24 m
Volume	V =	0,88 m3
Numero catene sul piano	Nr =	22,00 -
Volume totale catene	Vtot =	19,39 m3
Superficie del piano	Sup =	801,71 m2
Massa volumica	$\delta =$	7,50 kN/m3
Peso al m2	P/m2 =	0,18 kN/m2

$$V = L \times h \times b \quad [m^3]$$

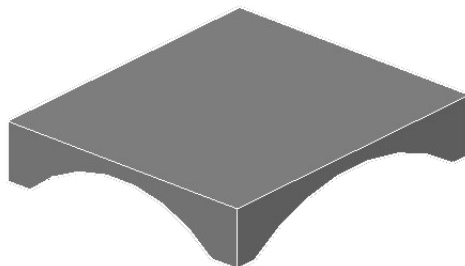
$$V_{tot} = V \times N_r \quad [m^3]$$

$$P/m^2 = \frac{V_{tot} \times \delta}{Sup} \quad [kN/m^2] \quad (3.3)$$

Per elementi particolari, quali volte in mattoni, si valutano queste due approssimazioni:

- Per le voltine in mattoni forati (archi compresi tra putrelle in acciaio) si valutano come uniformemente distribuiti sul solaio;
- Per le volte in mattoni pieni si è scelto di valutare una “volta tipo” per la quale è stato calcolato il volume.

La volta è stata costruita in 3D con il software AutoCAD ed è stato calcolato automaticamente il volume del solido.



Altezza totale = 0,80 m

Altezza archi = 0,60 m

Area = 15,69 m²

Volume = 5,26 m³

Figura 3.3: Volta a crociera, piani elevazione.

Dividendo il volume per l'area su cui agisce la volta a crociera si ricava un'altezza fittizia che "spalma uniformemente" il volume della muratura sull'area; si ottiene quindi:

$$\text{Altezza media} = 0,34 \text{ m}$$

Si valutano ora le stratigrafie evidenziate dall'analisi svolta in precedenza.

Piano Copertura

Tabella 3.4 – COP-A: Capriate con tegole marsigliesi e plafone di finitura inferiore

	V	Nr	Vtot	Sup	s	massa vol.	P/m2
	[m3]	[-]	[m3]	[m2]	[m]	[kN/m3]	[kN/m2]
<i>PERMANENTI STRUTTURALI</i>							
2 puntoni 0,20x0,26	0,72	22,00	15,79	801,71	-	7,50	0,15
Catena 0,24x0,30	0,88	22,00	19,39	801,71	-	7,50	0,18
2 Controcattene 0,18x0,20	0,47	22,00	10,44	801,71	-	7,50	0,10
Monaco 0,20x0,26	0,15	22,00	3,32	801,71	-	7,50	0,03
2 saette 0,12x0,16	0,09	22,00	1,90	801,71	-	7,50	0,02
Terzere 0,15x0,18	2,12	40,00	84,91	801,71	-	7,50	0,79
						TOT	1,27
<i>PERMANENTI NON STRUTTURALI</i>							
Tegole piane marsigliesi	-	-	-	-	-	-	0,64
Plafoni (travetti 0,05x0,25 ogni 50 cm)	0,01	4,00	0,05	1,00	-	5,50	0,28
Assito	-	-	-	-	0,03	4,00	0,10
						TOT	1,01
<i>VARIABILI VERTICALI</i>							
Neve	-	-	-	-	-	-	0,00
						P/m2 TOT	2,28

Piani Elevazione

Tabella 3.5 – S1-A, S2-A: Voltina mattoni forati con caldana

	V	Nr	Vtot	Sup	s	massa vol.	P/m2
	[m3]	[-]	[m3]	[m2]	[m]	[kN/m3]	[kN/m2]
<i>PERMANENTI STRUTTURALI</i>							
Voltina mattoni forati	-	-	-	-	0,34	11,00	3,69
						TOT	3,69
<i>PERMANENTI NON STRUTTURALI</i>							
Caldana	-	-	-	-	0,15	14,00	2,10
Piastrelle ceramica	-	-	-	-	-	-	0,40
						TOT	2,50
<i>VARIABILIVERTICALI</i>							
Cat. C1: Scuole	-	-	-	-	-	-	1,80
						P/m2 TOT	7,99

Tabella 3.6 – S1-B, S2-B: Volta mattoni pieni con caldana

	V	Nr	Vtot	Sup	s	massa vol.	P/m2
	[m3]	[-]	[m3]	[m2]	[m]	[kN/m3]	[kN/m2]
<i>PERMANENTI STRUTTURALI</i>							
Volta mattoni pieni	-	-	-	-	0,34	18,00	6,04
						TOT	6,04
<i>PERMANENTI NON STRUTTURALI</i>							
Caldana	-	-	-	-	0,10	14,00	1,40
Piastrelle ceramica	-	-	-	-	-	-	0,40
						TOT	1,80
<i>VARIABILIVERTICALI</i>							
Cat. C1: Scuole	-	-	-	-	-	-	1,80
						P/m2 TOT	9,64

Tabella 3.7 – SC: Scala in cemento armato

	V	Nr	Vtot	Sup	s	massa vol.	P/m2
	[m3]	[-]	[m3]	[m2]	[m]	[kN/m3]	[kN/m2]
<i>PERMANENTI STRUTTURALI</i>							
Struttura in CA	-	-	-	-	0,20	24,00	4,80
						TOT	4,80
<i>PERMANENTI NON STRUTTURALI</i>							
Finitura Granito	-	-	-	-	0,03	27,00	0,81
						TOT	0,81
<i>VARIABILI VERTICALI</i>							
Cat. C1: Scuole	-	-	-	-	-	-	1,80
						P/m2 TOT	7,41

Peso di ogni solaio e totale

Si evidenziano nelle tabelle seguenti i pesi totali per ogni solaio.

Il peso di ogni solaio è ottenuto moltiplicando il peso unitario della tipologia di solaio considerata per la superficie totale del solaio.

Tabella 3.8 – Peso solaio - Piano primo.

	Tipologia di solaio	P/m2 TOT [kN/m2]	Superficie [m2]	P TOT [kN]
S1-01	S1-A	7,99	35,94	287,16
S1-02	S1-A	7,99	19,45	155,40
S1-03	S1-A	7,99	33,26	265,74
S1-04	S1-A	7,99	82,03	655,41
S1-05	S1-A	7,99	70,09	560,01
S1-06	S1-A	7,99	63,29	505,68
S1-07	S1-A	7,99	63,67	508,71
S1-08	S1-A	7,99	63,85	510,15
S1-09	S1-B	9,64	10,23	98,60
S1-10	S1-A	7,99	44,82	358,11
S1-11	S1-A	7,99	62,79	501,68
S1-12	S1-A	7,99	62,79	501,68
S1-13	SC	7,41	62,79	465,27
S1-14	S1-A	7,99	65,66	524,61
S1-15	S1-A	7,99	10,62	84,85
			S1 - TOT	5983,07

Tabella 3.9 – Peso solaio - Piano secondo.

	Tipologia di solaio	P/m2 TOT [kN/m2]	Superficie [m2]	P TOT [kN]
S2-01	COP-A	3,00	58,21	174,70
S2-02	S2-A	7,99	105,22	840,69
S2-03	S2-A	7,99	82,32	657,72
S2-04	S2-A	7,99	63,29	505,68
S2-05	S2-A	7,99	63,67	508,71
S2-06	S2-A	7,99	65,85	526,13
S2-07	S2-B	9,64	10,23	98,60
S2-08	S2-A	7,99	44,97	359,30
S2-09	S2-A	7,99	62,79	501,68
S2-10	S2-A	7,99	62,79	501,68
S2-11	SC	7,41	25,12	186,14
S2-12	S2-A	7,99	10,62	84,85
S2-13	S2-A	7,99	65,60	524,13
			S2 - TOT	5470,03

Tabella 3.10 – Peso solaio - Copertura.

	Tipologia di solaio	P/m2 TOT [kN/m2]	Superficie [m2]	P TOT [kN]
COP-01	COP-A	2,28	395,66	1186,98
COP-02	COP-A	2,28	406,05	1218,15
			COP - TOT	2406,14

3.4.4 Calcolo del peso del piano.

Per ottenere il peso totale per ogni piano, si calcola il peso di tutte le murature che insistono su ogni piano.

In primo luogo si misurano i volumi delle murature moltiplicando le aree usate in precedenza per l'altezza di ogni piano.

Considerando un peso specifico delle murature pari a 1800 kg/m³, si ottiene il peso totale delle murature per ogni piano.

PIANO SECONDO	PIANO PRIMO	PIANO TERRA
$V_{m,2} = 405,13 \text{ m}^3$	$V_{m,1} = 414,86 \text{ m}^3$	$V_{m,0} = 421,95 \text{ m}^3$
$p_{m,2} = 18,00 \text{ kN/m}^3$	$p_{m,1} = 18,00 \text{ kN/m}^3$	$p_{m,0} = 18,00 \text{ kN/m}^3$
$q_{m,2} = 7292,33 \text{ kN}$	$q_{m,1} = 7467,51 \text{ kN}$	$q_{m,0} = 7595,09 \text{ kN}$

Si valuta ora il peso di ogni piano sommando il peso del solaio e delle murature che incidono sul solaio; si ottengono i seguenti risultati:

$$W_{\text{COP}} = 2406,14 \text{ kN}$$

$$W_2 = 12727,49 \text{ kN}$$

$$W_1 = 13450,57 \text{ kN}$$

3.4.5 Calcolo del taglio resistente.

Ottenuto il peso di ogni piano, si valuta il taglio resistente che ogni piano fornisce.

Si calcola in primo luogo la compressione sulle murature per il piano preso in esame, valutando i carichi di tutti gli elementi che si trovano al di sopra del piano in analisi e il peso della muratura stessa.

Considerando l'area resistente come la minore tra l'area delle murature in direzione x e quella in direzione y, ipotizzando una resistenza della muratura al taglio pari a 60 kN/m^2 , si utilizza la formula di Turnsek-Cacovic per calcolare il taglio per ogni piano.

$$V_{R,2} = 3177,86 \text{ kN}$$

$$V_{R,1} = 4479,19 \text{ kN}$$

$$V_{R,0} = 5089,33 \text{ kN}$$

3.4.6 Calcolo delle forze al piano.

Il passaggio descritto nel seguente paragrafo prevede di valutare i pesi di ogni piano in funzione della quota a cui si trovano, al fine di determinare le forze che agiscono su ogni piano.

Tabella 3.11 – Forze al piano.

	W	Z _i
	[kN]	[m]
P. 2	2790,96	15,25
P. 1	13550,40	9,95
P. 0	14352,11	5,05
W _{TOT}	30693,47	

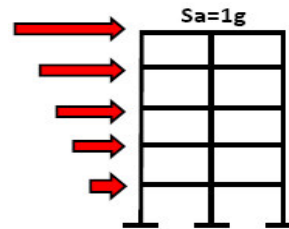


Figura 3.4: Forze al piano.

Si calcola quindi per ogni piano la forza agente al piano considerato come media pesata, funzione della quota del piano e del peso del piano stesso, considerato come la somma del peso del solaio e di metà del peso della parete del piano sopra e del piano sotto. Si ottengono i seguenti risultati.

$$F_2 = 11375,43 \text{ kN}$$

$$F_1 = 15782,11 \text{ kN}$$

$$F_0 = 8341,68 \text{ kN}$$

3.4.7 Calcolo del taglio al piano

Una volta determinate le forze agenti su ogni piano, si calcola il taglio per ogni piano sommando le azioni agenti che gravano sul piano considerato.

$$V_2 = 11375,43 \text{ kN}$$

$$V_1 = 27157,54 \text{ kN}$$

$$V_0 = 35489,68 \text{ kN}$$

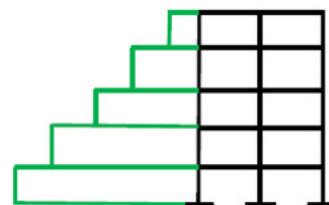


Figura 3.5: Taglio al piano.

3.4.8 Calcolo del coefficiente riduttivo.

Per la valutazione del taglio resistente dell'edificio si utilizza il coefficiente riduttivo ricavato dai parametri considerati nelle schede GNDT di II livello per gli edifici in muratura.

Il metodo RE.SIS.TO. sceglie di considerare 10 parametri sugli 11 disponibili: non viene considerato il parametro 3 poiché è già stato sviluppato in precedenza.

Ogni parametro, valutato con pesi diversi, comprende 4 classi di vulnerabilità (ognuna con un punteggio relativo).

Parametro 1: Tipo e organizzazione del Sistema resistente

Esprime il grado di funzionamento scatolare dell'organismo murario attraverso il rilievo della presenza e dell'efficacia dei collegamenti delle murature con ammorsature agli spigoli ai diversi piani. Con questa voce si valuta il grado di organizzazione degli elementi verticali.

L'edificio presenta un buon ammorsamento tra le pareti ortogonali, ma non dispone di cordoli in calcestruzzo armato o catene efficaci a tutti i livelli.

Classe:	C
p ₁ =	20
w ₁ =	1,50

Tabella 3.12 – Parametro 1

Parametro 2: Qualità del Sistema resistente

Esprime la qualità del sistema resistente dipende dai seguenti fattori:

- Il tipo di materiale: comprende la qualità dei blocchi e lo stato di conservazione delle malte;
- Il tipo di apparecchiatura muraria: si riferisce all'omogeneità di pezzatura e alla regolarità nella disposizione dei blocchi;
- Il tipo di connessioni: indica la presenza di elementi di connessione trasversali all'interno di una muratura.

Si utilizzano tre livelli successivi di conoscenza per definire la classe di appartenenza:

- Primo livello: Muratura in laterizio pieno, categoria L;
- Secondo livello: Apparecchiatura muraria organizzata (Ao);
- Terzo livello: Malta in cattive condizioni (Mc)

Si valuta quindi la classe di appartenenza della muratura considerata valutando la tabella riportata nella scheda per la tipologia L:

TIPOLOGIA L			
Ao		Ad	
A		B	
Mb	Mc	Mb	Mc
A	A/B	B	C

Tabella 3.13 – Tipologia L

Si ottiene quindi il seguente parametro:

Classe:	B
p2 =	5
w2 =	0,25

Tabella 3.14 – Parametro 2

Parametro 4: Posizione edificio e fondazioni

Esprime una valutazione sintetica sia della posizione dell'edificio, in relazione al terreno della zona circostante, che delle fondazioni, in relazione al tipo di terreno e alle differenze del piano di posa

Ci si limita a considerare alcuni aspetti:

- Pendenza percentuale del terreno;
- Consistenza del terreno;
- Presenza di fondazioni, anche a quote diverse.

Poiché l'edificio è posto su terreno sciolto non spingente con pendenze minori del 10% e piano di posa delle fondazioni ad un'unica quota, la classe di riferimento è la "A".

Classe:	A
p4 =	0
w4 =	0,75

Tabella 3.15 – Parametro 4

Parametro 5: Orizzontamenti

Esprime il ruolo degli orizzontamenti nell'ottica di un buon funzionamento scatolare dell'edificio, attraverso buoni collegamenti alle pareti verticali ed un'elevata rigidità dell'orizzontamento nel proprio piano.

Si considerano le tipologie di solaio presenti nell'edificio:

- Voltina forati ben collegati: solai rigidi poiché comprendono una cappa di calcestruzzo di 5 cm; solai ben collegati poiché le travi in acciaio sono ben ancorate alle pareti.
- Voltina forati mal collegati: solai rigidi poiché comprendono una cappa di calcestruzzo di 5 cm; solai mal collegati poiché le travi in acciaio sono solo appoggiate alle pareti.
- Volta mattoni: solaio rigido poiché comprendono una cappa di calcestruzzo di 5 cm; solai ben collegati poiché la struttura della volta è vincolata alle pareti.

Si valutano le aree dei tre solai sopra descritti per i 3 piani in elevazione e si calcola la percentuale di solai mal collegati.

Tipi di solaio	Area	Percentuale
	[-]	[%]
<i>Voltina forati ben collegati</i>	325,93	24,10
<i>Voltina forati mal collegati</i>	936,08	69,21
<i>Volta mattoni</i>	90,43	6,69

Tabella 3.16 – Solai mal collegati

Si calcola ora il peso del parametro:

$$\omega_5 = 0,5 \times \frac{100}{(24,10 + 6,69)} = 1,62 \quad (3.4)$$

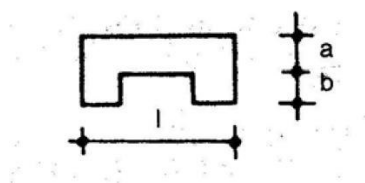
Classe:	D
$p_5 =$	45
$w_5 =$	1,62

Tabella 3.17 – Parametro 5

Parametro 6: Configurazione planimetrica

Esprime il comportamento sismico dell'edificio attraverso due parametri che dipendono dalla forma della pianta, quali:

Fig. 9b



$$\beta_1 = \frac{a}{l} \times 100 \quad (3.5)$$

$$\beta_2 = \frac{b}{l} \times 100$$

Figura 3.6: Configurazione planimetrica.

Considero le lunghezze:

$a = 12,03 \text{ m}$ $b = 25,29 \text{ m}$ $l = 38,63 \text{ m}$

Calcolo i parametri precedentemente descritti:

$\beta_1 = 31,14$ $\beta_2 = 65,47$

Valuto, in funzione della tabella dei risultati che segue, la classe di appartenenza dell'edificio:

Classe A:	$\beta_1 \geq 80$	$\beta_2 \leq 10$	Tabella 3.18 – Classi parametro 6
Classe B:	$60 \leq \beta_1 < 80$	$10 < \beta_2 \leq 20$	
Classe C:	$40 \leq \beta_1 < 60$	$20 < \beta_2 \leq 30$	
Classe D:	$\beta_1 < 40$	$\beta_2 > 30$	

Otengo:

Classe:	D
$\rho_6 =$	45
$w_6 =$	0,50

Tabella 3.19 – Parametro 6

Parametro 7: Configurazione in elevazione

Poiché l'edificio presenta una distribuzione uniforme su tutta l'altezza di masse ed elementi resistenti, l'edificio si può classificare in classe "A".

Classe:	A
$\rho_2 =$	0
$w_2 =$	1,00

Tabella 3.20 – Parametro 7

Parametro 8: Distanza massima fra murature

Con tale voce si tiene conto della presenza di pareti (esclusi tramezzi) intersecate da muri trasversali, capaci di costituire un vincolo efficace per i tratti considerati, posti a distanza eccessiva fra loro. Le classi sono definite in funzione del rapporto più sfavorevole fra l'interasse tra i muri trasversali e lo spessore della parete considerata

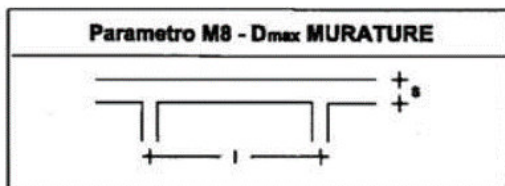


Figura 3.7: Distanza murature – Parametro 8.

Considero le seguenti misure:

$$s = 0,48 \text{ m} \quad l = 12,03 \text{ m}$$

Otengo il seguente rapporto:

$$l/s = 25,06$$

Poiché tale rapporto è superiore a 25, l'edificio è classificato in classe "D".

Classe:	D
$p_2 =$	45
$w_2 =$	0,25

Tabella 3.21 – Parametro 8

Parametro 9: Copertura

Poiché la copertura è realizzata con capriate, si può considerare la stessa nella categoria di coperture "non spingenti"; poiché non sono presenti cordoli di sottotetto o catene efficaci, la classe di appartenenza è la "B".

Coperture non spingenti (tipologia O)

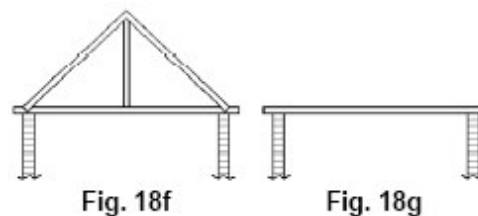


Figura 3.8: Capriate.

Il peso del parametro è calcolato come:

$$\omega_9 = 0,5 + \alpha_1 + \alpha_2 \quad (3.6)$$

Dove:

$$\alpha_1 = \begin{cases} 0,25 & \text{copertura in latero-cemento o comunque di peso maggiore o uguale a } 200 \text{ kg/m}^2 \\ 0 & \text{altrimenti} \end{cases}$$

$$\alpha_2 = \begin{cases} 0,25 & \text{rapporto tra perimetro copertura e la lunghezza compl delle zone d'appoggio } \geq 2,0 \\ 0 & \text{altrimenti} \end{cases}$$

Figura 3.9: Coefficienti α_1 e α_2 .

Il parametro $\alpha_1 = 0$ poiché il peso della copertura è maggiore di 200 kg/m².

Il parametro $\alpha_2 = 0$ poiché il rapporto tra lunghezza delle zone d'appoggio e il perimetro della copertura è pari a 1,18.

Classe:	B
p2 =	5
w2 =	0,50

Tabella 3.22 – Parametro 9

Parametro 10: Elementi non strutturali

Poiché l'edificio presenta infissi esterni non perfettamente collegati e controsoffitti di grande estensione, la classe di appartenenza è la "C".

Classe:	C
p2 =	20
w2 =	0,25

Tabella 3.23 – Parametro 10

Parametro 11: Stato di fatto

Poiché l'edificio presenta lesioni capillari non diffuse, la classe di appartenenza è la "B".

Classe:	B
p2 =	5
w2 =	1,00

Tabella 3.24 – Parametro 11

Coefficiente riduttivo

Si calcola ora il coefficiente riduttivo da applicare al taglio resistente del piano critico, con la formula presentata di seguito.

$$C_{rid} = \prod_{i=1}^{10} \left(1 - \alpha \cdot \frac{V_i}{V_{pegg}} \right) \quad (3.7)$$

Tabella 3.25 – Coefficiente riduttivo – calcoli intermedi.

	w _i	p _i	V _i	p _i (D)	V _i (D)	1 - V _i /V _{pegg}
PAR 1	1,50	20	30,00	45	67,50	0,913
PAR 2	0,25	5	1,25	45	11,25	0,996
PAR 4	0,75	0	0,00	45	33,75	1,000
PAR 5	1,62	45	73,09	45	73,09	0,787
PAR 6	0,50	45	22,50	45	22,50	0,934
PAR 7	1,00	0	0,00	45	45,00	1,000
PAR 8	0,25	45	11,25	45	11,25	0,967
PAR 9	0,50	5	2,50	45	22,50	0,993
PAR 10	0,25	20	5,00	45	11,25	0,985
PAR 11	1,00	5	5,00	45	45,00	0,985

Applicando la formula precedentemente riportata si ottiene:

$$C_{rid} = 0,623$$

3.4.9 Calcolo del taglio resistente ridotto.

Si procede ora alla fase successiva, ovvero la valutazione di quale sia il piano critico; in funzione del rapporto tra il taglio resistente e la forza al piano; considero il piano critico come il piano in cui questo rapporto è inferiore.

Tabella 3.26 – Rapporto taglio resistente – taglio agente.

	V _{r,i}	V _{s,i}	V _r /V _s
	kN	kN	-
P2	3177,86	11375,43	0,279
P1	4476,19	27157,54	0,165
P0	5089,33	35498,68	0,143

Il piano critico è il P0, ovvero il piano che si estende dal livello del terreno al solaio del piano primo.

Si ottiene il taglio resistente dell'edificio ridotto moltiplicando il taglio resistente trovato in precedenza con il coefficiente riduttivo.

$$V_{r,rid} = 3172,72 \text{ kN}$$

3.4.10 Calcolo dell'accelerazione di collasso.

L'ultima fase consiste nel determinare l'accelerazione di collasso; tale accelerazione si valuta considerando il taglio resistente del piano debole e il peso che grava su di esso.

Tabella 3.27 – Accelerazione di collasso.

$V_{r,rid} =$	3172,72 kN
$W_{grav} =$	28584,21 kN
$S_{a,c} =$	0,111 g

Parametri

Per determinare il passaggio dalla pseudo-accelerazione di collasso all'accelerazione al suolo di collasso, si determinano i seguenti parametri, forniti su suggerimento del metodo RE.SIS.TO. Tali parametri sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 3.28 – Parametri calcolo PGAC.

$\alpha_{PM} =$	0,8 -
$\alpha_{AD} =$	2,5 -
$\alpha_{DT} =$	0,8 -
$\alpha_{DUC} =$	2 -

Il parametro α_{PM} è il coefficiente di partecipazione modale: poiché l'edificio è a più piani, il parametro è pari a 0,80.

Il coefficiente di amplificazione spettrale α_{AD} dipende dal fattore di smorzamento, pari a 1,00, e dal fattore di amplificazione spettrale, pari a 2,50. Per tale motivo tale coefficiente è pari a 2,50.

Il coefficiente α_{DT} tiene conto di fenomeni dissipativi; poiché non sono presenti tamponature considerevoli oltre al sistema resistente, tale coefficiente vale 0,8.

Il coefficiente α_{DUC} coincide invece con il fattore di struttura, che per gli edifici in muratura vale 2,00.

Attraverso l'applicazione alla pseudo-accelerazione di collasso dei parametri precedentemente descritti, si calcola l'accelerazione al suolo di collasso con la seguente formula:

$$PGA_c = \frac{S_{a,c}}{\alpha_{PM} \cdot \alpha_{AD} \cdot \alpha_{DT} \cdot \left(\frac{1}{\alpha_{DUC}}\right)} \quad (3.8)$$

Il risultato ottenuto è il seguente:

$$PGA_c = 0,139 \text{ g}$$

3.4.11 Conclusioni

Considerando l'accelerazione al suolo di domanda, calcolata nel paragrafo 3.7, si valuta la percentuale resistenza dell'edificio

$$PGA/PGA_c = 39,641 \%$$

La resistenza dell'edificio è quindi superiore alla domanda richiesta.

3.5 Applicazione metodologia SAVE

Per applicare il metodo SAVE si utilizza il file Excel a disposizione per gli edifici in muratura. Il foglio di calcolo permette, inserendo le caratteristiche geometriche e non dell'edificio, di ricavare, attraverso le macro già impostate, l'accelerazione di collasso dell'edificio.

In primo luogo si definisce il numero di piani fuori terra dell'edificio: il piano interrato è considerato perfettamente aderente al terreno, quindi si considerano solo i 3 piani in elevazione (Piano Terra, Piano Primo e Piano Secondo).

Si sceglie di utilizzare il sistema di unità di misura in Newton.

Si definiscono quindi tutti i muri presenti, piano per piano, con le loro caratteristiche di muri, e il peso medio del solaio del piano considerato.

3.5.1 Inserimento dei dati

In primo luogo si compila la "Sezione 1 – INPUT dati generali" completando la tabella che definisce le caratteristiche del piano.

Il peso del solaio viene calcolato spalmando il peso totale del solaio sulla superficie del piano considerato; di seguito è riportato il peso di ogni solaio.

Tabella 3.29 – Sez 1 – P2.

Caratteristiche di piano	
Altezza interpiano	5,3 m
peso spec. muratura	17,6 KN/mc
p. solaio	2,28 KN/mq
carichi acc. solaio	1,2 KN/mq
coeff. riduz. accident.	0
peso di solaio per unità di superficie (comprensivo degli accidentali e delle	2,28 KN/mq

Tabella 3.30 – Sez 1 – P1.

Caratteristiche di piano	
Altezza interpiano	4,9 m
peso spec. muratura	17,6 KN/mc
p. solaio	5,8 KN/mq
carichi acc. solaio	2,94 KN/mq
coeff. riduz. accident.	0,6
peso di solaio per unità di superficie (comprensivo degli accidentali e delle	7,564 KN/mq

Tabella 3.31 – Sez 1 – PT.

Caratteristiche di piano	
Altezza interpiano	5,05 m
peso spec. muratura	17,6 KN/mc
p. solaio	6,22 KN/mq
carichi acc. solaio	2,94 KN/mq
coeff. riduz. accident.	0,6
peso di solaio per unità di superficie (comprensivo degli accidentali e delle	7,984 KN/mq

Si valuta ora la “Sezione 2 – INPUT dati pareti “omogenee””.

Si calcola la lunghezza delle murature esternamente al profilo murario, sia nella direzione “x” che nella direzione “Y”, come rappresentato nella figura che segue.

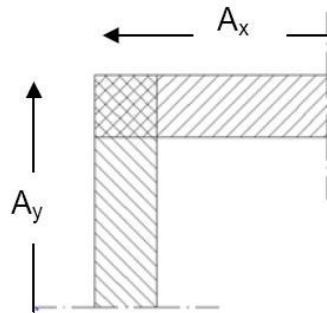


Figura 3.10: Calcolo area murature.

Si considera successivamente il coefficiente di riempimento, valutato come la lunghezza dei maschi murari divisa per la lunghezza totale della parete:

$$\text{Coeff (\% piena)} = \frac{(L_{muro} - L_{apertura})}{L_{muro}} \quad (3.9)$$

Si considera la resistenza a taglio della muratura priva di carichi assiali (τ_s) pari a 300 kN/mq, considerando la parete composta da mattoni pieni; la resistenza a compressione della parete (σ_s) è pari a 7500 kN/mq per pareti esistenti in mattoni pieni.

Per le pareti perimetrali si considera una fascia inferiore alta 0,00 m e superiore alta 0,40 m.

Per ogni parete si è calcolato l'area di influenza del solaio.

Per la definizione dei nomi delle pareti si riporta all'allegato D.

Con la formula di Turnsek-Cacovic si calcola il taglio resistente unitario della parete considerato nella direzione “x” o “y”; moltiplicando tale valore per l'area di parete a cui si riferisce si trova il taglio resistente della parete considerata.

Si riporta nell'allegato D la tabella che riporta le caratteristiche di ogni muratura e la tabella di riepilogo della “Sezione 3 – Riepilogo caratteristiche e sollecitazioni delle pareti”, che riportano anche la verifica del possibile collasso per schiacciamento della parete.

3.5.2 Risultati

Nel foglio dei “Risultati” ottengo il taglio totale per ogni piano nelle due direzioni; inoltre viene segnalato il numero di rotture per schiacciamento che subisce l’edificio.

Nella “Sezione 4 – Riepilogo resistenza ai differenti piani” è riportata la seguente tabella:

Tabella 3.32 – Taglio resistente murature.

Resistenza a Taglio della muratura								
	P. Terra	1°	2°	3°	4°	5°	6°	
Vx_tot	8759	6646	1553	0	0	0	0	KN
Vy_tot	6143	3668	1201	0	0	0	0	KN
Rotture schiacc.	0	0	0	0	0	0	0	

Nella “Sezione 5 – Caratteristiche di regolarità della struttura” si riportano i seguenti coefficienti.

Tabella 3.33 – Coefficienti regolarità struttura.

0,9	Irregolarità geometrica della struttura, a giudizio dell'Utente (Valore che l'utente deve assegnare in base alla regolarità posseduta dalla struttura)
1	Irregolarità di Rigidezza e/o di resistenza in pianta. (Valore che l'utente deve assegnare in base alla regolarità posseduta dalla struttura)
2,0	Coefficiente di duttilità assegnato ai maschi murari.

Si sceglie di fornire un coefficiente di irregolarità geometrica pari a 0,9 poiché, come suggerito dal foglio di calcolo, la pianta dell’edificio non è regolare.

Nella “Sezione 6 – Calcolo forze statiche equivalenti” si ottengono le forze di taglio agenti ad ogni piano. Si calcolano le forze di piano con la seguente formula semplificata lineare:

$$\gamma = h_i \times \frac{\sum W_i}{\sum (W_i \times h_i)} \quad (3.10)$$

Tabella 3.34 – Taglio agente.

piano	Wi	h interp (m)	hi (m)	gamma i	acc /g	Fi	Taglio V
P. Terra	15644	5,05	5,05	0,575173921	1	8998	36655
1° P	14640	4,9	9,95	1,133263468	1	16591	27656,82331
2° P	6371	5,3	15,25	1,736911345	1	11066	11065,91256
3° P	0	0	15,25	1,736911345	1	0	0
4° P	0	0	15,25	1,736911345	1	0	0
5° P	0	0	15,25	1,736911345	1	0	0
6° P	0	0	15,25	1,736911345	1	0	0
Σ Wi	36654,6732						
Σ (Wi * hi)			321826,3082				

Utilizzando la macro "Calcolo periodo proprio" si ottengono i valori del periodo proprio dell'edificio nelle direzioni "x" e "y", anche in fase fessurata.

Tabella 3.35 – Periodo proprio.

T periodo proprio

dir X	dir Y
0,64012085	0,8499797

T periodo proprio - Fessurata

dir X	dir Y
0,90526759	1,2020529

Nella "Sezione 7 – Calcolo accelerazioni spettrali" sono riportati i seguenti risultati.

Tabella 3.36 – Accelerazione spettrale.

Accelerazione spettrale							
Vres/V1g	Piano Terra	Piano 1°	Piano 2°	Piano 3°	Piano 4°	Piano 5°	Piano 6°
dir X	0,239	0,240	0,140				
dir Y	0,168	0,133	0,109				

Nella "Sezione 8 – Calcolo del coefficiente α_{dut} " si procede a calcolare il coefficiente di duttilità che sarà poi utilizzato nella sezione successiva per ottenere la PGA di collasso. Si riporta di seguito solo la tabella finale in cui sono riportati i valori del coefficiente di duttilità.

Tabella 3.37 – Coefficiente duttilità.

Coeff di DUTTILITA' α_{DUT} - da utilizzare nel calcolo seguente

	Piano Terra	Piano 1°	Piano 2°	Piano 3°	Piano 4°	Piano 5°	Piano 6°
dir X	1,616	1,800	1,620	1,620	1,620	1,620	1,620
dir Y	1,800	1,780	1,620	1,620	1,620	1,620	1,620

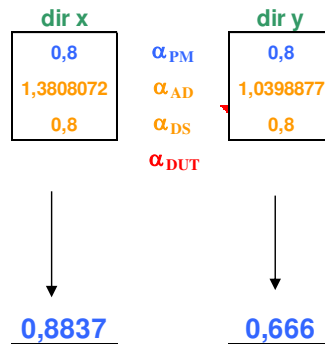
Nella "Sezione 9 – Calcolo accelerazioni al suolo (PGA)" si considera la categoria di terreno su cui poggia l'edificio, nonché lo stato della muratura (fase fessurata); si considera inoltre uno smorzamento della struttura pari al 5%.

Tabella 3.38 – Tipo terreno e stato muratura.

Tipo di terreno	B
Integrità della muratura da considerare	f
Periodo Proprio in dir. X	0,9052676 dirX
Periodo Proprio in dir. Y	1,2020529 dirY

Attraverso la macro "Calcolo accelerazioni Spettrali" si calcolano i coefficienti per trasformare l'accelerazione spettrale in PGA.

Tabella 3.39 – Coefficiente accelerazione spettrale.



Si ottiene quindi la PGA per ogni piano e per entrambe le direzioni, applicando i coefficienti sopra riportati all'accelerazione ricavate in precedenza; di seguito è riportata la PGA che comporta la crisi della struttura.

Tabella 3.40 – PGA di collasso.

PGA							
	Piano Terra	Piano 1°	Piano 2°	Piano 3°	Piano 4°	Piano 5°	Piano 6°
dir X	0,437	0,489	0,257				
dir Y	0,453	0,355	0,264				

L'accelerazione al suolo (PGA) che mette in crisi il **2°** piano in **dir X**, e quindi la struttura, è pari a: **0,257** g

Considerando l'accelerazione al suolo di domanda, calcolata nel paragrafo 2.8.1, si valuta la percentuale resistenza dell'edificio

$$PGA/PGA_C = 21,401 \%$$

La resistenza dell'edificio è quindi superiore alla domanda richiesta.

3.6 Confronto critico tra le metodologie SAVE e RE.SIS.TO.

Confrontando le metodologie SAVE e RE.SIS.TO. si può verificare come utilizzino lo stesso procedimento per giungere al calcolo della PGA di collasso:

- Calcolo delle aree dei muri e applicazione dei carichi per ottenere il taglio resistente;
- Calcolo delle forze di taglio agenti;
- Calcolo di coefficienti riduttivi e dell'accelerazione al suolo di collasso (PGAc).

Nonostante il procedimento segua lo stesso iter, i risultati ottenuti risultano notevolmente diversi:

- metodo RE.SIS.TO.: il piano critico è il piano terra, in direzione Y per una PGAc pari a 0,139;
- metodo SAVE: il piano critico risulta essere il secondo, nella direzione X con una PGAc pari a 0,257.

Tali differenze, oltre a far comprendere come queste due metodologie non abbiano come obiettivo quello di offrire un risultato certo, ma solo un confronto relativo tra diversi edifici con una metodologia che garantisce dei termini di confronto, sono garantite da un'interpretazione diversa dei passaggi che portano al risultato.

In primo luogo il metodo RE.SIS.TO. consente di analizzare ogni maschio murario separatamente, scegliendo per ogni piano la direzione critica solo in funzione dell'area muraria nelle due direzioni considerate; il metodo SAVE invece considera l'intera parete consentendo la detrazione dei vani finestra o porte, e non impone di scegliere una direzione critica nella prima fase del calcolo, ma valuta la direzione critica solo alla fine. Per tali considerazioni in questa prima fase l'analisi più accurata sembra essere quella del metodo SAVE.

Per calcolare il taglio resistente si utilizza in entrambi i casi la formula di Turnsek-Cacovic, anche qui con una differente visione. Nel metodo RE.SIS.TO. il taglio della muratura unitario τ_r è considerato costante per tutte le pareti e il taglio resistente è valutato per la totalità delle pareti; inoltre la compressione sulle pareti è calcolata in modo semplificato come il peso totale del piano diviso per l'area muraria totale del piano. Nel metodo SAVE invece il taglio resistente unitario è ridotto in funzione di un valore di snellezza della parete considerata e per tale motivo ogni parete considerata ha valori di resistenza molto diversi; inoltre la compressione della parete è valutata automaticamente in funzione delle aree di influenza ed in modo più preciso, poiché considera l'allineamento delle pareti ai piani superiori; si ottiene quindi un taglio resistente del piano come la somma dei tagli resistenti di tutte le pareti. Anche in questo caso il metodo SAVE risulta essere più preciso, nonostante non permetta di assegnare a ogni solaio un carico, ma fornisca solamente un peso medio del solaio applicato all'area di influenza considerata per la parete.

Le forze agenti per entrambi i metodi ottengono invece risultati simili, nonostante si utilizzino alcune piccole differenze.

Nel metodo RE.SIS.TO. è previsto un calcolo molto approfondito del coefficiente di riduttivo da applicare al taglio resistente, comprensivo di 10 coefficienti che considerano alcuni aspetti della struttura

considerata. Il metodo SAVE invece considera soltanto alcuni fattori quali regolarità geometrica della struttura e della rigidità in pianta. In questa situazione il metodo RE.SIS.TO. consente di avere molto più controllo sul taglio resistente che sarà considerato per ottenere la PGAc.

Per il calcolo della PGAc i due metodi utilizzano gli stessi 4 coefficienti ma con interpretazioni differenti. Per il metodo RE.SIS.TO. tali valori sono forniti come parametri standard. Il metodo SAVE invece offre un calcolo automatico del coefficiente di amplificazione spettrale, che nel caso in esame risulta ridotto notevolmente, e un calcolo per ogni piano, nelle due direzioni, del coefficiente di duttilità. In questo caso il metodo SAVE risulta essere più completo, nonostante risulti difficilmente valutabile la realistica del coefficiente di amplificazione spettrale, poiché risultato di un calcolo automatizzato.

Il risultato dei due metodi risulta molto diverso ma, sostituendo nel metodo SAVE il valore del coefficiente spettrale fornito nel metodo RE.SIS.TO. ($\alpha_{AD} = 2,5$), i risultati ottenuti sono altamente comparabili.

Nel metodo RE.SIS.TO. si otteneva PGAc = 0,139 in direzione Y, per il piano terra.

Nel metodo SAVE si ottiene:

Tabella 3.41 – PGA di collasso.

PGA		Piano Terra	Piano 1°	Piano 2°	Piano 3°	Piano 4°	Piano 5°	Piano 6°
dir X		0,241	0,270	0,142				
dir Y		0,189	0,148	0,110				

L'accelerazione al suolo (PGA) che mette in crisi il **2°** piano in **dir Y**, e quindi la struttura, è pari a: **0,110** g

Si nota una notevole riduzione della PGAc e un cambio della direzione critica.

Resta invece una differenza nel piano considerato critico: nel metodo SAVE risulta essere il Piano Secondo, nel metodo RE.SIS.TO. risulta essere il Piano Terra: ciò può essere spiegato considerando la differente considerazione del taglio resistente del piano, che viene poi confrontato con le azioni agenti sull'edificio (pressochè identiche in entrambi i metodi).

Nella tabella seguente è mostrata la differente valutazione fatta nei due metodi per il taglio resistente, che comporta una differente considerazione del piano critico.

Tabella 3.42 – Confronto SAVE-RE.SIS.TO.

	SAVE				RE.SI.STO		
	V _S	V _{R,X}	V _{R,Y}	V _{R,min} / V	V _S	V _{R,Y}	V _{R,Y} / V
	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
P2	11065,91	1553,00	1201,00	0,109	11375,43	3177,86	0,279
P1	27656,82	6646,00	3668,00	0,133	27157,54	4476,19	0,165
PT	36655,00	8759,00	6143,00	0,168	35498,68	5089,33	0,143

Si può verificare come il taglio resistente nel metodo SAVE cresce notevolmente dal Piano Secondo al Piano Terra, mentre nel metodo RE.SIS.TO. cresce molto meno; ciò dipende dal fatto che il metodo RE.SIS.TO. considera il taglio resistente unitario uguale per tutte le pareti e non presenta un coefficiente che tiene conto della snellezza della parete considerata.

In conclusione, è difficile considerare quale dei due metodi offra un valore più realistico dell'accelerazione di collasso, anche perché i due metodi nascono con l'intento di confrontare edifici differenti con uno stesso metodo (quindi un'analisi relativa e non qualitativa), e non con l'intento di fornire un valore autentico e reale della PGAc di ogni edificio.

4 TIPOLOGIE DI ANALISI

Nel seguito sono presentati i vari tipi di analisi che si possono eseguire su un modello ad elementi finiti e del tipo di risultati che se ne possono ricavare. Sarà approfondito in particolare il metodo pushover i cui esiti saranno oggetto di paragone con quelli ricavati con i metodi di valutazione speditiva analizzati precedentemente.

4.1 Analisi lineare

L'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare gli effetti delle azioni sismiche sia nel caso di sistemi dissipativi sia nel caso di sistemi non dissipativi.

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi non dissipativi, come avviene per gli stati limite di esercizio, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q unitario.

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità.

Il fattore di struttura è il parametro che tiene conto dell'effetto della plasticizzazione degli elementi strutturali.

Il valore del fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene in conto la non linearità del materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 * K_R \quad (4.1)$$

dove:

q_0 [-] è il valore massimo del fattore di struttura che dipende da:

- il livello di duttilità attesa;
- la tipologia strutturale;
- il rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione.

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

In particolare

Tabella 4.1 – Valore massimo fattore di struttura e rapporto α_u/α_1

Tipologia strutturale	q_0		Tipologia edificio	α_u/α_1
	CD "B"	CD "A"		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$	Strutture a telaio o miste equivalenti a telaio	
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$	Strutture a telaio di un piano	1,1
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0	Strutture a telaio multipiano ad una campata	1,2
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0	Strutture a telaio multipiano a più campate	1,3
			Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti	
			Strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale	1,0
			Altre strutture a pareti non accoppiate	1,1
			Strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti	1,2

Per la componente verticale dell'azione sismica il valore di q utilizzato, a meno di adeguate analisi giustificative, è $q = 1,5$ per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è $q = 1$.

Le non linearità geometriche sono prese in conto, quando necessario, attraverso il fattore θ appresso definito. In particolare, per le costruzioni civili ed industriali esse possono essere trascurate nel caso in cui ad ogni orizzontamento risulti:

$$\theta = \frac{P * d_R}{V * h} \leq 0,1 \quad (4.2)$$

dove:

- P [N] è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame;
- d_r [m] è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante;
- V [N] è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;
- h [m] è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2 gli effetti delle non linearità geometriche possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $\frac{1}{1-\theta}$; θ non può comunque superare il valore 0,3.

Le analisi lineari non sono mai adatte ai problemi di verifica ma funzionano bene esclusivamente per i problemi di progetto; questo è vero in particolare per le murature.

4.2 Analisi non lineare

L'analisi non lineare si utilizza per sistemi dissipativi e tiene conto delle non linearità di materiale e geometriche; queste ultime possono essere trascurate nei casi precedentemente precisati. I legami costitutivi utilizzati devono includere la perdita di resistenza e la resistenza residua, se significativi.

4.3 Analisi statica o dinamica

Oltre che in relazione al fatto che l'analisi sia lineare o non lineare, i metodi d'analisi sono articolati anche in relazione al fatto che l'equilibrio sia trattato staticamente o dinamicamente. Il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica". In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto.

L'analisi modale in generale rappresenta lo studio del comportamento dinamico di una struttura quando essa viene sottoposta a vibrazione; lo scopo è quello di calcolare le frequenze proprie e le forme modali associate a queste, così da poter prevedere il comportamento di un corpo sottoposto a un evento dinamico come un sisma.

In alternativa si può adottare una integrazione al passo, modellando l'azione sismica attraverso accelerogrammi, ma in tal caso la struttura deve essere non dissipativa.

Per le sole costruzioni la cui risposta sismica, in ogni direzione principale, non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori, è possibile utilizzare, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, il metodo delle forze laterali o "analisi lineare statica". In essa l'equilibrio è trattato staticamente, l'analisi della struttura è lineare e si modella l'azione sismica direttamente attraverso lo spettro di progetto.

Infine, per determinare gli effetti dell'azione sismica su sistemi dissipativi, si possono effettuare analisi non lineari. In esse l'equilibrio è trattato staticamente ("analisi non lineare statica") modellando l'azione sismica direttamente mediante forze statiche fatte crescere monotonamente o dinamicamente ("analisi non lineare dinamica") modellando l'azione sismica indirettamente mediante accelerogrammi.

4.4 Analisi lineare dinamica

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata:

$$E = \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} * E_i * E_j \right)^{\frac{1}{2}} \quad (4.3)$$

dove:

E_j [-] è valore dell'effetto relativo al modo j ;

P_{ij} [-] è coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2\beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1 + \beta_{ij}) \left[(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij} \right]} \quad (4.4)$$

dove:

- ξ [-] smorzamento viscoso dei modi i e j ;
 β_{ij} [-] è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi ($\beta_{ij} = T_j / T_i$).

4.5 Analisi lineare statica

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, T_1 può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 * H^{\frac{3}{4}} \quad (4.5)$$

dove

- H [m] è l'altezza della costruzione dal piano di fondazione;
 C_1 [-] vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura.

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \frac{z_i W_i}{\sum_j z_j W_j} \quad (4.6)$$

dove:

- F_h [kN] $S_d(T_1) * W * \lambda / g$;
 F_i [kN] È la forza da applicare alla massa i -esima;
 W_i e W_j [kN] sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j ;

- z_i e z_j [m] sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j ;
- $S_d(T_1)$ [m/s^2] è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto;
- W [kN] è il peso complessivo della costruzione;
- η [-] è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_c$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;
- g [m/s^2] è l'accelerazione di gravità.

Per gli edifici, se le rigidità laterali e le masse sono distribuite simmetricamente in pianta, gli effetti torsionali accidentali possono essere considerati amplificando le sollecitazioni su ogni elemento resistente, calcolate con la distribuzione fornita dalla formula precedente, attraverso il fattore (δ) risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e} \quad (4.7)$$

dove:

- x [m] è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico di piano, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;
- L_e [m] è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d * d_{Ee} \quad (4.8)$$

Dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q && \text{Se } T_1 \geq T_c \\ \mu_d &= 1 + (q - 1) * \frac{T_c}{T_1} && \text{Se } T_1 \leq T_c \end{aligned}$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

4.6 Analisi non lineare statica

L'analisi non lineare statica consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia ed aventi risultante (taglio alla base) F_b .

Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (sono esclusi eventuali torrioni). Il diagramma $F_b - d_c$ rappresenta la curva di capacità della struttura.

Questo tipo di analisi può essere utilizzato soltanto se ricorrono le condizioni di applicabilità nel seguito precisate per le distribuzioni principali (Gruppo 1); in tal caso esso si utilizza per gli scopi e nei casi seguenti:

- valutare i rapporti di sovraresistenza α_u/α_1 ;
- verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di struttura q ;
- come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione sostitutivo dei metodi di analisi lineari;
- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2 a);
- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a T_c .

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.

L'analisi richiede che al sistema strutturale reale venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà.

4.7 Analisi non lineare dinamica

L'analisi non lineare dinamica consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e gli accelerogrammi. Essa ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, consentendo il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili.

L'analisi dinamica non lineare deve essere confrontata con una analisi modale con spettro di risposta di progetto, al fine di controllare le differenze in termini di sollecitazioni globali alla base delle strutture.

Nel caso delle costruzioni con isolamento alla base l'analisi dinamica non lineare è obbligatoria quando il sistema d'isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente.

Le analisi dinamiche non lineari In teoria sono le più corrette ma nella pratica presentano ancora varie difficoltà applicative tra cui:

- la scelta dei parametri che intervengono è delicata ed influenza in maniera sensibile i risultati dell'analisi stessa;
- i modelli numerici molto complessi e l'interpretazione dei risultati onerosa;
- l'accuratezza dell'analisi va a scapito della semplicità e della rapidità di esecuzione;
- la difficoltà di reperire modelli efficienti e realistici per la muratura;
- la modellazione della domanda sismica è legata alla scelta degli accelerogrammi.

4.8 Analisi pushover

Con il nome di analisi push-over si indica una analisi statica incrementale non lineare effettuata per forze orizzontali monotonamente crescenti.

Questo tipo di analisi è in pratica la via obbligata nel caso di verifiche di edifici progettati solo per i carichi verticali; in questo caso una verifica elastica risulta troppo penalizzante e di scarso interesse tecnico, solo un'analisi non lineare è in grado di valutare in maniera realistica il grado di sicurezza della struttura nei confronti del sisma.

Per edifici nuovi, la nuova normativa sismica prevede esplicitamente tale tipo di analisi per:

- valutare i rapporti di sovraresistenza;
- valutare il reale fattore di struttura dell'edificio;
- come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione sostitutivo dei metodi di analisi lineari.

L'analisi di pushover, originariamente formulata per sistemi ad un grado di libertà è attualmente estensivamente utilizzata per il "displacement-based assessment" di edifici multipiano regolari ed irregolari nonché per strutture di ponti.

Per questo tipo di analisi sono state suggerite differenti formulazioni; un riepilogo esaustivo anche con indicazione dei pro e dei contro di ciascuna formulazione è presentata nel FEMA 440.

L'analisi di pushover o analisi di spinta (letteralmente pushover significa "spingere oltre") è una procedura statica non lineare impiegata per determinare il comportamento di una struttura a fronte di una determinata azione (forza o spostamento) applicata.

Essa consiste nello "spingere" la struttura fino a che questa collassa o un parametro di controllo di deformazione non raggiunge un valore limite prefissato; la "spinta" si ottiene applicando in modo incrementale monotono un profilo di forze o di spostamenti prestabilito.

In sostanza l'analisi di spinta è una tecnica di soluzione incrementale-iterativa delle equazioni di equilibrio statico della struttura in cui la forzante è rappresentata dal sistema di spostamenti o forze applicato. L'analisi di spinta consente di definire un legame scalare forza-spostamento caratteristico del sistema studiato, detto curva di capacità o curva di pushover, che permette di ricondurre la ricerca dello spostamento massimo di un sistema soggetto ad una certa azione esterna a quella di un sistema SDOF equivalente.

Nel caso di sistemi SDOF l'analisi di spinta è particolarmente intuitiva. Un sistema SDOF può essere idealizzato come una massa concentrata m sorretta da un elemento privo di massa con rigidità laterale k e collegato ad un elemento (privo di massa e rigidità) responsabile dello smorzamento. La configurazione deformata (o campo di spostamento) del sistema è definita quindi da un unico parametro che può identificarsi con lo spostamento relativo della massa rispetto al suolo (spostamento orizzontale D_t).

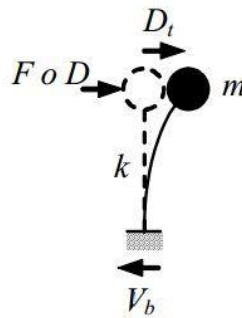


Figura 4.1: Idealizzazione sistema SDOF

Un caso evidente di struttura riconducibile ad un sistema SDOF è quello delle pile da ponte che possono considerarsi, con buona approssimazione, pendoli rovesci ossia oscillatori semplici in cui la totalità della massa (impalcato, pulvino e fusto della pila) è concentrata in testa mentre la rigidezza del sistema può attribuirsi ad un elemento di massa nulla (il fusto della pila stessa).

Il valore iniziale della forza o dello spostamento non ha ovviamente importanza. Le espressioni che definiscono la forzante (intesa in senso generalizzato come forza o spostamento) possono esprimersi come:

$$D = \alpha d \quad (4.9)$$

$$F = \beta f \quad (4.10)$$

Dunque, fissato arbitrariamente il valore di d o f , il fattore moltiplicativo α o β viene gradualmente incrementato da zero fino ad un valore finale che permetta di investigare il campo di risposta di interesse per il sistema in esame. Ad ogni valore di α o β corrisponde quindi un valore di D o F che rappresenta lo spostamento o la forza applicati alla massa del sistema.

Il comportamento del sistema è definito da un legame forza-spostamento in cui la forza coincide con il taglio alla base V_b e lo spostamento con quello della massa D_t :

- nel caso di analisi a forze imposte (F è la forza applicata ad m): $V_b=F$ e $D_t=D$ essendo D lo spostamento di m prodotto da F ;
- nel caso di analisi a spostamenti imposti (D è lo spostamento applicato ad m): $D_t=D$ e $V_b=F$ essendo F la reazione vincolare risultante.

Nel caso di sistemi MDOF, l'approccio è simile con la differenza che la struttura viene "spinta" applicando un profilo di forze o di spostamenti orizzontali in corrispondenza di ciascun piano e che, per descrivere il comportamento dell'intero sistema in termini di legame forza-spostamento, è necessario scegliere un solo parametro di forza ed un solo parametro di spostamento.

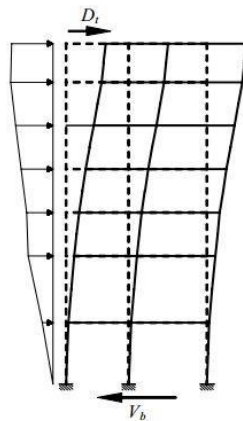


Figura 4.2: Idealizzazione sistema MDOF

La scelta di tali parametri non è univoca e può dar luogo a differenti legami forza-spostamento ossia a differenti legami costitutivi del sistema SDOF equivalente detti curva di capacità.

Solitamente, come parametri di forza e di deformazione, si selezionano il taglio alla base e lo spostamento del baricentro dell'ultimo piano dell'edificio anche se, in realtà, questa scelta non ha un preciso fondamento teorico ma è più probabilmente un retaggio delle originarie applicazioni di questa tecnica alle pile da ponte delle quali si monitorava, per ovvie ragioni, lo spostamento in sommità.

In una analisi di spinta basata sugli spostamenti o sulle forze si impone alla struttura, in modo incrementale, un profilo di spostamenti $D = (D_1; D_2; \dots D_j \dots D_n)^T$ o di forze $F = (F_1; F_2; \dots F_j \dots F_n)^T$ a livello di piano che possono essere definite da un vettore di forma d o f moltiplicato per un fattore di scala α o β (esattamente come già visto per i sistemi SDOF).

Considerando che l'obiettivo è di simulare la risposta dinamica della struttura, sorge la questione se l'analisi di spinta debba essere condotta applicando una sistema di spostamenti o di forze. Se la struttura avesse un comportamento elastico lineare i due approcci condurrebbero agli stessi risultati ma la presenza di effetti anelastici comporta una sensibile differenza tra le due alternative.

Concettualmente l'analisi dinamica viene condotta con le forze inerziali per cui l'analisi di spinta a forze imposte sembrerebbe più appropriata ma, in un'analisi dinamica, perfino quando un modo è dominante, l'andamento delle forze di piano non rimane inalterata (ossia non variano proporzionalmente ad un fattore costante), per cui applicare una distribuzione di forze costante non è comunque esatto; inoltre possono sorgere difficoltà nel condurre analisi anelastiche stabili con controllo in forze, poiché queste non sono in grado di cogliere un eventuale comportamento softening della struttura né di seguire accuratamente risposte associate a rigidzze molto piccole, per cui può essere preferibile eseguire analisi a spostamenti controllati. Di contro, lavorando a spostamenti imposti, si vincola la deformata della struttura, per cui si rischia di conseguire campi di forze completamente errati rispetto a quelli attesi in una struttura "libera" di deformarsi a fronte dell'evento sismico e quindi a risultati seriamente fuorvianti. Comunque, l'approccio basato sulle forze è quello che ha attirato maggiormente l'interesse tra ricercatori ed ingegneri professionisti anche perché di facile implementazione su tutti i più comuni programmi di calcolo.

Il risultato più immediato di un'analisi di pushover è la definizione della curva di capacità (o curva di pushover) della struttura ossia della curva forza-spostamento espressa, solitamente, in termini di taglio alla base (V_b) e spostamento in sommità (D_t) che rappresenta appunto la capacità esibita dal sistema a fronteggiare una certa azione esterna.

Considerando un sistema SDOF, l'andamento della curva di capacità dipende dalla rigidezza k o dalla flessibilità k^{-1} del sistema che a loro volta dipendono essenzialmente dalle caratteristiche geometriche e meccaniche del sistema e sono funzioni non lineari rispettivamente dello spostamento e della forza applicata al sistema.

In Figura 4.3 sono diagrammati i legami forza-spostamento ossia le curve di capacità rappresentativi di tre comportamenti emblematici caratterizzati da un iniziale comportamento elastico lineare fino alla soglia di snervamento (rappresentato da un ramo sostanzialmente lineare) seguito da un comportamento post-elastico non lineare incrudente (i), perfetto (p) o degradante (d).

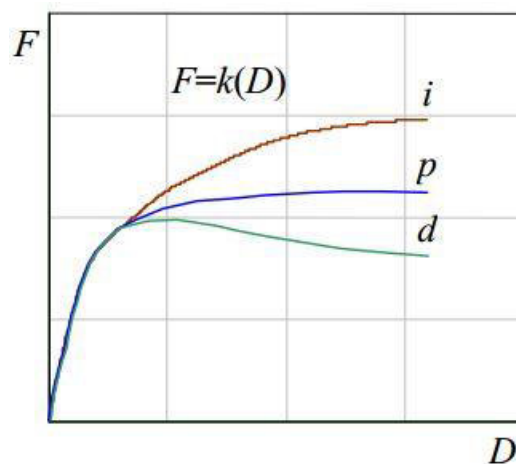


Figura 4.3: Tipologie di curve di capacità

Nel caso più complesso, ma di maggiore interesse, di sistemi MDOF la curva di capacità mostra andamenti analoghi caratterizzati ancora da un tratto inizialmente rettilineo, corrispondente al comportamento lineare della struttura, che si incurva quando inizia la plasticizzazione e la risposta progredisce in campo non lineare.

La capacità di una struttura dipende dalle capacità di resistenza e di deformazione dei suoi singoli componenti. La curva di capacità definisce la capacità della struttura indipendentemente da qualsiasi specifica richiesta sismica (infatti non si fa riferimento alcuno all'azione sismica) e quindi descrive le caratteristiche intrinseche del sistema resistente; in altre parole è una sorta di legame costitutivo semplificato della struttura.

Trattandosi di un legame scalare forza-spostamento il comportamento del sistema MDOF viene così ricondotto sostanzialmente a quello di un sistema SDOF che può ragionevolmente definirsi equivalente dato che la curva di capacità è stata costruita tenendo conto del comportamento dell'intero sistema MDOF.

Quando un terremoto induce uno spostamento laterale sulla struttura la sua risposta è rappresentata da un punto su tale curva e, poiché la deformazione di tutti i suoi componenti è correlata allo spostamento globale della struttura stessa, ogni punto di questa curva definisce anche uno specifico stato di danno strutturale.

L'analisi statica di pushover non ha un fondamento teorico rigoroso cosicché procedure differenti, che pur conducono a risultati abbastanza diversi tra loro, sono largamente usate ed accettate. L'assunto di base sul quale poggia l'analisi di spinta è che la risposta della struttura sia dominata da un solo modo e che la forma di questo modo resti costante durante la storia temporale della risposta stessa. Entrambe le assunzioni non sono esatte, ma numerosi studi in merito hanno mostrato che queste supposizioni conducono a stime abbastanza buone della risposta sismica massima di sistemi MDOF, purché la loro risposta sia dominata dal primo modo.

5 MODELLAZIONE EDIFICIO IN C.A.

Obiettivo della seguente sezione è quello di modellare l'edificio in c.a. descritto nei capitoli precedenti tramite un software di progettazione strutturale al fine di valutare la validità dei valori di taglio resistente ottenuti da SAVE e RE.SIS.TO.

Per far ciò si utilizzerà l'analisi pushover spiegata precedentemente.

Partendo dagli elaborati grafici e dalla progettazione simulata condotta nei capitoli precedenti si è potuto modellare correttamente il telaio strutturale dell'edificio sul software Midas GEN.

Travi, cordoli e pilastri sono stati inseriti nella corretta posizione e con la corretta geometria della sezione ottenendo il seguente risultato:

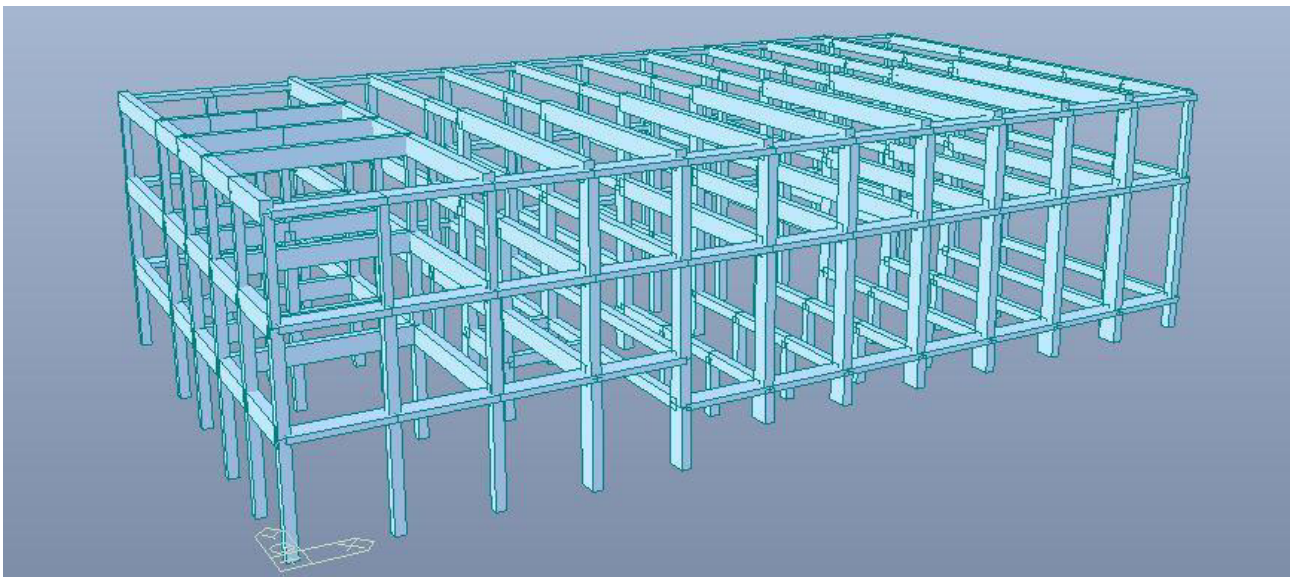


Figura 5.1: Modellazione edificio c.a.

A questo punto si è aggiunto il materiale calcestruzzo alle proprietà dell'edificio: dalla progettazione simulata e dalle norme vigenti all'epoca della costruzioni si è ipotizzato che sia stato un calcestruzzo con $\sigma_{amm}=80 \text{ kg/cm}^2=7,5 \text{ N/mm}^2$.

Con leggera approssimazione si è scelto un calcestruzzo con $f_{ck}=8 \text{ N/mm}^2$.

Ad ogni elemento sono state inoltre assegnate un numero di barre di acciaio di dimensione, proprietà e quantità uguale a quelle riportate nel Capitolo 2.

Come condizioni al contorno si sono applicati degli incastri perfetti al piede dei pilastri del piano interrato e diaframmi in corrispondenza di ogni solaio per simulare l'effetto che la caldana di calcestruzzo offre al solaio,

I carichi, permanenti e variabili, sono stati applicati come forza distribuite sulle travi; per poter effettuare l'analisi con lo spettro di risposta è stato necessario convertire le forze distribuite in masse puntuali posizionati in corrispondenza dei nodi del telaio.

Il primo tipo di analisi necessaria per poter verificare la vulnerabilità sismica è l'analisi con lo spettro di risposta, definito dall'Eurocodice 8.

A seguito dell'analisi con spettro di risposta si possono ricavare le frequenze proprie, i modi di vibrare associati e la massa partecipante ad ogni modo, come mostrato nella tabella seguente:

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)
1	74.8508	74.8508	0.0091	0.0091	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0001	0.2341	0.2341
2	0.0555	74.9063	14.9109	14.9200	0.0000	0.0000	0.0010	0.0010	0.0000	0.0001	64.5656	64.7997
3	0.0009	74.9073	60.4854	75.4054	0.0001	0.0001	0.0016	0.0026	0.0000	0.0001	13.0995	77.8993
4	10.0603	84.9676	0.0567	75.4621	0.0000	0.0001	0.0000	0.0026	0.0002	0.0003	0.2524	78.1517
5	0.0822	85.0498	4.5106	79.9728	0.0001	0.0003	0.0010	0.0036	0.0000	0.0004	7.5494	85.7011
6	0.0311	85.0809	6.1462	86.1190	0.0002	0.0005	0.0039	0.0075	0.0000	0.0004	2.3855	88.0866
7	8.1019	93.1828	0.1066	86.2256	0.0000	0.0005	0.0002	0.0077	0.0000	0.0004	0.3812	88.4678
8	1.2317	94.4145	1.6645	87.8901	0.0000	0.0005	0.0012	0.0089	0.0000	0.0004	3.6777	92.1455
9	0.0553	94.4698	6.5441	94.4342	0.0001	0.0006	0.0003	0.0091	0.0001	0.0005	2.5436	94.6891

Figura 5.2: Risultati analisi modale edificio c.a.

Si nota come per il primo modo di vibrare la massa partecipante nella direzione x (la direzione più debole dell'edificio) sia all'incirca il 75% della massa totale; il che significa che si può assumere l'ipotesi che i modi di vibrare superiore siano trascurabili rispetto al primo.

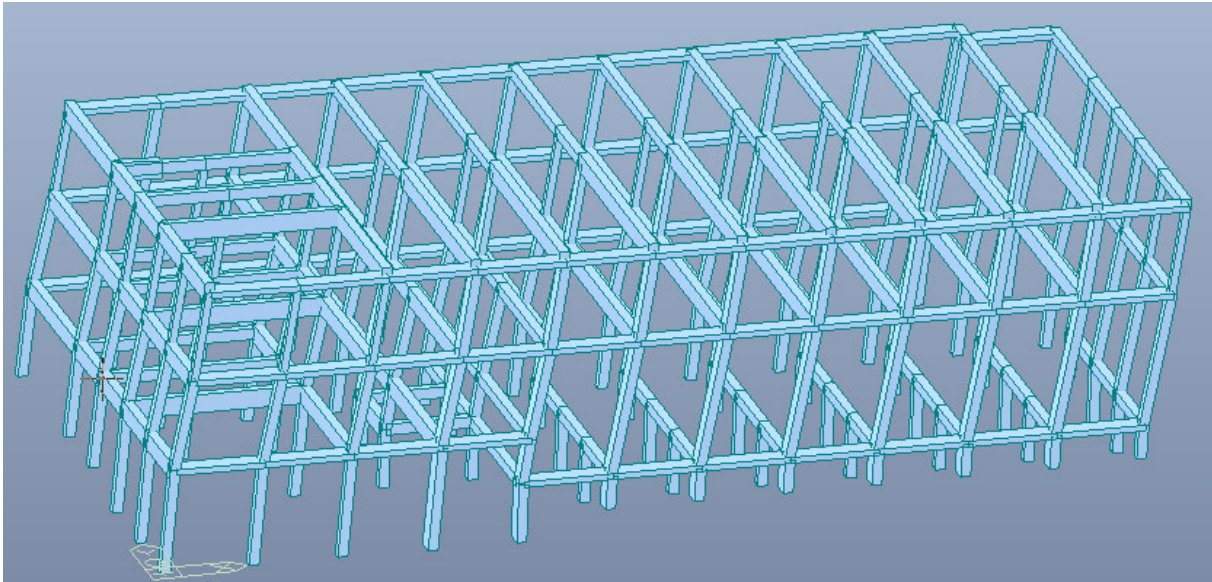


Figura 5.3: Primo modo di vibrare edificio c.a.

Successivamente sarà questa deduzione a permettere di eseguire un'analisi pushover con spostamenti imposti, e gli spostamenti seguiranno la forma del primo modo.

Prima di condurre l'analisi pushover è necessaria un'operazione preliminare: l'analisi delle proprietà delle cerniere.

Per quanto riguarda le travi, è interessante osservare intorno all'asse y della trave (quello la cui rotazione porta alla formazione delle cerniere plastiche nell'analisi pushover) il diagramma momento-rotazione

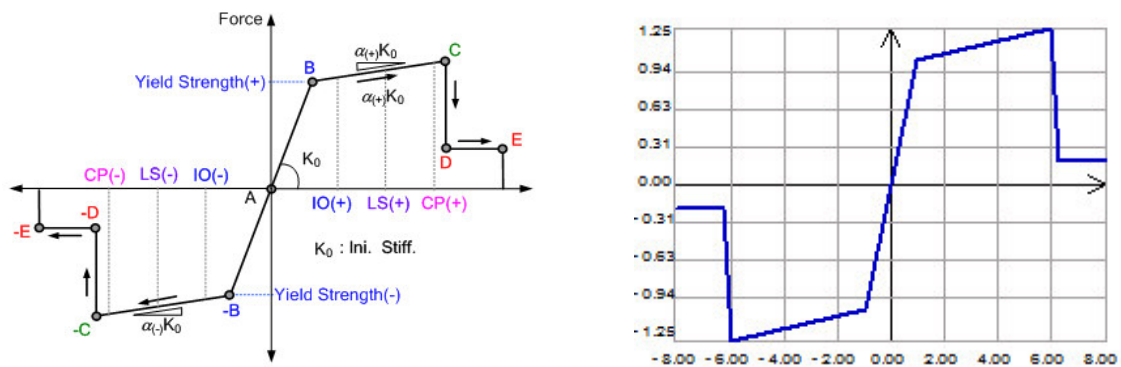


Figura 5.4: Diagramma momento flettente – rotazioni cerniere lato trave

In seguito a un tratto elastico il punto B rappresenta il punto di snervamento, al quale segue un tratto di incrudimento fino al punto C e un tratto di drastica caduta del momento resistente della sezione.

Nelle colonne, oltre al suddetto legame momento-rotazione per ogni sezione, si considera anche l'influenza dello sforzo di compressione nel diagramma di interazione P-M-M.

Si può procedere all'analisi pushover del telaio strutturale dell'edificio ottenendo così la curva di capacità dell'edificio:

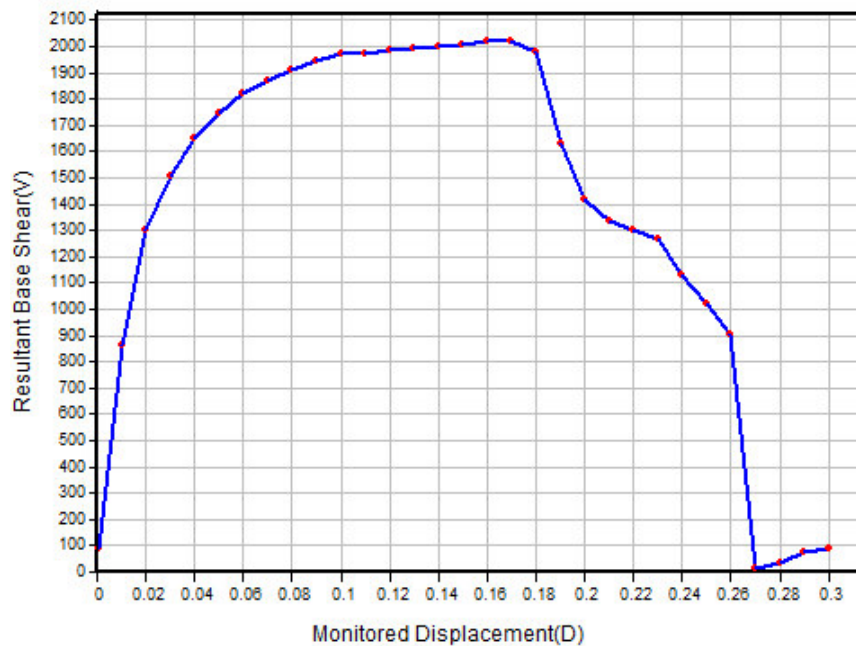


Figura 5.5: Curva di pushover edificio c.a.

In ordinata è segnato il taglio (espresso in kN) alla base e in ascissa lo spostamento monitorato del baricentro dell'ultimo solaio; si è scelto di far variare la posizione di questo punto da 0 fino a 30 cm lungo la direzione x.

Per confrontare i risultati ottenuti con i metodi RE.SIS.TO. e SAVE, con l'analisi pushover si può calcolare il taglio resistente ad ogni piano per confrontarli con i valori ottenuti nel Capitolo 2.

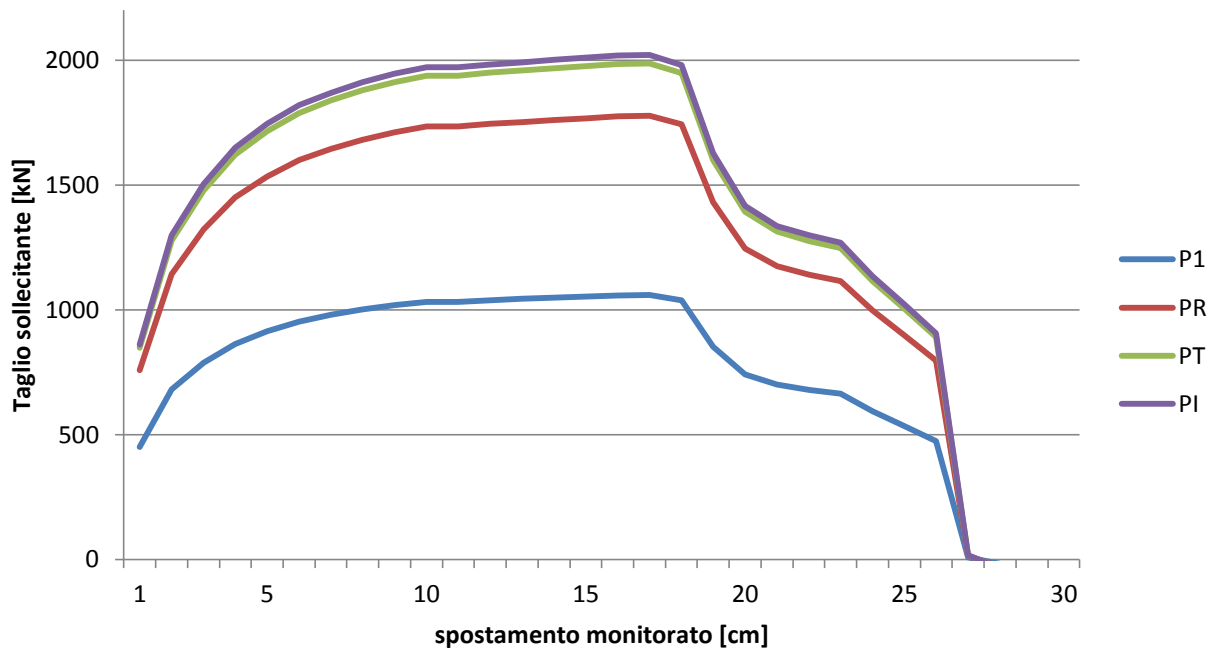


Figura 5.6: Tagli resistenti di ogni piano con modellazione edificio c.a.

Per tutti e quattro i piani il taglio massimo si raggiunge in corrispondenza di uno spostamento di 17 cm; il valore è molto elevato ma può essere motivato dall'assenza di setti che irrigidiscono la struttura.

Facile immaginare come per spostamenti così elevati gli elementi secondari (chiusure e partizioni) non riescano a resistere alle sollecitazioni imposte dalla struttura.

il diagramma degli sforzi di taglio in questa configurazione per i soli pilastri è il seguente:

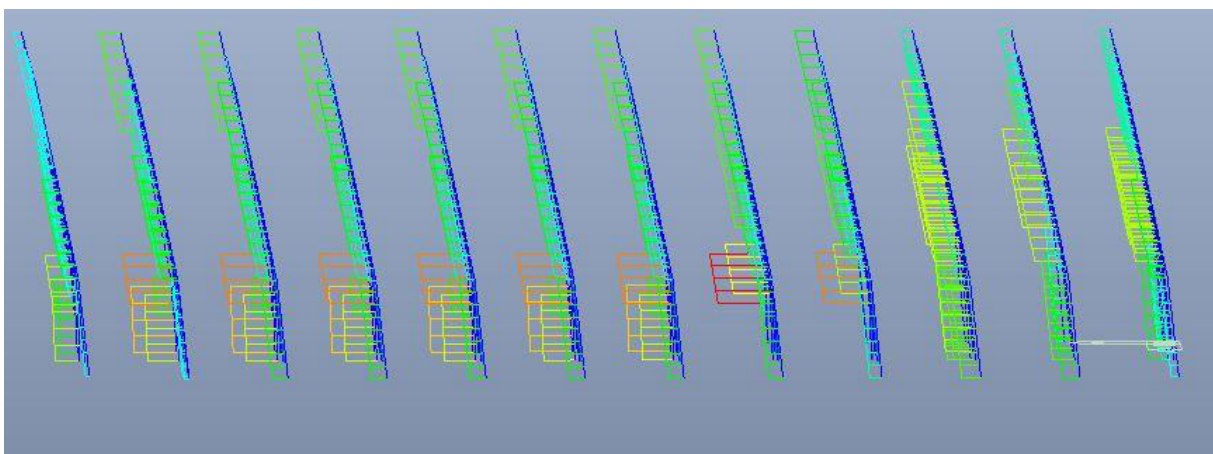


Figura 5.7: Diagrammi degli sforzi per ogni piano edificio c.a.

Nella situazione incipiente al collasso è possibile osservare lo stato di sollecitazione in tutte le cerniere dell'edificio, prima lato trave e poi lato pilastro; in rosso sono rappresentati le cerniere snervate mentre lo stato di sollecitazione decresce fino ai colori freddi, fino al blu in cui le sollecitazioni sono tali da essere anche in campo lineare.

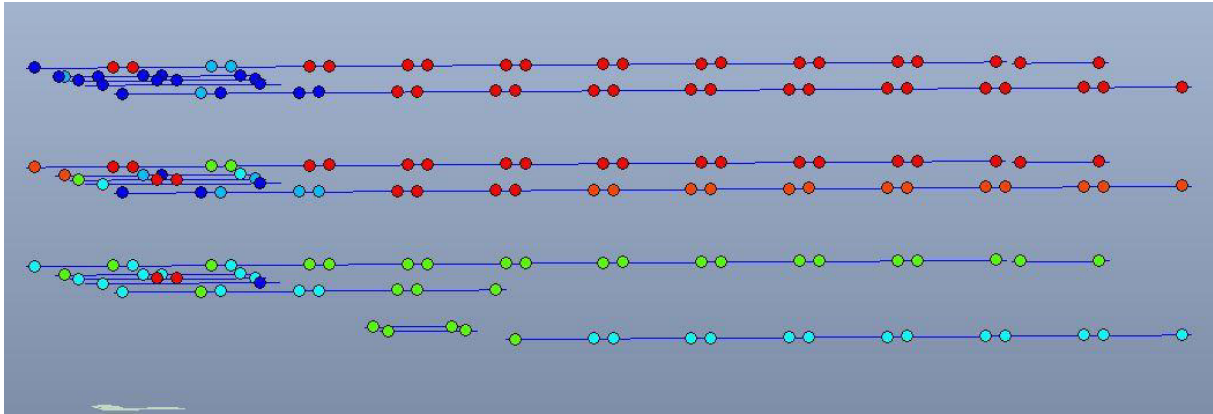


Figura 5.8: Stato di sollecitazione cerniere lato travi

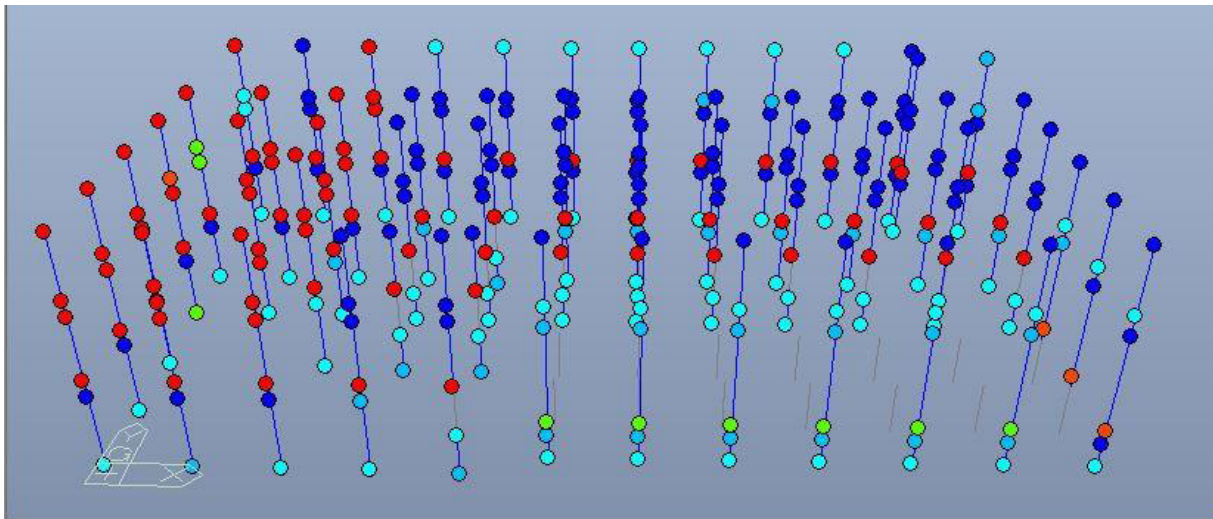


Figura 5.9: Stato sollecitazioni cerniere lato pilastri

Dalle immagini si nota come le travi degli ultimi due impalcati siano completamente snervate mentre quelle al piano terra offrano ancora una resistenza residua, mentre lato pilastro si vanno a plasticizzare completamente i pilastri lato scale, dove l'orditura regolare dell'edificio viene a mancare.

In particolare anche per i pilastri del piano terra le sezioni non sono ancora del tutto snervate, perciò i valori di taglio agente ottenuti per il piano interrato non sono confrontabili con i tagli resistenti calcolati con i metodi RE.SIS.TO. e SAVE in quanto tramite l'analisi pushover non si raggiungono le sollecitazioni massime possibili per questi pilastri.

In termini di valori del taglio resistente si ha che per il piano P1, che risulta il piano debole con il metodo RE.SIS.TO, il taglio massimo calcolato con l'analisi pushover sia pari a 1045 kN. Con RE.SIS.TO. il taglio resistente, tenendo conto del coefficiente correttivo, risultava 937 kN cioè circa il 10% in favore di sicurezza inferiore a quello calcolato con la modellazione, il che può essere considerato un risultato del tutto soddisfacente.

In SAVE invece il taglio resistente direzione x al P1 era pari a 1185 kN, anch'esso valore simile ma non in favore di sicurezza.

Come già visto l'analisi pushover offre come risultato anche il valore dell'accelerazione S_a che porta a collasso l'edificio, anche questo valore è confrontabile con i risultati ottenuti dai metodi speditivi di calcolo della vulnerabilità.

S_a è pari a 0,126 g.

In RE.SIS.TO. si era ricavato $S_a=0,112$ e $S_a=0,188$ in SAVE; valori abbastanza simili anche se si predilige il risultato di RE.SIS.TO. in quanto più vicino e in favore di sicurezza rispetto a quello calcolato con SAVE.

5.1 Conclusioni

La modellazione è stata eseguita in assenza di tamponature, quindi è possibile confrontare i risultati solo con RE.SIS.TO. e in SAVE con con il modello che tiene conto del solo c.a.

I parametri confrontati (taglio resistente e pseudo-accelerazione di collasso) ricavati sono del tutto comparabili con quelli dei due metodi speditivi, anche se in generale il contributo del coefficiente correttivo in RE.SIS.TO. ha avvicinato ulteriormente i risultati a quelli di Midas GEN e a differenza di SAVE ha trovato valori in favore di sicurezza.

L'analisi modale inoltre ha confermato come la direzione di spostamento del primo modo di vibrare (che muove circa il 75% della massa totale) sia in direzione x, perciò dando validità al metodo RE.SIS.TO. e confutando i risultati di SAVE, dove a causa del valore del coefficiente di amplificazione spettrale (1,3) la direzione debole dell'edificio è diventata la y per ogni piano.

6 MODELLAZIONE EDIFICIO IN MURATURA

6.1 Introduzione

L'obiettivo del seguente capitolo è quello di confrontare i risultati ottenuti con i metodi speditivi RE.SIS.TO. e SAVE con analisi di tipo pushover per verificare la bontà dei risultati.

Poiché l'edificio è realizzato con una struttura in muratura portante, la prima analisi che si intende svolgere è la verifica dei meccanismi di collasso locali che possono interessare la muratura.

Si procederà quindi a verificare che una parete-tipo dell'edificio possa resistere alla PGA di domanda. Tale analisi sarà svolta con l'ausilio del foglio di calcolo "C.I.N.E" che permette di analizzare il comportamento di una parete e successivamente verificarne la resistenza alla PGA.

Successivamente si procederà a valutare la resistenza della struttura dell'edificio tramite l'analisi pushover del software ANDILWall 3, valutando il taglio resistente e la PGA di collasso.

L'analisi pushover sarà svolta anche con il software Midas GEN, applicando i concetti della struttura a telaio applicata agli edifici in muratura.

Infine si valuteranno i risultati ottenuti dall'analisi con i due software ai risultati ricavati dalle metodologie speditive RE.SIS.TO. e SAVE.

6.2 Meccanismi locali di collasso fuori piano

L'analisi dei meccanismi locali di collasso è da considerare come un'importante valutazione dell'efficienza delle successive analisi; infatti verificando la resistenza dei maschi murari all'azione sismica per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), si potrà ragionare, nelle successive analisi, su elementi considerati "integri" e che non subiscono fenomeni di collasso locale prima del sopraggiungere dell'azione sismica che caratterizza SLV.

Le strutture in muratura portante soggette ad azione sismica possono subire diversi meccanismi locali di collasso, quali:

- 1) Ribaltamento semplice di parete monolitica a più piani;
- 2) Ribaltamento semplice di parete monolitica all'ultimo piano;
- 3) Ribaltamento composto;
- 4) Ribaltamento di un cantonale;
- 5) Collasso per flessione verticale su ogni piano;
- 6) Collasso per flessione verticale su più piani;
- 7) Collasso per flessione orizzontale sommitale.

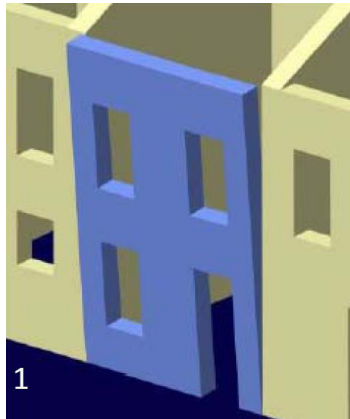


Figura 6.1: Ribaltamento semplice di parete monolitica a più piani.



Figura 6.2: Ribaltamento semplice di parete monolitica all'ultimo piano.

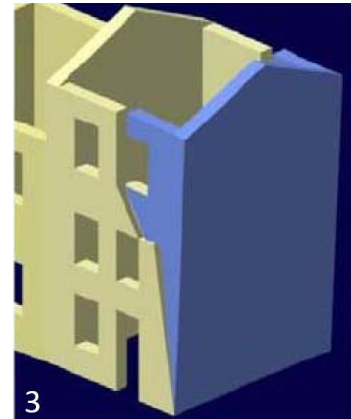


Figura 6.3: Ribaltamento composto.

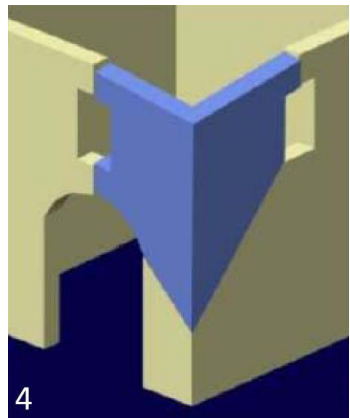


Figura 6.4: Ribaltamento di un cantonale.

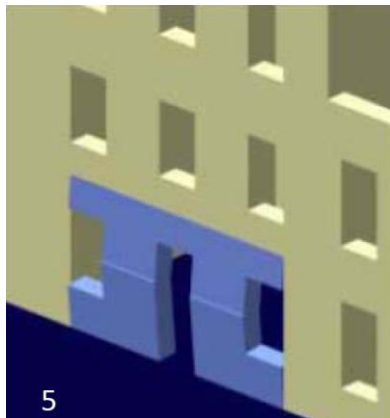


Figura 6.5: Collasso per flessione verticale su ogni piano.

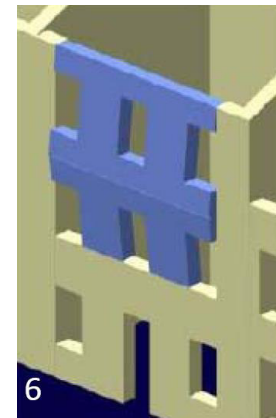


Figura 6.6: Collasso per flessione verticale su più piani.



Figura 6.7: Collasso per flessione orizzontale sommitale.

Per studiare i meccanismi di collasso si può seguire il procedimento descritto dalla circolare n. 617 del 2 febbraio 2009: tale procedimento prevede un'analisi cinematica lineare per ottenere un moltiplicatore orizzontale α_0 con il metodo del PLV, e un'analisi cinematica non lineare per ottenere una PGA di collasso paragonabile allo SLV con la PGA ottenuta dalla normativa.

L'analisi cinematica si basa sull'ipotesi di resistenza nulla a trazione della muratura, l'assenza di scorrimento tra i blocchi e resistenza a compressione infinita della muratura.

Si propone ora l'analisi di un maschio murario per la verifica della resistenza di quest'ultimo alla possibile formazione di un meccanismo di collasso dovuto al ribaltamento su più piani, previa descrizione del metodo fornito dalla normativa.

6.2.1 Descrizione del metodo di analisi.

Per ottenere il moltiplicatore orizzontale α_0 dei carichi che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno si applicano ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica le seguenti forze:

- i pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro;
- i carichi verticali portati dagli stessi;
- un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati;
- eventuali forze esterne;
- eventuali forze interne.

Assegnata una rotazione virtuale θ_k al generico blocco k , è possibile determinare gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione. Il moltiplicatore α_0 si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti:

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi} \quad (6.1)$$

dove:

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

P_j è la generica forza peso, non direttamente applicata sui blocchi;

$\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i ;

$\delta_{x,j}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' j -esimo peso P_j ;

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

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

δ_h è lo spostamento virtuale del punto dove è applicata la h -esima forza esterna;

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

Conoscendo i pesi applicati e le forze, gli spostamenti virtuali e l'eventuale lavoro interno, dall'equazione precedente si può ricavare il moltiplicatore orizzontale α_0 .

Si definisce quindi la massa partecipante al cinematismo M^* , valutata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematismo, come una forma modale di vibrazione, con la seguente formula:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2} \quad (6.2)$$

L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo vale quindi:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad (6.3)$$

Dove:

g è l'accelerazione di gravità;

e^* è la frazione di massa partecipante della struttura, calcolata con la formula seguente:

$$e^* = gM^* / \sum_{i=1}^{n+m} P_i \quad (6.4)$$

FC è il fattore di confidenza.

Per verificare la resistenza allo Stato Limite di salvaguardia della Vita dei meccanismi locali, si può svolgere con la verifica semplificata che prevede l'utilizzo del fattore di struttura q ; la verifica prevede di verificare l'accelerazione spettrale che attiva il collasso α_0^* con la seguente disuguaglianza:

$$a_0^* \geq \frac{a_g (P_{VR}) S}{q} \quad (6.5)$$

6.2.2 Applicazione del metodo.

In prima istanza si è scelto il maschio murario su cui svolgere l'analisi. Poiché la struttura non vede la presenza di importanti fasce di piano che collegano i maschi murari, si è scelto di analizzare il maschio murario nella sua singolarità.

Si è quindi scelto un maschio murario che preveda la sua elevazione sui tre piani dell'edificio, indicato nella figura seguente che rappresenta la pianta del piano terra.

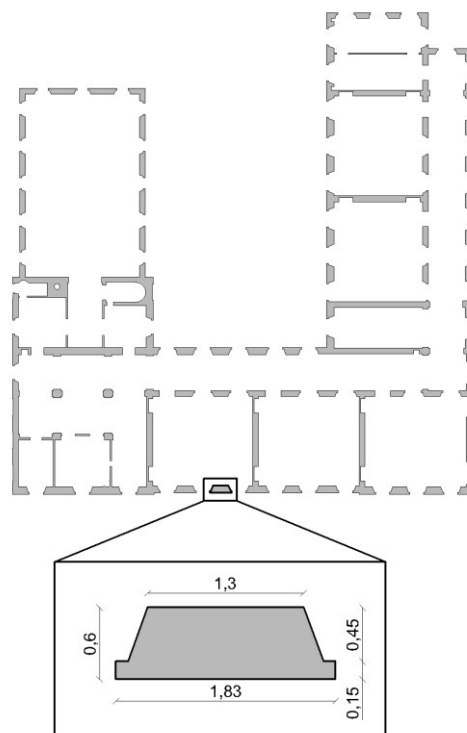


Figura 6.8: Scelta maschio murario - Piano Terra.

Si è quindi proceduto a scegliere il meccanismo di collasso da analizzare: la scelta è ricaduta sul ribaltamento semplice della parete monolitica a più piani.

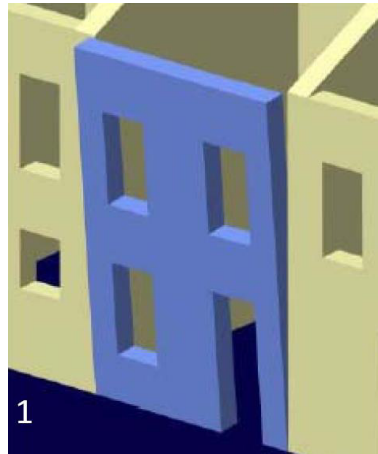


Figura 6.9: Ribaltamento semplice di parete monolitica a più piani.

In primo luogo si è proceduto a svolgere manualmente il calcolo del moltiplicatore orizzontale α_0 attraverso l'equilibrio alla rotazione della cerniera che si forma alla base del maschio murario. Nella figura seguente è rappresentato lo schema utilizzato.

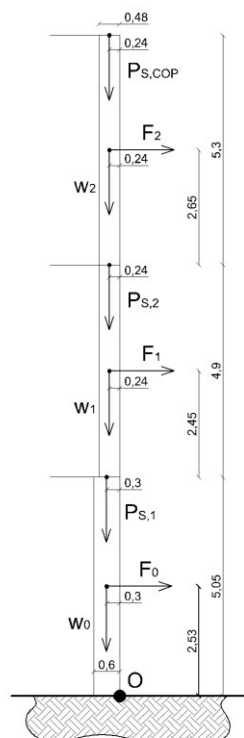


Figura 6.10: Schema equilibrio ribaltamento parete.

Tabella 6.1 – Dati calcolo ribaltamento parete.

$L =$	2,10 m
$\gamma_M =$	18,00 kN/m ³
$h_0 =$	5,05 m
$t_0 =$	0,60 m
$h_1 =$	4,90 m
$t_1 =$	0,48 m
$h_2 =$	5,30 m
$t_2 =$	0,48 m

Si procede al calcolo del peso proprio w_i di ogni blocco di parete:

$$w_i = L \cdot t_i \cdot h_i \cdot \gamma_M \quad (6.6)$$

I risultati ottenuti sono i seguenti:

Tabella 6.2 – Peso proprio parete.

w0 =	114,53	kN
w1 =	88,91	kN
w2 =	96,16	kN

Le forze orizzontali non sono altro che il prodotto della forza peso per il moltiplicatore orizzontale α_0 .

Nella tabella successiva si calcolano le forze che derivano dai solai, moltiplicando il carico unitario per l'area di influenza del solaio.

Tabella 6.3 – Carichi solai.

	As	P	Ps,i
	[m2]	[kN/m2]	[kN]
P1	12,90	9,19	118,55
P2	12,90	9,19	118,55
PcOP	18,09	3,48	62,95

Si procede ora al calcolo dell'equilibrio alla rotazione rispetto al punto O, come descritto nell'equazione seguente.

$$F_0 \cdot \frac{h_0}{2} + F_1 \cdot \left(h_0 + \frac{h_1}{2} \right) + F_2 \cdot \left(h_0 + h_1 + \frac{h_2}{2} \right) = w_0 \cdot \frac{t_0}{2} + w_1 \cdot \frac{t_1}{2} + w_2 \cdot \frac{t_2}{2} + P_{S,1} \cdot \frac{t_0}{2} + P_{S,2} \cdot \frac{t_1}{2} + P_{S,COP} \cdot \frac{t_2}{2} \quad (6.7)$$

Risolviendo l'equazione si ottiene il valore del moltiplicatore orizzontale $\alpha_0 = 0,073$.

Tale risultato dovrà essere convertito e confrontato con l'accelerazione spettrale, ricavata con la verifica semplificata. Per tale motivo è stato utilizzato il software C.I.N.E. realizzato dall'ITC – Istituto per le Tecnologie della Costruzione – Sede di L'Aquila.

6.2.3 Utilizzo del software C.I.N.E.

Il software C.I.N.E., realizzato dall' ITC – Istituto per le Tecnologie della Costruzione – Sede di L'Aquila (Ing. L. Milano, Prof. Ing. G. C. Beolchini), applica le verifiche sismiche dei meccanismi di collasso locali fuori piano per gli edifici esistenti in muratura attraverso l'analisi cinematica lineare.

Il file excel contiene fogli di calcolo che consentono la valutazione dei moltiplicatori di collasso di attivazione per i principali meccanismi di collasso locali di pareti monolitiche attraverso l'implementazione dei modelli cinematici.

Per ogni meccanismo di danno locale, i fogli di calcolo sono articolati in quattro sezioni:

- Dati iniziali: si inseriscono le informazioni geometriche e dei carichi agenti sugli elementi per i piani dell'edificio;
- Dati di Calcolo e Moltiplicatore α_0 : riporta le informazioni elaborate per ottenere il valore del moltiplicatore;
- Calcolo delle PGA-SLU (OPCM 3274/03): verifica le condizioni di sicurezza allo SLU;
- Calcolo delle PGA-SLV (NTC 2008): verifica le condizioni di sicurezza allo SLV.

Per il caso preso in esame si considera il meccanismo di ribaltamento semplice di parete monolitica. Nel caso di parete a più piani si valuta il ribaltamento della stessa per diverse posizioni della cerniera cilindrica, in corrispondenza dei vari orizzontamenti, e fornisce i valori del moltiplicatore associato a ciascuna condizione esaminata.

Si riportano ora i dati riportati nel foglio di calcolo; poiché si considera il singolo maschio murario, si completano solo le colonne relative alla quota del sottofinestra, che corrisponde all'altezza della parete, e Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture, che corrisponde alla larghezza della parete.

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)					Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
	Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie				
	Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]		
1	5,05		1,30			18,0	
2	4,90		1,30			18,0	
3	5,30		1,30			18,0	
4							
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI							
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo Y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) Y_{Gi} [m]
1	0,60	5,05	0,30			2,53	
2	0,48	4,90	0,24			2,45	
3	0,48	5,30	0,24			2,65	
4						0,00	
AZIONI SUI MACROELEMENTI							
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
1	70,9		118,6				
2	55,0		118,6				
3	59,5		63,0				
4	0,0						

Tabella 6.4 – Dati iniziali.

Dai dati forniti nella tabella precedente, il foglio di calcolo sviluppa il calcolo del moltiplicatore α_0 .

Tabella 6.5 – Dati di calcolo e moltiplicatore α_0 .

DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI					
	Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]	
	3 - 2 - 1	48,8	79,1	0,0	0,0	
	3 - 2	27,5	43,6	0,0	0,0	
	3	14,3	15,1	0,0	0,0	
-	0,0	0,0	0,0	0,0		
DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI					
	Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
	3 - 2 - 1	1341,9	2738,2	0,0	0,0	0,0
	3 - 2	584,3	1223,0	0,0	0,0	0,0
	3	157,8	333,6	0,0	0,0	0,0
-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
MULTIPLICATORE α_0	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0				
	3 - 2 - 1	0,031				
	3 - 2	0,039				
	3	0,060				
	-	N.C.				

Si calcolano quindi i parametri di calcolo M^* e e^* .

Tabella 6.6 – Parametri di calcolo e PGA-SLU.

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE ULTIMO OPCM 3274/03 e ss. mm. ii.							
PARAMETRI DI CALCOLO	Ribaltamento delle elevazioni:	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]	Altezza baricentro delle forze peso Z [m]	Fattore di Suolo S	Fattore di Struttura q
	3 - 2 - 1	40,024	0,809	0,380	8,40	1,25	2,00
	3 - 2	25,378	0,841	0,459	11,15		
	3	11,258	0,902	0,651	13,96		
	-	0,000	0,000	N.C.	N.C.		
PGA-SLU	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLU)}$					
	3 - 2 - 1	0,034					
	3 - 2	0,036					
	3	0,045					
	-	N.C.					

Per la verifica della PGA-SLV si utilizzano i dati forniti da foglio di calcolo "SPETTRI NTC"; si riportano in seguito i risultati ottenuti.

Tabella 6.7 – Parametri di calcolo e PGA-SLV.

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008 (bozza del 07-03-2008)				
PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,00	
	Coefficiente di amplificazione topografica S _T		1,00	
	Categoria suolo di fondazione		B	
	PGA di riferimento a _g (P _{V_R) [g]}		0,046	
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F _O		2,701	
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T _C * [sec]		0,296	
	Fattore di smorzamento η		0,500	
	Altezza della struttura H [m]		15,25	
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S _S		1,200	
	Coefficiente C _C		1,403	
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,200	
	Numero di piani dell'edificio N		3	
	Coefficiente di partecipazione modale γ		1,286	
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T ₁ [sec]		0,386		
Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	ψ(Z) = Z/H	a _g (SLV) (C8D.9)	S _e (T ₁) (C8D.10)
3 - 2 - 1			0,065	
3 - 2	5,05	0,331	0,078	2,155
3	9,95	0,652	0,111	1,552
-	-	-	-	-
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	a _g (SLV) min(C8D.9; C8D.10)		
	3 - 2 - 1	0,065		
	3 - 2	0,078		
	3	0,098		
-	-	-		

Si calcola ora con la verifica semplificata il valore con cui confrontare la a_g = 0,068 ottenuta in precedenza.

$$a_0^* \geq \frac{a_g (P_{V_R}) S}{q} \quad (6.8)$$

Considerando a_g = 0,046, S = 1,200 e q = 2,000, si ottiene la seguente disequazione.

$$0,068 \geq \frac{0,046 \cdot 1,2}{2} = 0,0276$$

La verifica per l'attivazione del meccanismo locale del ribaltamento è quindi soddisfatta.

6.3 Modellazione con ANDILWall 3.

ANDILWall 3 è un software per la verifica strutturale di edifici in muratura portante prodotto da ANDIL, Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Pavia, Fondazione EUCENTRE e CR Soft s.r.l.

Il software si basa su un motore di calcolo che utilizza SAM II, un codice di calcolo per l'analisi statica non lineare, basato su ipotesi formulate in un metodo proposto da G. Magenes e G. M. Calvi nel 1996; inoltre consente di effettuare l'analisi multimodale e l'analisi elastica lineare per le verifiche alle azioni non sismiche; tali verifiche rispondono ai requisiti del D.M. 14/01/2008.

Il codice SAM II prevede una modellazione tridimensionale a macroelementi degli edifici, nella quale la struttura portante, costituita da elementi ad asse verticale ed elementi ad asse orizzontale, viene schematizzata mediante un "telaio equivalente", costituito da elementi monodimensionali ad asse verticale e da elementi monodimensionali ad asse orizzontale, posizionati spazialmente in corrispondenza dell'asse baricentrico dei corrispondenti elementi strutturali. Gli orizzontamenti sono invece gestiti come diaframmi infinitamente rigidi nel proprio piano.

Con l'utilizzo di tale software si vuole valutare in primo luogo lo sforzo nelle pareti per valutarne la resistenza alle azioni statiche, quindi si svolgerà un'analisi sismica di tipo pushover per verificare la resistenza alle azioni sismiche che l'edificio può garantire; tale risultato sarà confrontato con la PGA richiesta dal luogo in cui è ubicato.

6.3.1 Criteri di modellazione

Una volta definita la geometria, in pianta, degli elementi strutturali verticali, ciascun elemento di telaio ad asse verticale si suppone posizionato in corrispondenza dell'asse baricentrico verticale del corrispondente elemento: i nodi di estremità sono disposti lungo l'asse baricentrico verticale e l'elemento risulta caratterizzato da una altezza totale H (distanza tra i due nodi di estremità) pari alla differenza fra le quote dei piani baricentrici dei solai fra i quali il corrispondente elemento strutturale è compreso.

Definita l'altezza totale H di un generico elemento in muratura ad asse verticale, si suppone che esso sia costituito da una parte centrale deformabile, caratterizzata da resistenza finita, e da due parti infinitamente rigide e resistenti, in corrispondenza delle estremità.

Ciascun elemento fascia muraria si suppone delimitato da nodi di estremità individuati dalla proiezione verticale sul piano medio di solaio delle intersezioni del suo asse baricentrico con gli assi baricentrici principali delle sezioni trasversali degli elementi ad asse verticale che delimitano, da ciascun lato, l'apertura.

In corrispondenza di ciascuna apertura, nel caso in cui i pannelli murari ad asse orizzontale possano essere considerati come travi di collegamento in muratura incluse nello schema resistente della struttura di interesse, si inseriscono nel modello a telaio equivalente elementi ad asse orizzontale di tipo fascia muraria.

Si assume, inoltre, che l'elemento fascia muraria sia costituito da una parte centrale deformabile, caratterizzata da resistenza finita, che si suppone posizionata nel piano verticale in corrispondenza dell'asse baricentrico nella direzione di maggiore sviluppo della trave muraria e collegata ai nodi di estremità superiori degli elementi ad asse verticale da due parti infinitamente rigide e resistenti a flessione e a taglio.

Per modellare la collaborazione dei pannelli murari semplici in cui si scompone una sezione a L o a T, il metodo SAM implementato in ANDILWall prevede l'inserimento, in corrispondenza della intersezione in pianta fra due pannelli murari semplici, a livello del piano baricentrico del solaio soprastante, di un collegamento rigido costituito da bracci infinitamente rigidi a taglio ed a flessione.

Il collegamento mediante bracci infinitamente rigidi garantisce (al livello dei solai) la compatibilità degli spostamenti verticali delle pareti all'incrocio per l'ammorsamento fra i pannelli nella zona di intersezione per effetto dello sfalsamento dei blocchi.

6.3.2 Descrizione del disegno “DWG” e importazione del modello.

Per importare gli elementi strutturali si utilizza un file “dxf” realizzato in AutoCAD successivamente importato con il software ANDILWall 3.

Nel file “dxf” sono stati rappresentati diversi layer che rappresentano i diversi elementi che saranno successivamente importati, quali:

- Piano: consiste nel rappresentare con una polilinea il perimetro del piano considerato;
- Muri: si rappresenta ogni maschio murario come una polilinea rettangolare che rappresenta l'estensione del muro nelle dimensioni “x” e “y”;
- Solai: rappresentati come polilinee chiuse di forma poligonale “collegati” con una linea al maschio murario su cui gravano;
- Travi e cordoli: rappresentati come polilinee rettangolari poste in prossimità ai maschi murari.

Alcuni elementi murari sono stati allineati per consentire una miglior realizzazione del telaio, in modo da rispondere alle richieste intrinseche del software; in qualche caso la parete muraria è stata divisa in più elementi verticali, legati da bracci rigidi per garantirne la continuità, per ottenere un miglior incastro con gli elementi orizzontali.

I layer sopra descritti sono stati disegnati per ogni piano dell'edificio; sono stati realizzati due modelli per confrontarne i risultati:

- Modello 1: non sono presenti cordoli che collegano i maschi murari;
- Modello 2: sono presenti fasce murarie superiori con la presenza di catene imposte dal software per resistere alle azioni di trazione che si possono generare.

Per ogni piano si è scelto di convertire automaticamente tutti gli elementi in “Pareti in Muratura Ordinaria”.

Concluso il processo di importazione si ottengono i due modelli, raffigurati nelle immagini seguenti.

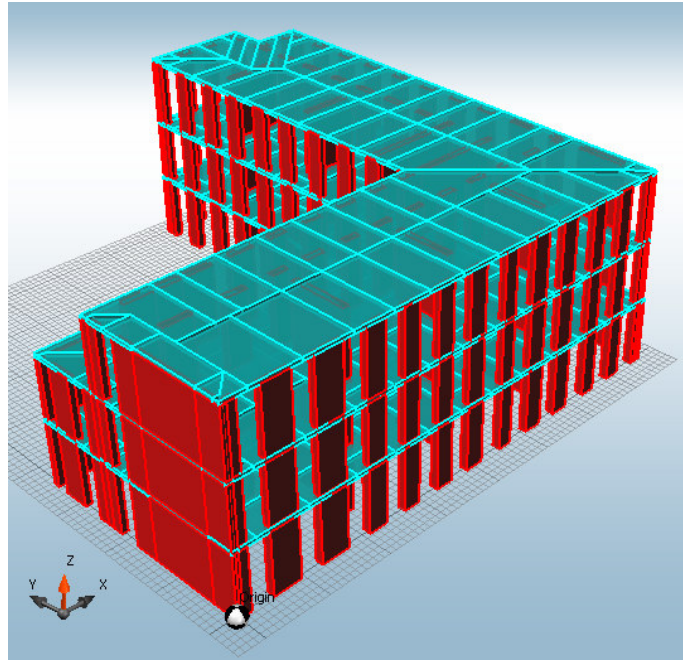


Figura 6.11: Modello 1.

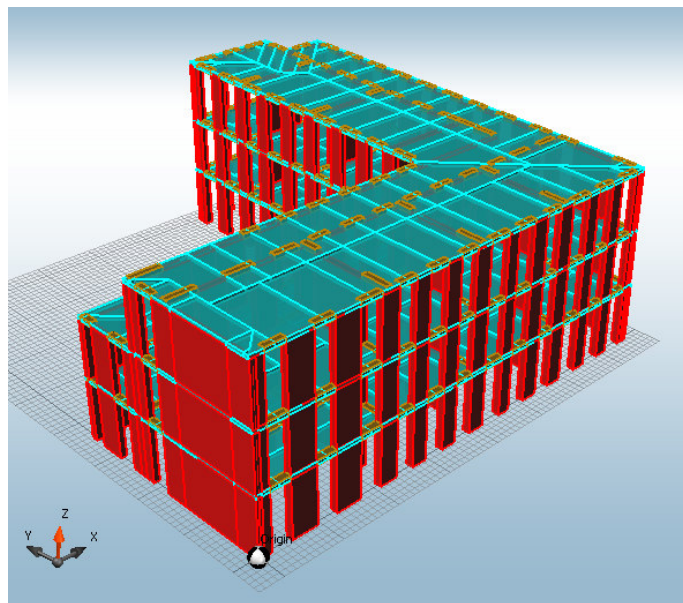


Figura 6.12: Modello 2.

6.3.3 Caratteristiche dei materiali.

Per la realizzazione del modello sono stati utilizzati due materiali:

- Muratura:

Utilizzato per gli elementi verticali e per le fasce murarie; si è scelto di utilizzare caratteristiche "standard" e a favore di sicurezza, viste le scarse informazioni disponibili.

La muratura è realizzata, da quanto è stato rilevato dai documenti in possesso, con mattoni pieni e malta cementizia.

I principali parametri prestazionali considerati sono:

$$E = 3620,00 \text{ MPa}$$

$$G = 1448,00 \text{ MPa}$$

$$\gamma_M = 18000,00 \text{ N/m}^3$$

- Acciai per catene:

Utilizzati dallo stesso software per importare le fasce murarie superiori, in modo da poter rispondere alle azioni di trazione; sono stati ipotizzati con dimensioni pari a 2 cmq e con caratteristiche conservative.

6.3.4 Analisi dei Carichi: solai.

Per la valutazione dei carichi e dei sovraccarichi si può fare riferimento a quanto prescritto dal D.M. 14/01/2008 al capitolo 3, "Azioni sulle costruzioni".

Con il software ANDILWall 3 è necessario suddividere i solai di piano in campi (o aree di influenza) gravanti sui singoli elementi strutturali portanti; ciò al fine di determinare i carichi gravitazionali e le masse strutturali di piano gravanti sui singoli elementi del modello a telaio equivalente.

I carichi gravitazionali sono considerati applicati sul modello a telaio equivalente a livello dei solai di piano come:

- carichi concentrati in corrispondenza del baricentro delle sezioni normali degli elementi strutturali ad asse verticale;
- carichi distribuiti per unità di lunghezza sugli elementi strutturali portanti ad asse orizzontale.

I valori unitari (per unità di superficie) dei carichi gravitazionali trasmessi agli elementi strutturali portanti dalle rispettive aree di influenza di solaio sono ottenuti combinando opportunamente i seguenti contributi:

- carichi permanenti strutturali;
- carichi permanenti non strutturali;
- sovraccarichi variabili, per le diverse destinazioni d'uso.

Le masse strutturali per il calcolo dell'azione sismica allo stato limite ultimo e allo stato limite di danno vengono calcolate considerando i seguenti contributi:

- masse associate ai carichi permanenti, calcolate dividendo i valori caratteristici dei carichi gravitazionali per l'accelerazione di gravità g ;
- masse associate ai sovraccarichi accidentali, calcolate dividendo i valori caratteristici dei sovraccarichi accidentali per g e moltiplicando i valori così ottenuti per gli opportuni coefficienti di combinazione delle azioni variabili per le diverse destinazioni.

La massa di ciascun piano è valutata moltiplicando le aree di influenza di piano gravanti su ciascun elemento strutturale ad asse verticale e ad asse orizzontale per i valori unitari ottenuti per unità di superficie, ed aggiungendo al valore così ottenuto la massa della porzione degli elementi strutturali verticali sottostanti inclusa fra la metà dell'interpiano superiore e la metà dell'interpiano inferiore.

Si riportano ora le caratteristiche delle differenti tipologie di solaio considerate.

- Solaio con voltine in mattoni forati:

Corrisponde a tutti i solai dell'edificio realizzati con poutrelles di acciaio per sorreggere voltine in mattoni forati, coperte successivamente da una soletta collaborante di calcestruzzo. Il carico accidentale scelto è dato dall'utilizzo per ambienti suscettibili di affollamento:

Peso permanente = 3690,00 N/m²

Peso variabile = 3000,00 N/m²

Coefficiente $\phi_{0,2}$ = 0,60

- Scala

Corrisponde ai due solai che rappresentano la scala in calcestruzzo armato che serve il primo e il secondo piano. Il carico accidentale scelto è dato dall'utilizzo per ambienti suscettibili di affollamento. I carichi sono pari a:

Peso permanente = 4800,00 N/m²

Peso variabile = 3000,00 N/m²

Coefficiente $\phi_{0,2} = 0,60$

▪ Copertura

Corrisponde ai solai che hanno caratteristiche di copertura (ultimo piano e una porzione del secondo piano). Sono realizzate con capriate in legno che sorreggono una struttura secondaria in legno atta a sostenere il peso delle tegole marsigliesi. Il carico accidentale scelto è dato dal carico fornito dalla neve per la quota e la località considerata.

Peso permanente = 1270,00 N/m²

Peso variabile = 1200,00 N/m²

Coefficiente $\phi_{0,2} = 0,00$

6.3.5 Azione del sisma.

Per generare l'azione sismica con cui confrontare i risultati dell'analisi pushover, sono stati utilizzati i parametri di riferimento forniti dal foglio excel "SPETTRI-NTC", compilato per la località in cui è ubicato l'edificio per i casi SLO, SLD e SLV; di seguito sono riportati i dati con cui è stato impostato il software ANDILWall 3.

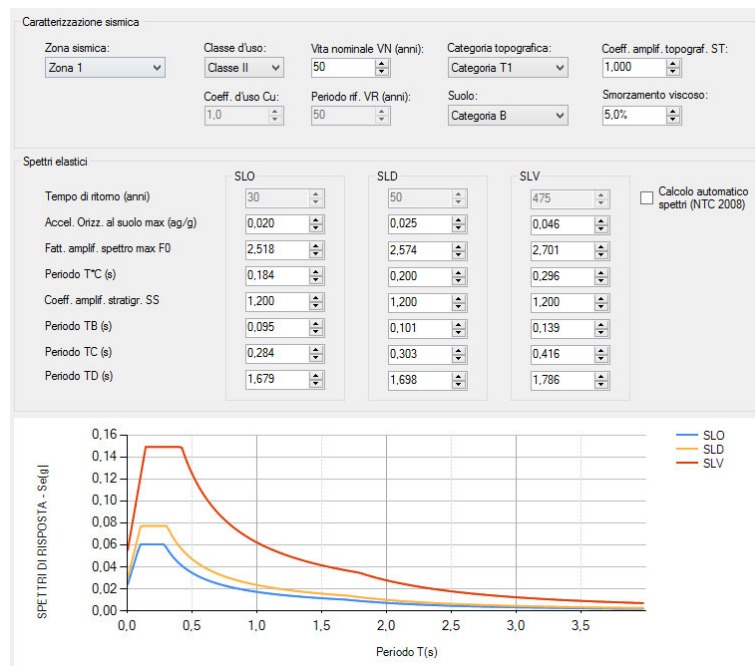


Figura 6.13: Sisma Abbiategrasso.

6.3.6 Creazione del telaio equivalente.

Una volta impostate le caratteristiche di tutti gli elementi, si potrà procedere alla creazione del telaio.

I maschi murari saranno sostituiti da aste verticali; dove i maschi murari si intersecano perpendicolarmente si generano automaticamente dei bracci rigidi che garantiscono la continuità degli elementi.

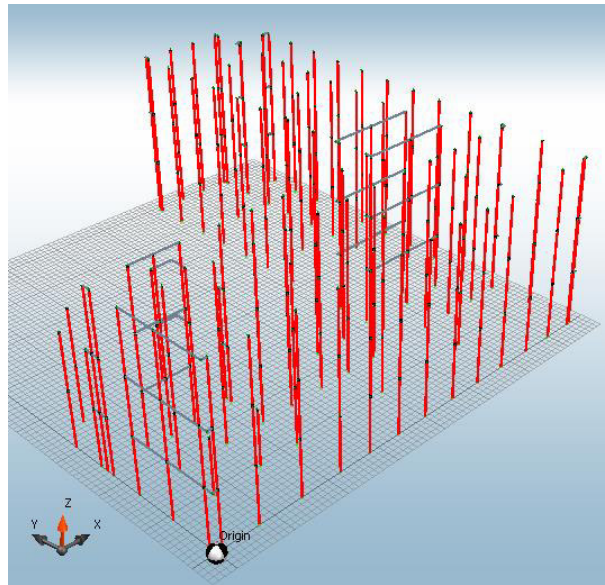


Figura 6.14: Telaio - Modello 1.

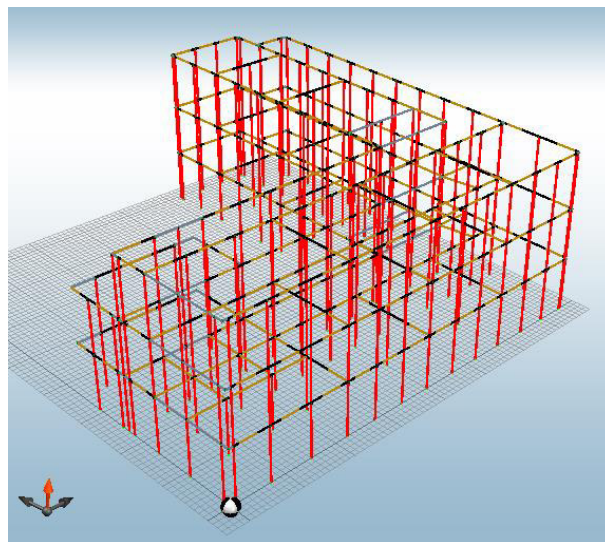


Figura 6.15: Telaio - Modello 2.

6.3.7 Calcolo e risultati: analisi modale

Si verificano ora i modi di vibrare e la percentuale di massa partecipante per i due modelli considerati, riportati nella figura seguente.

Tabella 6.8 – Modi di vibrare - Modello 1.

Modi propri di vibrare						
Modo	Autovalore	Pulsazione (rad/s)	Periodo (s)	Frequenza (Hz)	MPMx' (%)	MPMy' (%)
1	34	5.811	1.081260	0.925	0,074	45,514
2	168	12.952	0.485099	2.061	78,146	0,016
3	212	14.555	0.431673	2.317	0,262	29,101
4	687	26.220	0.239635	4.173	0,005	15,328
5	1677	40.949	0.153440	6.517	16,373	0,663

Tabella 6.9 – Modi di vibrare - Modello 2.

Modi propri di vibrare						
Modo	Autovalore	Pulsazione (rad/s)	Periodo (s)	Frequenza (Hz)	MPMx' (%)	MPMy' (%)
1	87	9.321	0.674076	1.484	0,003	52,538
2	199	14.119	0.445019	2.247	76,863	1,382
3	233	15.256	0.411851	2.428	4,259	26,159
4	948	30.790	0.204063	4.900	0,004	11,551
5	1830	42.773	0.146896	6.808	15,012	0,236

Si può notare come i dati di partecipazione delle masse siano molto simili per i due modelli; per quanto riguarda i periodi di vibrazione, si evince come il secondo modello, che presenta l'inserimento delle fasce murarie di piano, nel primo modo di vibrare abbia un periodo molto inferiore rispetto modello 1: ciò è frutto dell'irrigidimento fornito dalle fasce di piano.

Si riportano in seguito le rappresentazioni grafiche dei primi due modi di vibrare per entrambi i modelli (gli spostamenti sono incrementati di 7 volte per evidenziare meglio lo spostamento degli elementi dalla situazione iniziale).

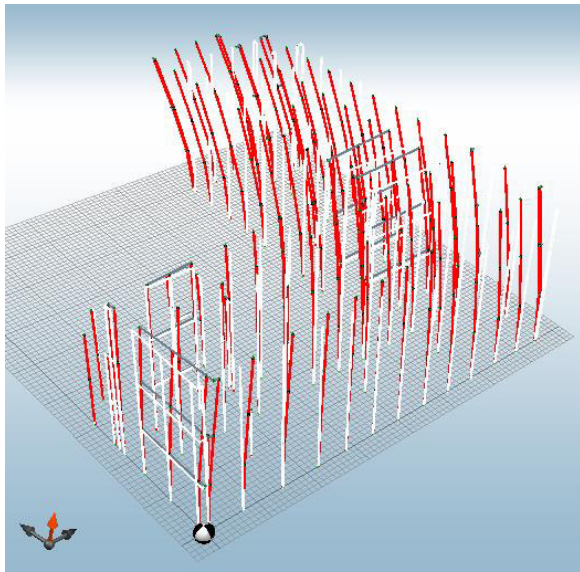


Figura 6.16: Modello 1, modo 1.

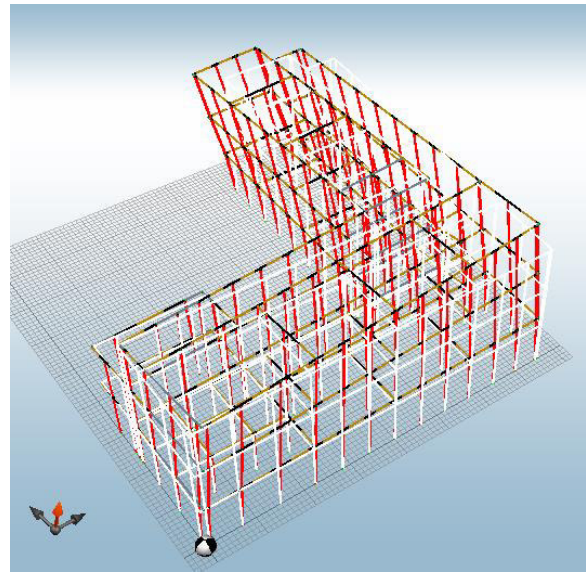


Figura 6.17: Modello 2, modo 1.

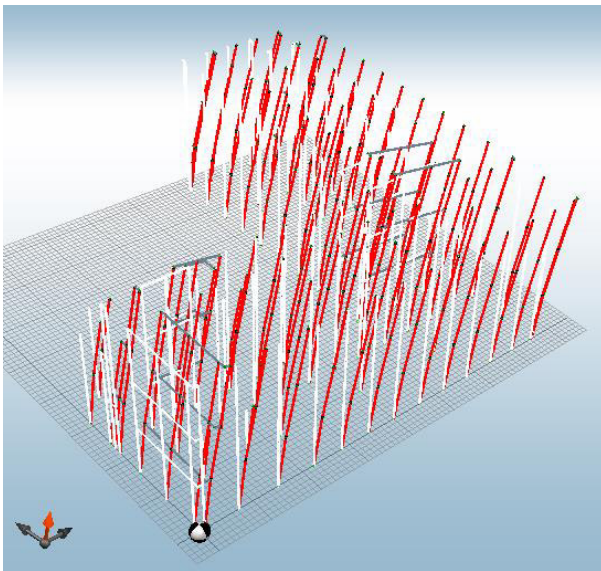


Figura 6.18: Modello 1, modo 2.

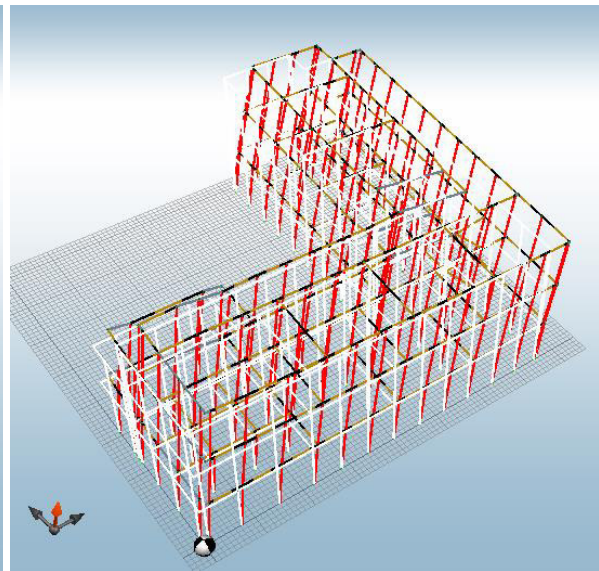


Figura 6.19: Modello 2, modo 2.

6.3.8 Calcolo e risultati: analisi pushover.

L'analisi non lineare statica è utilizzabile solo per costruzioni il cui comportamento sotto la componente del terremoto considerata sia governato da un modo di vibrare naturale principale caratterizzato da una significativa partecipazione di massa. Per quanto concerne gli edifici esistenti in muratura portante, l'analisi statica non lineare può essere utilizzata per la risposta sismica globale della struttura, indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante del primo modo di vibrare nella direzione considerata, purché si adottino come distribuzione principale e secondaria, rispettivamente, la prima distribuzione del Gruppo 1 (proporzionale alle forze statiche) e la prima distribuzione del Gruppo 2 (distribuzione uniforme).

L'analisi non lineare statica del D.M. 14/01/2008 consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia ed aventi risultante ("taglio alla base") F_b . Tali forze orizzontali vengono scalate opportunamente, mantenendo invariati i rapporti relativi fra di esse, sia in direzione positiva che negativa, in modo tale da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale d_c di un "nodo di controllo" sulla struttura (che è buona norma assumere coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione), fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale. Ciò si ottiene mantenendo costante il rapporto fra le forze e variando per passi di carico successivi il valore della forza laterale totale F_b .

Il risultato dell'analisi può essere rappresentato graficamente in un diagramma, definito curva di capacità, riportante in ascissa lo spostamento orizzontale d_c del nodo di controllo ed in ordinata il taglio totale alla base F_b (definito come somma di tutte le forze orizzontali). Sulla curva, in particolare, vengono individuati la forza massima F_{max} e lo spostamento ultimo d_u .

Le analisi statiche non lineari da effettuare su un edificio sono, nel caso più generale, sedici per ciascuna direzione principale in esso individuata.

Con il software ANDILWall 3 sono effettuate 16 analisi, combinazione delle due direzioni considerate, X e Y, positive e negative), delle due possibili eccentricità (positiva e negativa) e dei due gruppi di distribuzione delle forze (G1: proporzionale alle forze statiche; G2: distribuzione secondaria uniforme).

L'analisi che il software svolge ha permesso di ottenere 16 curve che mettono in relazione la forza di taglio e lo spostamento di un nodo di controllo, in funzione della massa che partecipa al modo di vibrare.

Per ogni analisi è stato ricavato il valore del taglio massimo resistente, la massa partecipante al moto e con tali valori sono state ricavate le PGA_c ; i valori dei coefficienti utilizzati per il calcolo della PGA_c sono i medesimi utilizzati nel metodo RE.SIS.TO. e sono di seguito riportati.

Tabella 6.10 – Coefficienti calcolo PGA_c .

$\alpha_{PM} =$	0,8 -
$\alpha_{AD} =$	2,5 -
$\alpha_{DT} =$	0,8 -
$\alpha_{DUC} =$	2 -

Sono ora riportati i valori della PGAc per il Modello 1.

Tabella 6.11 – Risultati Pushover – Direzione X – Modello 1.

			Vr	m	Sa,c	PGAc
			[kN]	[ton]	[g]	[g]
+X'	Ecc+	G1	2394,34	1570,09	0,155	0,194
+X'	Ecc-	G1	2451,36	1570,09	0,159	0,199
-X'	Ecc+	G1	2185,26	1570,09	0,142	0,177
-X'	Ecc-	G1	2337,12	1570,09	0,152	0,190
+X'	Ecc+	G2	3195,73	1570,09	0,207	0,259
+X'	Ecc-	G2	3220,23	1570,09	0,209	0,261
-X'	Ecc+	G2	3179,54	1570,09	0,206	0,258
-X'	Ecc-	G2	3188,24	1570,09	0,207	0,259
					min	0,177

Tabella 6.12 – Risultati Pushover – Direzione Y – Modello 1.

			Vr	m	Sa,c	PGAc
			[kN]	[ton]	[g]	[g]
+Y'	Ecc+	G1	1259,26	1339,77	0,096	0,120
+Y'	Ecc-	G1	1687,84	1339,77	0,128	0,161
-Y'	Ecc+	G1	1446,92	1339,77	0,110	0,138
-Y'	Ecc-	G1	1512,52	1339,77	0,115	0,144
+Y'	Ecc+	G2	2156,71	1339,77	0,164	0,205
+Y'	Ecc-	G2	2146,91	1339,77	0,163	0,204
-Y'	Ecc+	G2	1986,42	1339,77	0,151	0,189
-Y'	Ecc-	G2	2180,21	1339,77	0,166	0,207
					min	0,120

Si può evidenziare come la direzione in cui il collasso è più facilmente raggiungibile è la Y, nonostante il valore più basso raggiunto sia comunque superiore alla SLV richiesta ($PGA = 0,055$ g).

Verificando il quadro di danno dei maschi murari per le 16 analisi svolte, si evince che nel momento in cui la struttura raggiunge lo SLV, la maggior parte degli elementi che subiscono la crisi, la raggiungono per rottura per pressoflessione.

Di seguito sono riportati i valori della PGAc per il Modello 2.

Tabella 6.13 – Risultati Pushover – Direzione X – Modello 2.

			Vr	m	Sa,c	PGAc
			[kN]	[ton]	[g]	[g]
+X'	Ecc+	G1	2523,51	1753,87	0,147	0,183
+X'	Ecc-	G1	2543,66	1753,87	0,148	0,185
-X'	Ecc+	G1	-	-	-	-
-X'	Ecc-	G1	2456,37	1753,87	0,143	0,178
+X'	Ecc+	G2	3281,45	1753,87	0,191	0,238
+X'	Ecc-	G2	3279,33	1753,87	0,191	0,238
-X'	Ecc+	G2	3326,89	1753,87	0,193	0,242
-X'	Ecc-	G2	3358,32	1753,87	0,195	0,244
					min	0,178

Tabella 6.14 – Risultati Pushover – Direzione Y – Modello 2.

			Vr	m	Sa,c	PGAc
			[kN]	[ton]	[g]	[g]
+Y'	Ecc+	G1	1525,41	1645,67	0,094	0,118
+Y'	Ecc-	G1	1385,52	1645,67	0,086	0,107
-Y'	Ecc+	G1	-	-	-	-
-Y'	Ecc-	G1	1365,89	1645,67	0,085	0,106
+Y'	Ecc+	G2	1045,31	1645,67	0,065	0,081
+Y'	Ecc-	G2	1659,50	1645,67	0,103	0,128
-Y'	Ecc+	G2	1373,44	1645,67	0,085	0,106
-Y'	Ecc-	G2	2020,36	1645,67	0,125	0,156
					min	0,081

Per il Modello 2, le analisi “-X' Ecc+ G1” e “-Y' Ecc+ G1” non hanno riportato risultati apprezzabili e pertanto sono state scartate.

Si può evidenziare come anche in questo caso la direzione in cui il collasso è più facilmente raggiungibile è la Y, nonostante il valore più basso raggiunto sia comunque superiore alla SLV richiesta (PGA = 0,055 g).

Verificando il quadro di danno dei maschi murari per le 16 analisi svolte, come per il modello precedente si evince che nel momento in cui la struttura raggiunge lo SLV, la maggior parte degli elementi che subiscono la crisi, la raggiungono per rottura per pressoflessione.

Da queste analisi si evince come i risultati ottenuti siano molto vicini ai dati ottenuti dal metodo RE.SIS.TO., mentre differiscono molto dai risultati ottenuti con il metodo SAVE.

6.4 Modellazione con Midas GEN.

Midas GEN affronta il tema dell'analisi strutturale delle murature in diversi modi che permettono di discostarsi dall'analisi meramente elastica lineare, con gradi di accuratezza via via migliori in funzione dei dati sperimentali a disposizione e con una utilizzabilità di livello ingegneristico.

Il software si basa per il calcolo dell'analisi pushover sul modello SAM, metodo proposto da G. Magenes e G. M. Calvi nel 1996; inoltre consente di effettuare numerose altre analisi statiche e sismiche.

Il codice SAM prevede una modellazione tridimensionale a macroelementi degli edifici, nella quale la struttura portante, costituita da elementi ad asse verticale ed elementi ad asse orizzontale, viene schematizzata mediante un "telaio equivalente", costituito da elementi monodimensionali ad asse verticale e da elementi monodimensionali ad asse orizzontale, posizionati spazialmente in corrispondenza dell'asse baricentrico dei corrispondenti elementi strutturali. Gli orizzontamenti sono invece gestiti come diaframmi infinitamente rigidi nel proprio piano.

Con l'utilizzo di tale software si vuole valutare in primo luogo lo sforzo nelle pareti per valutarne la resistenza alle azioni statiche, quindi si svolgerà un'analisi sismica di tipo pushover per verificare la resistenza alle azioni sismiche che l'edificio può garantire; tale risultato sarà confrontato con la PGA richiesta dal luogo in cui è ubicato.

6.4.1 Criteri di modellazione

Definita la geometria dell'edificio, si importano nel software gli elementi verticali come aste comprese tra due nodi con una distanza definita dall'utente al momento dell'importazione.

Gli elementi verticali sono collegati da aste orizzontali che rappresentano gli elementi di fascia muraria della struttura, delimitati ciascuno da due nodi di estremità

Per modellare la collaborazione dei pannelli murari semplici in cui si scompone una sezione a L o a T, si prevede l'inserimento di un collegamento rigido; tale collegamento garantisce la compatibilità degli spostamenti verticali delle pareti all'incrocio per l'ammorsamento fra i pannelli nella zona di intersezione per effetto dello sfalsamento dei blocchi.

I solai sono definiti come infinitamente rigidi.

Per realizzare il modello tridimensionale con il software Midas GEN si è scelto di partire da un file "dxf" contenente elementi che rappresentano gli elementi (maschi murari e fasce murarie).

I maschi murari sono rappresentati come linee; al momento dell'importazione nel software si sceglie di dividere gli elementi in due parti uguali in modo da ottenere un nodo posto in mezzzeria, il quale sarà utilizzato per costruire l'elemento verticale corrispondente al maschio murario. Tale passaggio sarà ripetuto per tutti i piani.

Le fasce murarie sono invece realizzate come linee in AutoCAD e automaticamente importate nel software come elementi bidimensionali.

La pianta da cui sono stati ricavati gli elementi è la stessa utilizzata in ANDILWall 3, in modo da poter avere un confronto migliore

Sono state realizzate numerose sezioni degli elementi resistenti, quali:

- Maschi murari: sezioni rettangolari con dimensioni approssimate al decimetro, con spessori di 0,60 m e 0,48 m, per le direzioni X e Y;
- Fasce murarie: travi a sezione rettangolare, altezza pari a 0,40 m e spessore pari a 0,60 m o 0,48 m.

Concluso il processo di importazione e applicazione delle sezioni, si ottiene il modello raffigurato nell'immagine seguenti.

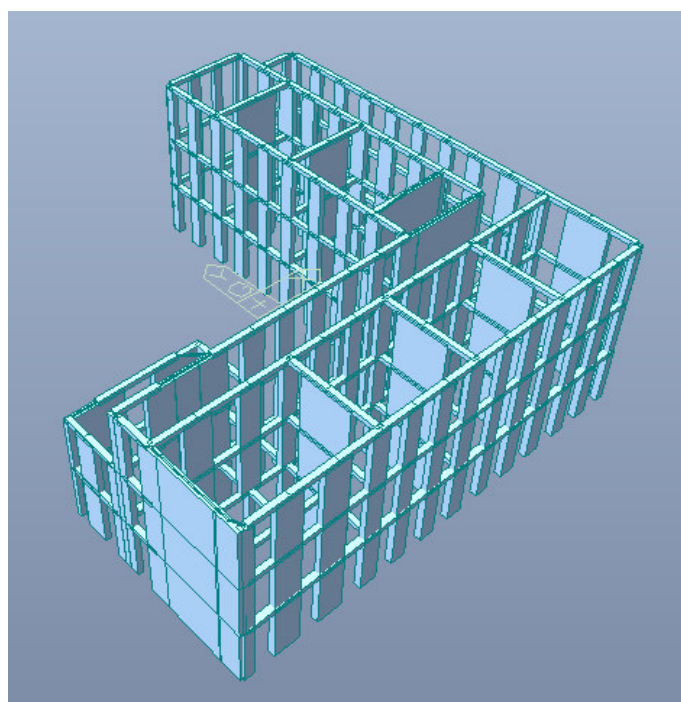


Figura 6.20: Modello Midas GEN.

Il modello risulta essere molto semplificato, in quanto non è stato considerato l'inserimento dei link rigidi a livello dell'unione tra maschio murario e fascia di piano, in modo da "spostare" il posizionamento della cerniera che si verrà a formare.

Per la realizzazione del modello è stato utilizzato un unico materiale; tale materiale è definito "muratura", utilizzato per gli elementi verticali e per le fasce murarie, con le seguenti caratteristiche:

$$E = 2,68 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$$

$$\nu = 0,25$$

$$\gamma_M = 18,00 \text{ kN/m}^3$$

Sono stati applicati alle estremità inferiori dei maschi murari del piano terra i vincoli che bloccano la rotazione e la traslazione della struttura. Nella figura riportata di seguito è riportata l'applicazione dei vincoli al modello tridimensionale.

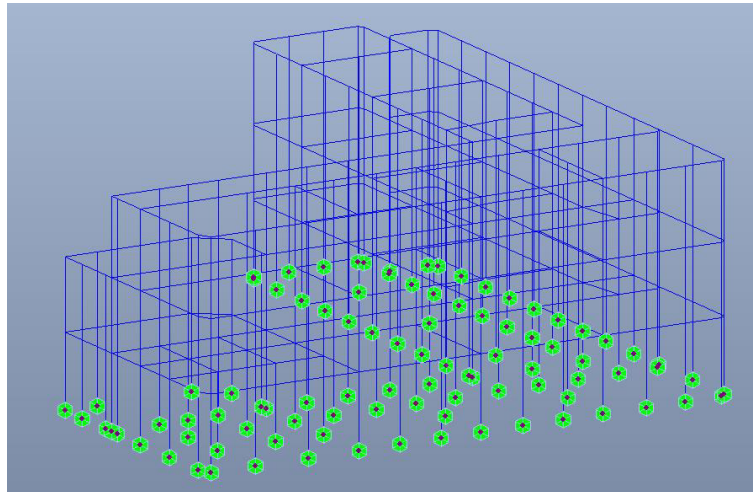


Figura 6.21: Modello Midas Gen - Vincoli.

Per applicare i carichi dei solai sugli elementi resistenti si è utilizzato il comando “Assign Floor Loads”, come nell’immagine di esempio riportata successivamente.

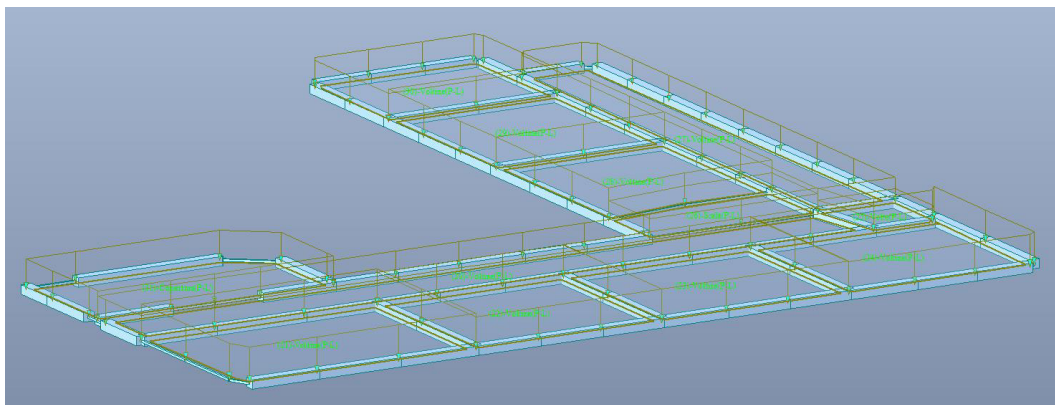


Figura 6.22: Modello Midas Gen - Solaio P2

A ogni solaio è stato assegnato il relativo carico, ricavato dall’analisi dei carichi riportata nei capitoli precedenti. Di seguito sono riportate le quattro tipologie di solaio.

Voltine in mattoni forati

Peso permanente = 6,19 kN/m²

Peso variabile = 1,80 kN/m²

Volte

Peso permanente = 7,84 kN/m²

Peso variabile = 1,80 kN/m²

Scala

Peso permanente = 5,61 kN/m²

Peso variabile = 1,80 kN/m²

Voltine in mattoni forati

Peso permanente = 2,28 kN/m²

Peso variabile = 0,00 kN/m²

6.4.2 Calcolo e risultati: analisi modale

Dopo aver sviluppato l'analisi con lo spettro di risposta, si verificano i modi di vibrare e la percentuale di massa partecipante, riportati nella figura seguente.

Tabella 6.15 – Analisi modale.

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)
1	0.0332	0.0332	44.9456	44.9456	0.0000	0.0000	0.0001	0.0001	0.0000	0.0000	28.8781	28.8781
2	73.0045	73.0377	0.8627	45.8083	0.0052	0.0052	0.0000	0.0001	0.0241	0.0241	1.8192	30.6973
3	2.8449	75.8826	29.0928	74.9012	0.0001	0.0053	0.0027	0.0028	0.0033	0.0275	44.6476	75.3449
4	0.0454	75.9280	12.5593	87.4605	0.0003	0.0056	0.0003	0.0031	0.0008	0.0283	8.4532	83.7981
5	12.9378	88.8658	3.5681	91.0285	0.0038	0.0094	0.0037	0.0069	0.0568	0.0851	3.8767	87.6749
6	7.3605	96.2263	5.0002	96.0287	0.0081	0.0175	0.0018	0.0086	0.0027	0.0878	8.6800	96.3549
7	0.0000	96.2263	0.0003	96.0290	3.8201	3.8377	0.9454	0.9541	6.5484	6.6362	0.0002	96.3551
8	0.0001	96.2264	0.0005	96.0294	0.2251	4.0627	0.0580	1.0120	1.1292	7.7654	0.0001	96.3552
9	0.0000	96.2265	0.0009	96.0303	1.4730	5.5358	0.3623	1.3743	1.2004	8.9659	0.0000	96.3552
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS	Sum	MASS	Sum	MASS	Sum	MASS	Sum	MASS	Sum	MASS	Sum
1	0.6081	0.6081	823.8640	823.8640	0.0001	0.0001	0.2321	0.2321	0.0801	0.0801	146412.73	146412.73
2	1338.1900	1338.7981	15.8139	839.6778	0.0958	0.0959	0.0152	0.2474	64.4025	64.4826	9223.3669	155636.10
3	52.1476	1390.9457	533.2781	1372.9559	0.0021	0.0979	6.4686	6.7160	8.8916	73.3742	226364.67	382000.77
4	0.8321	1391.7777	230.2151	1603.1710	0.0049	0.1029	0.7715	7.4875	2.2099	75.5840	42858.186	424858.95
5	237.1535	1628.9312	65.4033	1668.5743	0.0692	0.1721	8.9531	16.4405	151.7866	227.3706	19655.008	444513.96
6	134.9200	1763.8512	91.6542	1760.2285	0.1493	0.3214	4.2427	20.6832	7.2599	234.6306	44007.870	488521.83
7	0.0003	1763.8516	0.0052	1760.2337	70.0240	70.3454	2266.7474	2287.4306	17500.347	17734.977	1.1907	488523.02
8	0.0019	1763.8535	0.0084	1760.2421	4.1252	74.4707	138.9460	2426.3766	3017.8088	20752.786	0.5615	488523.59
9	0.0004	1763.8539	0.0156	1760.2577	27.0013	101.4720	868.6004	3294.9770	3208.1389	23960.925	0.1242	488523.71

Dalla tabella si può notare come sia il secondo modo ad avere la maggior massa partecipante (73%) nella direzione X. La figura di seguito rappresenta gli effetti del secondo modo di vibrare.

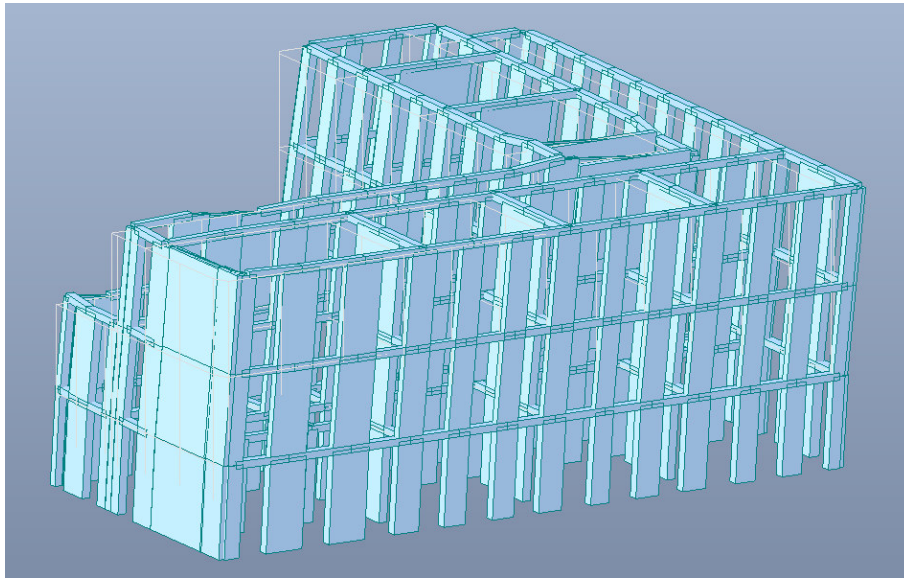


Figura 6.23: Modello Midas Gen – Analisi modale

6.4.3 Calcolo e risultati: analisi pushover

Per poter effettuare l'analisi pushover, bisogna definire le proprietà delle cerniere; per gli elementi considerati si è scelto di considerare le cerniere per le seguenti condizioni, riportate nella figura seguente dal software Midas GEN.

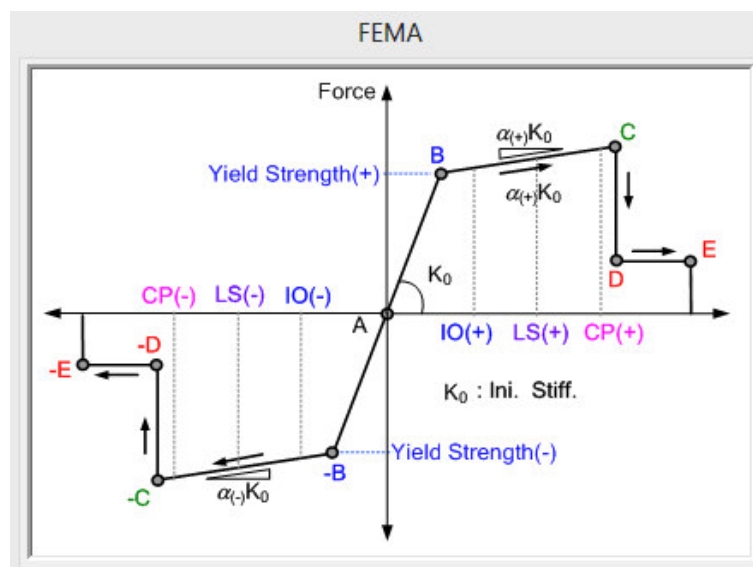


Figura 6.24: Proprietà cerniere

L'analisi pushover è stata svolta per il modo 2, controllando lo spostamento fino a una distanza di 0,3 m.

Dopo aver avviato l'analisi pushover, si verifica la curva di capacità dell'edificio, riportata in seguito.

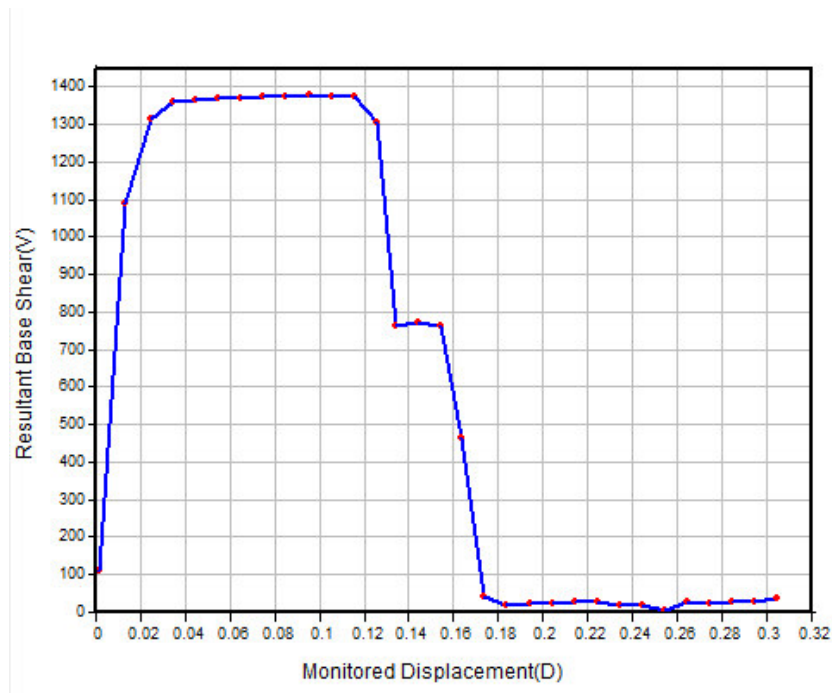


Figura 6.25: Curva di capacità – Pushover

Dalla curva si può evidenziare come si abbia un drastico calo della capacità dell'edificio dopo il 13° step di calcolo (0,11 m) e successivamente dopo il 16° step (0,15 m), per ridurre notevolmente le capacità resistenti dopo il 20° step (0,17 m).

Per rapportare i risultati ottenuti con la PGA di riferimento, si valuta il taglio dalla curva ottenuta con l'analisi pushover e la massa percentuale partecipante. Dalla tabella che riporta la massa partecipante per i vari modi di vibrare si ottiene una massa partecipante pari a 1338,19 t.

Utilizzando la formula per ottenere la PGAc, con i parametri precedentemente usati per l'analisi RE.SIS.TO., si ottiene la seguente PGAc.

Tabella 6.16 – Parametri PGA.

$\alpha_{PM} =$	0,8 -
$\alpha_{AD} =$	2,5 -
$\alpha_{DT} =$	0,8 -
$\alpha_{DUC} =$	2 -

Tabella 6.17 – Midas Gen - PGAc.

		Vr	m	Sa,c	PGAc
		[kN]	[ton]	[g]	[g]
modo	2	1378,47	1338,19	0,105	0,131

Si può evidenziare come tale valore sia inferiore rispetto ai dati ricavati per la direzione x dall'analisi svolta con il software ANDILWall 3; invece il risultato è molto simile ai dati ottenuti per la metodologia SAVE (riportati nelle conclusioni del capitolo 3.5, che confrontano il metodo SAVE con il metodo RE.SIS.TO.), utilizzando però i parametri di conversione utilizzati nel calcolo precedente (Tabella 6.16).

6.5 Conclusioni

Si valutano ora i risultati ottenuti dalla modellazione dell'edificio con i software ANDILWall 3 e Midas GEN.

Con il software ANDILWall 3 sono stati realizzati due modelli differenti: il modello 1 considera solo i maschi murari, mentre il modello 2 vede la presenza anche delle fasce murarie di piano superiori, nonostante la loro dimensione ridotta.

Confrontando i risultati ottenuti dai due modelli si evince che per la direzione Y la PGAc ottiene risultati pressochè identici; per la direzione X invece si ottengono risultati simili, che permettono di definire l'ordine di grandezza della PGAc; tali analisi non possono infatti garantire un risultato "giusto", poiché tutte le ipotesi fatte per modellare l'edificio e le conoscenze più o meno approfondite della struttura influenzano il risultato ottenuto.

Anche per il motivo appena espresso, si è scelto di effettuare un'analisi con un altro software, Midas GEN, maggiormente generico e quindi più complesso per effettuare lo studio di una struttura in muratura portante. Il modello realizzato infatti non presenta link rigidi in corrispondenza dell'incrocio tra maschi murari e "travi", che permettono di "spostare" la formazione della cerniera plastica dove il maschio murario effettivamente finisce. Anche per tale motivo, poiché le "travi" risultano di una lunghezza maggiore rispetto alla realtà e diversamente incastrate, il risultato ottenuto per la direzione X (modo 2) è inferiore rispetto a quello ottenuto con il software ANDILWall 3.

Tabella 6.18 – Risultati ANDILWall 3 – Midas Gen.

		PGAc	
		dir X	dir Y
ANDILWall 3	Modello 1	0,177	0,120
	Modello 2	0,178	0,081
Midas Gen		0,131	-

7 MODELLAZIONE EDIFICIO IN C.A.

7.1 Introduzione

Come risultato dalle analisi svolte in precedenza, l'edificio risulta molto poco sollecitato dalle azioni sismiche poiché si trova in una zona dell'Italia che non è soggetta ad accelerazioni di grande intensità.

Per valutare la possibilità di intervento sull'edificio si è ipotizzato di spostare l'edificio in un'altra zona della pianura Padana, che probabilmente avrebbe utilizzato le stesse caratteristiche tecnologiche.

Si è scelto quindi di valutare l'edificio nella città di Mirandola (MO), fortemente danneggiata dal terremoto che ha colpito l'Emilia nel maggio del 2012.

Il terremoto dell'Emilia, Lombardia e Veneto del 2012 è un evento sismico costituito da una serie di scosse localizzate nel distretto sismico della pianura padana emiliana, prevalentemente nelle province di Modena, Ferrara, Mantova, Reggio Emilia, Bologna e Rovigo.

L'area interessata dall'innesco del sisma è prossima all'Appennino, classificata a livello 3 della scala di riferimento del rischio sismico. Il complesso sistema di faglie che si diramano nella bassa pianura emiliana è quello della dorsale di Ferrara, che si raccorda a ovest con quella di Mirandola.

Le due scosse più forti, rispettivamente di magnitudo 5,9 e 5,86 sono state registrate nello stesso istante il 20 maggio 2012 con epicentro nel territorio comunale di Finale Emilia (MO), con ipocentro a una profondità di 6,3 km. Il 29 maggio 2012 una nuova scossa molto forte di magnitudo 5,8 è stata avvertita in tutta l'Italia Settentrionale: l'epicentro è situato nella zona compresa fra Mirandola, Medolla e San Felice sul Panaro. A quella scossa sono seguite altre tre scosse rilevanti: una di magnitudo 5,4, una di magnitudo 4,9 e un'ulteriore scossa di magnitudo 5,2. Nei giorni successivi sono state avvertite altre scosse, però di intensità minore.

Le accelerazioni di picco registrate dall'accelerometro di Mirandola durante le scosse più forti del 20 maggio e del 29 maggio sono state rispettivamente di 0,31 g e di 0,29 g, valori che in base alla carte vigenti di pericolosità sismica renderebbero stimabile in circa 2500 anni il tempo di ritorno di ciascun evento nella medesima area.

I terremoti del 20 maggio e 29 maggio hanno causato pesanti danni alle costruzioni rurali ed industriali, alle opere di canalizzazione delle acque, nonché agli edifici ed ai monumenti storici ed agli edifici civili di vecchia costruzione in pietra o ciottoli. I danni del sisma sono stati stimati in 13 miliardi e 273 milioni di euro.

A Mirandola si sono avuti danni gravissimi al Castello dei Pico, al palazzo comunale, al duomo e alla chiesa di San Francesco, oltre agli ingentissimi danni subiti dal comparto biomedicale.

Con i metodi di valutazioni utilizzati finora l'edificio in c.a. non è mai risultato in grado di resistere a accelerazioni di 0,31 g. Quello che si andrà perciò a condurre in questo capitolo è lo studio dell'adeguamento al quale sarebbe soggetto l'istituto se si trovasse in un'area a sismicità così elevata.

A seguito di un sopralluogo che non ha evidenziato problematiche di tipo strutturale, si parte dal presupposto che l'edificio sia in condizioni strutturali buone e quindi non risultino necessari interventi di riparazione locale di ipotetiche fessure o ripristino del copriferro.

Per prima cosa saranno elencati le varie tecniche possibili per adeguare la struttura ai nuovi carichi sismici.

7.2 Irrigidimenti metallici o setti in calcestruzzo

Questa tecnica consiste nell'inserimento di elementi che irrigidiscono la struttura e producono oscillazioni regolari in edifici predisposti a effetti torsionali, al fine di avere un effetto benefico sullo stato tensionale degli elementi resistenti.

Si può solo utilizzare su pareti opache, in assenza di aperture, il che rende non sempre possibile l'applicazione in edifici la cui destinazione d'uso impone grandi aperture finestrate su tutti i lati (come nel caso del terziario) o edifici ad interesse storico o artistico dove non sono permessi interventi così invasivi.

Questa tecnica oltre all'effetto irrigidente, migliora anche la resistenza totale della struttura.

Gli svantaggi principali sono:

- Invasività;
- Onerosità;
- Tempi lunghi di lavorazione;
- Aumento del momento di ribaltamento e del peso dell'edificio;
- Nel caso di controventi metallici è richiesta la presenza di lavoratori altamente qualificati.

È fondamentale che si inseriscano gli elementi rigidi in ogni piano, altrimenti non vi sarebbe alcun effetto positivo in quanto la presenza di un piano sofficato non migliorerebbe il comportamento resistente globale dell'edificio.

Per ridurre significativamente i tempi di lavorazione al posto di veri e propri setti in c.a. si può ricorrere alla tecnica dell'incamiciatura delle tamponature, come mostrato in figura

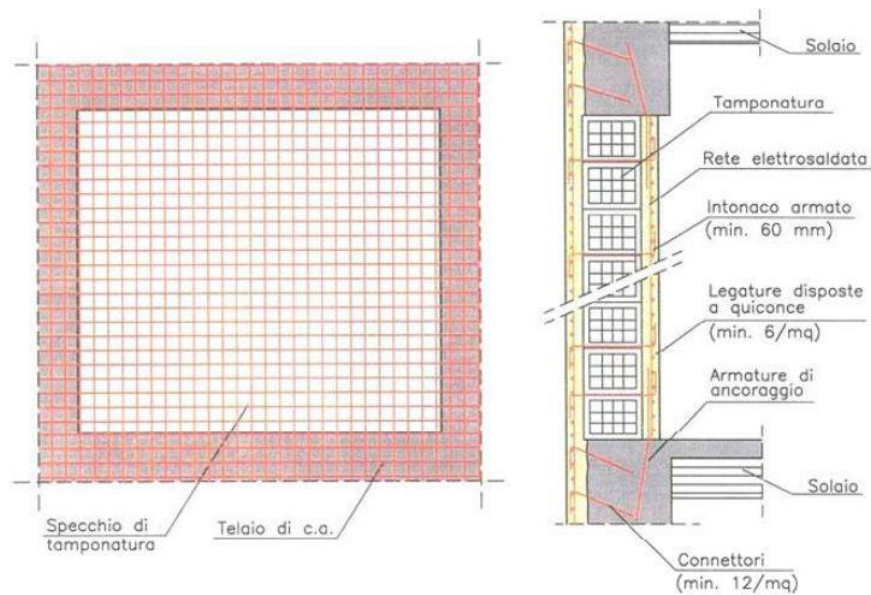


Figura 7.1: Incamiciatura delle tamponature

Questo tipo di lavorazione è concettualmente molto simile all'incamiciatura dei pilastri che verrà trattata di seguito.

I controventi metallici, se ben studiati, a differenza dei setti cementizi possono permettere l'inserimento di aperture finestrate, in quanto è possibile giocare sulle possibili conformazioni degli elementi obliqui

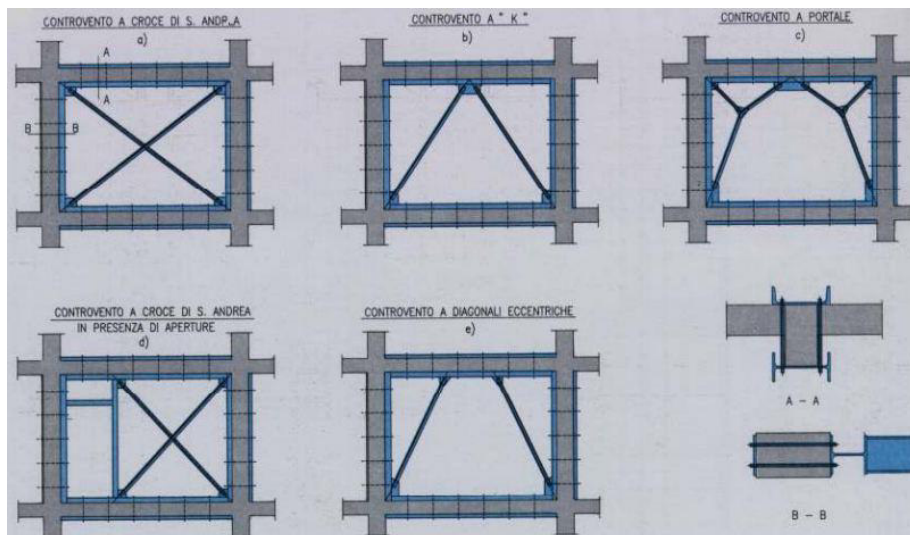


Figura 7.2: Tipologie di controventi metallici

In questo caso i profili di acciaio sono ancorati alla struttura esistente grazie a connettori metallici, così da rendere perfettamente coesa la nuova struttura con quella vecchia.

Negli ultimi anni sono entrati in commercio anche un nuovo tipo di controventi metallici: i controventi dissipativi. Sono dotati di speciali dispositivi che dissipano l'energia trasmessa dal terremoto, riducendo sensibilmente gli spostamenti in campo plastico e quindi le associate richieste di duttilità.

7.3 Beton-placque

La tecnica consiste nell'applicazione di un'armatura metallica (piastra, lamiera sagomata, trafilato, ecc.) alla struttura da rinforzare. L'incollaggio può essere diretto (mediante l'impiego di adesivi epossidici a consistenza tissotropica) o può avvenire mediante iniezione di resina epossidica. In entrambi i casi opportuni fissaggi meccanici dell'armatura metallica alla struttura completano il rinforzo.

Tale sistema viene adottato nei casi in cui il peso, la dimensione e la forma dell'armatura metallica consenta l'applicazione della stessa senza particolari problemi.

L'utilizzo di elementi in acciaio permette di raggiungere il necessario incremento in termini di capacità locale senza però incrementare la rigidità in quanto gli elementi aggiunti sono puntuali. L'applicazione comporta un incremento dell'azione di confinamento che esse esercitano e una limitazione della dilatazione trasversale, inducendo un benefico stato di compressione triassiale, che aumenta il carico di collasso per sforzo normale e la relativa duttilità. Nel contempo migliorano sensibilmente anche la resistenza a taglio dell'elemento strutturale.

I principali vantaggi sono:

- la possibilità di variare la dimensione delle lastre;
- la buona deformabilità plastica;
- la possibilità di incrementare la resistenza a flessione e a taglio.

Di contro gli svantaggi sono:

- l'elevato peso specifico delle lastre;
- la difficoltà nel trasporto legate al peso e alle dimensioni delle putrelle e delle lastre;
- la necessità di apparecchiature per il loro posizionamento e puntello;
- la non immunità alla corrosione.

Per questi motivi il beton-placque è stato ormai superato e rimpiazzato dai materiali compositi trattati successivamente.

7.4 Incamiciature in c.a. e acciaio

L'incamiciatura è una tecnica comunemente adottata nel passato che garantiva di ottenere un miglioramento della capacità degli elementi strutturali a fronte di una maggiore rigidità dell'intero edificio. L'applicazione comporta essenzialmente un incremento in termini di resistenza e rigidità.

Può essere applicata sia per sanare danneggiamenti locali che come tecnica di rinforzo; è un intervento molto efficace nel contrastare la rottura per schiacciamento di elementi strutturali sottoposti a compressione o a presso flessione.

L'applicazione di solito riguarda i pilastri; a volte si cercano di incamiciare anche i nodi ma l'impossibilità di cingerli a causa della presenza delle travi e solai limita i benefici di questa tecnica. L'azione benefica del confinamento si risente anche sull'efficienza delle armature longitudinali, limitando lo sbandamento delle barre compresse e migliorando le condizioni di aderenza acciaio-calcestruzzo.

Si riescono a conseguire i seguenti obiettivi:

- Incremento della capacità portante verticale;
- Incremento della resistenza a flessione e taglio;
- Aumento della capacità deformativa;
- Miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione.



Figura 7.3: Incamiciatura dei pilastri

Ai fini della valutazione della resistenza e della deformabilità di elementi incamiciati sono accettabili le seguenti ipotesi semplificative:

- L'elemento incamiciato si comporta monoliticamente (piena aderenza tra calcestruzzo vecchio e nuovo);
- Si considera che il carico assiale agisca sull'intera sezione incamiciata;
- Le proprietà meccaniche del calcestruzzo della camicia si considerano estese all'intera sezione se le differenze tra i due materiali non sono eccessive.

Nel caso del c.a. esistono due tipologie di incamiciatura: parziale e totale.

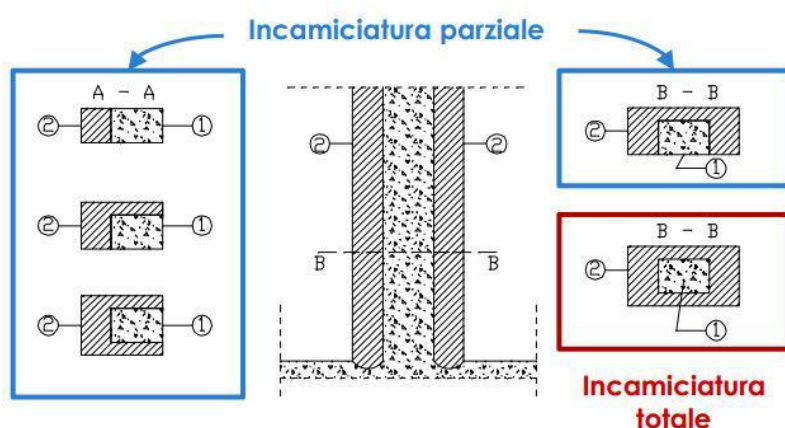


Figura 7.4: Tipologie di incamiciatura dei pilastri

Nel caso di incamiciatura parziale le barre trasversali aggiunte sono saldate al pilastro esistente così da garantire la perfetta aderenza.

7.5 Fasciature e placcature con FRP

I materiali fibrorinforzati a matrice polimerica (FRP) a fibre continue, sono materiali compositi, eterogenei ed anisotropi, che mostrano un comportamento prevalentemente elastico lineare fino al collasso. Essi trovano largo impiego nel consolidamento e nel rinforzo delle strutture civili sia in muratura sia in c.a.

I vantaggi degli FRP sono molteplici:

- Leggerezza;
- elevate proprietà meccaniche (alta resistenza a trazioni);
- rapida applicazione;
- economicità;
- caratteristiche anticorrosive.

I compositi per il rinforzo strutturale sono disponibili in diverse geometrie: esse vanno dalle lamine pultruse (estruse per trazione), utilizzate per il rinforzo di elementi dotati di superfici regolari, ai tessuti bidirezionali che possono essere invece facilmente adattati alla forma dell'elemento da rinforzare prima della fase di impregnazione. I compositi si adattano bene anche ad applicazioni in cui è necessario preservare le caratteristiche estetiche della struttura originaria (edifici di interesse storico o artistico) o in casi in cui i rinforzi tradizionali sarebbero di difficile applicazione per limitatezza dello spazio a disposizione.

Con i nastri e le lamine in FRP si realizzano interventi di rinforzo strutturale mediante il placcaggio di elementi inflessi e la fasciatura di elementi compressi per sovrapposizione di tessuti in fibra. Uno dei vantaggi di tale tipologia di intervento è la flessibilità garantita dalla possibile sovrapposizione di più strati anche secondo direzioni differenti e la capacità di adattamento a conformazioni particolari, cosa che permette il dimensionamento differenziato dei rinforzi secondo le necessità puntuali, garantendo la necessaria duttilità degli elementi strutturali.

I compositi fibrorinforzati a matrice polimerica sono costituiti da una matrice polimerica di natura organica e da fibre di rinforzo, le cui principali proprietà sono quantificabili attraverso i valori indicativi nella seguente tabella, tratta dal CNR DT 200/2004.

	Modulo di elasticità normale E	Resistenza a trazione σ_T	Deformazione a rottura ε_T	Coefficiente di dilatazione termica α	Densità ρ
	[GPa]	[MPa]	[%]	[$10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$]	[g/cm^3]
Fibre di vetro E	70 – 80	2000 – 3500	3.5 – 4.5	5 – 5.4	2.5 – 2.6
Fibre di vetro S	85 – 90	3500 – 4800	4.5 – 5.5	1.6 – 2.9	2.46 – 2.49
Fibre di carbonio (alto modulo)	390 – 760	2400 – 3400	0.5 – 0.8	-1.45	1.85 – 1.9
Fibre di carbonio (alta resistenza)	240 – 280	4100 – 5100	1.6 – 1.73	-0.6 – -0.9	1.75
Fibre aramidiche	62 – 180	3600 – 3800	1.9 – 5.5	-2	1.44 – 1.47
Matrice polimerica	2.7 – 3.6	40 – 82	1.4 – 5.2	30 – 54	1.10 – 1.25
Acciaio da costruzione	206	250 – 400 (snervamento) 350 – 600 (rottura)	20 – 30	10.4	7.8

Figura 7.5: Caratteristiche dei compositi fibrorinforzati

Come si può notare le fibre di carbonio possono esibire valori del modulo di elasticità normale molto più elevati di quelli relativi ai comuni materiali da costruzione. Si tratta quindi di materiali molto efficienti dal punto di vista strutturale, che tuttavia possono generare problemi di accoppiamento con altri materiali, aspetto quest'ultimo da doversi sempre valutare con molta attenzione da parte del progettista. La matrice può essere considerata, almeno nei casi più comuni, come un continuo isotropo. Il materiale (fase) di rinforzo, ad eccezione della fibra di vetro, è invece un materiale anisotropo; un composito è quindi un continuo non omogeneo e, nella maggior parte dei casi, anisotropo.

Tuttavia, per ottenere un composito ad elevata resistenza meccanica, non è sufficiente utilizzare fibre "resistenti": è anche indispensabile garantire una buona adesione tra la matrice ed il rinforzo. L'adesione

viene di solito promossa mediante l'impiego di un terzo componente, che, applicato in strato molto sottile sulla superficie delle fibre, la rende compatibile con la matrice organica. Tale trattamento superficiale del rinforzo comporta la presenza di una terza fase intermedia tra la matrice e le fibre, detta interfaccia o interfase.

Le matrici più utilizzate per la fabbricazione dei compositi fibrorinforzati sono quelle polimeriche a base di resine termoindurenti. Tali resine sono disponibili in forma parzialmente polimerizzata e si presentano liquide o pastose a temperatura ambiente. Per miscelazione con un opportuno reagente esse polimerizzano (reticolano) fino a diventare un materiale solido vetroso; la reazione può essere accelerata agendo sulla temperatura.

I vantaggi da esse presentati sono diversi: sono caratterizzate da una bassa viscosità allo stato fluido e quindi da una relativa facilità di impregnazione delle fibre, da ottime proprietà adesive, dalla possibilità di avere formulazioni che reticolano a temperatura ambiente, da una buona resistenza agli agenti chimici, dall'assenza di una temperatura di fusione, ecc.

I principali svantaggi sono invece rappresentati dall'ampiezza del campo di temperature di esercizio, limitato superiormente dalla temperatura di transizione vetrosa, dalla modesta tenacità a frattura (comportamento "fragile") e dalla sensibilità all'umidità in fase di applicazione sulla struttura.

Le resine termoindurenti più diffuse nel settore civile sono le epossidiche. Per le resine epossidiche la temperatura massima di esercizio dipende dalla formulazione e dalla temperatura di reticolazione. Per temperature di esercizio superiori a 60 °C, la resina deve essere opportunamente selezionata tenendo conto delle competenti variazioni delle sue caratteristiche meccaniche. Al contrario non sussistono, di solito, limiti significativi per la temperatura minima di esercizio.

Perciò i materiali compositi fibrorinforzati sono particolarmente sensibili all'esposizione alle alte temperature, circostanza che si può ad esempio verificare in caso di incendio. Quando la temperatura ambientale supera quella di transizione vetrosa della resina (o della temperatura di fusione nel caso di materiali semicristallini), la resistenza e la rigidità del sistema di FRP diminuiscono drasticamente. Nei casi di FRP applicato esternamente su elementi di calcestruzzo o di muratura, l'esposizione ad elevate temperature produce, inoltre, un rapido deterioramento dell'aderenza FRP/supporto, con conseguente delaminazione del composito e perdita di efficacia del rinforzo.

In condizioni di esposizione al fuoco, le proprietà meccaniche di sistemi a base di FRP applicati all'esterno possono essere notevolmente migliorate incrementando lo spessore del rivestimento protettivo utilizzato. È suggerito l'impiego di rivestimenti che riducano la propagazione delle fiamme e la produzione di fumi.

7.6 Consolidamento edificio in c.a.

Dopo aver analizzato i pro e contro delle tecniche di consolidamento appena esposte, e avendo considerato le peculiarità dell'edificio oggetto di studio, si è deciso di procedere all'inserimento di 2 setti murari in calcestruzzo come mostrato nelle piante allegate e nella figura seguente.

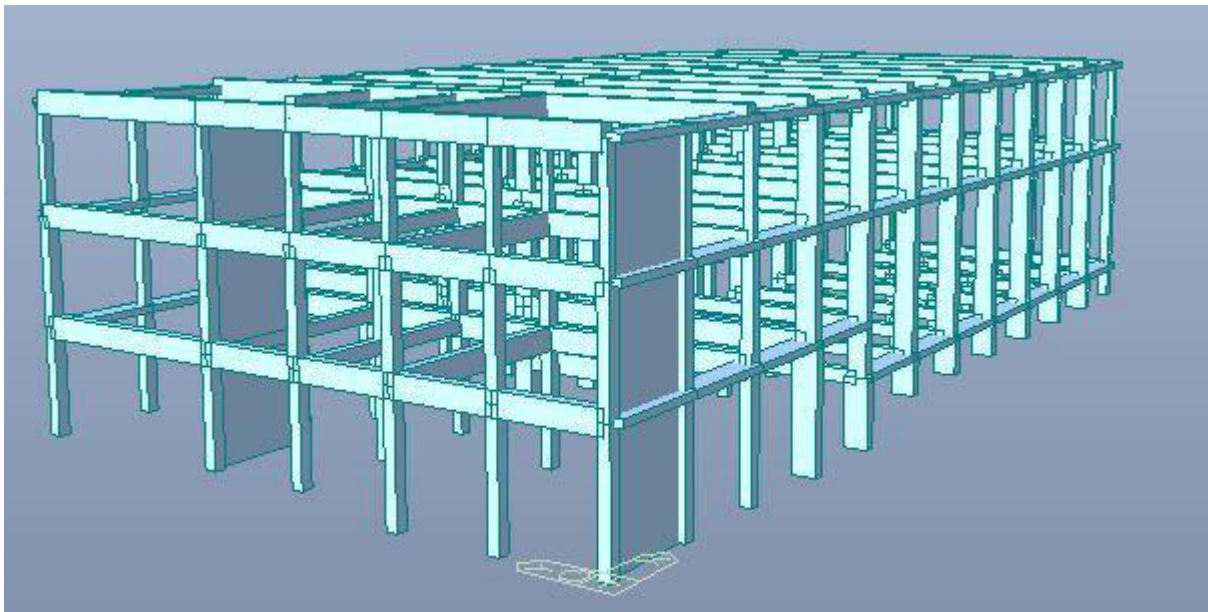


Figura 7.6: Modellazione edificio c.a. consolidato

La presenza di una direzione di comportamento nettamente più debole dell'altra ha fatto pendere verso la scelta di setti murari disposti parallelamente al lato lungo dell'edificio; i setti sono costituiti da calcestruzzo C25/30, hanno spessore 30 cm e larghezza 3,2 (l'interasse netto dei pilastri).

Si è cercato di disporre i setti più possibile lungo il perimetro dell'edificio per evitare effetti torsionali che potessero aumentare lo stato di sollecitazione nel telaio esistente; la presenza di finestrate lungo tutto il lato lungo superiore dell'edificio ha imposto che un setto fosse inserito in mezzo al telaio strutturale, in adiacenza al corpo scale.

Si è eseguita la modellazione dell'edificio consolidato con il software Midas GEN ottenendo i seguenti risultati riguardanti l'analisi modale:

EIGENVALUE ANALYSIS				
Mode No	Frequency		Period (sec)	Tolerance
	(rad/sec)	(cycle/sec)		
1	13.1101	2.0865	0.4793	0.0000e+000
2	14.5061	2.3087	0.4331	0.0000e+000
3	18.3198	2.9157	0.3430	0.0000e+000
4	38.6886	6.1575	0.1624	5.7497e-069
5	52.2991	8.3237	0.1201	9.4229e-055
6	71.3356	11.3534	0.0881	4.1288e-037
7	84.0959	13.3843	0.0747	1.3308e-026
8	100.0754	15.9275	0.0628	1.9321e-013
9	100.1575	15.9406	0.0627	9.4758e-014

Figura 7.7: Periodi propri edificio c.a. consolidato

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)
1	1.0616	1.0616	68.7802	68.7802	0.0001	0.0001	0.0019	0.0019	0.0000	0.0000	6.9809	6.9809
2	14.2497	15.3113	6.6330	75.4132	0.0001	0.0002	0.0002	0.0021	0.0005	0.0005	53.2761	60.2570
3	55.8331	71.1444	0.0205	75.4337	0.0002	0.0004	0.0002	0.0023	0.0029	0.0034	14.8625	75.1195
4	0.2512	71.3956	10.0221	85.4557	0.0003	0.0006	0.0031	0.0054	0.0000	0.0034	2.5108	77.6303
5	2.8228	74.2184	0.3898	85.8456	0.0003	0.0009	0.0015	0.0069	0.0005	0.0038	10.2490	87.8793
6	0.1427	74.3610	6.9705	92.8161	0.0003	0.0012	0.0012	0.0081	0.0009	0.0048	0.1631	88.0424
7	15.9328	90.2938	0.0348	92.8510	0.0000	0.0012	0.0006	0.0087	0.0045	0.0092	1.2229	89.2654
8	0.0518	90.3456	0.1748	93.0258	3.0569	3.0581	1.5250	1.5337	3.0475	3.0568	0.5287	89.7941
9	0.3755	90.7212	1.3482	94.3739	0.3914	3.4495	0.1812	1.7149	0.4389	3.4957	4.0951	93.8892

Figura 7.8: Analisi modale edificio c.a. consolidato

Come era lecito aspettarsi l'edificio ha acquisito maggiore rigidità e perciò il periodo dei primi modi di vibrare è diminuito, il che può essere considerato un effetto positivo in quanto gli spostamenti diminuiscono salvaguardando l'integrità delle murature, ma al contempo il sisma di progetto rischia di diventare maggiore in quanto si risale la curva dello spettro di progetto.

Un risultato interessante è il cambio di direzione di spostamento del primo modo di vibrare: senza setti circa il 75% della massa si era mossa lungo x, ora nel primo modo di vibrare circa il 69% della massa si muove lungo y.

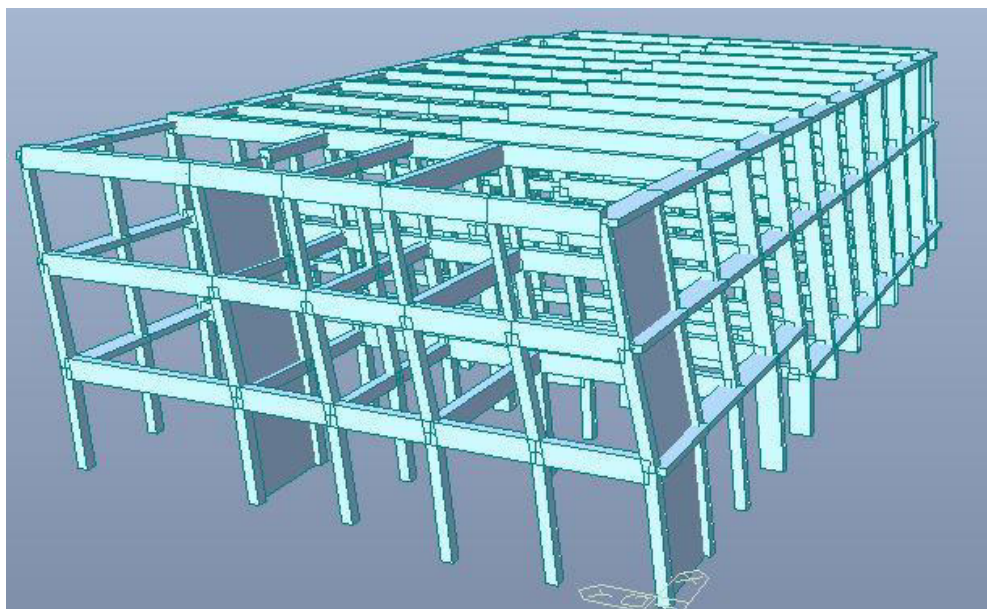


Figura 7.9: Primo modo di vibrare edificio c.a. consolidato

In definitiva si è riusciti ad aumentare la rigidità dell'edificio lungo la direzione debole tanto da renderla superiore a quella di y, così facendo i nuovi tagli resistenti di riferimenti diventano quelli calcolati lungo y, già calcolati con i metodi speditivi dei capitoli precedenti e di valore molto maggiore a quelli lungo x.

La curva di pushover calcolata con il nuovo modello è la seguente:

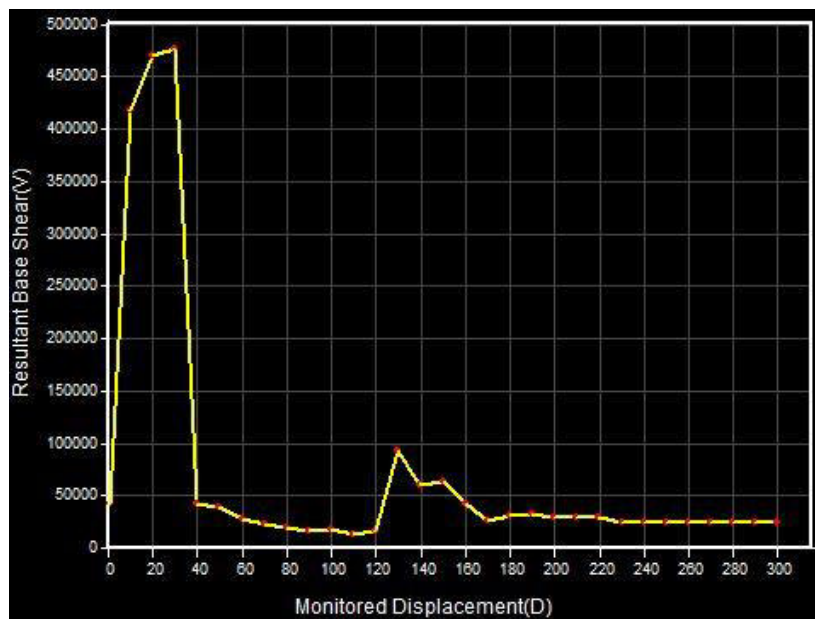


Figura 7.10: Curva di pushover edificio c.a. consolidato

L'aumentata rigidezza è espressa dai valori inferiori di spostamento monitorato per i quali si ha il massimo taglio alla base, che è aumentato più del doppio rispetto a quello calcolato senza setti (4500 kN contro 2100 kN).

7.7 Conclusioni

L'utilizzo dell'inserimenti di setti in c.a. come tecnica di consolidamento ha mostrato che come con il solo con l'eliminazione di 6 blocchi di tamponamento e la sostituzione con getti di calcestruzzo armato, le caratteristiche dell'edificio cambino sensibilmente.

L'aumentata rigidezza nella direzione x migliora le conseguenze che un ipotetico sisma potrebbero avere sul tamponamento dell'edificio; inoltre la variazione del primo modo modo di vibrare ha mostrato come sia stato possibile cambiare la direzione debole dell'edificio cosicché da poter sfruttare la maggiore inerzia dei pilastri esistenti nella direzione y (direzione di orditura delle travi).

Così il taglio resistente utile per il calcolo del PGAc diventa quello lungo y che è maggiore di quello usato lungo x, così da poter raggiungere valori di PGA nettamente superiori.

8 MODELLAZIONE EDIFICIO IN MURATURA

8.1 Adeguamento per edifici in muratura.

Obiettivo degli interventi di adeguamento è di eliminare o ridurre le carenze o gli errori progettuali, di esecuzione o di degrado, per adeguare o ripristinare la struttura. Più precisamente gli obiettivi raggiungibili con interventi di adeguamento sono:

- Incremento del valore del momento resistente M_{Rd} per forze fuori dal piano, ma anche nel piano;
- Incremento del valore del taglio resistente V_{Rd} per forze nel piano;
- Eliminazione di meccanismi di collasso cinematico per ribaltamento semplice, per flessione verticale, per flessione orizzontale;
- Incremento della duttilità del pannello murario;
- Incremento della tensione di calcolo f_{cd} della muratura per effetto di confinamento (per esempio nel caso di colonne).

I possibili interventi realizzabili su un edificio esistente possono essere divisi, in funzione dell'obiettivo da raggiungere e della grandezza dell'intervento, in tre categorie:

- Adeguamento: raggiungere livelli di sicurezza richiesti dalla normativa vigente;
- Miglioramento: incrementare la sicurezza senza raggiungere i livelli richiesti dalla normativa vigente;
- Riparazione: interventi locali per elementi isolati per migliorare la sicurezza.

In particolare, per strutture in muratura, è necessario garantire il comportamento scatolare, ovvero realizzando collegamenti efficaci tra pareti, orizzontamenti e fondazioni.

Gli interventi tradizionali riguardano l'inserimento di solai latero-cementizi al posto di solai in legno, cordoli aggiuntivi, incamiciature in acciaio, pilastri in CA, tiranti in acciaio, che nella maggior parte dei casi aumentano il peso e le masse strutturali, che di conseguenza aumentano i carichi verticali e le forze inerziali (dovute alle oscillazioni sismiche), e spesso causano lo sgombero dell'edificio per la durata dell'intervento.

Le nuove tecniche di intervento prevedono l'utilizzo di materiali fibro-rinforzati, che sono un'ottima soluzione perché scarsamente invasivi, leggeri e reversibili.

Gli interventi descritti in precedenza devono garantire compatibilità e durabilità, integrazione con la struttura esistente, il rispetto delle tecniche usate, una limitata invasività e se possibile la reversibilità dell'intervento. Fondamentale nella scelta risulta essere il rapporto costi-benefici. Inoltre è necessario comprendere i meccanismi di risposta che la struttura offre al sisma, individuarne le debolezze, stabilire le finalità dell'intervento (eliminare le debolezze o incrementare la resistenza), scegliere la tecnica più adatta per l'intervento considerato e comprendere gli effetti di tale intervento.

Nei paragrafi successivi saranno riportati le varie tipologie di intervento con i relativi pregi, difetti e possibilità di intervento.

8.1.1 Ripristino del comportamento scatolare.

L'intervento prevede di ottenere un migliore ammorsamento tra le pareti ortogonali, nonché tra pareti e solai.

Catene o tirantature post tese

È un intervento di tipo tradizionale: le catene sono realizzate in acciaio e ancorate alle pareti opposte con capochiave, nelle 2 direzioni principali dell'edificio. Tale accorgimento contrasta il ribaltamento delle pareti e collega le pareti stesse.

Le catene sono poste alla quota dei solai, e prevedono la perforazione del muro in posizione utile, e sono poste all'interno protette con guaine. Le catene sono fissate generalmente con capochiave esterni, della tipologia a paletto (migliore poiché "aggancia" una maggiore porzione di parete). Alla fine dell'intervento è necessaria la sigillatura.

Le catene possono essere attive, passive, aderenti o non aderenti. Le catene attive con debole pretensione e non aderenti limitano la fessurazione e rendono l'intervento quasi reversibile ma devono essere protette dalla corrosione.

Esiste la possibilità di pretensione delle catene con tenditori o serrando dispositivi filettati con chiavi dinamometriche; le catene non devono però essere pretese eccessivamente.

Possibili problemi possono essere causati da eccessiva presollecitazione dei tiranti che causa il punzonamento della muratura intorno alle piastre che ripartiscono lo sforzo.

Tale tipologia di intervento può essere inefficace per pareti con una snellezza eccessiva, se c'è la presenza di canne fumarie, se le murature sono di qualità scadente, oppure se sono presenti porticati o strutture particolari.

Cerchiature degli spigoli

Sono adatte per piccoli edifici. L'intervento è realizzato con elementi metallici, posizionati in modo da racchiudere il solido murario in un intelaiatura 3d, utilizzando piastre di ripartizione, soprattutto in presenza degli spigoli, per evitare la presenza di sforzi eccessivi che possono causare danni alla muratura.

Gli elementi metallici possono essere pretesi (anche successivamente).



Figura 8.1: Cerchiature degli spigoli

Cordoli in sommità

L'intervento serve per migliorare l'interazione con la copertura. Sono realizzate in diverse modalità e materiali:

- Muratura a tutto spessore di buone caratteristiche o mattoni pieni con "giunto armato";
- Acciaio;
- Calcestruzzo armato, solo su murature ben organizzate (mai su murature miste) e solo di altezza limitata.

Il collegamento con le murature esistenti può essere garantito con l'inserimento di spinotti o per attrito.

E' necessario evitare appesantimenti eccessivi.

Cordoli intermedi

Ha effetti negativi perché si aprono brecce che producono variazioni nella distribuzione degli sforzi; infatti è spesso suggerito di evitare cordolature intermedie nello spessore delle pareti. È meglio realizzare cordoli in acciaio con piattini o profili, collegati con barre passanti.

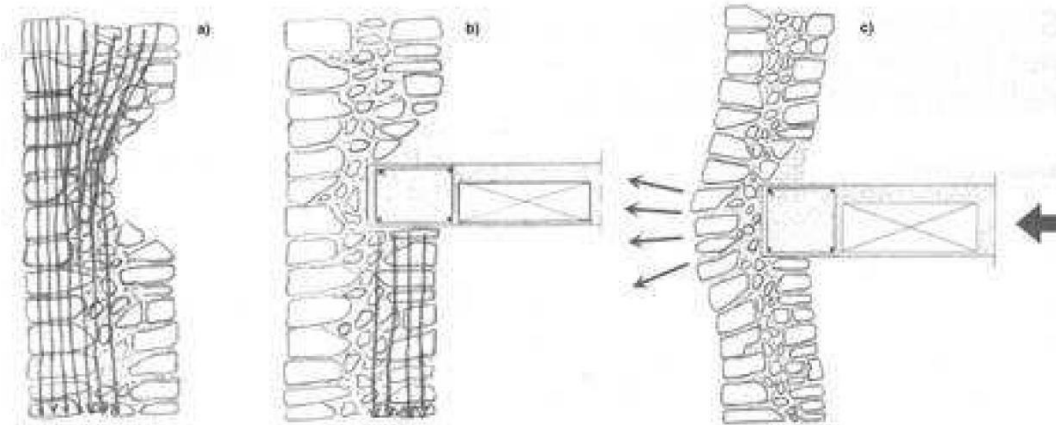


Figura 8.2: Cordoli intermedi

Ammorsature scuci e cuci

Intervento notevolmente invasivo e costoso, che risolve solo il degrado locale e non la sconnessione complessiva della struttura.

Tale intervento è utile per il ripristino della muratura danneggiata lungo le linee di fessurazione, o per la chiusura di nicchie.

Il procedimento, nel caso di una lesione, prevede il seguente iter:

- si sostituisce la muratura per una larghezza di circa 40-50 cm a cavallo della lesione;
- si opera lavorando a tratti, cominciando dal basso;
- si raschiano e si bagnano bene i due bordi del vano;
- si murano elementi simili a quelli originali con malta di calce idraulica, ammorsando bene con i due lati del vano.

Perché l'intervento sia efficace, la muratura deve presentare una minima regolarità nella tessitura. Nel caso di ciottoli o muratura mista, è conveniente intervenire con le iniezioni perché risulterebbe impossibile ripristinare la continuità.



Figura 8.3: Scuci e cuci

Perforazioni armate

Generalmente sconsigliate per la dubbia efficacia: le lesioni infatti si riproducono ai lati della zona consolidata, le barre si ossidano, e l'intervento è fortemente invasivo.

Catene o fasciature in FRP

L'utilizzo di compositi FRP per edifici in muratura è ancora limitato, ma ha notevoli vantaggi: infatti l'intervento ha peso irrisorio (non influisce quindi sulle forze inerziali) ed è facilmente realizzabile.

Questi materiali possono essere utilizzati come catene fissate con piastre di ancoraggio, oppure a fasciatura, ovvero incollando fasce di materiale alla struttura con resine epossidiche; le fibre devono essere prolungate fino a dove la muratura non è interessata da meccanismo di collasso e bisogna smussare gli angoli della struttura.

Inconvenienti che possono accadere sono la delaminazione con perdita di materiale in corrispondenza dell'ancoraggio e l'alterazione del comportamento della struttura; inoltre questi materiali non possono essere pretesi.

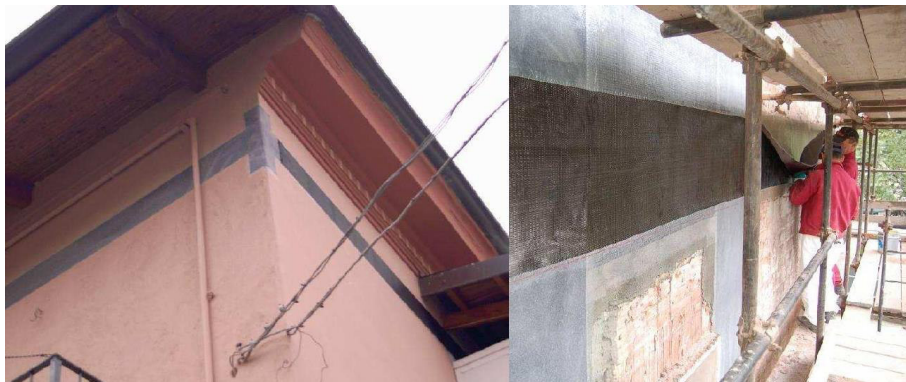


Figura 8.4: Catene o fasciature in FRP

Fasciatura in tessuto di acciaio (UHTSS)

Sono fissate alla struttura con resina epossidica o matrice cementizia. Come per le fasciature in FRP, è necessario smussare gli spigoli della struttura.

Un vantaggio rispetto agli FRP è che esiste una macchina che permette di pretendere la fascia.



Figura 8.5: Fasciatura in tessuto di acciaio (UHTSS)

8.1.2 Incremento della resistenza a taglio

Poiché le strutture in muratura resistono al sisma grazie al loro comportamento, la risposta della struttura è garantita dalla resistenza dei pannelli sottoposti ad azione taglio nel piano; ciò può causare fessurazioni perpendicolari alle direzioni principali di trazione.

Intonaci armati

E' un intervento di tipo tradizionale che prevede la realizzazione di paretine in calcestruzzo armato in aderenza alla parete di riferimento. All'interno della paretina è inserita una rete elettrosaldata dimensionata e distribuita in funzione di spessori carichi che devono sopportare.

Tale intervento risulta efficace per murature molto degradate o con lesioni, soprattutto se realizzato su entrambi i paramenti e con collegamenti trasversali (es. barre iniettate). E' sconsigliato invece su intere pareti perché aumenta la rigidità della parete e le masse.

Il procedimento di attuazione dell'intervento prevede il seguente iter:

- si demolisce il vecchio intonaco e si asportano parti di muratura incoerenti o staccate;
- si scarniscono e si spolverano le lesioni;

- si eseguono perforazioni oblique passanti (circa 6 per ogni metro quadrato);
- si collocano tondini acciaio inox (ϕ 4÷6 mm) sporgenti di circa 10 cm;
- si fissa su entrambi i lati la rete elettrosaldata;
- si collega la rete alle barre, risvoltandole;
- si applica sulle pareti ben bagnate un betoncino di malta additivata con agenti antiritiro (manualmente 3 ÷ 5 cm, a spruzzo meno di 3 cm).

Alcuni dei possibili inconvenienti sono l'ossidazione delle reti o l'inefficacia della connessione trasversale.



Figura 8.6: Intonaci armati

Pareti armate in materiale composito

L'intervento prevede la realizzazione di paretine di intonaco armate con barre in fibra di carbonio oppure una rete di rinforzo solidarizzata a muratura con elementi in composito, distribuiti sulla parete.

La rete può essere realizzata in fibra di vetro o in fibra di carbonio, immersa in miscela cementizia. L'intervento risulta poco invasivo, poiché bastano 3 cm con malta bastarda.

Il procedimento di realizzazione risulta molto simile a quello precedentemente descritto per gli intonaci armati.

Per il carbonio, le fibre devono essere disposte lungo linee di frattura, oppure possono essere utilizzate strisce di FRP lungo corsi di malta o le diagonali dell'elemento.

L'intervento è maggiormente efficace su murature irregolari, soprattutto se realizzato su entrambi i lati e se collegati (es. reticolato); aumenta la resistenza strutturale dell'elemento ma non molto la rigidità.

8.1.3 Incremento della resistenza a compressione

Tale tipologia di intervento è necessario per risolvere la crisi per schiacciamento delle colonne o dei maschi murari, causato da sezioni trasversali insufficienti, malte scadenti, carichi maggiori, cedimenti fondazione o dissesti.

Tale meccanismo è molto pericoloso, poiché evolve velocemente in collasso.

Tirantini interni alla muratura

E' un intervento tradizionale, che aumenta la resistenza a compressione dell'elemento impedendo la dilatazione laterale.

La dilatazione è impedita dall'inserimento di tirantini secondo uno schema nella muratura, che entrano in trazione. L'intervento può essere realizzato a caldo, in modo tale che quando le barre si raffreddano si ottenga una precompressione; l'inserimento dei tirantini è effettuato con fori passanti realizzati con carotiere.

Il procedimento prevede l'inserimento di barre filettate, serraggi con piattini di contrasto e sigillatura dei fori con miscele compatibili con la muratura.

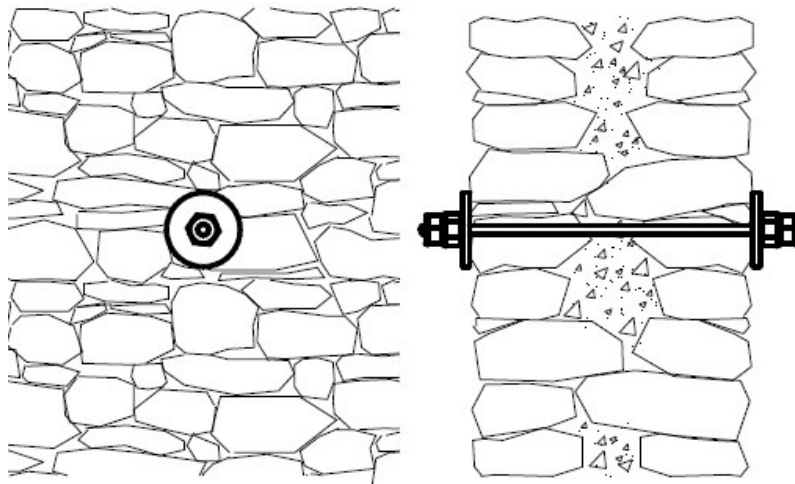


Figura 8.7: Tirantini interni alla muratura

Cerchiatura con materiali compositi FRP

I tessuti sono incollati alla superficie con resina epossidica; le fasce possono formare una cerchiatura per aumentare la qualità dell'intervento. Inoltre possono essere aggiunte barre interne alla muratura.

8.1.4 Miglioramento generale della muratura

Sono riportati in seguito alcuni interventi che migliorano le caratteristiche generali della muratura.

Iniezioni

L'intervento prevede l'utilizzo di miscele leganti per migliorare le caratteristiche meccaniche, ma non per realizzare ammorsature tra muri.

L'intervento è consigliato nel caso di apparecchio murario ben organizzato, con diffuso degrado della malta (disgregata o in parte mancante) o con presenza di lesioni.

Il procedimento di intervento prevede i seguenti passaggi:

- si scelgono dei punti per le iniezioni (2-4 al metro quadrato) e si eseguono le perforazioni con trapano solo a rotazione, per circa due terzi dello spessore del muro (solo su una faccia per spessori fino a 70 cm, sulle due facce per spessori superiori);
- si posizionano gli ugelli e si procede dal basso verso l'alto iniettando la miscela a bassa pressione (costante per tutta la durata dell'operazione) fino a che la miscela fuoriesce dai fori adiacenti;
- si effettua un controllo della diffusione della miscela mediante carotaggi o prove soniche.

Le iniezioni possono essere armate mediante l'inserimento di barre in acciaio ad aderenza migliorata, con eventuali ancoraggi alle estremità. Si possono inoltre realizzare diatoni artificiali inserendo una gabbia di barre in acciaio con staffa a spirale.

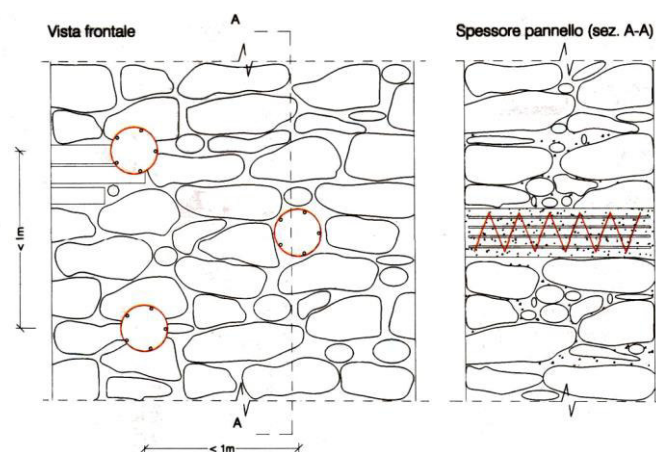


Figura 8.8: Iniezioni armate

Tale intervento è sconsigliato per murature in mattoni pieni; inoltre bisogna fare attenzione al tipo di miscela, affinché sia compatibile con la muratura, e alla pressione di immissione.

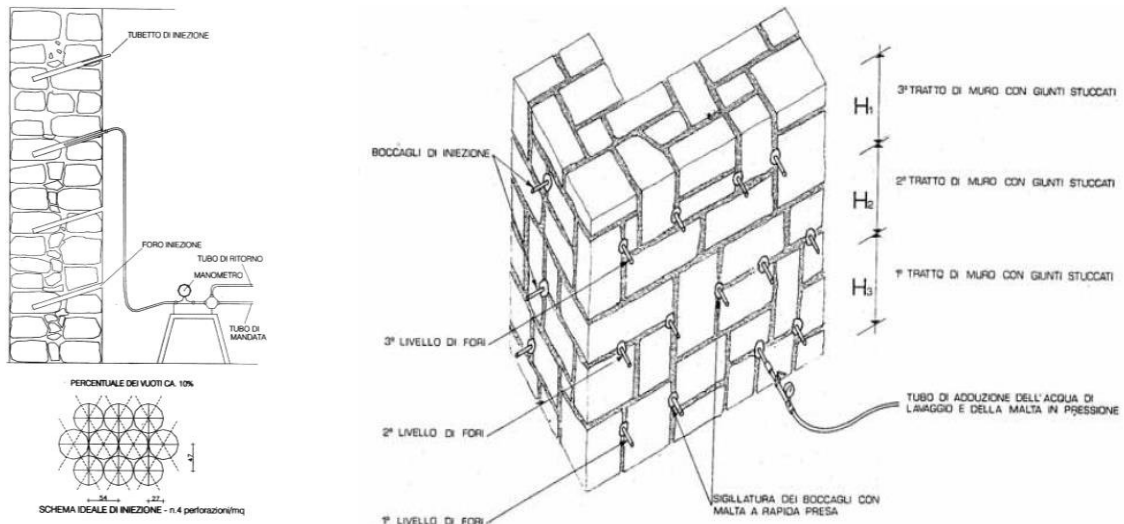


Figura 8.9: Iniezioni

Ristilatura dei giunti

L'intervento è realizzabile per murature di spessore non elevato, facendo attenzione alla malta da usare.

Il procedimento prevede:

- scarnitura profonda dei giunti murari mediante raschietti;
- lavaggio con acqua, spruzzata a pressione;
- stilatura dei giunti con malta non troppo porosa.

La ristilatura può essere armata inserendo nei giunti piccole barre o piattine in leghe metalliche o altri materiali resistenti a trazione.



Figura 8.10: Ristilatura dei giunti.

Tirantini antiespulsivi

Il sistema a tirantini antiespulsivi può essere realizzato per porzioni limitate di muratura, per qualsiasi muratura.

Le tirantature sono diffuse nelle tre direzioni ortogonali migliorando la monoliticità ed il comportamento meccanico del corpo murario, incrementandone la resistenza a taglio e a flessione nel piano e fuori del piano.

Tirantini verticali post-tesi

Possono essere utilizzati solo in casi particolari, ovvero se la muratura resiste a un incremento della sollecitazione verticale in corrispondenza degli ancoraggi.

CAM: sistema di cuciture attive

E' un sistema tridimensionale di cuciture, capace di "impacchettare" la muratura, fornendo anche un calibrato e benefico stato di precompressione triassiale. Esso viene realizzato interamente mediante nastri in acciaio inossidabile, così da eliminare qualsiasi problema di durabilità ed ottenere caratteristiche di notevole duttilità.

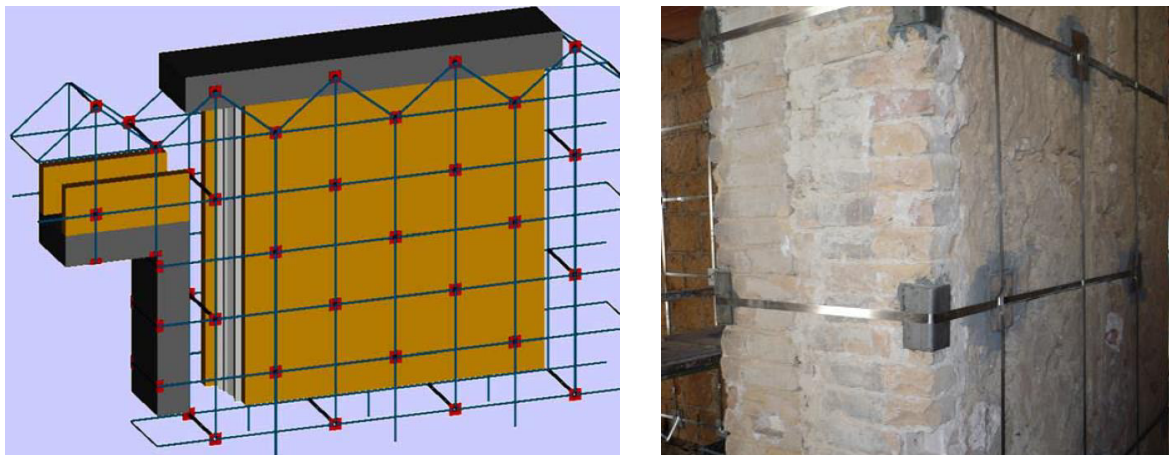


Figura 8.11: CAM.

8.1.5 Modifica della distribuzioni degli elementi murari

Per garantire il funzionamento scatolare della struttura, i muri funzionano da controvento; per tale motivo è necessario evitare aperture successive per non influenzare il comportamento dell'elemento murario.

Alcuni importanti interventi possono essere quello di chiudere le nicchie, collegando bene i nuovi elementi con quelli esistenti con la tecnica dello scuci e cuci, descritta precedentemente.

8.1.6 Inserimento di irrigidimenti nei solai

Per le strutture che non hanno solai rigidi, può essere un buon miglioramento irrigidire il solaio senza però appesantire eccessivamente la struttura.

Per solai lignei, è spesso utilizzato per irrigidire l'impalcato l'aggiunta di un doppio tavolato di legno.

Altri possibili interventi sono il controventamento del solaio con tiranti metallici, oppure l'inserimento di bandelle in acciaio o materiale composito, che irrigidiscono e permettono anche di collegare il solaio alle pareti.

Per i solai metallici può essere utile inserire una soletta armata, oltre a collegare i profili saldando bandelle metalliche trasversali all'intradosso o all'estradosso.

Bisogna fare moltissima attenzione all'inserimento di solai in calcestruzzo, poiché irrigidiscono molto il sistema, limitano la deformabilità e aumentano la resistenza, ma soprattutto aumentano le masse (soprattutto se si prevede di sostituire un solaio ligneo).



Figura 8.12: Inserimento di irrigidimenti nei solai.

8.1.7 Inserimento di giunti sismici

E' un intervento invasivo soprattutto per garantire il controllo degli spostamenti di strutture adiacenti con differenti altezze, al fine di evitare il fenomeno del martellamento; tale tipologia di intervento è però a volte impraticabile.

8.2 Adeguamento del caso studio

Per l'edificio in muratura si procede come descritto per l'edificio in calcestruzzo armato nel capitolo 7.

Si valuterà quindi l'edificio posizionato nella città di Mirandola, valutando in primo luogo la capacità dell'edificio originale e successivamente la capacità dell'edificio dopo lo sviluppo dell'intervento di adeguamento.

Si confronteranno i risultati ottenuti con la PGA di domanda per la città di Mirandola.

8.2.1 Analisi con ANDILWall 3: valutazione dell'edificio originale.

In prima istanza si verifica con il software ANDILWall 3 la resistenza dell'edificio originale all'azione del sisma per Mirandola.

Nelle immagini successive è riportato il confronto tra i parametri del sisma per Abbiategrasso e per Mirandola.

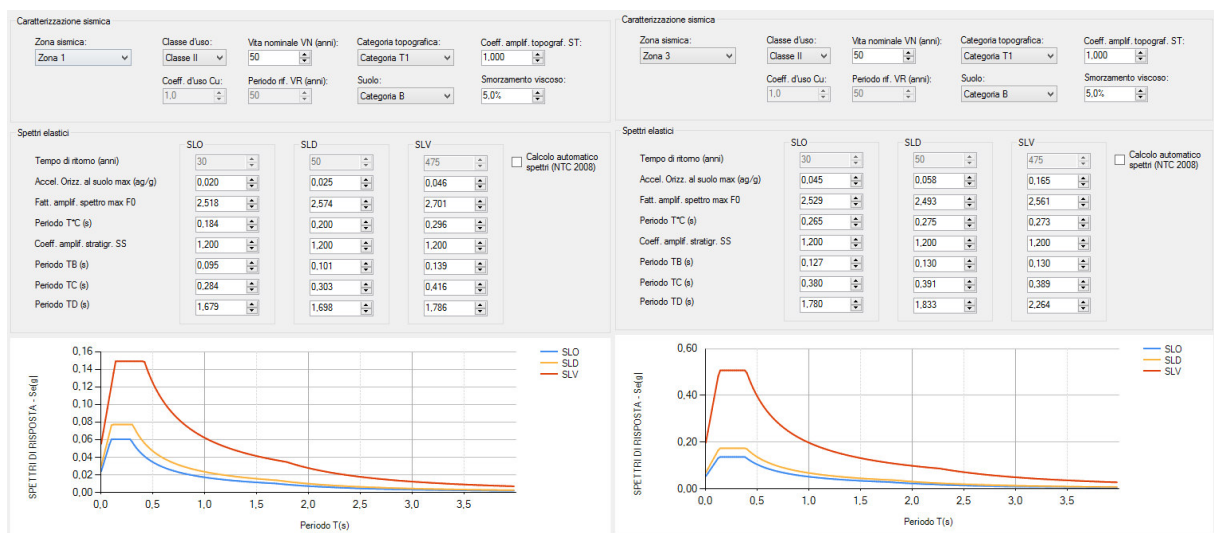


Figura 8.13: Abbiategrasso.

Figura 8.14: Mirandola.

Si può notare come per l'analisi allo SLV comporti un incremento dell'accelerazione del terreno per Mirandola di quasi 4 volte rispetto al sisma di Abbiategrasso.

Come evidenziato nelle analisi svolte nel capitolo 6, si può evidenziare come la PGA_C dell'edificio originale non possa soddisfare la richiesta per la città di Mirandola.

$$PGA = 0,198 \text{ g}$$

$$PGA_C = 0,081 \text{ g}$$

$$PGA/PGA_C = 244,44 \%$$

La domanda risulta essere 2,5 volte la capacità dell'edificio originale.

Poiché l'edificio risulta NON VERIFICATO, si può procedere all'adeguamento della struttura per cercare di aumentare le caratteristiche resistenti all'azione del sisma.

8.2.2 Valutazione degli interventi di adeguamento.

I possibili interventi di adeguamento sono stati descritti in precedenza nel paragrafo 8.1.

La prima valutazione è stata quella di dividere le varie tipologie di intervento tra interventi fortemente invasivi e interventi ragionevolmente possibili.

Gli interventi fortemente invasivi possono essere considerati come una seconda opzione, nel caso in cui altri interventi non fossero sufficienti a risolvere le carenze della struttura.

Tra gli interventi maggiormente invasivi, e quindi scartati nella prima fase del ragionamento, ci sono:

- Realizzazione di cordoli in sommità o intermedi per migliorare il comportamento scatolare della struttura;
- Ammortature con la tecnica scuci e cucì, che risolve solo il degrado locale e risulta essere anche costoso;
- Perforazioni armate: dubbia efficacia;
- Intonaci armati: aumentano le masse in gioco;
- Tirantini interni alla muratura, al fine di impedire la dilatazione laterale;
- Tirantini verticali post-tesi, utilizzabile solo in casi particolari;
- Iniezioni di miscele leganti, anche armate;
- Ristilatura dei giunti, anche con l'aggiunta di barre in leghe metalliche;
- Sistema di cuciture attive CAM;
- Inserimento di irrigidimento nei solai;
- Inserimento di giunti sismici.

Gli interventi che possono essere considerati più facilmente realizzabili sono:

- Inserimento di catene o tirantature post-tese;
- Cerchiatura degli spigoli con elementi metallici, anche post-tesi;
- Fasciature e cerchiatura in FRP o in tessuto di acciaio (UHTSS);
- Modifica della distribuzione degli elementi murari, chiudendo nicchie con la tecnica dello scuci e cucì.

Tra i quattro interventi riportati, il procedimento meno invasivo e probabilmente meno costoso risulta essere la chiusura di nicchie o aperture superflue.

Gli altri interventi, per quanto efficaci e poco invasivi, risultano però di maggior difficoltà tecnica, e quindi potranno essere considerati in un secondo momento, qualora la resistenza della struttura non sia sufficiente.

La scelta di intervento ricade sull'effettuare la chiusura di alcune nicchie e di murare le finestre che si trovano sul muro che divide le aule dal corridoio; tale intervento causerà sicuramente una riduzione delle caratteristiche illuminotecniche delle aule, ma aumenterà sicuramente la sicurezza della struttura. Si procede ora alla valutazione di tale incremento.

Nelle Tavole M-PA ed M-PS sono riportati gli interventi di adeguamento previsti.

Si procede quindi a realizzare il modello dell'edificio con la presenza degli interventi di adeguamento con il software ANDILWall 3.

Per la realizzazione del modello si utilizzano gli stessi provvedimenti usati nel capitolo 6.3 per il Modello 2. Di seguito è riportata un'immagine del modello.

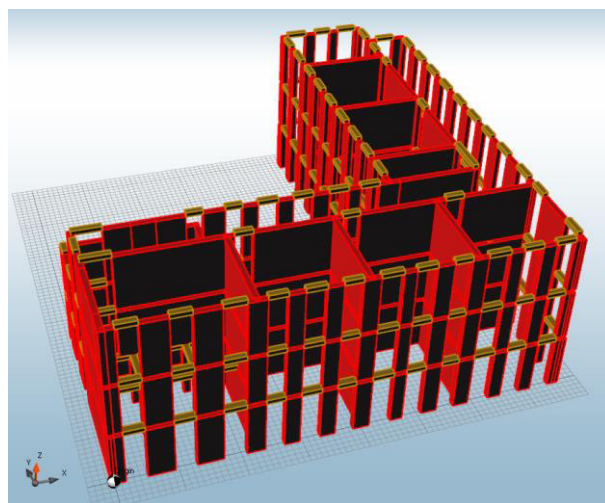


Figura 8.15: Adeguamento P2.

8.2.3 Calcolo e risultati: analisi modale.

Si verificano ora i modi di vibrare e la percentuale di massa partecipante per il modello considerato, riportati nella figura seguente.

Tabella 8.1 – Modello 3.

Modi propri di vibrare						
Modo	Autovalore	Pulsazione (rad/s)	Periodo (s)	Frequenza (Hz)	MPMx' (%)	MPMy' (%)
1	264	16,259	0,386449	2,588	2,444	35,134
2	368	19,177	0,327642	3,052	7,780	48,971
3	405	20,121	0,312271	3,202	75,025	1,318
4	2393	48,916	0,128449	7,785	0,315	6,019
5	2838	53,277	0,117935	8,479	0,361	6,919
6	3422	58,495	0,107414	9,310	12,639	0,022

Rispetto ai risultati ottenuti per i modelli 1 e 2, si evince come per il modello 3 gli interventi di adeguamento abbiano notevolmente modificato il comportamento modale dell'edificio; risulta infatti il modo 3 come principale per la direzione X (75 % di massa partecipante, mentre i primi due modi risultano maggiormente importanti per la direzione Y).

Confrontando i periodi di vibrazione con quelli dei modelli 1 e 2, si nota una notevole riduzione dei periodi, indice di un importante irrigidimento fornito dall'intervento di adeguamento proposto.

Si riportano in seguito le rappresentazioni grafiche dei primi tre modi di vibrare per il modello 3 (gli spostamenti sono incrementati di 7 volte per evidenziare meglio lo spostamento degli elementi dalla situazione iniziale).

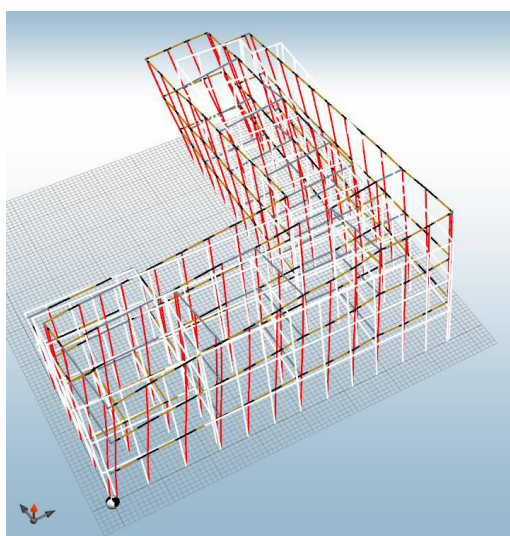


Figura 8.16: Modello 3, modo 1.

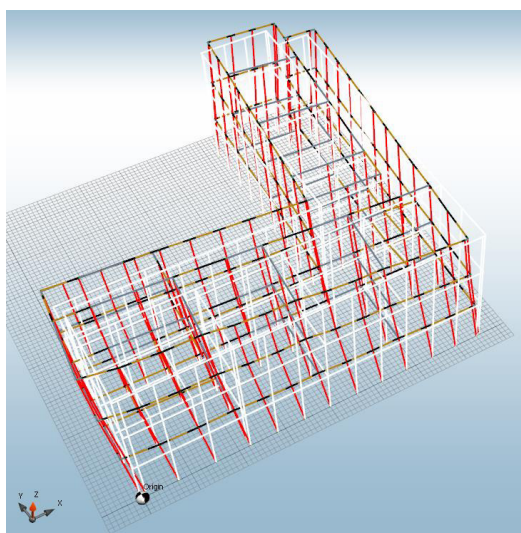


Figura 8.17: Modello 3, modo 2.

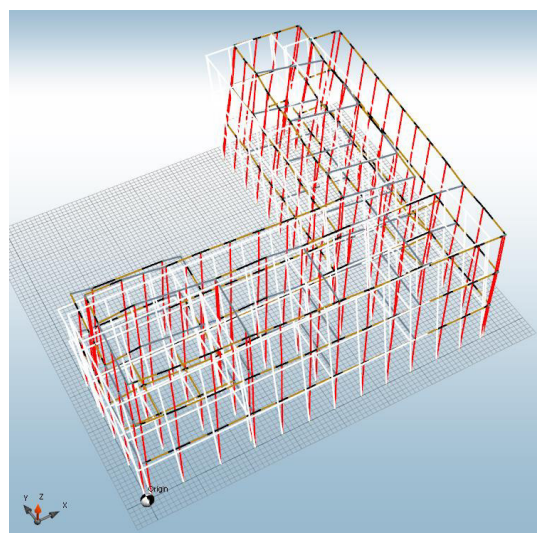


Figura 8.18: Modello 3, modo 3.

8.2.4 Calcolo e risultati: analisi pushover

Le analisi statiche non lineari da effettuare su un edificio sono, nel caso più generale, sedici per ciascuna direzione principale in esso individuata.

Con il software ANDILWall 3 sono effettuate 16 analisi, combinazione delle due direzioni considerate, X e Y, positive e negative), delle due possibili eccentricità (positiva e negativa) e dei due gruppi di distribuzione delle forze (G1: proporzionale alle forze statiche; G2: distribuzione secondaria uniforme).

L'analisi che il software svolge ha permesso di ottenere 16 curve che mettono in relazione la forza di taglio e lo spostamento di un nodo di controllo, in funzione della massa che partecipa al modo di vibrare.

Per ogni analisi è stato ricavato il valore del taglio massimo resistente, la massa partecipante al moto e con tali valori sono state ricavate le PGAc; i valori dei coefficienti utilizzati per il calcolo della PGAc sono i medesimi utilizzati nel metodo RE.SIS.TO. e sono di seguito riportati.

Tabella 8.2 – Parametri PGA.

$\alpha_{PM} =$	0,8 -
$\alpha_{AD} =$	2,5 -
$\alpha_{DT} =$	0,8 -
$\alpha_{DUC} =$	2 -

Sono ora riportati i valori della PGAc per il Modello 3.

Tabella 8.3 – Risultati Pushover – Direzione X – Modello 3.

			Vr	m	Sa,c	PGAc
			[kN]	[ton]	[g]	[g]
+X'	Ecc+	G1	4946,02	2119,83	0,238	0,297
+X'	Ecc-	G1	4941,92	2119,83	0,238	0,297
-X'	Ecc+	G1	6725,55	2119,83	0,323	0,404
-X'	Ecc-	G1	6857,92	2119,83	0,330	0,412
+X'	Ecc+	G2	6092,59	2119,83	0,293	0,366
+X'	Ecc-	G2	6116,05	2119,83	0,294	0,368
-X'	Ecc+	G2	8550,73	2119,83	0,411	0,514
-X'	Ecc-	G2	8323,48	2119,83	0,400	0,500
					min	0,297

Tabella 8.4 – Risultati Pushover – Direzione Y – Modello 3.

			Vr	m	Sa,c	PGAc
			[kN]	[ton]	[g]	[g]
+Y'	Ecc+	G1	4802,25	2283,43	0,214	0,268
+Y'	Ecc-	G1	4947,02	2283,43	0,221	0,276
-Y'	Ecc+	G1	4459,83	2283,43	0,199	0,249
-Y'	Ecc-	G1	4990,64	2283,43	0,223	0,278
+Y'	Ecc+	G2	5852,21	2283,43	0,261	0,327
+Y'	Ecc-	G2	5988,38	2283,43	0,267	0,334
-Y'	Ecc+	G2	5751,50	2283,43	0,257	0,321
-Y'	Ecc-	G2	6173,52	2283,43	0,276	0,344
					min	0,268

Si può evidenziare come la direzione in cui il collasso è più facilmente raggiungibile è la Y, nonostante il valore più basso raggiunto sia comunque superiore alla SLV richiesta ($PGA = 0,198$ g).

$$PGA = 0,198 \text{ g}$$

$$PGAc = 0,268 \text{ g}$$

$$PGA/PGAc = 73,89\%$$

Anche il software ANDILWall 3 fornisce come esito dell'analisi pushover "edificio verificato", poiché soddisfa i requisiti di spostamento.

Verificando il quadro di danno dei maschi murari per le 16 analisi svolte, anche per il modello 3 si evince che nel momento in cui la struttura raggiunge lo SLV, la maggior parte degli elementi che subiscono la crisi, la raggiungono per rottura per pressoflessione.

8.3 Valutazione dell'intervento.

L'efficacia dell'intervento di adeguamento deve valutare il rapporto tra l'invasività dell'intervento, in considerazione dei tempi, dei materiali da usare, degli spazi occupati durante l'intervento e dei risultati che lasciano a livello di fruibilità dell'edificio nella fase post-intervento, e i benefici che porta, in termini di PGA di collasso che l'edificio raggiunge. Inoltre risulta importante valutare i costi che l'intervento comporta, parametro che però non è entrato nelle considerazioni svolte, seppur l'intervento considerato non abbia certo tra i suoi difetti il costo eccessivo.

L'intervento che è stato realizzato consiste nella chiusura di nicchie ed elementi finestrati "superflui", per cui può essere considerato poco invasivo e di costi ridotti; esso infatti consiste nella realizzazione di nuove parti di muratura, cercando solamente di effettuare un buon incastro con il metodo dello scuci e cuci con le murature presenti.

I risultati sono notevoli, come evidenziato dall'incremento della PGAc: nonostante la semplicità dell'intervento, la PGAc dopo l'adeguamento risulta pari a 0,268, mentre prima dell'adeguamento la PGAc che l'edificio garantiva era pari a 0,120 per il Modello 1 (senza fasce murarie) e 0,081 per il Modello 2 (con fasce murarie). Confrontando i valori si può evincere come l'incremento sia doppio rispetto alla struttura originale.

Si può inoltre considerare che, attraverso l'implementazione di altri interventi di adeguamento poco o non invasivi, quali la cerchiatura di alcuni elementi con materiali innovativi, o il miglioramento delle prestazioni delle pareti più sollecitate con tirantini o iniezioni, si potrebbe ulteriormente aumentare le capacità di resistenza all'azione sismica dell'edificio.

9 CONCLUSIONI

9.1 Considerazioni finali.

Obiettivo della tesi era verificare la validità dei risultati ottenuti con i metodi speditivi RE.SI.STO. e SAVE, nella consapevolezza che tali metodi puntino al confronto relativo tra gli edifici considerati piuttosto che alla qualità del risultato ottenuto come PGA di collasso. Per verificare questo dato si è proceduto a confrontare le PGAc con alcuni modelli realizzati tramite software.

Nonostante i due metodi speditivi in esame (RE.SIS.TO. e SAVE) utilizzino lo stesso procedimento logico e di calcolo per ottenere la PGA di collasso, i risultati dimostrano come i valori non siano per nulla coincidenti. Tali differenze sono determinate da una diversa interpretazione dei passaggi che conducono al dato finale.

Il metodo SAVE esegue infatti un calcolo preciso del taglio per ciascun elemento verticale mentre in RE.SIS.TO il computo per le strutture in c.a. viene eseguito per un solo pilastro e il risultato ottenuto viene poi esteso a tutti gli altri casi sfruttando l'ipotesi di proporzionalità diretta tra momento resistente e momento d'inerzia. Per le strutture in muratura portante si definisce in maniera immediata la direzione critica da considerare, valutando la direzione per cui l'area della muratura è inferiore.

In questa prima fase di definizione della struttura SAVE risulta quindi maggiormente preciso. Nelle strutture in c.a. tiene conto delle chiusure e delle partizioni, il cui contributo, come dimostrato nel presente elaborato, non è trascurabile. Tralasciarne gli effetti si traduce in una semplificazione dannosa che può alterare in maniera significativa i risultati.

E' infatti difficile in termini probabilistici che un edificio resti privo di tamponamenti nel lungo periodo ed è importante evitare che in corrispondenza di un evento sismico questi elementi cedano, compromettendo gravemente la salute delle persone all'interno o in adiacenza alla struttura. In aggiunta va segnalato che in caso di rotture di elementi secondari, queste non si verificano mai in simultanea ma gradualmente. Configurazioni parziali possono alterare di molto la risposta sismica dell'edificio, introducendo effetti torsionali aggiuntivi: perciò identificare due situazioni tipo in cui in un caso siano presenti tutte le tamponature mentre nell'altro siano del tutto assenti non è la soluzione ottimale.

Ottenuti i tagli resistenti e le forze agenti, RE.SIS.TO individua subito dal loro rapporto il piano e la direzione critica dell'edificio; in SAVE invece, a causa del fatto che il coefficiente di amplificazione spettrale (α_{AD}) può assumere valori diversi, la direzione di collasso non coincide per forza con quella dove il rapporto tra taglio resistente e forza statica equivalente (in RE.SIS.TO. α_{AD} è sempre pari a 2,5) è inferiore; tale parametro è infatti frutto di un calcolo funzione del periodo di vibrazione della struttura, che però non sembra molto affidabile e incide molto sul risultato ottenuto.

Conseguenza di questo è che per valori molto diversi nelle direzioni di calcolo (come nel caso studio in c.a.) può risultare che l'edificio collassi nella direzione più rigida anche se ciò risulta inaspettato e in contrasto con l'analisi modale eseguita. Allo stesso modo per l'edificio in muratura portante si è verificato come il piano critico e la direzione critica portino risultati inattesi.

Una grande differenza tra i due metodi è rappresentata dalla diversa considerazione dei coefficienti che descrivono la geometria e le altre caratteristiche della struttura: il metodo RE.SIS.TO. offre un'analisi molto approfondita di tali informazioni, sfruttando i parametri proposti dalle schede GNDT di II livello per le analisi di vulnerabilità, utilizzate da diversi anni nel settore dell'ingegneria antisismica. Questi indicatori permettono in poco tempo di tenere conto delle debolezze e delle criticità di un edificio, dando una valutazione affidabile in tempi ridotti. Il metodo SAVE invece si basa solo su pochi parametri di carattere generale che rischiano di discostarsi troppo dalla vera natura dell'edificio.

Dopo aver realizzato modelli con i software utilizzati (ANDILWall 3 e Midas GEN), i parametri ricavati (taglio resistente e pseudo-accelerazione di collasso) sono del tutto comparabili con quelli dei due metodi speditivi. In generale il contributo del coefficiente correttivo in RE.SIS.TO ha avvicinato ulteriormente i risultati a quelli dei software, a differenza di SAVE che ha dato valori in favore di sicurezza. Tale considerazione può derivare dal fatto che il metodo RE.SIS.TO. consente una maggior padronanza da parte dell'utente, soprattutto per i parametri che gestiscono le caratteristiche geometriche e prestazionali della struttura dell'edificio.

L'analisi modale inoltre ha confermato come la direzione di spostamento in entrambe le strutture sia quella individuata dal metodo RE.SIS.TO., dando perciò validità a tale metodo e confutando i risultati di SAVE, soprattutto a causa del valore del coefficiente di amplificazione spettrale (α_{AD}).

L'ultima analisi prevede la valutazione di eventuali interventi di adeguamento per migliorare le prestazioni dell'edificio, ipotizzando un cambio di localizzazione per ottenere una domanda sismica di scala maggiore. La valutazione dell'intervento di adeguamento è stata utilizzata per svolgere una breve considerazione su come valutare il miglior rapporto tra invasività e benefici. Per tale motivo si è ricercato lo stato dell'arte per definire le possibilità di intervento, si è scelto l'intervento migliore per il caso studiato e se ne è verificata la bontà attraverso la realizzazione di un modello.

9.2 Possibilità di sviluppo

Dopo aver analizzato le diverse caratteristiche dei due metodi scelti (RE.SIS.TO. e SAVE), sono state evidenziate in entrambi delle carenze, che potrebbero essere facilmente superate implementando un foglio di calcolo maggiormente performante che cerchi di cogliere le potenzialità di entrambi. In generale per avere maggiori informazioni bisognerebbe sviluppare tali analisi su un campione di edifici maggiore e diversificato.

Per il metodo RE.SIS.TO. è necessario implementare un foglio di calcolo per svolgere le operazioni più rapidamente; è inoltre risultato molto importante aumentare la precisione nella fase di descrizione dell'edificio, valutando per esempio i momenti resistenti di tutte le sezioni in base alla geometria e alle armature. In termini di tempo con un foglio di calcolo questa accortezza non comporta dilatazioni significative.

Per tale motivo sarebbe importante creare un software che in automatico possa ricavare i risultati dall'inserimento delle caratteristiche geometriche fornite dall'utente (come avviene con SAVE), ma che permetta all'utente una maggiore interazione riguardo le caratteristiche della struttura (come avviene per RE.SIS.TO. grazie all'utilizzo dei parametri forniti dalle schede GNDT di II livello).

ALLEGATO A

A.1 Tipo ed organizzazione del sistema resistente

Si definisce sistema resistente principale quello che assume su di sé più del 70% delle azioni orizzontali.

La valutazione del sistema resistente principale è necessaria ai fini dell'assegnazione della classe.

A - Struttura rigida-resistente.

Edifici che ricadono in una delle seguenti categorie:

- 1) Edifici con sistema resistente principale costituito da pareti, pannelli in c.a. o murature armate.
- 2) Edifici con sistema resistente principale costituito da telai di c.a. e murature consistenti, efficienti e ben collegate ai campi di telaio, tali cioè da soddisfare i seguenti requisiti:
 - a) sono formate da elementi robusti (mattoni pieni o semipieni, blocchi con inerti di cls o argilla espansa, pietre naturali o artificiali piene e squadrate – anche grossolanamente – quali tufi, calcari, ecc.) con malta di buona fattura;
 - b) le aperture sono di forma “compatta” (quindi senza angoli concavi o troppo allungate) e non superano il 30% della superficie della muratura;
 - c) il rapporto fra altezza e spessore è inferiore a 20;
 - d) le tamponature non hanno distacchi dal telaio superiori ad 1 cm;
 - e) le tamponature non aggettano, rispetto al filo esterno del telaio, di più del 20% dello spessore.

Intorno ai campi di muratura devono essere presenti dei telai formati da travi e pilastri senza soluzione di continuità le cui sezioni trasversali non devono avere un'area inferiore a $25b$, con b paragonabile allo spessore della muratura (in cm.).

B - Struttura rigida-fragile / deformabile-resistente.

Edifici con sistema resistente principale costituito da campi di muratura inseriti in telai di c.a. aventi rapporti di rigidezza trave/pilastro superiori a 1.5. Le murature devono soddisfare i seguenti requisiti (pur non soddisfacendo i requisiti di A)

- a) le aperture non superano il 60% del totale;
- b) il rapporto fra altezza e spessore è inferiore a 30;
- c) non hanno distacchi dal telaio superiori a 3 cm;
- d) non aggettano, rispetto al filo esterno del telaio, di più del 30% dello spessore.

Le aree delle sezioni resistenti dei telai non devono essere inferiori a 20 b.

Il sistema resistente principale che si ottiene eliminando i campi di muratura (telai nudi) deve soddisfare i seguenti requisiti:

- a) il rapporto di rigidezza trave/pilastro deve essere superiore a 1.5 con nodo gettato in opera o giunto organizzato;
- b) la resistenza convenzionale è valutabile nella classe A o B.

Un sistema resistente quale quello che si trova in edifici in costruzione, edifici con piano pilotis, ecc. , costituito da telai non tamponati al piano di verifica (codice 5 della casella 11) può essere classificato in B o C, a seconda che i telai stessi soddisfino o meno i requisiti sopra descritti.

C - Struttura rigida-fragile / deformabile-debole

Ricadono in questa classe tutti gli edifici non classificabili in A o B.

Essendo l'edificio privo di setti murari, il Sistema resistente principale è composto dal solio telaio di pilastri e travi in c.a. e di conseguenza ne risulta una struttura ricadente in categoria C.

A.2 Qualità del sistema resistente

A - Buona.

Il calcestruzzo usato (visibile ad es. nei seminterrati, nei sottotetti, ecc.) appare di consistenza buona, privo di grandi zone "a vespaio", duro alla scalfittura e ben eseguito (con rappezzi limitati e radi). Le riprese di getto sono appena visibili e ben eseguite.

L'acciaio è in barre ad aderenza migliorata (informazione desunta da elementi di progetto), non in vista e non ossidate.

Le murature sono costituite da elementi compatti e non degradati, la malta non è degradata e non si asporta facilmente.

Le informazioni disponibili escludono cattive modalità esecutive e/o procedimenti o scelte progettuali errati in zona.

B - Media.

Edifici che non ricadono nelle classi A o C.

C - Cattiva.

Si verificano generalmente almeno due dei seguenti casi:

- a) il calcestruzzo è scadente;
- b) le barre sono visibili e ossidate ed eventualmente mal disposte;
- c) le riprese di getto sono scadenti;
- d) risultano cattive modalità esecutive;
- e) risultano cattive scelte progettuali;
- f) le murature sono classificabili come cattive.

A seguito di un sopralluogo in sito si è potuto verificare la veridicità di tutti criteri della categoria A, e però si assegnerà questa classe per quanto riguarda la qualità del sistema resistente

A.4 Posizione dell'edificio e fondazioni

Classe A

Edifici con fondazioni su terreni sciolti, con salti di quota massimi nel piano di posa non superiori a 1.5 m su 10.0 m, oppure su terreni rocciosi con salti di quota non superiori a 3.0 m su 10.0 m.

Assenza di terrapieni spingenti.

Classe B

Edifici non classificabili in A o C.

Classe C

Edifici privi di fondazioni o con fondazioni palesemente insufficienti su qualsiasi tipo di terreno.

Edifici con salti di quota massimi nel piano di posa superiori a 3.0 m su 10.0 m su terreni sciolti oppure 6.0 m su 10.0 m su roccia.

Presenza di terrapieni spingenti.

Le sezioni allegare mostrano come non vi sia presente un salto di quota nelle fondazioni superiore ai 1,5 m e perciò si considera valida la categoria A.

A.5 Orizzontamenti

I requisiti a cui deve soddisfare un orizzontamento per il funzionamento come diaframma sono di due tipi:

- a) funzionamento a lastra ed elevata rigidità per deformazioni nel suo piano (perciò buona connessione degli elementi costruttivi);
- b) efficace collegamento agli elementi verticali resistenti.

A - Rigidi e ben collegati.

Edifici i cui orizzontamenti rientrano in uno dei casi elencati nei requisiti (per almeno il 70% della loro superficie).

B - Mediamente rigidi e collegati.

Edifici che non sono classificabili in A o C.

C - Poco rigidi e mal collegati.

Edifici in cui orizzontamenti non rientrano, o vi rientrano per superfici inferiori al 30%, nei casi previsti (o analoghi) nei "criteri di definizione".

La presenza di una caldana da 4 cm in calcestruzzo garantiscono un comportamento a lastra con elevate rigidità e si suppone un efficace collegamento agli elementi verticali resistenti. Perciò ne consegue la scelta della categoria A.

A.6 Configurazione planimetrica

A - Regolare.

Si definisce regolare una pianta che soddisfa tutti i seguenti requisiti:

- 1) (per ciò che riguarda la distribuzione di masse e rigidità):
 - a) Il rapporto massimo e/d è inferiore a 0.20;

- b) Almeno il 70% degli elementi resistenti segue il perimetro della pianta compresi gli aggetti tamponati con un arretramento Δd inferiore a 0.1 (0.2 per gli oggetti non tamponati) della dimensione d ;
 - c) Il rapporto fra lato corto a e lato lungo l del rettangolo "circoscritto" alla pianta è superiore a 0.4.
- 2) (per ciò che riguarda la forma):

Per le appendici in pianta il rapporto minimo fra larghezza c e sporgenza b è > 0.5 .

B - Irregolare.

Edifici il cui piano di verifica non rientra nei casi precedenti o seguenti (classi A o C).

C - Molto irregolare.

Si definisce molto irregolare una pianta che ricade in uno dei seguenti casi (si fa riferimento a quelli della classe **A**):

- a) e/d è superiore a 0.4;
- b) più del 70% degli elementi del sistema resistente principale segue il perimetro con un arretramento Δd superiore a 0.1 (per gli aggetti non tamponati 0.2) della dimensione d ;
- c) a/l è inferiore a 0.2 e contemporaneamente più del 30% degli elementi segue il perimetro con un rapporto $\Delta d/d$ superiore a 0.1 (per gli aggetti non tamponati 0.2);
- d) esiste almeno un'appendice per la quale il rapporto c/b è inferiore a 0.25.

Si considerano soddisfatti tutti i requisiti della categoria A e perciò sarà considerata questa come categoria di riferimento per la configurazione planimetrica.

A.7 Configurazione in elevazione

Classe A

Non ci sono variazioni significative nel sistema resistente fra due piani successivi.

Non esistono rilevanti variazioni nella distribuzione di massa in elevazione sopra il piano di verifica e comunque gli aumenti sono entro il 20%.

Il rapporto T/H è inferiore a 0.1 o superiore a 0.9.

Classe B

Edifici non classificabili in A o C.

Classe C

Edifici con variazioni nel sistema resistente di 2 classi.

Edifici con variazione di 1 classe e con aumento di massa (verso l'alto) superiore al 20% oppure con rapporto T/H compreso fra 0.1 e 0.3 (o fra 0.7 e 0.9).

Edifici con variazioni non significative nel sistema resistente, ma con T/H compreso fra 0.3 e 0.7 oppure con aumento di massa superiore al 40%.

Data la differenza di altezza presente al piano terra si considera l'edificio rientrante nella categoria B.

A.8 Collegamenti ed elementi critici

Sono definiti elementi critici tutti quelli di primaria importanza per la resistenza alle azioni sismiche. Rientrano in questa definizione quasi tutti i collegamenti (possono essere esclusi i nodi trave-pilastro centrali e ben confinati, quasi tutte le zone di unione trave-solaio), i pilastri, le pareti di c.a., i pannelli di c.a., tutti gli elementi che abbiano una forza media di compressione superiore al 15% di quella ultima, gli elementi tozzi.

A - Buono.

Edifici i cui collegamenti ed elementi critici soddisfano, tutti, i seguenti requisiti:

- 1) Nodi trave-pilastro gettati in opera o prefabbricati:
 - a) la larghezza della trave non è superiore a quella del pilastro più il 20% su ogni lato, oppure la larghezza della trave non è superiore a quella del pilastro più la metà dell'altezza della trave su ogni lato;
 - b) l'eccentricità fra gli assi della trave e del pilastro non supera il 20% del minimo fra le larghezze dei due elementi;
 - c) gli assi delle travi che si affacciano al nodo non distano in pianta più del 30% della dimensione trasversale del pilastro.

- 2) Giunti in elementi prefabbricati:
 - a) nel caso di semplice appoggio, esistono dei ritegni (spinotti o risalti o simili) oppure degli impedimenti di altro tipo (collegamenti esterni robusti e rigidi) che si oppongono all'allontanamento degli elementi a contatto, in ogni direzione;
 - b) esistono saldature o incollaggi o armature tali da far classificare il giunto come organizzato.

- 3) Per i pilastri, con compressione media superiore al 15% della forza ultima, la dimensione minore è superiore a 25 cm.
 - 4) Pareti o pannelli di c.a.:
- c) lo spessore non è inferiore a 12 cm.
- d) il rapporto fra altezza e spessore non è superiore a 25.

B - Mediocre.

Edifici i cui collegamenti ed elementi critici non rientrano nei casi precedenti o seguenti.

C - Cattivo.

Edifici i cui collegamenti ed elementi critici rientrano in uno dei due casi seguenti:

- 1) Per più del 70% (calcolato come rapporto sugli elementi del sistema resistente principale) tali elementi non soddisfano i requisiti del livello A.
- 2) Per più del 30% gli elementi suddetti (con riferimento ai nodi trave-pilastro) ricadono nelle seguenti condizioni:
 - a) la larghezza della trave è superiore a quella del pilastro più il 40% su ogni lato ovvero l'altezza totale della trave su ogni lato;
 - b) l'eccentricità fra gli assi della trave e del pilastro supera il 30% del minimo fra le larghezze dei due elementi;
 - c) gli assi della trave che si affacciano al nodo distano in pianta più del 40% della dimensione trasversale del pilastro.
- 3) La dimensione minima dei pilastri, con compressione media superiore al 15% della forza ultima, è inferiore a 20 cm.
- 4) a) lo spessore delle pareti o pannelli di c.a. è inferiore a 10 cm.
 - a) il rapporto fra altezza e spessore di una parete o pannello di c.a. è superiore a 30.

Si considerano rispettati tutti i requisiti della categoria A che sarà quindi quella di riferimento.

A.9 Elementi con bassa duttilità

A - Assenti.

Edifici che non sono classificabili ai livelli B o C.

B – Presenti con bassa duttilità.

Edifici in cui si presenta anche uno solo dei seguenti casi:

- 1) L'elemento più corto ha altezza inferiore a metà dell'altezza degli altri elementi.
- 2) E' presente anche un solo elemento con altezza inferiore ai 2/3 dell'altezza degli altri elementi ed è valutabile un'elevata richiesta di duttilità.

C - Presenti con bassissima duttilità.

Edifici in cui si presenta anche uno solo dei seguenti casi:

- 1) L'elemento più corto ha altezza inferiore a un quarto dell'altezza degli altri elementi.
- 2) E' presente anche un solo elemento con altezza inferiore alla metà dell'altezza degli altri elementi ed è valutabile un'elevata richiesta di duttilità.

L'edificio in esame contiene vari elementi verticali di dimensione inferiore a metà dell'altezza degli altri elementi, esemplificativo il caso dei pilastri della categoria Pa che al piano interrato hanno un'altezza di 2,30 m mentre al piano terra di 5,40 m .

Perciò si è scelta la categoria B.

A.10 Elementi non strutturali

A - Collegati.

Gli elementi esterni sono generalmente collegati in maniera efficiente.

Gli elementi interni sono generalmente stabili anche se non collegati.

B - Stabili, ma privi di collegamenti resistenti.

Gli elementi esterni sono generalmente stabili, ma privi di collegamenti o con collegamenti non affidabili. Vi rientrano le tamponature sugli sbalzi, del tipo indicato in figura.

C - Instabili e mal collegati.

Edifici i cui elementi esterni sono generalmente instabili e mal collegati o che, comunque, non sono classificabili in A o B. Vi rientrano quelle tamponature con piano medio non coincidente con quello dei cordoli superiore o inferiore e più esterno di quest'ultimo.

In generale gli elementi esterni sono incastrati su 4 lati all'interno della maglia strutturale e quindi si considerano ben collegati (categoria A).

A.11 Stato di fatto

Classe A

Edifici con elementi del tipo 1 tutti nel primo stadio (non fessurato).

Assenza di danni in fondazione.

Presenza di danni negli elementi di tipo 3, ma tali da non pregiudicare la stabilità sotto le azioni sismiche.

Classe B

Edifici non classificabili ai livelli A o C

Classe C

Oltre il 30% degli elementi critici del tipo 1 è nel 2° stadio (fessurato).

Negli orizzontamenti esistono rilevanti lesioni di distacco (oltre i 5 mm.).

Sono accertati danni nella fondazione (lesioni in campata nelle travi rovesce, lesioni nei collegamenti dei plinti).

Classe D

L'edificio va classificato con la massima vulnerabilità possibile (codice D) nei seguenti casi:

- 1) anche un solo pilastro o parete di c.a. è nel 3° stadio (acciaio snervato) avanzato (o oltre);
- 2) sono accertabili lesioni di punzonamento nelle fondazioni, rotture di pali, o simili.

A seguito di un'ispezione non sono stati evidenziati elementi resistenti fessurati e perciò si rientra nella categoria A.

ALLEGATO B

B.1 Schede GNDT

Nel presente allegato sono riportate le schede GNDT già descritte nel capitolo 2.2.

Le schede riportate sono le seguenti:

- Scheda GNDT di I livello;
- Scheda GNDT di II livello per edifici in muratura;
- Scheda GNDT di II livello per edifici in calcestruzzo armato (1999);
- Scheda GNDT di II livello per edifici in calcestruzzo armato (1986).

Scheda di 1° livello per il rilevamento dell'esposizione e della vulnerabilità degli edifici

Sezione 5 – ETÀ DELLA COSTRUZIONE – INTERVENTI

Classi di età
 A prima del '19
 B '19
 C '46
 D '61
 E '72
 F dopo l' '81
 G
 H

INTERVENTI
 Classe di età di costr. 270
 Classe di età ultimo intervento significat. 271
 Tipo ultimo int. signif. 272

R = in deroga (Al.30 L. 64/74)

Sezione 6 – STATO DELLE FINITURE E IMPIANTI

E Efficiente
 M Non efficiente
 Z Non esistenti

Intonaci e paramenti esterni 273
 Infissi esterni 274
 Impianto elettrico 275
 Impianto idrico 276
 Finiture interne (intonaci, pavim., ...) 277
 Riscaldamento 278
 Servizi igienici 279

Sezione 7 – TIPOLOGIA STRUTTURALE

Strutture verticali
 A Muratura a sacco
 B Muratura a sacco con spigoli, mazzette, ricorsi
 C Muratura pietra sbalzata con rinforzi c.s.
 D Muratura pietra sbalzata con rinforzi c.s. e muratura perimetrale
 E Muratura pietra sbalzata con rinforzi c.s. e muratura a sbalzo
 F Muratura a sbalzo con rinforzi c.s.
 G Muratura a sbalzo con rinforzi c.s. e muratura perimetrale
 H Muratura a sbalzo con rinforzi c.s. e muratura perimetrale e calcitrando inerti pesanti
 I Muratura a sbalzo con rinforzi c.s. e muratura perimetrale e calcitrando inerti leggeri
 M Muratura mattoni pieni o multigrati
 N Paredi calcitrando non armato
 O Paredi calcitrando armato
 P Tetto di c.a. non tamponati
 Q Tetto di c.a. con tamponature decoli
 R Tetto di c.a. con tamponature e consistenti
 S Ossatura metallica
 T Miste
 U
 V

Coperture
 M Legno spingente
 N Legno "poco spingente" (vedi manuale)
 O Legno a spirata eliminata o travi orizz.
 P Acciaio spingente
 Q Acciaio spingente e cop.
 R Acciaio non spingente
 S Mista spingente
 T Mista non spingente
 U
 V

Scale
 0 Struttura appoggiata in legno
 1 Struttura a sbalzo leggero
 2 Struttura a sbalzo in acciaio
 3 Struttura a sbalzo in acciaio
 4 Struttura appoggiata in pietra o laterizio
 5 Struttura a sbalzo in pietra o laterizio
 6 Vela appoggiata in muratura
 7 Vela appoggiata in c.a.
 8 Struttura a sbalzo in c.a.
 9

Tipologia strutturale prevalente 280

1 Tipologia specialistica (capannoni, chiese, ...)
 2 Muratura o mista
 3 Calcestruzzo armato
 4 Acciaio
 5 altro

Sezione 8 – ESTENSIONE E LIVELLO DEL DANNO

Evento in data 301
 1 sistema
 2 altro 302

Danni a impianti 2 no 388
 1 si

Estensione del danno
 0 ≤ 10%
 1 10 < ≤ 20%
 2 20 < ≤ 30%
 3 30 < ≤ 40%
 4 40 < ≤ 50%
 5 50 < ≤ 60%
 6 60 < ≤ 70%
 7 70 < ≤ 80%
 8 80 < ≤ 90%
 9 90 <

M = livello danno max rilevato
 E = estensione danno più diffuso
 L = livello danno più diffuso

Livello del danno
 A Nessun danno
 B Danno lieve
 C Danno medio
 D Danno grave
 E Danno gravissimo
 F Danno totale

Strutture verticali
 M E L N
 308 312 316 320 324

Strutture orizzontali
 M E L N
 328 332 336 340 344

Scale
 M E L N
 348 352 356 360 364

GRUPPO NAZIONALE PER LA DIFESA DAI TERREMOTI (G.N.D.T.) – C.N.R.
 Scheda di 1° livello per il rilevamento dell'esposizione e della vulnerabilità degli edifici

Sezione 1 – DATI RELATIVI ALLA SCHEDA

Scheda n° 6
 Data 11
 Squadra 11

Prescheda

Sezione 2 – LOCALIZZAZIONE EDIFICIO

Aggregato strutturale
 0 via, viale 1 corso
 2 vicolo 3 piazza, largo 4 località

Nome 44
 N° civico 56
 N° accessi 60
 N° fronti a comune 62

Sezione 3 – DATI METRICI

Superficie media N° piani a superficie media coperta uguale
 Altezza media N° piani ad altezza inter piano (m) media inter. uguale

Sezione 4 – USO

Totale unità d'uso 108
 F finito
 C in costruzione

Stato dell'edificio 109
 1 totalmente utilizzato
 2 parzialmente utilizzato
 3 non utilizzato
 4 abbandonato

Totale unità d'uso 109
 1 totalmente utilizzato
 2 parzialmente utilizzato
 3 non utilizzato
 4 abbandonato

Residenza 2 no 112
 1 si

Abitazioni occupate 111
 1 si
 2 no

Abitazioni libere 110
 1 si
 2 no

N° Sup.% abitazioni occupate 113
 N° Sup.% abitazioni occup. salt. 114

Condizione prevalente 111
 1 diretta
 2 in locazione

Proprietà 110

Intensità d'uso
 N° Sup.% abitazioni libere 115
 N° Sup.% abitazioni occup. salt. 116

Periodo di utilizzazione
 N° Codice Tipo Sup.%
 189 1470 145 1144
 160 102 165 1169
 162 184 187 1188
 204 209 206 1210
 228 229 231 232
 241 250 253 254

Periodo di utilizzazione
 N° Codice Tipo Sup.%
 150 145 152
 172 179
 194 201
 216 223
 238 245
 260 267

Intensità d'uso
 N° Codice Tipo Sup.%
 145 152
 165 179
 189 201
 216 223
 238 245
 260 267

Periodo di utilizzazione
 N° Codice Tipo Sup.%
 145 152
 165 179
 189 201
 216 223
 238 245
 260 267

Intensità d'uso
 N° Codice Tipo Sup.%
 145 152
 165 179
 189 201
 216 223
 238 245
 260 267

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



Codici ISTAT Provincia		Codici ISTAT Comune		Schema N°				
PARAMETRI	Classi	ELEMENTI DI VALUTAZIONE				SCHEMI - RICHIAMI		
	Qual. Inf.							
1	11	21	Norme nuove costruzioni (Clas. A) 33 Norme riparazioni (Clas. A) 32 Cordoli e catene tutti i livelli (Clas. B) 31 Buoni ammortam. fra muri (Clas. C) 4 Senza cordoli cattivi ammort. (Clas. D) 5 (vedi manuale) 34				Parametro 3. Resistenza convenzionale Tipologia strutture verticali τ_s (l/mq)	
2	13	23	Numero di piani N 56 Area totale coperta A _t (mq) 57 Area A _x (mq) 41 Area A _y (mq) 44 τ_s (l/mq) 42 Alt. media interpiano h (m) 50 Peso specifico pareti p _m (l/mc) 52 Carico permanente solai P _s (l/mq) 54				Minimo tra A _x ed A _y A (mq) Massimo tra A _x ed A _y A (mq) Coeff. a ₀ = A/A _t Coeff. γ = B/A $q = (A_x + A_y) h p_m / A + P_s$ $C = q \tau_s \sqrt{1 + \frac{qN}{A}}$ $q = 1,5 q_s \tau_s (1 + \gamma)$ Parametro 5. Configurazione planimetrica	
3	13	24	Pendenza percentuale del terreno 58 Rocca Fondazioni: SI 1 No 2 Terr. sciolto non sping. Fond. SI 3 No 4 Terr. sciolto spingente Fond. SI 5 No 6 Differenz. max di quota Δh (m) 59				Parametro 6. Configurazione in elevazione Parametro 7. Configurazione in elevazione 	
4	14	25	Piani sfalsati SI 1 No 2 Orizzontamenti rigidi e ben collegati 63 Orizzontam. deformabili e ben collegati 2 Orizzontam. rigidi e mal collegati 3 Orizzontam. deformabili e mal collegati 4 % Orizzontam. rigidi e ben collegati 64				Parametro 8. Copertura 	
5	15	26	Rapporto percentuale p _v = all 65 Rapporto percentuale β = bf/l 70 % aumento (+) o diminuzione(-) di massa 74 Rapporto percentuale T/H 71 Percentuale superficie porticata 72 Piano terra porticato SI 1 No 2 Rapporto massimo I/S 82					
6	16	27	Copert. non sp. 83 poco sp. 1 sp. 2 Cordoli in copertura SI 85 No 1 Catene in copertura SI 86 No 2 Carico perman. copert. p _c (l/mq) 87 Lunghez. appoggio copert. l _s (m) 90 Perimetro copertura l (m) 94					
7	17	28	(vedi manuale) 81 (vedi manuale)					
8	18	29						
9	19	30						
10	20	31						
11	21	32						

G.N.D.T. - SCHEDA DI VULNERABILITÀ DI 2° LIVELLO (CALCESTRUZZO ARMATO)		Codice ISTAT Provincia _____ Comune _____		Codice ISTAT Comune _____		Codice ISTAT Comune _____		Codice ISTAT Comune _____		Codice ISTAT Comune _____	
PARAMETRI		Classi		ELEMEN TI DI VALUTAZIONE E SCHEMI - RICHIAMI		Scheda N° 7					
1	TIPO ED ORGANIZZAZIONE DEL SISTEMA RESISTENTE			<p>La valutazione va riferita alla direzione più debole.</p> <p>1 Pareti in c.a. in entrambi le direzioni 2 Pilastri e travi alte 3 Pilastri e travi in spessore di solaio 4 Altro 5 Non so</p>							
2	DISTRIBUZIONE DELLE TAMPONATURE			<p>Considerare solo le tamponature esterne e i campi di tamponatura pieni per più del 70% a contatto con la maglia strutturale (travi e pilastri).</p> <p>A Su 4 lati esterni B Su 3 lati esterni C Su 2 lati esterni D Su 1 lato esterno</p>							
3	CONFIGURAZIONE PLANIMETRICA	Forma		<p>Il nucleo scale e ascensore sono da considerarsi resistenti quando sono realizzati o in pareti di c.a. o a struttura intelaiata con tamponatura consistente (Blocchi cis o tufo, mattoni pieni o forati doppio UNI)</p> <p>Forme compatte Forme non compatte</p> <p>1 Forma compatta con nucleo scala/ascensore resistente centrale 2 Forma compatta con nucleo scala/ascensore resistente eccentrico 3 Forma non compatta con nucleo scala ascensore resistente centrale 4 Forma non compatta con nucleo scala/ascensore resistente eccentrico</p>							
4	IRREGOLARITÀ IN ELEVAZIONE	Piano debole Pilastri tozzi		<p>Per piano debole si intende un piano che ha una rigidità ridotta rispetto agli altri come il caso di piano pilotis o piani con grandi aperture o piani privi di tamponature o tamponature poste in oggetto o arretrate rispetto alla maglia strutturale</p> <p>A Assente B Diverso dal piano terra con nucleo scala/ascensore resistente C Al piano terra con nucleo scala/ascensore resistente D Diverso dal piano terra senza nucleo scala/ascensore resistente E Al piano terra senza nucleo scala/ascensore resistente</p> <p>1 Assenti 2 Per travi a ginocchio o piani sfalsati 3 Per finestre a nastro 4 Altro</p>							

G.N.D.T. - SCHEDA DI VULNERABILITÀ DI 2° LIVELLO (CEMENTO ARMATO)		Codice ISTAT Provincia _____ Comune _____		Codice ISTAT Comune _____		Codice ISTAT Comune _____		Codice ISTAT Comune _____		Codice ISTAT Comune _____	
PARAMETRI		Classi		ELEMEN TI DI VALUTAZIONE		Scheda N° 8					
1	TIPO ED ORGANIZZAZIONE DEL SISTEMA RESISTENTE (S.R.)			<p>SCHEMI - RICHIAMI (CEMENTO ARMATO)</p> <p>Parametro 3. Resistenza convenzionale. Minimo fra A_s e A_t A (mq) Coefficiente $\alpha_s = A_s/A_t$ $q = (A_s + A_t) \cdot h \cdot \rho_w / (A_t + P_s)$ $C = \alpha_s \cdot \tau / (q \cdot N)$ $\sigma = C / (0.4 \cdot R)$</p> <p>Terroni tipo S₁; R = 2.5 (T < 0.35 sec) R = 2.5 / (T / 0.35)^{2.5} (T ≥ 0.35 sec) Area tot. cop. A_s; R = 2.2 (T < 0.8 sec) R = 2.2 / (T / 0.8)^{2.2} (T ≥ 0.8 sec)</p> <p>Parametro 6. Configurazione planimetrica. $\beta = 0$ (cl. A) $\beta = 0.08$ (cl. B) $\beta = 0.28$ (cl. B) $\beta = 0.40$ (cl. C) $\beta = 0.43$ (cl. C)</p> <p>Parametro 7. Configurazione in elevazione.</p> <p>Parametro C8. Collegamenti ad elementi critici.</p>							
2	QUALITÀ DEL S.R.			<p>Parametri di c.a. (cl. A) Tamp. cons. e telai (cl. A) Tamp. deb. e telai rig. (cl. B) Tamp. deb. e telai def. (cl. C) Telai non tamp. (cl. B o C) (vedi manuale)</p> <p>Numero di piani N Area tot. cop. A_s (mq) Area A_s (mq) Area A_t (mq) T_s (l/mq) Alt. media interp. h (m) Peso spicc. par. P_{sp} (t/mq) Carico perm. sol. p_a (t/mq) Pend. perc. terr. Roccia fond. si Terr. sc. non sp. fond. si Terr. sc. sp. fond. si Diff. max di quota Δh (m) Piani sfalsati si Orizz. rig. e ben coll. Orizz. def. e ben coll. Orizz. rig. e mal coll. Orizz. def. e mal coll. % or. rig. ben coll. Rapp. perc. β₁ = a/l Rapp. perc. β₂ = e/d Rapp. perc. β₃ = Δ d/d Rapp. perc. β₄ = Δ d/d Rapp. perc. β₅ = c/b aumento (+) % riduz. (-) di massa Rapp. perc. γ/H Var. in elev. s.r. Piano terra port. si Rapp. perc. γ₁ = e/b Rapp. perc. γ₂ = e/b min Rapp. perc. γ₃ = e/b* Rapp. max h_{max}/h_{min} % e/Rc (approssim.) Colleg. el. pref. si L_{min} min. b_{min} (cm) Rapp. min. h_{max}/b Rapp. max h_{max}/h_{min} (vedi manuale)</p>							
3	RESISTENZA CONVENZIONALE										
4	POSIZIONE EDIFICIO FONDAZIONI										
5	ORIZZONTAMENTI										
6	CONFIGURAZIONE PLANIMETRICA										
7	CONFIGURAZIONE IN ELEVAZIONE										
C8	COLLEGAMENTI ED ELEMENTI CRITICI										
C9	ELEM. BASSA DUTT.										
10	EL. NON STRUTT.										
11	STATO DI FATTO										

ALLEGATO C

C.1 RE.SIS.TO.: Aree Murature

Nel presente allegato sono riportate le tabelle che riportano le aree resistenti degli elementi murari; i calcoli che producono tali risultati sono descritti nel capitolo 3.4.2.

E' inoltre presente la rappresentazione delle 3 piante con la denominazione dei muri analizzati nel metodo RE.SIS.TO.

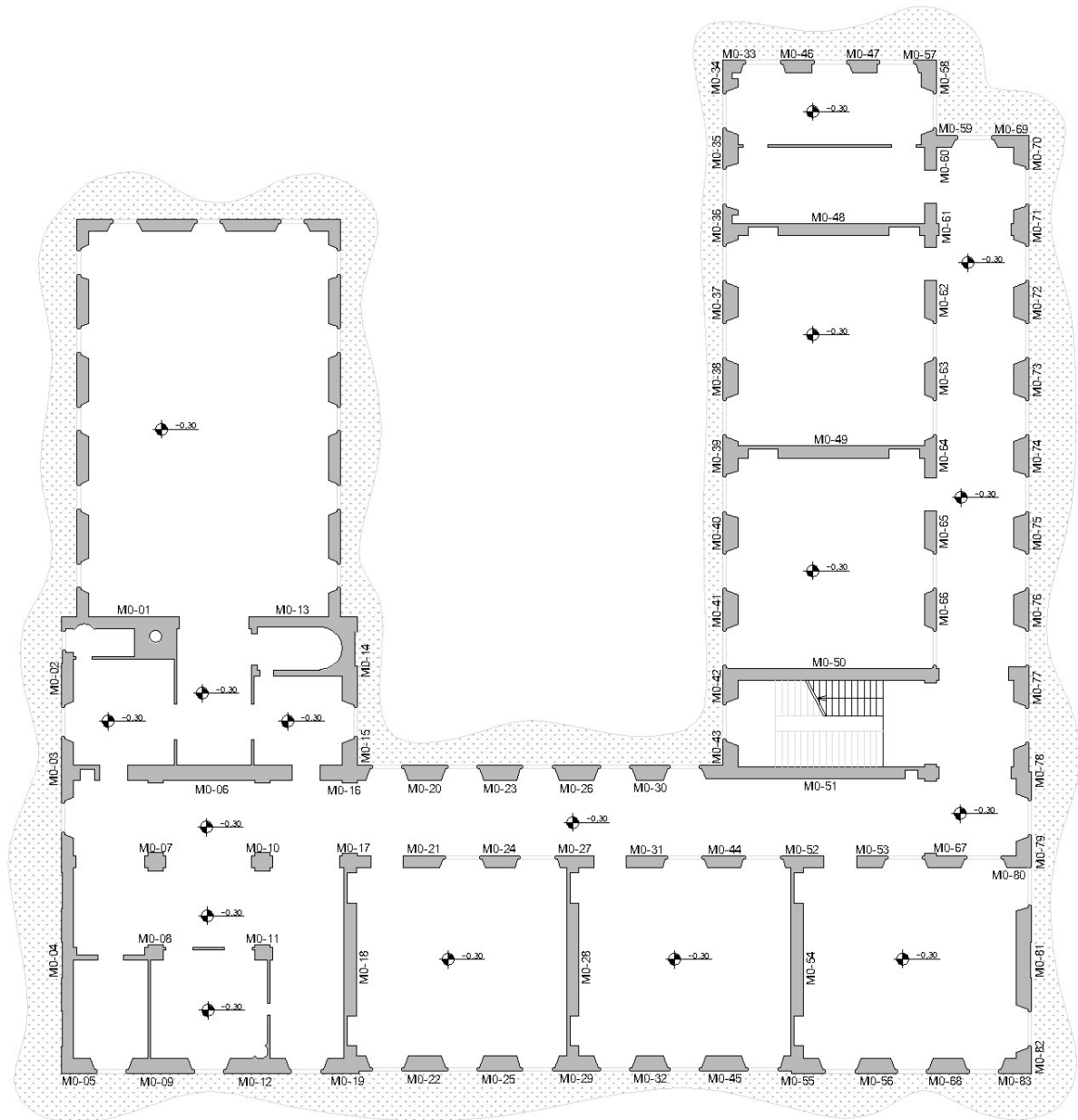


Figura 0.1: RE.SIS.TO. Piano Terra.

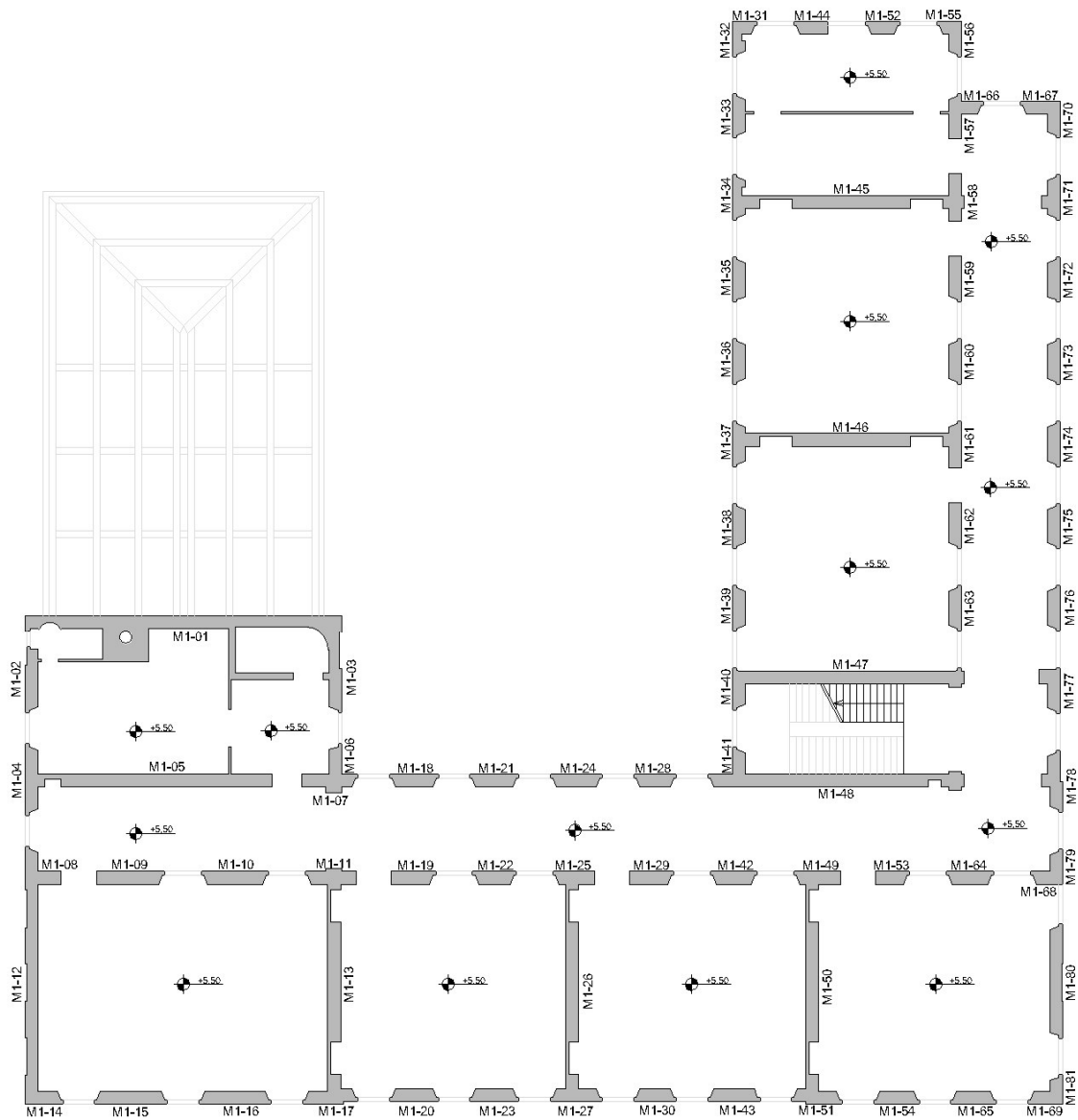


Figura 0.2: RE.SIS.TO. Piano Primo.

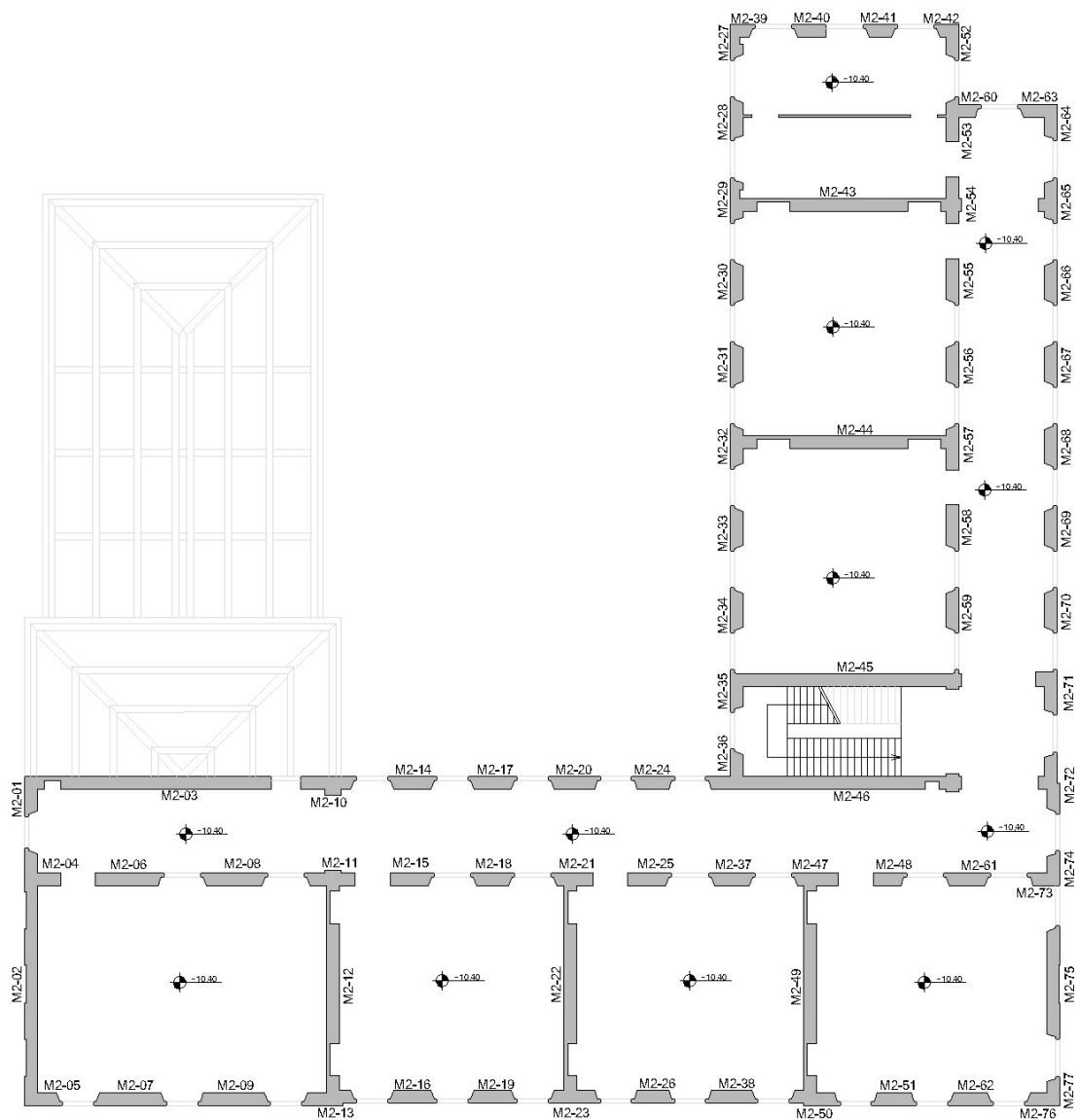


Figura 0.3: RE.SIS.TO. Piano Secondo.

C.2 Aree Direzione X

Si valutano ora, per ogni piano, gli elementi murari resistenti all'azione nella direzione x.

Per ogni elemento si calcolano le aree con le opportune deduzioni, ricavate in pianta.

Tabella 0.1 – Piano secondo – dir X.

	x	y	Deduzioni	Ax
	[m]	[m]	[m2]	[m2]
M2-03	9,15	0,48	0,19	4,21
M2-04	1,33	0,48	0,00	0,64
M2-05	1,18	0,48	0,00	0,57
M2-06	2,30	0,48	0,00	1,10
M2-07	2,27	0,48	0,00	1,09
M2-08	2,05	0,48	0,00	0,98
M2-09	2,27	0,48	0,00	1,09
M2-10	1,86	0,48	0,00	0,89
M2-11	1,66	0,48	0,00	0,80
M2-13	1,62	0,48	0,00	0,78
M2-14	1,39	0,48	0,00	0,67
M2-15	1,43	0,48	0,00	0,69
M2-16	1,39	0,48	0,00	0,67
M2-17	1,39	0,48	0,00	0,67
M2-18	1,18	0,48	0,00	0,57
M2-19	1,39	0,48	0,00	0,67
M2-20	1,49	0,48	0,00	0,72
M2-21	1,32	0,48	0,00	0,63
M2-23	1,49	0,48	0,00	0,72
M2-24	1,16	0,48	0,00	0,56
M2-25	1,42	0,48	0,00	0,68
M2-26	1,16	0,48	0,00	0,56
M2-37	1,29	0,48	0,00	0,62
M2-38	1,50	0,48	0,00	0,72
M2-39	0,70	0,48	0,00	0,00
M2-40	1,04	0,48	0,00	0,50
M2-41	0,84	0,48	0,00	0,00
M2-42	0,70	0,48	0,00	0,00
M2-43	8,48	0,48	0,84	3,23
M2-44	8,48	0,48	0,84	3,23
M2-45	8,48	0,48	0,00	4,07
M2-46	9,18	0,48	0,14	4,27
M2-47	1,50	0,48	0,00	0,72
M2-48	1,02	0,48	0,00	0,49
M2-50	1,46	0,48	0,00	0,70
M2-51	1,26	0,48	0,00	0,60
M2-60	1,08	0,48	0,00	0,52
M2-61	1,33	0,48	0,00	0,64
M2-62	1,26	0,48	0,00	0,60
M2-63	1,26	0,48	0,00	0,60
M2-73	0,98	0,48	0,00	0,00
M2-76	1,09	0,48	0,00	0,52
			TOT	41,97

Tabella 0.2 – Piano primo – dir X.

PIANO PRIMO				
	x	y	Deduzioni	Ax
	[m]	[m]	[m2]	[m2]
M1-01	11,74	0,48	0,35	5,28
M1-05	9,15	0,48	0,19	4,21
M1-07	1,86	0,48	0,00	0,89
M1-08	1,33	0,48	0,00	0,64
M1-09	2,30	0,48	0,00	1,10
M1-10	2,05	0,48	0,00	0,98
M1-11	1,66	0,48	0,00	0,80
M1-14	1,18	0,48	0,00	0,57
M1-15	2,27	0,48	0,00	1,09
M1-16	2,27	0,48	0,00	1,09
M1-17	1,62	0,48	0,00	0,78
M1-18	1,39	0,48	0,00	0,67
M1-19	1,43	0,48	0,00	0,69
M1-20	1,39	0,48	0,00	0,67
M1-21	1,39	0,48	0,00	0,67
M1-22	1,18	0,48	0,00	0,57
M1-23	1,39	0,48	0,00	0,67
M1-24	1,49	0,48	0,00	0,72
M1-25	1,32	0,48	0,00	0,63
M1-27	1,40	0,48	0,00	0,67
M1-28	1,16	0,48	0,00	0,56
M1-29	1,42	0,48	0,00	0,68
M1-30	1,16	0,48	0,00	0,56
M1-31	0,70	0,48	0,00	0,00
M1-42	1,29	0,48	0,00	0,62
M1-43	1,50	0,48	0,00	0,72
M1-44	1,04	0,48	0,00	0,50
M1-45	8,48	0,48	0,84	3,23
M1-46	8,48	0,48	0,84	3,23
M1-47	8,48	0,48	0,00	4,07
M1-48	9,18	0,48	0,14	4,27
M1-49	1,50	0,48	0,00	0,72
M1-51	1,46	0,48	0,00	0,70
M1-52	0,84	0,48	0,00	0,00
M1-53	1,02	0,48	0,00	0,49
M1-54	1,26	0,48	0,00	0,60
M1-55	0,70	0,48	0,00	0,00
M1-64	1,33	0,48	0,00	0,64
M1-65	1,26	0,48	0,00	0,60
M1-66	1,08	0,48	0,00	0,52
M1-67	1,26	0,48	0,00	0,60
M1-68	0,99	0,48	0,00	0,00
M1-69	1,09	0,48	0,00	0,52
			TOT	47,20

Tabella 0.3 – Piano terra – dir X.

PIANO TERRA				
	x	y	Deduzioni	Ax
	[m]	[m]	[m ²]	[m ²]
M0-01	4,68	0,48	0,13	2,12
M0-05	1,14	0,60	0,00	0,68
M0-06	6,52	0,60	0,00	3,91
M0-08	0,84	0,48	0,00	0,00
M0-09	2,18	0,60	0,00	1,31
M0-11	0,84	0,48	0,00	0,00
M0-12	2,18	0,60	0,00	1,31
M0-13	4,32	0,48	0,00	2,07
M0-16	1,82	0,60	0,00	1,09
M0-17	1,24	0,48	0,00	0,60
M0-19	1,86	0,60	0,00	1,12
M0-20	1,30	0,60	0,00	0,78
M0-21	1,43	0,48	0,00	0,69
M0-22	1,30	0,60	0,00	0,78
M0-23	1,30	0,60	0,00	0,78
M0-24	1,18	0,48	0,00	0,57
M0-25	1,30	0,60	0,00	0,78
M0-26	1,41	0,60	0,00	0,85
M0-27	1,32	0,48	0,00	0,63
M0-29	1,41	0,60	0,00	0,85
M0-30	1,08	0,60	0,00	0,65
M0-31	1,42	0,48	0,00	0,68
M0-32	1,08	0,60	0,00	0,65
M0-33	0,70	0,48	0,00	0,00
M0-44	1,30	0,48	0,00	0,62
M0-45	1,42	0,60	0,00	0,85
M0-46	1,04	0,48	0,00	0,50
M0-47	0,97	0,48	0,00	0,00
M0-48	8,48	0,48	0,84	3,23
M0-49	8,48	0,48	0,84	3,23
M0-50	8,48	0,48	0,00	4,07
M0-51	9,16	0,48	0,17	4,23
M0-52	1,50	0,48	0,00	0,72
M0-53	1,02	0,48	0,00	0,49
M0-55	1,38	0,60	0,00	0,83
M0-56	1,17	0,60	0,00	0,70
M0-57	0,70	0,48	0,00	0,00
M0-59	1,20	0,48	0,00	0,58
M0-67	1,33	0,48	0,00	0,64
M0-68	1,17	0,60	0,00	0,70
M0-69	1,26	0,48	0,00	0,60
M0-80	0,99	0,48	0,00	0,00
M0-83	1,05	0,60	0,00	0,63
			TOT	45,51

C.3 Aree Direzione Y

Si valutano ora, per ogni piano, gli elementi murari resistenti all'azione nella direzione y.

Per ogni elemento si calcolano le aree con le opportune deduzioni, ricavate in pianta.

Tabella 0.4 – Piano secondo – dir Y.

	x [m]	y [m]	Deduzioni [m2]	Ay [m2]
M2-01	0,48	1,30	0,00	0,62
M2-02	0,48	9,34	0,21	4,27
M2-12	0,48	8,64	0,84	3,31
M2-22	0,48	8,54	0,84	3,26
M2-27	0,48	1,11	0,03	0,50
M2-28	0,48	1,21	0,00	0,58
M2-29	0,48	1,26	0,04	0,57
M2-30	0,48	1,26	0,00	0,60
M2-31	0,48	1,26	0,00	0,60
M2-32	0,48	1,26	0,00	0,60
M2-33	0,48	1,26	0,00	0,60
M2-34	0,48	1,26	0,00	0,60
M2-35	0,48	1,22	0,00	0,59
M2-36	0,48	1,29	0,00	0,62
M2-49	0,48	8,64	0,84	3,31
M2-52	0,48	1,11	0,00	0,53
M2-53	0,48	1,45	0,00	0,70
M2-54	0,48	1,75	0,00	0,84
M2-55	0,48	1,50	0,00	0,72
M2-56	0,48	1,25	0,00	0,60
M2-57	0,48	1,50	0,00	0,72
M2-58	0,48	1,50	0,00	0,72
M2-59	0,48	1,25	0,00	0,60
M2-64	0,48	1,13	0,00	0,54
M2-65	0,48	1,26	0,00	0,60
M2-66	0,48	1,26	0,00	0,60
M2-67	0,48	1,26	0,00	0,60
M2-68	0,48	1,26	0,00	0,60
M2-69	0,48	1,26	0,00	0,60
M2-70	0,48	1,26	0,00	0,60
M2-71	0,48	1,40	0,00	0,67
M2-72	0,48	1,89	0,00	0,91
M2-74	0,48	1,08	0,00	0,52
M2-75	0,48	3,81	0,07	1,76
M2-77	0,48	0,87	0,00	0,00
			TOT	34,11

Tabella 0.5 – Piano primo – dir Y.

PIANO PRIMO				
	x [m]	y [m]	Deduzioni [m2]	Ay [m2]
M1-02	0,48	2,13	0,03	0,99
M1-03	0,48	2,90	0,14	1,26
M1-04	0,48	2,20	0,00	1,06
M1-06	0,48	1,40	0,00	0,67
M1-12	0,48	9,34	0,21	4,27
M1-13	0,48	8,64	0,84	3,31
M1-26	0,48	8,54	0,84	3,26
M1-32	0,48	1,11	0,03	0,50
M1-33	0,48	1,21	0,04	0,54
M1-34	0,48	1,26	0,00	0,60
M1-35	0,48	1,26	0,00	0,60
M1-36	0,48	1,26	0,00	0,60
M1-37	0,48	1,26	0,00	0,60
M1-38	0,48	1,26	0,00	0,60
M1-39	0,48	1,26	0,00	0,60
M1-40	0,48	1,22	0,00	0,59
M1-41	0,48	1,29	0,00	0,62
M1-50	0,48	8,64	0,84	3,31
M1-56	0,48	1,11	0,00	0,53
M1-57	0,48	1,45	0,00	0,70
M1-58	0,48	1,75	0,00	0,84
M1-59	0,48	1,50	0,00	0,72
M1-60	0,48	1,25	0,00	0,60
M1-61	0,48	1,50	0,00	0,72
M1-62	0,48	1,50	0,00	0,72
M1-63	0,48	1,25	0,00	0,60
M1-70	0,48	1,13	0,00	0,54
M1-71	0,48	1,26	0,00	0,60
M1-72	0,48	1,26	0,00	0,60
M1-73	0,48	1,26	0,00	0,60
M1-74	0,48	1,26	0,00	0,60
M1-75	0,48	1,26	0,00	0,60
M1-76	0,48	1,26	0,00	0,60
M1-77	0,48	1,40	0,00	0,67
M1-78	0,48	1,89	0,00	0,91
M1-79	0,48	1,08	0,00	0,52
M1-80	0,48	3,81	0,07	1,76
M1-81	0,48	0,87	0,00	0,00
			TOT	37,46

Tabella 0.6 – Piano terra – dir Y.

PIANO TERRA				
	x	y	Deduzioni	Ay
	[m]	[m]	[m2]	[m2]
M0-02	0,48	1,97	0,02	0,93
M0-03	0,48	2,20	0,00	1,06
M0-04	0,48	9,34	0,21	4,27
M0-07	0,60	0,84	0,00	0,00
M0-10	0,60	0,84	0,00	0,00
M0-14	0,60	3,34	0,00	2,00
M0-15	0,60	1,47	0,00	0,88
M0-18	0,48	8,64	0,84	3,31
M0-28	0,48	8,54	0,84	3,26
M0-34	0,60	1,07	0,06	0,58
M0-35	0,60	1,12	0,00	0,67
M0-36	0,60	1,17	0,07	0,63
M0-37	0,60	1,17	0,00	0,70
M0-38	0,60	1,17	0,00	0,70
M0-39	0,60	1,17	0,00	0,70
M0-40	0,60	1,17	0,00	0,70
M0-41	0,60	1,17	0,00	0,70
M0-42	0,60	1,18	0,00	0,71
M0-43	0,60	1,31	0,00	0,79
M0-54	0,48	8,64	0,84	3,31
M0-58	0,60	1,07	0,00	0,64
M0-60	0,48	1,41	0,00	0,68
M0-61	0,48	1,75	0,00	0,84
M0-62	0,48	1,50	0,00	0,72
M0-63	0,48	1,25	0,00	0,60
M0-64	0,48	1,50	0,00	0,72
M0-65	0,48	1,50	0,00	0,72
M0-66	0,48	1,25	0,00	0,60
M0-70	0,60	1,09	0,00	0,65
M0-71	0,60	1,17	0,00	0,70
M0-72	0,60	1,17	0,00	0,70
M0-73	0,60	1,17	0,00	0,70
M0-74	0,60	1,17	0,00	0,70
M0-75	0,60	1,17	0,00	0,70
M0-76	0,60	1,17	0,00	0,70
M0-77	0,60	1,36	0,00	0,82
M0-78	0,60	1,80	0,00	1,08
M0-79	0,60	1,04	0,00	0,62
M0-81	0,60	3,73	0,07	2,17
M0-82	0,60	0,83	0,00	0,00
			TOT	34,72

ALLEGATO D

D.1 SAVE - Muratura: Sezione Input

Nel presente allegato sono riportate le tabelle di compilazione presenti nel foglio di calcolo SAVE; i calcoli che producono tali risultati sono descritti nel capitolo 3.5.2.

I nomi delle pareti sono riportati nelle piante che seguono.

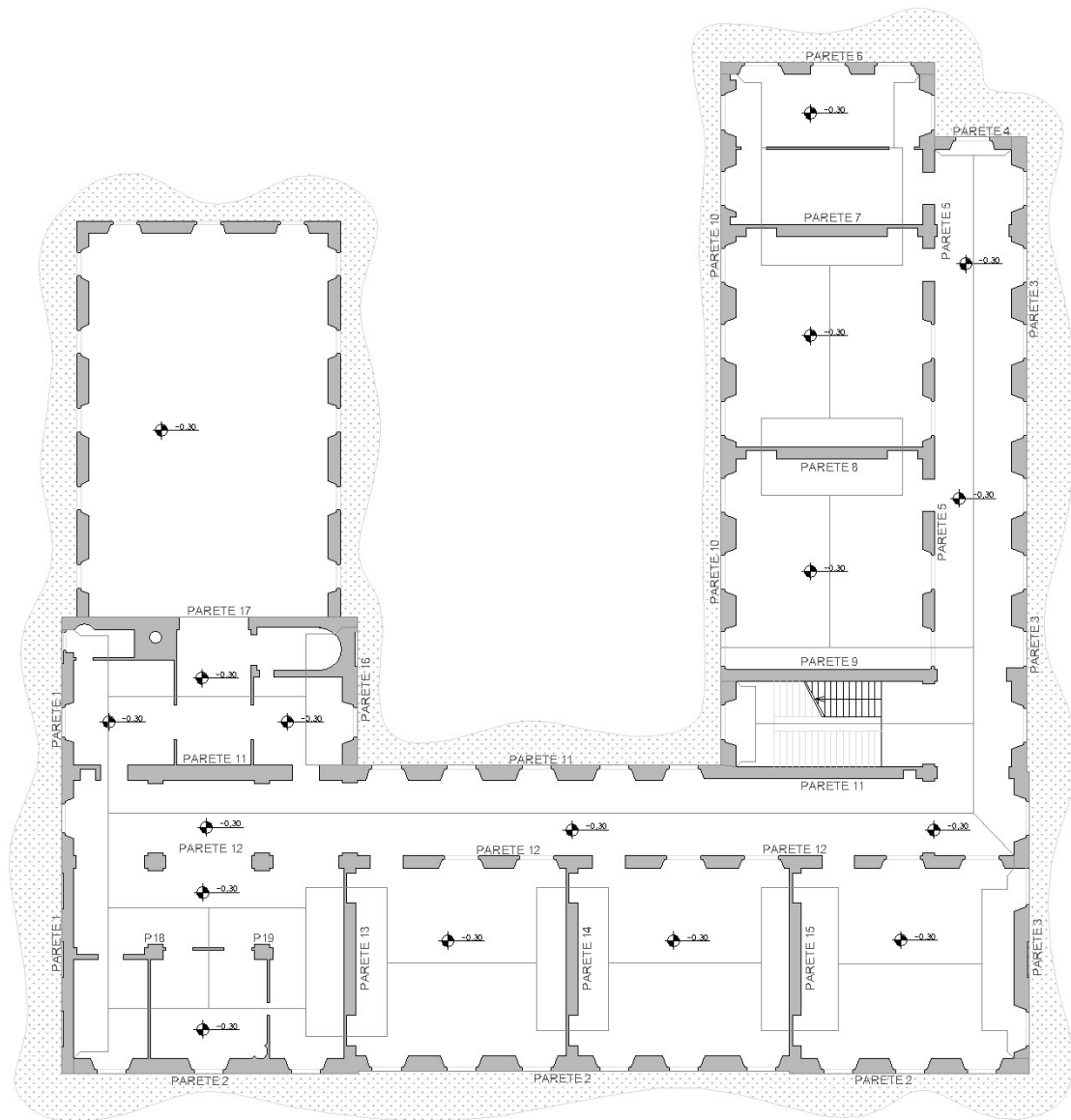


Figura 0.1: SAVE Piano Terra.

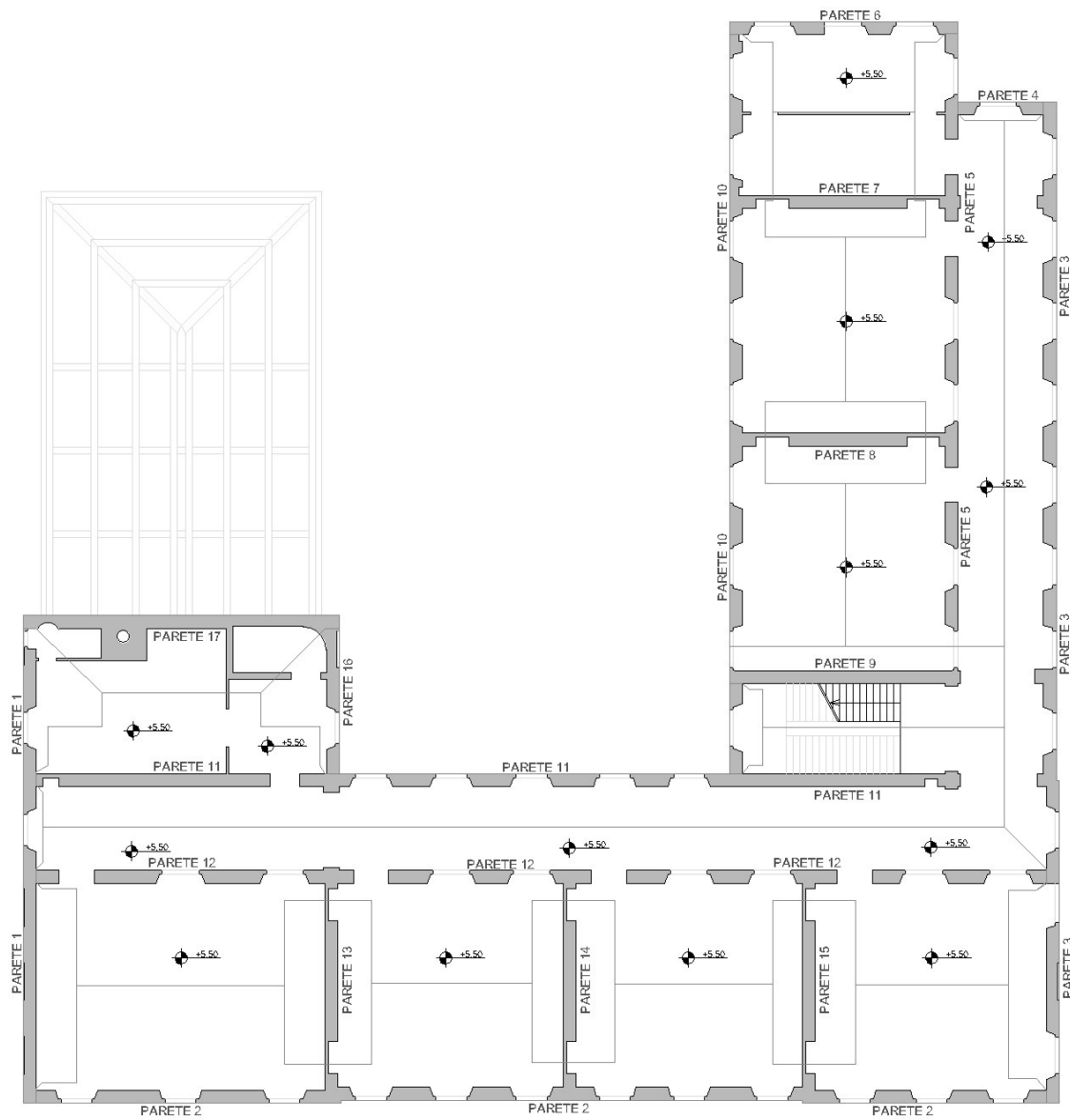


Figura 0.2: SAVE Piano Primo.

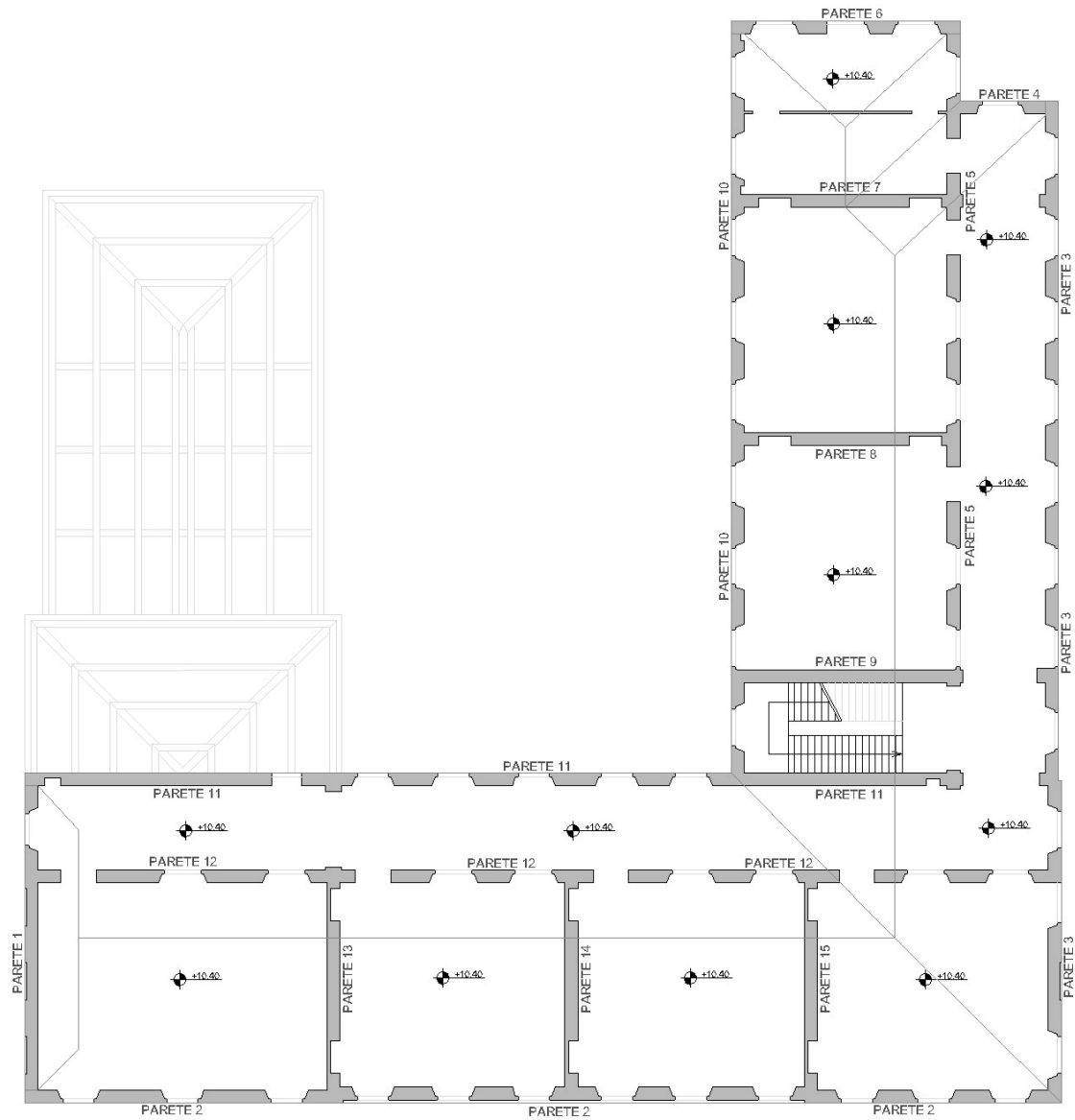


Figura 0.3: SAVE Piano Secondo.

Tabella 0.1 – SAVE-Input: Piano Secondo.

dir. parete	Pareti murarie	Caratteristiche dei differenti tipi di muratura											
		Coeff (% piena)	Lungh. (m)	spess. (m)	σ_k (KN/mq)	σ_k (KN/mq)	N° aperture	H fascia inf	H fascia sup	A inf. Sol (mq)	snellezza	coeff. sn.	$\sigma_{k,corr}$ (KN/mq)
y	Parete 1	0,87745098	12,24	0,48	300	7500	1	0	0,4	19,99	0,939688	0,151588906	45,47667167
x	Parete 2	0,531737773	38,44	0,48	300	7500	12	0	0,4	206,37	3,143649	0,04669242	14,00772606
y	Parete 3	0,556451613	37,2	0,48	300	7500	11	0	0,4	190,68	2,867791	0,051895112	15,56853348
x	Parete 4	0,549180328	3,66	0,48	300	7500	1	0	0,4	17,87	4,902833	0,019606187	5,881856139
y	Parete 5	0,512195122	24,6	0,48	300	7500	8	0	0,4	12,52	3,527211	0,019275258	5,782577327
x	Parete 6	0,469339623	8,48	0,48	300	7500	3	0	0,4	17,16	4,951834	0,014304191	4,291257387
x	Parete 7	0,716981132	8,48	0,48	300	7500	2	0	0	0	2,615132	0,026764635	8,029390492
x	Parete 8	0,716981132	8,48	0,48	300	7500	2	0	0	0	2,615132	0,026764635	8,029390492
x	Parete 9	1	8,48	0,48	300	7500	0	0	0	0	0,625	0,200751096	60,22532869
y	Parete 10	0,525983146	28,48	0,48	300	7500	9	0	0,4	165,25	3,298239	0,045146447	13,54393406
x	Parete 11	0,720380513	34,69	0,48	300	7500	8	0	0,4	168,99	1,791917	0,093563523	28,06905679
x	Parete 12	0,531737773	38,44	0,48	300	7500	12	0	0,4	0	3,143649	0,020886196	6,265858853
y	Parete 13	0,722222222	8,64	0,48	300	7500	2	0	0	0	2,548077	0,027940012	8,382003529
y	Parete 14	0,722222222	8,64	0,48	300	7500	2	0	0	0	2,548077	0,027940012	8,382003529
y	Parete 15	0,725400458	8,74	0,48	300	7500	2	0	0	0	2,507886	0,028681155	8,604346572

direzione X															
	Parete 1	Parete 2	Parete 3	Parete 4	Parete 5	Parete 6	Parete 7	Parete 8	Parete 9	Parete 10	Parete 11	Parete 12	Parete 13	Parete 14	Parete 15
L_x (m)		38,44		3,66		8,48		8,48		8,48		34,69		38,44	
L_eff_X(m)		20,44		2,01		3,98		6,08		8,48		24,99		20,44	
A_x (mq)		9,8112		0,9648		1,9104		2,9184		4,0704		11,9952		9,8112	
p.p. muratura (KN)	0	976	0	96	0	193	272	272	380	0	1152	976	0	0	0
Area inf solai (mq)	0	206,37	0	17,87	0	17,16	0	0	0	0	168,99	0	0	0	0
p. solai (KN)	0	619	0	53,61	0	51,48	0	0	0	0	506,97	0	0	0	0
Peso del piano (KN)	0	1595	0	149,182224	0	244,888512	272,228352	272,228352	379,686912	0	1658,660496	976,014336	0	0	0
carico piani sup. (KN)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
carico aggiuntivo (KN)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Carico al piano inf. (KN)	0	1595	0	149	0	245	272	272	380	0	1659	976	0	0	0
Carico totale (KN)	0	1107	0	101	0	148	136	136	190	0	1083	488	0	0	0
σ_x (KN/mq)		112,842		105,095		77,567		46,640		46,640		90,271		49,740	
Tau u (KN/mq)	#VALORE!	95,355	#VALORE!	21,135	#VALORE!	15,502	17,724	17,724	74,160	#VALORE!	49,770	15,717	#VALORE!	#VALORE!	#VALORE!
V res (KN)		347		20		30	52	52	302		597	154			
Collasso per Schiacciamento															

direzione Y															
	muratura														
	Parete 1	Parete 2	Parete 3	Parete 4	Parete 5	Parete 6	Parete 7	Parete 8	Parete 9	Parete 10	Parete 11	Parete 12	Parete 13	Parete 14	Parete 15
L_y (m)	12,24		37,2		24,6					28,48			8,64	8,64	8,74
L_eff_Y(m)	10,74		20,7		12,6					14,38			6,24	6,24	6,34
A_y (mq)	5,1552		9,936		6,048					7,1904			2,9952	2,9952	3,0432
p.p. muratura (KN)	486	0	983	0	605	0	0	0	0	716	0	0	279	279	284
Area inf solai (mq)	19,99	0	190,68	0	12,52	0	0	0	0	165,25	0	0	0	0	0
p. solai (KN)	59,97	0	572,04	0	37,56	0	0	0	0	495,75	0	0	0	0	0
Peso del piano (KN)	545,915856	0	1554,62888	0	642,26784	0	0	0	0	1212,089712	0	0	279,392256	279,392256	283,869896
carico piani sup. (KN)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
carico aggiuntivo (KN)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Carico al piano inf. (KN)	546	0	1555	0	642	0	0	0	0	1212	0	0	279	279	284
Carico totale (KN)	303	0	1063	0	340	0	0	0	0	854	0	0	140	140	142
σ_y (KN/mq)	58,765		107,018		56,203					118,758			46,640	46,640	46,640
Tau u (KN/mq)	62,046	#VALORE!	36,785	#VALORE!	15,815	#VALORE!	#VALORE!	#VALORE!	#VALORE!	35,436	#VALORE!	#VALORE!	18,190	18,190	18,482
V res (KN)	320		365		96					255			54	54	56
Collasso per Schiacciamento															

dir_parete	Pareti murarie	Caratteristiche dei differenti tipi di muratura											
		Coeff (% piena)	Lungh. (m)	spess. (m)	τ_k (KN/mq)	σ_k (KN/mq)	N° aperture	H fascia inf	H fascia sup	A inf. Sol (mq)	snellezza	coeff. sn.	$\tau_{k,cor}$ (KN/mq)
y	Parete 1	0,790286976	18,12	0,48	300	7500	3	0	0,4	26,81	1,286613	0,253852368	76,15571031
x	Parete 2	0,531737773	38,44	0,48	300	7500	12	0	0,4	123,45	2,891665	0,138807691	41,64230728
y	Parete 3	0,556451613	37,2	0,48	300	7500	11	0	0,4	67,56	2,638325	0,136943217	41,08296502
x	Parete 4	0,549180328	3,66	0,48	300	7500	1	0	0,4	2,29	4,507242	0,046296371	13,88891134
y	Parete 5	0,512195122	24,6	0,48	300	7500	8	0	0,4	99,31	3,243915	0,104330279	31,29908362
x	Parete 6	0,469339623	8,48	0,48	300	7500	3	0	0,4	20,16	4,552243	0,052562556	15,76876665
x	Parete 7	0,716981132	8,48	0,48	300	7500	2	0	0	25,48	2,417763	0,12769087	38,30726108
x	Parete 8	0,716981132	8,48	0,48	300	7500	2	0	0	18,18	2,417763	0,116248492	34,87454763
x	Parete 9	1	8,48	0,48	300	7500	0	0	0	28,76	0,57783	0,877140329	263,1420986
y	Parete 10	0,525983146	28,48	0,48	300	7500	9	0	0,4	71,61	3,033635	0,12244832	36,73449587
x	Parete 11	0,720380513	34,69	0,48	300	7500	8	0	0,4	112,61	1,650278	0,287918349	86,37550473
x	Parete 12	0,531737773	38,44	0,48	300	7500	12	0	0,4	178,05	2,891665	0,129859569	38,95787056
y	Parete 13	0,722222222	8,64	0,48	300	7500	2	0	0	19,48	2,355769	0,122596955	36,77908644
y	Parete 14	0,722222222	8,64	0,48	300	7500	2	0	0	18,57	2,355769	0,121140821	36,34224644
y	Parete 15	0,725400458	8,74	0,48	300	7500	2	0	0	18,73	2,318612	0,124086793	37,22603785
y	Parete 16	0,768518519	6,48	0,48	300	7500	1	0	0,4	9,05	1,836859	0,072942381	21,88271445
x	Parete 17	1	11,74	0,48	300	7500	0	0	0	26,12	0,417376	0,537079507	161,123852

Tabella 0.2 – SAVE-Input: Piano Primo.

direzione X		Parete 1	Parete 2	Parete 3	Parete 4	Parete 5	Parete 6	Parete 7	Parete 8	Parete 9	Parete 10	Parete 11	Parete 12	Parete 13	Parete 14	Parete 15	Parete 16	Parete 17
L_x (m)		38,44	3,66	8,48	8,48	8,48	8,48	8,48	8,48	8,48	34,69	38,44						11,74
L_eff (m)		20,44	3,98	1,3194	3,98	6,08	6,08	6,08	6,08	6,08	24,99	20,44						11,74
A_x (mq)		9,8112	0,3648	1,3194	1,3194	2,3184	2,3184	2,3184	2,3184	4,0704	11,9852	9,8112						5,6352
p.p. muratura (KN)		907	89	180	252	252	252	351	351	0	1067	907						486
Area inf solalo (mq)		0	123,45	0	2,29	0	20,16	25,48	18,18	28,76	0	112,61	178,05					26,12
p. solalo (KN)		0	934	0	17,32156	0	152,49024	192,73072	137,51352	217,54064	0	851,78204	1346,7702					197,57168
Peso del piano (KN)		0	1841	0	106,101592	0	332,449536	444,413536	389,196336	568,571936	0	1919,026328	2253,713688					683,551328
carico piani sup. (KN)		0	1595	0	149	0	245	272	272	380	0	1659	976					0
carico aggiuntivo (KN)		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0					0
Carico al piano inf. (KN)		0	3436	0	255	0	577	717	661	948	0	3578	3230					684
Carico totale (KN)		0	2982	0	211	0	487	591	596	773	0	3044	2776					441
σ_k (KN/mq)		0	303,976	0	218,588	0	255,108	202,440	183,519	189,845	0	253,774	282,968					78,180
Tau u (KN/mq)		#VALORE!	100,861	#VALORE!	47,084	#VALORE!	54,134	81,470	74,047	320,231	#VALORE!	148,573	94,164	#VALORE!	#VALORE!	#VALORE!	#VALORE!	185,361
V res (KN)		0	990	0	45	0	103	238	216	1303	0	1782	924					1045
Collasso per Schiacciamento																		

direzione Y		muratura																
		Parete 1	Parete 2	Parete 3	Parete 4	Parete 5	Parete 6	Parete 7	Parete 8	Parete 9	Parete 10	Parete 11	Parete 12	Parete 13	Parete 14	Parete 15	Parete 16	Parete 17
L_y (m)		18,12	37,2	37,2	24,6						26,48			8,64	8,64	8,74	8,48	
L_eff (m)		14,32	20,7	20,7	12,6						14,98			6,24	6,24	6,34	4,98	
A_y (mq)		6,8736	9,936	9,936	6,048						7,1904			2,9852	2,9852	3,0432	2,3904	
p.p. muratura (KN)		606	913	913	562						666			258	258	262	211	
Area inf solalo (mq)		26,81	0	67,56	0	99,31	0	0	0	0	71,61	0	0	19,48	18,57	18,73	9,05	0
p. solalo (KN)		202,79084	0	511,02384	0	751,18084	0	0	0	0	541,65804	0	0	147,34672	140,46348	141,67372	68,4542	0
Peso del piano (KN)		808,411064	0	1423,66128	0	1313,31076	0	0	0	0	1207,377336	0	0	405,652768	398,769528	404,119288	279,671096	0
carico piani sup. (KN)		546	0	1555	0	642	0	0	0	0	1212	0	0	279	279	284	0	0
carico aggiuntivo (KN)		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Carico al piano inf. (KN)		1354	0	2978	0	1956	0	0	0	0	2419	0	0	685	678	688	280	0
Carico totale (KN)		1052	0	2522	0	1675	0	0	0	0	2087	0	0	556	549	557	174	0
σ_k (KN/mq)		152,979	0	253,821	0	276,871	0	0	0	0	290,194	0	0	185,594	183,296	182,954	87,817	0
Tau u (KN/mq)		116,475	#VALORE!	92,950	#VALORE!	82,200	#VALORE!	#VALORE!	#VALORE!	#VALORE!	91,957	#VALORE!	#VALORE!	76,833	75,906	76,982	39,257	#VALORE!
V res (KN)		801	0	924	0	497	0	0	0	0	661	0	0	230	227	234	94	0
Collasso per Schiacciamento																		

Tabella 0.3 – SAVE-Input: Piano Terra.

Caratteristiche dei differenti tipi di muratura													
dir.parete	Pareti murarie	Coeff (% piena)	Lungh. (m)	spess (m)	τ_k (KN/mq)	σ_k (KN/mq)	N° aperture	H fascia inf	H fascia sup	A inf. Sol (mq)	snellezza	coeff. sr.	$\tau_{k,cor}$ (KN/mq)
y	Parete 1	0,790286976	18,12	0,48	300	7500	3	0	0,4	30,88	1,32755652	0,431244169	129,3732506
x	Parete 2	0,531737773	38,44	0,6	300	7500	12	0	0,4	114,22	2,98611023	0,169693595	50,90807851
y	Parete 3	0,556451613	37,2	0,6	300	7500	11	0	0,4	71,14	2,72432601	0,167011584	50,10347516
x	Parete 4	0,549180328	3,66	0,48	300	7500	1	0	0,4	2,2	4,65553951	0,064015547	19,20466425
y	Parete 5	0,512195122	24,6	0,48	300	7500	8	0	0,4	94,89	3,35010241	0,167431098	50,22932951
x	Parete 6	0,469339623	8,48	0,48	300	7500	3	0	0,4	20,1	4,70204067	0,080517421	24,15522615
x	Parete 7	0,716981132	8,48	0,48	300	7500	2	0	0	26,04	2,49177632	0,209091928	62,72757846
x	Parete 8	0,716981132	8,48	0,48	300	7500	2	0	0	17,08	2,49177632	0,185809726	55,74291779
x	Parete 9	1	8,48	0,48	300	7500	0	0	0	28,41	0,59551887	1,449721416	300
y	Parete 10	0,525983146	28,48	0,6	300	7500	9	0	0,4	73,25	3,13281269	0,14905508	44,71652402
x	Parete 11	0,682905737	34,69	0,6	300	7500	9	0	0,4	101,83	1,99152736	0,29546987	88,64096092
x	Parete 12	0,399219766	38,45	0,48	300	7500	12	0	0,4	164,14	3,96678458	0,158682551	47,60476538
y	Parete 13	0,722222222	8,64	0,48	300	7500	2	0	0	18,97	2,42788462	0,197290256	59,18707686
y	Parete 14	0,722222222	8,64	0,48	300	7500	2	0	0	16,24	2,42788462	0,191875246	57,56257368
y	Parete 15	0,725400458	8,74	0,48	300	7500	2	0	0	17,29	2,38958991	0,197957509	59,3872528
y	Parete 16	0,768518519	6,48	0,6	300	7500	1	0	0,4	10,84	1,89614371	0,157198456	47,15953683
x	Parete 17	0,770017036	11,74	0,6	300	7500	1	0	0,4	27,05	1,0574349	0,453860922	136,1582767
y	Parete 18	1	0,6	0,6	300	7500	0	0	0	16,11	8,41666667	0,024713898	7,414169336
y	Parete 19	1	0,6	0,6	300	7500	0	0	0	15,52	8,41666667	0,023994826	7,19844793

direzione X	Parete 1	Parete 2	Parete 3	Parete 4	Parete 5	Parete 6	Parete 7	Parete 8	Parete 9	Parete 10	Parete 11	Parete 12	Parete 13	Parete 14	Parete 15	Parete 16	Parete 17	Parete 18	Parete 19
L _x (m)	38,44			3,66		8,48	8,48	8,48	8,48		34,69	38,45					11,74		
L _{eff X} (m)	20,44			2,01		3,98	6,08	6,08	6,08		23,69	15,35					9,04		
A _x (mq)	12,264			0,9648		1,9104	2,9184	2,9184	4,0704		14,214	7,368				5,424			
p.p. muratura (KN)	1168		0	91		185	259	259	362		1310	733				493			
Area Infil solatio (mq)	0	114,22	0	2,2	0	20,1	26,04	17,08	28,41	0	101,83	164,14	0	0	0	27,05	0	0	0
p. solatio (KN)	0	912	0	17,5648	0	160,4784	207,90336	136,36672	226,82544	0	813,01072	1310,49376	0	0	0	215,9672	0	0	0
Peso del piano (KN)	0	2078	0	108,891904	0	345,481152	467,290752	395,754112	588,602592	0	2122,81504	2043,42112	0	0	0	709,45712	0	0	0
carico piani sup. (KN)	0	3436	0	255	0	577	717	661	948	0	3578	9230	0	0	0	684	0	0	0
carico aggiuntivo (KN)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Carico al piano inf. (KN)	0	5514	0	364	0	923	1184	1057	1537	0	5701	5273	0	0	0	0	1393	0	0
Carico totale (KN)	0	4931	0	319	0	830	1054	927	1356	0	5046	4907	0	0	0	0	1146	0	0
σ_x (KN/mq)	0	402,055	0	330,133	0	434,630	361,239	317,806	333,130	0	354,974	665,945	0	0	0	0	211,332	0	0
Tau u (KN/mq)	#VALORE!	127,424	#VALORE!	67,790	#VALORE!	87,078	137,990	122,137	395,760	#VALORE!	169,806	152,974	#VALORE!	#VALORE!	#VALORE!	#VALORE!	194,222	#VALORE!	#VALORE!
V _{res} (KN)		1563		65		166	409	356	1811		2414	1127				1053			
Collasso per Schiacciamento																			

direzione Y	muratura																			
	Parete 1	Parete 2	Parete 3	Parete 4	Parete 5	Parete 6	Parete 7	Parete 8	Parete 9	Parete 10	Parete 11	Parete 12	Parete 13	Parete 14	Parete 15	Parete 16	Parete 17	Parete 18	Parete 19	
L _y (m)	18,12		37,2		24,6					28,48			8,64	8,64	8,74	6,48		0,6	0,6	
L _{eff Y} (m)	14,32		20,7		12,6					14,38			6,24	6,24	6,34	4,98		0,6	0,6	
A _y (mq)	6,9736		12,42		5,049					8,988			2,9952	2,9952	3,0432	2,988		0,36	0,36	
p.p. muratura (KN)	624	0	1174	0	578	0	0	0	0	856	0	0	266	266	270	272	0	32	32	
Area Infil solatio (mq)	30,88	0	71,14	0	94,89	0	0	0	0	73,25	0	0	18,97	16,24	17,29	10,84	0	16,11	15,52	
p. solatio (KN)	246,54592	0	567,98176	0	757,60176	0	0	0	0	584,828	0	0	151,45648	129,66016	138,04336	86,54656	0	128,62224	123,91168	
Peso del piano (KN)	870,312448	0	1741,56736	0	1335,6984	0	0	0	0	1440,70544	0	0	417,669856	395,873536	408,522976	358,456	0	160,61904	155,90848	
carico piani sup. (KN)	1354	0	2978	0	1956	0	0	0	0	2419	0	0	685	678	688	280	0	0	0	
carico aggiuntivo (KN)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Carico al piano inf. (KN)	2225	0	4720	0	3291	0	0	0	0	3860	0	0	1103	1074	1097	638	0	161	156	
Carico totale (KN)	1913	0	4133	0	3002	0	0	0	0	3432	0	0	970	941	961	502	0	145	140	
σ_x (KN/mq)	278,276		332,775		496,400					381,868			323,721	314,146	315,875	168,063		401,724	388,639	
Tau u (KN/mq)	201,838	#VALORE!	116,730	#VALORE!	138,367	#VALORE!	#VALORE!	#VALORE!	#VALORE!	115,687	#VALORE!	#VALORE!	127,579	123,971	126,621	86,648	#VALORE!	45,173	43,782	
V _{res} (KN)	1387		1450		837					1040			382	371	385	259		16	16	
Collasso per Schiacciamento																				

BIBLIOGRAFIA

Normative

O.P.C.M 20 marzo, n. 3274 in materia di “criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.”

DPCM 21 ottobre 2003, n. 3685 in materia di “disposizioni attuative dell’art.2 commi 2,3,4 dell’O.P.C.M. 20 marzo, n,3274.”

D.M. del 14 gennaio 2008, in materia di “norme tecniche per le costruzioni.”

Circolare 2 dicembre 2010, n.26, “in materia di “sicurezza sismica del patrimonio culturale.”

Regio Decreto – Legge 16 novembre 1939 n. 2229.

L. 25 novembre 1962, n. 1684, in materia di “Provvedimenti per l’edilizia, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.”

CNR-DT 200/2004, “Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l’utilizzo di Compositi Fibrorinforzati”

Circolare ministeriale LL.PP. 21745/1981: "Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma".

Decreto 20 Novembre 1987. “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento” .

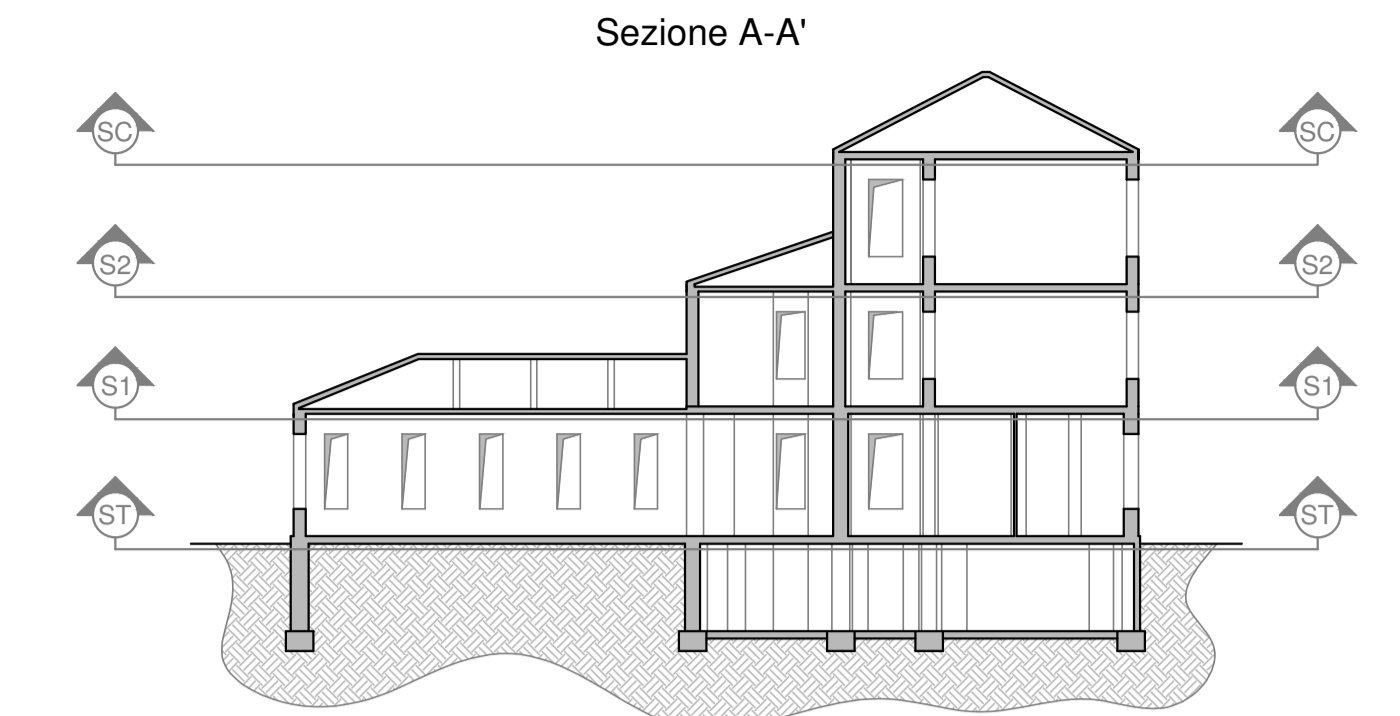
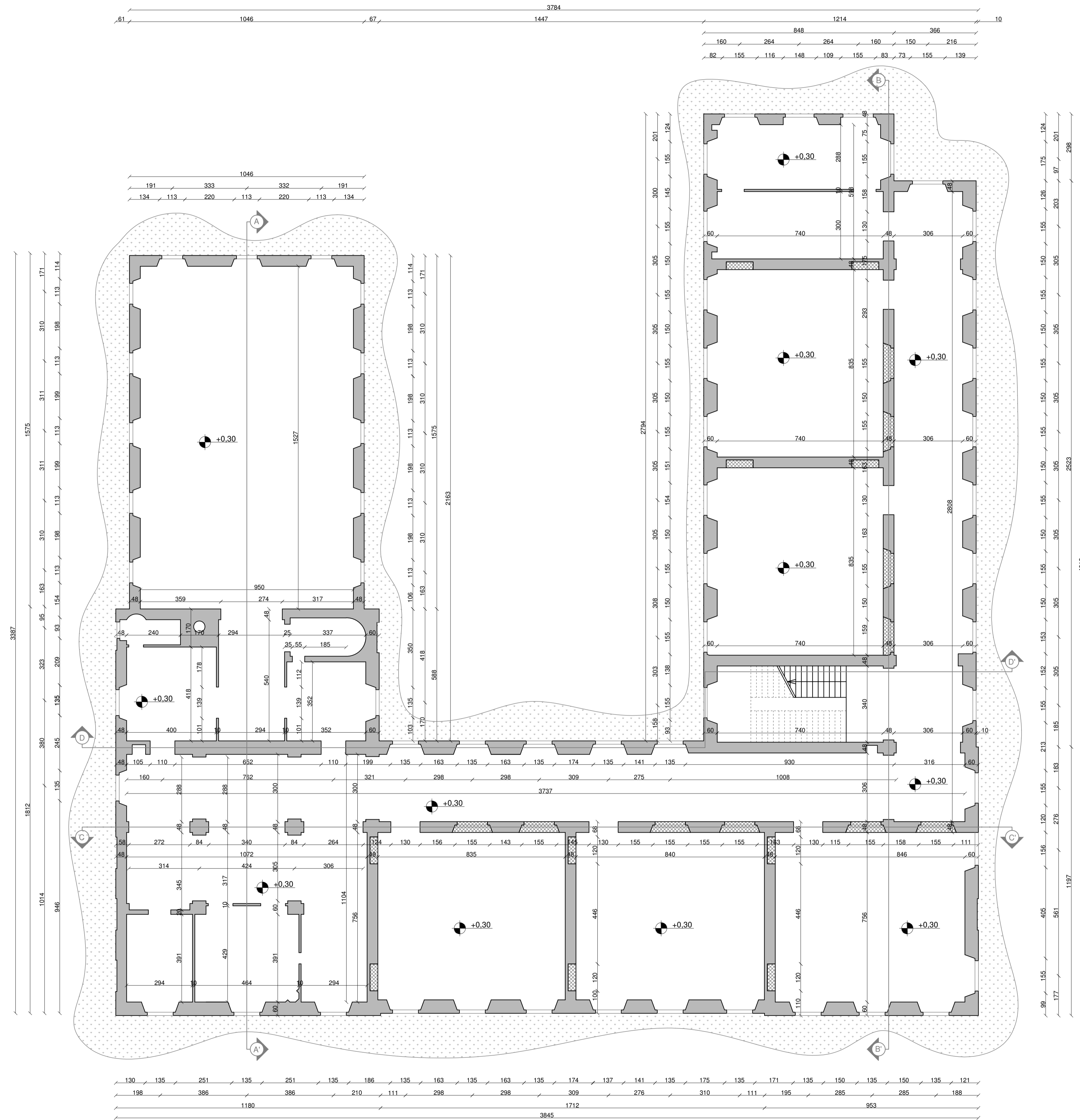
Min. LL.PP. 1987. D.M. 20.11.87, Norme tecniche per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento (G.U. 5-12-1987, N. 285 - S).

Libri

- Contri L., Guida al calcolo delle costruzioni in cemento armato, Genova, Vitali e Ghianda, 1963.
- Santarella L., Cemento Armato vol.1– La tecnica e la statica, 15 ed, Milano, Hoepli, 1956.
- Santarella L., Cemento Armato vol.2 - Le applicazioni alle costruzioni civili e industriali, 14 ed, Milano, Hoepli, 1964.
- Cangi G., Caraboni M., De Maria A., Analisi strutturale per il recupero antisismico. Calcolo dei cinematismi per edifici in muratura secondo le NTC, Roma, DEI, 2010.
- Magenes G., Calvi G. M., La meccanica delle murature tra teoria e progetto. Atti del Convegno nazionale (1996), Bologna, Pitagora, 1996.
- Valluzzi M. R., Consolidamento e recupero delle murature, Faenza, Faenza, 2003.
- Charleson A., Seismic Design for Architects. Outwitting the Quake, Oxford, Elsevier, 2008.
- Augenti N., Il calcolo sismico degli edifici in muratura, 9° Edizione. Milano, Hoepli, 1993.
- Benedetti D., Riparazione e consolidamento degli edifici in muratura, Milano, Masson Italia Editori, 1981.
- Dolce M., Schematizzazione e modellazione degli edifici in muratura soggetti ad azioni sismiche, Roma, L'Industria delle Costruzioni, 1991.
- Cangi G., Manuale del Recupero Strutturale e Antisismico, Roma, DEI, 2005.
- Magenes G., Bolognini D., Baggio C., Metodi semplificati per l'Analisi Sismica non Lineare di Edifici in Muratura, Roma, CNR, 2000.

Altri Documenti

- Dolce M., AA. VV., Linee guida per la valutazione della vulnerabilità degli edifici scolastici, Regione Molise, ottobre 2003.
- Dolce M., Moroni C., La Valutazione della Vulnerabilità e del Rischio Sismico degli Edifici Pubblici Mediante le Procedure VC (Vulnerabilità C.A.) e VM (Vulnerabilità Muratura).
- RE.SIS.TO. Valutazione della Vulnerabilità Sismica degli edifici Strategici della Provincia di Bologna, Bologna, 19 Ottobre 2012, Prof. Ing. Marco Savoia.
- Magenes G., AA. VV., ANDILWall – Programma di Calcolo e Verifica Strutturale. Manuale d'Uso. 2007.



Legenda:

- Muri aggiuntivi
- Intervento di adeguamento
- Muri esistenti
- Linee di sezione

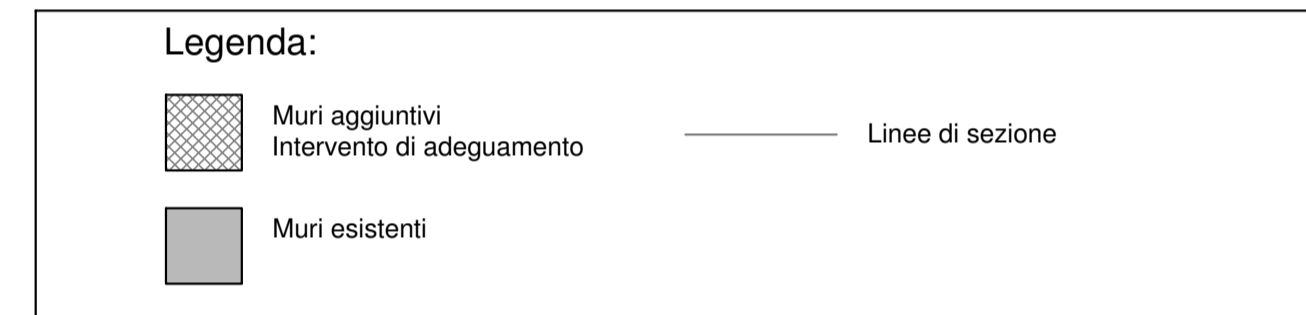
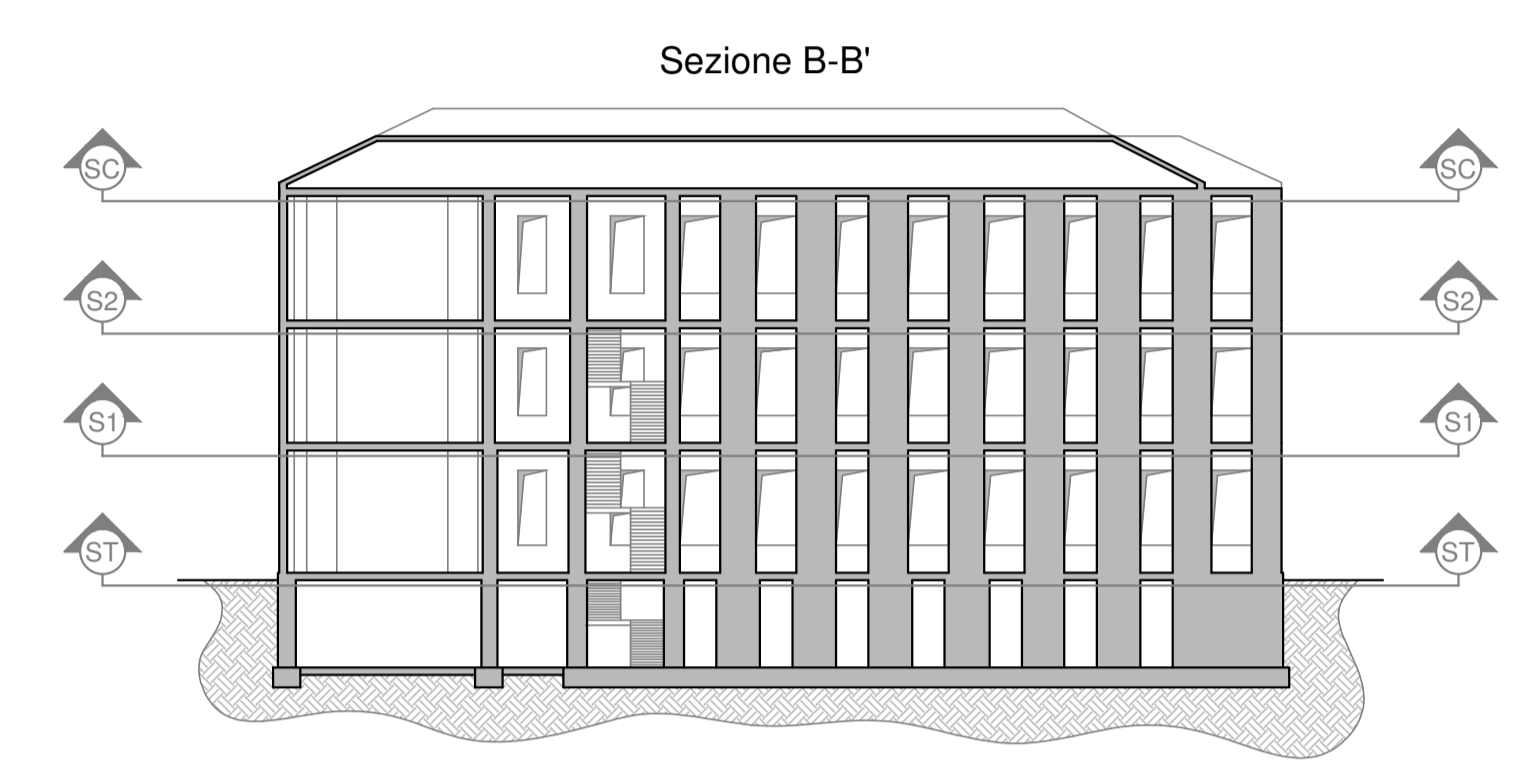
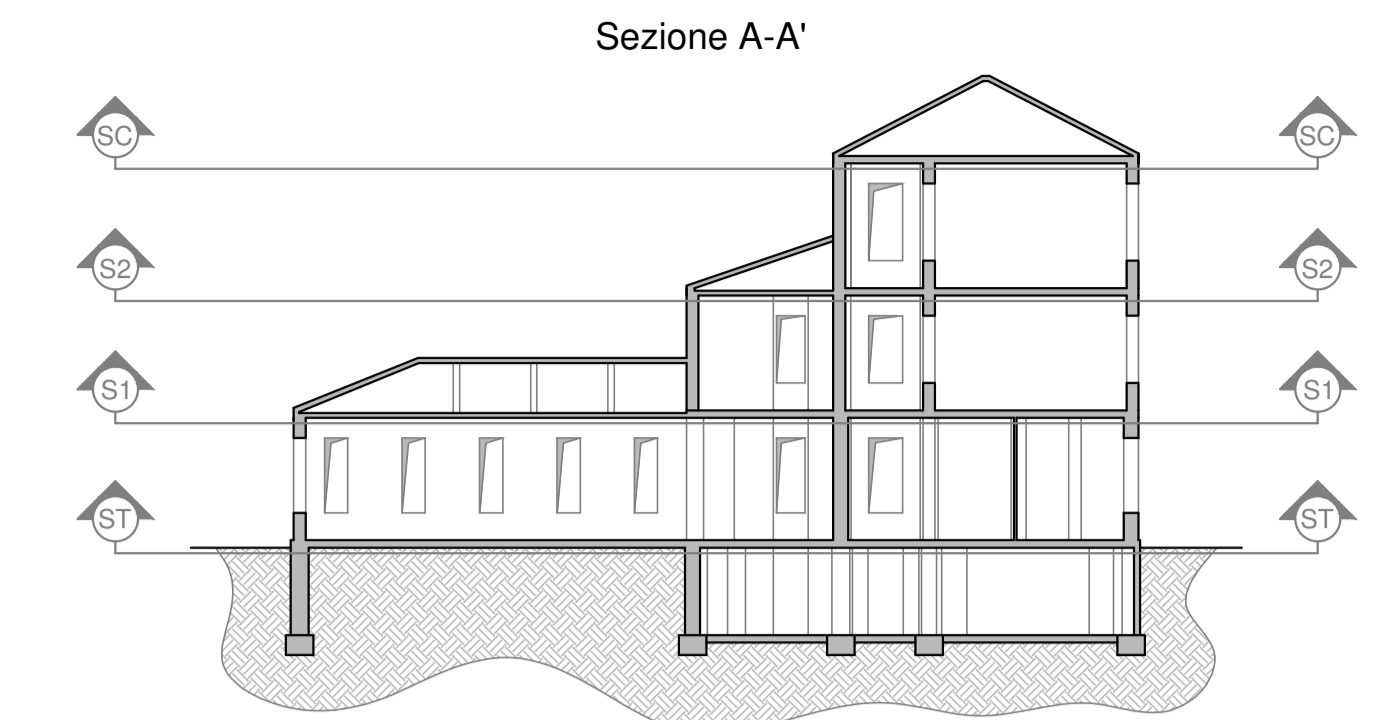
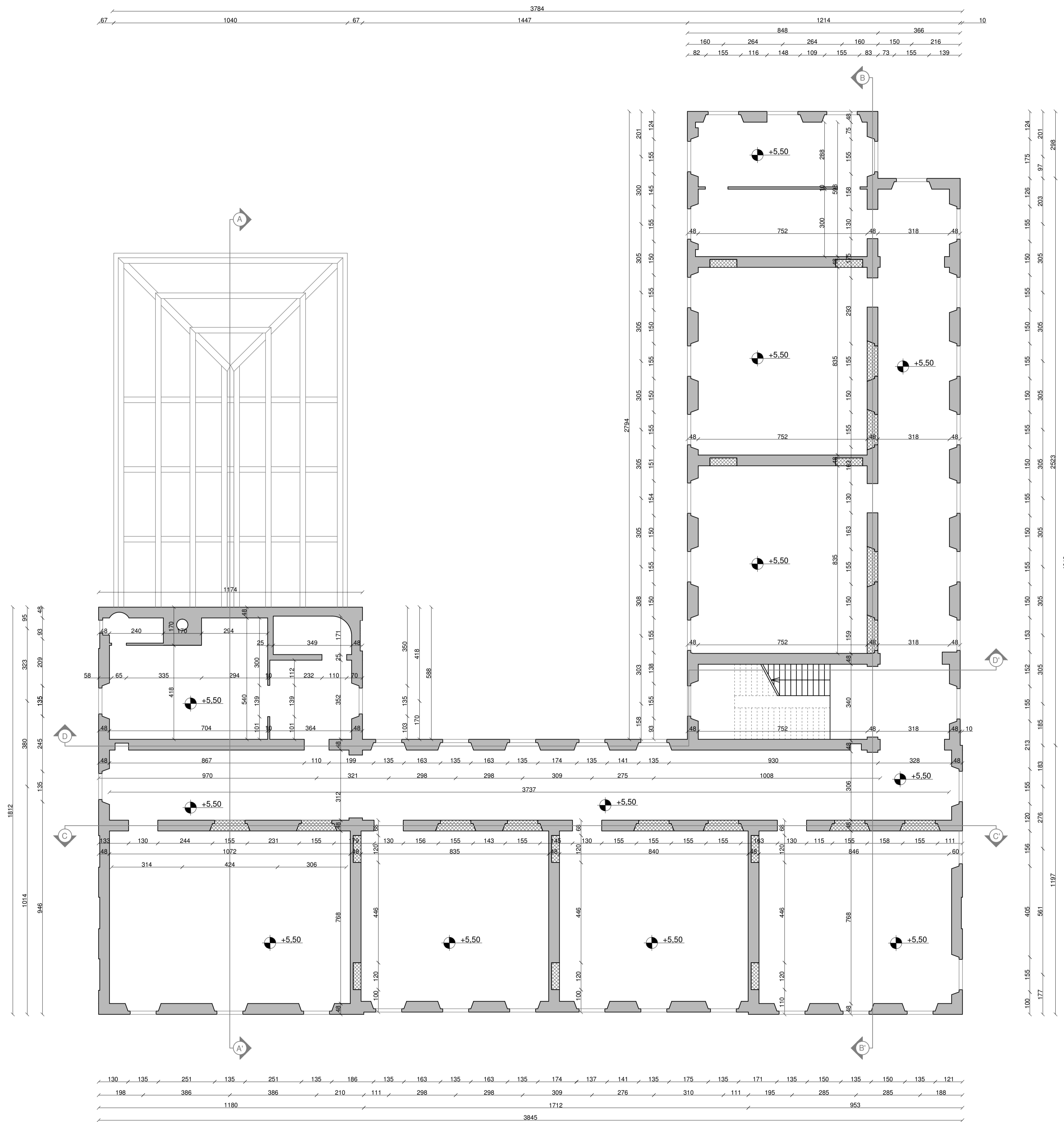


POLITECNICO DI MILANO
Scuola di Ingegneria Edile-Architettura
Laurea in Ingegneria dei Sistemi Edilizi
A.A. 2014 - 2015

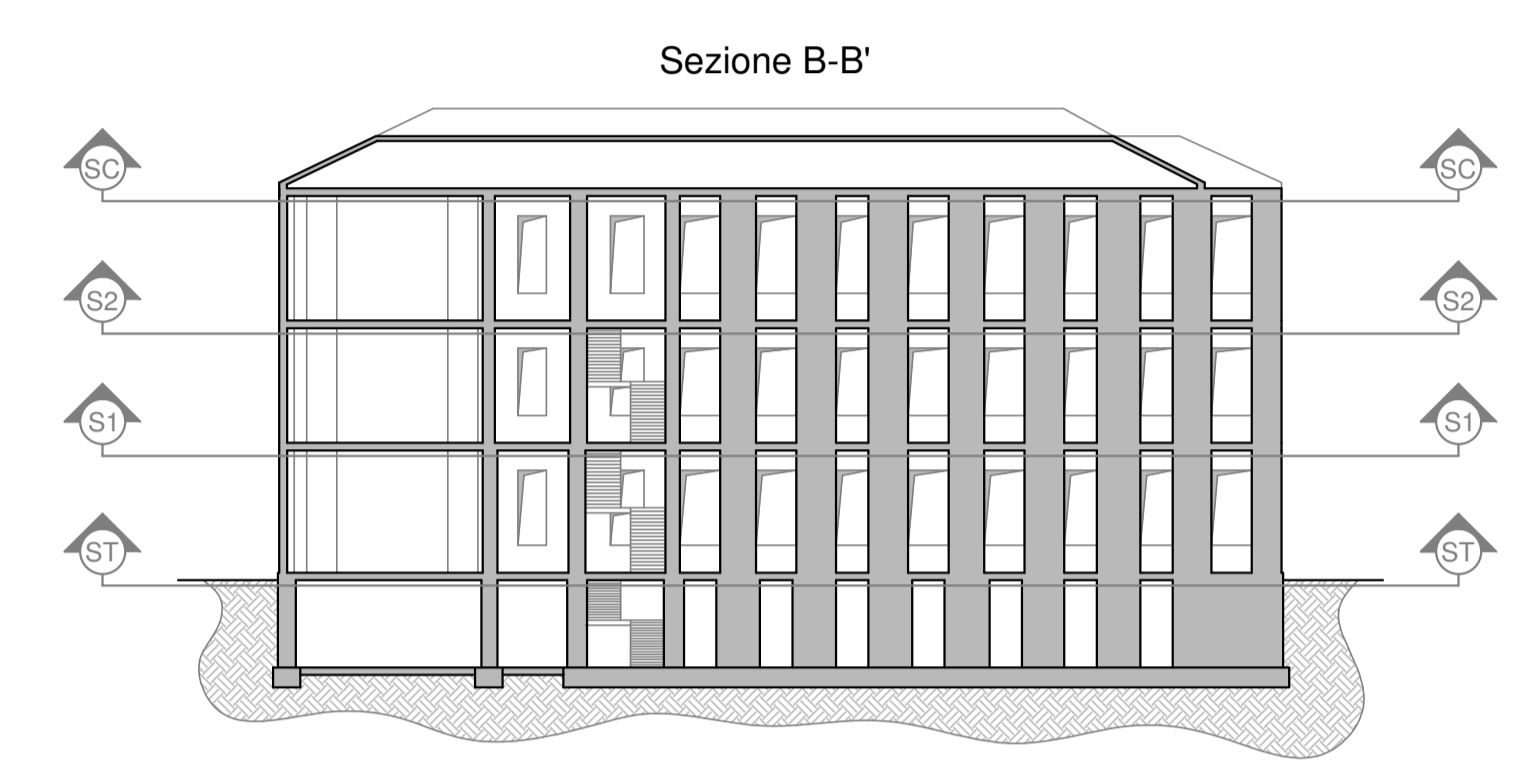
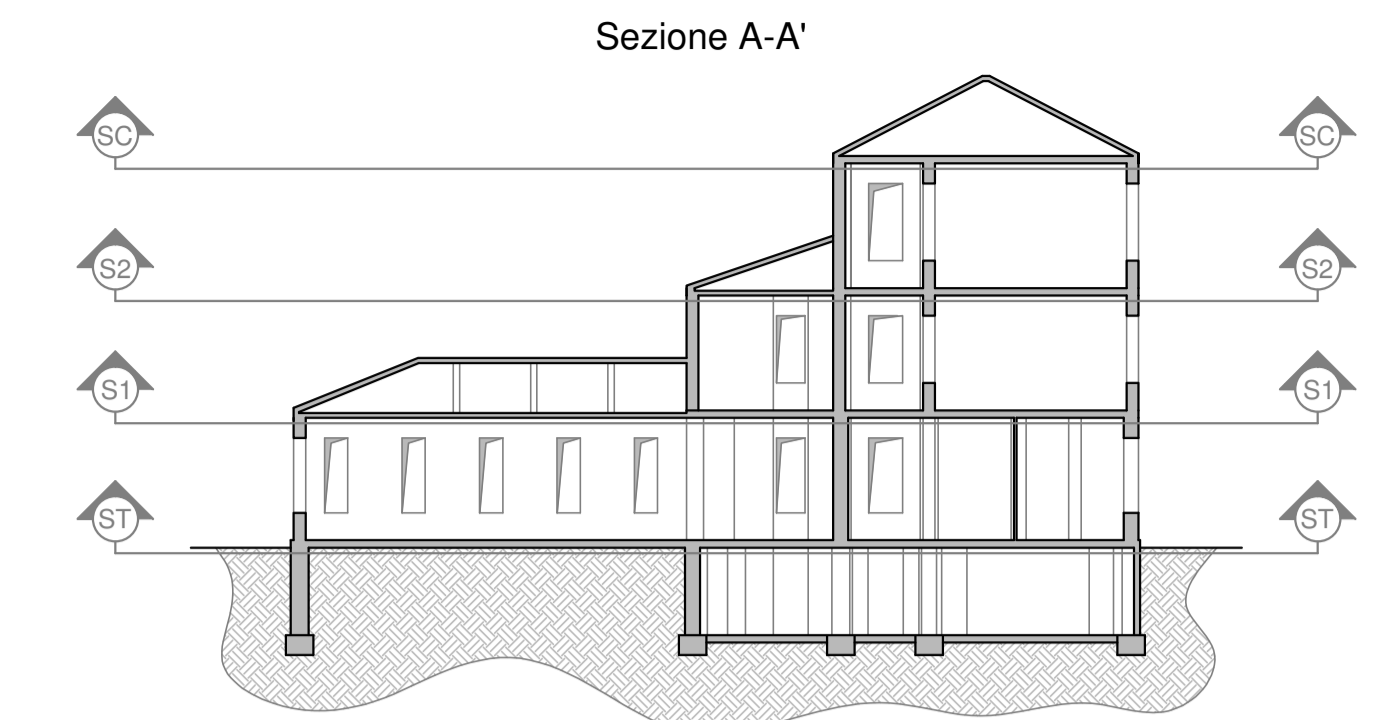
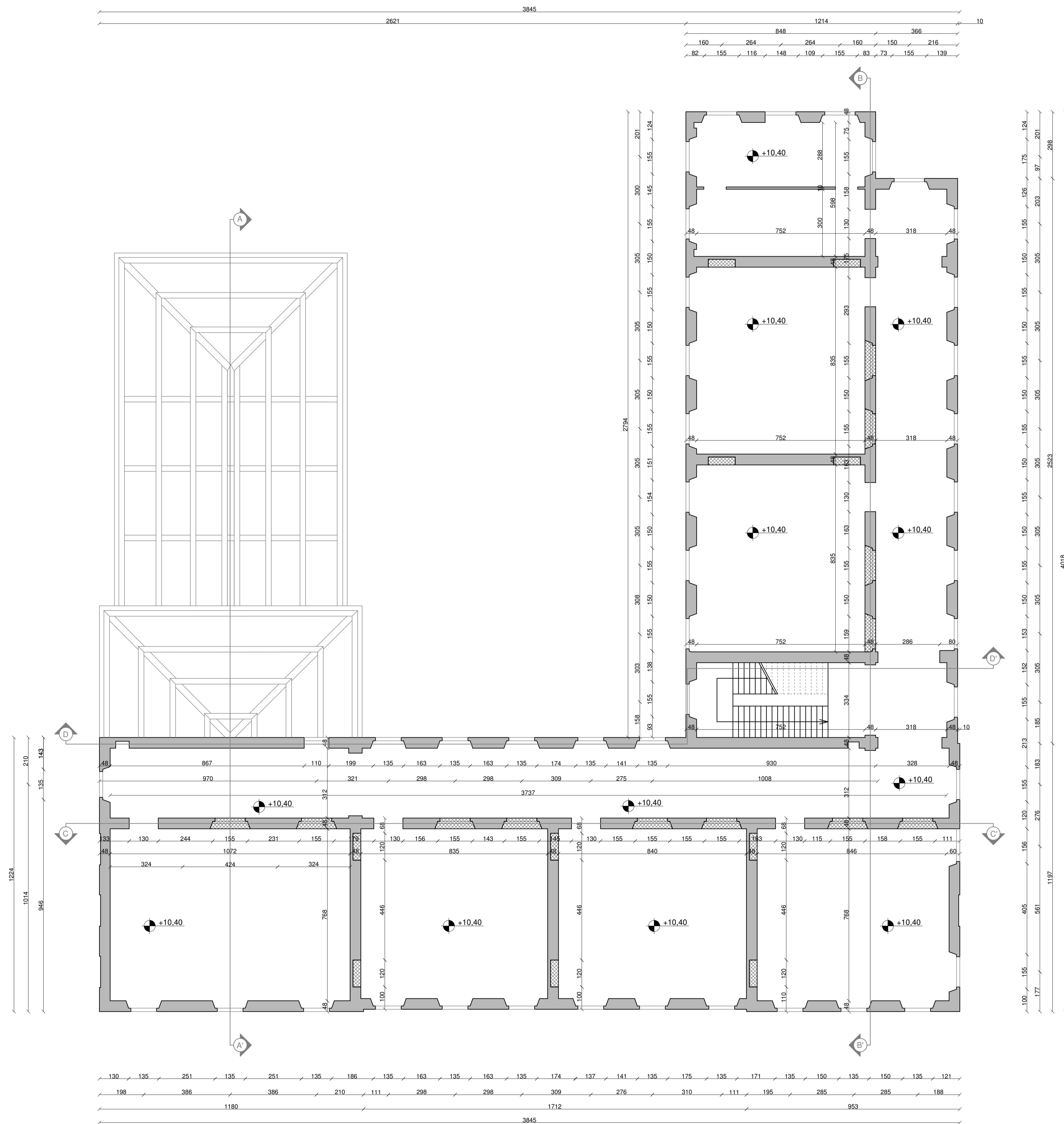
**VULNERABILITA' SISMICA E ADEGUAMENTO
DI EDIFICI SCOLASTICI IN MURATURA E C.A.**

Tesi di Laurea di: Garbi Stefano (matr. 799572) - Giudici Andrea (matr. 800971)
Relatore: Ch.mo Prof. Sergio Tattoni
Co-relatore: Ing. Fulvio Roncoroni - Ing. Daniele Turcatti

Oggetto: *Edificio in Muratura Portante - Pianta Architettonica: Piano Terra*
Tavola: M-PA-01 Scala: 1 : 100



POLITECNICO DI MILANO
 Scuola di Ingegneria Edile-Architettura
 Laurea in Ingegneria dei Sistemi Edilizi
 A.A. 2014 - 2015
**VULNERABILITA' SISMICA E ADEGUAMENTO
 DI EDIFICI SCOLASTICI IN MURATURA E C.A.**
 Tesi di Laurea di: Garbi Stefano (matr. 799572) - Giudici Andrea (matr. 800971)
 Relatore: Ch.mo Prof. Sergio Tattoni
 Co-relatore: Ing. Fulvio Roncoroni - Ing. Daniele Turcatti
 Oggetto: *Edificio in Muratura Portante - Pianta Architettonica: Piano Primo*
 Tavola: M-PA-02 Scala: 1 : 100

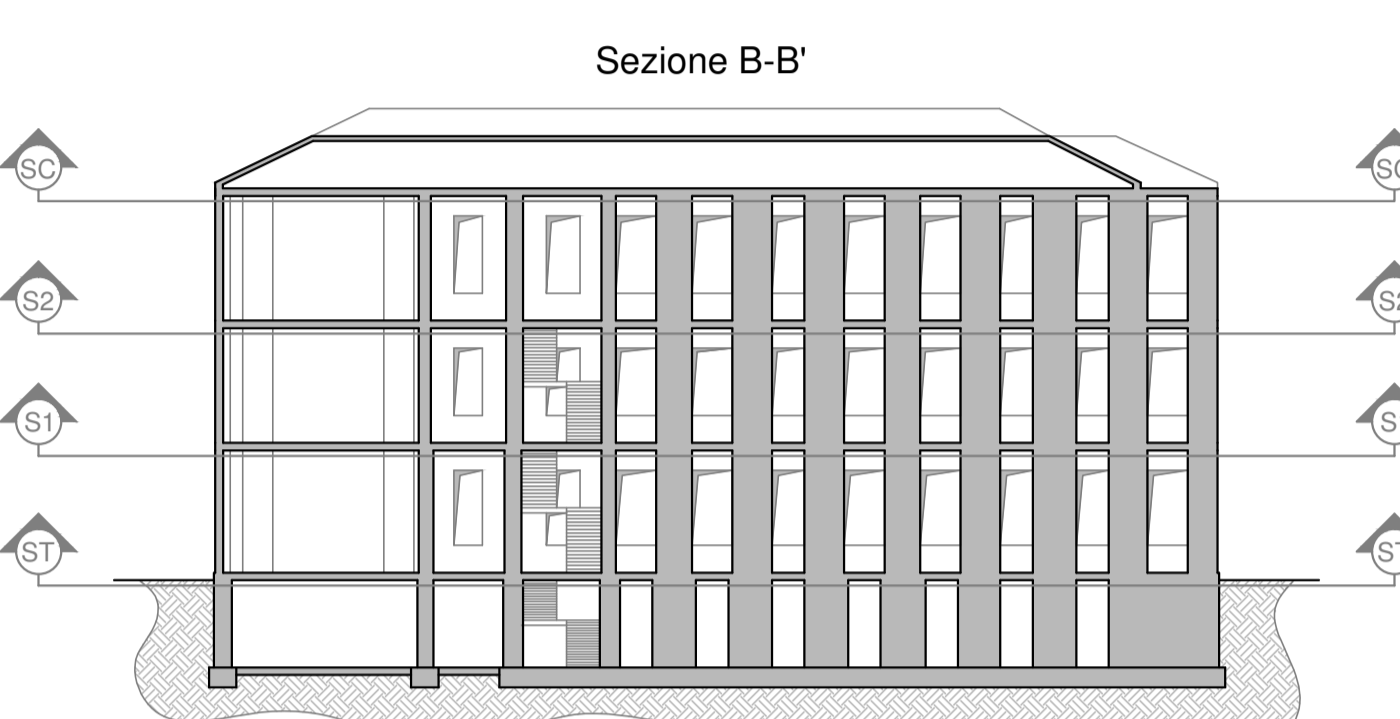
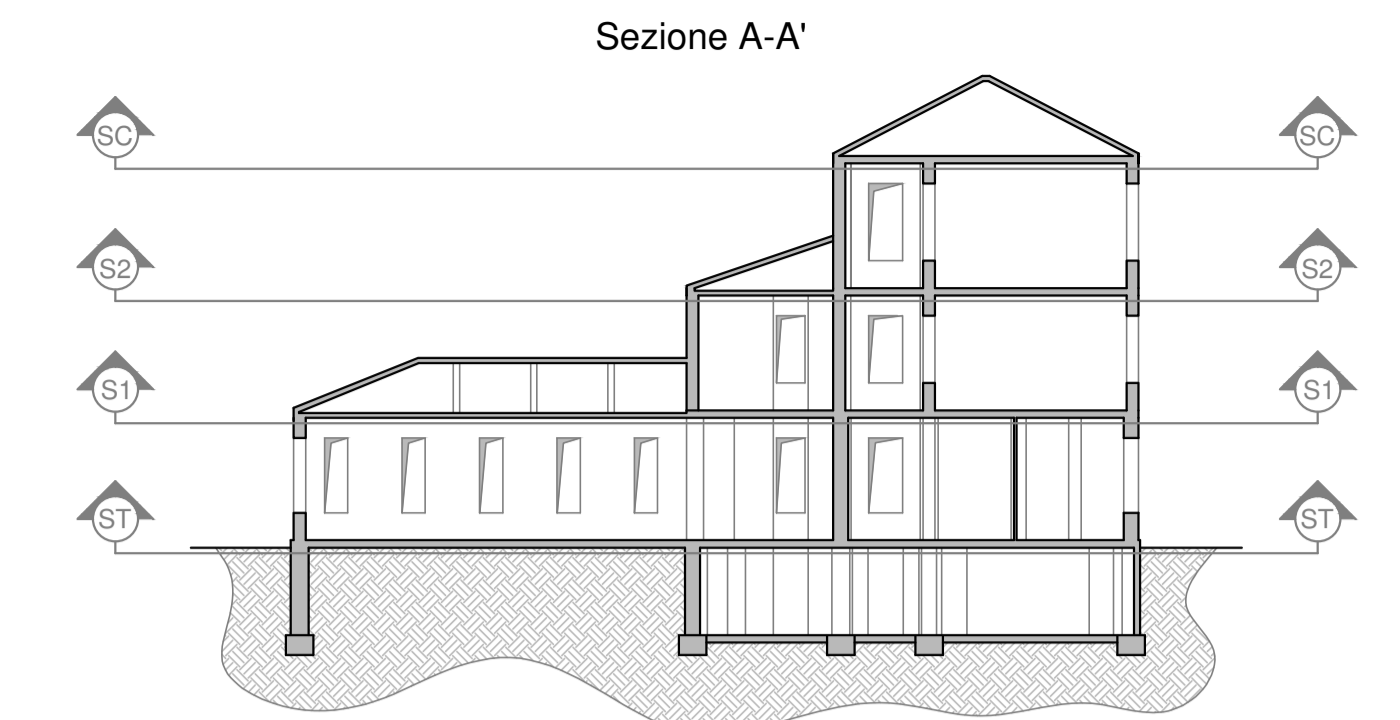
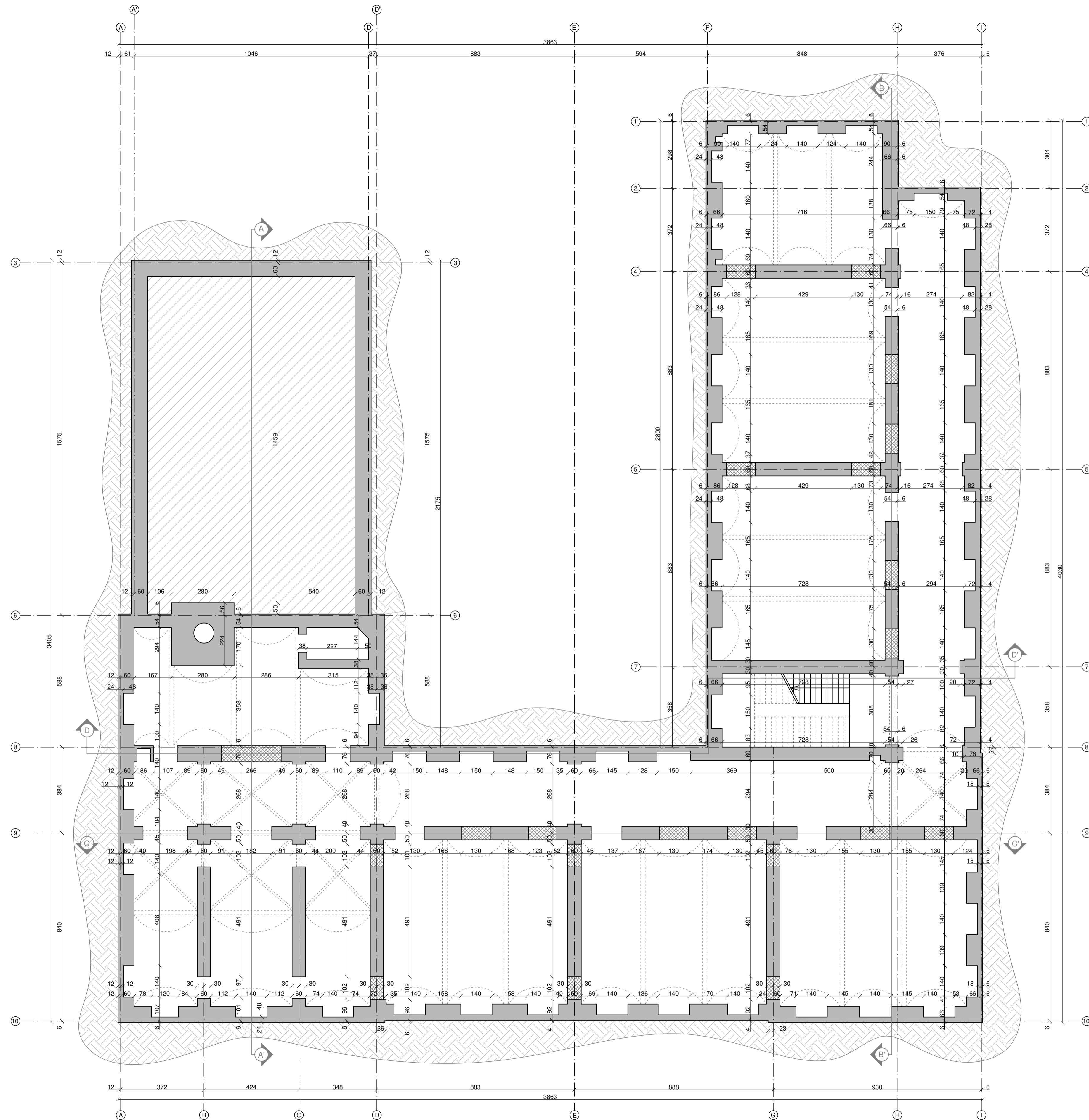


Legenda:

	Muri aggiuntivi		Linee di sezione
	Intervento di adeguamento		
	Muri esistenti		




POLITECNICO DI MILANO
 Scuola di Ingegneria Edile-Architettura
 Laurea in Ingegneria dei Sistemi Edilizi
 A.A. 2014 - 2015
**VULNERABILITA' SISMICA E ADEGUAMENTO
 DI EDIFICI SCOLASTICI IN MURATURA E C.A.**
 Tesi di Laurea di: Garbi Stefano (matr. 799572) - Giudici Andrea (matr. 800971)
 Relatore: Ch.mo Prof. Sergio Tattoni
 Co-relatore: Ing. Fulvio Roncoroni - Ing. Daniele Turcatti
 Oggetto: *Edificio in Muratura Portante - Pianta Architettonica: Piano Secondo*
 Tavola: M-PA-03 Scala: 1 : 100

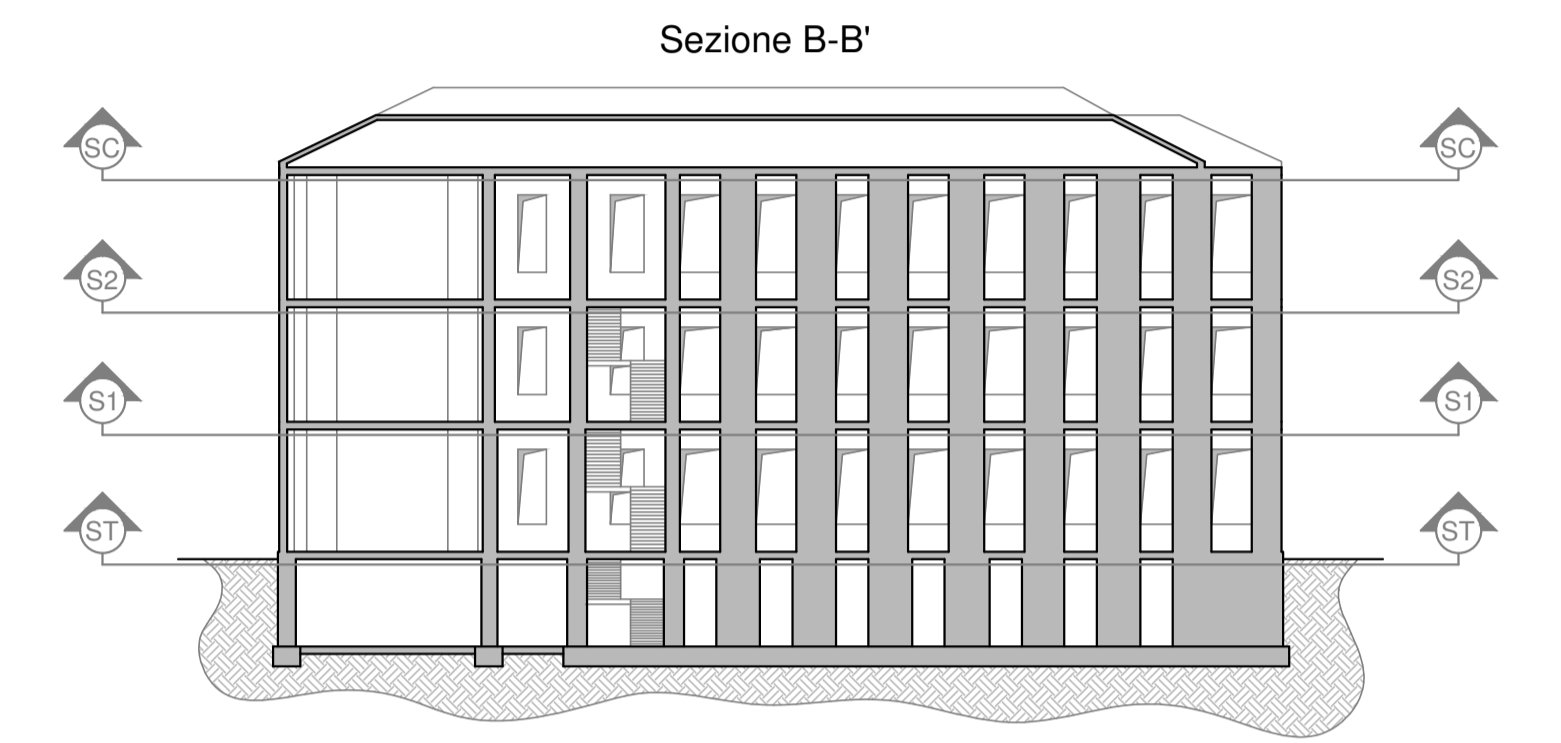
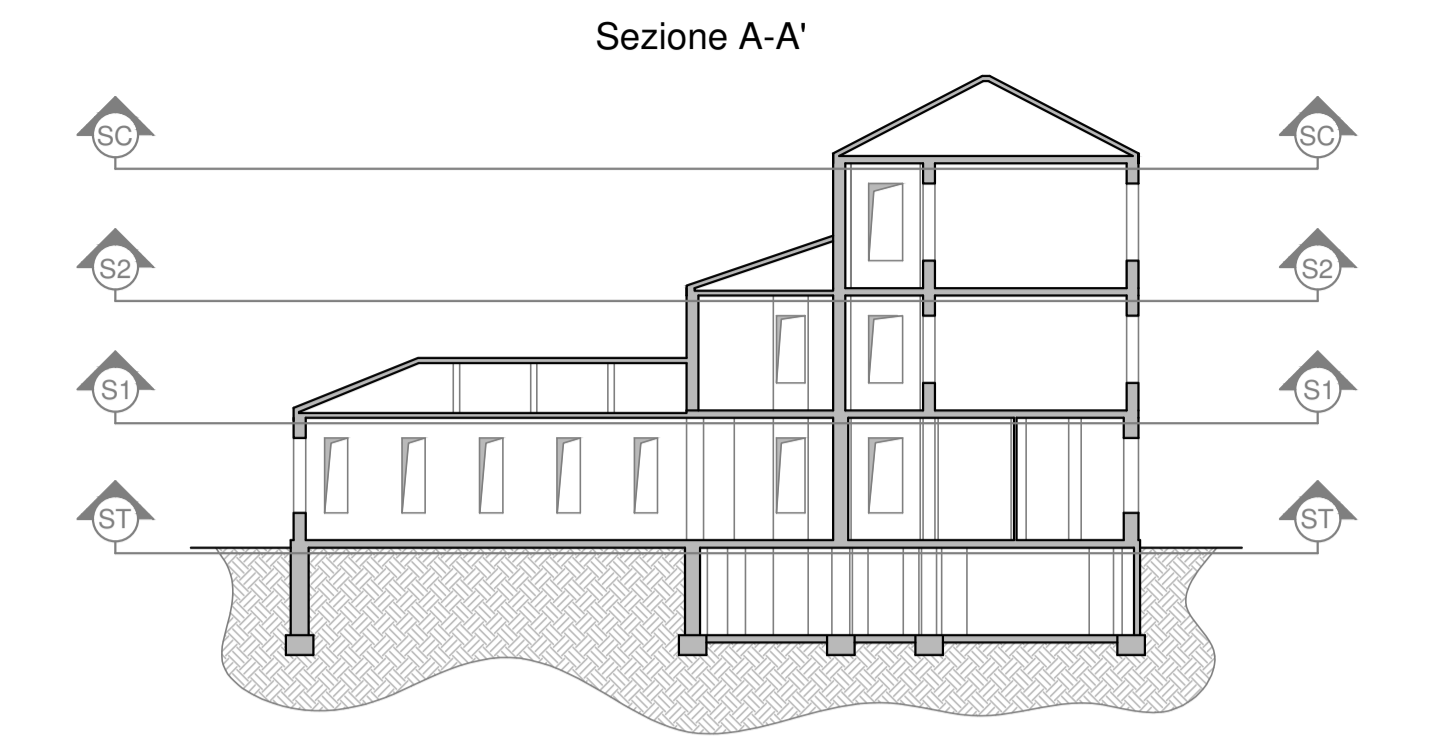
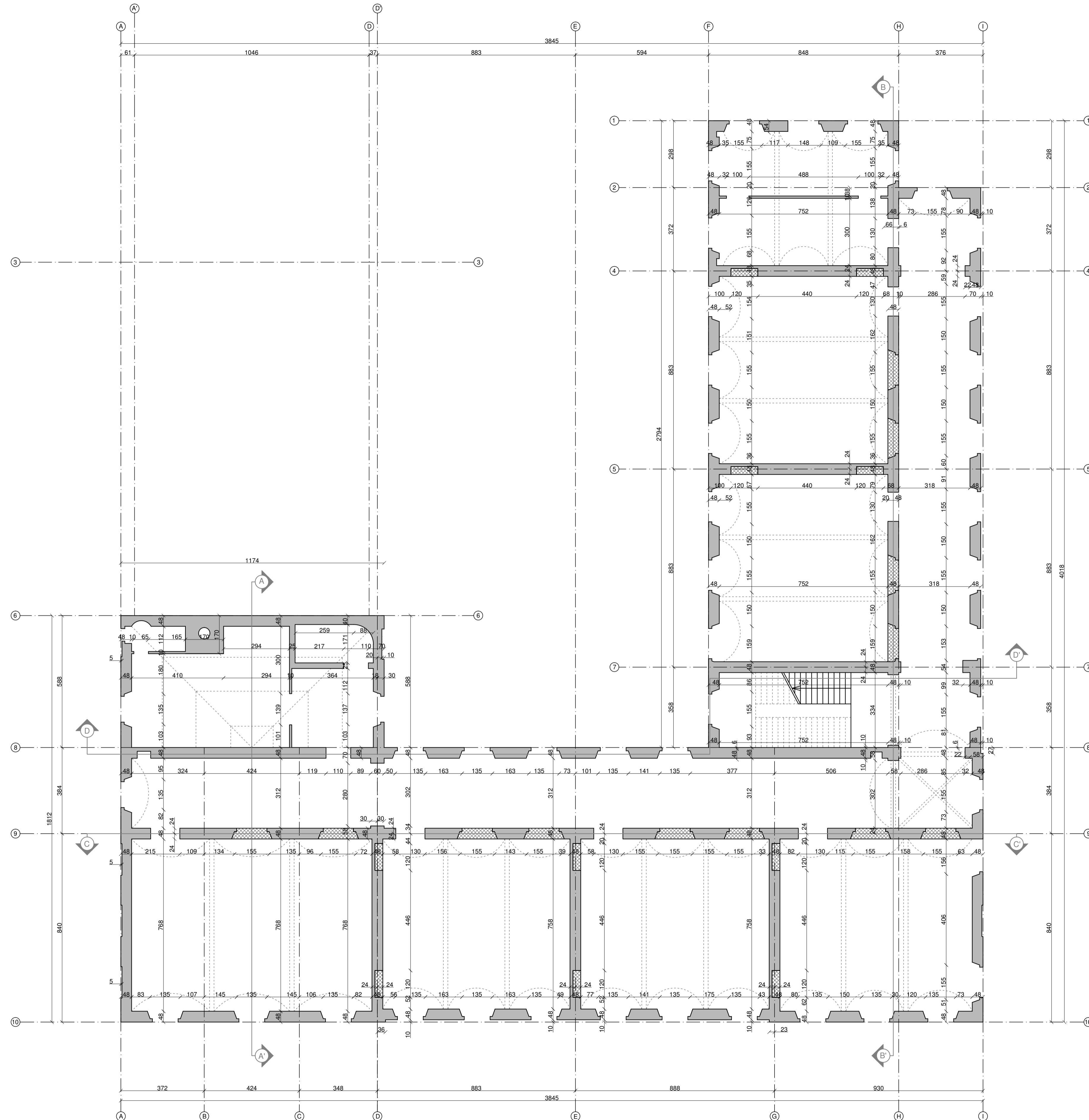


Legenda:

	Muri aggiuntivi		Volta a crociera		Assi strutturali
	Intervento di adeguamento		Volantina in mattoni forati		Linee di sezione
	Muri esistenti				




POLITECNICO DI MILANO
 Scuola di Ingegneria Edile-Architettura
 Laurea in Ingegneria dei Sistemi Edilizi
 A.A. 2014 - 2015
**VULNERABILITA' SISMICA E ADEGUAMENTO
 DI EDIFICI SCOLASTICI IN MURATURA E C.A.**
 Tesi di Laurea di: Garbi Stefano (matr. 799572) - Giudici Andrea (matr. 800971)
 Relatore: Ch.mo Prof. Sergio Tattoni
 Co-relatore: Ing. Fulvio Roncoroni - Ing. Daniele Turcatti
 Oggetto: *Edificio in Muratura Portante - Pianta Strutturale: Solaio Piano Terra*
 Tavola: M-PS-01 Scala: 1 : 100

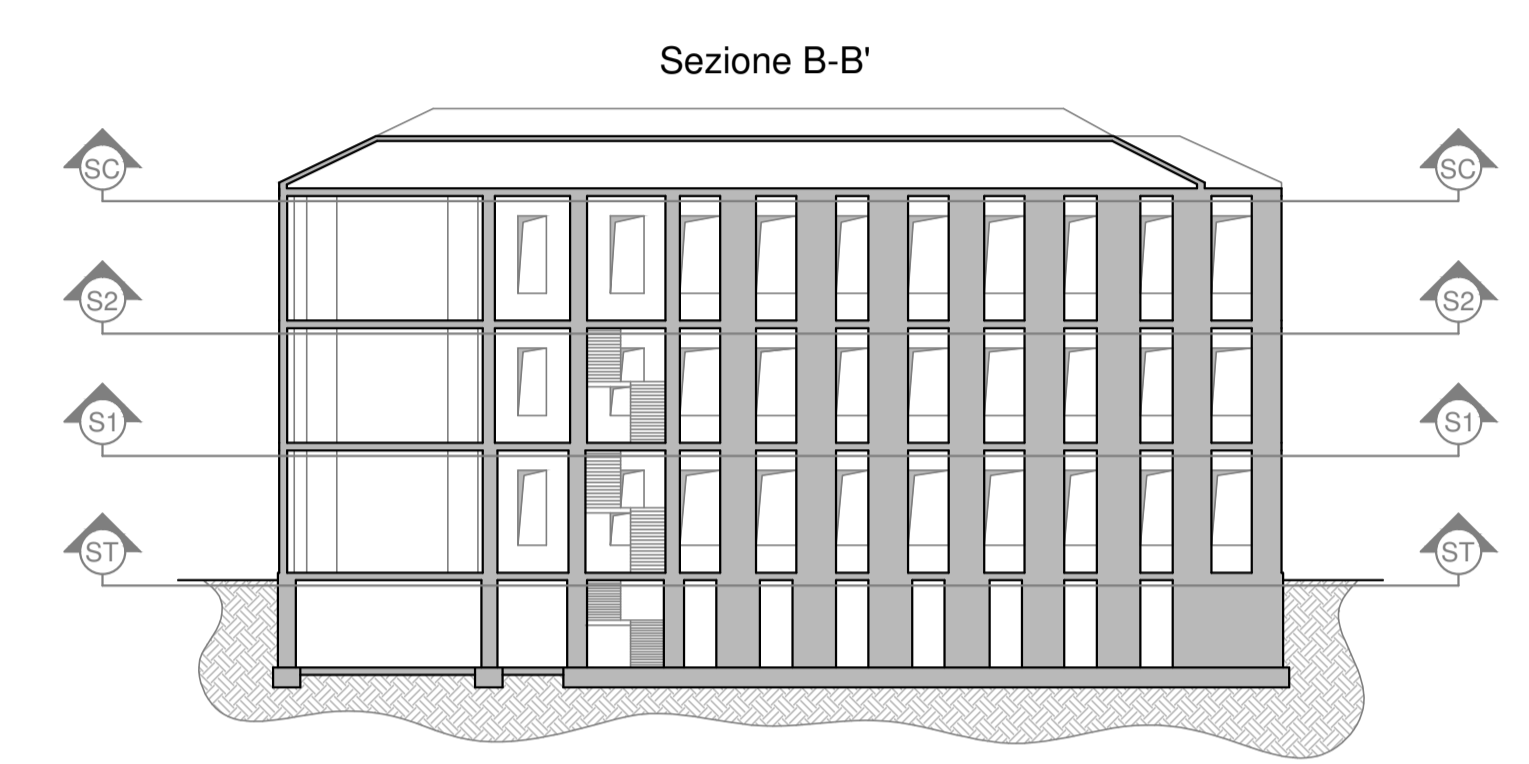
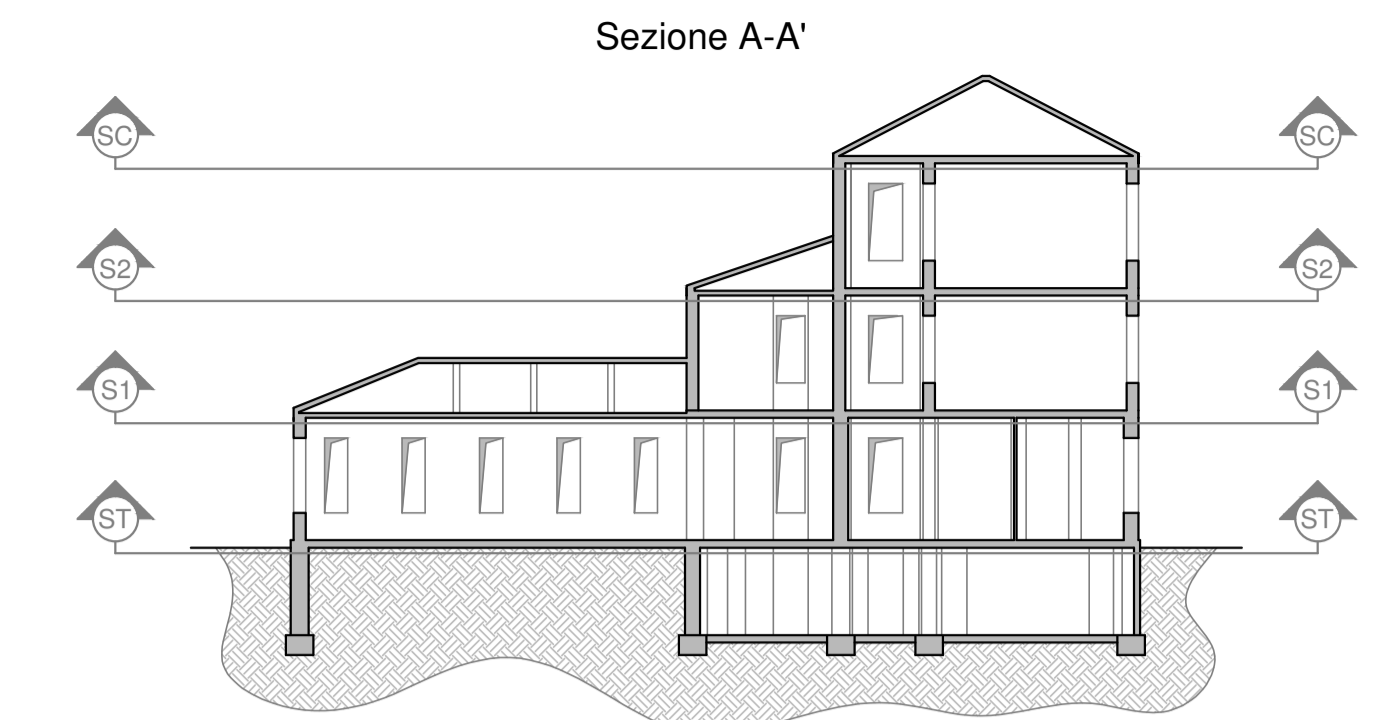
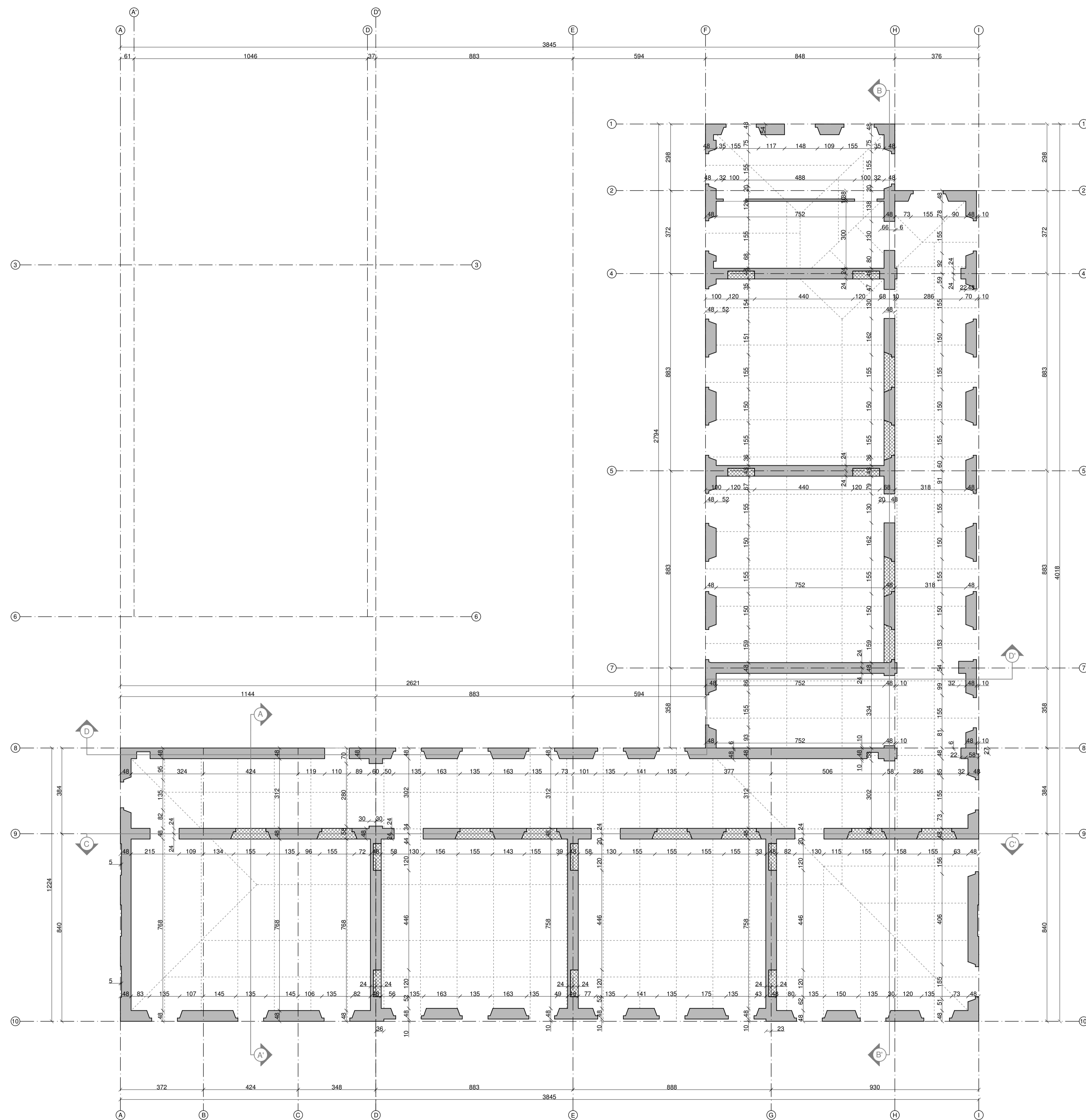


Legenda:

Muri aggiuntivi	Volta a crociera	Assi strutturali
Muri esistenti	Voltina in mattoni forati	Struttura copertura in legno
Intervento di adeguamento	Voltina in mattoni forati	Linee di sezione




POLITECNICO DI MILANO
 Scuola di Ingegneria Edile-Architettura
 Laurea in Ingegneria dei Sistemi Edilizi
 A.A. 2014 - 2015
**VULNERABILITA' SISMICA E ADEGUAMENTO
 DI EDIFICI SCOLASTICI IN MURATURA E C.A.**
 Tesi di Laurea di: Garbi Stefano (matr. 799572) - Giudici Andrea (matr. 800971)
 Relatore: Ch.mo Prof. Sergio Tattoni
 Co-relatore: Ing. Fulvio Roncoroni - Ing. Daniele Turcatti
 Oggetto: *Edificio in Muratura Portante - Pianta Strutturale: Solaio Piano Secondo*
 Tavola: M-PS-03 Scala: 1 : 100

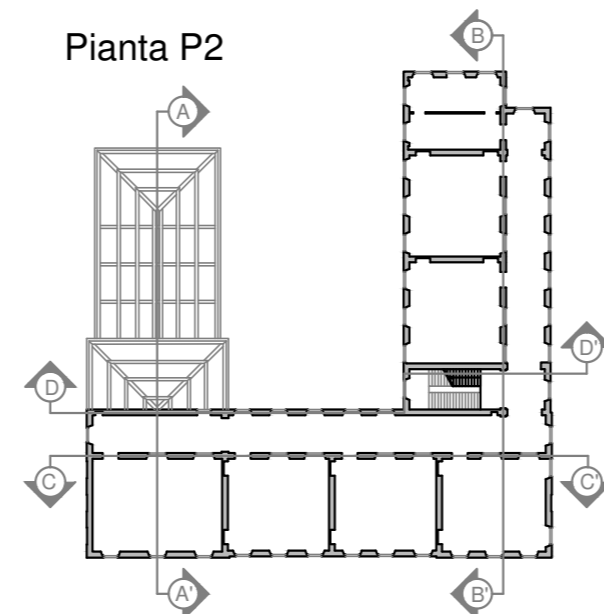
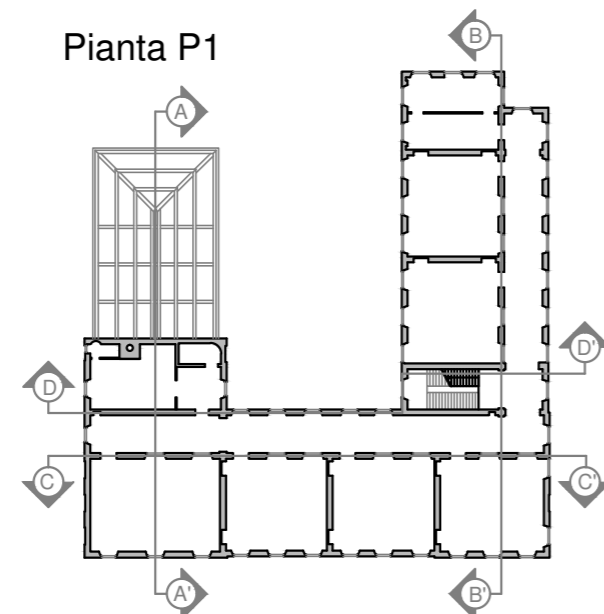
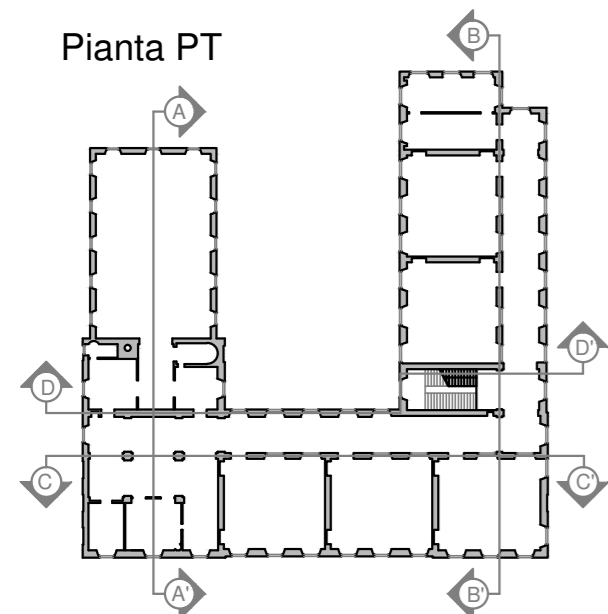
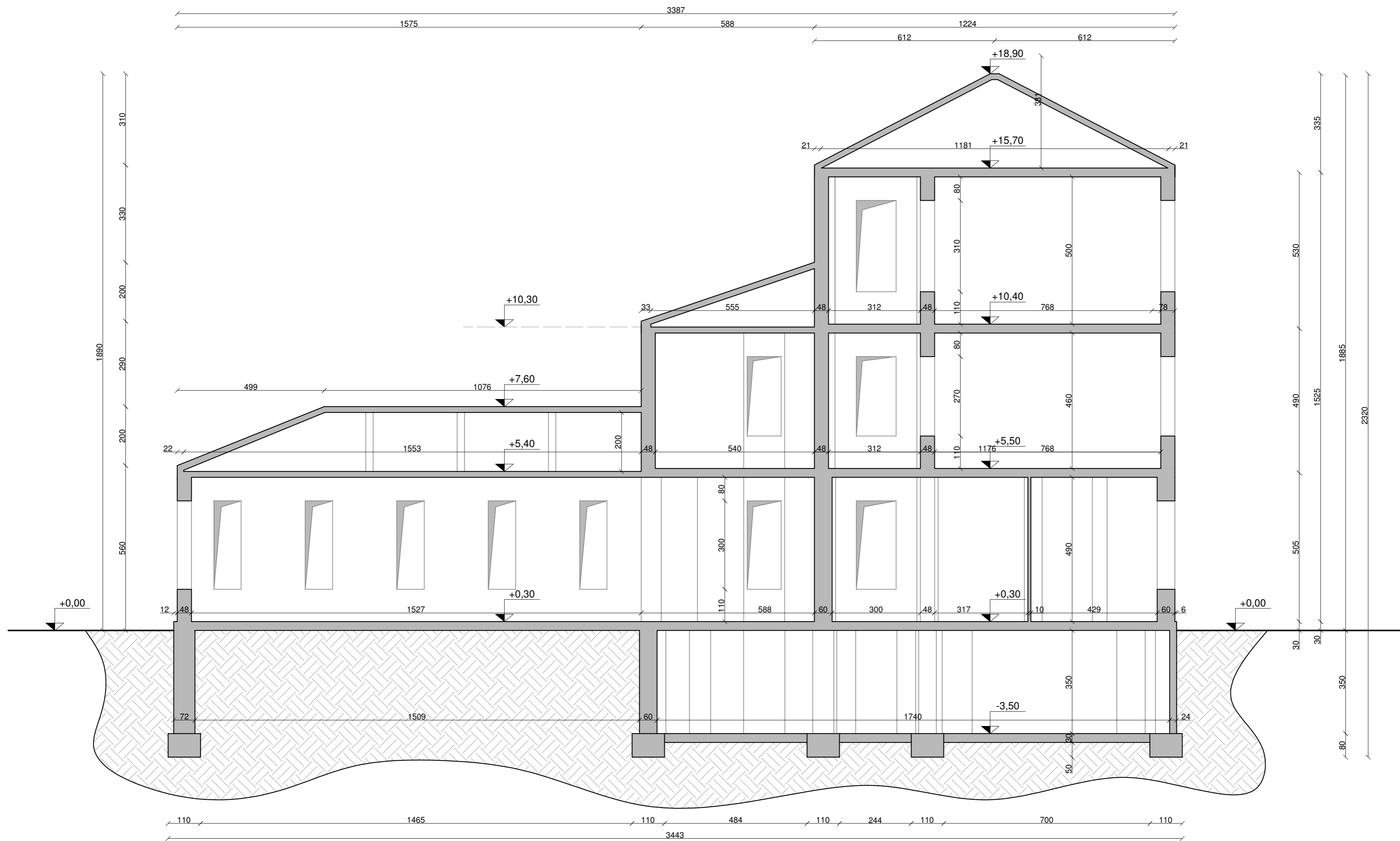


Legenda:

	Muri aggiuntivi		Assi strutturali
	Muri esistenti		Struttura copertura in legno
	Intervento di adeguamento		Linee di sezione




POLITECNICO DI MILANO
 Scuola di Ingegneria Edile-Architettura
 Laurea in Ingegneria dei Sistemi Edilizi
 A.A. 2014 - 2015
**VULNERABILITA' SISMICA E ADEGUAMENTO
 DI EDIFICI SCOLASTICI IN MURATURA E C.A.**
 Tesi di Laurea di: Garbi Stefano (matr. 799572) - Giudici Andrea (matr. 800971)
 Relatore: Ch.mo Prof. Sergio Tattoni
 Co-relatore: Ing. Fulvio Roncoroni - Ing. Daniele Turcatti
 Oggetto: *Edificio in Muratura Portante - Pianta Strutturale: Solaio Copertura*
 Tavola: M-PS-04 Scala: 1 : 100



POLITECNICO DI MILANO
 Scuola di Ingegneria Edile-Architettura
 Laurea in Ingegneria dei Sistemi Edilizi
 A.A. 2014 - 2015

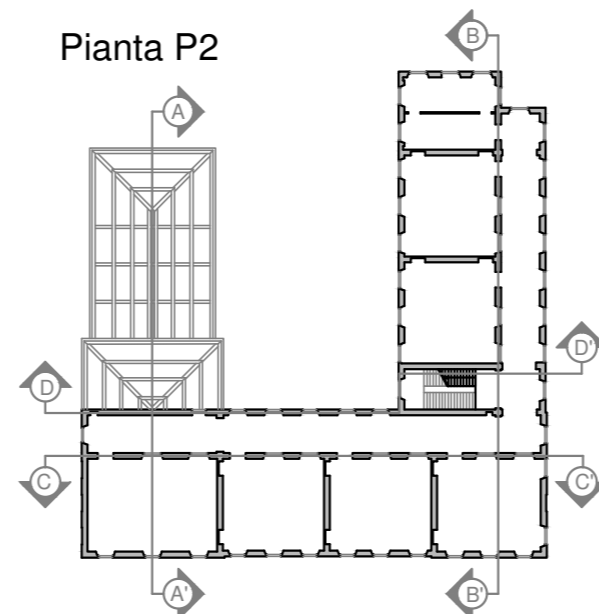
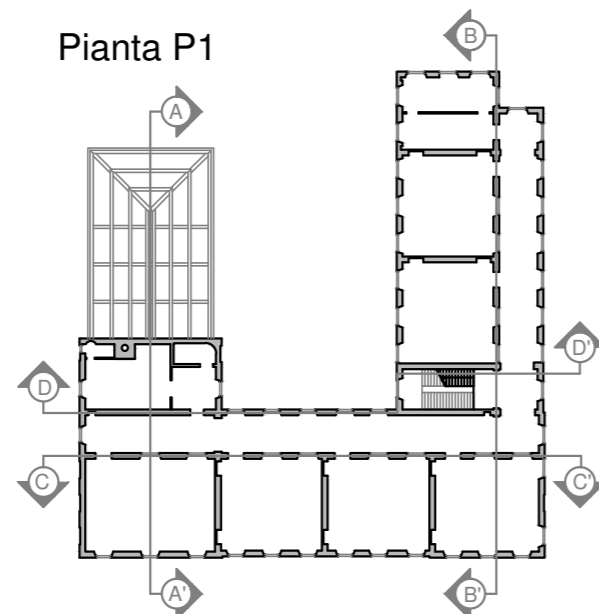
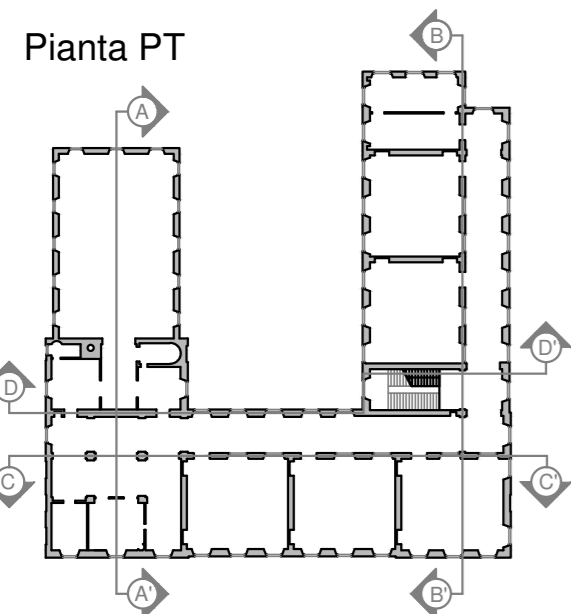
**VULNERABILITA' SISMICA E ADEGUAMENTO
 DI EDIFICI SCOLASTICI IN MURATURA E C.A.**

Tesi di Laurea di: Garbi Stefano (matr. 799572) - Giudici Andrea (matr. 800971)
 Relatore: Ch.mo Prof. Sergio Tattoni
 Co-relatore: Ing. Fulvio Roncoroni - Ing. Daniele Turcatti

Oggetto: *Edificio in Muratura Portante - Sezione A-A'*

Tavola: M-S-01

Scala: 1 : 100



POLITECNICO DI MILANO
 Scuola di Ingegneria Edile-Architettura
 Laurea in Ingegneria dei Sistemi Edilizi
 A.A. 2014 - 2015

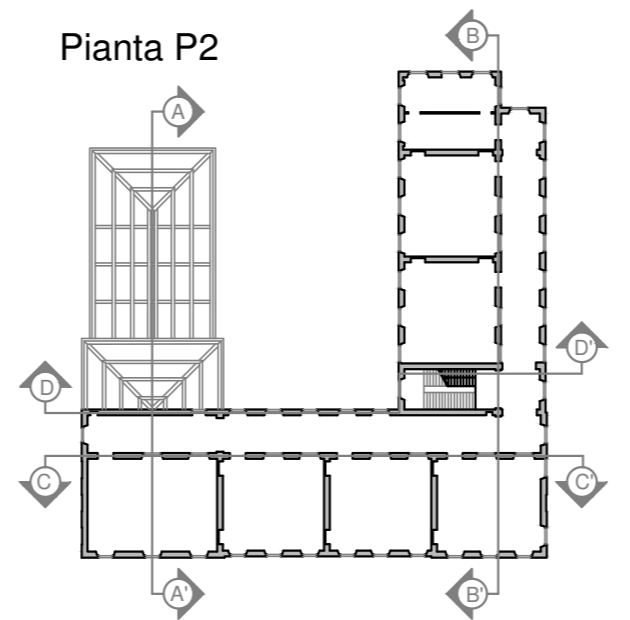
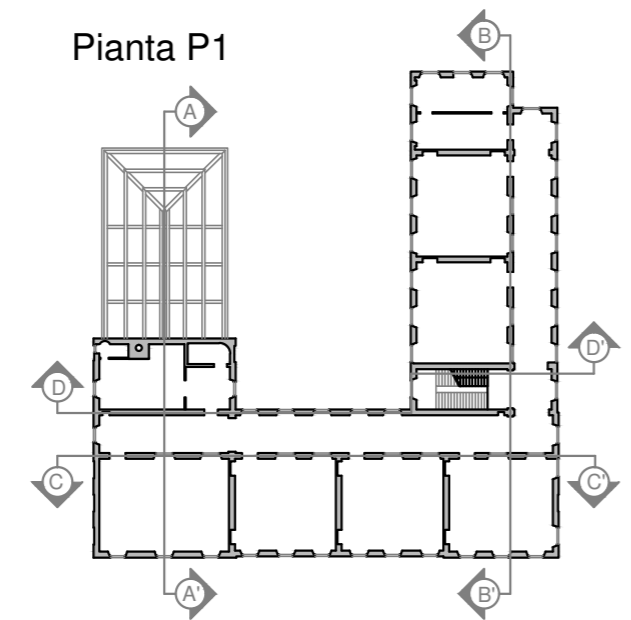
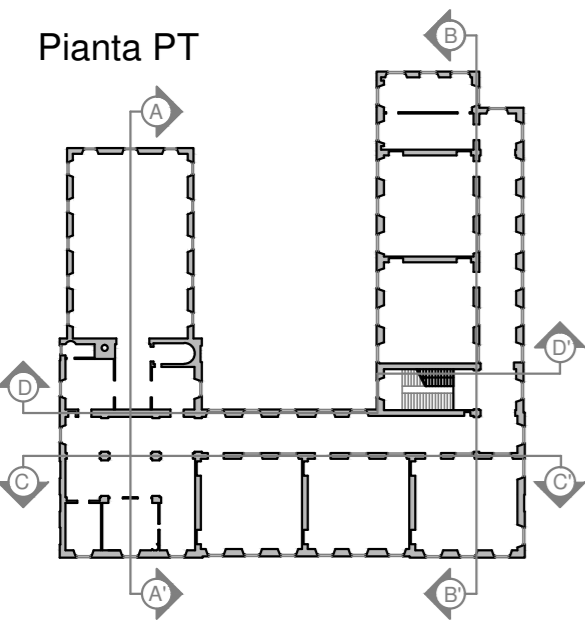
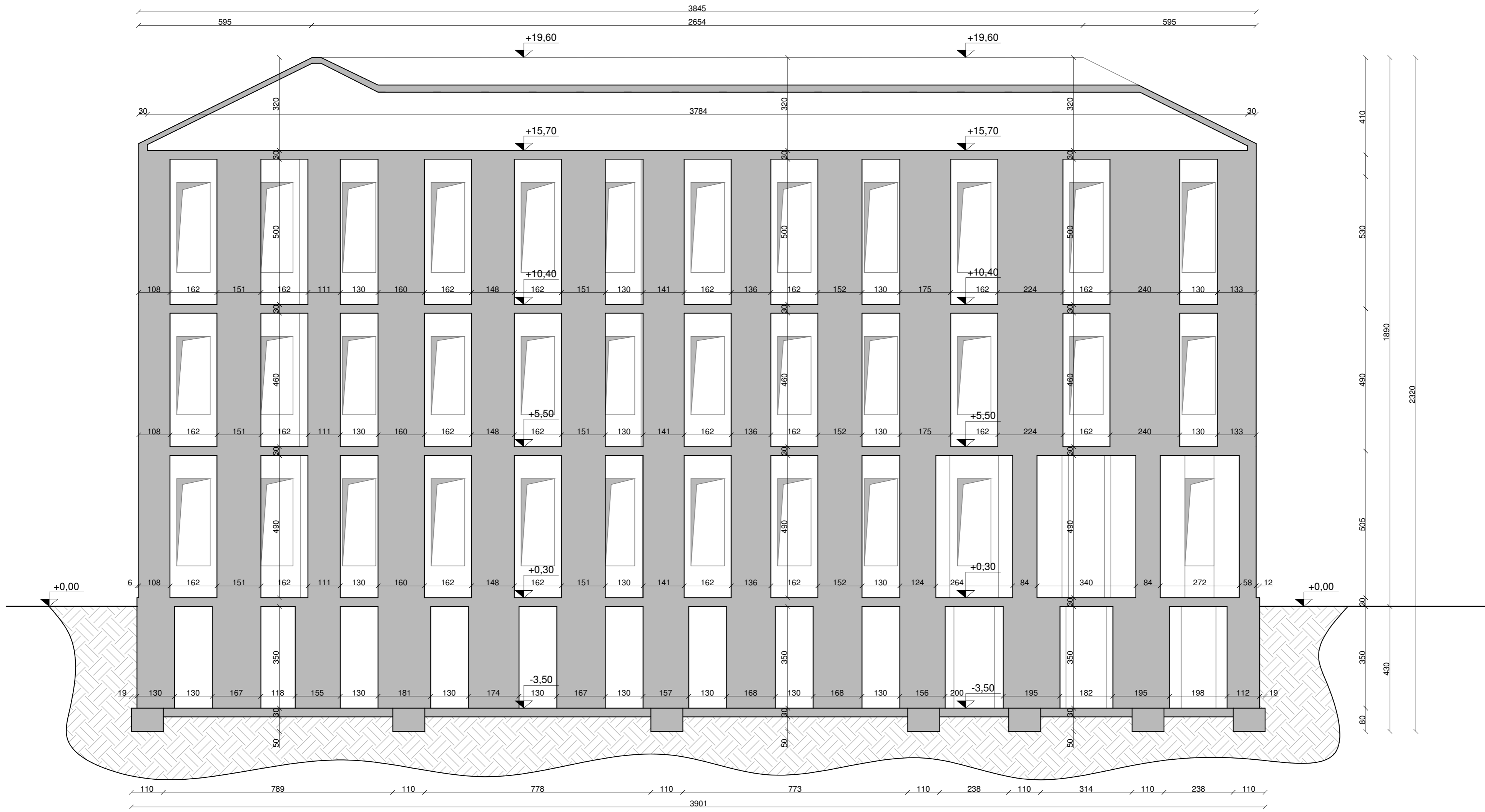
**VULNERABILITA' SISMICA E ADEGUAMENTO
 DI EDIFICI SCOLASTICI IN MURATURA E C.A.**

Tesi di Laurea di: Garbi Stefano (matr. 799572) - Giudici Andrea (matr. 800971)
 Relatore: Ch.mo Prof. Sergio Tattoni
 Co-relatore: Ing. Fulvio Roncoroni - Ing. Daniele Turcatti

Oggetto: *Edificio in Muratura Portante - Sezione B-B'*

Tavola: M-S-02

Scala: 1 : 100



POLITECNICO DI MILANO
 Scuola di Ingegneria Edile-Architettura
 Laurea in Ingegneria dei Sistemi Edilizi
 A.A. 2014 - 2015

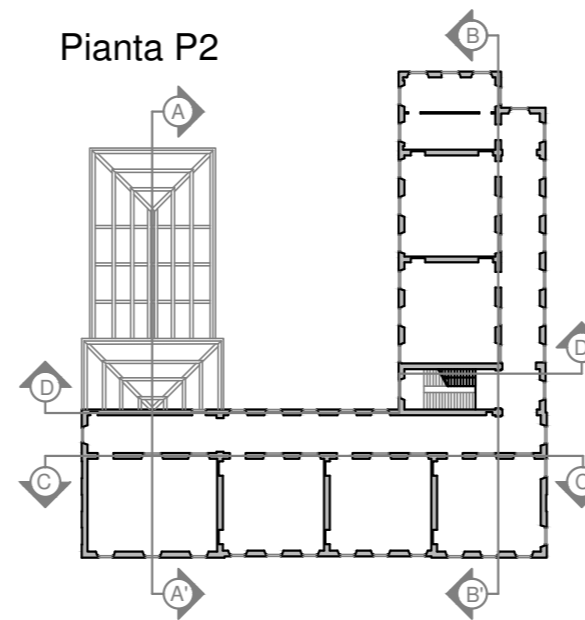
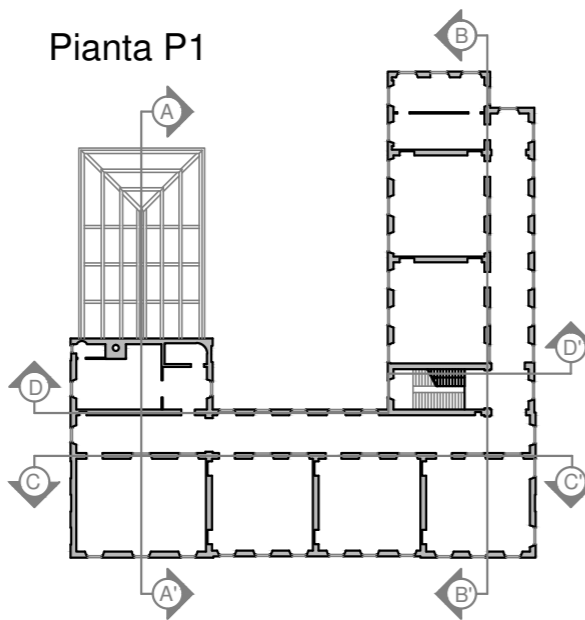
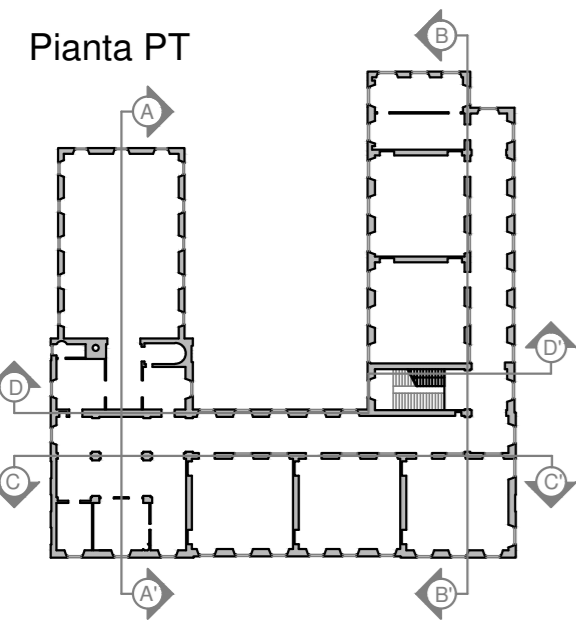
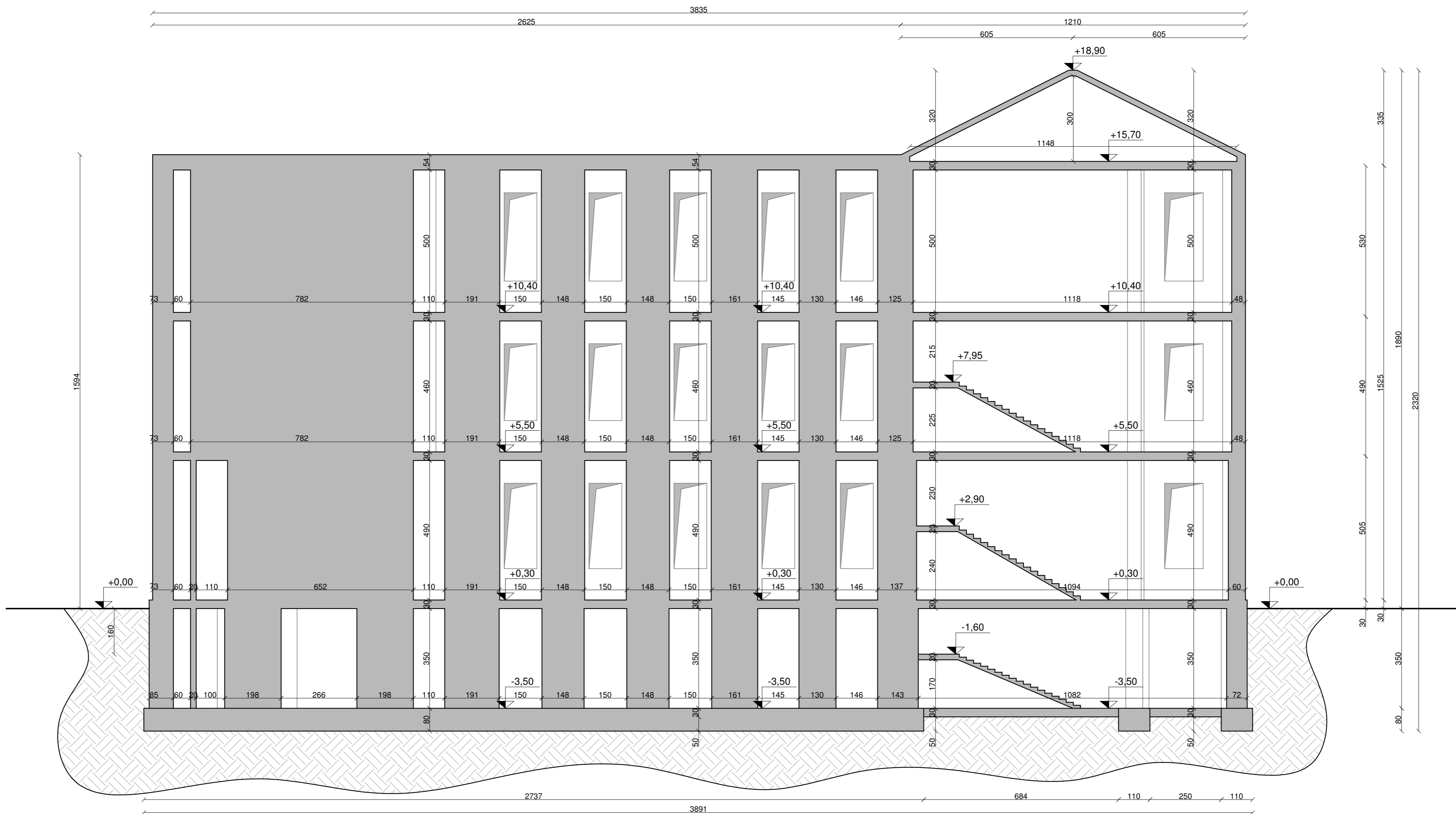
**VULNERABILITA' SISMICA E ADEGUAMENTO
 DI EDIFICI SCOLASTICI IN MURATURA E C.A.**

Tesi di Laurea di: Garbi Stefano (matr. 799572) - Giudici Andrea (matr. 800971)
 Relatore: Ch.mo Prof. Sergio Tattoni
 Co-relatore: Ing. Fulvio Roncoroni - Ing. Daniele Turcatti

Oggetto: *Edificio in Muratura Portante - Sezione C-C'*

Tavola: M-S-03

Scala: 1 : 100






POLITECNICO DI MILANO
 Scuola di Ingegneria Edile-Architettura
 Laurea in Ingegneria dei Sistemi Edilizi
 A.A. 2014 - 2015

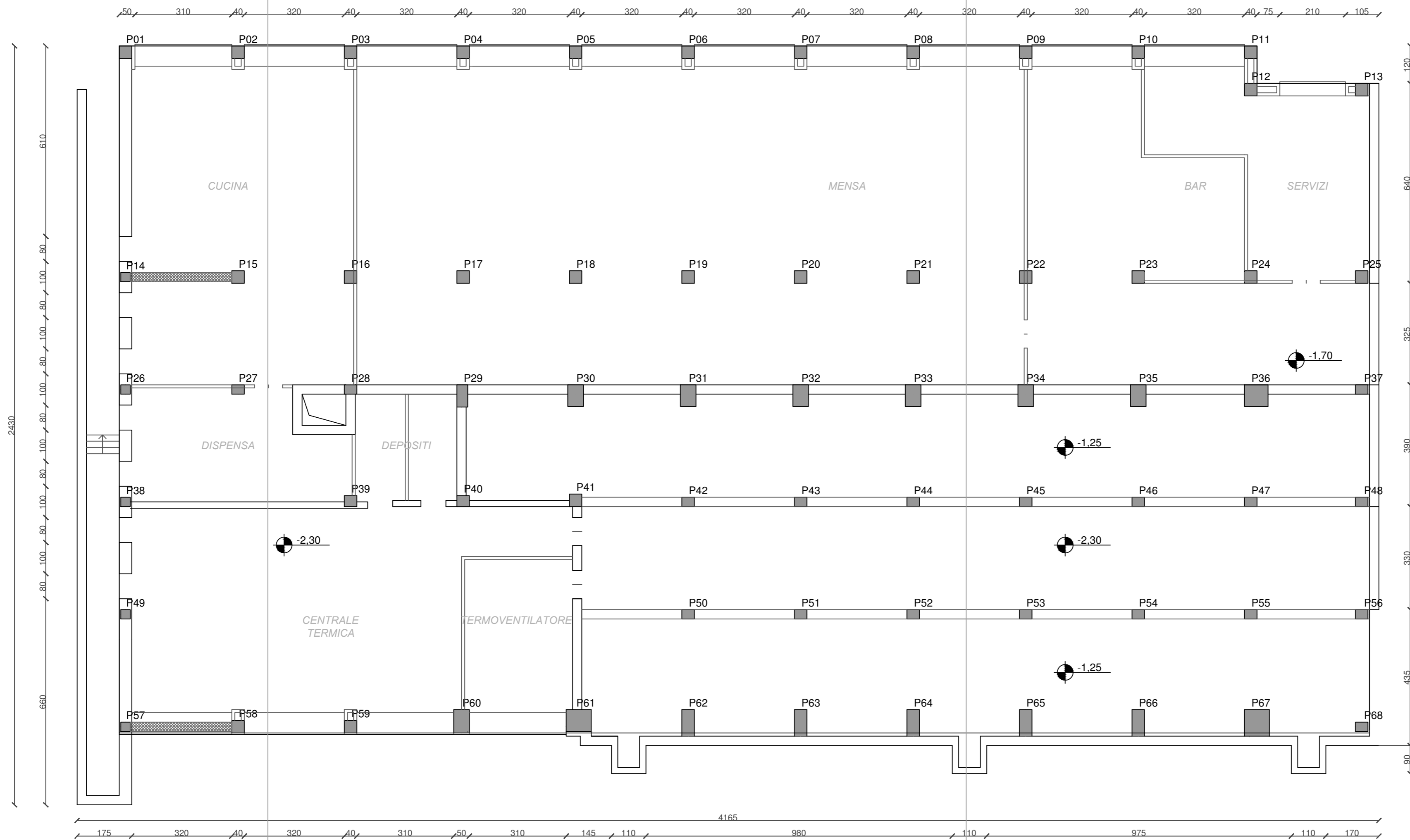
**VULNERABILITA' SISMICA E ADEGUAMENTO
 DI EDIFICI SCOLASTICI IN MURATURA E C.A.**

Tesi di Laurea di: Garbi Stefano (matr. 799572) - Giudici Andrea (matr. 800971)
 Relatore: Ch.mo Prof. Sergio Tattoni
 Co-relatore: Ing. Fulvio Roncoroni - Ing. Daniele Turcatti

Oggetto: *Edificio in Muratura Portante - Sezione D-D'*
 Tavola: M-S-04

Scala: 1 : 100

- LEGENDA
-  SETTI PER ADEGUAMENTO SISMICO
 -  CHIUSURE E PARTIZIONI
 -  LINEE DI SEZIONE






POLITECNICO DI MILANO
 Scuola di Ingegneria Edile-Architettura
 Laurea in Ingegneria dei Sistemi Edilizi
 A.A. 2014 - 2015

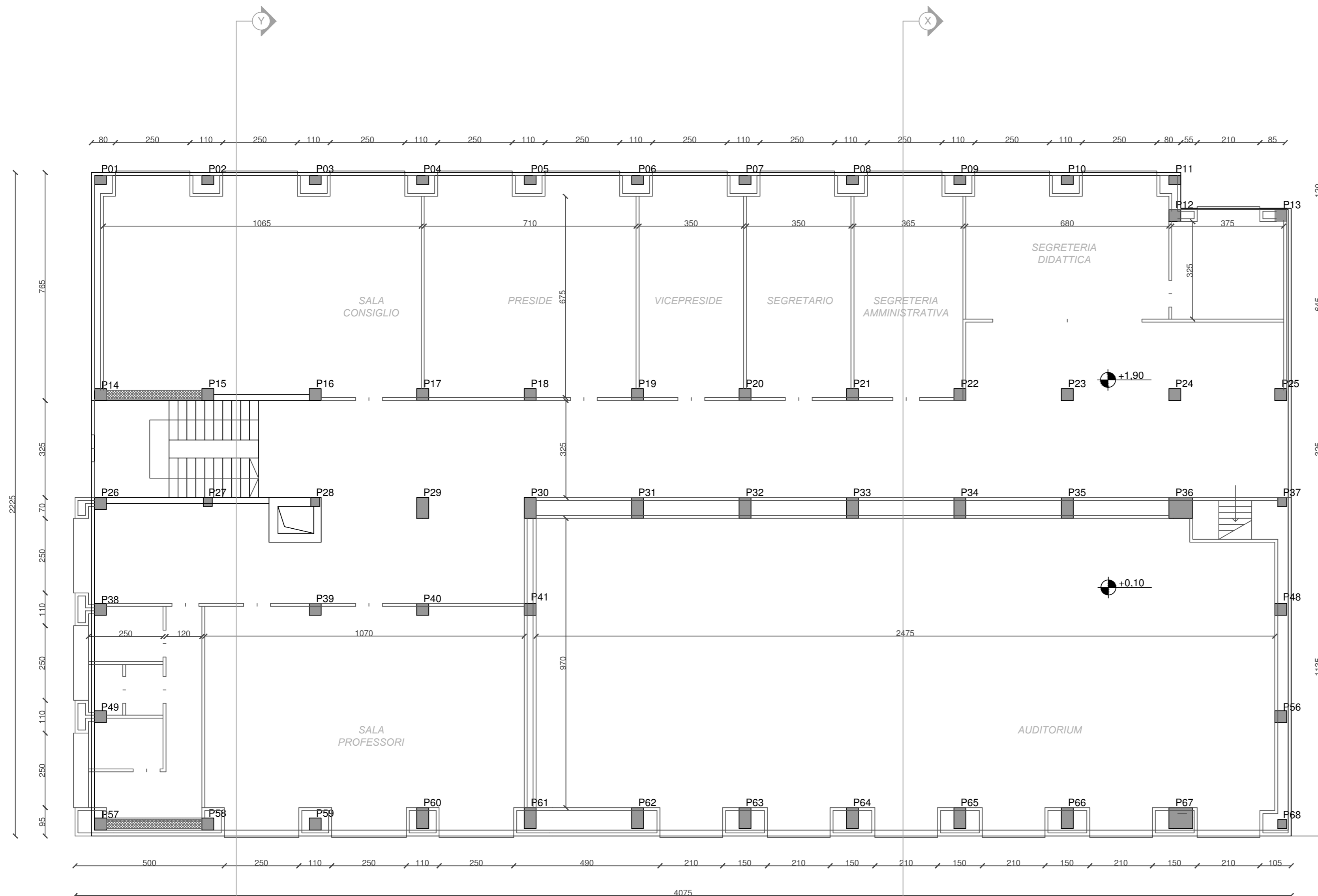
**VULNERABILITA' SISMICA E ADEGUAMENTO
 DI EDIFICI SCOLASTICI IN MURATURA E C.A.**

Tesi di Laurea di: Garbi Stefano (matr. 799572) - Giudici Andrea (matr. 800971)
 Relatore: Ch.mo Prof. Sergio Tattoni
 Co-relatore: Ing. Fulvio Roncoroni - Ing. Daniele Turcatti

Oggetto: *Edificio in c.a. - Pianta Architettonica: Piano PI*
 Tavola: CA-PA-01

Scala: 1 : 100

- LEGENDA
-  SETTI PER ADEGUAMENTO SISMICO
 -  CHIUSURE E PARTIZIONI
 -  LINEE DI SEZIONE






POLITECNICO DI MILANO
 Scuola di Ingegneria Edile-Architettura
 Laurea in Ingegneria dei Sistemi Edilizi
 A.A. 2014 - 2015

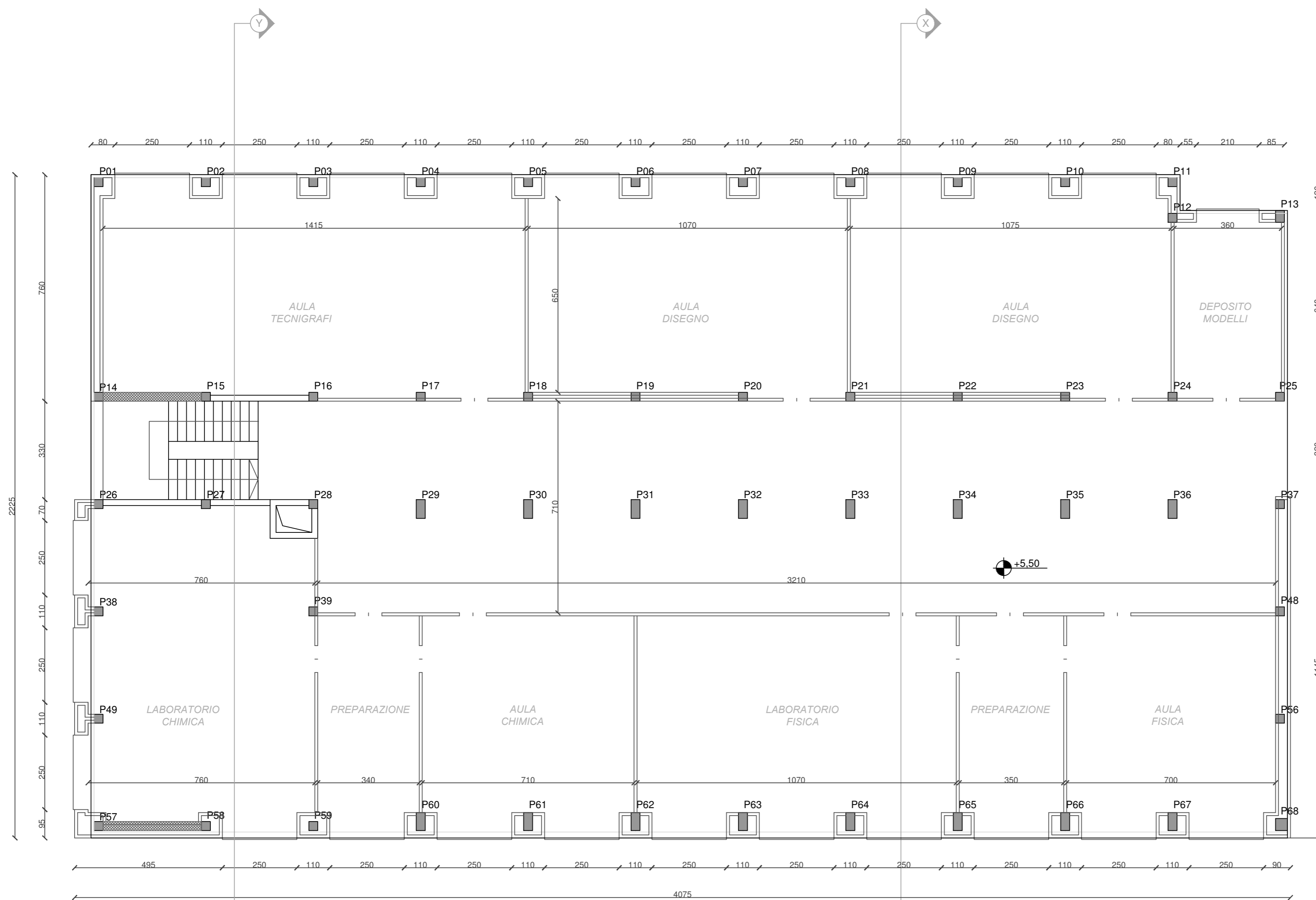
**VULNERABILITA' SISMICA E ADEGUAMENTO
 DI EDIFICI SCOLASTICI IN MURATURA E C.A.**

Tesi di Laurea di: Garbi Stefano (matr. 799572) - Giudici Andrea (matr. 800971)
 Relatore: Ch.mo Prof. Sergio Tattoni
 Co-relatore: Ing. Fulvio Roncoroni - Ing. Daniele Turcatti

Oggetto: *Edificio in c.a. - Pianta Architettonica: Piano PT*
 Tavola: CA-PA-02

Scala: 1 : 100

- LEGENDA
-  SETTI PER ADEGUAMENTO SISMICO
 -  CHIUSURE E PARTIZIONI
 -  LINEE DI SEZIONE







POLITECNICO DI MILANO
 Scuola di Ingegneria Edile-Architettura
 Laurea in Ingegneria dei Sistemi Edilizi
 A.A. 2014 - 2015

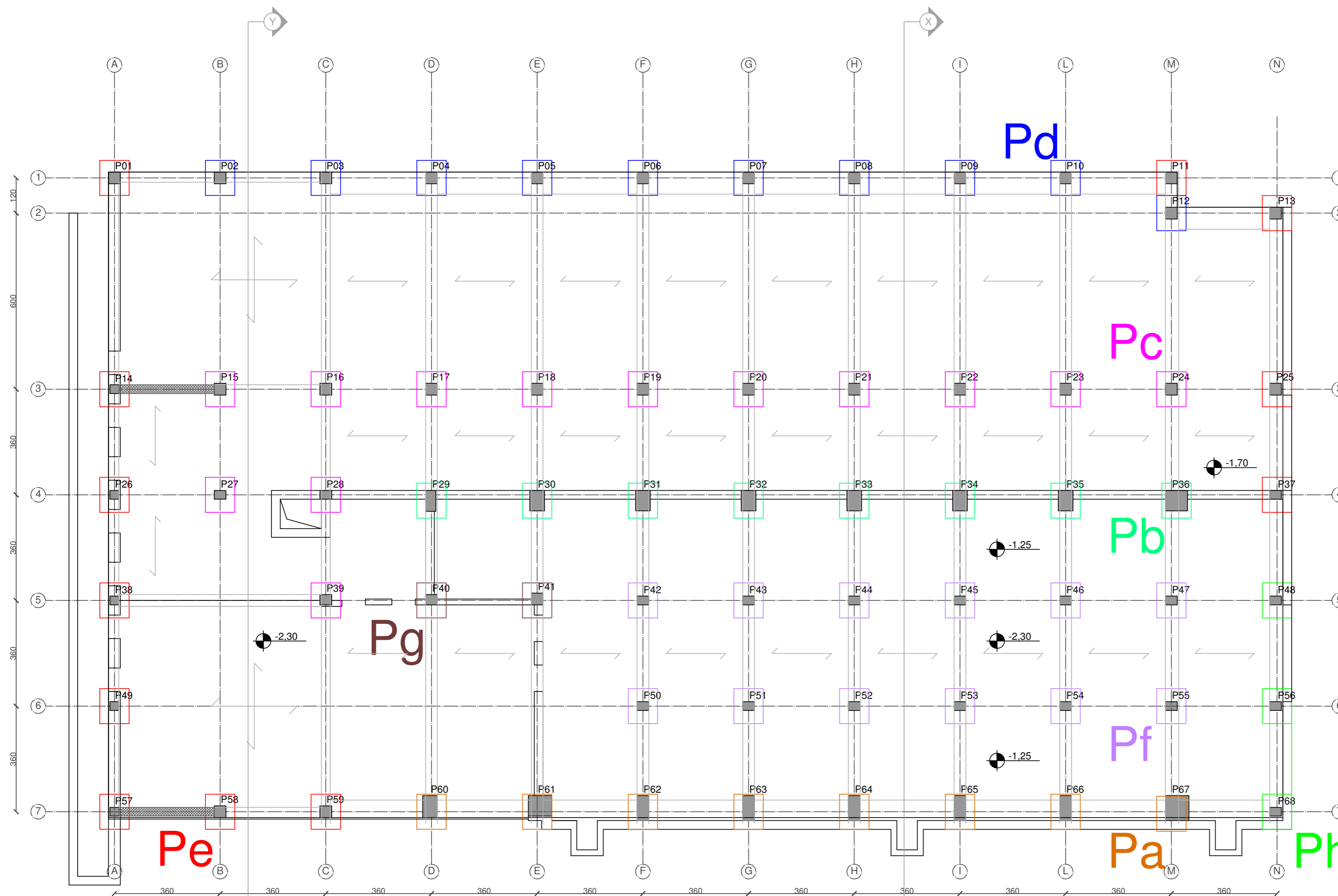
**VULNERABILITA' SISMICA E ADEGUAMENTO
 DI EDIFICI SCOLASTICI IN MURATURA E C.A.**

Tesi di Laurea di: Garbi Stefano (matr. 799572) - Giudici Andrea (matr. 800971)
 Relatore: Ch.mo Prof. Sergio Tattoni
 Co-relatore: Ing. Fulvio Roncoroni - Ing. Daniele Turcatti

Oggetto: *Edificio in c.a. - Pianta Architettonica: Piano P1*
 Tavola: CA-PA-03

Scala: 1 : 100

- LEGENDA
-  SETTI PER ADEGUAMENTO SISMICO
 -  ASSI STRUTTURALI
 -  LINEE DI SEZIONI
 -  CARPENTERIE



In colore le tipologie dei pilastri







POLITECNICO DI MILANO
 Scuola di Ingegneria Edile-Architettura
 Laurea in Ingegneria dei Sistemi Edilizi
 A.A. 2014 - 2015

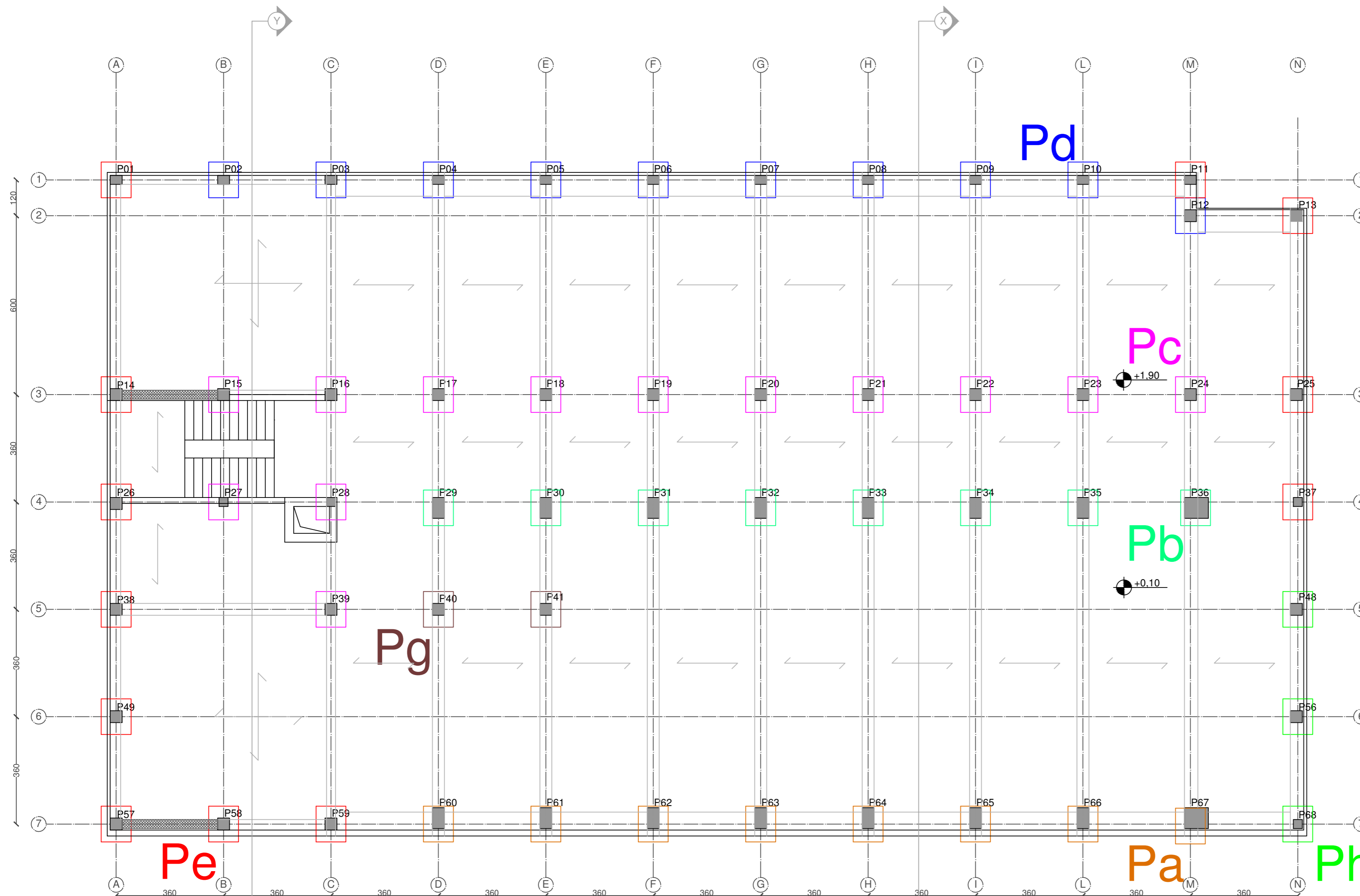
**VULNERABILITA' SISMICA E ADEGUAMENTO
 DI EDIFICI SCOLASTICI IN MURATURA E C.A.**

Tesi di Laurea di: Garbi Stefano (matr. 799572) - Giudici Andrea (matr. 800971)
 Relatore: Ch.mo Prof. Sergio Tattoni
 Co-relatore: Ing. Fulvio Roncoroni - Ing. Daniele Turcatti

Oggetto: *Edificio in c.a. - Pianta Strutturale: Piano P1*
 Tavola: CA-PS-01

Scala: 1 : 100

- LEGENDA
-  SETTI PER ADEGUAMENTO SISMICO
 -  ASSI STRUTTURALI
 -  LINEE DI SEZIONI
 -  CARPENTERIE



In colore le tipologie dei pilastri



POLITECNICO DI MILANO
 Scuola di Ingegneria Edile-Architettura
 Laurea in Ingegneria dei Sistemi Edilizi
 A.A. 2014 - 2015





**VULNERABILITA' SISMICA E ADEGUAMENTO
 DI EDIFICI SCOLASTICI IN MURATURA E C.A.**

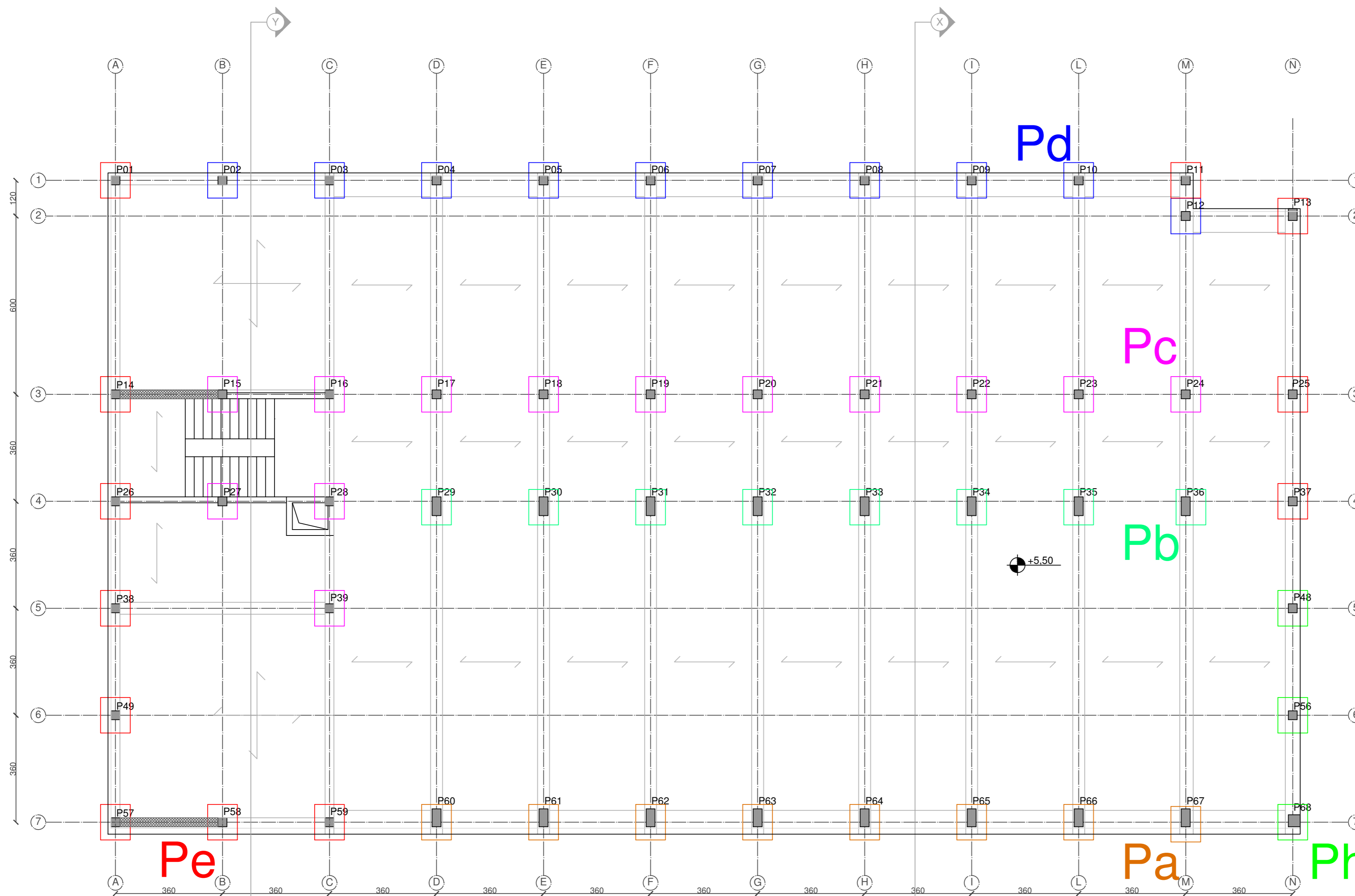
Tesi di Laurea di: Garbi Stefano (matr. 799572) - Giudici Andrea (matr. 800971)
 Relatore: Ch.mo Prof. Sergio Tattoni
 Co-relatore: Ing. Fulvio Roncoroni - Ing. Daniele Turcatti

Oggetto: *Edificio in c.a. - Pianta Strutturale: Piano PT*

Tavola: CA-PS-02

Scala: 1 : 100

- LEGENDA
-  SETTI PER ADEGUAMENTO SISMICO
 -  ASSI STRUTTURALI
 -  LINEE DI SEZIONI
 -  CARPENTERIE



In colore le tipologie dei pilastri



POLITECNICO DI MILANO
 Scuola di Ingegneria Edile-Architettura
 Laurea in Ingegneria dei Sistemi Edilizi
 A.A. 2014 - 2015

**VULNERABILITA' SISMICA E ADEGUAMENTO
 DI EDIFICI SCOLASTICI IN MURATURA E C.A.**

Tesi di Laurea di: Garbi Stefano (matr. 799572) - Giudici Andrea (matr. 800971)
 Relatore: Ch.mo Prof. Sergio Tattoni
 Co-relatore: Ing. Fulvio Roncoroni - Ing. Daniele Turcatti

Oggetto: *Edificio in c.a. - Pianta Strutturale: Piano P1*

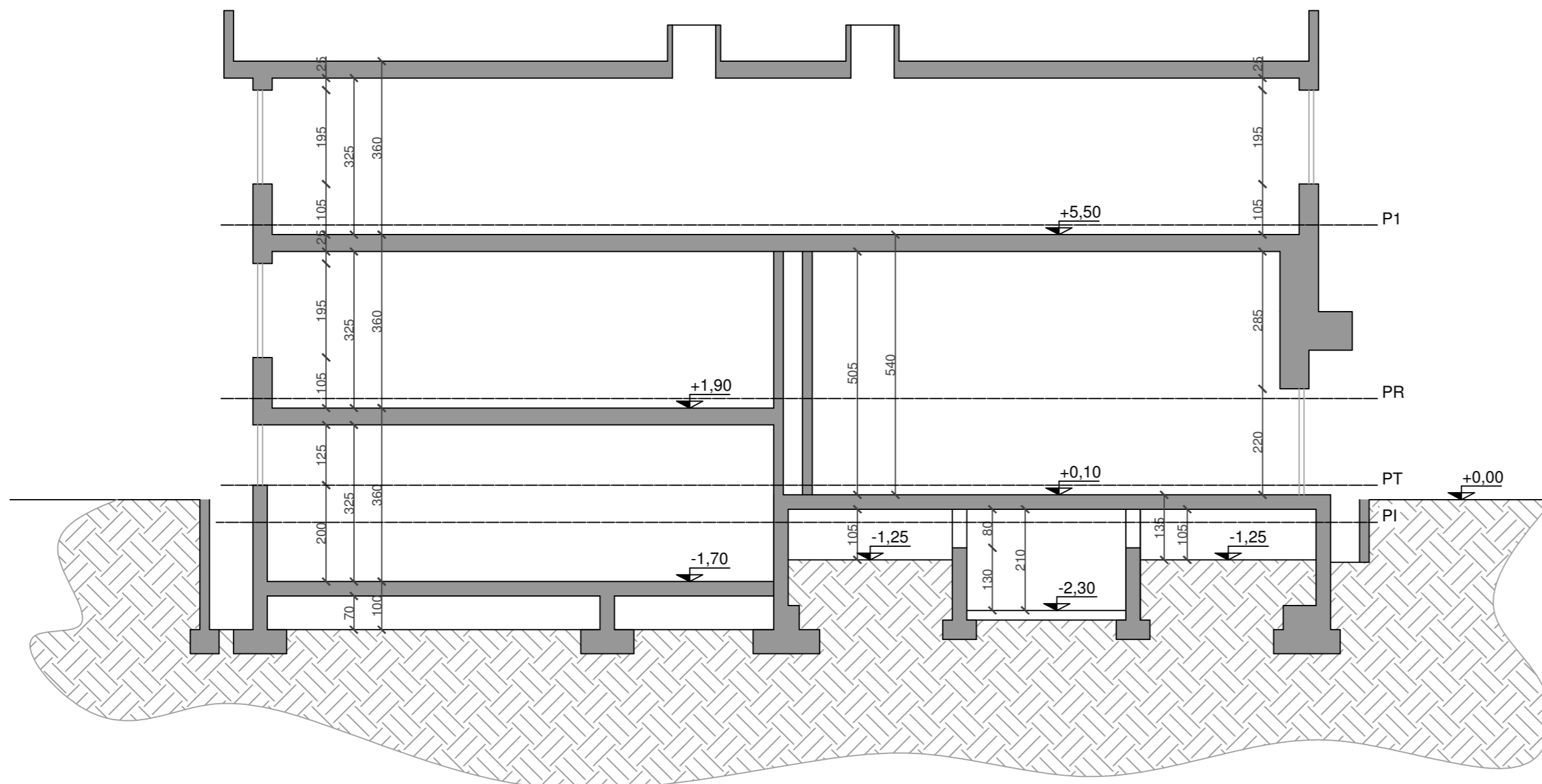
Tavola: CA-PS-03

Scala: 1 : 100

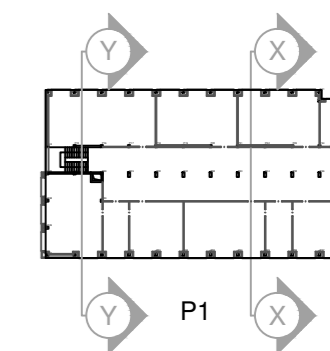
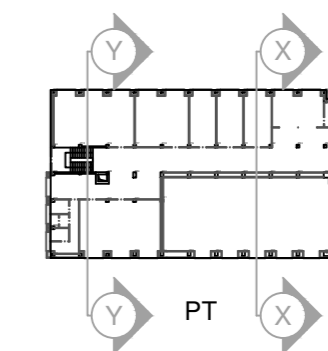
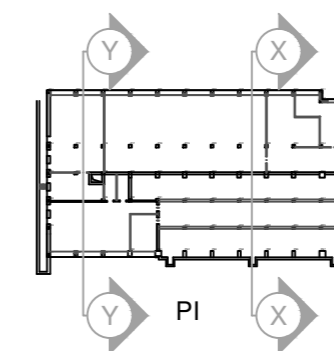
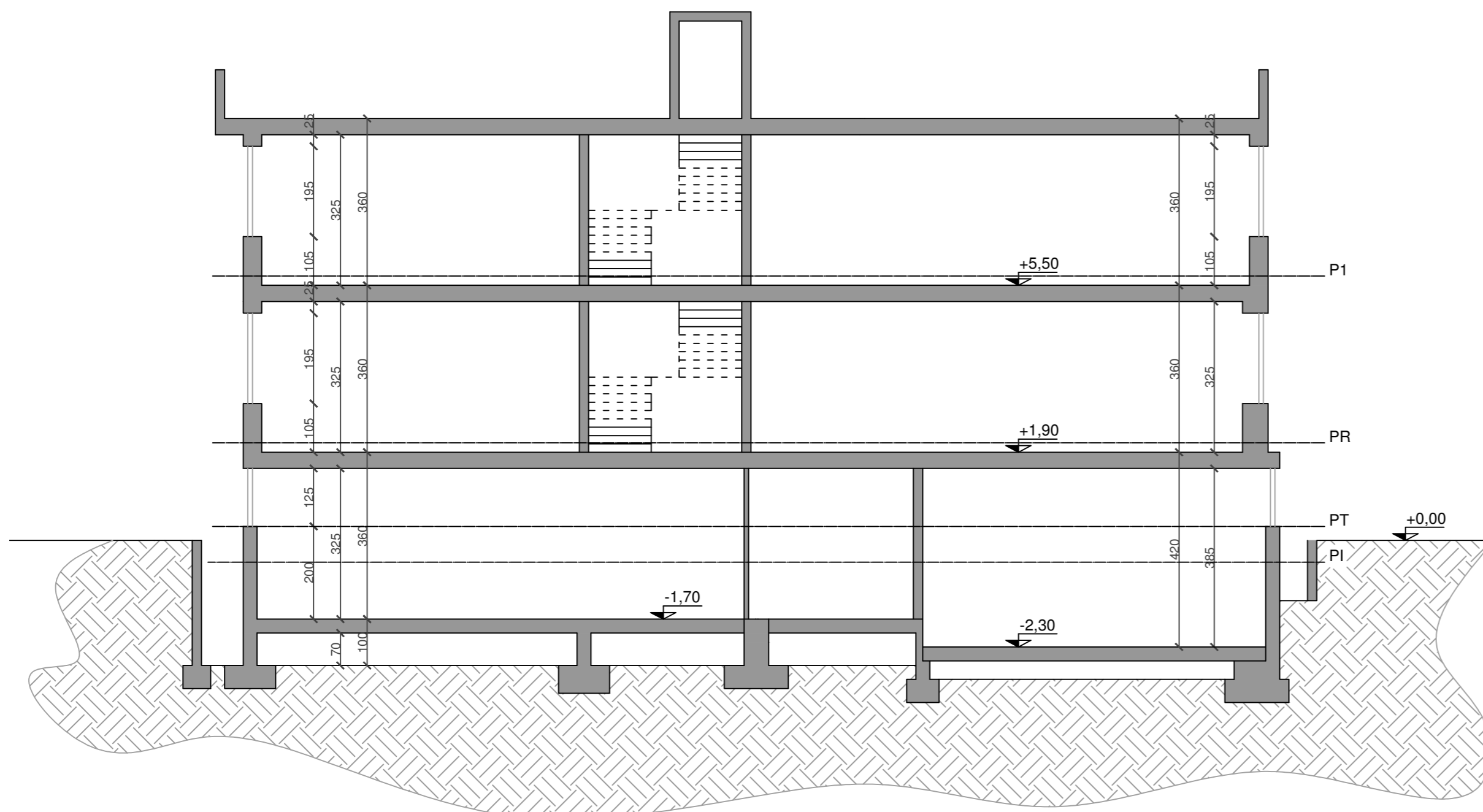
LEGENDA

— linee di piano per RE.SIS.TO

SEZIONE X-X



SEZIONE Y-Y



POLITECNICO DI MILANO
 Scuola di Ingegneria Edile-Architettura
 Laurea in Ingegneria dei Sistemi Edilizi
 A.A. 2014 - 2015

**VULNERABILITA' SISMICA E ADEGUAMENTO
 DI EDIFICI SCOLASTICI IN MURATURA E C.A.**

Tesi di Laurea di: Garbi Stefano (matr. 799572) - Giudici Andrea (matr. 800971)
 Relatore: Ch.mo Prof. Sergio Tattoni
 Co-relatore: Ing. Fulvio Roncoroni - Ing. Daniele Turcatti

Oggetto: Edificio in c.a. - Sezione X-X e Y-Y

Tavola: CA-S-01 Scala: 1 : 100