

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile



Tesi di Laurea Magistrale

**Valutazione della sicurezza e progetto degli interventi di consolidamento
della Scuola materna di Pianella (PE).**

Relatore

Prof. Ing. Fabio di Trapani

Candidato

Gianvito D'Ambrosio



**POLITECNICO
DI TORINO**



SOMMARIO

INDICE DELLE FIGURE

INDICE DELLE TABELLE

SOMMARIO	3
RINGRAZIAMENTI	1
INTRODUZIONE	2
1. CENNI SUL RISCHIO SISMICO E LE SUE COMPONENTI.....	4
1.1. Rischio sismico	4
1.2. Pericolosità sismica.....	5
1.3. Esposizione al rischio sismico	6
1.4. Vulnerabilità sismica del patrimonio esistente	6
1.4.1. Inquadramento normativo.....	8
1.4.2. Analisi storico-critica e Rilievo.....	11
1.4.3. Muratura	13
2. METODI DI ANALISI STRUTTURALE PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA	16
2.1. Introduzione	16
2.2. Analisi dinamica lineare	17
2.3. Analisi pushover	18
3. IL CASO STUDIO DELLA SCUOLA MATERNA DI PIANELLA (PE).....	25
3.1. Descrizione e rilievo dello stato di fatto	25
3.1.1. Indagini per la stima dei Livelli di Conoscenza e dei Fattori di Confidenza	31
3.1.2. Classificazione delle murature secondo NTC 2018	31
3.2. AZIONI SULLA STRUTTURA	34
3.2.1. Analisi dei carichi.....	34
4. IL MODELLO DELLA SCUOLA MATERNA DI PIANELLA (PE)	45
4.1. Schemi di modellazione strutturale della muratura	45
4.2. Modello della scatola muraria in CDSMa	48
4.2.1. Analisi dinamica lineare ANTE - OPERAM	51
4.2.2. Analisi Pushover ANTE – OPERAM	58
5. TIPOLOGIE DI INTERVENTI DI RINFORZO SISMICO PER LE MURATURE.....	61
5.1. Rinforzi con materiali compositi	61
5.2. Rinforzo con sistema di Cucitura armata Attiva delle Murature (CAM)	70



5.3.	Rinforzo con inserimento di nuovi setti in muratura e chiusura di alcune aperture ...	74
6.	PROPOSTE DI INTERVENTO E ANALISI SISMICA GLOBALE POST – OPERAM ...	78
6.1.	Intervento di consolidamento di I livello	79
6.2.	Intervento di consolidamento di II livello.....	82
6.2.1.	II livello di intervento - Proposta 1	82
6.2.2.	II livello di intervento - Proposta 2.....	84
6.3.	Analisi Pushover intervento di I livello	87
6.4.	Analisi Pushover intervento di II livello.....	89
6.4.1.	Analisi Pushover proposta 1	89
6.4.2.	Analisi Pushover proposta 2	91
6.5.	Considerazioni	97
7.	STIMA DEI COSTI DEGLI INTERVENTO DI RINFORZO.....	99
7.1.	I livello di intervento.....	99
7.2.	II livello di intervento	101
7.2.1.	Proposta I.....	101
7.2.2.	Proposta II.....	105
8.	CONCLUSIONI.....	109
	BIBLIOGRAFIA.....	112
	SITOGRAFIA	113
	ALLEGATI GRAFICI	114



INDICE DELLE FIGURE

Figura 1-1: mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (2004) _ fonte INGV	5
Figura 1-2: esempio di Curva di fragilità di un edificio (Polese, 2002).....	7
Figura 2-1: andamento della curva di capacità in funzione del profilo di carico _ fonte metodi di calcolo di consolidamento per edifici in muratura	19
Figura 2-2: definizione della curva di capacità _ fonte Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura.....	20
Figura 2-3: sistema bilineare equivalente _ fonte Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura	21
Figura 2-4: curve di capacità relative al sistema MDOF e SDOF _ fonte Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura	21
Figura 2-5: capacità di spostamento del sistema _ fonte Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura.....	22
Figura 3-1: Foto zenitale con indicazione dell'ambito del plesso scolastico _ fonte Google Earth	25
Figura 3-2: zoom con fabbricato in evidenza (rosso)_ fonte Google Earth.....	26
Figura 3-3: stralcio PRG con edificio evidenziato _ fonte documentazione di progetto	27
Figura 3-4: Stralcio catastale_ fonte documentazione di progetto.....	27
Figura 3-5: ingresso fronte su cortile interno (E); a sinistra vista altri spazi adiacenti (F).....	29
Figura 3-6: coperture a terrazzo dei corpi laterali del fabbricato (G), (H); in basso fronte posteriore.....	30
Figura 3-7: piante con divisione a blocchi rappresentanti le porzioni costituenti l'edificio	30
Figura 3-8: zone di carico della neve _ fonte NTC 18	37
Figura 3-9: probabilità di superamento PVR in funzione dello stato limite considerato _ fonte NTC 18.....	40
Figura 3-10: spettri di risposta elastici per i diversi stati limite	40
Figura 3-11: spettri di risposta per lo stato limite SLO (componente orizzontale e verticale)	41
Figura 4-1: Schematizzazione a telaio equivalente di parete caricata nel piano (a sinistra), elemento maschio murario (a destra) _ fonte Magenes, costruzioni in zona sismica	46
Figura 4-2: definizione dell'altezza efficace dei maschi murari _ fonte Dolce, 1989	47
Figura 4-3: scomposizione di un muro composito in maschi elementari.....	47



Figura 4-4: logo software di calcolo utilizzato (a destra) e software house (a sinistra) _ fonte internet.....	48
Figura 4-5: definizione delle quote (primo passo da effettuare per la modellazione).....	48
Figura 4-6: finestra per l'inserimento dei parametri geometrici e meccanici riferiti al sistema CAM.....	49
Figura 4-7: vista 2 modello scuola materna di Pianella	49
Figura 4-8: vista 1 modello scuola materna di Pianella	49
Figura 4-9: vista 3 modello scuola materna di Pianella	50
Figura 4-10: viste del modello 3D generato per le analisi	50
Figura 4-11: spettri di progetto.....	51
Figura 4-12: forma modale 1 ($T = 0,36$ s).....	53
Figura 4-13: forma modale 2 ($T = 0,28$ s).....	53
Figura 4-14: forma modale 3 ($T = 0,22$ s).....	54
Figura 4-15: verifica a sisma ortogonale maschi murari.....	54
Figura 4-16: vista 2 verifica a pressoflessione dei maschi murari	55
Figura 4-17: vista 1 verifica a pressoflessione dei maschi murari	55
Figura 4-18: vista 1 maschi murari verificati e non	56
Figura 4-19: vista 2 maschi murari verificati e non	56
Figura 4-20: verifica delle travi di collegamento in muratura	57
Figura 4-21: Curve di capacità SDOF restituite in output dell'analisi Ante-Operam.....	59
Figura 4-22: deformata pushover n°3 al passo 73.....	59
Figura 5-1: legami costitutivi delle alcune tipologie di fibre _ fonte Tesi di Alvaro Vincenzo ...	64
Figura 5-2: (a) propagazione trasversale; (b) propagazione longitudinale _ fonte tesi di Vincenzo Alvaro.....	65
Figura 5-3: crisi per taglio nel piano _ fonte tesi di Vincenzo Alvaro.....	65
Figura 5-4: Meccanismi di crisi di un composito unidirezionale per compressione parallela alle fibre _ fonte tesi di Vincenzo Alvaro	66
Figura 5-5: scheda tecnica rete in fibra di vetro _ fonte FibreNet	68
Figura 5-6: scheda tecnica rete in fibra di carbonio _ fonte FibreNet.....	68
Figura 5-7: miglioramento sismico di un palazzo de l'Aquila mediante applicazione di intonaco armato con rete in GFRP _ fonte sito web FibreNet.....	69



Figura 5-8: schema di rinforzo mediante intonaco armato con rete in fibra di vetro (GFRP) _ fonte sito FIBRENET	69
Figura 5-9: il reticolo tridimensionale del Sistema CAM_ fonte Dynamic Interaction of soil and structure	70
Figura 5-10: lavori di miglioramento sismico della Scuola Materna di Pianella, applicazione sistema CAM per rinforzo murario _ fonte Studio Ing. Di Cesare	72
Figura 5-11: lavori di miglioramento sismico della Scuola Materna di Pianella, applicazione sistema CAM per rinforzo murario _ fonte Studio Ing. Di Cesare	72
Figura 5-12: lavori di miglioramento sismico della Scuola Materna di Pianella, bobina nastro in acciaio inox _ fonte Studio Ing. Di Cesare.....	73
Figura 5-13: esempio di rinforzo con pareti di nuova costruzione ed effetto sui baricentri dovuto all’inserimento di un nuovo muro _ fonte ‘Metodi di calcolo...in muratura’	74
Figura 5-14: lunghezza minima di muratura agli incroci tra le pareti di muratura ordinaria.....	74
Figura 5-16: lavori di miglioramento sismico della Scuola Materna di Pianella, chiusura porzioni murarie mediante tecnica del cuci-scuci _ fonte Studio Ing. Di Cesare	76
Figura 5-15: lavori di miglioramento sismico della Scuola Materna di Pianella, puntellamento della parte interessata dalla scucitura _ fonte Studio Ing. Di Cesare	76
Figura 5-17: tecnica della ristilatura armata dei giunti _ fonte slide Corso di Restauro, Prof. Paolo Faccio (IUAV di Venezia)	77
Figura 6-1: disposizione nuovi setti in muratura.....	79
Figura 6-2: Ante-Operam - centro delle rigidezze (X_r) e delle masse (X_m) impalcato 1 (in alto) ed impalcato 2 (in basso).....	80
Figura 6-3: Post-Operam: centro delle rigidezze (X_r) e delle masse (X_m) impalcato 1 (in alto) ed impalcato 2 (in basso)	81
Figura 6-4: schema di rinforzo intervento di II livello – proposta 1	83
Figura 6-5: indicazione giunti tecnici.....	84
Figura 6-6: schema interventi corpo 1	84
Figura 6-7: schema interventi corpo 2.....	85
Figura 6-8: schema interventi corpo 3.....	85
Figura 6-9: Curve di Capacità SLV relative al sistema equivalente SDOF, intervento di I livello	87
Figura 6-10: deformata pushover n°3 al passo 98.....	88
Figura 6-11: Curve di Capacità SLV relative al SDOF, intervento di II livello - proposta 1	89



Figura 6-12: deformata pushover n°2 al passo 103.....	90
Figura 6-13:modelli strutturali in CDSWin dei singoli corpi di fabbrica	91
Figura 6-14: Curve di Capacità SLV, intervento di II livello - proposta 2, corpo 1	92
Figura 6-15: deformata pushover n°9 al passo 55.....	93
Figura 6-16: Curve di Capacità SLV, intervento di II livello - proposta 2, corpo 2	94
Figura 6-17: deformata pushover n°10 al passo 76.....	94
Figura 6-18: Curve di Capacità SLV, intervento di II livello - proposta 2, corpo 3	95
Figura 6-19: deformata cinematica pushover n°11 al passo 74	96



INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1: fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza LC _ fonte ‘metodi di calcolo...per edifici in muratura’	15
Tabella 2: 16 combinazioni di carico per le analisi Pushover _ fonte Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura.....	23
Tabella 3: .§ C.8.5.I contenente le resistenze meccaniche per le varie tipologie di muratura _ fonte Circolare 7/2019.....	32
Tabella 4: .§ C.8.5.II coefficienti correttivi dei parametri meccanici della muratura _ fonte Circolare 7/2019.....	32
Tabella 5: parametri meccanici e di resistenza relativi alla muratura della porzione di sopraelevata (indicata nel modello con sigla ‘Muratura 12’)..	33
Tabella 6: parametri meccanici e di resistenza relativi alla muratura della struttura in esame (indicata nel modello con sigla ‘Muratura 11’)..	33
Tabella 7: analisi dei carichi per le tipologie di solaio indicate (con elenco delle stratigrafie), con indicazioni circa la sezione di riferimento e posizione (vedi elaborati grafici)	35
Tabella 8: analisi dei carichi per le tipologie di solaio indicate (con elenco delle stratigrafie), con indicazioni circa la sezione di riferimento e posizione (vedi elaborati grafici)	36
Tabella 9: valori del carico da neve per la copertura ad una e due falde	38
Tabella 10: valori del coefficiente d’uso Cu _ fonte NTC 18.....	39
Tabella 11: output analisi dinamica lineare.....	52
Tabella 12: analisi pushover stato di fatto.....	58
Tabella 13: confronto delle fibre per rinforzo secondo alcuni parametri _ fonte Tesi di Alvaro Vincenzo.....	64
Tabella 14: centro delle rigidezze (X_r) e delle masse (X_m) di ogni impalcato, Ante-operam	81
Tabella 15: centro delle rigidezze (X_r) e delle masse (X_m) di ogni impalcato, Post-operam	82
Tabella 16: output Pushover SLV	87
Tabella 17: output Pushover SLV	89
Tabella 18: output pushover SLV – corpo di fabbrica 1	92
Tabella 19: output pushover SLV – corpo di fabbrica 2	93
Tabella 20: output pushover SLV – corpo di fabbrica 3	95
Tabella 22: confronto sui valori medi di $\Delta\zeta_E$ ai fini della sicurezza.....	98



Tabella 21: confronto dei valori di ζ_E ai fini della valutazione della sicurezza	98
Tabella 23: costi parametrici delle operazioni dal prezzario della regione Abruzzo	99
Tabella 24: costi parametrici delle cuciture attive CAM dal prezzario della regione Abruzzo .	101
Tabella 25: costi di altre misure di maglia	101
Tabella 26: costi maglie unidirezionali	102
Tabella 27: elenco prezzi al metro quadrato delle maglie di CAM usate nel caso studio	102
Tabella 28: stima dei costi del sistema CAM impiegati nella proposta I – intervento di II livello	103
Tabella 29: costi parametrici delle lavorazioni dal prezzario della regione Abruzzo.....	104
Tabella 30: stima dei costi del sistema CAM impiegati nella proposta II – intervento di II livello	105
Tabella 31: costi parametrici delle predisposizioni per la realizzazione dei giunti tecnici.....	105
Tabella 32: costi parametrici delle lavorazioni dal prezzario della regione Abruzzo.....	106
Tabella 33: incidenza economica delle singole voci su ogni proposta di intervento	107
Tabella 34: confronto diretto tra prestazioni ottenute e costi per ogni intervento	109
Tabella 35: confronto tra margine di miglioramento conseguito e costo della miglioria	110



**POLITECNICO
DI TORINO**



RINGRAZIAMENTI



INTRODUZIONE

Ultimamente il tema della vulnerabilità sismica degli edifici, specialmente quelli esistenti, è divenuta di particolarmente importante in Italia, data l'abbondanza del patrimonio edilizio edificato. Il territorio italiano è caratterizzato da una elevata sismicità, distribuita con diversi livelli di gravità. Questa situazione di pericolosità diffusa è stata recepita dalle attuali normative tecniche vigenti, con conseguenti adattamenti nel campo della progettazione strutturale. Tuttavia il problema persiste per tutti gli edifici, anche abbastanza recenti ed a norma di legge, che non rispondono ai requisiti delle zone sismiche. Come accennato inizialmente il patrimonio edilizio italiano è molto vasto e comprende diverse tipologie strutturali e costruttive (edifici monumentali, storici, costruzioni in muratura, in pietra o in cemento armato, ecc). Molti di questi edifici sono secolari e costituiscono tutt'oggi i luoghi di vita comune di molte persone come residenze o centri per diverse attività; edifici comunque appartenenti ad un patrimonio edilizio tra quelli a maggiore rischio sismico in Europa. Questa situazione è dovuta ad alcuni fattori legati, ad esempio, a criteri antisismici non richiesti all'epoca della costruzione e, in caso di modifiche inerenti la distribuzione architettonica o cambi di destinazione d'uso, gli interventi sono stati effettuati senza le adeguate verifiche strutturali. Nel presente lavoro di tesi, formato da n°9 capitoli, si è approfondito il tema dell'analisi di "Vulnerabilità Sismica"; in particolare viene posta l'attenzione sulla Scuola Materna comunale di Pianella, in provincia di Pescara. La struttura risulta in muratura ordinaria e realizzata in più fasi a partire dai primi anni '70 ed ultimata infine nel 2004. In generale sono state riscontrate problematiche principalmente dovute ad una scarsa manutenzione ed a problemi causati da fattori esterni come il terremoto dell'Aquila del 2009. Per comprendere al meglio il comportamento strutturale del manufatto edilizio ci si è avvalsi dell'ausilio del software di calcolo *CDSWin* (gentilmente fornito in licenza per scopi didattici dalla software house *S.T.S*), attraverso il quale è stata effettuata la modellazione e successive analisi sismiche globali. A tale scopo ci si avvalsi dell'analisi Pushover, considerando le possibili ipotesi di consolidamento al fine di ottenere un miglioramento del comportamento sismico globale della struttura. Il bene non è interessato da vincoli di tutela paesaggistico/ambientale né storico/documentale e non è sottoposto a vincolo idrogeologico e questo ha dato la possibilità di poter effettuare ipotesi di intervento più elaborate e quindi meno invasive, modificando talvolta la distribuzione funzionale del complesso. La scelta del rinforzo è ricaduta, per la maggior parte, sull'applicazione di un sistema di cucitura muraria effettuato con nastri in acciaio inox pretesi (*sistema CAM*) combinato opportunamente con altre tipologie di rinforzo al fine di presentare alcune ipotesi di intervento. Nel progettare il consolidamento è opportuno considerare tutti i vantaggi e svantaggi di ogni intervento proposto. Per questo motivo nel presente elaborato verranno illustrate e successivamente confrontate le diverse soluzioni, anche in termini di fattibilità. Inoltre, essendo il quadro economico un fattore di cospicua rilevanza nel campo della progettazione, verrà proposta una stima economica di massima, nella quale verranno riuniti tutti i dati raccolti al fine di valutare il migliore intervento dal punto di vista del rapporto performance-costo. In conclusione nel seguente lavoro di tesi si terranno in considerazione quindi, in maniera più o meno approfondita, tutte le tematiche citate, in relazione alla loro importanza all'interno dello studio svolto.

La documentazione tecnica impiegata nel lavoro (elaborati grafici, relazioni tecniche e quant'altro) è stata gentilmente concessa dall'Ing. Francesco Paolo Di Cesare.



1. CENNI SUL RISCHIO SISMICO E LE SUE COMPONENTI

1.1. Rischio sismico

L'Italia, per la sua posizione geografica, è uno dei paesi a più alto rischio sismico dell'intera area mediterranea. La costante interazione tra placca africana e quella eurasiatica, causata da forti spinte di compressione, genera terremoti molto frequenti e talvolta di intensità elevata. Volendo fare un paragone tra lo scenario italiano e quello di altri Paesi ad elevata sismicità, per esempio Stati Uniti e Giappone, si ha che, a parità di intensità degli eventi sismici, in Italia, il danno prodotto risulta maggiore: basti pensare al numero di vittime, ai danni, alle strutture e ai conseguenti elevati costi di ripristino. Per poter comprendere al meglio il *modus operandi* di tale lavoro è utile partire dalla definizione del concetto di rischio sismico e dei parametri che lo compongono. Il rischio sismico (R) è definito, in termini probabilistici, come la misura dei danni di tipo sociale, materiale, economico e funzionale, attesi in un dato territorio ed in un prefissato range temporale, causati da uno o più eventi sismici. Con tale concetto si esplica che gli effetti prodotti dal sisma sono essenzialmente dati dalla combinazione dell'evento sismico analizzato dal punto di vista geofisico e le proprietà del sistema esposto. Il rischio sismico è quindi funzione di tre variabili: pericolosità sismica (P), vulnerabilità sismica (V) ed esposizione (E). Combinando questi parametri si ottiene la stima del rischio (1):

$$R = P \cdot V \cdot E \quad (1)$$

La pericolosità sismica (P) è definita come la probabilità che in un determinato sito ed in un dato intervallo temporale, si verifichino terremoti di una data entità (intensità, accelerazione di picco o magnitudo). La vulnerabilità (V) sismica, il cui parametro si riferisce alle strutture, infrastrutture o parte del territorio esposte agli eventi sismici, è definita come la predisposizione di un sistema a subire danni per effetto di un evento sismico di prefissata entità. Per quanto riguarda l'esposizione (E), essa racchiude l'insieme dei beni e delle attività umane che potrebbero essere interessate dall'evento sismico. Infine, riprendendo il discorso introduttivo relativo al concetto di rischio sismico, tale riscontro porta a comprendere come la vulnerabilità, unita ad un patrimonio edilizio italiano precario e all'esposizione (rappresentata dall'elevata densità abitativa e da un patrimonio artistico, storico e monumentale unico al mondo) siano i due parametri di cui il rischio sismico è funzione. Dunque, per poter attenuare il valore del rischio, è indispensabile intervenire sui due parametri sopra citati, dal momento che è impossibile agire sulla pericolosità, in quanto dipendente dalle caratteristiche geofisiche del territorio.

1.2. Pericolosità sismica

Secondo una definizione dell'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia): "La pericolosità sismica, intesa in senso probabilistico, è lo scuotimento del suolo atteso in un dato sito con una certa probabilità di eccedenza in un dato intervallo di tempo, ovvero, la probabilità che un certo valore di scuotimento si verifichi in un dato intervallo di tempo." Questo parametro è fondamentale per la definizione del rischio sismico ed è legato a caratteristiche sismo-genetiche del territorio, ai diversi modi con cui l'energia viene rilasciata e alle correlazioni che si formano tra le onde sismiche e le caratteristiche geomorfologiche dell'area interessata. Con la nascita e lo sviluppo delle scienze sismologiche, dei dispositivi in grado di quantificare l'energia dissipata in seguito ad un fenomeno sismico e delle reti di monitoraggio, si ebbe una maggiore precisione nel classificare sismicamente l'intero territorio italiano, al fine di ridurre gli effetti dei terremoti. In seguito ad eventi sismici significativi del passato, e iniziò la classificazione sismica del territorio nazionale e l'applicazione di speciali norme per le costruzioni nelle zone di interesse. I decreti emanati dal Ministero dei Lavori Pubblici tra il 1981 ed il 1984 classificarono inizialmente circa il 45 % della superficie del territorio nazionale, in cui risiede circa il 40% della popolazione. La svolta fu nel marzo 2003 con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003 sulla Gazzetta Ufficiale n.105 dell'8 Maggio 2003, in seguito alla classificazione in zona sismica con la divisione in quattro zone, a pericolosità decrescente (dove la zona 1 è caratterizzata dalla maggiore pericolosità e la zona 4 dalla minore). L'INGV è l'ente che si occupa del monitoraggio sismico sul territorio italiano, mediante l'apposizione di numerosi accelerometri lungo tutta la penisola, creando una rete di punti in cui i parametri sismici e sismo-genetici di ogni evento sismico manifestatosi sono noti. Un aggiornamento inerente agli studi di pericolosità è stato adottato nel 2006 con l'OPCM n.3519 del 28 aprile 2006, finalizzato a fornire alle singole Regioni uno strumento aggiornato per la classificazione del proprio territorio attribuendo degli intervalli di accelerazione massima del terreno, detti PGA (Peak Ground Acceleration), assumendo una probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni su suoli rigidi e pianeggianti (Fig. 1-1). Le precedenti NTC 2008 hanno introdotto un sostanziale cambiamento nel ruolo che la classificazione sismica aveva ai fini progettuali: per ogni struttura ci si deve riferire ad una accelerazione di riferimento propria, funzione delle coordinate geografiche dell'area di progetto e della vita nominale dell'opera (strumento fondamentale di riferimento per la progettazione antisismica). L'attuale mappa di pericolosità presenta delle aree, formate da punti equidistanti 5 km, caratterizzati da diverso colore l'uno dall'altro secondo una legenda che riporta i valori di accelerazione massima al suolo, espressa in

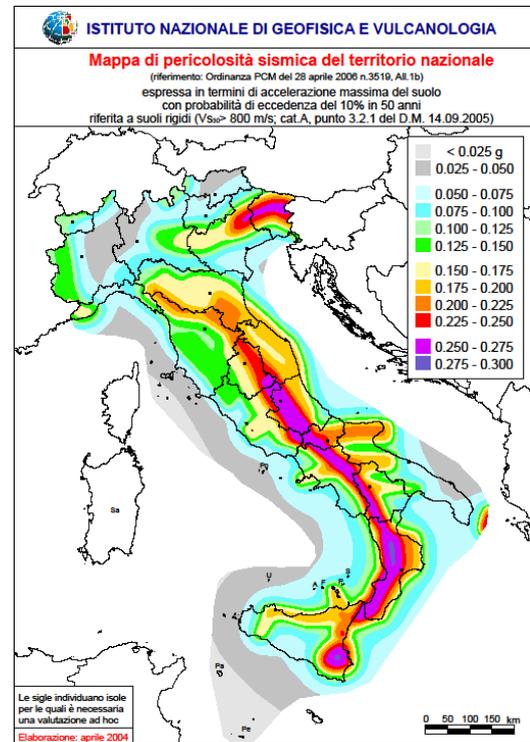


Figura 1-1: mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (2004) _fonte INGV

(g). Un'altra novità introdotta è la possibilità di variare la probabilità di eccedenza ed il parametro dello scuotimento, ottenendo così delle mappe differenti in termini di accelerazioni spettrali ($S_e(T)$). Sul sito ufficiale dell'INGV è disponibile la mappa interattiva di pericolosità sismica.

I metodi di valutazione della pericolosità sismica sono di due tipi:

- Probabilistico (PSHA: probabilistic seismic hazard analysis)

- Deterministico (DSHA: deterministic hazard analysis)

Il PSHA consiste nella valutazione degli effetti dannosi causati dagli eventi sismici passati riguardanti una specifica area, su cui generare dei quadri di danno, in modo tale da fissare la frequenza con cui eventi sismici della stessa entità si ripetono nel tempo. Lo svantaggio di questa analisi è che occorre disporre di un'elevato numero di informazioni inerenti la sismicità della zona oggetto di valutazione purtroppo non sempre disponibili. Il DSHA, invece, è l'approccio più utilizzato per le analisi di pericolosità del territorio nazionale italiano (metodo Cornell). Per poter applicare entrambi i metodi è necessario definire un intervallo temporale in cui potrebbe verificarsi il sisma. Per far ciò si utilizza la curva di distribuzione Poissoniana che descrive il numero di volte (n) che un evento di una data entità si verifica in un dato luogo e intervallo temporale (V_R), con frequenza media di ricorrenza annua.

1.3. Esposizione al rischio sismico

Come citato nel §1.1 l'esposizione racchiude l'insieme dei beni e delle attività umane che potrebbero essere colpite dall'evento sismico. In altri termini, essa permette di quantificare i diversi sistemi presenti (attività economiche, popolazione insediata, edifici, infrastrutture) che fanno parte di un determinato agglomerato urbano o zona, che subiscono danni, alterazioni o distruzione, dovute ad eventi sismici. Per cercare di quantificare ciò si potrebbe fare una stima dei fabbricati collassati o che hanno subito danni dal sisma, tenendo conto che il risultato sarebbe affetto da errori dovuti a semplificazioni messe in atto. Nel nostro Paese l'elevato valore di esposizione al rischio sismico è dovuto all'innumerabile quantità di beni storici, artistici e monumentali (quali palazzi storici, chiese, ecc) esposti ad eventi sismici e risulta maggiore rispetto a paesi aventi valori di pericolosità simili o addirittura più alti.

1.4. Vulnerabilità sismica del patrimonio esistente

Proprio per l'elevata concentrazione in Italia di edifici appartenenti al patrimonio storico-architettonico, la valutazione della vulnerabilità sismica è attualmente un argomento di particolare interesse e un parametro fondamentale. La vulnerabilità è stata definita dalla Protezione Civile come: "la propensione di una struttura a subire un danno di un determinato livello, a fronte di un evento sismico di una data intensità". In seguito a questa definizione è possibile affermare che il

grado di vulnerabilità di un sistema è funzione solo della capacità di resistere e/o di trasformare l'energia trasmessa dal terremoto e dissiparla sotto forma di spostamento. L'analisi di vulnerabilità sismica (AVS) degli edifici esistenti consiste, in pratica, in un processo di valutazione della sicurezza, seguendo l'approccio metodologico descritto nell'attuale normativa tecnica (NTC 18), la quale indica la possibilità di essere applicate sia a singoli edifici che a nuclei abitativi. E' innanzitutto possibile distinguere tra *vulnerabilità diretta*, *vulnerabilità indotta*, *vulnerabilità differita* e le AVS vengono condotte in due fasi:

- Censimento del costruito in cui il livello di approfondimento è funzione dei livelli di conoscenza LC (quando le indagini riguardano grandi aree si incontrano spesso difficoltà, come per esempio quella di utilizzare dati forniti da enti come ISTAT che spesso risultano essere insufficienti se non accompagnati da sopralluogo);
- Applicazione di diversi *metodi* impiegati per la valutazione, generalmente suddivisi in tre gruppi: gruppo 1 (*metodi diretti, indiretti e convenzionali*), gruppo 2 (*metodi quantitativi e qualitativi*) e gruppo 3 i cui metodi sono basati sulla valutazione prima dell'evento sismico (*metodi meccanici, empirici e basati sul giudizio di esperti*).

Per completezza i metodi, partendo dai primi, *diretti* permettono di ottenere un valore di vulnerabilità espresso in funzione della prospettiva di danno sismico. Con l'uso dei metodi *indiretti* si ottiene un parametro di vulnerabilità e successivamente una corrispondenza tra danno arrecato ed evento sismico, corrispondenza che non esiste nel caso dei metodi *convenzionali* usati per confrontare edifici collocati in diverse zone ma assimilabili per uguali valori di sismicità. Particolare attenzione va data ai metodi *quantitativi* appartenenti al gruppo 2 che sono i più usati, essi restituiscono i risultati in termini di danno e non a caso sono usati per la caratterizzazione dei singoli fabbricati. Quelli *qualitativi*, invece, definiscono la vulnerabilità classificandola in bassa, media o alta. I metodi *meccanici* si basano sull'applicazione di modelli meccanico-analitici di strutture che inglobano i parametri rappresentativi delle principali caratteristiche quali geometria, materiali utilizzati e proprietà meccaniche, con l'obiettivo di valutare il danno subito dalla struttura in seguito all'evento sismico. I seguenti ultimi 2 metodi non seguono un approccio analitico, definiscono il comportamento strutturale basandosi sulla conoscenza ed esperienza quindi restituiscono un risultato di tipo qualitativo. I metodi *empirici* si basano sull'analisi statistica dei dati disponibili riguardo i danni dovuti ai sismi e conseguentemente sono applicati per determinare la vulnerabilità a scala urbana. Per fare ciò è necessario che i manufatti esistenti vengano classificati in funzione di alcuni parametri, come la tipologia di materiale utilizzato e le tecniche di posa in opera. E' possibile risalire a tali

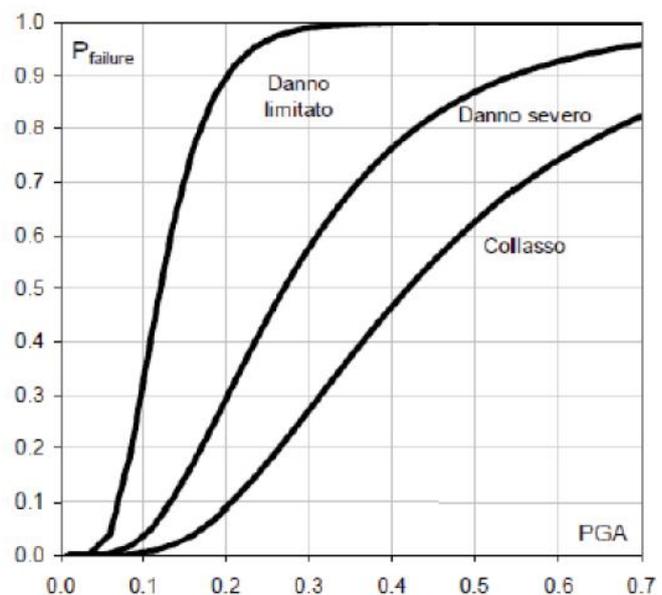


Figura 1-2: esempio di Curva di fragilità di un edificio (Polesse, 2002)

informazioni osservando il danno arrecato dai terremoti passati su costruzioni simili. Successivamente ad ogni categoria è assegnata una matrice di probabilità del danno o curva di fragilità rappresentativa di tutti gli edifici appartenenti ad una determinata categoria (le curve di fragilità vengono usate in linea generale per valutazioni della vulnerabilità sismica ed esprimono, al variare dell'intensità sismica, la probabilità che la struttura analizzata raggiunga un determinato stato limite).

Infine i metodi *basati sul giudizio di esperti* associano ad ogni manufatto edilizio un valore dell'indice di vulnerabilità, funzione di alcuni parametri che danno l'idea dell'idoneità della struttura a sopportare un evento sismico (come la regolarità in pianta e in alzato, la resistenza dei materiali, presenza o meno di controventi dissipativi, lo stato dei collegamenti, la distribuzione spaziale dei telai, ecc.).

1.4.1. Inquadramento normativo

Fino a pochi anni fa in Italia veniva applicato il metodo delle tensioni ammissibili, per cui la tensione era calcolata secondo un modello elastico. In tale tipologia di approccio si trascurava il raggiungimento delle condizioni critiche secondo effetti deformativi, di perdita di stabilità o durabilità ridotta. Nell'approccio la struttura non veniva considerata globalmente quindi si trascuravano i vari meccanismi di collasso possibili e le varie combinazioni di carico a cui una struttura poteva essere soggetta. In pratica, nelle strutture esistenti tutta la progettazione è retta dalle resistenze locali per un solo livello prestazionale (il superamento della tensione ammissibile). Differentemente per i nuovi edifici l'intero processo, sostenuto da un principio semiprobabilistico e prestazionale, è finalizzato alla realizzazione di strutture con un certo livello di rigidità e resistenze elastiche per soddisfare i vari livelli prestazionali in condizioni di esercizio, ma anche un certo livello di duttilità, sia locale che globale, per poter rispondere a terremoti di intensità notevole allo SLC (Stato Limite di Collasso). L'analisi di vulnerabilità sismica (AVS) nasce come procedura applicata nel post sisma con lo scopo di stimare i danni subiti dagli edifici e stabilirne o meno l'agibilità post-sismica, che nel tempo si è evoluta a mezzo di tipo preventivo. L'obbligatorietà di applicare questa pratica, anche sismica, a costruzioni esistenti, è previsto per la prima volta dall'OPCM 3274 del 20/03/2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" ed aggiornamenti successivi quali OPCM 3316/03 e OPCM 3431/05. La valutazione si pone come obiettivo quello di monitorare e garantire la funzionalità in maniera continuativa di particolari strutture pre e post terremoto. Quanto appena detto è contenuto nell'Art. 2 comma 3 dell'OPCM che afferma: "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.[...]". Successivamente la "Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni" dell'ottobre 2007 fu il risultato dell'intesa istituzionale tra il Dipartimento per i Beni Culturali e Paesaggistici ed il Dipartimento della Protezione Civile, in ottemperanza al Decreto Interministeriale del 23/05/2005 che aveva come finalità la stesura delle Linee Guida per l'applicazione della normativa tecnica al patrimonio culturale di cui all'OPCM n3274 del marzo 2003 che aveva come finalità quella di tracciare un percorso conoscitivo, valutazione della

sicurezza sismica e progettazione degli eventuali interventi, simile a quello usato nel caso delle costruzioni non tutelate ed allo stesso tempo adatto alle esigenze e alle particolarità del patrimonio culturale. Nel febbraio 2011 sono state pubblicate sulla Gazzetta Ufficiale n.47 le “Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle NTC di cui al D.M. 2008”, direttiva che fornisce le indicazioni al fine di valutare e ridurre il rischio sismico del patrimonio culturale tutelato. Il documento fa riferimento alle sole opere in muratura e raccoglie i metodi utilizzabili per preservare in sicurezza, il patrimonio culturale nei confronti del sisma per mezzo della valutazione del rischio e stima della vulnerabilità del patrimonio culturale, nonché le direttive per la progettazione degli interventi di consolidamento strutturale. Un altro documento significativo pubblicato nell’ottobre 2013 sono le “Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti” elaborato dal CNR (Consiglio Nazionale di Ricerca) e il quale propone un nuovo approccio di tipo probabilistico per la valutazione della sicurezza sismica delle strutture.

Nell’attuali NTC18 viene richiamato il parametro (ζ_E) che rappresenta, in sintesi, il rapporto tra la massima azione sismica che la struttura riuscirebbe a sopportare (capacità sismica) e la massima applicabile nel progetto di una nuova costruzione (domanda sismica). Si porta a notare il lettore che tale parametro è stato solo richiamato e non introdotto, dal momento che nelle analisi di vulnerabilità sismica era già stato utilizzato per sintetizzare i risultati, ma non era stato codificato dalla norma precedente. La novità nelle NTC 18 consistono nel fatto che il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il coefficiente (ζ_E), di cui ne sono stati definiti dei valori limite, a seconda della tipologia di intervento da effettuare sulla struttura. In linea generale sono possibili 3 tipologie di intervento sulle strutture esistenti:

- Intervento di *adeguamento sismico*: atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalla norma, solitamente molto onerosi sia dal punto di vista tecnico ed economico;
- Interventi di *miglioramento sismico*: atti ad aumentare il livello di sicurezza strutturale rispetto allo stato di fatto senza raggiungere necessariamente i livelli richiesti dalla norma, più semplice da realizzare rispetto all’adeguamento;
- Interventi di *riparazione o locali*: interessano elementi parti o porzioni isolate e devono comportare un miglioramento delle condizioni di sicurezza rispetto allo stato di fatto.

Gli interventi di adeguamento e miglioramento sismico sono da sottoporre a collaudo statico.



Miglioramento sismico

Come precedentemente accennato le NTC 18 introducono delle limitazioni sul coefficiente (ζ_E), a cui le strutture sono soggette in fase di verifica a seguito di un intervento di miglioramento sismico. Le verifiche variano in funzione della classe d'uso (dalla classe I alla classe IV), ovvero della tipologia costruttiva e generalmente (fatta eccezione per gli interventi di isolamento sismico) si può avere che $\zeta_E < 1$, ma con delle eccezioni:

- Se il manufatto è sottoposto a vincolo come nel caso dei beni culturali, per le classi d'uso III adibite ad uso scolastico e per la classe IV, si può avere, dopo un intervento di miglioramento un valore di (ζ_E) almeno pari a 0,6;
- Per le altre tipologie costruttive ricadenti in classe d'uso III e per quelle in classe d'uso II, (ζ_E) deve essere maggiorato di un valore almeno pari a 0,1 (ovvero il 10%);
- Per gli interventi che prevedano l'impiego di sistemi di isolamento, e per la verifica dello stesso, si deve avere (ζ_E) uguale ad 1.

Adeguamento sismico

Questa tipologia di intervento risulta essere obbligatoria nei seguenti casi: (1) sopraelevazione di costruzione esistente; (2) ampliamento della costruzione mediante inserimento di nuove strutture ad essa connessa, tali da modificarne la risposta sismica; (3) variazione di destinazione d'uso che comporti un incremento dei carichi verticali in fondazione maggiore al 10%; (4) interventi strutturali che alterino radicalmente il sistema strutturale attraverso l'inserimento di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi verticali riferiti ai singoli impalcati; (5) variazione di classe d'uso che portino a strutture di classe III (ad uso scolastico) o di classe IV. Per quanto riguarda il coefficiente (ζ_E) dipende dalla tipologia di intervento:

- $\zeta_E \geq 1$ per gli interventi descritti nei punti 1, 2 e 4;
- $\zeta_E \geq 0,8$ per gli interventi dei punti 3 e 5.

In ogni caso resta l'obbligo di effettuare verifiche locali delle singole parti e/o elementi di struttura, anche se interessano alcune porzioni.

1.4.2. Analisi storico-critica e Rilievo

Analisi storico-critica

Conoscere la storia di un manufatto edilizio costituisce un tassello fondamentale nella fase delle indagini conoscitive, sia al fine di valutarne la sicurezza attuale, sia di definire gli interventi da attuare e di stabilirne l'efficacia. L'analisi di tipo storico si pone come obiettivo quello di comprendere le vicissitudini del fabbricato, come dissesti, fenomeni di degrado e cedimenti subiti, ma soprattutto le trasformazioni o modifiche subite nel tempo per mano dell'uomo (come sopraelevazioni, aggiunte strutturali, demolizioni parziali, ecc). Tutto questo deve essere svolto con una certa criticità, in quanto costituisce documentazione e fonte di conoscenza con l'obiettivo di comprendere al meglio il comportamento strutturale.

Il §2.1.3.1, sull'analisi storico-critica dal testo “metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura”, riporta un estratto dal §8.5.1 dell'NTC18 che esplica: “l'analisi inizia con il reperire tutti i documenti disponibili sulle origini del fabbricato quali, ad esempio, elaborati e relazioni progettuali della prima realizzazione della ostruzione e di eventuali successivi interventi, elaborati e rilievi già prodotti, eventuali relazioni di collaudo e riguarda:

- l'epoca di costruzione;
- le tecniche, le regole costruttive e, se esistenti, le norme tecniche dell'epoca di costruzione;
- la forma originaria e le successive modifiche;
- i traumi subiti e le alterazioni delle condizioni al contorno;
- le deformazioni, i dissesti e i quadri fessurativi, con indicazioni, ove possibile, della loro evoluzione nel tempo;
- gli interventi di consolidamento pregressi;
- gli aspetti urbanistici e storici che hanno regolato lo sviluppo dell'aggregato edilizio di cui l'edificio è parte.

Risulta, in generale, utile anche la conoscenza delle patologie o delle carenze costruttive evidenziate da edifici simili per tipologia ed epoca di costruzione. In definitiva, questa fase deve permettere di interpretare la condizione attuale dell'edificio come risultato di una serie di vicende statiche e di trasformazioni che si sono sovrapposte nel tempo.”

Rilievo

Secondo quanto riportato nel §8.5.1 della norma e nel §8.5.2.1 della Circolare 7/2019, le operazioni di rilievo vengono eseguite con l'obiettivo di conoscere e riportare graficamente, mediante elaborati architettonici (pianche, prospetti e sezioni) le geometrie strutturali dei manufatti edilizi esistenti. Il macro-gruppo comprende il rilievo, per ogni livello di impalcato, di tutti gli elementi in muratura (comprese nicchie e canne fumarie), delle volte, dei solai (incluso il solaio di copertura, inquadrandone la tipologia e l'orditura), delle scale, eventuali incatenamenti lignei o metallici, il tipo di fondazione e la caratterizzazione dei carichi gravitazionali gravanti sui singoli paramenti murari. In presenza di lesioni o cedimenti è inoltre richiesta la rappresentazione del quadro fessurativo, catalogando, se possibile, le lesioni alla tipologia di meccanismo associato. Nella Circolare 7/2019 vi è un approfondimento a riguardo, nel quale vengono individuati tre livelli di indagine crescenti, funzione del grado di approfondimento e per quanto concerne le strutture in muratura al paragrafo §8.5.2.1 cita:

“Nelle costruzioni di muratura, vista la grande varietà di materiali e tecniche costruttive impiegate, riveste un ruolo di primaria importanza la conoscenza della composizione degli elementi costruttivi e delle caratteristiche dei collegamenti, a partire dalla tipologia e disposizione dei materiali e dalla presenza di discontinuità; in questo ambito, la verifica dell'efficacia degli incatenamenti, siano essi lignei o metallici, merita una particolare attenzione. Nel rilievo si possono individuare tre livelli di indagine, in relazione al loro grado di approfondimento.

- *Indagini limitate*: sono generalmente basate su indagini di tipo visivo che, al rilievo geometrico delle superfici esterne degli elementi costruttivi, uniscono saggi che consentano di esaminare, almeno localmente, le caratteristiche della muratura sotto intonaco e nello spessore, caratterizzando così la sezione muraria, il grado di ammorsamento tra pareti ortogonali e le zone di appoggio dei solai, i dispositivi di collegamento e di eliminazione delle spinte.
- *Indagini estese*: i rilievi e le indagini in-situ indicati al punto precedente, sono accompagnati da saggi più estesi e diffusi così da ottenere tipizzazioni delle caratteristiche dei materiali e costruttive e una aderenza delle indicazioni fedele alla reale varietà della costruzione.
- *Indagini esaustive*: oltre a quanto indicato al punto precedente, le indagini sono estese in modo sistematico con il ricorso a saggi che consentano al tecnico di formarsi un'opinione chiara sulla morfologia e qualità delle murature, sul rispetto della regola dell'arte nella disposizione dei materiali, sia in superficie che nello spessore murario, sull'efficacia dell'ammorsamento tra le pareti e dei dispositivi di collegamento e di eliminazione delle spinte, oltre che sulle caratteristiche degli appoggi degli elementi orizzontali.”

Inoltre occorre avere un quadro abbastanza completo sui dettagli costruttivi del manufatto edilizio per definire il livello di conoscenza e generalmente riguardano i seguenti dettagli: collegamento tra pareti verticali, nodo orizzontamento-parete (ed eventuali cordoli di piano), architravi al di sopra delle aperture, elementi usati per eliminare le spinte statiche di tetti, archi ecc., elementi non strutturali ma vulnerabili, tipologia e caratteristiche costruttive della muratura.

1.4.3. Muratura

La classificazione della muratura, nel caso di edifici in muratura esistenti analoghi a quello in esame che vedremo a breve, è uno dei problemi principali a monte dell'analisi strutturale del manufatto edilizio. Occorre porre particolare attenzione alla presenza o meno di elementi di collegamento trasversali (diatoni) tra i paramenti, forma, tipologia e dimensione degli elementi costituenti il muro, il modo in cui sono posti (tessitura), sfamento dei giunti, orizzontalità delle giaciture e qualità della malta. Per poter avere dei risultati rappresentativi della realtà, si dovrebbero eseguire delle prove sperimentali sulle diverse tipologie di muratura presenti. Per le costruzioni in muratura la Circolare 7/2019 al §8.5.3.1 elenca, in base al grado di approfondimento, i tre livelli di prova finalizzati alla caratterizzazione meccanica dei materiali:

- *Prove limitate*: si tratta di indagini non dettagliate e non estese, basate principalmente su esami visivi delle superfici, che prevedono limitati controlli degli elementi costituenti la muratura. Sono previste rimozioni locali dell'intonaco per identificare i materiali di cui è costituito l'edificio; in particolare, avvalendosi anche dell'analisi storico-critica, è possibile suddividere le pareti murarie in aree considerabili come omogenee. Scopo delle indagini è consentire l'identificazione delle tipologie di muratura alla quale fare riferimento ai fini della determinazione delle proprietà meccaniche; questo prevede il rilievo della tessitura muraria dei paramenti ed una stima della sezione muraria.

- *Prove estese*: si tratta di indagini visive, diffuse e sistematiche, accompagnate da approfondimenti locali. Si prevedono saggi estesi, sia in superficie sia nello spessore murario (anche con endoscopie), mirati alla conoscenza dei materiali e della morfologia interna della muratura, all'individuazione delle zone omogenee per materiali e tessitura muraria, dei dispositivi di collegamento trasversale, oltre che dei fenomeni di degrado. È inoltre prevista l'esecuzione di analisi delle malte e, se significative, degli elementi costituenti, accompagnate da tecniche diagnostiche non distruttive (penetrometriche, sclerometriche, soniche, termografiche, radar, ecc.) ed eventualmente integrate da tecniche moderatamente distruttive (ad esempio martinetti piatti), finalizzate a classificare in modo più accurato la tipologia muraria e la sua qualità.

- *Prove esaustive*: in aggiunta alle richieste della categoria precedente, si prevedono prove dirette sui materiali per determinarne i parametri meccanici. Il progettista ne stabilisce tipologia e quantità in base alle esigenze di conoscenza della struttura. Le prove devono essere eseguite o in situ o in laboratorio su elementi indisturbati prelevati in situ; esse possono comprendere, se significative: prove di compressione (ad esempio: su pannelli o tramite martinetti piatti doppi); prove di taglio (ad esempio: compressione e taglio, compressione diagonale, taglio diretto sul giunto), selezionate in relazione alla tipologia muraria e al criterio di resistenza adottato per l'analisi. Le prove devono essere eseguite su tutte le tipologie murarie o comunque su quelle relative agli elementi che, dall'analisi di sensibilità basata sui dati preliminari (§ C8.5), sono risultati significativi per la valutazione della sicurezza. I valori per le verifiche saranno ottenuti, a partire dai valori medi presenti nella Tabella C8.5.I, utilizzando misure sperimentali dirette sull'edificio, tenendo conto dell'attendibilità del metodo di prova. In sostituzione, possono essere considerati i risultati

di prove eseguite su altre costruzioni della stessa zona, in presenza di chiara e comprovata corrispondenza tipologica per materiali e morfologia.

A seguito delle indagini, è necessario valutare per ogni prova, il grado di rappresentatività sia della classe tipologica attribuita al materiale, sia dei valori medi delle caratteristiche meccaniche dell'edificio da utilizzare nelle modellazioni. Nelle costruzioni con struttura muraria occorre considerare anche la presenza di elementi realizzati con altri materiali (strutture lignee, solai in c.a., tiranti in nacciaio, ecc.), da indagarsi con le metodologie indicate negli apposti capitoli riportati nelle NTC 2018 e nella Circolare 7/2019.” Tuttavia, molto spesso alcune prove dirette sulle murature, pur restituendo un buon risultato in termini di resistenza meccanica, richiedono un ingente dispendio economico da parte della committenza e per questo motivo non sempre vengono eseguite nel dettaglio. Dinanzi a tale problematica, la normativa dispone la regolamentazione di parametri ottenuti su base sperimentale che permettono di eseguire comunque il calcolo della struttura anche in assenza di prove dirette (§8.5.4 Circolare 7/2019_”Livelli di conoscenza e fattori di confidenza”).

Per quanto riguarda la Scuola Materna del Comune di Pianella sono state rimosse dalle murature porzioni di intonaco al fine di determinare visivamente il materiale costitutivo e la trama muraria, la tipologia di indagine eseguita ricade nella categoria delle indagini in situ limitate in accordo con la Circolare 7/2019.

1.4.3.1. Livelli di Conoscenza (LC) e Fattori di Confidenza (FC)

Conoscere bene la tipologia di struttura muraria da verificare è importante per al fine di svolgere un'analisi adeguata, conoscenza che può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, funzione dell'analisi storica, della precisione adottata nelle operazioni preliminari di rilievo e delle indagini sperimentali. Ovviamente tutto ciò sarà impostato in funzione degli obiettivi finali e della rilevanza dell'intervento previsto sul manufatto. Le NTC18 al §8.5, con riferimento ai dati acquisiti, indicano come definire il livello di conoscenza della struttura:

- *LC1 (livello di conoscenza limitato)*: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e indagini limitate sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, prove limitate sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1,35$ (nel caso di costruzioni di acciaio, se il livello di conoscenza non è LC2 solo a causa di una non estesa conoscenza sulle proprietà dei materiali, il fattore di confidenza può essere ridotto, giustificandolo con opportune considerazioni anche sulla base dell'epoca di costruzione);
- *LC2 (livello di conoscenza adeguato)*: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e indagini estese sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1,2$ (nel caso di

costruzioni di acciaio, se il livello di conoscenza non è LC3 solo a causa di una non esaustiva conoscenza sulle proprietà dei materiali, il fattore di confidenza può essere ridotto, giustificandolo con opportune considerazioni anche sulla base dell'epoca di costruzione);

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

Secondo quanto descritto nel §2.4.3.4 del ‘Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura’, nel caso di verifiche sismiche dei meccanismi locali è possibile usare differenti livelli di conoscenza rispetto a quelli usati nelle verifiche sismiche globali. In base al LC raggiunto si considera un diverso *fattore di confidenza (FC)*, impiegato in fase di analisi come divisore delle resistenze caratteristiche dei materiali, al fine di tener conto dell'incertezza legata ai parametri meccanici della muratura.

Si riporta una tabella riassuntiva a riguardo:

Tabella 1: *fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza LC _fonte ‘metodi di calcolo...per edifici in muratura’*

	LC1	LC2	LC3
FC	1,35	1,20	1,00

Al fine di evitare ripetizioni, l'iter per la stima del livello di conoscenza LC e dei parametri di resistenza meccanici delle murature da adottare nelle analisi, si rimanda al §3.2.1. della tesi “Classificazione delle murature secondo NTC 2018” dove viene spiegato step by step l'approccio metodico adottato.



2. METODI DI ANALISI STRUTTURALE PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

2.1. Introduzione

Scegliere accuratamente il tipo di analisi è di fondamentale importanza al fine di ottenere una previsione accurata e realistica della risposta sismica della struttura. Secondo la normativa le tipologie di analisi si dividono in due famiglie, lineari e non lineari, adottate in funzione della struttura e del modello di comportamento adottato. In definitiva, in generale, la normativa prevede quattro modalità di analisi sismiche eseguibili :

- Analisi statica lineare (LSA – Linear Static Analysis): è basata sull'idealizzazione della struttura come sistema elastico lineare e dell'azione sismica come sistema di forze statiche applicate in prossimità di ogni impalcato ,nel loro centro di massa;
- Analisi dinamica lineare (LDA – Linear Dynamic Analysis): effettuata con riferimento alla determinazione dei modi di vibrare della struttura ipotizzata in campo elastico;
- Analisi statica non lineare (NLSA – Non Linear Static Analysis): consiste nel sottoporre la struttura ai carichi gravitazionali ed ad un sistema di forze orizzontali, incrementate in maniera monota, fino a raggiungere un certo valore di spostamento che ne determina il collasso.
- Analisi dinamica non lineare (NLDA – Non Linear Dynamic Analysis): tipologia che consente di valutare, tramite l'integrazione delle equazioni del moto, la risposta sismica della struttura ipotizzata a comportamento non lineare.

Per sistemi dissipativi come gli edifici in muratura i metodi di analisi lineari (LSA e LDA) sono molto restrittivi in quanto sottostimano le capacità di resistenza e deformative dei materiali. I metodi di analisi non lineari (NLSA e NLDA) sono più accurati e quindi adatti, ma per quanto riguarda l'analisi dinamica non lineare, essa risulta di difficile applicazione pratica vista la mole computazionale richiesta. Non resta che focalizzare l'attenzione sull'analisi statica non lineare (NLSA), detta anche *Pushover*. La normativa vigente, per la tipologia strutturale in muratura,

consente di utilizzare l'analisi pushover anche per le strutture la cui massa partecipante del primo modo di vibrare è inferiore al 75 %.

2.2. Analisi dinamica lineare

Viene eseguita sulla struttura per effettuare una prima verifica degli elementi murari e consiste in tre passaggi fondamentali:

- Analisi modale per la determinazione dei modi di vibrare della struttura;
- Determinazione dello spettro di progetto appartenente ad ogni modo di vibrare considerato;
- Successiva combinazione degli effetti.

L'analisi modale rappresenta una procedura di valutazione degli effetti dell'azione sismica e viene effettuata con riferimento alla determinazione dei modi di vibrazione della struttura considerata in campo elastico.

L'analisi deve prendere in considerazione tutti i modi di vibrare che forniscono un contributo significativo alla risposta dinamica della struttura, in termini di massa partecipante. A tal proposito il §7.3.3.1 delle NTC18 specifica che è opportuno 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%. Ad ogni deformata modale è associato un coefficiente di partecipazione che, in relazione allo spettro di progetto, permette di valutare i vettori massimi delle forze sismiche equivalenti relative ai vari modi. Per combinare gli effetti dei singoli modi di vibrare, le combinazioni più usate sono: SRSS (Square Root of Sum of Squares) e CQC (Complete Quadratic Combination), le quali espressioni sono:

$$\text{SRSS} \quad E = \sqrt{\sum E_i^2} \quad (2)$$

$$\text{CQC} \quad E = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j} \quad (3)$$

Dove

(E_j) è il valore dell'effetto relativo al modo j -esimo;

(ρ_{ij}) è il valore del coefficiente di correzione tra il modo i -esimo ed il modo j -esimo (per quanto riguarda la formula utilizzata per il calcolo si rimanda al §7.3.3);

2.3. Analisi pushover

Secondo quanto descritto nel §4.1 del ‘Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura’, l’analisi statica non lineare risulta essere quella che più si presta al calcolo delle strutture in muratura. Il metodo consiste nell’applicare al livello di ogni impalcato delle forze orizzontali e incrementarle in modo proporzionale fino a raggiungere il collasso della struttura. Per verificare i risultati ottenuti occorre confrontare la *capacità di spostamento* (u_{max}) con lo *spostamento richiesto* (d_{max}) della struttura. Nell’analisi si ha la conversione del sistema a più gradi di libertà MDOF (Multi Degree Of Freedom) in un sistema equivalente a singolo grado di libertà SDOF (Single Degree Of Freedom), considerando per il comportamento meccanico, non più un legame elastico, come nel caso dell’analisi lineare, ma un legame elasto-plastico perfetto. In altri termini l’analisi Pushover consiste nello spingere la struttura fino al collasso, sottoponendola a forze orizzontali esterne ed incrementandole secondo una legge monotona detta profilo di carico (per l’appunto il termine pushover significa ‘spingere oltre’). Il risultato è espresso attraverso un legame forza-spostamento ($V_b - d_c$), nel quale è riportato in ordinata il taglio alla base (V_b) della struttura ed in ascissa lo spostamento (d_c) di un punto di controllo (o performance point, PP). Tale legame è caratteristico della curva di capacità, sulla base della quale è possibile ottenere alcune informazioni quali le proprietà del sistema SDOF equivalente e la capacità di spostamento della struttura. In generale esistono alcune varianti dell’analisi pushover: metodo uni-nodale, metodi multi-modali, metodi non adattativi e adattativi. In riferimento a quanto specificato nella normativa ci occuperemo tra questi di analisi pushover con *metodo uni-modale non adattativo*, in quanto è il metodo richiesto per il calcolo degli edifici esistenti in muratura e si sviluppa come segue:

- Definizione della curva di capacità del sistema MDOF;
- Definizione del sistema SDOF equivalente;
- Calcolo della capacità di spostamento (u_{max});
- Calcolo della domanda di spostamento (d_{max});
- Confronto delle ultime due ai fini della verifica ($U_{max} \geq d_{max}$), la quale avrà esito positivo se sarà soddisfatta la seguente relazione:

$$S = \frac{U_{max}}{d_{max}} \geq 1 \quad (4)$$

Al fine di ottenere la risposta strutturale di un sistema MDOF occorre definire, oltre al modello, anche il legame costitutivo dei materiali. Per quanto concerne la modellazione delle pareti in muratura si rimanda al §4 della tesi, in cui viene spiegato il metodo di modellazione più

comunemente impiegato quale il metodo del telaio equivalente SAM. Poiché l'analisi pushover è effettuata ai fini della verifica sismica, i carichi applicati alla struttura devono essere opportunamente combinati secondo la combinazione delle azioni descritta dalla normativa, usata sia per gli SLU che SLE, che applica coefficienti parziali unitari:

$$E + G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (5)$$

Come accennato in precedenza la risposta di un sistema strutturale equivalente SDOF è espresso mediante la curva di capacità che riporta, in ascissa lo spostamento orizzontale (d_c) di un determinato punto di controllo della struttura (per il quale viene assunto generalmente il baricentro

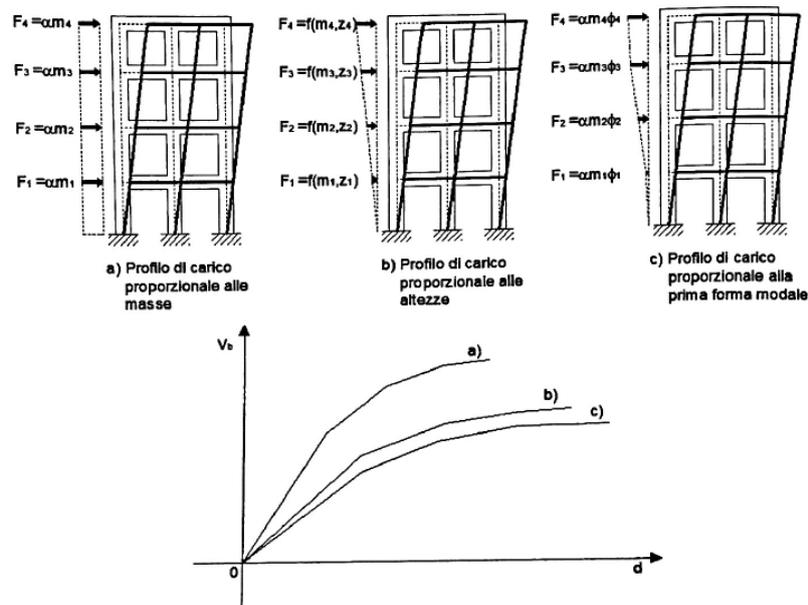


Figura 2-1: andamento della curva di capacità in funzione del profilo di carico _
fonte metodi di calcolo di consolidamento per edifici in muratura

delle masse dell'ultimo impalcato) ed in ordinata si riporta il taglio alla base della struttura (V_b). Incrementando i carichi orizzontali fino a raggiungere il collasso si ottiene la curva di capacità, nella quale il legame tra carico e spostamento non è lineare (effetto dovuto alla plasticizzazione degli elementi che compongono la struttura, riducendo la propria rigidità, per colpa della quale si modifica lo schema statico della struttura). La curva di una struttura non si determina in maniera univoca ma dipende da una serie di fattori, soprattutto dalla scelta del punto di controllo e dal profilo di carico applicato.

Per il calcolo delle sollecitazioni, a differenza dei metodi lineari, a causa della continua variazione dello schema statico della struttura, si può notare assenza di proporzionalità diretta tra forze e spostamenti con necessità di risolvere il sistema per ogni step di carico. A causa dell'enorme mole computazionale il metodo non si presta a soluzioni di tipo manuale e per questo motivo ci si avvalsi dell'utilizzo del software di calcolo *CDSWin* per lo sviluppo della tesi. Si riporta di seguito un'esempio di determinazione della curva di capacità, schematizzata con conci rigidi e sei maschi murari deformabili (figura 2-2). Si può osservare come, sotto l'azione delle forze F_1 ed F_2 , la

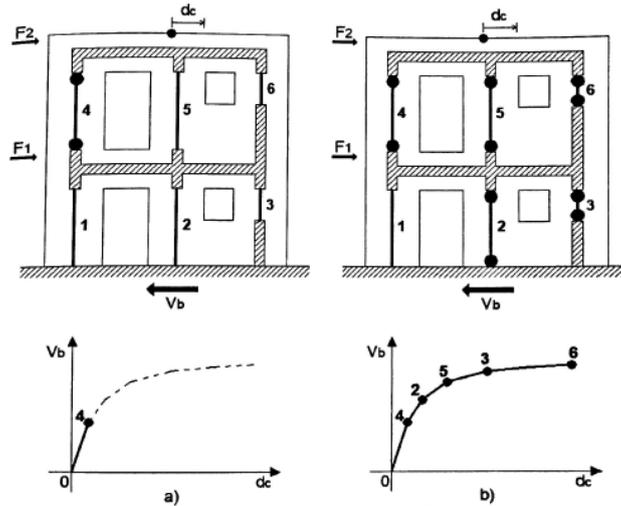


Figura 2-2: definizione della curva di capacità _fonte Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura

formazione delle prime cerniere plastiche (elemento n°4) per il quale viene tracciato il primo punto della curva di capacità, che caratterizza il tratto della curva ad andamento lineare poiché tutti gli elementi sono ancora in fase elastica. Da lì in poi, incrementando i valori di F1 ed F2 vengono tracciati i successivi punti della curva via via che altri elementi arrivano a plasticizzazione fino al raggiungimento del collasso (vedi curva b).

Conversione da MDOF a SDOF equivalente

Tale conversione non è univoca, secondo quanto spiegato nel §4.1.3 del “Metodi di calcolo[...]per edifici in muratura”, e i metodi tradizionali indicano che la risposta strutturale è dominata da un solo modo di vibrare e la sua deformata si resta costante per tutta la durata d’applicazione dei carichi. Per quanto concerne i passaggi effettuati per la conversione, a partire dall’equazione del moto della struttura (in termini matriciali), si rimanda al capitolo del testo precedentemente citato. Per fare ciò bisogna dividere l’ascissa (d_c) e l’ordinata (V_b) della curva di capacità del sistema reale per il coefficiente di partecipazione Γ .

$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma} \quad (6)$$

$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma} \quad (7)$$

Il coefficiente di partecipazione (Γ) è il risultato della relazione:

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Phi_i}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Phi_i^2} \quad (8)$$

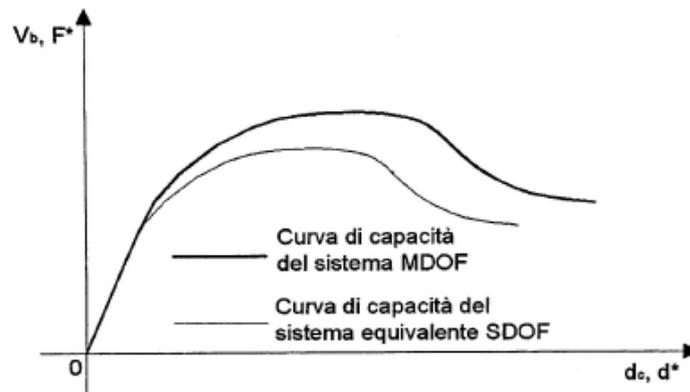


Figura 2-4: curve di capacità relative al sistema MDOF e SDOF _fonte Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura

Dove (m_i) è la massa dell' i -esimo grado di libertà e (Φ_i) è la i -esima componente del primo autovettore, in generale il coefficiente di partecipazione (Γ) assume valori compresi nell'intervallo 1 – 1,5.

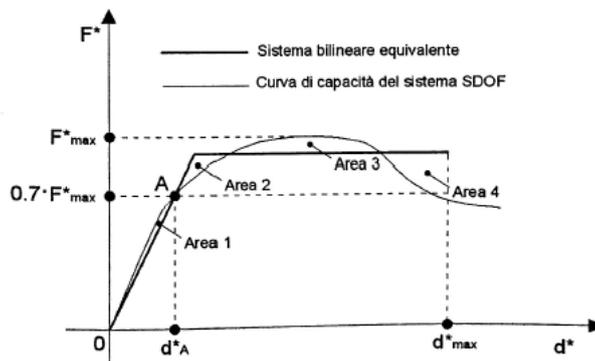


Figura 2-3: sistema bilineare equivalente _fonte Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura

Valutazione del sistema bilineare equivalente

Ulteriore semplificazione del problema è data dalla discretizzazione del dominio, con una curva bilatera, costituita dal primo tratto lineare e dal secondo costante (elasto-plastico perfetto).

Il tratto \overline{OA} della curva è ottenuto dall'intersezione della curva di capacità del sistema SDOF con la retta orizzontale $0.7 \cdot F_{\max}^*$, dove F_{\max}^* è la massima forza del sistema SDOF equivalente. Una volta individuato il ramo lineare del sistema è possibile ricavare la rigidezza (k^*) dalla relazione seguente:

$$k^* = \operatorname{tg}(\alpha) = \frac{0.7 \cdot F_{\max}^*}{d_A^*} \quad (9)$$

Dove (d_A^*) è il valore dello spostamento nel punto d'intersezione (vedi figura 2-4). Il tratto costante si ottiene dall'equilibrio delle aree al di sotto ed al di sopra della curva. Per la figura 2-4:

$$Area\ 1 + Area\ 3 = Area\ 2 + Area\ 4 \quad (10)$$

La massa del sistema equivalente (m^*) è ottenuta dalla somma delle masse, per le corrispondenti componenti dell'autovettore della prima forma modale della struttura:

$$m^* = \sum_{i=1}^n m_i \cdot \Phi_i \quad (11)$$

Il periodo di vibrare del sistema equivalente è ottenuto dalla seguente relazione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (12)$$

Capacità e Domanda di spostamento (U_{max}) e (d_{max})

Una volta determinato lo spostamento massimo (U_{max}) del sistema MDOF di riferimento occorre confrontarlo con lo spostamento richiesto (d_{max}) per effettuare la verifica, come mostrato all'inizio

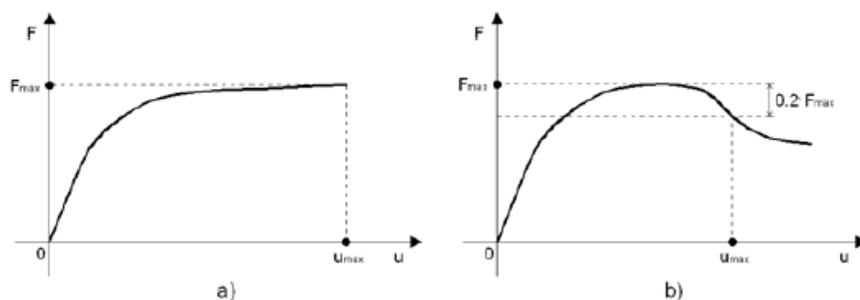


Figura 2-5: capacità di spostamento del sistema _fonte Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura

della trattazione. Secondo le NTC, per effettuare la verifica allo SLV, se la curva ha andamento crescente si assume come U_{max} il massimo valore dello spostamento (figura 2-5 a). Invece, se la curva presenta dei rami decrescenti si assume come spostamento massimo quello che riduce al massimo del 20% la forza massima (F_{max}) della curva di capacità (figura 2-5 b).

La richiesta sismica di un sistema a più gradi di libertà può essere differente rispetto a quella di un sistema a singolo grado di libertà equivalente, a causa degli effetti indotti dai modi superiodi, dagli effetti torsionali, dalla distribuzione di resistenza e rigidità lungo l'altezza della struttura, ecc. Detto questo, per quanto concerne lo spostamento richiesto (d_{max}) del sistema MDOF reale si ottiene moltiplicando:

$$d_{max} = \Gamma \cdot d_{max}^* \quad (13)$$

Dove (d_{max}^*) indica la domanda di spostamento del sistema SDOF equivalente e (Γ) rappresenta il coefficiente di partecipazione modale, visto in precedenza. Lo spostamento (d_{max}^*) è ricavato in

funzione del periodo (T^*) del sistema equivalente e del periodo (T_C) che definisce lo spettro elastico.

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{DE}(T^*) \quad \text{se } T^* \geq T_C \quad (14)$$

$$d_{\max}^* = \frac{S_{DE}(T^*)}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*} \right] \geq S_{DE}(T^*) \quad \text{se } T^* < T_C \quad (15)$$

Per la quale il fattore di struttura del sistema SDOF equivalente (q^*) è dato dal rapporto:

$$q^* = \frac{S_{DE}(T^*)}{\frac{F_y^*}{m^*}} \quad (16)$$

Combinazioni di carico

In base a quanto prescritto dalla norma nel §7.3.4.2, le distribuzioni di forze da applicare alla struttura per effettuare le analisi devono essere almeno due: una distribuzione principale (proporzionale alle forze statiche) e distribuzione secondaria (proporzionale alle masse). Nel §7.2.5 della stessa norma viene indicato che le tre componenti dell'azione sismica devono essere opportunamente combinate secondo la relazione di seguito:

$$1,00 \cdot E_X + 0,30 \cdot E_Y + 0,30 \cdot E_Z \quad (17)$$

In altre parole si vuole considerare la componente orizzontale nella direzione principale “al 100%” e le altre due al “30%”. In aggiunta a quanto detto, la curva di capacità deve essere valutata per: direzione X ed Y, carico sismico considerato al 100% nella direzione principale (con verso positivo e negativo), carico sismico considerato al 30% nella direzione secondaria (con verso positivo e negativo) ed infine i n° 2 profili di carico prima citati. Sulla base di queste ultime considerazioni, le combinazioni minime per la struttura sono 16 (8 per la direzione X ed 8 per la direzione Y) e sono riportate nella seguente tabella:

Tabella 2: 16 combinazioni di carico per le analisi Pushover _fonte Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura

Direzione del sisma	Profilo di carico	Verso azione sismica direzione principale	Verso azione sismica direzione secondaria	Simbologia
X	Masse	+	+	X_M_P(+)_S(+)
X	Masse	+	-	X_M_P(+)_S(-)
X	Masse	-	+	X_M_P(-)_S(+)
X	Masse	-	-	X_M_P(-)_S(-)
X	Altezze	+	+	X_A_P(+)_S(+)
X	Altezze	+	-	X_A_P(+)_S(-)
X	Altezze	-	+	X_A_P(-)_S(+)
X	Altezze	-	-	X_A_P(-)_S(-)
Y	Masse	+	+	Y_M_P(+)_S(+)
Y	Masse	+	-	Y_M_P(+)_S(-)
Y	Masse	-	+	Y_M_P(-)_S(+)
Y	Masse	-	-	Y_M_P(-)_S(-)
Y	Altezze	+	+	Y_A_P(+)_S(+)
Y	Altezze	+	-	Y_A_P(+)_S(-)
Y	Altezze	-	+	Y_A_P(-)_S(+)
Y	Altezze	-	-	Y_A_P(-)_S(-)



Per quanto concerne il *punto di controllo*, citato all'inizio della trattazione, la normativa in particolare al §7.3.4.2 indica di prendere in considerazione tutti i punti di controllo alternativi “come per esempio, le estremità in pianta dell'ultimo livello della costruzione”. Considerando una combinazione di carico e prendendo punti di controllo differenti, il valore dall'azione di taglio alla base della struttura è sempre lo stesso e non dipende dalla scelta del PP (performance point) ma cambia lo spostamento finale e la rigidezza.

3. IL CASO STUDIO DELLA SCUOLA MATERNA DI PIANELLA (PE)

3.1. Descrizione e rilievo dello stato di fatto

Inquadramento territoriale e vincoli

Il Plesso Scolastico del Comune di Pianella è ubicato nei pressi del Centro Storico, nella zona di prima espansione urbana e comprende, oltre la scuola materna oggetto di studio, l'adiacente palestra, il campo scoperto e la scuola media (con annessa palestra).



Figura 3-1: Foto zenitale con indicazione dell'ambito del plesso scolastico _fonte Google Earth



Figura 3-2: zoom con fabbricato in evidenza (rosso)_fonte Google Earth

L'edificio in questione e la relativa area di pertinenza sono catastalmente censite al *foglio 21, particella 795* e sono interamente comprese in Zona Omogenea per Attrezzature scolastiche (“area per l’istruzione”) del vigente P.R.G. L’accesso avviene direttamente dalla strada comunale (in Via Verrotti) e dall’adiacente Piazza Nassiria, adibita a parcheggio. L’area non è interessata da vincoli di tutela paesaggistico/ambientale e storico/documentale, non è sottoposta a vincolo idrogeologico e non è interessata da prescrizioni e/o limitazioni del Piano Territoriale Provinciale di Coordinamento, né di tutela, in quanto completamente inclusa nell’ambito urbano, né di interferenza con previsioni strutturali. Infine, non è interessata dal Piano Regionale Paesistico né dal Piano Regionale Stralcio di Bacino Fenomeni Gravitativi e Processi Erosivi P.A.I., l’intero territorio comunale di Pianella è classificato sismico – Zona 2 OPCM 20/03/2003 n. 3274.

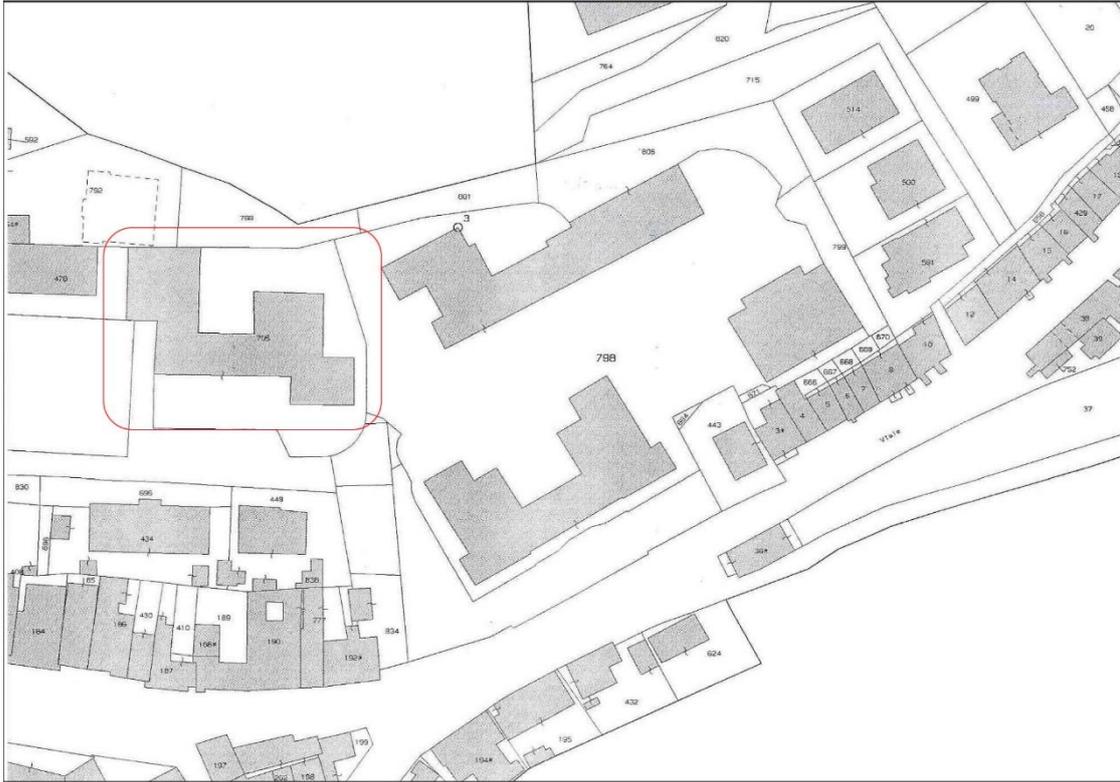


Figura 3-4: Stralcio catastale _fonte documentazione di progetto

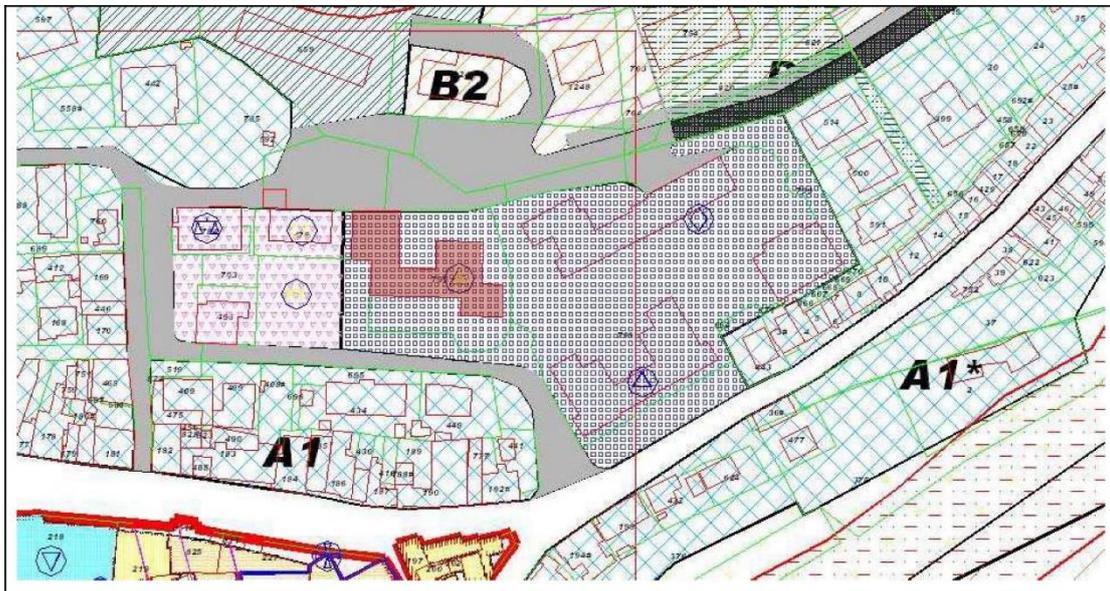


Figura 3-3: stralcio PRG con edificio evidenziato _fonte documentazione di progetto

Stato di fatto

L'edificio, ospitante la scuola materna comunale, è stato realizzato in più fasi a partire dai primi anni '70 (i lavori di completamento furono realizzati nel 1986, fine anni '90 e infine nel 2004). Allo stato attuale presenta una pianta irregolare e si sviluppa principalmente al piano terra dove sono ubicate le aule, i relativi servizi, il refettorio ed i relativi locali funzionali (cucina e dispensa). Nella parte posteriore sono ricavati ampi locali di servizio e tecnici, al piano superiore (sovrastante solo la parte anteriore del piano terra) sono localizzati gli uffici e due locali polifunzionali oltre ai servizi igienici. Per quanto non vetusto, il fabbricato non si presenta in buono stato di conservazione, nonostante i ripetuti interventi di manutenzione, adeguamento e miglioramento impiantistico effettuati nel tempo. In particolare si sono verificati ripetuti danni per infiltrazione delle acque meteoriche dalla copertura, nella parte a terrazzo ed ammaloramento di gronde e pluviali, nonché lesioni per assestamento fondale, solo in parte risolte con l'intervento effettuato nel 2009 (in allegato le piante del rilievo fotografico, tavole A.PO.1 – A-PO.2 – A.SF.1), con indicazioni riguardanti le foto effettuate durante le operazioni di rilievo).



Figura 3-4: fronte principale (A); a destra ala del fabbricato già consolidata nel 2009 (B).



Figure 3-5: foto dei fronti che danno sul cortile interno (C) e (D).

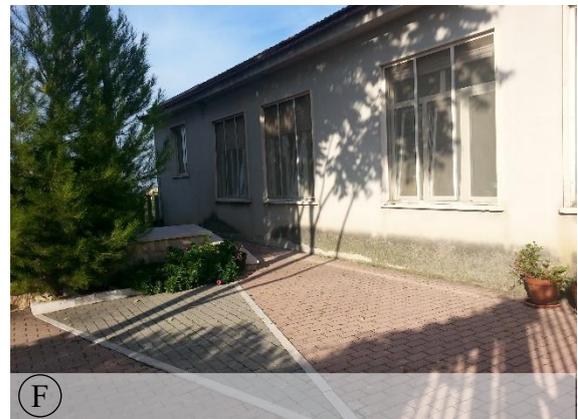


Figura 3-5: ingresso fronte su cortile interno (E); a sinistra vista altri spazi adiacenti (F).

Come accennato in precedenza la struttura portante del plesso scolastico è in muratura di mattoni pieni e tutti i solai sono in laterocemento. L'intero stabile è stato realizzato come un unico corpo di fabbrica, ad esclusione della struttura adibita ai servizi igienici (a sinistra, nello schema a blocchi), la quale è stata realizzata con struttura intelaiata in cemento armato e giuntata al resto dell'immobile.





Figura 3-6: coperture a terrazzo dei corpi laterali del fabbricato (G), (H); in basso fronte posteriore corpo est (I), (L).

All'incirca negli anni '80, si è proceduto ad un ampliamento in sopraelevazione sempre con muratura di mattoni pieni. Nel 2004 è stata poi effettuata la sopraelevazione del blocco ospitante il refettorio e la cucina con una struttura in muratura di laterizi del tipo "poroton" e solaio di copertura orizzontale.

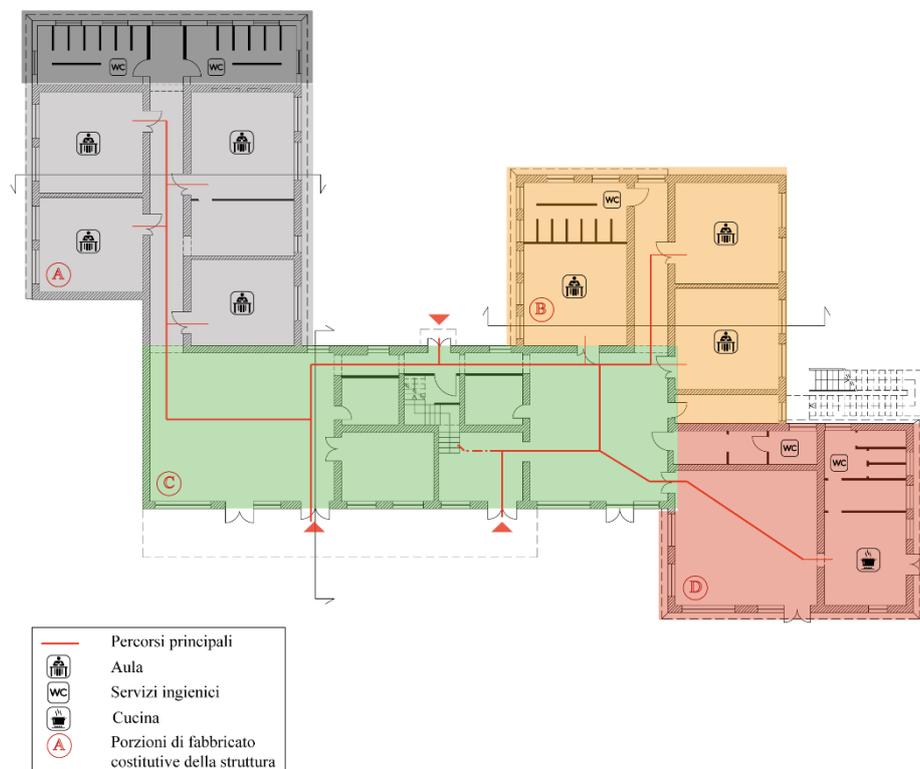


Figura 3-7: piante con divisione a blocchi rappresentanti le porzioni costituenti l'edificio

Per agevolare il lavoro di lettura e conoscenza del manufatto edilizio si è riportato questo schema funzionale ‘a blocchi’. Si nota come, pur essendo un unico corpo di fabbrica, l’accostamento delle tre porzioni laterali genera una forte irregolarità in pianta, fonte di problematiche in fase di analisi e verifica. Al Capitolo 8 delle NTC18 sono definite le metodologie di modellazione, verifica ed interventi da applicare a costruzioni esistenti e nella Circolare n.7 del gennaio 2019 sono riportate le considerazioni ed i passaggi fondamentali per arrivare a realizzare un modello strutturale il più possibile rappresentativo del reale stato di fatto del manufatto edilizio oggetto di studio.

3.1.1. Indagini per la stima dei Livelli di Conoscenza e dei Fattori di Confidenza

Lo stato delle murature a prima vista non appare complessivamente buono ed in alcuni punti sono presenti segni di degrado e/o dissesto strutturale quali lesioni o cedimenti. I solai sono realizzati in laterocemento e nella quasi totalità hanno spessore di 0,30 m, fatta eccezione per il solaio d’interpiano posizionato nel corpo centrale che ha spessore 0,40 m. Per quanto riguarda le carenze strutturali, la forma irregolare della planimetria, le grandi luci dei solai e la tipologia di materiali differenti per la sua realizzazione, questi fattori portano ad avere i centri delle masse e delle rigidità non coincidenti, con la creazione di scompensi strutturali dal punto di vista sismico. Si riporta di seguito la descrizione delle indagini conoscitive eseguite in situ in riferimento alla geometria, ai dettagli costruttivi ed ai materiali. Geometria: è stato effettuato il rilievo, su tutti i livelli, di tutti gli elementi in muratura, dei solai e della copertura (tipologia e orditura), delle scale. Non si hanno informazioni riguardanti i carichi agenti sui singoli paramenti murari e per quanto riguarda le fondazioni si rimanda al §4.1.2 della tesi. Il risultato del processo di rilevamento del manufatto è la rappresentazione tramite piante, prospetti e sezioni (architettoniche e strutturali) con successiva individuazione del quadro fessurativo (vedi allegato *tavole B.PR.1 – B.PR.2*) e dei meccanismi di dissesto presenti e la loro eventuale causa. Dettagli costruttivi (prove in situ limitate): è stata effettuata un’indagine visiva e non dettagliata per cui non si hanno a disposizione informazioni circa il grado di ammorsamento delle murature e dei solai. Per quanto concerne i materiali, attraverso la rimozione di alcune porzioni locali dello strato di intonaco è stata possibile l’identificazione degli elementi costituenti la muratura, la tipologia costruttiva, la trama e nel paragrafo seguente dei loro parametri meccanici.

Analizzati i dati a disposizione, al fine di stimare il LC e sulla base dei punti riportati nel §1.4.2 della tesi ‘Analisi storico-critica e rilievo’, il livello di conoscenza corrispondente è LC1 ed il relativo fattore di confidenza da impiegare per le verifiche è $FC=1,35$.

3.1.2. Classificazione delle murature secondo NTC 2018

Nel caso studio il livello di conoscenza raggiunto è LC1: in seguito alle operazioni di rilievo strutturale è stato possibile risalire alla geometria. Per quanto riguarda i particolari costruttivi e le proprietà dei materiali, sono stati ottenuti da indagini in situ limitate, come indicato nella parte finale del §1.4.3. Ne consegue un fattore di confidenza $FC = 1,35$. A questo punto, ed in assenza di prove esaustive in situ, la Circolare 7/2019 al §8.5.3 “Caratterizzazione meccanica dei materiali” propone una tabella contenente alcune tra le tipologie più comuni di muratura ed i relativi valori di resistenza associati (tabella 3).

Tabella 3: § C8.5.I contenente le resistenze meccaniche per le varie tipologie di muratura _fonte Circolare 7/2019

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

Per quanto concerne l'applicazione al caso in esame si precisa che le murature esistenti dell'intera struttura sono in mattoni pieni e malta di calce di buona fattura e per quanto riguarda la porzione di fabbricato sopraelevata nel lato dove è situato il refettorio (tra la fine degli anni 90' e inizi 2000) è in muratura in mattoni semipieni tipo 'Poroton'. I valori minimi e massimi a cui si fa riferimento (tabella 3) sono riferiti alle seguenti condizioni: malta di scarse prestazioni, in assenza di ricorsi, muratura non consolidata e tessitura a regola d'arte. Si riporta di seguito il significato dei singoli contenuti in tabella: (f_m): resistenza media a compressione della muratura; (τ_0): resistenza media a taglio della muratura; (E): valore medio del modulo elastico normale; (G): valore medio del modulo elastico tangenziale; (w): peso specifico medio. Per tenere conto di condizioni migliori della muratura si applicano i coefficienti correttivi migliorativi (tabella 4), applicabili in presenza di malta di buone caratteristiche, di ricorsi o listature e in presenza di elementi di collegamento trasversale, per lo stato di fatto. Per quanto riguarda le ipotesi di intervento di rinforzo, sulle murature vengono applicati altri coefficienti correttivi che vedremo in seguito (iniezione di miscele leganti, intonaco armato e ristilatura armata con connessione dei paramenti).

Tabella 4: § C.8.5.II coefficienti correttivi dei parametri meccanici della muratura _fonte Circolare 7/2019

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

In tabella 4 sono evidenziati in rosso i coefficienti correttivi adottati per il calcolo dei valori di resistenza nell'ipotesi di malta in buone condizioni e connessione trasversale, per la quale si intende come "muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte". In conclusione i valori di resistenza meccanica ottenuti a seguito della classificazione delle murature, per entrambe le tipologie assimilate nel modello, sono riportate nelle tabelle riassuntive (tabella 5 e 6). Il coefficiente correttivo per la muratura in mattoni pieni e malta di calce con malta buona, ovvero con resistenza media a compressione $f_m > 2 \text{ N/mm}^2$, può essere calcolato come $f_m^{0,35}$.

Tabella 6: parametri meccanici e di resistenza relativi alla muratura della struttura in esame (indicata nel modello con sigla 'Muratura 11').

		Tab. C.8.5.I		Valori corretti con coeff. (Tab. C.8.5.II)	
<i>muratura in mattoni PIENI e malta di calce</i>	f_m N/mm ²	min 2,6 max 4,3	5	f_m kg/cm ²	47
	f_{v0} N/mm ²	min 0,13 max 0,27	0,236	f_{v0} kg/cm ²	2,36
	T₀ N/mm ²	min 0,05 max 0,13	0,091	T₀ kg/cm ²	0,91
	E N/mm ²	min 1200 max 1800	2180	E kg/cm ²	21795
	G N/mm ²	min 400 max 600	727	G kg/cm ²	7265
	w kN/m ³	18	33	w kg/cm ³	0,0033

Tabella 5: parametri meccanici e di resistenza relativi alla muratura della porzione di sopraelevata (indicata nel modello con sigla 'Muratura 12').

		Tab. C.8.5.I		Valori corretti con coeff. (Tab. C.8.5.II)	
<i>muratura in mattoni SEMIPIENI e malta di calce (% fori < 40%)</i>	f_m N/mm ²	min 5 max 8	6	f_m kg/cm ²	60
	f_{v0} N/mm ²	min 0,2 max 0,36	0,2400	f_{v0} kg/cm ²	2,40
	T₀ N/mm ²	min 0,08 max 0,17	0,0960	T₀ kg/cm ²	0,96
	E N/mm ²	min 3500 max 5600	4200	E kg/cm ²	42000
	G N/mm ²	min 875 max 1400	1050	G kg/cm ²	10500
	w kN/m ³	15	18	w kg/cm ²	0,0018

3.2. AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotte col metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo quanto indicato dalle Norme Tecniche 2018. I carichi agenti sui solai vengono ripartiti dal software di calcolo in modo automatico sulle membrature, le azioni introdotte sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico indicate dallo stato limite (SL) di riferimento, dalle quali si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

3.2.1. Analisi dei carichi

Per quanto riguarda i solai di interpiano e di copertura, del tipo tradizionale in latero-cemento (travetto in cls armato e pignatta in laterizio), non si hanno a disposizione informazioni approfondite inerenti la stratigrafia e i pesi gravanti sullo stesso. Quindi sulla base degli elaborati grafici e della tecnologia costruttiva di quegli anni è stata ipotizzata una sezione avente le stesse caratteristiche e sulla base della stessa si è sviluppata l'analisi dei pesi gravanti su ogni impalcato.

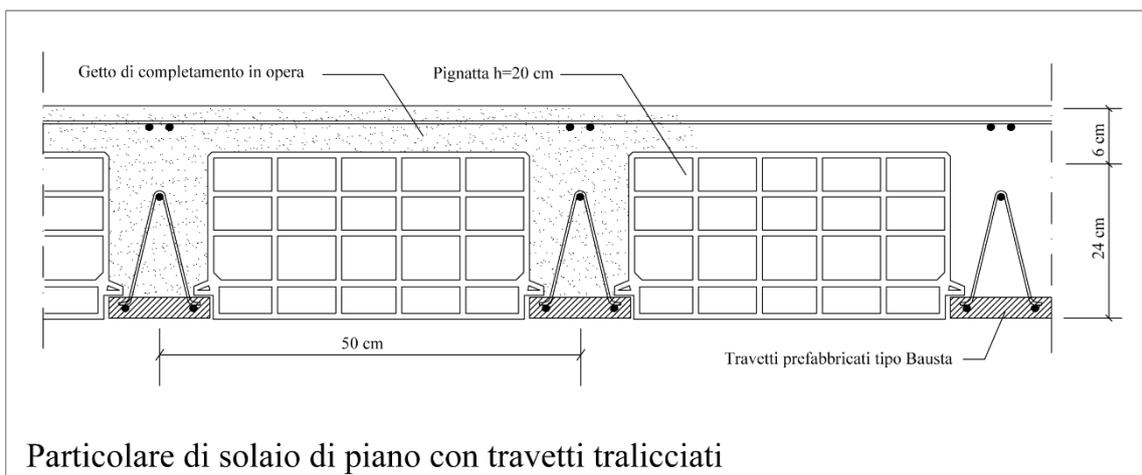


Figure 1: stratigrafia solaio di piano tradizionale in latero-cemento

Considerando una striscia di solaio di larghezza pari all'interasse del travetto (0,50 m), secondo la normativa vigente al Capitolo 3, sono stati calcolati i seguenti carichi:

- G1: carichi permanenti strutturali o non strutturali ma compiutamente definiti;
- G2: carichi permanenti non strutturali non compiutamente definiti;
- Qk: carichi variabili.

Si riportano di seguito i pesi dei solai (tabella 7 e 8).

Tabella 7: analisi dei carichi per le tipologie di solaio indicate (con elenco delle stratigrafie), con indicazioni circa la sezione di riferimento e posizione (vedi elaborati grafici)

CORPO	sez. rif	s solaio	G1
[-]	[-]	[cm]	kg/m ²
1,2	A-A, C-C	30	378
		20	266

G2						
	stratigrafia	peso	s	peso	Qk	Qneve
	[-]	[kN/m ³]	[m]	[kg/m ²]	[kg/m ²]	[kg/m ²]
solaio di piano	pavimento	20	0,01	20	300	-
	massetto in cls	20	0,02	40		
	intonaco	18	0,02	36		
	tramezzatura spalmata (*)	-	-	160		
	TOTALE			256		
copertura piana (n.p)	guaina impermeabilizzante	11	0,005	5,50	50	84
	massetto in cls	20	0,04	80		
	intonaco	18	0,01	18		
	TOTALE			104		
sottotetto (n.p)	intonaco	18	0,01	18	50	-
	massetto in cls	20	0,04	80		
	TOTALE			98		
copertura inclinata	coppi	-	0,02	62	50	84
	isolante rigido	1,55	0,02	3,10		
	barriera al vapore	11	0,005	5,50		
	TOTALE			70,60		

Tabella 8: analisi dei carichi per le tipologie di solaio indicate (con elenco delle stratigrafie), con indicazioni circa la sezione di riferimento e posizione (vedi elaborati grafici)

CORPO	sez. rif	s solaio	G1
[-]	[-]	[cm]	[kg/m ²]
centrale	B-B	40	400
		25	319

G2						
	<i>stratigrafia</i>	peso	s	peso	Qk	Qneve
	[-]	[kN/m ³]	[m]	[kg/m ²]	[kg/m ²]	[kg/m ²]
solaio di piano	pavimento	20	0,01	20	300	0
	massetto in cls	20	0,06	120		
	intonaco	18	0,02	36		
	tramezzatura spalmata (*)	-	-	160		
	TOTALE			336		
copertura inclinata	coppi	-	0,02	62	50	84
	isolante rigido	1,55	0,02	3,10		
	barriera al vapore	11	0,005	5,50		
	TOTALE			70,60		

Carico da Neve

Il carico da neve gravante sulle coperture, (Q_{neve}) nelle tabelle excel precedenti, viene stimato secondo le prescrizioni della norma al §3.4 ‘Azioni della neve’:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t \quad (18)$$

Dove

- (q_{sk}) è il valore caratteristico del carico della neve al suolo (§3.4.2 - NTC18) per un periodo di ritorno di 50 anni;
- (μ_i) rappresenta il coefficiente di forma della copertura (§3.4.3 - NTC18);
- (C_E) rappresenta il coefficiente di esposizione;
- (C_t) rappresenta il coefficiente termico.

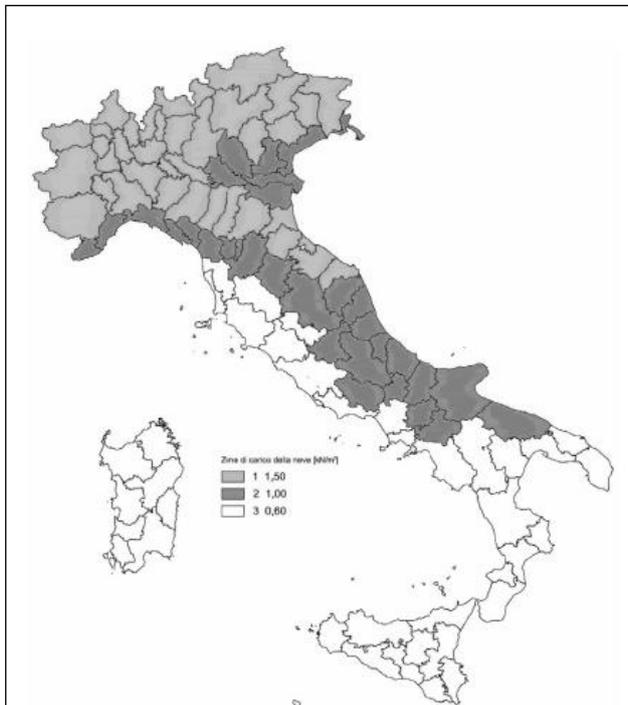


Figura 3-8: zone di carico della neve _fonte NTC 18

Il §3.4.2 della norma cita “ Il carico della neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell’altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento della neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni per le varie zone indicate nella Fig. 4-1. Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, devono essere definiti singolarmente.” In base a quanto prescritto l’Italia è suddivisa in 4 zone: zona I alpina, zona I mediterranea, zona II e zona III. Il comune di Pianella, in provincia di Pescara, è situato ad un’altitudine $a_s = 236$ m s.l.m quindi

ricadente in zona II. Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura, nel caso in questione si devono considerare i seguenti dati:

- Coefficiente di esposizione $C_E = 1$ (da tab. 3.4.I, §34.4 della norma);
- Coefficiente Termico $C_t = 1$ (in assenza di specifiche e documentati studi tale coefficiente deve essere utilizzato pari a 1);
- Coefficiente di forma $\mu_i = 0,8$ per la copertura a due falde a $\alpha_1 = 15^\circ$ (da tab. 3.4.II della norma);
- Coefficiente di forma $\mu_i = 0,8$ copertura ad una falda con $\alpha_2 = 16^\circ$.

Il valore di riferimento del carico da neve al suolo è di $q_{sk} = 80 \text{ kg/m}^2$, quindi in definitiva il valore del carico da neve q_s risulta:

Tabella 9: valori del carico da neve per la copertura ad una e due falde

	Copertura a due falde [kg/m ²]	Copertura ad una falda [kg/m ²]
Q _{neve}	84	84

3.2.1.1. Carichi sismici

Al fine di rispettare la normativa tecnica per quanto concerne i diversi SL definiti, occorre definire le azioni sismiche di progetto a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito, dove sorge il manufatto edilizio. Tali parametri sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche del terreno che determinano la risposta sismica locale (definito in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su suolo rigido con superficie topografica orizzontale, facendo riferimento ad assegnate probabilità di eccedenza P_{VR} appartenenti a determinati periodi di riferimento V_R). La struttura, sita nelle vicinanze del centro storico di Pianella, è a destinazione d’uso con funzione pubblica (a 236 m s.l.m). Al fine di valutare l’azione sismica mediante il software di calcolo *CDSWin*, in conformità delle NTC18 è necessario inserire i seguenti parametri necessari:

Vita nominale (V_N):

La vita nominale di un’opera strutturale è intesa come il numero di anni nei quali la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, può essere usata per lo scopo al quale è destinata. Indicativamente, la vita nominale per le diverse tipologie strutturali è riportata nella tabella 2.4.I delle NTC18. L’edificio in oggetto ha una vita nominale (V_N) di 50 anni.

Classi d'uso (C_U):

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in n. 4 classi d'uso. L'edificio in questione è di Classe III: costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi.

Tabella 10: valori del coefficiente d'uso C_U _fonte NTC 18

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

Periodo di riferimento per l'azione sismica (V_R):

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso:

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (19)$$

L'edificio in oggetto, essendo un'opera il cui uso prevede affollamenti significativi, è classificato come *tipo di costruzione 2* e *classe d'uso III*, pertanto le azioni sismiche vengono considerate in relazione ad un periodo di riferimento pari a: $50 \times 1,5 = \underline{75 \text{anni}}$.

Categoria di suolo:

Il fabbricato fonda su una categoria di suolo C: depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < \text{NSPT}, 30 < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < \text{cu}, 30 < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Condizioni topografiche:

Per le condizioni topografiche del sito in esame in genere è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici, come nel caso studio, si può adottare la seguente classificazione ai sensi della tabella 3.2.III delle NTC18: Cat.T2: Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$;

Periodo di ritorno ai vari stati limite (T_R):

È conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento della struttura V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante la seguente espressione:

$$T_R = - \frac{V_R}{[\ln(1 - P_{VR})]} \quad (20)$$

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} sono riportate nella tabella 3.2.I della norma:

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%

Figura 3-9: probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato _fonte NTC 18

Quindi noto il periodo di ritorno (T_R), le coordinate geografiche del sito (latitudine e longitudine) unitamente alle altre caratteristiche elencate in precedenza è possibile ricavare, mediante il software di calcolo, gli spettri di risposta per ogni SL di riferimento:

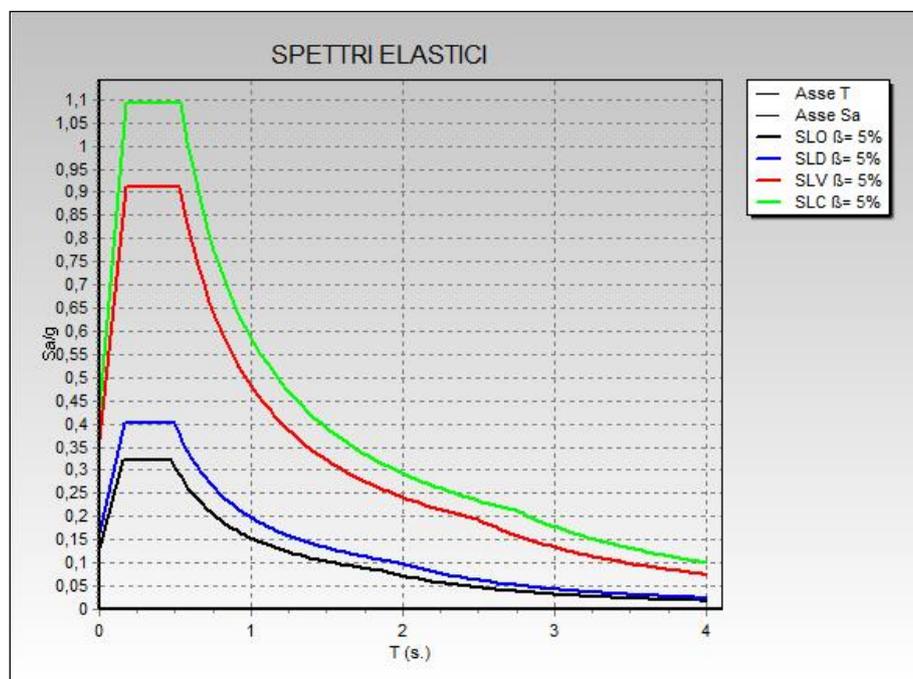


Figura 3-10: spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

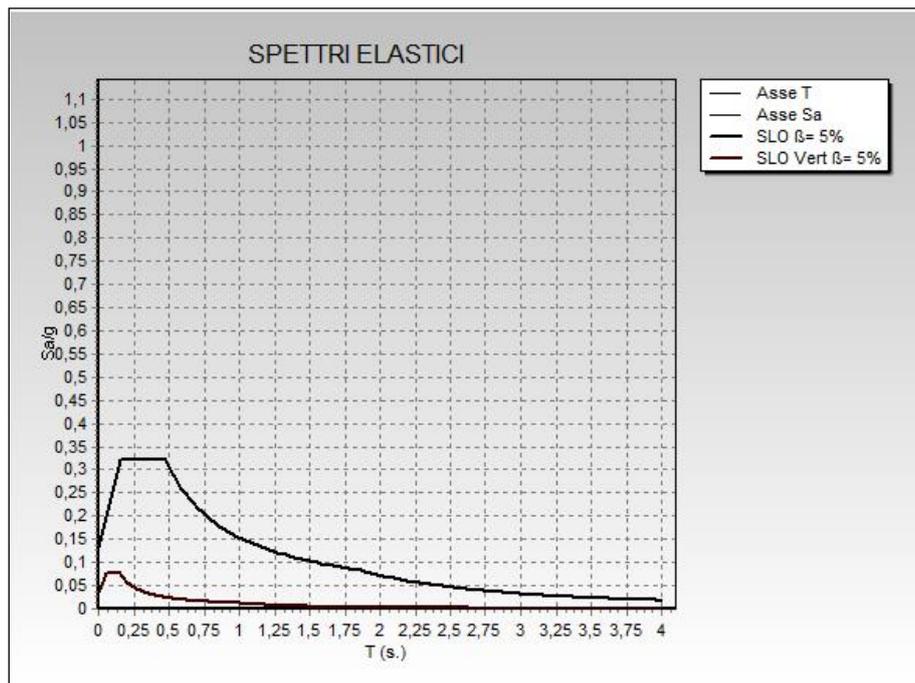


Figura 3-11: spettri di risposta per lo stato limite SLO (componente orizzontale e verticale)

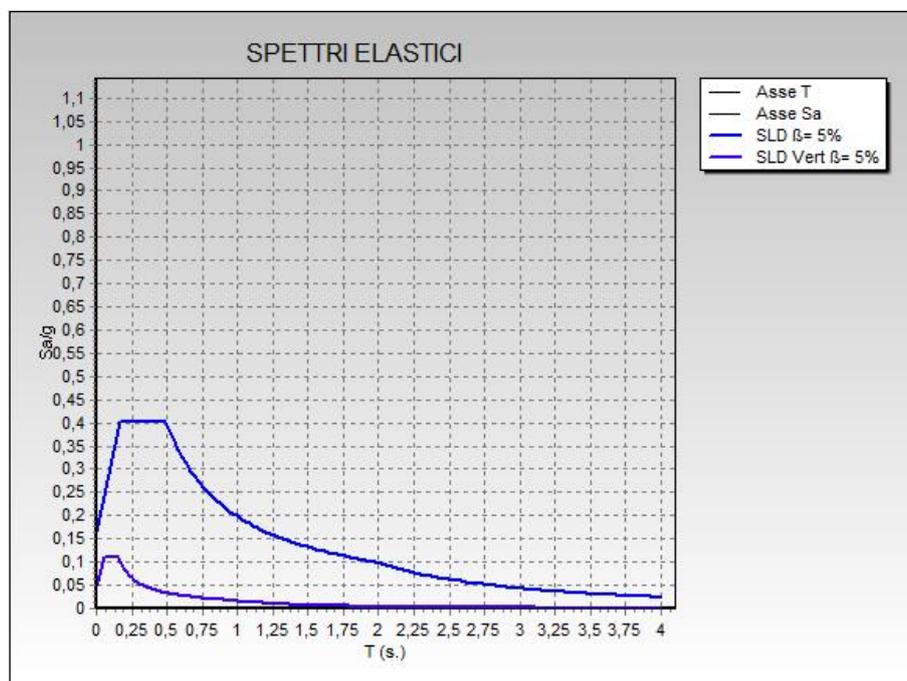


Figura 4-5: spettri di risposta per lo stato limite SLD (componente orizzontale e verticale)

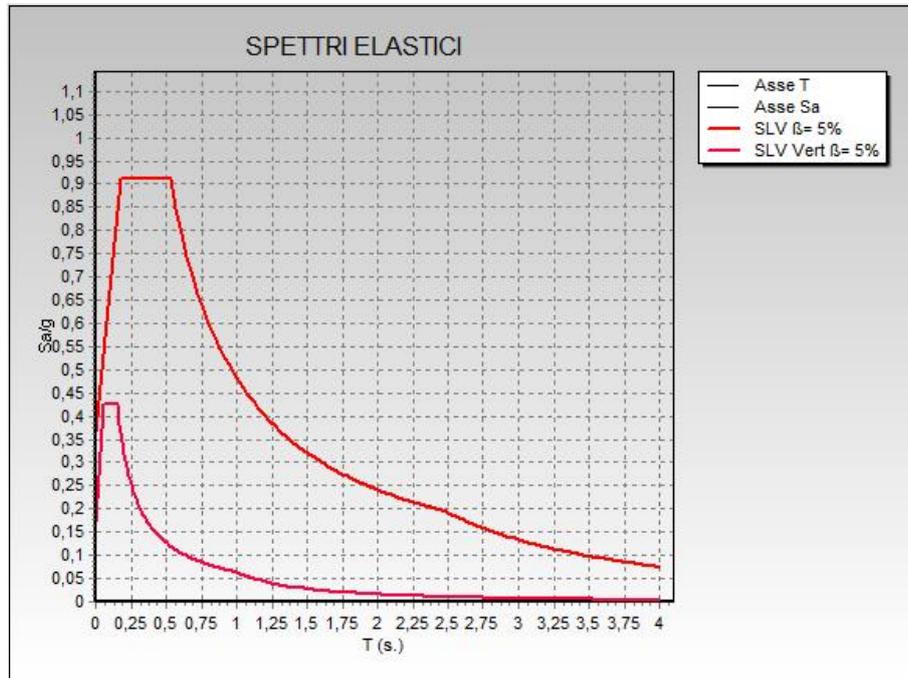


Figura 4-6: spettri di risposta per lo stato limite SLV (componente orizzontale e verticale)

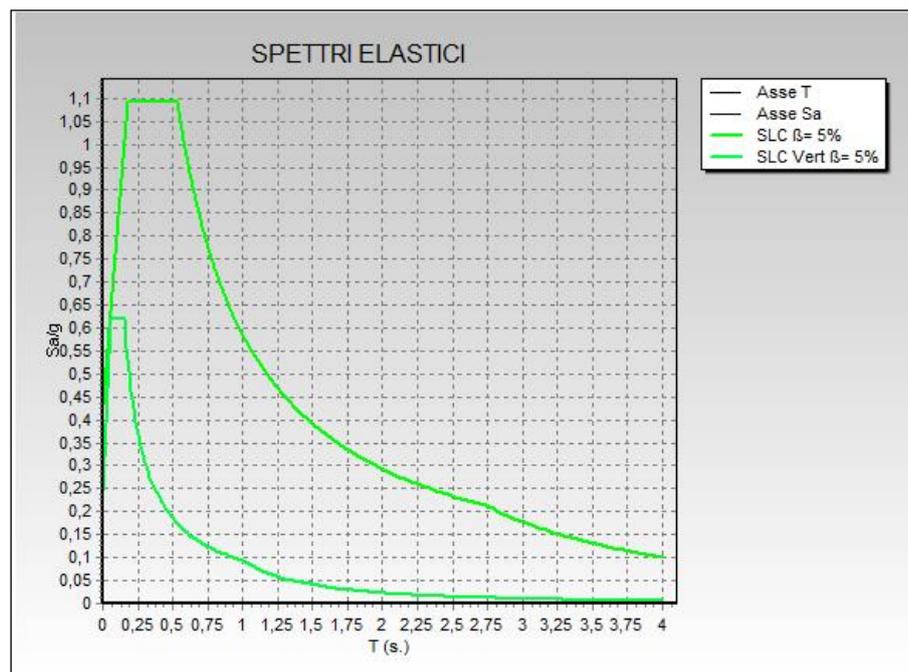


Figura 4-7: spettri di risposta per lo stato limite SLC (componente orizzontale e verticale)

Con i quali è possibile procedere con l'analisi dinamica della struttura, che consiste nella determinazione della matrice delle masse e delle rigidità, per poi ricavare i modi principali della struttura tramite l'analisi modale.

3.2.1.2. Caratteristiche geologiche e geotecniche del sito

L'area in esame ricade su sedimenti di origine marina plio-pleistocenici "Formazione di Mutignano" associazione pelitico-sabbiosa (FMTa); costituita da argille e, argille marnose grigio-azzurre, argille siltose avana sottilmente stratificate con rari livelli e strati sabbiosi ocra. Gli strati argillosi e sabbiosi hanno assunto nel tempo una inclinazione di 4-10° ed immersione Est. Il terreno di fondazione è composto sostanzialmente da tre orizzonti litologici di cui il primo, profondo ca. 0,6 mt, è composto essenzialmente da terreno vegetale, il secondo, profondo ca. 6,10 mt, è composto prevalentemente da limi più o meno sabbiosi, il terzo, indagato fino a ca -8,10 mt di profondità, è composto prevalentemente da limi argillosi alternati a livelletti sottilissimi sabbiosi. Per quanto concerne i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei vari orizzonti litologici abbiamo:

- ORIZZONTE A: materiale di riporto (non considerato)

peso di volume del terreno $\gamma = 1950 \text{ kg/m}^3$
coesione drenata (efficace) $c' k = 0 \text{ kg/cm}^3$
angolo di attrito interno $\phi' k = 30^\circ$
coesione non drenata (totale) $Cu k = 0,81 \text{ kg/cm}^3$
modulo edometrico $M = 78 \text{ kg/cm}^3$

- ORIZZONTE B: limi più o meno sabbiosi

peso di volume del terreno $\gamma = 1900 \text{ kg/m}^3$
coesione drenata (efficace) $c' k = 0 \text{ kg/cm}^3$
angolo di attrito interno $\phi' k = 30^\circ$
coesione non drenata (totale) $Cu k = 0 \text{ kg/cm}^3$
modulo edometrico $M = 66 \text{ kg/cm}^3$

- ORIZZONTE C: limi argillosi (non considerato)

peso di volume del terreno $\gamma = 2000 \text{ kg/m}^3$
coesione drenata (efficace) $c' k = 0 \text{ kg/cm}^3$
angolo di attrito interno $\phi' k = 34^\circ$
coesione non drenata (totale) $Cu k = 1,56 \text{ kg/cm}^3$
modulo edometrico $M = 162 \text{ kg/cm}^3$



Dal punto di vista della classificazione sismica dei suoli di fondazione è ipotizzabile l'adozione di un suolo di tipo "C". Il coefficiente topografico è stato assunto pari a "T2". La pendenza media del terreno è pari a ca. 4-10° in direzione est. Non è stata intercettata la falda. Dalla relazione geotecnica, effettuata su commissione del Comune di Pianella, emerge che le fondazioni risultano essere del tipo nastriforme con sezione 0,6 x 0,7 m con profondità di rinterro pari a 1,30 m. Ai fini delle analisi viene considerato solo lo strato B, in quanto il piano di posa della fondazione è a 1,30 m al di sotto il piano campagna.

4. IL MODELLO DELLA SCUOLA MATERNA DI PIANELLA (PE)

L'obiettivo finale è quello di conoscere il comportamento, a livello sismico, della struttura e di scegliere una tipologia di rinforzo che ne migliori la resistenza senza comprometterne altri fattori al di fuori del campo strutturale e regolamentati da altre normative altrettanto importanti. Per effettuare l'analisi strutturale complessiva si è scelto di modellare l'edificio allo stato attuale, in modo da poter valutare l'effetto del sisma in assenza ed in presenza degli interventi di rinforzo e/o di materiali innovativi che verranno studiati secondo il criterio dell'ottimizzazione. Nel seguente capitolo viene descritto l'iter effettuato per modellare l'edificio del caso studio sulla base dei carichi stimati nel capitolo precedente e le conseguenti valutazioni su comportamento del manufatto edilizio. La modellazione degli elementi in muratura portante è di fondamentale importanza per l'analisi strutturale mediante software di calcolo. Ovviamente tale modello è semplificato, in quanto risulta molto difficile cogliere il reale comportamento di edifici costruiti in tal modo, dato che si parla di un materiale fortemente disomogeneo rispetto al calcestruzzo armato. Il metodo agli elementi finiti FEM (Finite Element Method) è una tecnica numerica atta a cercare soluzioni approssimative a problematiche descritte da equazioni differenziali alle derivate parziali, riducendole ad un sistema di equazioni algebriche. Il metodo agli elementi finiti è una delle fasi fondamentali per definire il modello finale, passando da un modello fisico ad uno matematico filtrandone alcune variabili e considerandone solo alcune fondamentali. La difficoltà e la problematica nel lavoro di un ingegnere è quella di discretizzare la realtà di una struttura trascurando i contributi meno significativi e considerando quelli preponderanti per il modello. Questo perché non sempre un modello strutturale, seppur studiato dettagliatamente può portare a risultati più precisi e dettagliati in termini di sollecitazioni e deformazioni.

4.1. Schemi di modellazione strutturale della muratura

Esistono diversi modelli, denominati semplificati, che permettono di analizzare intere strutture con un onere computazionale ridotto, a prescindere dai loro fondamenti teorici. Restando in tema di strutture in muratura l'obiettivo è quello di comprendere il comportamento dei setti murari, ovvero 'macro-elementi', al fine di tracciare un comportamento globale dell'insieme strutturale. Sulla base di quanto detto fin ora distinguiamo due famiglie per la modellazione di edifici in muratura:

- *Modellazione F.E.M.*: col quale risulta la possibilità di modellare una struttura mediante una maglia di elementi di rilievo (i nodi) connessi da parti strutturali aventi dimensioni finite (gli elementi finiti). Secondo quanto descritto nel corso "Edifici esistenti in muratura e meccanismi locali di collasso" della S.T.S software house: "per ciascun elemento, la legge di variazione degli spostamenti dell'elemento è funzione dei soli spostamenti, detti gradi di libertà, dei nodi che esso connette con gli altri elementi adiacenti. Tutte le sollecitazioni e le tensioni sono perciò esprimibili, tramite le relazioni costitutive del materiale, in funzione degli spostamenti nodali, che rappresentano le uniche incognite del problema. L'analista definisce, inizialmente, in termini matematici, il comportamento meccanico del materiale, procede, quindi, alla suddivisione (discretizzazione) della

struttura continua reale in elementi finiti, mentre il programma di calcolo svolge l'intera trattazione matematica del problema". All'aumentare dei g.d.l., in campo elastico, i risultati potrebbero essere privi di significato e infine le normative tecniche non forniscono tutti i parametri necessari a definire il comportamento non lineare delle murature.

- *Modellazione a macro-elementi*: con la quale vengono definiti modelli di calcolo basati sul comportamento dei macro-elementi e partendo da questi arrivare alla valutazione della risposta globale della struttura, motivo per il quale tali metodi vengono chiamati 'semplificati'. Tra i metodi più impiegati per la modellazione si ricorda il 'metodo SAM'.

Metodo del telaio equivalente (SAM)

Il metodo SAM (Simplified Analysis of Masonry) è di formulazione bidimensionale e successivamente è stato esteso al caso tridimensionale. Esso serve a valutare la risposta globale dell'edificio, in cui il meccanismo resistente è governato dalla risposta nel piano delle pareti tralasciando eventuali meccanismi di collasso al di fuori del piano. Per comprendere il modello si fa riferimento ad una parete multipiano in muratura, soggetta a carichi gravitazionali costanti ed orizzontali crescenti in corrispondenza di ogni impalcato. Quando la geometria è abbastanza regolare si può discretizzare la parete in un telaio equivalente formato da maschi murari verticali e travi orizzontali, considerando il nodo rigido all'intersezione tra i due. Gli elementi telaio, usati per la modellazione dei maschi murari e delle travi in muratura, sono modellati come elementi 'beam' (deformabili assialmente ed a taglio), mentre per i nodi vige l'ipotesi di infinita rigidità e quindi si possono assumere opportuni 'offsets', o braccio rigido, alle estremità dei maschi e delle fasce di piano.

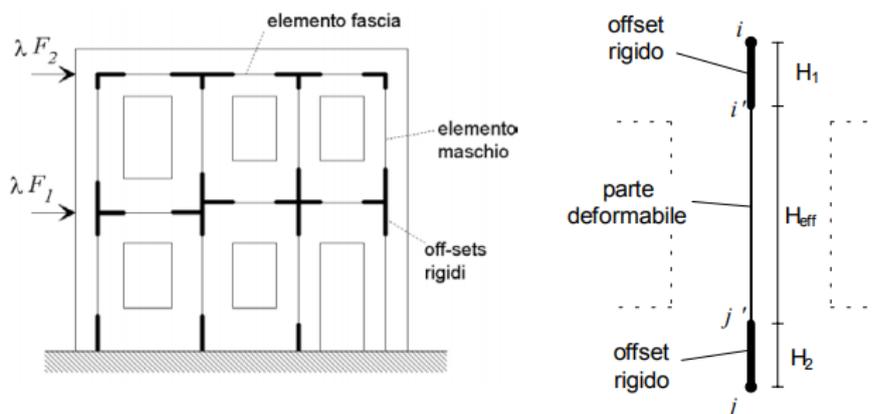


Figura 4-1: Schematizzazione a telaio equivalente di parete caricata nel piano (a sinistra), elemento maschio murario (a destra)
_fonte Magenes, costruzioni in zona sismica

Il maschio murario è costituito da una parte centrale deformabile con resistenza finita e da due estremità a rigidità infinita. L'altezza deformabile, detta anche altezza efficace, del maschio è individuata nel modello di Dolce (figura 4-2) e tiene conto della presenza di aperture e delle zone di discontinuità da esse generate.

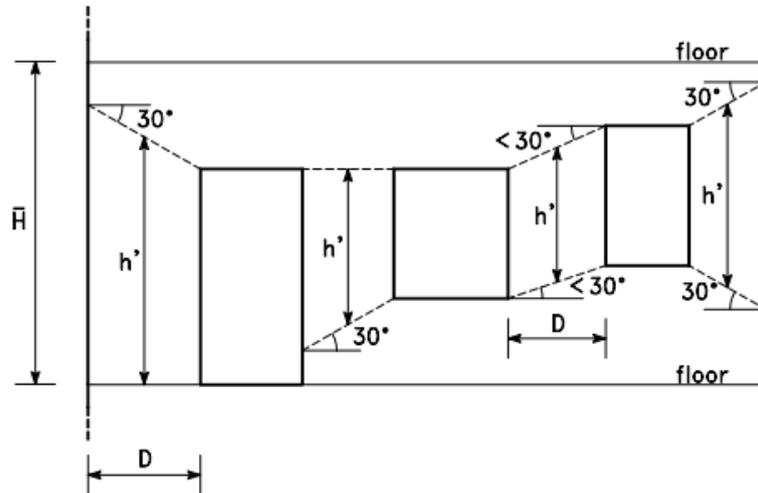


Figura 4-2: definizione dell'altezza efficace dei maschi murari _fonte Dolce, 1989

Il legame costitutivo considerato per l'elemento maschio murario è ipotizzato del tipo elastoplastico, caratterizzato da meccanismi di rottura quali rottura per pressoflessione o ribaltamento e rottura per taglio con fessurazione diagonale e taglio-scorrimento. Per quanto riguarda l'elemento fascia le ipotesi sono analoghe a quelle formulate per il maschio, ma il comportamento è del tipo fragile. I meccanismi di rottura caratteristici sono la rottura per pressoflessione e per taglio.

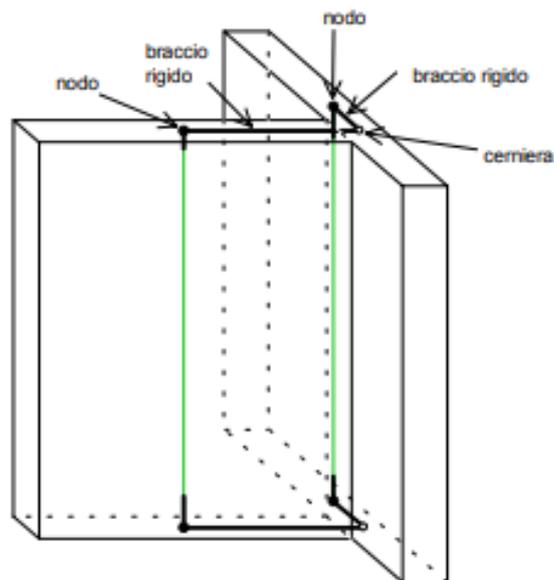


Figura 4-3: scomposizione di un muro composito in maschi elementari

Per quanto concerne il caso studio, ci si è affidati alla teoria del telaio equivalente SAM e la modellazione dell'edificio è stata effettuata mediante software di calcolo strutturale CDSWin della S.T.S., che implementa le teorie illustrate in precedenza. In particolare è stato impiegato il modulo CDSMa che permette la modellazione e successive analisi (lineari e non) delle strutture in muratura.



Figura 4-4: logo software di calcolo utilizzato (a destra) e software house (a sinistra) _fonte internet

4.2. Modello della scatola muraria in CDSMa

CDSMa è un modulo per la modellazione tridimensionale di strutture in muratura. Consente di definire la struttura semplicemente a partire dall'importazione dell'architettonico (semplificato di alcuni contenuti) in formato .dxf. In questa fase la scatola muraria viene descritta costruendo degli elementi per ogni 'quota', che rappresentano una porzione di muratura giacente su un unico piano compreso tra due orizzontamenti (figura 4-5). Una volta importati gli elaborati grafici in formato .dxf sono stati definiti i fili fissi e tracciati i setti murari su ogni impalcato. Successivamente sono stati assegnati i parametri di resistenza meccanica alle murature (sulla base delle indagini visive effettuate in situ, descritte nel §3.1.1, sono state definite due tipologie di muratura contenute nell'archivio del software: mattoni pieni e malta di calce denominata 'materiale 11' e mattoni semipieni e malta di calce denominata 'muratura 12', entrambe comprensive di coefficienti correttivi dovuti agli LC. Per approfondimenti sull'iter applicativo per la definizione dei parametri di resistenza della muratura del caso studio, sulla base delle NTC 18, si rimanda §3.1.2). Una volta definita la scatola muraria sono state inserite le aperture, sulla base delle misure disponibili dal rilievo dello stato di fatto (è importante che le aperture siano nella loro posizione corretta e che abbiano le dimensioni reali, in quanto si tratta di elementi di discontinuità molto importanti per una modellazione corretta). L'assegnazione dei vincoli è stata fatta in maniera automatica dal software, con possibilità di modifica anche successivamente alla generazione del modello. Inseriti tutti gli elementi, quali fondazioni (alle quali viene assegnata la tipologia di elemento 'elastico'), la piastra in c.a. (a quota 2) ed assegnati i carichi dei solai su ogni

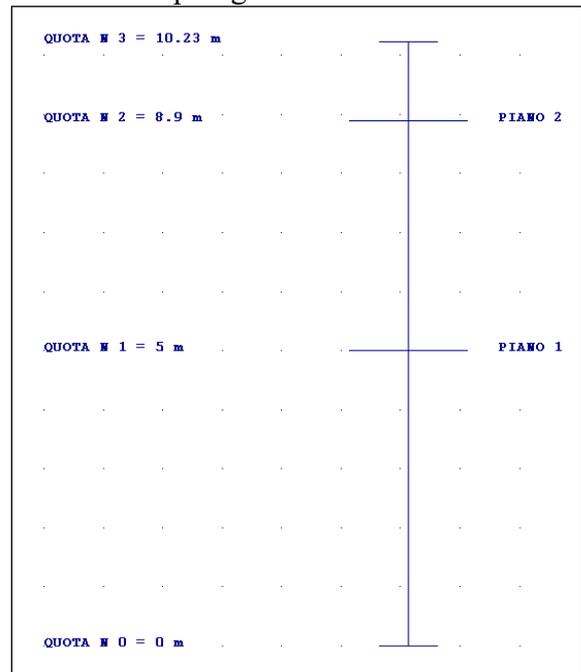


Figura 4-5: definizione delle quote (primo passo da effettuare per la modellazione)

impalcato, viene effettuata la generazione del modello 3D, attraverso il quale il software individua i vari telai costituiti dai maschi murari e le relative fasce di piano. Per quanto riguarda gli orizzontamenti è stata assegnata la tipologia di ‘piano sismico’ alle quote n° 1 e 2 (assume l’ipotesi di impalcato rigido nel proprio piano, definizione attribuita da normativa per i solai in laterocemento) ed di ‘interpiano’ alla quota n° 3 (intesa per le quote intermedie su cui si troverà solo qualche trave). CDSWin è aggiornato all’attuale normativa tecnica vigente e quindi la definizione dei rinforzi da attuare, negli interventi proposti nei successivi capitoli, avviene con l’applicazione dei coefficienti correttivi riportati nella tabella C8.5.II della Circolare 7/2019, e delle caratteristiche geometriche e meccaniche dei rinforzi progettati (figura 4-6). In questo modo il software applica il rinforzo, incrementando i parametri di resistenza meccanica del materiale di partenza e restituendo un materiale finale dotato di parametri di resistenza più elevati rispetto a quelli iniziali. Di seguito si riportano alcune viste del modello Ante-Operam rappresentante lo stato di fatto:

NASTRI METALLICI PRETESI	
Presenza NASTRI	NO
Caratteristiche Meccaniche	
Snervam Kg/cm ²	
Rottura Kg/cm ²	
Caratteristiche Geometriche	
Spessore mm	
Larghezza mm	
Interasse X m	
Interasse Y m	

Figura 4-6: finestra per l’inserimento dei parametri geometrici e meccanici riferiti al sistema CAM

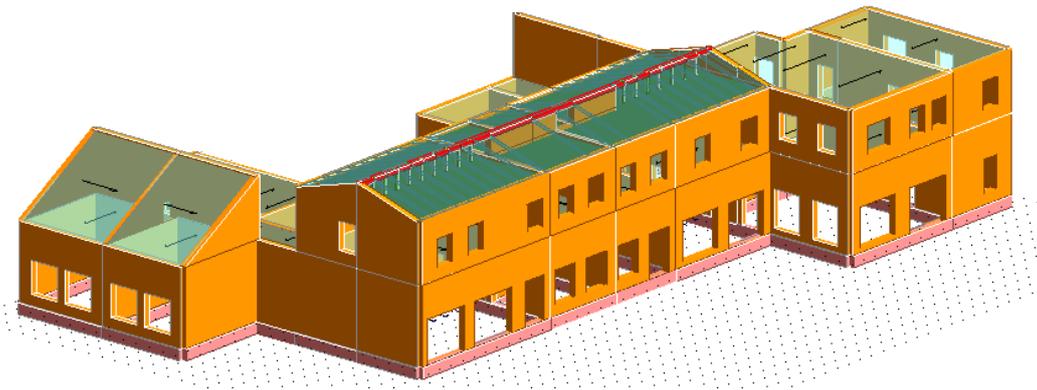


Figura 4-8: vista 1 modello scuola materna di Pianella

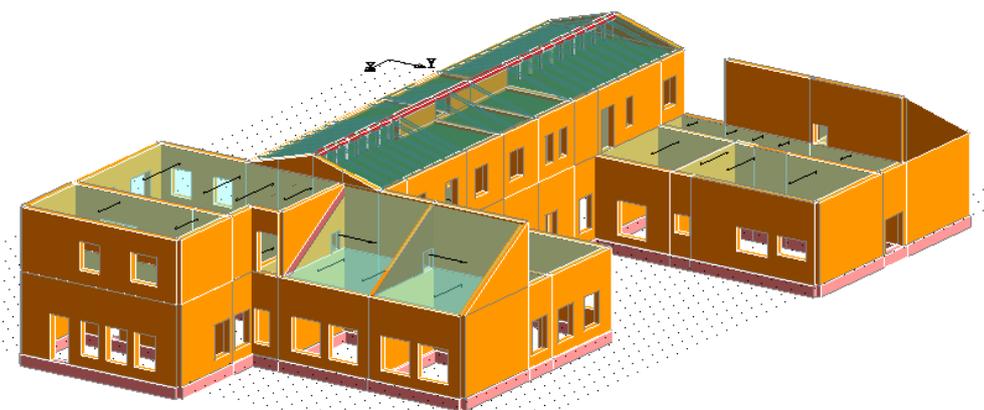


Figura 4-7: vista 2 modello scuola materna di Pianella

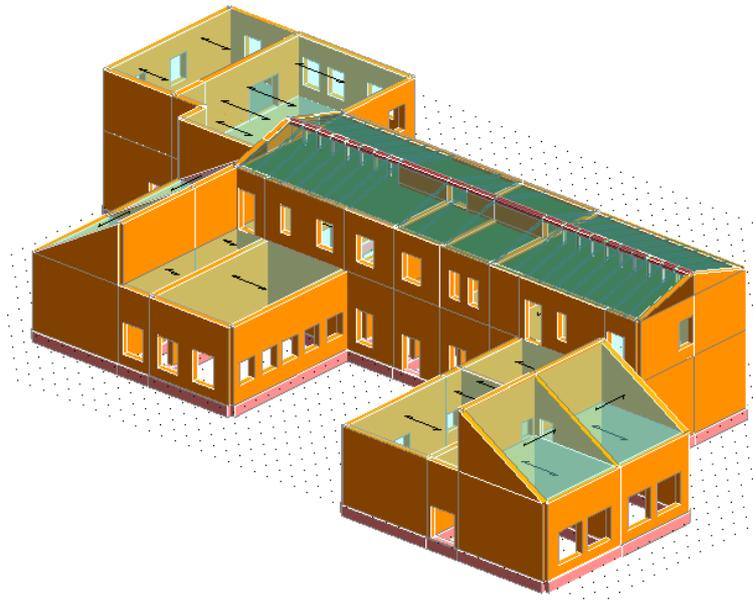


Figura 4-9: vista 3 modello scuola materna di Pianella

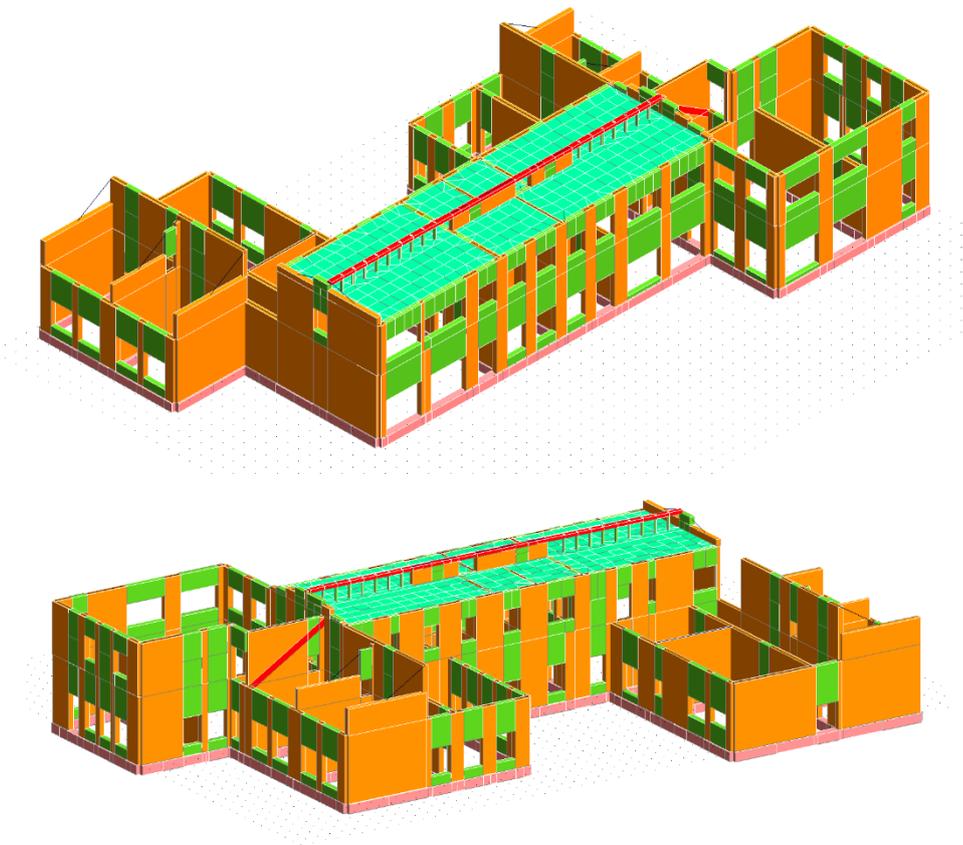


Figura 4-10: viste del modello 3D generato per le analisi

4.2.1. Analisi dinamica lineare ANTE - OPERAM

Si è eseguito un primo controllo sulla struttura effettuando un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta. La struttura non è regolare in pianta ed in altezza ed assegnando la tipologia di muratura ordinaria il software ha suggerito inizialmente un fattore di struttura $q = 1,90$ (per le analisi lineari $1,5 \leq q \leq 3$, dal §8.7.2.2.1 della Circolare 7/2019). Poiché i solai sono in laterocemento, si assume abbiano una certa rigidezza nel loro piano e circa l'80% degli elementi verticali resistenti sono continui su tutta l'altezza del fabbricato, si è cercato di non penalizzare troppo la struttura assegnando un valore del fattore di struttura un po' più alto $q = 2,36$ (in quanto partiamo da un LC1 e quindi $FC = 1,35$). Gli spettri di progetto usati per i calcoli sono i seguenti:

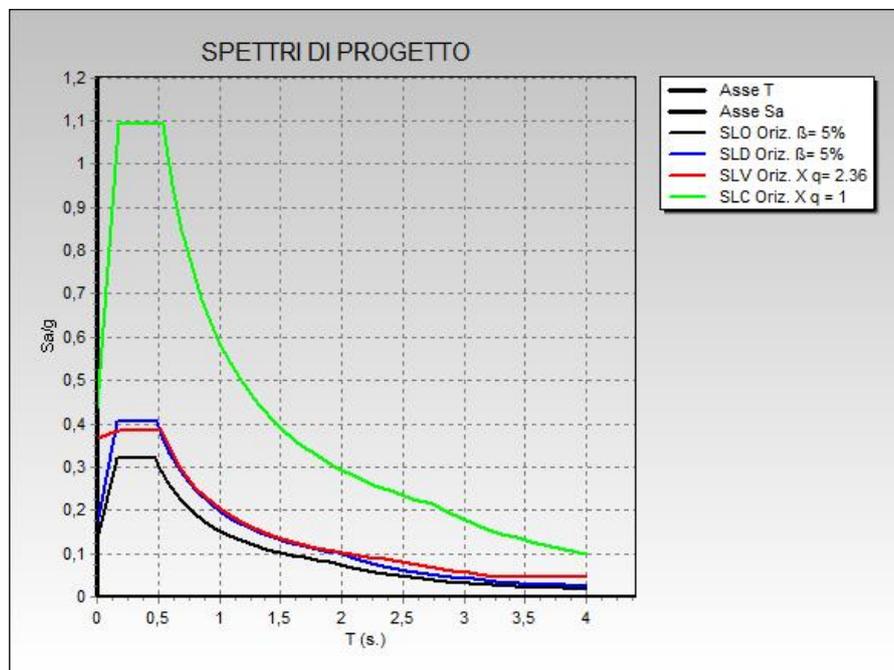


Figura 4-11: spettri di progetto

Tabella 11: output analisi dinamica lineare

C.D.S.

PULSAZIONI E MODI DI VIBRAZIONE

Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)	Sd/g SLO	Sd/g SLD	Sd/g SLV X	Sd/g SLV Y	Sd/g SLC X	Sd/g SLC Y	Piano N.ro	X (m)	Y (m)	Rot (rad)
1	17,496	0,35913	5,0	0,321	0,404	0,386	0,386	1,093	1,093	1	0,025357	-0,008377	0,000650
2	22,151	0,28365	5,0	0,321	0,404	0,386	0,386	1,093	1,093	2	0,046715	-0,015833	0,001242
3	28,489	0,22055	5,0	0,321	0,404	0,386	0,386	1,093	1,093	2	0,018241	-0,018013	0,000180
4	60,875	0,10321	5,0	0,254	0,316	0,377	0,377	0,814	0,814	1	0,030305	-0,032344	0,000304
5	65,447	0,09600	5,0	0,245	0,305	0,377	0,377	0,787	0,787	1	-0,013403	0,035490	-0,000955
6	88,173	0,07126	5,0	0,216	0,269	0,374	0,374	0,696	0,696	2	-0,026382	0,062890	-0,001697
										1	0,017080	0,005583	0,000480
										2	-0,020471	-0,006268	-0,000613
										1	-0,035821	0,035399	-0,000878
										2	0,047516	-0,050499	0,001262
										1	-0,002641	0,022411	-0,000694
										2	0,013486	-0,050181	0,001556

C.D.S.

BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE

IDENTIFICATORE		BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE							RIGIDENZE FLESSIONALI E TORSIONALI					
PIANO N.ro	QUOTA (m)	PESO (t)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	DX (m)	DY (m)	Ipianta (m)	Bpianta (m)	Rig.Flex (t/m)	Rig.Flev (t/m)	RigTors. (t*m)	r / ls
1	5,00	1229,87	30,36	25,98	25,99	29,96	-4,37	3,97	30,55	50,83	127402	117577	35470188	
2	8,83	521,85	30,79	23,08	25,07	29,66	-5,72	6,57	30,55	47,61	106601	67254	19253232	

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°									
Massa eccitata (t): 1751.72			Massa totale (t): 1751.72			Rapporto:1			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	19,831	68,78	393,26	22,45	1	79,66	106,80	2527,34	589,95
					2	71,98	89,41	2050,63	441,82
2	28,832	100,00	831,28	47,46	1	185,49	-171,59	688,60	
					2	135,05	-133,29	504,61	
3	20,717	71,85	429,18	24,50	1	112,09	63,81	-1951,87	
					2	53,40	44,31	-917,91	
4	2,374	8,23	5,64	0,32	1	5,07	22,21	268,17	
					2	-2,95	-11,76	-148,32	
5	6,349	22,02	40,31	2,30	1	38,22	-25,67	776,22	
					2	-23,05	14,52	-407,01	
6	7,215	25,02	52,06	2,97	1	51,04	4,44	-434,21	
					2	-31,58	-3,19	245,33	

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.

S I S M A D I R E Z I O N E : 90°									
Massa eccitata (t): 1751.72			Massa totale (t): 1751.72			Rapporto:1			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	25,659	93,57	658,39	37,59	1	103,08	138,19	3270,14	981,57
					2	93,13	115,69	2653,32	735,12
2	27,424	100,00	752,05	42,93	1	-176,43	163,21	-654,97	
					2	-128,45	126,78	-479,96	
3	13,535	49,35	183,19	10,46	1	73,23	41,69	-1275,19	
					2	34,88	28,95	-599,69	
4	11,667	42,54	136,13	7,77	1	24,94	109,15	1318,05	
					2	-14,49	-57,79	-728,98	
5	4,663	17,01	21,75	1,24	1	-28,08	18,86	-570,18	
					2	16,93	-10,67	298,97	

Si osserva come l'irregolarità strutturale, unitamente a una distribuzione poco uniforme delle masse, influenzi la distribuzione dei valori delle percentuali di masse partecipanti ai primi 3 modi di vibrare.

Si riportano inoltre le rappresentazioni grafiche delle deformate corrispondenti ai 3 modi di vibrare principali.

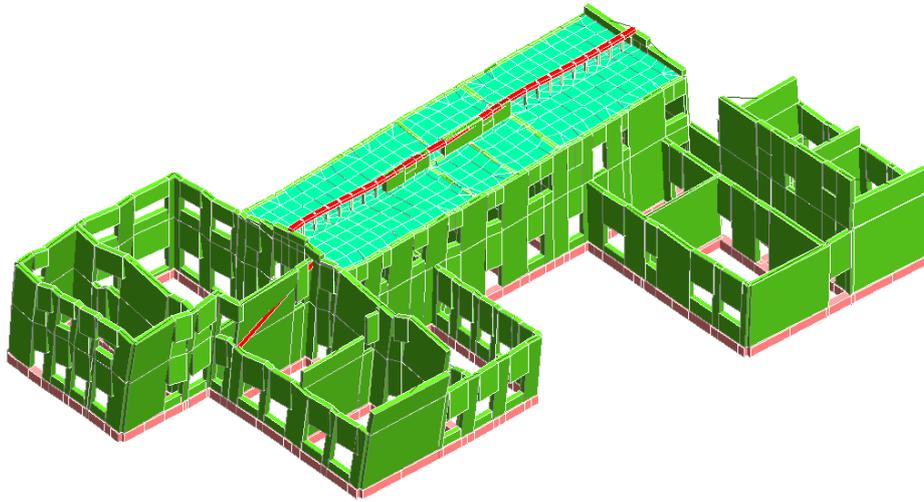


Figura 4-12: forma modale 1 ($T = 0,36 s$)

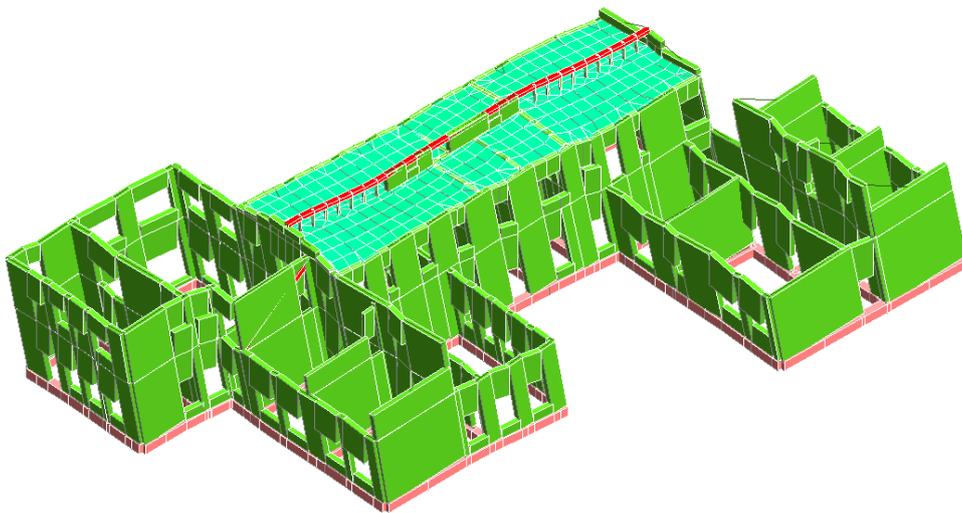


Figura 4-13: forma modale 2 ($T = 0,28 s$)

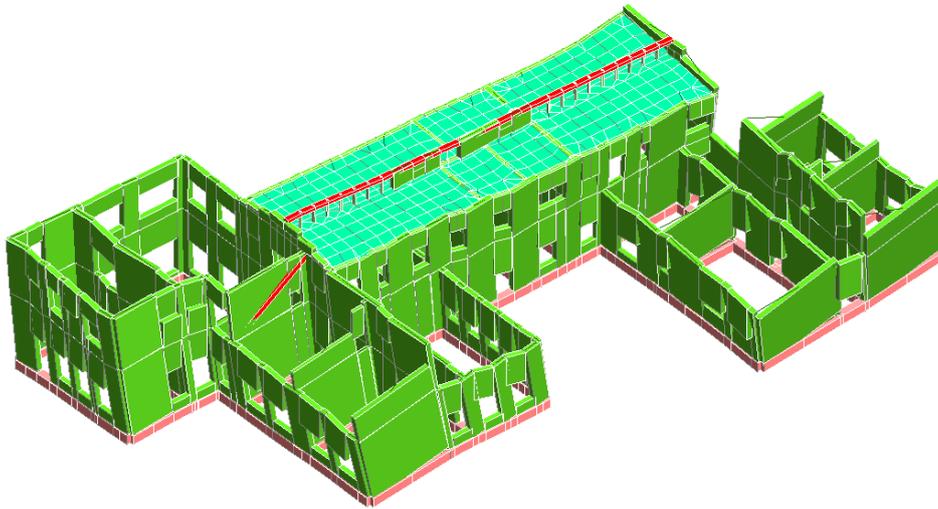


Figura 4-14: forma modale 3 ($T = 0,22$ s)

Il modulo CDSMa incorpora la funzione in cui vengono evidenziati gli elementi (maschi e fasce di piano) che non verificano, secondo un'apposita legenda che descrive se la verifica è soddisfatta o meno oppure indicandone altre informazioni inerenti.

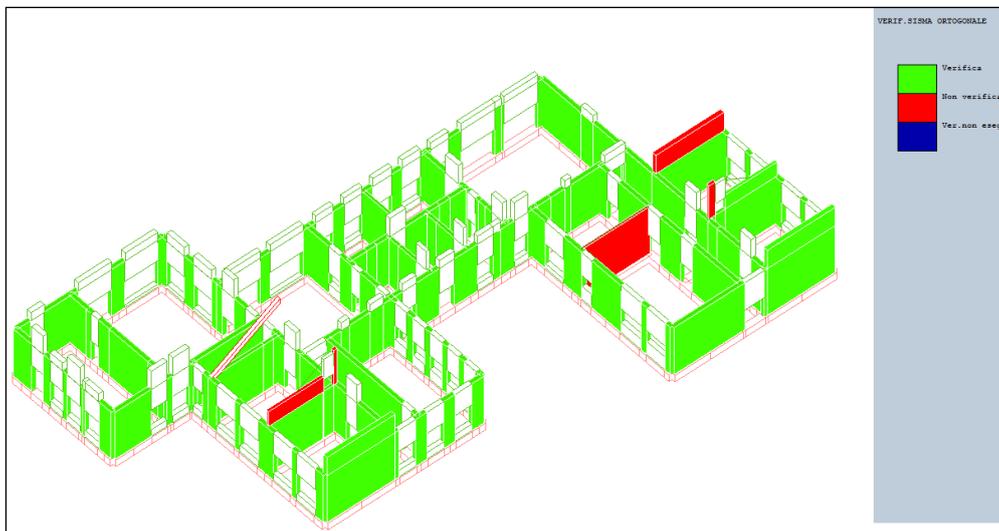


Figura 4-15: verifica a sisma ortogonale maschi murari

Nota: per verifica sisma ortogonale si intende la verifica a pressoflessione fuori dal piano

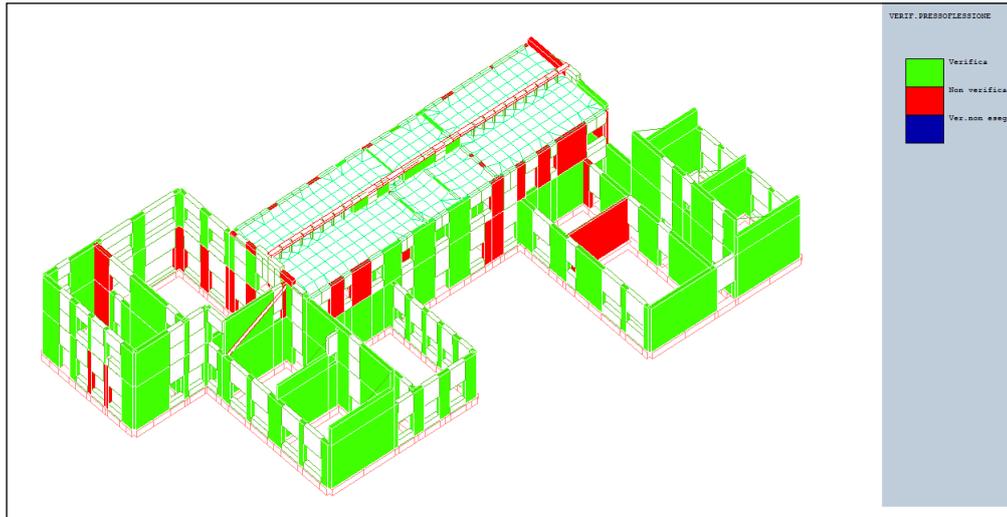


Figura 4-17: vista 1 verifica a pressoflessione dei maschi murari

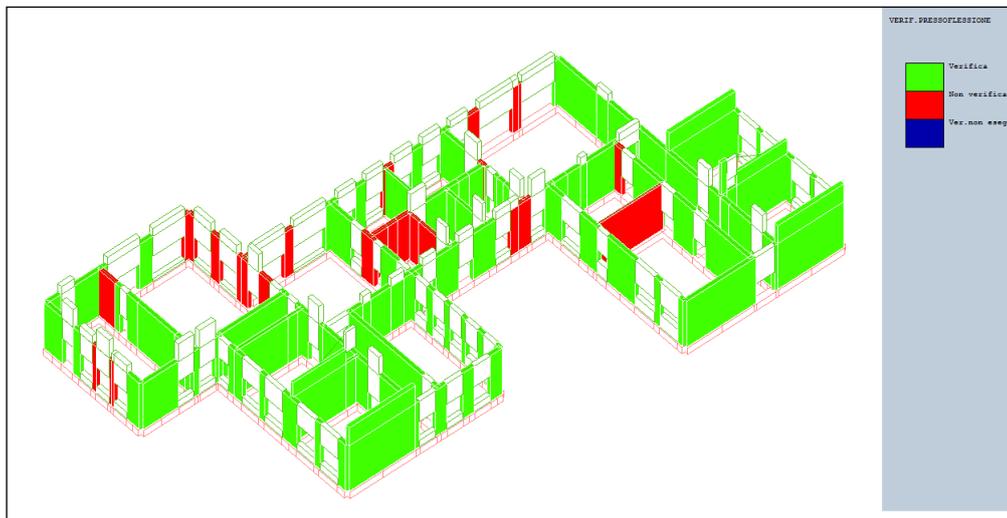


Figura 4-16: vista 2 verifica a pressoflessione dei maschi murari

La voce 'Non Verificati' evidenzia in colore diverso tutti gli elementi in muratura che non soddisfano una qualunque delle verifiche a cui sono stati sottoposti.

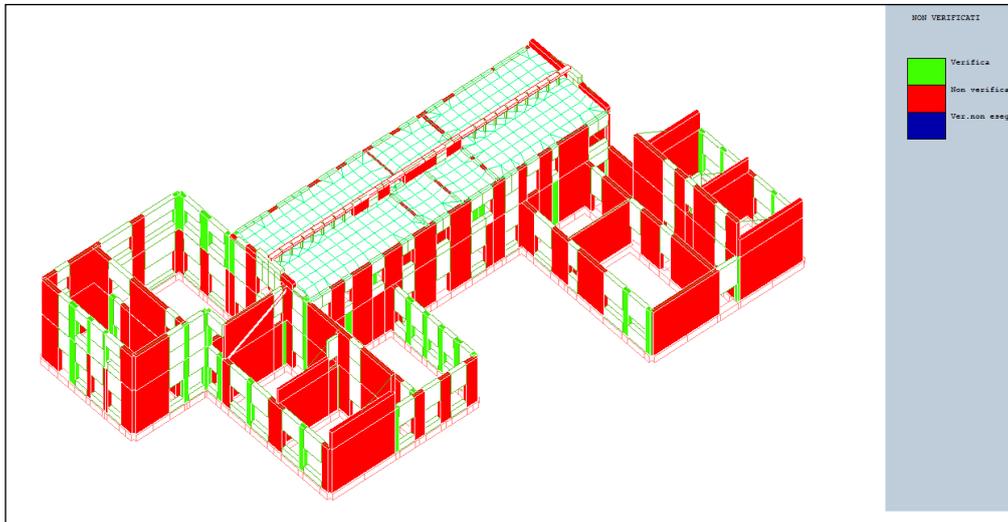


Figura 4-18: vista 1 maschi murari verificati e non

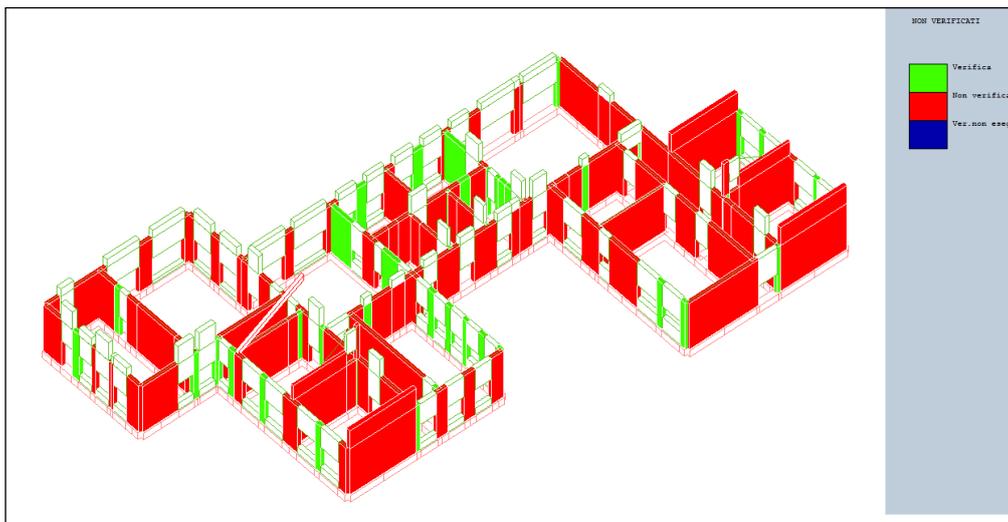


Figura 4-19: vista 2 maschi murari verificati e non

Si nota come risultano non verificati tutti i setti avente una sezione importante e che assorbono una buona parte dell'azione sismica, invece risultano verificati i maschi meno importanti o comunque aventi una sezione minore.

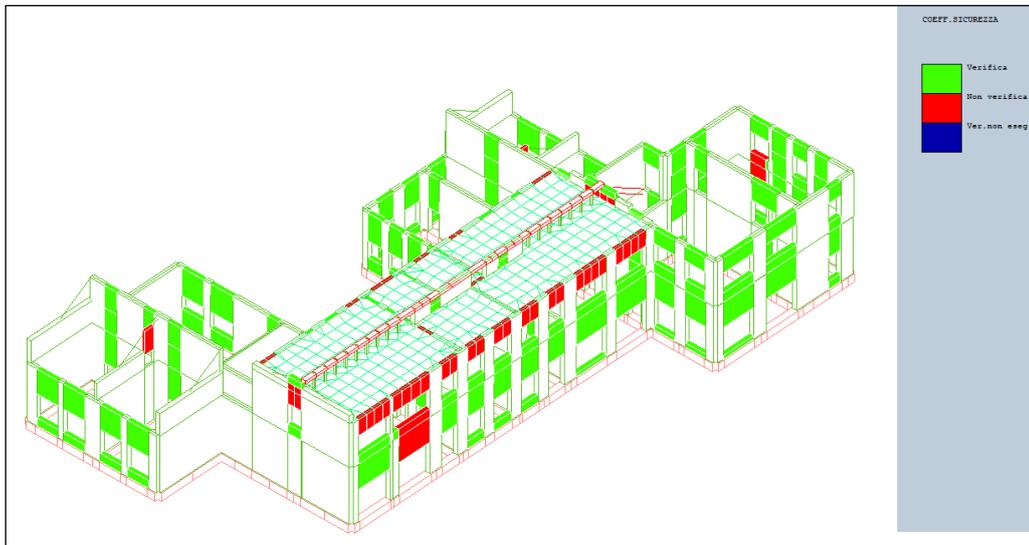


Figura 4-20: verifica delle travi di collegamento in muratura

Per quanto concerne le fasce di piano, buona parte degli elementi che non soddisfano le verifiche sono collocati in prossimità della quota d'impalcato n° 2 a contatto con la piastra in c.a.

4.2.2. Analisi Pushover ANTE – OPERAM

La curva di capacità è molto importante per l'analisi pushover di una struttura. In ascissa viene riportato lo spostamento orizzontale di un punto generico della struttura, chiamato punto di controllo; in ordinata invece è riportata l'accelerazione della struttura. Osservando le curve di seguito riportate si nota che il legame tra i carichi e spostamenti non è lineare e questo è dovuto al fatto che, man mano che vengono incrementati i carichi orizzontali esterni, gli elementi strutturali tendono a plasticizzarsi riducendo la loro rigidità con conseguente cambiamento dello schema statico della struttura. Secondo la recente norma, per gli edifici in muratura, si necessita di effettuare il calcolo considerando due profili di carico diversi (distribuzione proporzionale alle forze statiche e distribuzione proporzionale alle masse). Secondo quanto riportato nel §4.1.2 del "Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura" "in nessun caso, per edifici in muratura, la norma ci obbliga ad effettuare il calcolo considerando più modi di vibrare (analisi multi-modale) o analisi adattative. Profili di carico fissi conducono a risultati più approssimati rispetto a quelli adattativi e tali approssimazioni sono più accentuate per edifici alti ed irregolari". Come accennato nei capitoli iniziali della tesi, l'attuale normativa introduce una novità per la valutazione della sicurezza degli edifici esistenti (eseguita in rapporto a quella richiesta per le nuove costruzioni) e questa novità è rappresentata da due nuovi parametri che permettono di confrontare l'azione sopportabile da un edificio esistente e quella richiesta per il nuovo (ζ_E , $\zeta_{v,i}$). Segue la tabella 12 che raccoglie i dati di output dell'analisi pushover Ante-Operam effettuata:

Tabella 12: analisi pushover stato di fatto

N° Pushover	Direzione	Profilo di carico	Domanda [mm]	Capacità [mm]	PGA [g]	ζ_E SLV	Verifica SLV
1	(x+) +5%	Modo	36,0	18,6	0,108	0,54	NO
2	(x-) +5%	Modo	35,3	19,6	0,115	0,57	NO
3	(y+) +5%	Modo	36,1	3,0	0,05	0,27	NO
4	(y-) +5%	Modo	35,3	0,8	0,05	0,27	NO
5	(x+) +5%	Massa	40,1	21,3	0,109	0,54	NO
6	(x-) +5%	Massa	39,3	22,1	0,115	0,57	NO
7	(y+) +5%	Massa	40,6	4,0	0,054	0,27	NO
8	(y-) +5%	Massa	39,5	0,9	0,054	0,27	NO
9	(x+) -5%	Modo	35,2	14,7	0,091	0,45	NO
10	(x-) -5%	Modo	35,0	1,4	0,054	0,27	NO
11	(y+) -5%	Modo	38,7	16,4	0,09	0,45	NO
12	(y-) -5%	Modo	37,0	0,6	0,054	0,27	NO
13	(x+) -5%	Massa	39,0	21,2	0,112	0,56	NO
14	(x-) -5%	Massa	39,0	2,0	0,054	0,27	NO
15	(y+) -5%	Massa	41,9	26,5	0,126	0,63	NO
16	(y-) -5%	Massa	41,3	0,9	0,054	0,27	NO

Nessuna delle 16 analisi pushover risulta verificata. Di seguito sono riportate le curve di capacità, per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV, relative al sistema SDOF equivalente.

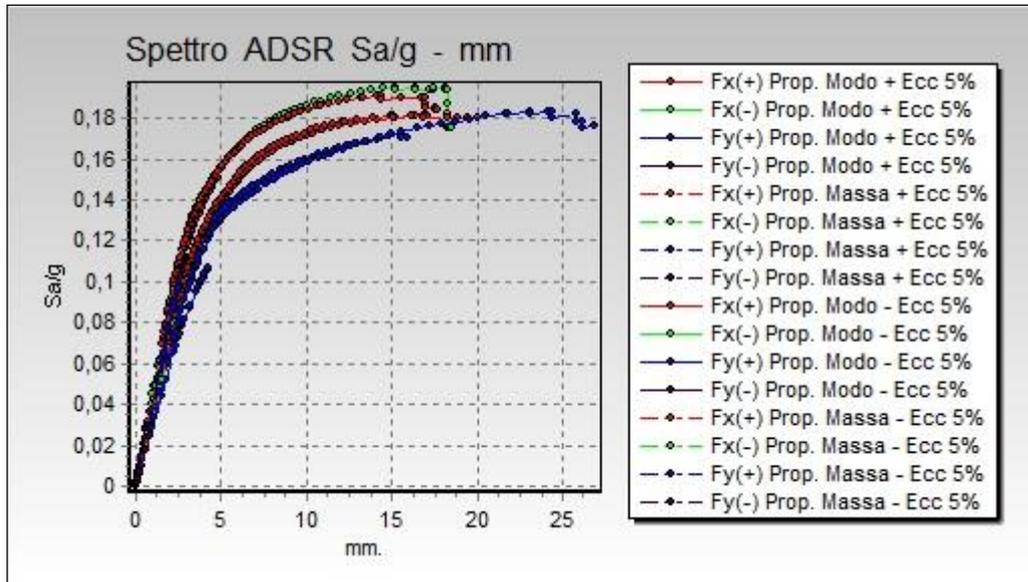


Figura 4-21: Curve di capacità SDOF restituite in output dell'analisi Ante-Operam

Considerando il caso più sfavorevole, verificatosi per la maggiore lungo la direzione Y (direzione 3 secondo sistema di riferimento di CDS), quindi il valore minore tra quelli restituiti: $\zeta_E = 0.27$.

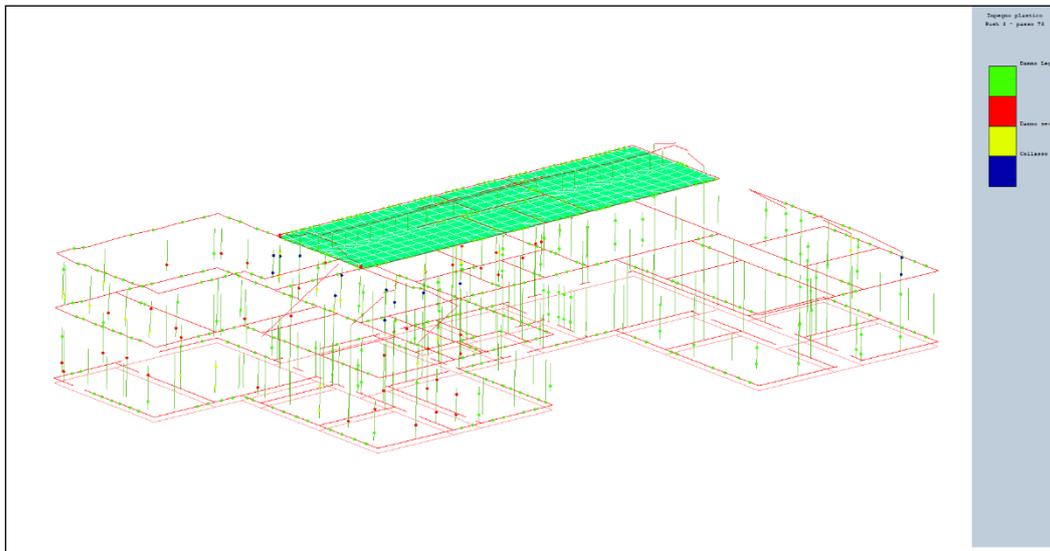


Figura 4-22: deformata pushover n°3 al passo 73



L'analisi Pushover non restituisce esiti positivi. Osservando le curve estrapolate dal software di calcolo si nota un comportamento strutturale globale fragile ed una netta differenza di capacità tra le due direzioni del sisma: per quanto concerne il comportamento fragile esso è dovuto al fatto che la struttura non è in grado di rispondere in termini di capacità (spostamenti massimi consentiti) in maniera adeguata alla domanda sismica dettata dai vari SL di interesse. La netta differenza tra le curve in direzione X e quelle in direzione Y è imputabile alle forti irregolarità che il fabbricato presenta sia in pianta che in alzato, con differente conformazione lungo le due direzioni dello stesso. Si può avere un riscontro di quanto appena detto osservando i valori di ζ_E (tabella 12), i quali non risultano sufficienti per assicurare una certa sicurezza della struttura a livello sismico. Sulla base delle considerazioni fatte, la scuola materna necessita della progettazione di interventi di rinforzo sulle murature atti a migliorare e/o raggiungere i livelli di sicurezza fissati dalle attuali norme tecniche.

5. TIPOLOGIE DI INTERVENTI DI RINFORZO SISMICO PER LE MURATURE

Generalmente un intervento di consolidamento antisismico consiste in una serie di operazioni che comporta alla struttura un incremento della resistenza meccanica (ottenibile migliorando le performance o inserendo nuovi elementi strutturali resistenti a supporto); diminuendo le sollecitazioni (ridistribuendo le forze orizzontali, riducendo le azioni agenti, o in casi particolari isolando la struttura). Qualsiasi intervento operato in edilizia, in questo caso particolare un consolidamento strutturale, deve garantire una certa qualità e per farlo è necessario il soddisfacimento di determinati requisiti quali: minimo intervento, durabilità, affidabilità, rimovibilità, compatibilità fisica, chimica e meccanica, rispetto della concezione strutturale d'origine. In generale, i possibili interventi operabili su un edificio vengono ricondotte ad una delle tre categorie citate dalla normativa (al fine di evitare ripetizioni, si rimanda al §1 della tesi per gli approfondimenti):

- Intervento di miglioramento;

- Intervento di adeguamento;

- Intervento locale.

Nei seguenti paragrafi sono illustrate alcune delle tecniche usate nella pratica per il consolidamento strutturale.

5.1. Rinforzi con materiali compositi

Prima di passare all'applicazione le diverse tipologie di materiali costituenti le nuove tecnologie nel campo dei rinforzi, è utile fare un breve excursus sui materiali di base che li compongono. I materiali compositi generalmente, sono costituiti da diverse fasi, in questo caso da matrice e fibre. La matrice è costituita da una fase continua omogenea, forma l'involucro del composito, garantendo la coesione del materiale stesso e assicurando la giusta dispersione delle fibre rinforzanti all'interno, al fine di evitare fenomeni quali la segregazione dei diversi elementi costituenti il composito stesso. Esistono matrici di vario genere, distinzione legata alla natura del materiale che permette di distinguere i materiali compositi in molte categorie. Se ne citano alcune tra le quali: PMC (Polymer-Matrix Composite), MMC (Metallic-Matrix Composite), CMC (Ceramic-Matrix Composite) ed i compositi carbonio-carbonio. I PMC sono compositi a matrice polimerica, tra i quali due grandi famiglie quali i polimeri termoplastici (Nylon e ABS) ed i

polimeri termoindurenti (Resine epossidiche). Sono quelle più usate in edilizia poiché garantiscono una bassa densità quindi un peso minore sul manufatto da rinforzare, però non hanno un buon comportamento alle alte temperature. Gli MMC sono formati da matrice metallica, di solito alluminio, titanio o alcune loro leghe. I CMC sono formati da matrice ceramica, generalmente carburo di silicio o allumina. Per quanto concerne i compositi carbonio-carbonio dal nome si comprende che sia la matrice che il rinforzo sono in carbonio. Come accennato i materiali compositi a matrice polimerica sono quelli più impiegati in edilizia e si possono utilizzare come matrici le resine epossidiche o fenoliche, eventualmente addittivate con altri polimeri che ne migliorano le caratteristiche meccaniche del materiale stesso mantenendo l'adesione tra matrice e rinforzo. Le resine (matrici di natura organica) sono le matrici più impiegate per la fabbricazione di compositi fibro-rinforzati. Tuttavia, date le buone prestazioni in presenza di elevate temperature, stanno aumentando gli impieghi di compositi ceramici (matrici di natura inorganica).

5.1.1. Resine e Fibre

Le Resine

Coerentemente con quanto asserito in precedenza, sono state individuate due macro-famiglie appartenenti alle matrici polimeriche: le resine termoplastiche e le resine termoindurenti.

- *Le resine Termoplastiche*: caratterizzate dalla possibilità di imprimere una nuova forma applicando un nuovo ciclo di riscaldamento, parliamo della reversibilità del processo di polimerizzazione. Tale processo non comporta alterazioni chimiche del materiale e/o alterazioni delle proprietà inerenti il prodotto finito. Nei Termoplastici la cristallizzazione avviene con difficoltà con conseguente alternanza di zone amorfe e zone cristalline del reticolo. In questo gruppo le resine più diffuse sono quelle acriliche, i policarbonati (buone proprietà meccaniche), i poliesteri, il polivinilacetato, il polifluoruro e i materiali poliolefinici (polietilene e polipropilene). Le resine termoplastiche hanno una temperatura di esercizio più alta, sono più tenaci e resistenti agli agenti atmosferici rispetto le resine termoindurenti. Per contro hanno che richiedono l'ausilio di apparecchiature di lavorazioni particolari, in quanto la viscosità elevata rende difficile l'impregnazione delle fibre.

- *Le resine Termoindurenti*: subiscono un processo di trasformazione irreversibile durante la fase di polimerizzazione, che le rende insolubili e infusibili (precisamente la temperatura di fusione è così alta che non ha modo di essere raggiunta in quanto la struttura si deteriora molto prima del raggiungimento). Poco viscoso allo stato fluido e quindi di facile applicazione nella fase di impregnazione delle fibre, sono caratterizzate inoltre da ottime proprietà adesive e buona resistenza agli agenti chimici. Come contro hanno un campo di temperature di esercizio limitato, dalla modesta tenacità a frattura che induce a un comportamento fragile e ad una sensibilità all'umidità in fase di applicazione. Nel settore dell'edilizia le resine epossidiche sono tra le termoindurenti le più utilizzate, caratterizzate dalla presenza di gruppi epossidici agli estremi del polimero prima della reticolazione. Non hanno limiti in termini di temperatura minima di utilizzo, mentre in condizioni particolari è necessario che la temperatura di esercizio non superi i 60° C, superata la quale si inizia ad avere un deterioramento e perdita delle caratteristiche meccaniche.

Le Fibre

Costituiscono il rinforzo all'interno di un materiale composito ed hanno il compito di esercitare la funzione resistente. Esistono due tipi di fibre: continue e discontinue. Queste vengono scelte in base alla finalità ed alla prestazione attesa dal prodotto finito, nel primo caso la disposizione è allineata a formare dei nastri, dei tessuti, o delle lamine; nel secondo caso le fibre sono corte e sono disposte casualmente creando una trama multidirezionale distribuita che migliora la duttilità, la resistenza a trazione, il modulo elastico, la durabilità, il ritiro e la resistenza all'abrasione e al fuoco del composito a discapito della lavorabilità del materiale (problema risolvibile aggiungendo degli additivi fluidificanti). In termini di materiali le fibre maggiormente diffuse sono le fibre di carbonio, vetro e aramidiche, molto versatili nelle applicazioni conferendo ottime caratteristiche di rigidità e resistenza. Sono costituite da fili molto sottili difficilmente manipolabili singolarmente per questo sono classificate in base alle diverse forme che le vengono conferite.

- *Fibre di Carbonio*: ottenute mediante lavorazione ad alta temperatura di polimeri precursori. Il poliacrilonitrile (PAN) è quello più usato nel campo dell'edilizia, è ottenuto alla fine di tre passaggi fondamentali quali stabilizzazione, carbonizzazione e grafitizzazione delle fibre. La resistenza specifica delle fibre di carbonio è pari a circa 40 volte quella del comune acciaio per barre d'armatura, questo parametro è quello che maggiormente spinge al suo impiego in edilizia prediligendo fibre ad alto modulo ed alta resistenza. Presentano un comportamento anisotropo, variabile lungo le diverse direzioni, a causa della struttura cristallina della grafite che è di tipo esagonale. Le fibre di carbonio è la prediletta quando si parla di alte prestazioni, il loro comportamento a rottura è di tipo fragile. Pur avendo maggiori tensioni di rottura, le fibre di carbonio sono meno sensibili ai fenomeni di fatica e di creep (scorrimento viscoso), rispetto alle fibre di vetro ed aramide.

- *Fibre di Vetro*: ottenute mediante fusione di vari ossidi (calcio, silicio, magnesio, alluminio e boro) a 1500°C e successivo raffreddamento veloce a 1200 °C. Si ottengono dei filamenti che vengono raggruppati formando una treccia o fibra, costituita generalmente da 204 fili aventi diametro medio di circa 10 µm e ricoperti da un legante. E' possibile ottenere parametri meccanici differenti variando le proporzioni dei materiali primi impiegati; le fibre di vetro hanno un modulo elastico minore di quello delle fibre di carbonio ed aramide, hanno modesta resistenza all'abrasione e resistenza a fatica. Se non preventivamente trattate, le fibre di vetro sono vulnerabili all'azione degli alcali presenti nel calcestruzzo, in particolare K^+ e Na^+ , che reagendo generano un prodotto di silicati alcalini idrati portando al degrado le fibre stesse e quindi riducendo le performance meccaniche. La soluzione sta nell'aumentare l'adesione tra fibre e matrice durante la fase di posa quindi è necessario sottoporre a trattamenti di ensimaggio, che consiste nell'oliatura della mista e serve ad aumentare il coefficiente di attrito interfibroso.

- *Fibra di Aramide*: di natura organica e caratterizzate da parametri meccanici alti che comportano elevate performance del materiale. Il termine aramide indica le poliammidi aromatiche, macromolecole con legame ammidico CO-NH. Le aramidiche hanno un modulo elastico maggiore di quello delle fibre di vetro e pari circa ad 1/3 di quelle di carbonio come anche la loro resistenza a trazione risulta superiore a quella del vetro ma inferiore a quella del carbonio, per tale motivo nel rinforzo delle opere del cemento armato il loro impiego non è competitivo. Il vantaggio di questo tipo di fibre consiste nella rottura che avviene con la formazione di microfibrille, fenomeno che consente una grande

dissipazione di energia di frattura conferendo una maggiore resistenza all'impatto. Tra le fibre aramidiche più utilizzate c'è il Kevlar e in questo gruppo si prediligono, per la loro diffusione d'impiego, il Kevlar 29, il Kevlar 39 ed il Kevlar 149 (in sequenza: ad alta tenacità, ad alto modulo elastico e ad altissimo modulo di elasticità).

5.1.1.1. Confronto tra le diverse tipologie e i meccanismi di crisi dei componenti

Riassumendo quanto descritto fin ora si mettono a confronto le diverse tipologie di fibre descritte fin ora, valutandole secondo la rigidezza, la resistenza ed i costi (tabella 13).

Tabella 13: confronto delle fibre per rinforzo secondo alcuni parametri _fonte Tesi di Alvaro Vincenzo

FIBRE	RIGIDEZZA	RESISTENZA	COSTO	NOTE
VETRO	👎	👍	👍👍	*Bassa resistenza a fatica
ARAMIDICHE	👋	👍	👎	*Leggero; *Ottima resistenza a gli urti.
CARBONIO	👍	👍	👎	*Modulo elastico più alto
PBO	👍	👍👍	👎👎	*Leggero; *Ottima resistenza a gli urti.

Tabella 7 - Confronto prestazioni-costo per le tre fibre in esame: 👍 = buono, 👎 = intermedio, 👋 = pessimo.

Dal confronto si evince che le fibre di carbonio sono le più rigide ma in termini di costo le fibre di vetro risultano essere le più vantaggiose.

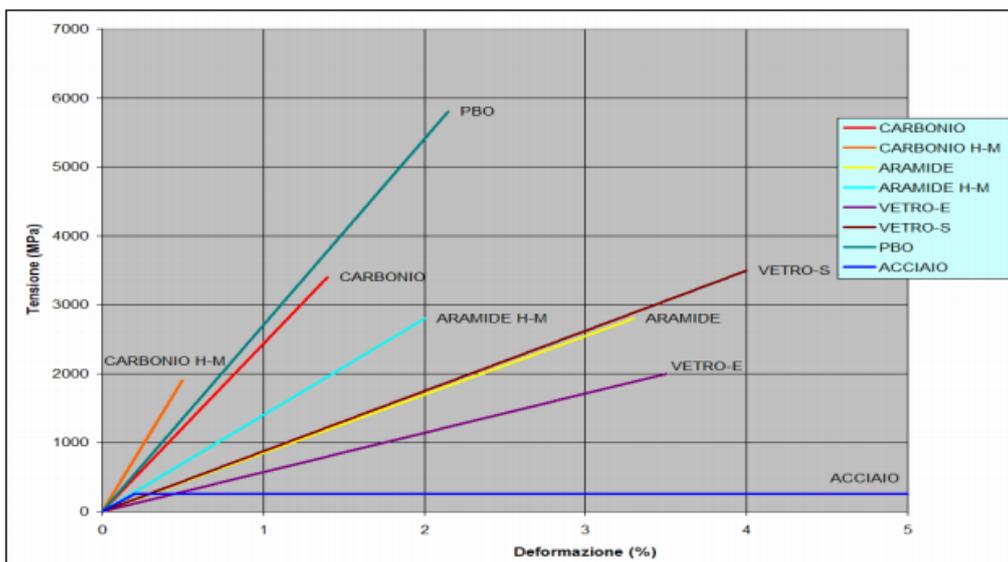


Figura 5-1: legami costitutivi delle alcune tipologie di fibre _fonte Tesi di Alvaro Vincenzo

Dalle curve riportate in figura 6-1 si riescono a distinguere i tipi di comportamento, partendo da quello fragile caratterizzato da piccoli spostamenti a quello duttile in cui si registrano spostamenti maggiori. Le fibre di carbonio sono una buon mix delle principali caratteristiche elencate precedentemente ma non hanno una buona capacità di allungamento, il Kevlar 49 invece è meno performante rispetto alla fibra di carbonio ma presenta un elevato allungamento. Le fibre di vetro sono quelle meno performanti tra le 3 ma essendo le più economiche risultano essere le più impiegate ma per quanto concerne il caso studio e quindi il caso di strutture in muratura le fibre aramidiche sono le più adatte ad essere impiegate, dove non si necessita di elevato modulo elastico del rinforzo in quanto risulterebbe sfavorevole. Il *comportamento meccanico* dei materiali compositi, l'anisotropia e la disomogeneità del materiale rendono questo comportamento ed i meccanismi di crisi non semplici da studiare. Verranno elencati e discussi brevemente i principali meccanismi di crisi che si manifestano nei compositi, quali la trazione parallela alle fibre, il taglio nel piano, la trazione non parallela alle fibre e la compressione.

- *Trazione parallela alle fibre*: la presenza di difetti unitamente a valori di tensioni anche inferiori a quelle di crisi possono dar inizio alla crisi manifestando la rottura delle singole fibre nella loro sezione più debole e per effetto della resina, che trasmette lo sforzo alle fibre adiacenti, le fibre rotte rimangono attive per quasi la lunghezza invariando in questo modo le proprietà del materiale nel suo complesso. Quando un fenomeno si propaga in maniera instabile può dar luogo alla crisi e questa può propagarsi in due modi principali (in direzione trasversale e/o in direzione longitudinale), ma anche in entrambe le direzioni in successione. Prima che si raggiunga il collasso non si ha scostamento della linearità del legame tensione-deformazione e questo porta al manifestarsi della crisi in modo improvviso (fig. 6-2).

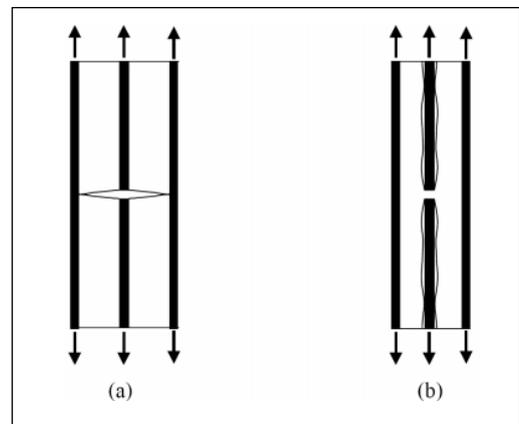


Figura 5-2: (a) propagazione trasversale; (b) propagazione longitudinale _fonte tesi di Vincenzo Alvaro

- *Taglio nel piano*: in questo caso la crisi avviene per raggiungimento della tensione tangenziale ultima della matrice (fig. 6-3).

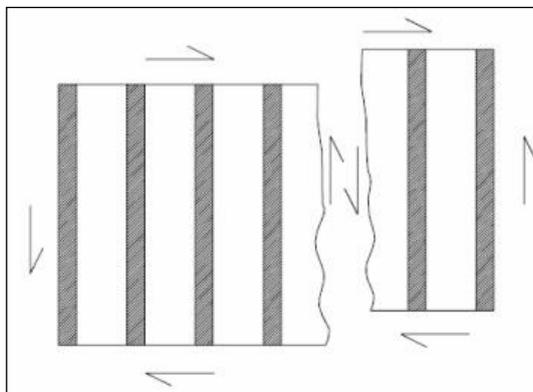


Figura 5-3: crisi per taglio nel piano _fonte tesi di Vincenzo Alvaro

- *Trazione non parallela alle fibre*: in questa tipologia di crisi la rottura avviene in modo differente in funzione dell'angolo θ ($0^\circ < \theta < 90^\circ$) del carico applicato, considerando il comportamento a trazione di una lamina unidirezionale.
- *Compressione*: sottoponendo materiali compositi unidirezionali a sforzi di compressione nella direzione delle fibre la crisi può verificarsi per due motivi principali quali la compressione longitudinale con distacco tra fibra e matrice (Fig. 6-4-a) e per fenomeni di instabilità delle fibre (Fig. 6-4-b e c).

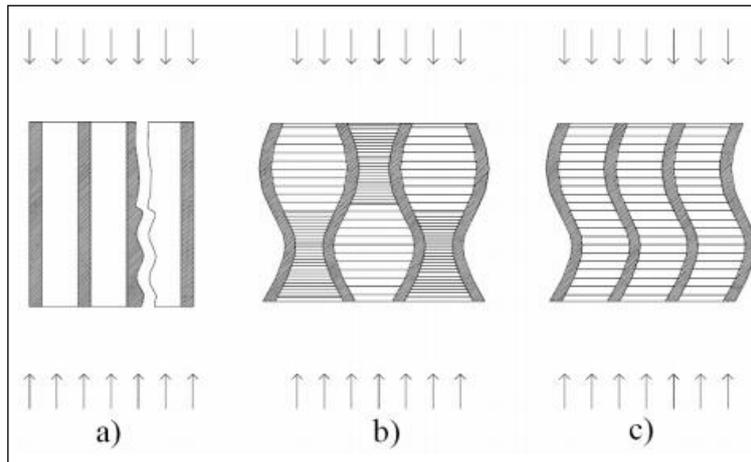


Figura 5-4: Meccanismi di crisi di un composito unidirezionale per compressione parallela alle fibre _fonte tesi di Vincenzo Alvaro

Nella direzione ortogonale alle fibre la crisi avviene per compressione della matrice con la formazione di superfici di scorrimento. Abbiamo analizzato separatamente i meccanismi di crisi separando i fenomeni lungo le due direzioni, in realtà tutte queste tipologie di rottura interagiscono tra loro e le crisi sono più complesse nelle loro manifestazioni.



5.1.2. Intonaco Armato

Questa tecnica di consolidamento consiste nell'applicare due strati di intonaco in calcestrutto, avente spessore variabile (dai 3 ai 5 cm), sulle due facce della muratura. All'interno sono armate con rete in fibra sintetica (di vetro, carbonio o aramidica) e connesse trasversalmente alla muratura mediante connettori trasversali. Consente di migliorare le caratteristiche meccaniche dei maschi murari (incrementando la resistenza e la rigidezza). Affinchè risulti efficace, è indispensabile che il rinforzo sia applicato su entrambe le facce della parete e che siano connesse trasversalmente, al fine di evitare scorrimenti. Secondo i risultati di prove sperimentali è dimostrato che il rinforzo con una sola lastra, su un solo lato del paramento, non restituisce gli effetti attesi. Si elencano di seguito alcuni vantaggi apportati dall'uso: incremento resistenza del maschio murario, nel piano che fuori piano; facilità di messa in opera; non altera lo stato tensionale della muratura; intervento economico. Per quanto concerne gli svantaggi, se ne elencano alcuni: utilizzo limitato (non è applicabile su muri perimetrali di edifici sottoposti a vincolo storico e/o architettonico); aumento della rigidezza del maschio murario (un uso spropositato può comportare una possibile alterazione della distribuzione dei carichi sismici); altera l'isolamento termico e la traspirabilità della muratura. La messa in opera viene eseguita attraverso le seguenti fasi:

- Rimozione dell'intonaco dalla superficie muraria e pulizia dei giunti;
- Realizzazione dei fori trasversali per realizzare le connessioni;
- Posizionamento della rete in fibra sintetica (fibra di vetro, carbonio o aramidica) su entrambe le facce;
- Inserimento dei connettori trasversali e successivo riempimento dei fori con resina;
- Stesura dell'intonaco.

Seguono alcune immagini a scopo illustrativo (figure 6-5 e 6-6).



RETE IN GFRP - Maglia 66x66 mm

FBMESH66X66T96AR

La rete in GFRP **FBMESH66X66T96AR** è un componente del **Sistema RI-STRUTTURA (CRM) - Tecnica dell'intonaco armato C.R.M.** (Composite Reinforced Mortar), qualificato con **ETA-19/0004**, secondo specifico EAD, emesso il 28.02.2019⁽¹⁾.

DESCRIZIONE

FBMESH66X66T96AR Rete preformata in GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) prodotta da Fibre Net con tecnologia Textursion™, maglia 66x66 mm, con barre costituite da fibre di vetro lunghe alcalino-resistenti impregnate con resina termoindurente di tipo epossidico-vinilestere. Nella formazione della rete le fibre nelle due direzioni sono intrecciate ortogonalmente in modo da creare una maglia monolitica.



Figura 5-5: scheda tecnica rete in fibra di vetro _fonte FibreNet



RETE IN CFRP - Maglia 66x66 mm

FBMESH66X66AM

Componente del **Sistema H-PLANET - Tecnica dell'intonaco armato C.R.M.** (Composite Reinforced Mortar), qualificato con **Benestare Tecnico Sloveno STS-17/0013**, emesso il 20.12.2017⁽¹⁾.

DESCRIZIONE

FBMESH66X66AM Rete preformata in CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) prodotta da Fibre Net con tecnologia Textursion™, maglia 66x66 mm, con barre costituite da fibre di carbonio lunghe impregnate con resina termoindurente di tipo poliestere-bisfenolica. Nella formazione della rete le fibre nelle due direzioni sono intrecciate ortogonalmente in modo da creare una maglia monolitica.



Figura 5-6: scheda tecnica rete in fibra di carbonio _fonte FibreNet

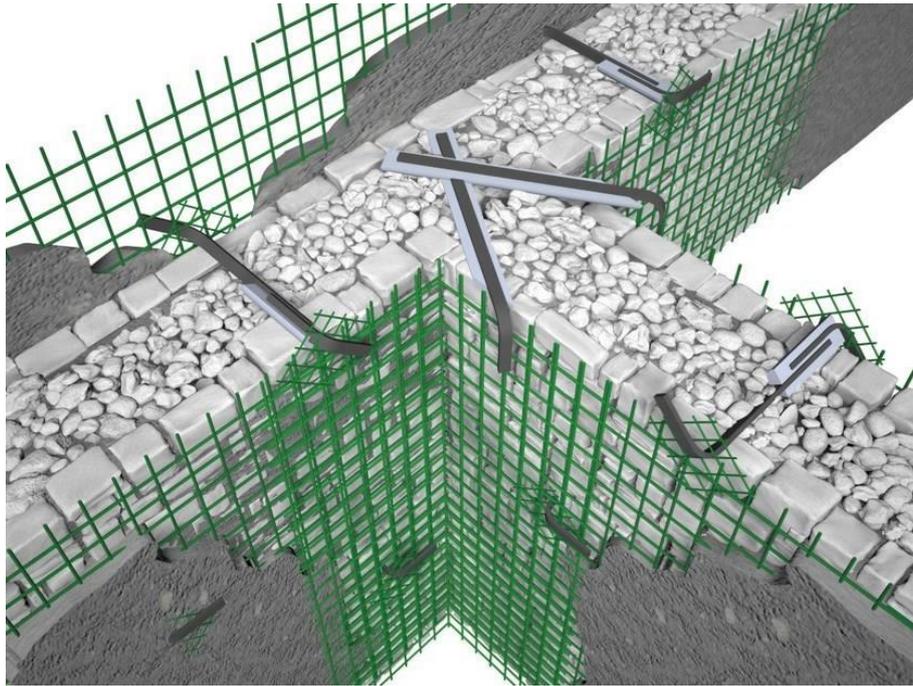


Figura 5-8: schema di rinforzo mediante intonaco armato con rete in fibra di vetro (GFRP) _
fonte sito FIBRENET



Figura 5-7: miglioramento sismico di un palazzo de l'Aquila mediante applicazione di
intonaco armato con rete in GFRP _fonte sito web FibreNet

5.2. Rinforzo con sistema di Cucitura armata Attiva delle Murature (CAM)

Il sistema CAM è realizzato con nastri in acciaio inox, di spessore 0.75-1 mm e larghezza di 18-20 mm, le cui caratteristiche di resistenza a snervamento e a rottura sono pari a 250-300 e 600-700 MPa rispettivamente, con allungamento a rottura pari a più del 40%. I nastri vengono utilizzati per cucire la muratura attraverso due fori a distanza normalmente compresa tra i 100 e i 200 cm, richiudendo la singola fascetta ad anello mediante una macchina capace di imprimere una pretensione regolabile al nastro, e dunque una precompressione nella muratura, sia trasversale che complanare alla parete trattata. Il sistema comprende anche piastre di dimensioni circa 125x125 mm anch'esse in acciaio inox, dotate di fori conformati ad imbuto, disposte all'imboccatura del foro. Tali piastre svolgono una funzione di distribuzione delle forze di contatto del nastro, altrimenti concentrate nella muratura intorno al foro stesso, e di assorbimento delle tensioni di trazione prodotte nella muratura intorno al foro da due avvolgimenti contigui. Il sistema è infine completato da angolari, ancora in acciaio inox, per gli avvolgimenti dei nastri in corrispondenza delle aperture o delle zone terminali delle pareti (angoli, incroci a L e a T). Il sistema di nastri di acciaio inox può essere posto in opera secondo maglie quadrate, rettangolari o triangolari, anche irregolari, con la massima flessibilità, così da realizzare un'imbracatura continua di tutta la parete, sia in orizzontale che in verticale. La messa in opera dei nastri di acciaio può essere, eventualmente, completata con l'iniezione della muratura attraverso i fori praticati per il passaggio dei nastri stessi, iniezione che, grazie all'inossidabilità dell'acciaio, può essere effettuata anche con miscele leganti non cementizie. Si ottiene in tal modo un rafforzamento della muratura nella zona circostante il foro, che migliora la funzione di presidio rispetto allo sfaldamento dei paramenti nelle zone limitrofe più lontane dalla zona di applicazione della precompressione.

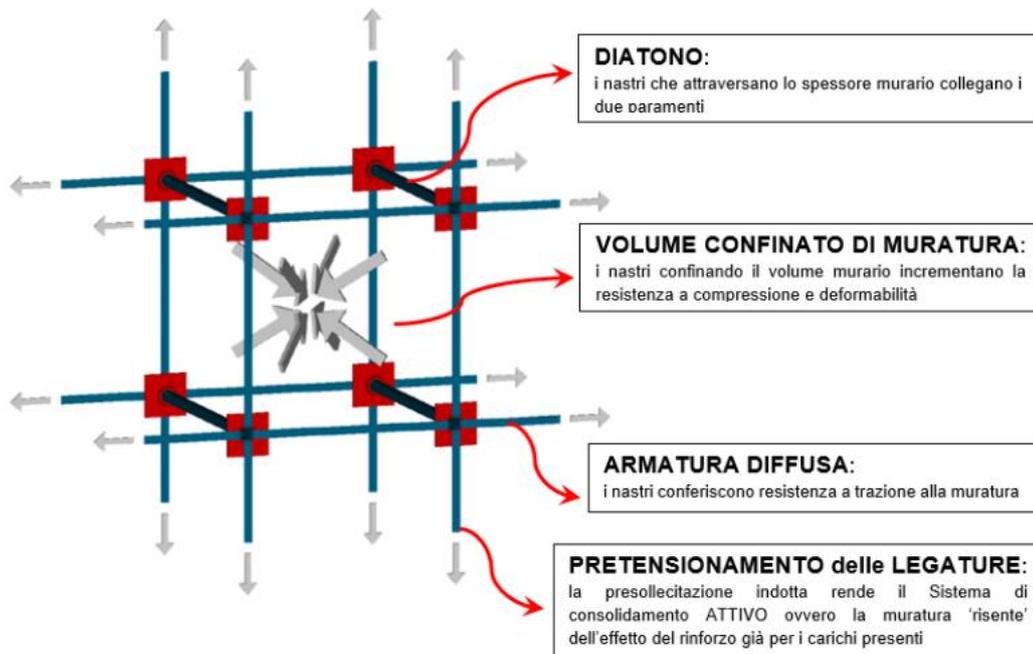


Figura 5-9: il reticolo tridimensionale del Sistema CAM_fonte *Dynamic Interaction of soil and structure*



I vantaggi conseguibili con il sistema CAM sono i seguenti:

- I nastri di acciaio inox svolgono un ruolo attivo, imprimendo alla muratura un benefico stato di precompressione, sia nel piano della parete, orizzontalmente e verticalmente, sia in direzione trasversale, collegando efficacemente i paramenti dell'apparecchio murario; questo stato di precompressione ritarda la formazione di lesioni e fessure e rende le armature immediatamente attive e capaci di impedire o limitare significativamente la formazione di grandi lesioni e di sconessioni.
- La resistenza delle armature viene sfruttata integralmente, non essendo il loro coinvolgimento legato all'aderenza tra la muratura e l'intonaco cementizio, ma, al contrario, ad un collegamento meccanico totalmente controllabile.
- La tecnologia è poco invasiva (la rimozione dei nastri richiede solo l'asportazione dell'intonaco (non più cementizio).
- L'acciaio inox garantisce la totale affidabilità nel tempo del sistema.
- L'efficacia delle legature trasversali, garantita dai collegamenti meccanici e dalla pretensione dei nastri di acciaio, permette di ridurre il loro numero, e conseguentemente il numero di perforazioni da effettuare sulla muratura, riducendo l'invasività dell'intervento.
- Il collegamento tra avvolgimenti adiacenti è assicurato meccanicamente in maniera totalmente controllabile ed affidabile.
- I collegamenti in verticale tra le pareti di piani successivi sono facili da realizzare (anche senza la demolizione del solaio, è sufficiente praticare fori di diametro di circa 30mm in adiacenza alla parete) e sicuri nel risultato; si realizza così un sensibile miglioramento delle caratteristiche di resistenza a flessione sia nel piano dei maschi murari che nel piano ortogonale.
- Il piccolo spessore dei nastri inox permette l'adozione di intonaci tradizionali, negli spessori usuali, così da non alterare i pesi strutturali.
- Il sistema di cucitura risolve automaticamente anche il problema delle connessioni, spesso carenti, tra pareti ortogonali.
- La conservazione degli intonaci tradizionali elimina le problematiche create dall'uso degli intonaci cementizi, indispensabili nelle applicazioni delle reti elettrosaldate.
- L'utilizzazione dell'acciaio inox garantisce una buona duttilità d'insieme, chiamando in causa le riserve di sicurezza nelle condizioni limite di lavoro della struttura.

Nel caso studio questa tipologia di rinforzo è stata applicata nell'ipotesi di intervento di II livello al fine di raggiungere l'adeguamento sismico (è un metodo molto performante ma altrettanto costoso ed invasivo).



Figura 5-11: lavori di miglioramento sismico della Scuola Materna di Pianella, applicazione sistema CAM per rinforzo murario _fonte Studio Ing. Di Cesare



Figura 5-10: lavori di miglioramento sismico della Scuola Materna di Pianella, applicazione sistema CAM per rinforzo murario _fonte Studio Ing. Di Cesare



Figura 5-12: lavori di miglioramento sismico della Scuola Materna di Pianella, bobina nastro in acciaio inox _fonte Studio Ing. Di Cesare

5.3. Rinforzo con inserimento di nuovi setti in muratura e chiusura di alcune aperture

Secondo quanto dichiarato nel §8.8 del “Metodi di Calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura” in alcuni edifici la massa muraria resistente al sisma può risultare carente, per cui si potrebbe intervenire realizzando nuovi setti in muratura portante (ordinaria o armata).

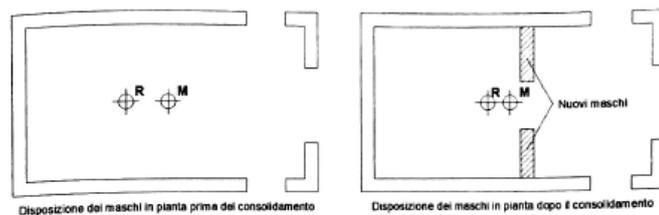


Figura 5-13: esempio di rinforzo con pareti di nuova costruzione ed effetto sui baricentri dovuto all’inserimento di un nuovo muro _fonte ‘Metodi di calcolo...in muratura’

Questo tipo di intervento va ad influenzare la distribuzione delle masse e delle rigidità e quindi è opportuno progettare l’intervento tenendo conto delle eccentricità e cercare di ridurle o quantomeno evitare incrementi (consente anche di ridistribuire più uniformemente i carichi verticali). L’inserimento di nuovi setti consente di migliorare la resistenza del fabbricato nella direzione carente e se opportunamente progettati, tenendo conto della distanza tra centro di massa e di rigidità, di ridurre l’eccentricità tra i due ed il suo effetto. Un buon grado di ammorsamento tra gli elementi di nuova costruzione e quelli esistenti può essere ottenuto tramite la tecnica del cuci-scuci (vedi capitolo successivo) o con delle perforazioni armate, mediante le quali si realizza un comportamento omogeneo della parete migliorandone la rigidità e la resistenza. In tal caso non è necessario differenziare il materiale utilizzato per chiudere le discontinuità con quello della muratura esistente circostante in quanto, secondo la tecnica del cuci-scuci, i due materiali devono avere quanto più possibile le stesse caratteristiche. In aggiunta a quanto detto fin ora è utile considerare un’altra caratteristica geometrica: in corrispondenza degli spigoli d’angolo tra due pareti perimetrali, su entrambe le pareti, è consigliato mantenere zone di muratura di lunghezza non inferiore al massimo tra 1 m ed $h/3$ (si intende con h l’altezza d’interpiano) e tale lunghezza comprende anche lo spessore del muro trasversale (fig.5-14).

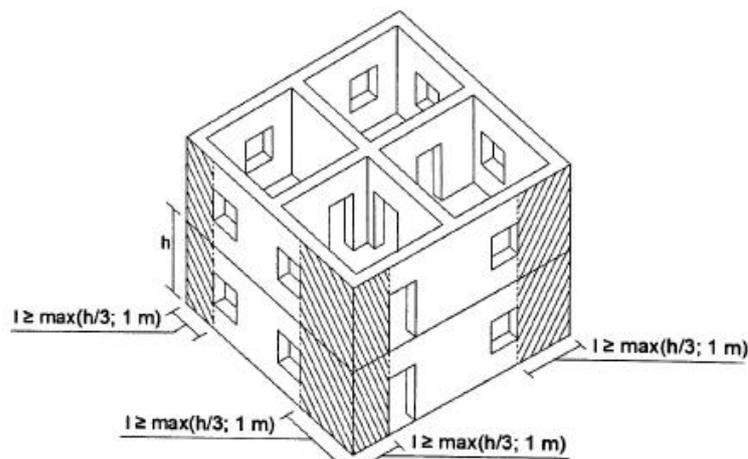


Figura 5-14: lunghezza minima di muratura agli incroci tra le pareti di muratura ordinaria



Questa strategia di intervento è stata messa in atto per avanzare l'intervento di "I livello" e conseguire un miglioramento sismico, inserendo nuovi setti in muratura portante all'interno e chiudendo alcune aperture, al fine di proporre un consolidamento a costo limitato e raggiungere un certo margine di miglioramento.

5.3.1. Ammorsature Cuci-Scuci

Secondo quanto riportato nel §8.7 del "Metodi di calcolo[...] per edifici in muratura", "la tecnica consiste nella sostituzione di limitate zone di muratura degradata o lesionata con una nuova tessitura muraria con elementi sani. I nuovi elementi devono avere, quanto più possibile, caratteristiche simili a quelle della muratura esistente in termini di forma, di dimensioni e di caratteristiche meccaniche. La malta da utilizzare deve essere a ritiro nullo per evitare distacchi tra parti nuove ed esistenti. La pratica può essere utilizzata sia per eliminare lesioni nei pressi delle intersezioni tra muri ortogonali, ripristinando la connessione tra le pareti, sia per eliminare lesioni di maschi o fasce di piano. Si applica generalmente a muratura di buona qualità, non presenta vantaggi significativi quando si applica su murature scadenti". "La tecnica di esecuzione avviene attraverso le seguenti fasi:

- Preparazione della parete;

- Puntellamento della parete di struttura interessata;

- Rimozione della muratura degradata (scucitura);

- Pulitura delle parti interessate;

- Ricostruzione della parete asportata (cucitura);

- Rimozione della puntellatura e messa in carico".

A pagina seguente sono riportate delle immagini rappresentative dell'intervento (figura 5-15 e 16).



Figura 5-15: lavori di miglioramento sismico della Scuola Materna di Pianella, chiusura porzioni murarie mediante tecnica del cuci-scuci _fonte Studio Ing. Di Cesare



Figura 5-16: lavori di miglioramento sismico della Scuola Materna di Pianella, puntellamento della parte interessata dalla scucitura _fonte Studio Ing. Di Cesare

5.3.2. Ristilatura dei giunti

Nel capitolo 8.12 del testo citato in precedenza è data la seguente definizione, “la tecnica consiste nel sostituire parte della malta degradata esistente con una di nuova realizzazione più performante”. Come malta si potrebbe impiegare una classica di buona fattora, oppure malte fibrorinforzate o armate, che non alteri l’aspetto esteriore della parete. Questo metodo di consolidamento è solitamente effettuata su parete in muratura a facciavista, e comporta alcuni effetti positivi quali: aumento della resistenza della parete nel piano (in alcuni casi anche fuori dal piano della stessa), costi limitati e materiali facilmente reperibili. E’ eseguita nel seguente modo:

- Opportuno scarico della parete oggetto di intervento, mediante puntellamento della stessa;
- Rimozione di alcune porzioni (pochi cm) di malta degradata;
- Pulitura delle giunzioni con aria compressa;
- Stesura della nuova malta in metà dello spessore del giunto;
- Posa delle armature metalliche (per esempio piattine metalliche o trefoli);
- Completo riempimento dello spessore del giunto.

Nota: nel caso siano impiegate malte fibrorinforzate, non si necessita l’uso di armature metalliche.

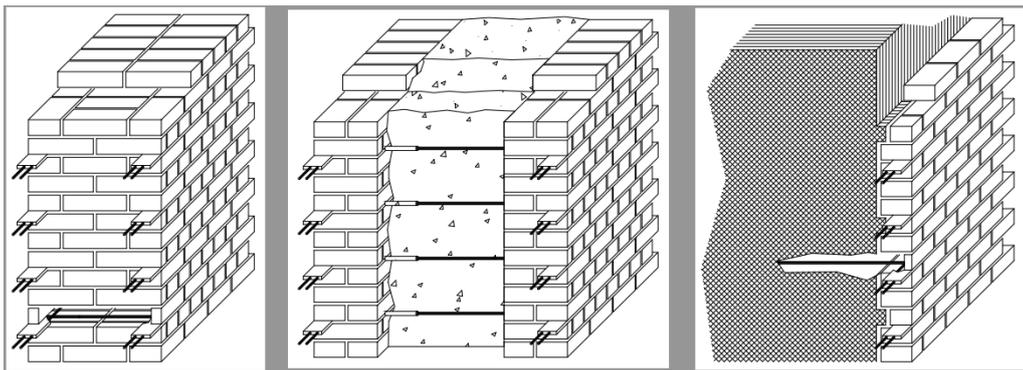


Figura 5-17: tecnica della ristilatura armata dei giunti _fonte slide Corso di Restauro, Prof. Paolo Faccio (IUAV di Venezia)

6. PROPOSTE DI INTERVENTO E ANALISI SISMICA GLOBALE POST – OPERAM

Nel seguente capitolo sono illustrate le ipotesi di intervento di rinforzo sul manufatto edilizio e successivamente i risultati ottenuti dalle analisi delle stesse. In particolare, sono state effettuate tre ipotesi: una proposta di, “I livello”, nella quale l’obiettivo è di conseguire un miglioramento minimo pari ad almeno il 10% (valutato in $\Delta\zeta_E$ medio), rispetto allo stato di fatto, a costo limitato. Successivamente due proposte di, “II livello”, aventi l’obiettivo di ottenere un range di miglioramento minimo più ampio, a discapito dei costi ed usando tecniche di intervento più invasive. In particolare, nella *proposta 1* si è posti l’obiettivo di raggiungere un certo valore di (ζ_E) sfruttando solo il rinforzo mediante sistema CAM. Nella *proposta 2*, invece, ci si è focalizzati sull’ottimizzazione nell’uso del CAM, impiegandolo in modo combinato.

La presenza di solai in latero-cemento consente di effettuare l’analisi Pushover con l’ipotesi di piani rigidi, quindi non si necessita di dover capire il loro contributo di rigidezza. Questa ipotesi comporta un aumento del numero di analisi pushover da effettuare (passando da 8 a 16 analisi: 8 combinazioni con distribuzione di forze proporzionale alle forze statiche ed 8 combinazioni con distribuzione proporzionale alle masse), poichè in tal caso vengono considerate le eccentricità accidentali, piano per piano, che tengono conto dei moti torsionali. Per il caso studio sono stati realizzati in CDS più modelli di calcolo, associati alle ipotesi di intervento di consolidamento. Per questioni di tempo associate al calcolo e al fine di ottenere comunque dei risultati accettabili si è deciso di effettuare le analisi Pushover applicando soltanto la distribuzione di forze proporzionale alle forze statiche.

6.1. Intervento di consolidamento di I livello

Mediante soluzioni a costo non eccessivo quali inserimento di nuovi setti in muratura portante e chiusura di alcune aperture, murandole, (seguendo le indicazioni specificate nel capitolo precedente) al fine di perseguire il soddisfacimento dei requisiti imposti dalla normativa (in termini di ζ_E) e conseguire un miglioramento sismico. Dopo aver effettuato alcuni tentativi la configurazione migliore risulta essere la seguente:



Figura 6-1: disposizione nuovi setti in muratura

Tale disposizione ha permesso di passare da una situazione Ante-Operam, riportata in figura 6-2, in cui le distanze tra centro di masse e rigidezze erano dell'ordine di qualche metro, ad una situazione Post-Operam sicuramente migliore di quella di partenza (figura 6-3).

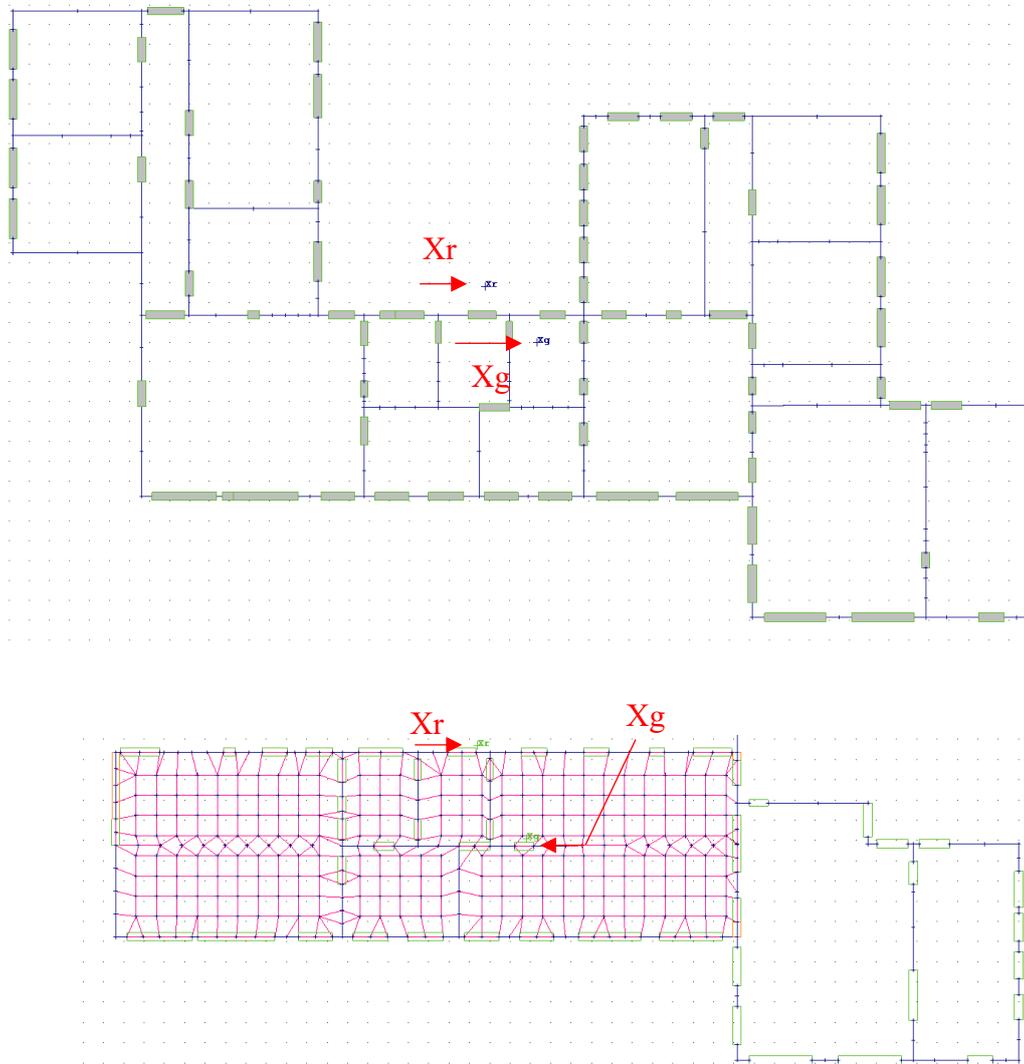


Figura 6-2: Ante-Operam - centro delle rigidezze (X_r) e delle masse (X_m) impalcato 1 (in alto) ed impalcato 2 (in basso)

Si è riusciti ad ottenere una riduzione dell'eccentricità su ogni impalcato (figura 6-3). Successivamente ad una prima analisi non lineare, oltre che alla lettura di un quadro definito sull'ordine di grandezza delle eccentricità per ogni impalcato, ci si è soffermati ad osservare le deformate cinematiche della struttura per comprendere al meglio come migliorare la situazione. Generalmente l'inserimento di nuovi setti irrigidenti in muratura (ordinaria o armata) andrebbe effettuato in modo simmetrico o perlomeno a compensare una mancanza verso un lato del fabbricato, in questo modo si avrebbe una riduzione dell'eccentricità con conseguente avvicinamento dei baricentri e successiva riduzione della massa partecipante ai moti torsionali. Per ogni analisi eseguita il software di calcolo restituisce, tra i vari dati di output, le posizioni aggiornate del centro di massa e delle rigidezze per ogni impalcato, le masse (m) ricalcolate ed altre informazioni inerenti.

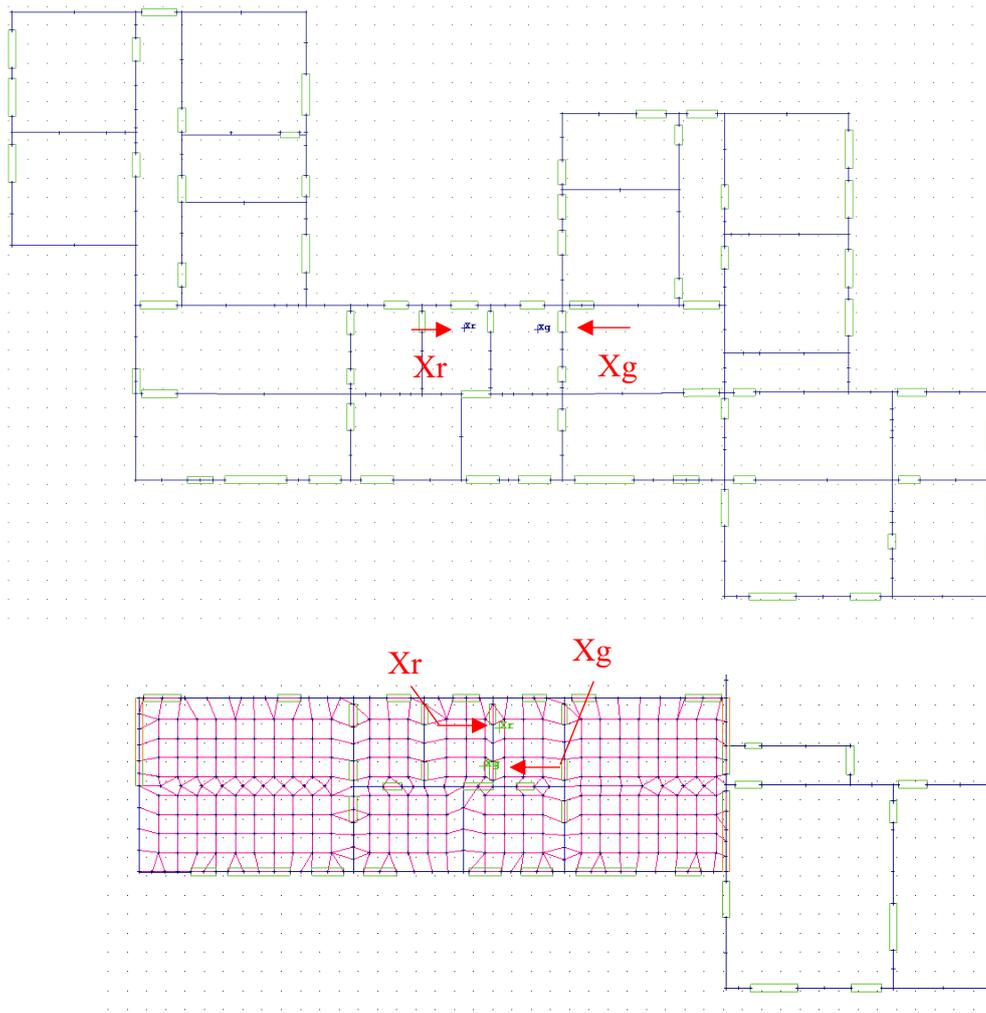


Figura 6-3: Post-Operam: centro delle rigidzze (X_r) e delle masse (X_m) impalcato 1 (in alto) ed impalcato 2 (in basso)

Le tabelle excel seguenti (tabella 14 e 15) raccolgono, in termini numerici, quanto mostrato nelle figure precedenti.

Tabella 14: centro delle rigidzze (X_r) e delle masse (X_m) di ogni impalcato, Ante-operam

Ante-operam							
quota	X_r	Y_r	m	X_m	Y_m	ex	ex
	[m]	[m]	[t]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	25,98	29,95	1229,87	30,36	25,95	4,38	-4
2	25,06	29,65	521,84	30,78	23,08	5,72	-6,57

Tabella 15: centro delle rigidezze (X_r) e delle masse (X_m) di ogni impalcato, Post-operam

Post-operam							
quota	X_r [m]	Y_r [m]	m [t]	X_m [m]	Y_m [m]	e_x [m]	e_y [m]
1	28,07	26,17	1318,39	30,47	25,9	2,4	-0,27
2	29,78	25,73	540,04	30,87	23,07	1,09	-2,66

Per le tevole dell'intervento si rimanda agli allegati: $D_MS.PO.1 - D_MS.PO.2$.

6.2. Intervento di consolidamento di II livello

I seguenti casi ricadono nell'ambito di interventi di rinforzo più sofisticati, di natura invasiva, sfruttando soluzioni tecniche a costo maggiore e con l'obiettivo di raggiungere un miglioramento più sostanzioso, in termini di ζ_E , al fine di raggiungere i requisiti necessari ad operare un intervento di adeguamento sismico secondo quanto prescritto dalle NTC18 e annessa circolare.

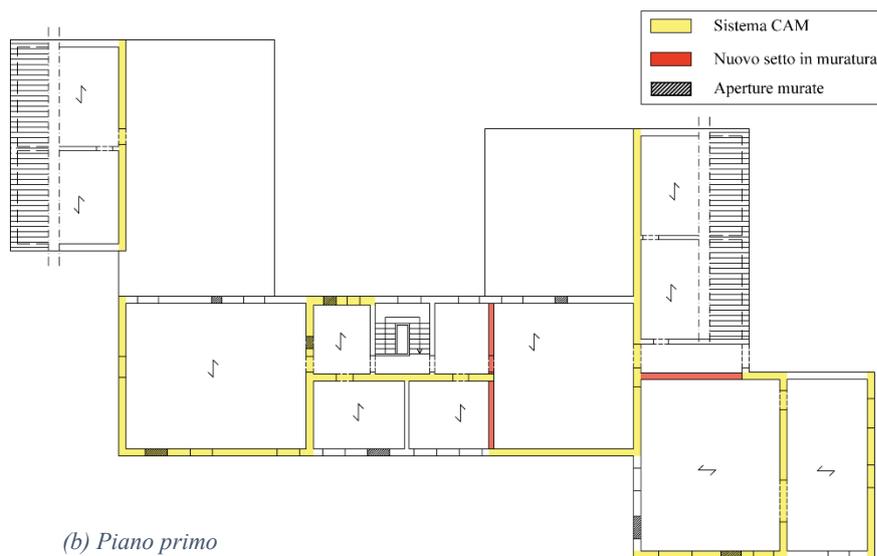
6.2.1. II livello di intervento - Proposta 1

Per questa tipologia di intervento si prevede il rinforzo di alcuni maschi murari mediante l'applicazione del sistema CAM, l'inserimento di n° 2 nuovi setti in muratura al piano 1 (al fine di dare alle murature una certa continuità in altezza) e murando alcune aperture in modo strategico, secondo quanto descritto nel §5.3.1. Di seguito si riporta la pianta dell'edificio con evidenziati i maschi murari rinforzati e le altre disposizioni elencate (figura 6-4).

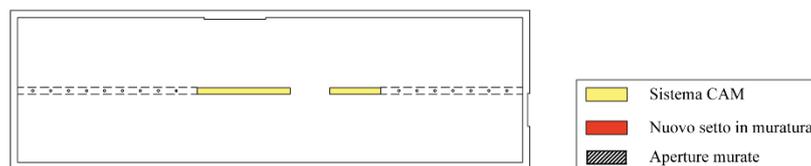
Per le tavole dell'intervento si rimanda all'allegati: $D_ASI.PO.1 - 2$, : $D_ASI.PR.1 - 2$, $D_ASI.PC.1$, : $D_ASI.MX.1$.



(a) Piano terra



(b) Piano primo



(c) sottotetto

Figura 6-4: schema di rinforzo intervento di II livello – proposta 1

6.2.2. Il livello di intervento - Proposta 2

In questo caso si è operato seguendo una strategia differente, che prevede la riduzione del quantitativo di CAM applicato ai muri, la muratura di alcune aperture e la creazione di giunti tecnici (dello spessore di 10 cm) per separare il plesso scolastico in n° 3 distinti corpi di fabbrica, in modo da rendere il più possibile regolari ed indipendenti i corpi di fabbrica oggetto di studio. La condizione di regolarità permette di raggiungere risultati migliori in termini di risposta strutturale nei confronti dell'azione sismica, ponendo dei limiti ai moti torsionali. In tal caso per poter effettuare l'analisi sismica globale del complesso, la normativa prevede la realizzazione di n° 3 modelli di calcolo, rappresentanti i 3 corpi di fabbrica, e l'analisi separata degli stessi. Si riportano di seguito le piante dello schema d'intervento:



Figura 6-5: indicazione giunti tecnici

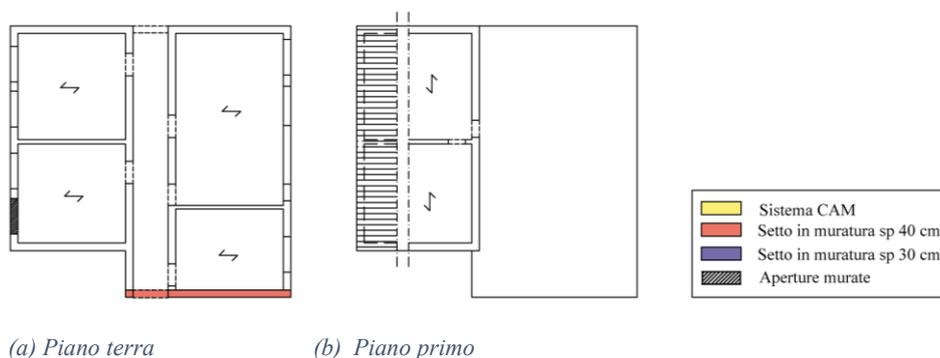


Figura 6-6: schema interventi corpo 1



Figura 6-7: schema interventi corpo 2



Figura 6-8: schema interventi corpo 3

Per quanto concerne i corpi di fabbrica 1 e 2 si è adottata la strategia dell'intervento di I livello, illustrata nel §6.1 della tesi, che prevede il consolidamento mediante l'inserimento di nuovi setti in muratura portante e la chiusura di qualche apertura. Non si può dire la stessa cosa per quanto riguarda il corpo di fabbrica 3, nel quale la situazione risulta essere più problematica, in particolare lungo la direzione Y (lato corto del fabbricato). In tale caso si è previsto il rinforzo mediante



sistema CAM per alcuni muri, su entrambi i livelli del fabbricato e l'inserimento di nuove opere in muratura portante.

Per le tavole dell'intervento si rimanda agli allegati: : *D_AS2.PO.1 – 2*.

6.3. Analisi Pushover intervento di I livello

Secondo quanto illustrato nel §6.1, la strategia adottata è quella di prevedere un intervento a basso costo, con l'impiego di tecnologie comuni, come si può vedere nella tabella 16, ottenendo un margine di miglioramento limitato (espresso in termini di $\Delta\zeta_E$ medio):

Tabella 16: output Pushover SLV

N° Pushover	Direzione	Profilo di carico	Domanda [mm]	Capacità [mm]	q^*	ζ_E post SLV	$\Delta\zeta_E$ medio [-]	Verifica SLV
1	(x+) +5%	Modo	18,7	15,6	2,98	0,85	0,16	NO
2	(x-) +5%	Modo	18,3	12,1	2,79	0,72	0,08	NO
3	(y+) +5%	Modo	30,5	18,3	4,41	0,60	0,17	NO
4	(y-) +5%	Modo	28,7	20,6	4,50	0,73	0,23	NO
5	(x+) -5%	Modo	18,2	14,8	2,96	0,84	0,20	NO
6	(x-) -5%	Modo	18,8	12,9	2,77	0,74	0,24	NO
7	(y+) -5%	Modo	18,7	11,2	4,51	0,60	0,10	NO
8	(y-) -5%	Modo	29,9	21,9	4,53	0,74	0,24	NO

Con questa configurazione si è registrata, oltre che ad una riduzione della distanza tra centro delle masse e delle rigidezze (vedi tabella 12), un valore minimo di (ζ_E) pari a 0,6, con un incremento medio minimo limitato rispetto alla situazione Ante-Operam ($\Delta\zeta_E$ medio = 0,1), ma sufficiente a validare l'intervento di I livello come miglioramento sismico che, secondo quanto previsto dalla normativa tecnica nel §1.4.1 della tesi, per edifici di classe d'uso III si ha con un valore di (ζ_E) almeno pari a 0,6. Si riportano di seguito le curve di capacità restituite come output dal software di calcolo.

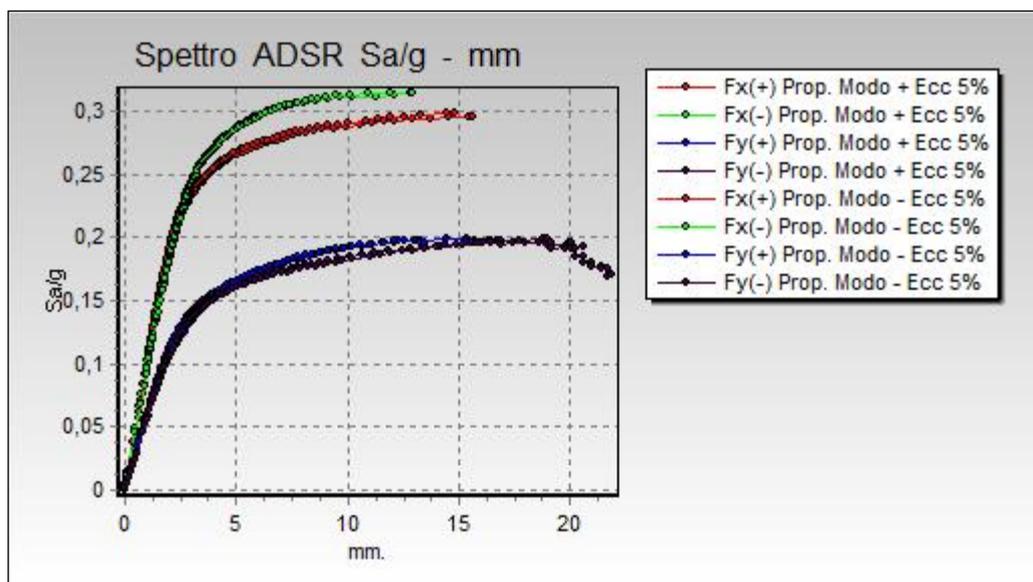


Figura 6-9: Curve di Capacità SLV relative al sistema equivalente SDOF, intervento di I livello

L'inserimento di nuovi elementi portanti in muratura ha comportato un aumento della rigidezza globale, differenziando la risposta tra le due direzioni del sisma. Gli spostamenti massimi consentiti restano comunque nello stesso range di valori di quelli ottenuti dall'analisi Ante-Operam.

Di seguito è mostrata la deformata al passo finale corrispondente all'analisi con i risultati peggiori (carico proporzionale al modo +Fy), con individuazione delle cerniere plastiche al collasso.

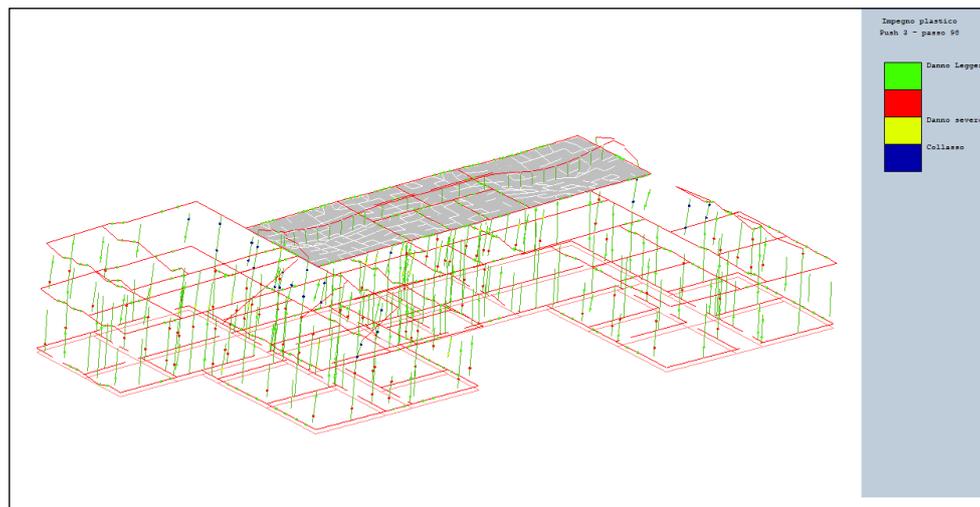


Figura 6-10: deformata pushover n°3 al passo 98

6.4. Analisi Pushover intervento di II livello

6.4.1. Analisi Pushover proposta 1

Nel §6.2.1 è riportata l'ipotesi di intervento che risulta dalla combinazione sistematica di più metodi di consolidamento. In questo caso si hanno dei costi decisamente maggiori rispetto a quelli dell'intervento di I livello, ma con incrementi prestazionali più sostanziosi (in termini di ζ_E), dovuti all'impiego di metodi di rinforzo articolati quale il sistema CAM. Nella tabella seguente sono elencati i valori di output dell'analisi Pushover per la proposta 1:

Tabella 17: output Pushover SLV

N° Pushover	Direzione	Profilo di carico	Domanda [mm]	Capacità [mm]	q^*	ζ_E post SLV	$\Delta\zeta_E$ medio [-]	Verifica SLV
1	(x+) +5%	Modo	18,5	15,4	1,65	0,87	0,17	NO
2	(x-) +5%	Modo	17,9	12,3	1,67	0,8	0,12	NO
3	(y+) +5%	Modo	19,9	15,9	1,68	0,84	0,29	NO
4	(y-) +5%	Modo	19,2	19,9	1,61	1,00	0,37	SI
9	(x+) -5%	Modo	17,8	14,9	1,63	0,88	0,22	NO
10	(x-) -5%	Modo	18,4	13,7	1,64	0,81	0,27	NO
11	(y+) -5%	Modo	18,4	17,4	1,62	0,96	0,26	NO
12	(y-) -5%	Modo	20,9	15,7	1,76	0,81	0,27	NO

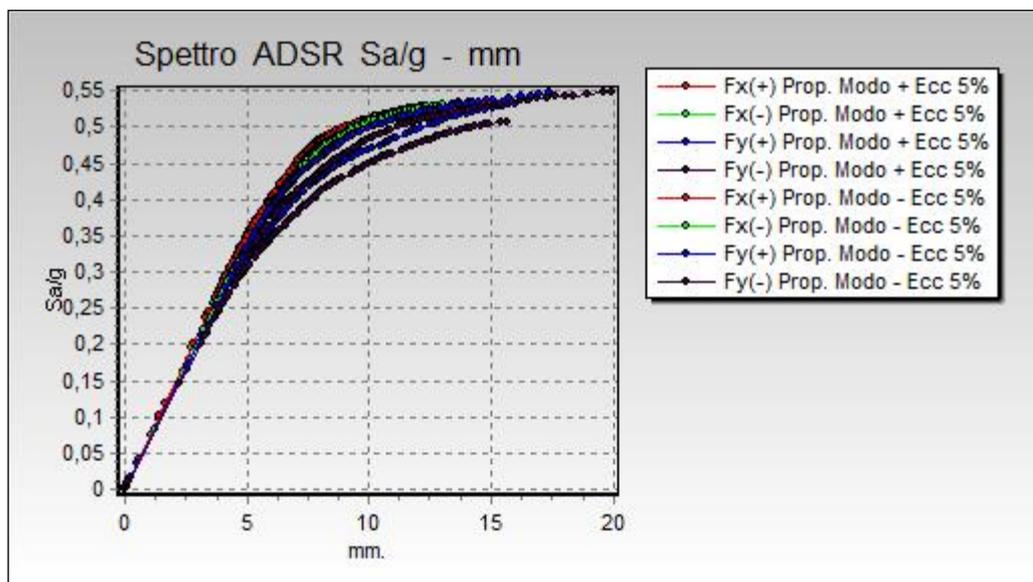


Figure 2: Curve di Capacità SLV relative al sistema equivalente SDOF, intervento di I livello

Si può osservare una resistenza del sistema minore rispetto a quella registrata nella proposta 2, ma comunque maggiore di quella Ante-Operam. Gli spostamenti massimi consentiti sono in generale leggermente minori di quelli registrati per la proposta 2.

Con questa configurazione si registra un valore minimo di (ζ_E) pari a 0,8 dal quale ne consegue un incremento medio minimo ($\Delta\zeta_E$ medio), rispetto alla situazione Ante-Operam, pari a 0,12. Secondo quanto riportato nel §1.4.1 della tesi, per gli edifici in classe III, al fine di conseguire un intervento di adeguamento strutturale, è necessario che sia $\zeta_E \geq 0,8$ per cui si può ritenere valida la proposta 1. Di seguito è mostrata la deformata al passo finale corrispondente all'analisi con i risultati peggiori (carico proporzionale al modo -Fx), con individuazione delle cerniere plastiche al collasso.

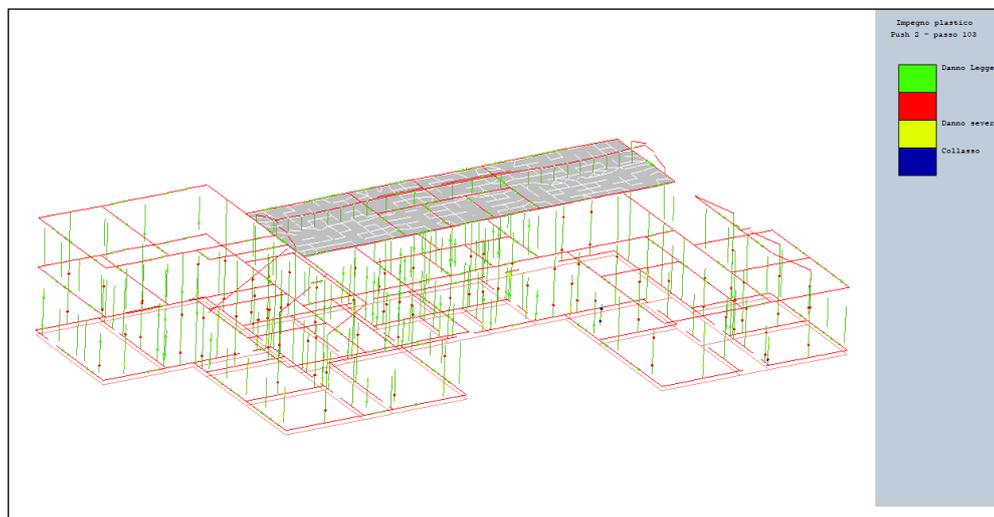


Figura 6-12: deformata pushover n°2 al passo 103

6.4.2. Analisi Pushover proposta 2

Illustrata nel §6.2.2, parliamo anche in questo caso di un consolidamento a costo maggiore rispetto a quelli messi in atto per il miglioramento sismico, con incrementi prestazionali più sostanziosi (in termini di ζ_E). L'intervento di taglio tecnico ha comportato la perdita di alcuni muri che chiudono i corpi di fabbrica 1 e 2, successivamente ripristinati attraverso la costruzione di nuovi setti in muratura portante al fine di chiudere le scatole murarie. Per questa proposta sono stati realizzati n°3 modelli di calcolo in *CDSWin* ed effettuate n°3 analisi non lineari parallele. Di seguito si riporta un'immagine dei modelli in CDS (figura 6-13):

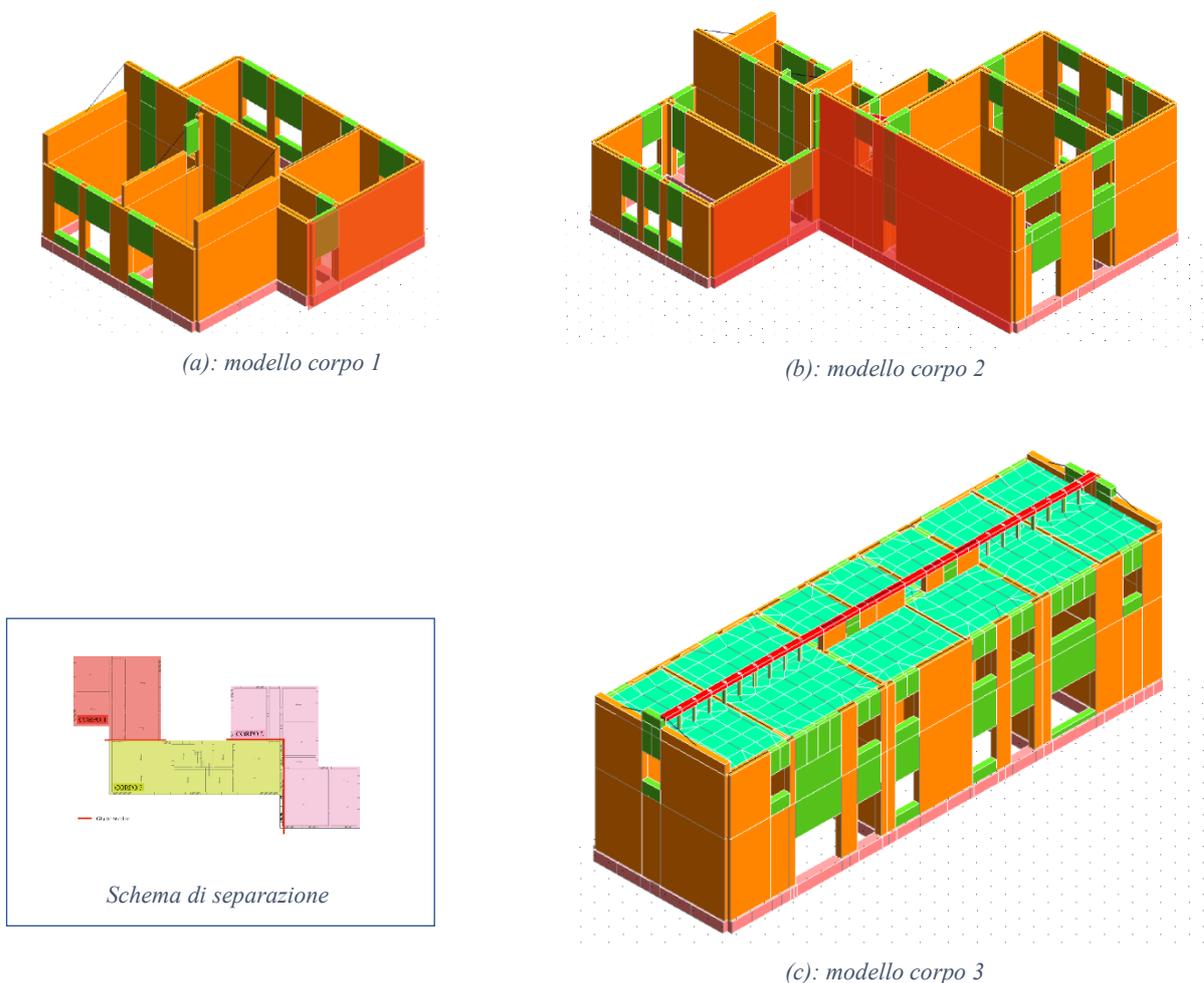


Figura 6-13: modelli strutturali in CDSWin dei singoli corpi di fabbrica

➤ Output modello Corpo 1:

Tabella 18: output pushover SLV – corpo di fabbrica 1

N°. Pushover	Direzione	Profilo di carico	Domanda [mm]	Capacità [mm]	q^*	ζE post SLV	$\Delta\zeta E$ medio [-]	Verifica SLV
1	(x+) +5%	Modo	12,8	14,5	2,76	1,12	0,29	SI
2	(x-) +5%	Modo	11,7	12,6	2,32	1,07	0,25	SI
3	(y+) +5%	Modo	14,6	21,1	1,48	1,36	0,55	SI
4	(y-) +5%	Modo	16,6	20,7	1,86	1,21	0,47	SI
9	(x+) -5%	Modo	15	14,6	2,42	0,98	0,27	NO
10	(x-) -5%	Modo	10,4	13,9	2,29	1,32	0,53	SI
11	(y+) -5%	Modo	16,5	22,2	1,71	1,3	0,43	SI
12	(y-) -5%	Modo	15,7	21,1	1,75	1,3	0,52	SI

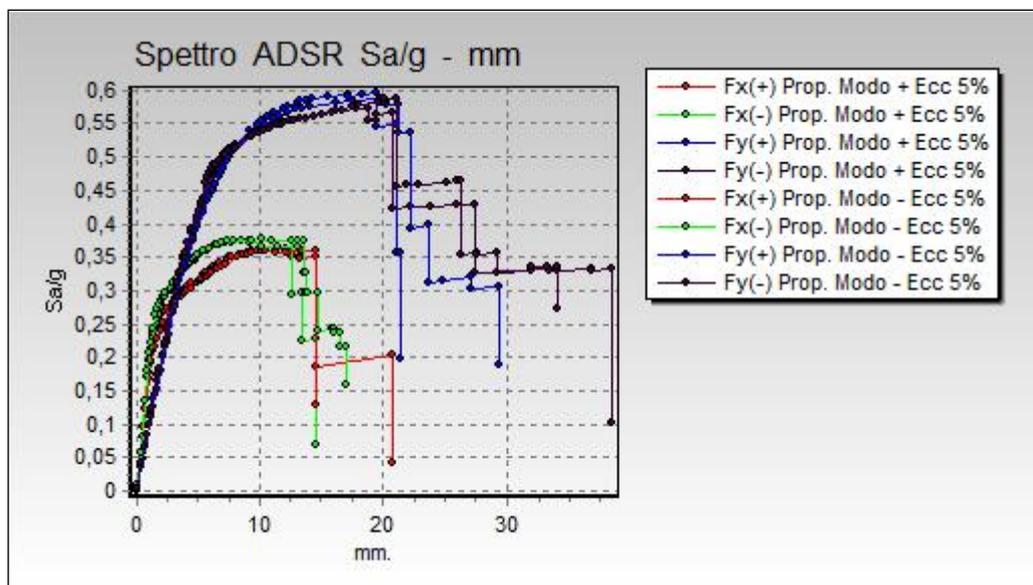


Figura 6-14: Curve di Capacità SLV, intervento di II livello - proposta 2, corpo 1

Si osserva un sistema consolidato con resistenza maggiore, le curve di capacità sono del tipo ‘a gradoni’, più caratteristiche delle strutture in muratura.

Per quanto concerne il corpo 1, la regolarità della scatola muraria (figura 6-13.a), ha permesso di raggiungere risultati soddisfacenti senza l’ausilio del CAM come rinforzo. Di seguito è mostrata la deformata al passo finale corrispondente all’analisi con i risultati peggiori (carico proporzionale al modo +Fx), con individuazione delle cerniere plastiche al collasso.

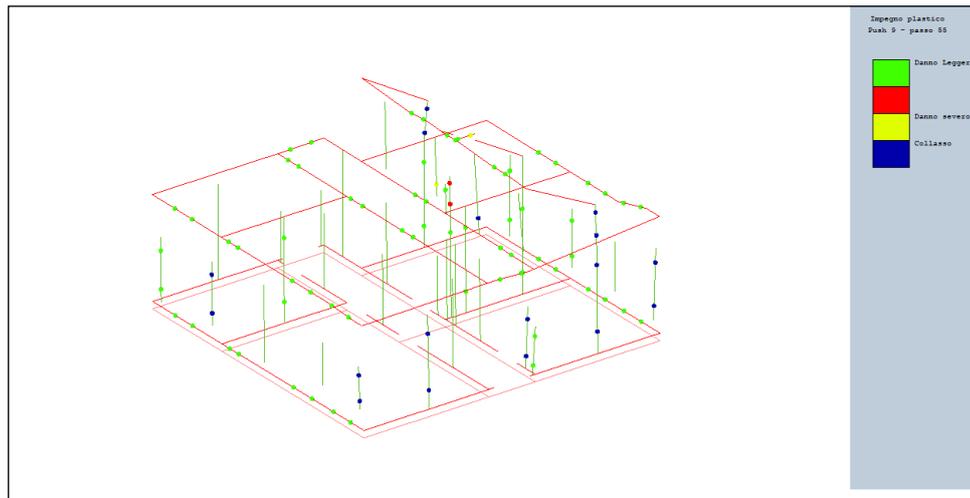


Figura 6-15: deformata pushover n°9 al passo 55

➤ Output modello Corpo 2:

Tabella 19: output pushover SLV – corpo di fabbrica 2

N°. Pushover	Direzione	Profilo di carico	Domanda [mm]	Capacità [mm]	q^*	ζE post SLV	$\Delta \zeta E$ medio [-]	Verifica SLV
1	(x+) +5%	Modo	21,1	18,1	3,49	0,87	0,17	NO
2	(x-) +5%	Modo	17,2	13,9	2,94	0,83	0,13	NO
3	(y+) +5%	Modo	19,4	19,2	2,85	1,00	0,37	NO
4	(y-) +5%	Modo	18,2	27,9	2,93	1,53	0,63	SI
9	(x+) -5%	Modo	18,6	14,7	3,1	0,82	0,19	NO
10	(x-) -5%	Modo	19,5	15,6	3,4	0,80	0,27	NO
11	(y+) -5%	Modo	17,8	22,7	2,95	1,28	0,42	SI
12	(y-) -5%	Modo	20,2	29,0	2,93	1,46	0,60	SI

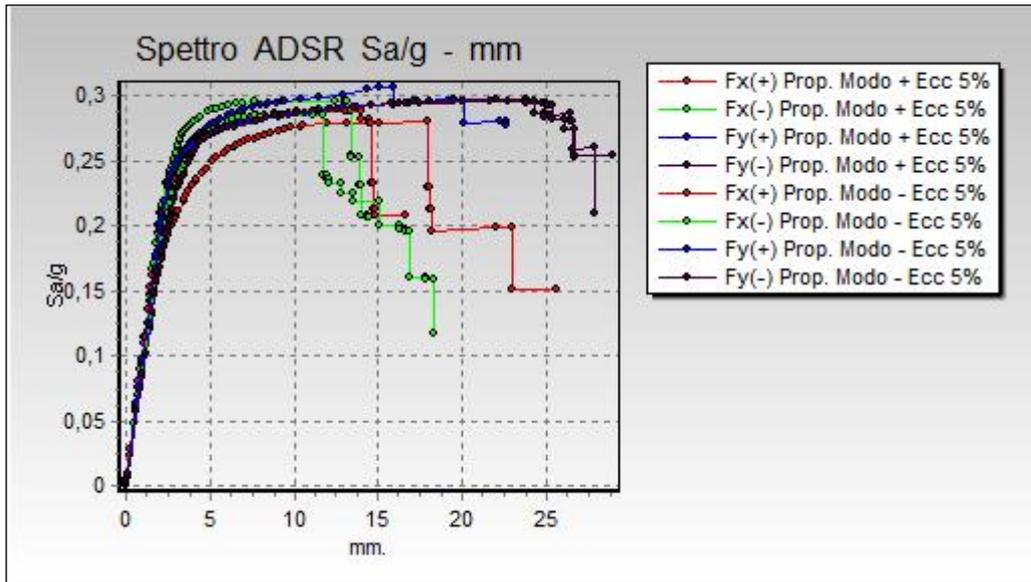


Figura 6-16: Curve di Capacità SLV, intervento di II livello - proposta 2, corpo 2

Nel corpo di fabbrica 2, meno regolare in pianta rispetto ai corpi 1 e 3, gli interventi proposti (figura 6-7) hanno permesso di raggiungere risultati accettabili ai fini dell'adeguamento sismico e rinunciare al rinforzo mediante sistema CAM. Di seguito è riportata la deformata al passo finale corrispondente all'analisi con i risultati peggiori (carico proporzionale al modo -Fx), con individuazione delle cerniere plastiche al collasso.

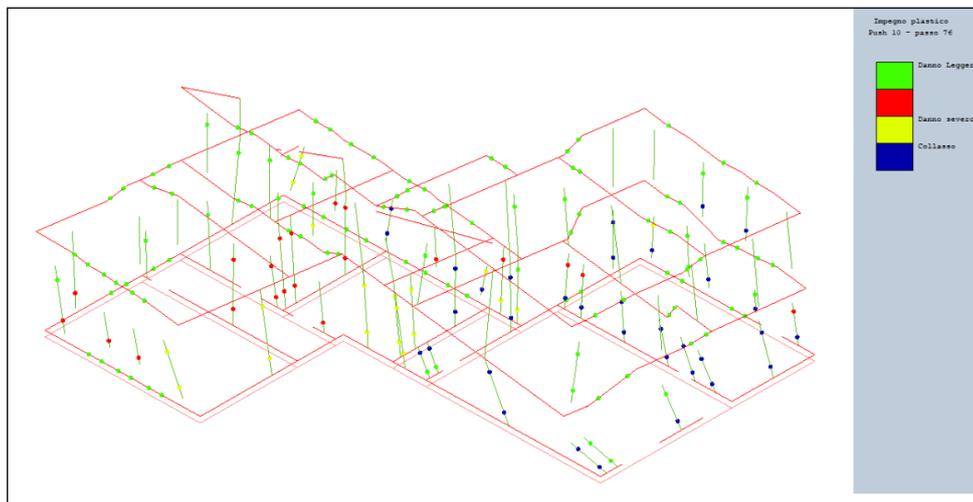


Figura 6-17: deformata pushover n°10 al passo 76

➤ Output modello Corpo 3:

Tabella 20: output pushover SLV – corpo di fabbrica 3

N°. Pushover	Direzione	Profilo di carico	Domanda [mm]	Capacità [mm]	q^*	ζE post SLV	$\Delta \zeta E$ medio [-]	Verifica SLV
1	(x+) +5%	Modo	24,8	19,4	2,05	0,81	0,14	NO
2	(x-) +5%	Modo	25,1	19,3	2,16	0,8	0,12	NO
3	(y+) +5%	Modo	25,9	23,6	1,77	0,92	0,33	NO
4	(y-) +5%	Modo	22	17,6	2,3	0,8	0,27	NO
9	(x+) -5%	Modo	24,5	19,04	2,04	0,82	0,19	NO
10	(x-) -5%	Modo	25,4	19,4	2,2	0,8	0,27	NO
11	(y+) -5%	Modo	21,375	17,1	2,42	0,8	0,18	NO
12	(y-) -5%	Modo	25,9	23,9	1,75	0,94	0,34	NO

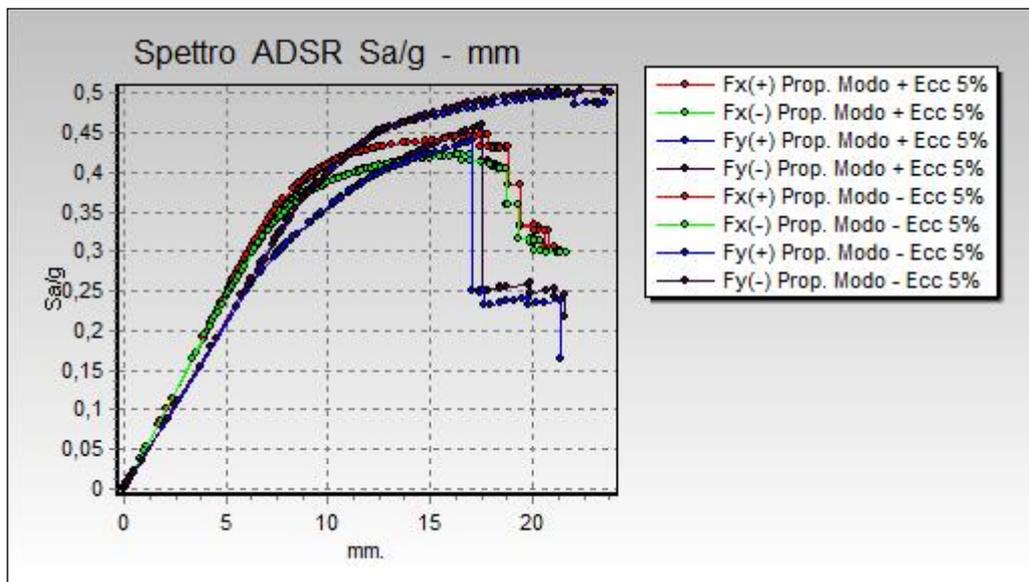


Figura 6-18: Curve di Capacità SLV, intervento di II livello - proposta 2, corpo 3

In questo ultimo caso, dai risultati delle analisi effettuate ed osservando i cinematismi sono emerse alcune criticità inerenti la risposta della struttura in direzione Y (lungo il lato corto del corpo di fabbrica) risolte mediante gli interventi proposti nel §6.2.2 (vedi figura 6-8). Di seguito è mostrata la deformata al passo finale corrispondente all'analisi con i risultati peggiori (carico proporzionale al modo -Fy), con individuazione delle cerniere plastiche al collasso.

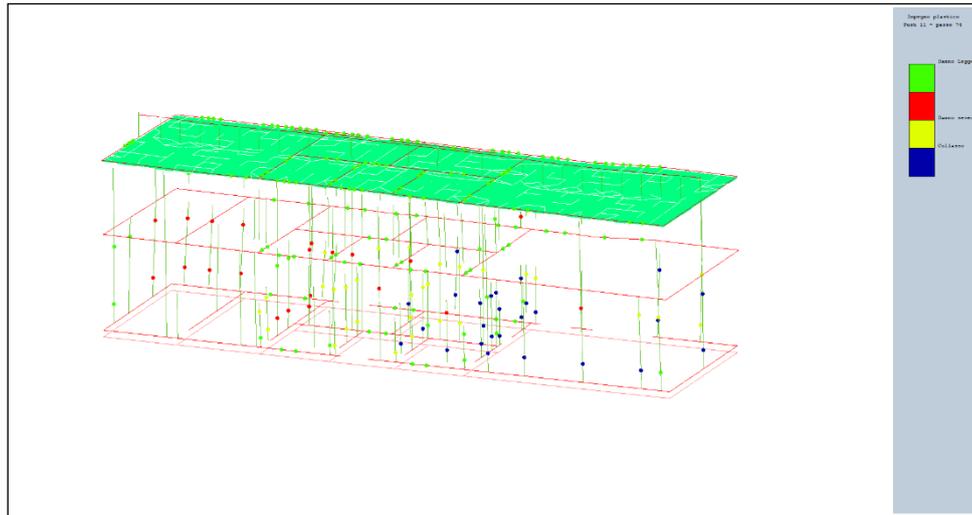


Figura 6-19: deformata cinematica pushover n°11 al passo 74

6.5. Considerazioni

In generale, ad un aumento della rigidezza, ne consegue un aumento delle accelerazioni al suolo, caratteristica che influenza la pendenza delle curve di capacità. Gli interventi di rinforzo ipotizzati hanno determinato un irrigidimento della struttura (rigida per sua natura), riducendo la domanda di spostamento e non influenzando la capacità in maniera considerevole. Lo spostamento non è l'unica variabile da controllare, in quanto l'attuale NTC18 ha introdotto un'importante novità nel campo della valutazione della sicurezza sismica: la valutazione attraverso il parametro di confronto (ζ_E) con il quale valutare gli effetti indotti da interventi di rinforzo effettuati sulla struttura. Per dare una definizione si riporta un estratto dal §8.3 della Circolare n°7 del gennaio 2019, che cita:

“ La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti, per quanto possibile, deve essere effettuata in rapporto a quella richiesta per gli edifici nuovi. A tale scopo, le NTC introducono due nuovi parametri che costituiscono fattori indicativi per un rapido confronto tra l'azione sopportabile da una struttura esistente e quella richiesta per il nuovo:

- ζ_E , definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche (periodo proprio, fattore di comportamento ecc.). Il parametro di confronto dell'azione sismica da adottare per la definizione di ζ_E è, salvo casi particolari, l'accelerazione al suolo a_g .
- $\zeta_{v,i}$, definito come il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile dalla parte i -esima della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.”

$\zeta_{v,i}$ fa riferimento ai soli carichi gravitazionali e la struttura risulta adeguata dal punto di vista non sismico, quindi per la valutazione consideriamo soltanto ζ_E . Come resoconto dei risultati Post-Operam si riporta di seguito un diagramma a barre contenente i valori di ζ_E , per le analisi Pushover di ogni intervento di rinforzo (tabella 21 e 22).

Tabella 22: confronto dei valori di ζ_E ai fini della valutazione della sicurezza

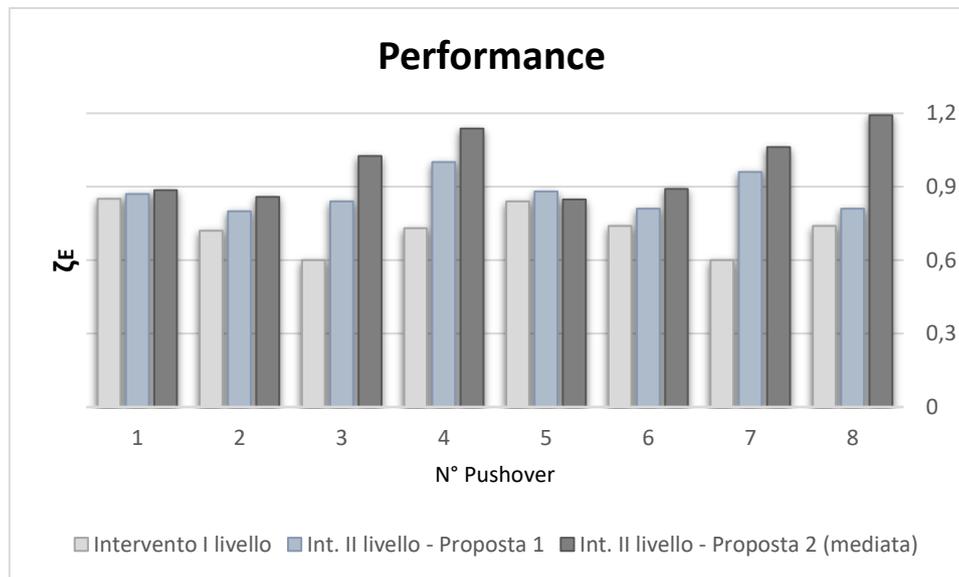
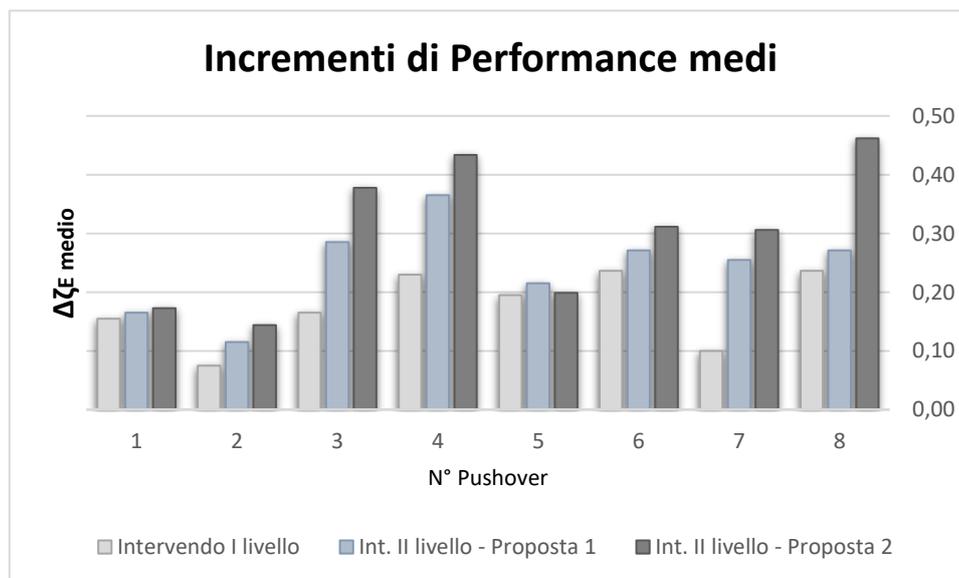


Tabella 21: confronto sui valori medi di $\Delta\zeta_E$ ai fini della sicurezza



Tra le diverse soluzioni la proposta 2, dell'intervento di II livello, è la più performante in termini di ζ_E , superando in alcuni casi il valore unitario e restituendo un esito positivo alla verifica per lo SLV. In conclusione si può affermare che in questo caso, ad un aumento della rigidità e della resistenza del sistema a più gradi di libertà corrisponde un aumento del coefficiente di sicurezza dell'analisi globale. Cosa non sempre vera in quanto, per esempio nel caso di strutture con un piano debole, l'esito della verifica può diminuire. Purtroppo la scelta di un tipo di rinforzo, per le strutture in muratura, non è cosa semplice: in alcuni casi potrebbe risultare non efficace ed addirittura comportare una riduzione della capacità di spostamento rispetto alla situazione iniziale, riducendo conseguentemente i margini di sicurezza delle verifiche (in particolare il rinforzo di elementi non plasticizzati può comportare un peggioramento dell'esito della verifica globale).

7. STIMA DEI COSTI DEGLI INTERVENTO DI RINFORZO

7.1. I livello di intervento

La valutazione economica è stata fatta analizzando le singole azioni di consolidamento sulla base delle voci contenute nel prezziario della regione Abruzzo e riportate nelle seguenti tabelle.

Tabella 23: costi parametrici delle operazioni dal prezziario della regione Abruzzo

NUOVE OPERE DI FONDAZIONE					
Codice [-]	Descrizione	Prezzo [€/m ³]	Volume [m ³]	Parziale [€]	Totale [€]
E.01.30.20.b	scavo manuale a sezione obbligata	137,47	66,15	9.093,64 €	19.958,05 €
E.03.10.20.c	cls 32/40 ordinario per opere di fondazione in c.a	142,47	59,5	8.476,97 €	
E.03.40.10.a	acciaio in barre ad alta duttilità, classe B450C	Prezzo	Peso	Parziale	
		[€/kg]	[kg]	[€]	
		1,43	370,38	529,64	
E.03.30.10.a	casseformi di qualunque tipo, per opere di fondazione	Prezzo	Superficie	Parziale	
		[€/m ²]	[m ²]	[€]	
		26,54	70	1857,80	



NUOVI SETTI					
Codice [-]	Descrizione	Prezzo [€/m ³]	Volume [m ³]	Parziale [€]	Totale [€]
E.05.20.20.a	Muratura di mattoni in laterizio semipieni a due o più teste. Muratura di mattoni in laterizio semipieni doppio UNI (12x12x25 cm) dello spessore superiore a due o più teste con malta idonea. E' compresa la formazione di sordini, spalle, piattabande. E' inoltre compreso quanto altro occorre per dare l'opera finita	351,24	86,22	-	30.283,91 €
E.07.10.80.e	Intonaco civile formato da un primo strato di rinzaffo, da un secondo strato tirato in piano con regolo e fratazzo, steso a mano, spessore 15 mm, con predisposte poste e guide, rifinito con sovrastante strato di colla di malta passato al crivello fino, lisciata con fratazzo metallico alla pezza, per spessore finale di circa 25 mm. Per esterni su pareti verticali: con malta di cemento	Prezzo [€/m ²]	Superficie [m ²]	Parziale [€]	Totale [€]
		23,36	212,17	-	4.956,29 €
CHIUSURA DI APERTURE PER CONSOLIDAMENTO PARETI PORTANTI					
Codice [-]	Descrizione	Prezzo [€/m ³]	Volume [m ³]	Parziale [€]	Totale [€]
E.05.20.20.a	Muratura di mattoni in laterizio semipieni a due o più teste. Muratura di mattoni in laterizio semipieni doppio UNI (12x12x25 cm) dello spessore superiore a due o più teste con malta idonea. E' compresa la formazione di sordini, spalle, piattabande. E' inoltre compreso quanto altro occorre per dare l'opera finita	351,24	35,15	-	12.345,38 €
E.07.10.80.e	Intonaco civile formato da un primo strato di rinzaffo, da un secondo strato tirato in piano con regolo e fratazzo, steso a mano, spessore 15 mm, con predisposte poste e guide, rifinito con sovrastante strato di colla di malta passato al crivello fino, lisciata con fratazzo metallico alla pezza, per spessore finale di circa 25 mm. Per esterni su pareti verticali: con malta di cemento	Prezzo [€/m ²]	Superficie [m ²]	Parziale [€]	Totale [€]
		23,36	87,87	-	2.052,64 €

Il costo totale, comprensivo di oneri di sicurezza e manodopera, dell'intervento di I livello è di 69.596,28 €.

7.2. Il livello di intervento

7.2.1. Proposta I

Per poter procedere alla stima dei costi di intervento è stata eseguita un'analisi sui costi preventivi del rinforzo strutturale mediante CAM, partendo dai valori indicati nel prezzario della regione Abruzzo. Si riportano di seguito le tabelle excel nelle quali si è partiti dai prezzi di alcune maglie standard per ricavare i prezzi, al metro quadrato, di tutte le dimensioni di maglie utilizzate nel caso studio; in questa forma risulta essere di più facile utilizzo al fine della stima. Si omette la descrizione del rinforzo mediante CAM. Per dettagli si rimanda al codice 'R.30.30.160' sul prezzario della regione Abruzzo 2019.

Tabella 24: costi parametrici delle cuciture attive CAM dal prezzario della regione Abruzzo

ANALISI PREZZI METODO CAM (da prezzario Abruzzo 2019)					
spessore muro 40 cm - larghezza nastro 19 mm - spessore 0,75 mm					
Codice [-]	n° nastri	Maglia (vert x orizz) [cm]	costo [€]	costo nastro in più maglia quadrata [€] (a)	costo nastro in più maglia unidir [€] (b)
R.30.30.160.a	1	60x60	214,85 €	102,48 €	51,24 €
R.30.30.160.b	2	60x60	317,33 €		
R.30.30.160.c	1	80x80	147,51 €	71,92 €	35,96 €
R.30.30.160.d	2	80x80	219,43 €		
R.30.30.160.e	1	100x100	99,34 €	37,43 €	18,72 €
R.30.30.160.f	2	100x100	136,77 €		

Tabella 25: costi di altre misure di maglia

COSTI DERIVATI da prezzi rapportati raddoppiando gli interessi				
spessore muro 40 cm - larghezza nastro 19 mm - spessore 0,75 mm				
n° nastri	Maglia (vert x orizz) [cm]	costo [€]	costo nastro in più maglia quadrata [€] (a)	costo nastro in più maglia unidir [€] (b)
1	30x30	429,70 €	204,96 €	102,48 €
2	30x30	634,66 €		
1	40x40	295,02 €	143,84 €	71,92 €
2	40x40	438,86 €		
1	50x50	198,68 €	74,86 €	37,43 €
2	50x50	273,54 €		

Tabella 26: costi maglie unidirezionali

MAGLIA UNIDIREZIONALE			
spessore muro 40 cm - larghezza nastro 19 mm - spessore 0,75 mm			
n° nastri	Maglia (vert x orizz) [cm]	costo maglia unidir [€]	costo nastro in più maglia unidir [€]
1	30	215,21 €	102,48 €
1	40	151,03 €	71,92 €
1	50	107,60 €	37,43 €
1	60	109,38 €	51,24 €

Tabella 27: elenco prezzi al metro quadrato delle maglie di CAM usate nel caso studio

Prezzi delle maglie utilizzate negli interventi di rinforzo			
ID	Maglia (Vert / sp.)	Maglia (Orizz /	Prezzo [€/m ²]
CAM/01	1 x 30 / 0,75	1 x 30 / 0,75	430,42 €
CAM/02	1 x 30 / 0,75	1 x 40 / 0,75	366,24 €
CAM/03	1 x 30 / 0,75	1 x 50 / 0,75	322,81 €
CAM/04	1 x 30 / 0,75	1 x 60 / 0,75	324,59 €
CAM/05	1 x 40 / 0,75	1 x 40 / 0,75	302,06 €
CAM/06	1 x 40 / 0,75	1 x 50 / 0,75	258,64 €
CAM/07	1 x 40 / 0,75	1 x 60 / 0,75	260,41 €
CAM/08	1 x 50 / 0,75	1 x 50 / 0,75	215,21 €
CAM/09	1 x 50 / 0,75	1 x 60 / 0,75	216,98 €
CAM/10	1 x 60 / 0,75	1 x 60 / 0,75	218,76 €

(a) costo calcolato come: costo 2 – costo 1

(b) calcolato come: $\frac{\text{costo 2} - \text{costo 1}}{2}$



Una volta ricavati i prezzi al metro quadrato delle maglie di CAM usate la stima del costo della proposta 1 – intervento di II livello risulta la seguente:

Tabella 28: stima dei costi del sistema CAM impiegati nella proposta I – intervento di II livello

Rif.	ID	Prezzo [€/m ²]	Applicati P.T	Superficie [m ²]	Applicati P.1	Superficie [m ²]	Totale [€]
C1	CAM/01	430,42 €	X	75			32.281,20 €
	CAM/02	366,24 €	X	113,26			41.480,34 €
	CAM/03	322,81 €					
	CAM/04	324,59 €			X	18,00	6.025,65 €
	CAM/05	302,06 €	X	33			9.968,11 €
	CAM/06	258,64 €	X	19			4.914,08 €
	CAM/07	260,41 €			X	17,00	4.666,58 €
	CAM/08	215,21 €					
	CAM/09	216,98 €					
	CAM/10	218,76 €					
C.C	CAM/01	430,42 €					
	CAM/02	366,24 €					
	CAM/03	322,81 €	X	62,46	X	38,00	32.428,40 €
	CAM/04	324,59 €	X	15,32	X	98,15	36.831,65 €
	CAM/05	302,06 €			X	15,58	4.706,16 €
	CAM/06	258,64 €	X	12,58			3.253,64 €
	CAM/07	260,41 €					
	CAM/08	215,21 €	X	31,82			6.847,92 €
	CAM/09	216,98 €	X	66	X	19,91	18.619,18 €
	CAM/10	218,76 €	X	22,57	X	153,37	38.488,20 €
C 2	CAM/01	430,42 €	X	13,32			5.733,14 €
	CAM/02	366,24 €	X	23,68	X	20,00	15.997,36 €
	CAM/03	322,81 €	X	37,00			11.944,04 €
	CAM/04	324,59 €					
	CAM/05	302,06 €					
	CAM/06	258,64 €					
	CAM/07	260,41 €					
	CAM/08	215,21 €	X	25,53			5.494,26 €
	CAM/09	216,98 €					- €
	CAM/10	218,76 €	X	60			13.125,60 €



C 3	CAM/01	430,42 €					- €
	CAM/02	366,24 €	X	40	X	34,62	27.328,10 €
	CAM/03	322,81 €			X	70,00	22.596,84 €
	CAM/04	324,59 €			X	10,26	3.330,27 €
	CAM/05	302,06 €					- €
	CAM/06	258,64 €					- €
	CAM/07	260,41 €					- €
	CAM/08	215,21 €	X	90			19.368,72 €
	CAM/09	216,98 €					- €
	CAM/10	218,76 €					- €
Totale CAM							365.429,46 €

Tabella 29: costi parametrici delle lavorazioni dal prezziario della regione Abruzzo

NUOVI SETTI				
Codice [-]	Descrizione	Prezzo [€/m ³]	Volume [m ³]	Totale [€]
E.05.20.20.a	Muratura di mattoni in laterizio semipieni a due o più teste. Muratura di mattoni in laterizio semipieni doppio UNI (12x12x25 cm) dello spessore superiore a due o più teste con malta idonea. E' compresa la formazione di sordini, spalle, piattabande. E' inoltre compreso quanto altro occorre per dare l'opera finita	351,24	18,9	6.650,73 €
E.07.10.80.e	Intonaco civile formato da un primo strato di rinzaffo, da un secondo strato tirato in piano con regolo e fratazzo, steso a mano, spessore 15 mm, con predisposte poste e guide, rifinito con sovrastante strato di colla di malta passato al crivello fino, lisciata con fratazzo metallico alla pezza, per spessore finale di circa 25 mm. Per esterni su pareti verticali: con malta di cemento	Prezzo [€/m ²]	Superficie [m ²]	Totale [€]
		23,36	52,85	1.234,58 €
CHIUSURA DI APERTURE PER CONSOLIDAMENTO PARETI PORTANTI				
Codice [-]	Descrizione	Prezzo [€/m ³]	Volume [m ³]	Totale [€]
E.05.20.20.a	Muratura di mattoni in laterizio semipieni a due o più teste. Muratura di mattoni in laterizio semipieni doppio UNI (12x12x25 cm) dello spessore superiore a due o più teste con malta idonea. E' compresa la formazione di sordini, spalle, piattabande. E' inoltre compreso quanto altro occorre per dare l'opera finita	351,24	35,15	12.345,38 €
E.07.10.80.e	Intonaco civile formato da un primo strato di rinzaffo, da un secondo strato tirato in piano con regolo e fratazzo, steso a mano, spessore 15 mm, con predisposte poste e guide, rifinito con sovrastante strato di colla di malta passato al crivello fino, lisciata con fratazzo metallico alla pezza, per spessore finale di circa 25 mm. Per esterni su pareti verticali: con malta di cemento	Prezzo [€/m ²]	Superficie [m ²]	Totale [€]
		23,36	87,87	2.052,64 €

Il costo totale, comprensivo di oneri di sicurezza e manodopera, della proposta 1 è di 387.712,79 €.

7.2.2. Proposta II

Infine per l'ultima ipotesi risulta:

Tabella 30: stima dei costi del sistema CAM impiegati nella proposta II – intervento di II livello

Rif.	ID	Prezzo [€/m ²]	Applicati P.T	Superficie [m ²]	Applicati P.1	Superficie [m ²]	Totale [€]
C.C	CAM/01	430,42 €					
	CAM/02	366,24 €					
	CAM/03	322,81 €	X	62,46	X	38,00	32.428,40 €
	CAM/04	324,59 €	X	15,32	X	98,15	36.831,65 €
	CAM/05	302,06 €			X	15,58	4.706,16 €
	CAM/06	258,64 €	X	12,58			3.253,64 €
	CAM/07	260,41 €					
	CAM/08	215,21 €	X	31,82			6.847,92 €
	CAM/09	216,98 €	X	65,90	X	19,91	18.619,18 €
	CAM/10	218,76 €	X	22,57	X	168,83	38.488,20 €
Totale CAM							141.175,15 €

Tabella 31: costi parametrici delle predisposizioni per la realizzazione dei giunti tecnici

TAGLIO					
Codice [-]		Prezzo	Volume	Parziale	Totale
		[€/m ³]	[m ³]	[€]	[€]
E.01.80.10.c	Taglio a sezione obbligata di muratura di qualsiasi forma e spessore, eseguito con qualunque mezzo. Compreso l'avvicinamento al luogo di deposito provvisorio, in attesa del trasporto allo scarico; escluso carico, trasporto e scarico a discarica controllata: di muratura di mattoni	353,12 €	50,00	-	17.656,00 €
E.01.100.50.a	Demolizione di pavimento in mattoni, marmette, ecc., compreso il sottofondo, anche con eventuale recupero parziale del materiale. Compreso il calo in basso e l'avvicinamento a luogo di deposito provvisorio. Non è compresa la demolizione del massetto.	Prezzo [€/m ²]	Superficie [m ²]	Parziale [€]	Totale [€]
		16,76 €	801,9	-	13.439,84 €
E.01.80.50.b	Taglio a sezione obbligata di solai misti di laterizi o blocchi di altro materiale e conglomerato cementizio armato. Compreso l'avvicinamento al luogo di deposito provvisorio, in attesa del trasporto allo scarico; escluso carico, trasporto e scarico a discarica controllata: Per spessore da 22,1 a 34 cm	Prezzo [€/m ²]	Superficie [m ²]	Parziale [€]	Totale [€]
		42,65 €	250	-	10.662,50 €

Tabella 32: costi parametrici delle lavorazioni dal prezziario della regione Abruzzo

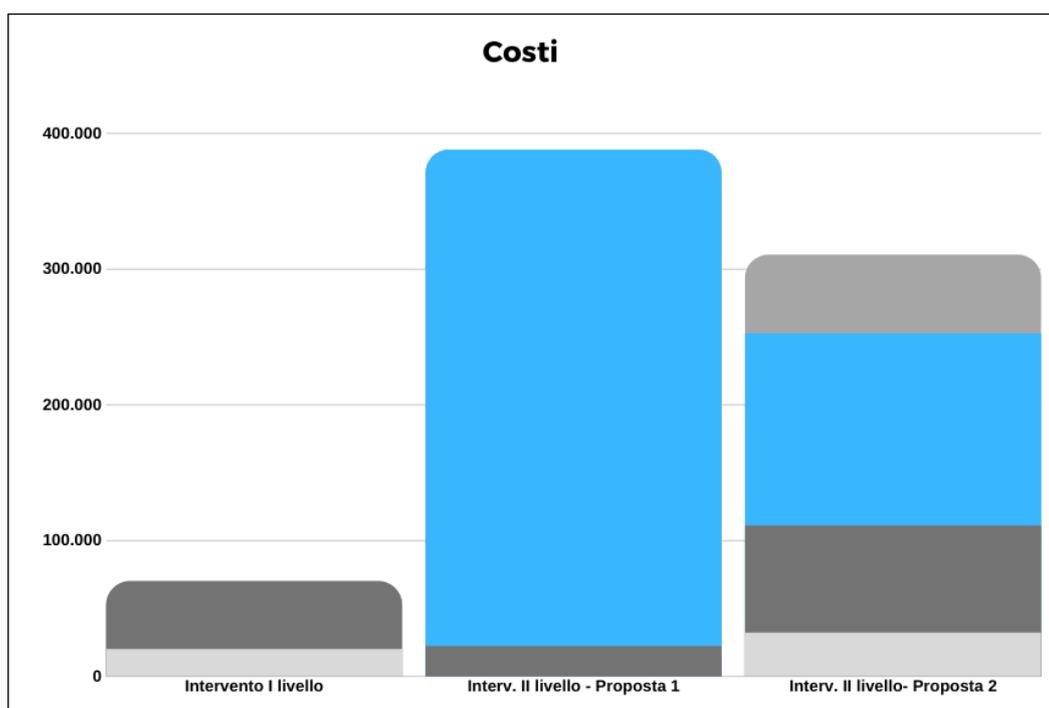
NUOVE OPERE DI FONDAZIONE					
Codice [-]		Prezzo [€/m ³]	Volume [m ³]	Parziale [€]	Totale [€]
E.01.30.20.b	scavo manuale a sezione obbligata	137,47 €	150	20.620,50 €	32.130,35 €
E.03.10.20.c	cls 32/40 ordinario per opere di fondazione in c.a	142,47 €	63	8.975,61 €	
E.03.40.10.a	acciaio in barre ad alta duttilità, classe B450C	Prezzo	Peso	Parziale	
		[€/kg]	[kg]	[€]	
E.03.30.10.a	casseformi di qualunque tipo, per opere di fondazione	1,43 €	392,49	561,26 €	
		Prezzo	Superficie	Parziale	
		[€/m ²]	[m ²]	[€]	
		26,54 €	74,34	1.972,98 €	
PARZIALE CREAZIONE GIUNTI DI SEPARAZIONE DEI CORPI DI FABBRICA					
Codice [-]		Prezzo [€/m]	Lunghezza [m]	Parziale [€]	Totale [€]
E.12.10.100.a	Giunto di dilatazione a tenuta d'aria da pavimento in grado di sopportare mezzi con carichi complessivo fino a kg 30.000, con profilo portante in alluminio ed elemento centrale a T, alette di ancoraggio perforate, guarnizione elastica in neoprene, per impiego a temperature da -30°C a + 120°C, resistenti ad agenti atmosferici, olii, grassi, detergenti con componenti acidi, alle sostanze bituminose, movimento totale del profilo 25+16÷9 mm, larghezza massima del giunto 70 mm, larghezza visibile del profilo 76 mm. Con elementi pari a m 4,00: altezza 30 mm	201,96 €	50	-	10.098,00 €
E.12.10.140.g	Giunto verticale per esterni, tipo alette esterne e corpo interno, con profilo portante in alluminio da faccia a vista, guarnizione in neoprene cellulare elastica, resistenti ad agenti atmosferici, olii, grassi, detergenti con componenti acidi, alle sostanze bituminose, altezza pari a mm 25. Con elementi pari a m 4,00: Per larghezza di utilizzo da 335 a 500 mm	139,63 €	45	-	6.283,35 €
NUOVI SETTI					
Codice [-]	Descrizione	Prezzo [€/m ³]	Volume [m ³]	Parziale [€]	Totale [€]
E.05.20.20.a	Muratura di mattoni in laterizio semipieni a due o più teste. Muratura di mattoni in laterizio semipieni doppio UNI (12x12x25 cm) dello spessore superiore a due o più teste con malta idonea. E' compresa la formazione di sordini, spalle, piattabande. E' inoltre compreso quanto altro occorre per dare l'opera finita	351,24 €	160,4	-	56.350,84 €
E.07.10.80.e	Intonaco civile formato da un primo strato di rinaffo, da un secondo strato tirato in piano con regolo e fratazzo, steso a mano, spessore 15 mm, con predisposte poste e guide, rifinito con sovrastante strato di colla di malta passato al crivello fino, liscia con fratazzo metallico alla pezza, per spessore finale di circa 25 mm. Per esterni su pareti verticali: con malta di cemento	Prezzo	Superficie	Parziale	Totale
		[€/m ²]	[m ²]	[€]	[€]
		23,36 €	336,775	-	7.867,06 €

CHIUSURA DI APERTURE PER CONSOLIDAMENTO PARETI PORTANTI					
Codice [-]	Descrizione	Prezzo [€/m ³]	Volume [m ³]	Parziale [€]	Totale [€]
E.05.20.20.a	Muratura di mattoni in laterizio semipieni a due o più teste. Muratura di mattoni in laterizio semipieni doppio UNI (12x12x25 cm) dello spessore superiore a due o più teste con malta idonea. E' compresa la formazione di sordini, spalle, piattabande. E' inoltre compreso quanto altro occorre per dare l'opera finita	351,24 €	36,00	-	12.644,64 €
E.07.10.80.e	Intonaco civile formato da un primo strato di rinaffo, da un secondo strato tirato in piano con regolo e fratazzo, steso a mano, spessore 15 mm, con predisposte poste e guide, rifinito con sovrastante strato di colla di malta passato al crivello fino, liscia con fratazzo metallico alla pezza, per spessore finale di circa 25 mm. Per esterni su pareti verticali: con malta di cemento	Prezzo [€/m ²]	Superficie [m ²]	Parziale [€]	Totale [€]
		23,36 €	87,87	-	2.052,64 €

Il costo totale, comprensivo di oneri di sicurezza e manodopera, della proposta 2 è di 310.360,38 €.

Al fine di rendere una visione globale dei costi, elencati in precedenza, ed effettuare un primo confronto diretto in termini monetari si riporta di seguito un diagramma a barre nel quale, per ogni tipologia di intervento, è mostrata l'incidenza delle singole voci riportate nella stima (tabella 32).

Tabella 33: incidenza economica delle singole voci su ogni proposta di intervento



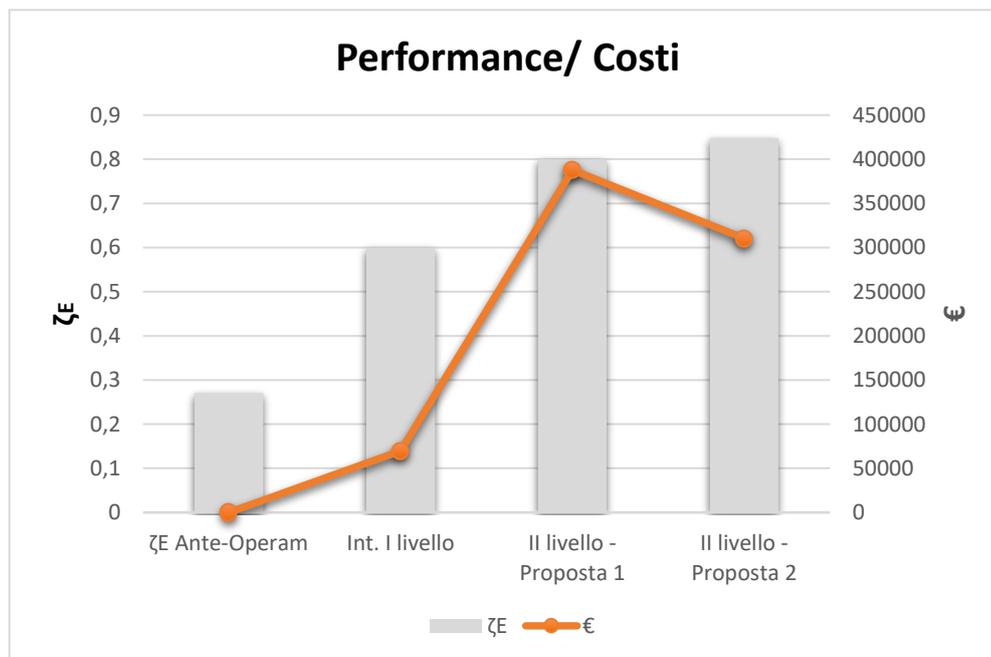


In riferimento al diagramma le porzioni in *grigio chiaro* indicano le nuove opere di fondazione, in *nero chiaro* sono indicati i nuovi setti e le aperture murate, in *blu chiaro* il rinforzo mediante sistema CAM ed in *grigio scuro* le opere necessarie alla creazione del giunto tecnico.

8. CONCLUSIONI

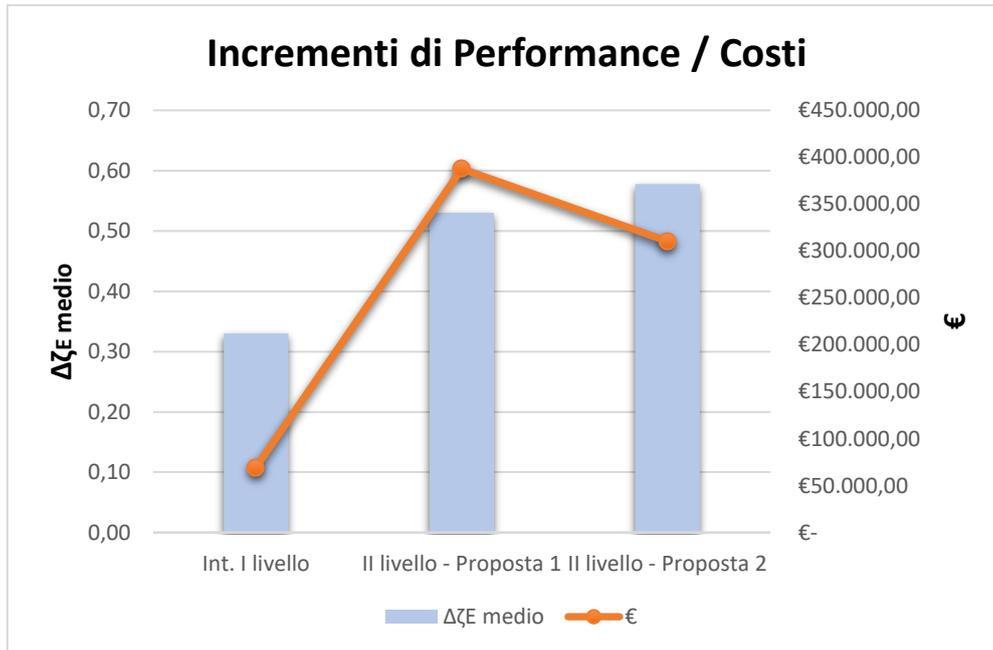
Come possiamo notare intuitivamente il prezzo dell'intervento di I livello mediante l'inserimento di sole opere murarie, è sostanziosamente inferiore a quello delle due proposte di II livello ma questa non risulta essere la scelta migliore. Purtroppo il sistema CAM per quanto possa essere efficace come soluzione è altrettanto costoso quindi, sulla base dei risultati ottenuti e sintetizzati nella tabella seguente è intuibile come la soluzione migliore risulti essere la proposta 2 dell'intervento di II livello. L'utilizzo al minimo del sistema CAM, dove necessario, unitamente alla creazione di giunti sismici al fine di regolarizzare, per quanto possibile, le strutture e l'inserimento di nuovi setti in muratura portante ha restituito un'ottimizzazione dei costi non rinunciando comunque ad una miglioria della risposta strutturale in termini di ζ_E (tabelle 33 e 34).

Tabella 34: confronto diretto tra prestazioni ottenute e costi per ogni intervento



Considerando globalmente le azioni di consolidamento effettuate sulla struttura, ne emerge un aumento della rigidità globale della stessa con un incremento della resistenza dei maschi murari, miglioramento sismico globale e raggiungimento dei requisiti minimi per l'adeguamento secondo gli standard normativi.

Tabella 35: confronto tra margine di miglioramento conseguito e costo della miglioria



Attraverso il presente lavoro di sperimentazione e ricerca si è riusciti ad ottenere una conoscenza più ampia, approfondita e dettagliata di soluzioni tecniche e problematiche legate alle strutture. La scuola materna di Pianella, provincia di Pescara, al termine delle analisi effettuate e delle considerazioni fatte fa emergere una grave problematica molto sottovalutata nel campo delle strutture: gli effetti indotti sul comportamento sismico a causa dell'irregolarità strutturale. I danni riportati dal manufatto non sono solo dovuti al terremoto dell'Aquila risalente al 6 Aprile 2009 ma ad una scarsa manutenzione unitamente ad una progettazione poco accurata crea disagi non trascurabili alle strutture. Sono state fatte molte approssimazioni ed ipotesi al fine di sviluppare il modello nel miglior modo possibile e che risulti un'efficace discretizzazione della realtà, questo a causa di un livello di conoscenza basso quale un LC1 che generalmente per situazioni complesse come questa non è sufficiente per effettuare un intervento efficace su una struttura, la cui funzione sia quella di ospitare bambini.

La sicurezza può essere efficacemente aumentata con interventi non eccessivamente costosi, che portano una variazione significativa dell'indice rispetto al livello iniziale. Tali interventi sono auspicabili in maniera diffusa per ridurre velocemente il rischio a budget ridotto. Viceversa, gli interventi di adeguamento sono associati a costi molto più alti a fronte di incrementi più piccoli della sicurezza. In sintesi, le proposte di intervento valutano alcune possibilità: la prima è quella di limitare i costi mediante l'uso di tecnologie più comuni (come l'introduzione di nuovi setti in muratura di mattoni Poroton e la chiusura di alcune aperture sempre mediante l'impiego di murature ben ammorsate) limitando il guadagno prestazione ma rispettando i limiti minimi imposti dalla normativa e limitando i costi. La seconda proposta è un'estremizzazione della terza, ci si è posti l'obiettivo di ottenere un sostanzioso guadagno prestazionale combinando diverse tecnologie (rinforzo dei maschi murari mediante sistema CAM, inserimento di nuovi setti in muratura e chiusura di alcune aperture) ovviamente a discapito di un costo maggiore. La terza proposta è derivata dalla ricerca di una soluzione più vantaggiosa in termini economici ma altrettanto performanti: applicando il CAM dove necessario per il rinforzo, separando i vari corpi di fabbrica ed inserendo nuovi setti in muratura si è riusciti ad ottenere una via di mezzo tra le prime due



soluzioni. L'analisi Pushover, rispetto ad analisi di tipo lineare, si è dimostrata essere un efficace mezzo per carpire il comportamento strutturale ed effettuare una valutazione ai fini della sicurezza sismica, indispensabile per molti edifici ma in particolar modo quelli esistenti.

A prescindere dal risultato ottenuto il seguente lavoro di tesi pone l'attenzione su determinate problematiche che spesso si incontrano quando si lavora con strutture esistenti e a cui l'ingegnere è chiamato a rispondere.



BIBLIOGRAFIA

- M. Vinci. “Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura” Flaccovio Editore, 2018
- D.M. 17 gennaio 2018, aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP., istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- Guida REULIS “Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni.”
- Masi A., Castenetto S., Chiauuzzi L., “Rischio sismico: educazione e prevenzione (slides).
- Boni M. P., “Vulnerabilità sismica di edifici”, Politecnico di Milano, 2016 (slides).
- Tesi: Davide Mercurio, Prof. Ing. Fabio Di Trapani “ Valutazione della sicurezza e progetto degli interventi di consolidamento del Palazzo Pietropaoli”
- Tesi: Enza Nicotra, Prof. Ing. Fabio Di Trapani “Analisi Sismica Globale edifici esistenti in muratura; il caso studio: Palazzo Garzolini di Tolmezzo (UD)”
- Tesi: Alvaro, Vincenzo “Materiali Compositi a Matrice Cementizia per i Rinforzi Strutturali”
- Manuale software di calcolo strutturale CDSWin (S.T.S)
- Slide del corso “Ingegneria Sismica”, a cura del Prof. G.P. Cimellaro, Politecnico di Torino
- M. Dolce ‘Schematizzazione e modellazione degli edifici in muratura soggetti ad azione sismica’/ l’Industria delle Costruzioni, 242 (1991)



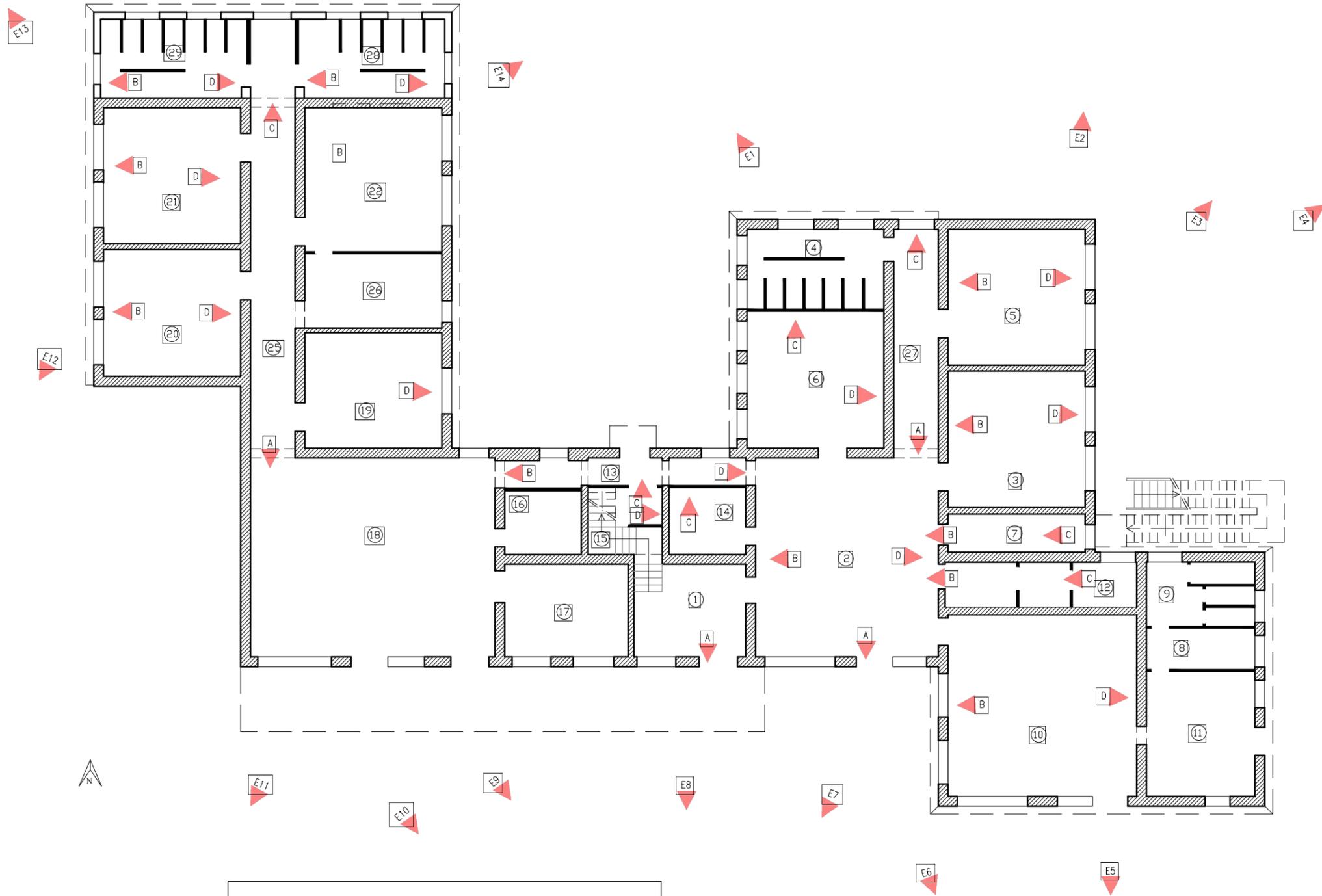
SITOGRAFIA

- mi.ingv.it
- www.protezionecivile.gov.it/cms/documents/Masi_TINR_Roma_DPC
- <http://www.protezionecivile.gov.it/attivita-rischi/rischio-sismico/attivita/classificazione-sismica>
- <http://www.cias-italia.it/PDF/MELONI%20-%20Vulnerabilita%20Sismica.pdf>
- <http://biblus.acca.it/focus/adeguamento-sismico-e-miglioramento-sismico/>
- Analisi e interventi strutturali su edifici in muratura secondo le NTC 08 – caratteristiche meccaniche della muratura
- www.regioneabruzzo.it
- <https://www.ingenio-web.it/19794-analisi-push-over-ad-edifici-in-muratura-condotta-mediante-il-software-cdma-win-alcuni-esempi>
- S.T.S/materiale didattico/corsi :‘Edifici esistenti in muratura e meccanismi locali di collasso’
- <http://www2.ing.unipi.it/~a005843/Costruzioni%20in%20zona%20sismica/Magenes.pdf>
- <https://www.ingenio-web.it/18452-metodi-di-analisi-per-la-valutazione-della-risposta-strutturale-allazione-sismica>

ALLEGATI GRAFICI

Macrogruppo di elaborati	Tipo di elaborato	N° elaborato	Dimensioni	Scala	Codifica	Titolo
RILIEVO FOTOGRAFICO [A]	PIANTA [PO] SCHEDE FOTOGRAFICHE [SF]	1	A3	1:200	A_PO.1	Rilievo fotografico - Pianta piano terra
		2	A3	1:200	A_PO.2	Rilievo fotografico - Pianta piano primo - seminterrato
		1	A4	-	A_SF.1	Rilievo fotografico - Schede fotografiche
RILIEVO DEL DEGRADO [B]	PROSPETTO [PR]	1	297x680 mm	1:100	B_PR.1	Rilievo del degrado - Prospetti Nord Sud
		2	297x500 mm	1:100	B_PR.2	Rilievo del degrado - Prospetti Est Ovest
STATO DI FATTO [C]	PIANTA [PO]	1	A3	1:200	C_PO.1	Stato di fatto - Pianta piano terra
		2	A3	1:200	C_PO.2	Stato di fatto - Pianta piano primo
	PROSPETTO [PR] SEZIONE [SE]	1	297x680 mm	1:100	C_PR.1	Stato di fatto - Prospetti Nord Sud
		2	297x500 mm	1:100	C_PR.2	Stato di fatto - Prospetti Est Ovest
		1	297x500 mm	1:100	C_SE.1	Stato di fatto - Sezioni AA'-BB'-CC'
INTERVENTO DI I LIVELLO [MS] INTERVENTO DI II LIVELLO - proposta 1 [AS1] INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO [D]	PIANTA [PO]	1	A3	1:200	D_MS.PO.1	Miglioramento sismico - Pianta piano terra
		2	A3	1:200	D_MS.PO.2	Miglioramento sismico - Pianta piano primo
	PIANTA [PO]	1	297x590 mm	1:200	D_ASI.PO.1	Adeguamento sismico 1 - Pianta piano terra
		2	297x590 mm	1:200	D_ASI.PO.2	Adeguamento sismico 1 - Pianta piano primo
	PROSPETTO [PR] PARTICOLARE COSTRUTTIVO [PC]	1	297x590 mm	1:100	D_ASI.PR.1	Adeguamento sismico 1 - Prospetti Nord Sud
		2	297x450 mm	1:100	D_ASI.PR.2	Adeguamento sismico 1 - Prospetti Est Ovest
	PIANTA [PO]	1	A4	VARIE	D_ASI.PC.1	Adeguamento sismico 1 - Particolare costruttivo
		1	A3	VARIE	D_ASI.MX.1	Adeguamento sismico 1 - Sottotetto: pianta, sezione e particolare costruttivo
		1	A3	1:200	D_AS2.PO.1	Adeguamento sismico 2 - Pianta piano terra
		2	A3	1:200	D_AS2.PO.2	Adeguamento sismico 2 - Pianta piano primo

RILIEVO FOTOGRAFICO PIANO TERRA



2	Salone	8	Ripostiglio	14	Ripostiglio	21	Aula
3	Aula	9	W.C.	16	Ripostiglio	22	Aula
4	Bagno	10	Refettorio	17	Aula	23	Disimpegno
5	Aula	11	Cucina	18	Salone	26	Stanza / Ripostiglio
6	Aula	12	W.C.	19	Aula		
7	Ripostiglio	13	Disimpegno	20	Aula		

Le fotografie sono contenute nell' allegato A.SF.1

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

Elaborato di Tesi: "Valutazione della sicurezza e progetto degli interventi di consolidamento della scuola elementare di Pianella (PE)"

Relatore: Prof. Ing. Fabio Di Trapani

Candidato: Gianvito D'Ambrosio

ELABORATO:

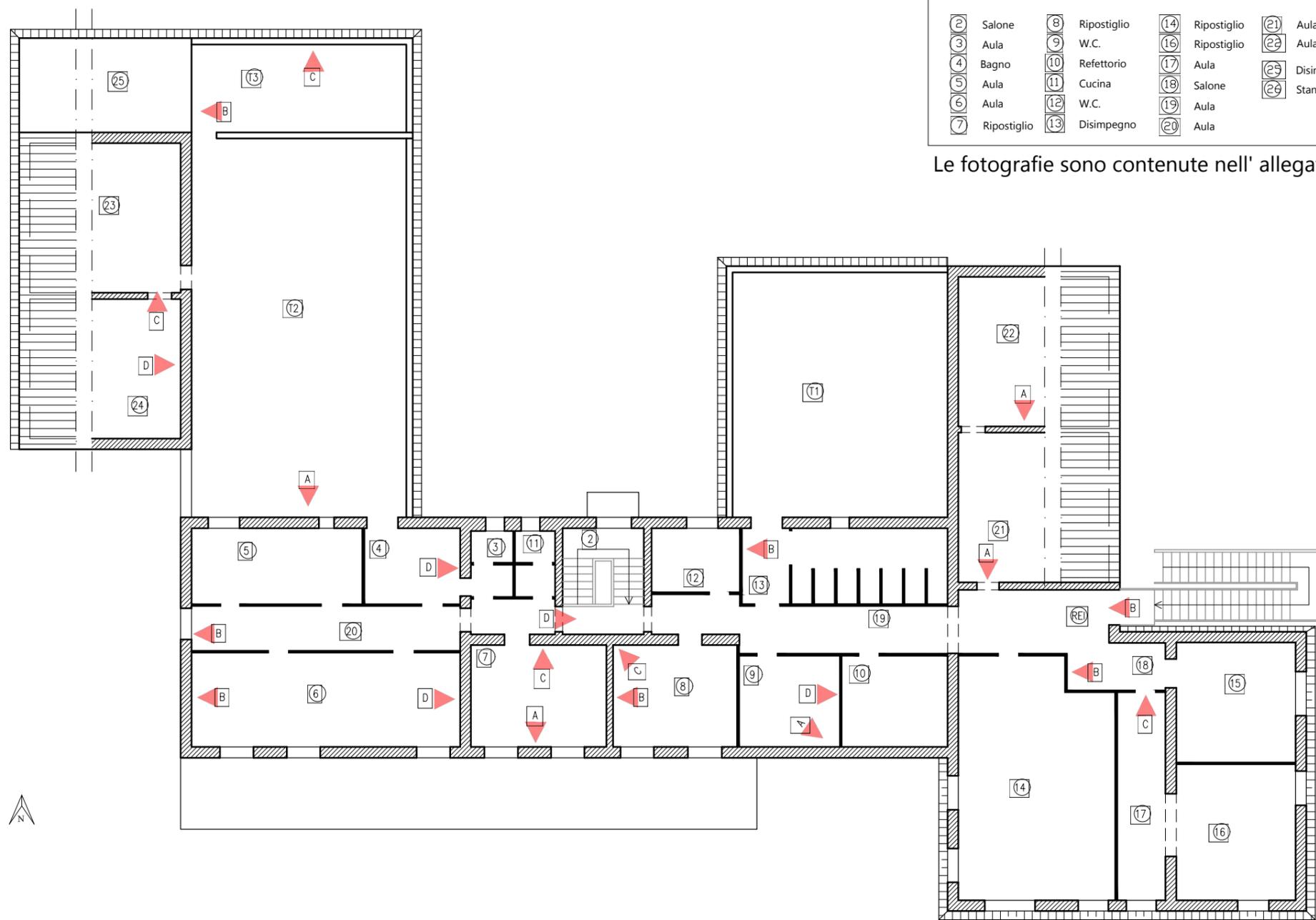
RILIEVO FOTOGRAFICO: PIANTA PIANO TERRA

scala 1:200

A.P0.1



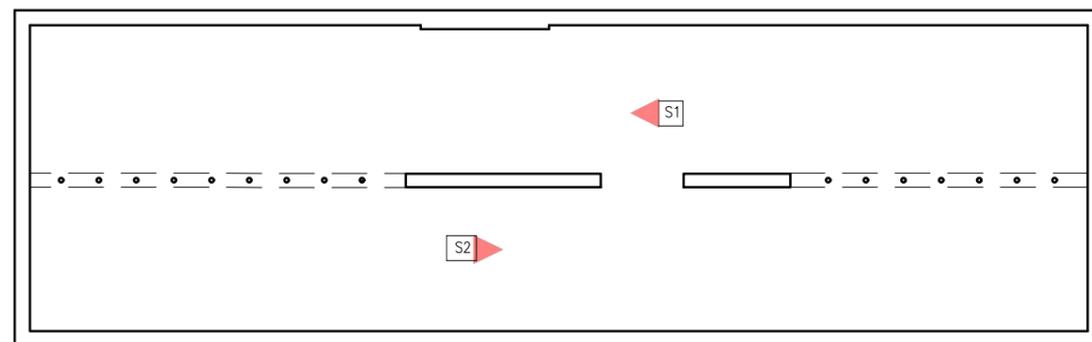
RILIEVO FOTOGRAFICO PIANO PRIMO



2 Salone	8 Ripostiglio	14 Ripostiglio	21 Aula
3 Aula	9 W.C.	15 Ripostiglio	22 Aula
4 Bagno	10 Refettorio	17 Aula	23 Disimpegno
5 Aula	11 Cucina	18 Salone	24 Stanza / Ripostiglio
6 Aula	12 W.C.	19 Aula	
7 Ripostiglio	13 Disimpegno	20 Aula	

Le fotografie sono contenute nell' allegato A.SF.1

RILIEVO FOTOGRAFICO SOTTOTETTO



POLITECNICO DI TORINO
 Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

Elaborato di Tesi: "Valutazione della sicurezza e progetto degli interventi di consolidamento della scuola elementare di Pianella (PE)"

Relatore: Prof. Ing. Fabio Di Trapani

Candidato: Gianvito D'Ambrosio

ELABORATO:

RILIEVO FOTOGRAFICO: PIANTA PIANO PRIMO - SOTTOTETTO

scala 1:200

A.P0.2



Al fine di visionare le fotografie più agevolmente, è stata sviluppata una codifica per nominarle che segue pedissequamente quanto indicato negli elaborati A.PO.1 e A.PO.2.

La codifica si compone di tre codici:

-identificativo di locazione:

E=esterno

PT=piano terra interno,

P1=piano primo interno

S=sottotetto

-identificativo dell'ambiente:

progressivo alfanumerico variabile relativo all'ambiente

-identificativo dell'inquadratura:

A,B,C o D, in base alla fotografia.

Esempio:

-il codice E.12 indica la dodicesima foto all'esterno del fabbricato;

-il codice P1.4_C indica l'ambiente numero 4 al primo piano, fotografato nell'inquadratura C.

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

Elaborato di Tesi: "Valutazione della sicurezza e progetto degli interventi di consolidamento della scuola elementare di Pianella (PE)"

Relatore: Prof. Ing. Fabio Di Trapani

Candidato: Gianvito D'Ambrosio

ELABORATO:

R

ILIEVO FOTOGRAFICO: SCHEDE FOTOGRAFICHE

ASF.1





E1



E2



E3



E4



E5



E6



E7

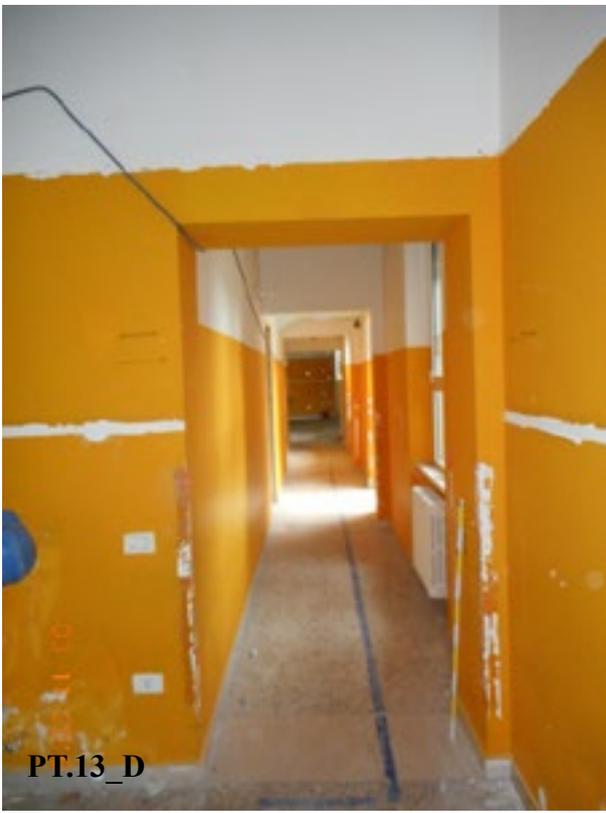


E8









PT.13_D



PT.14_C



PT.15_C



PT.15_D



PT.19_D



PT.20_B



PT.20_D



PT.21_B



PT.21_D



PT.22_A



PT.22_B



PT.25_A



PT.25_C



PT.27_A



PT.27_C



PT.28_B



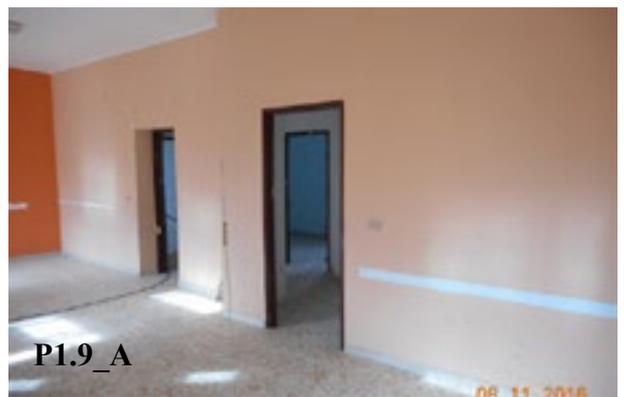
PT.28_D



PT.29_B



PT.29_D





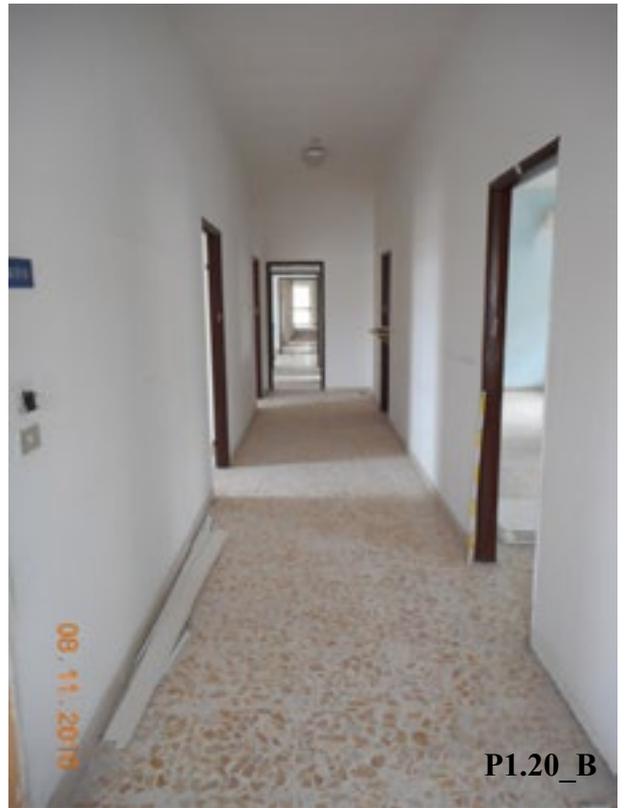
P1.13_B



P1.17_C



P1.18_B



P1.20_B



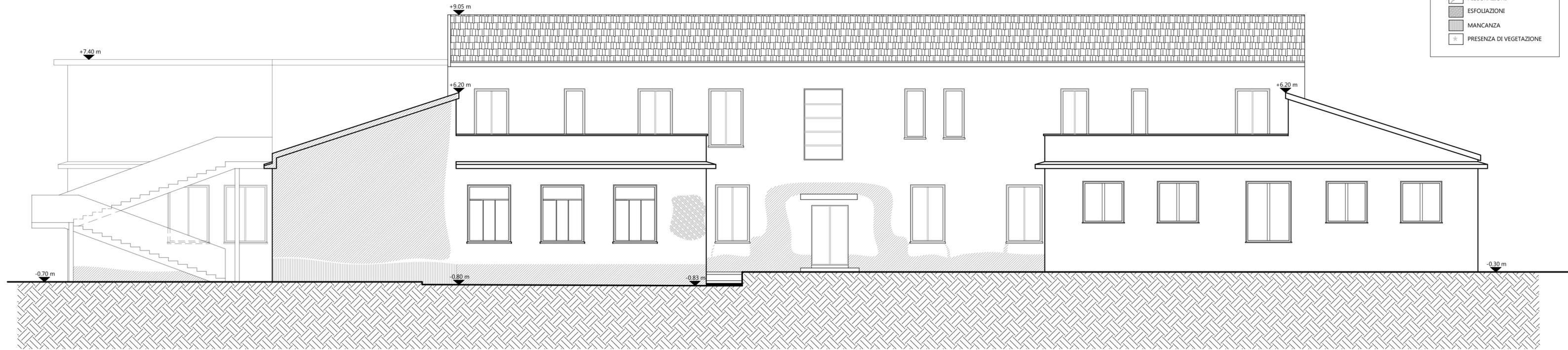
P1.21_A



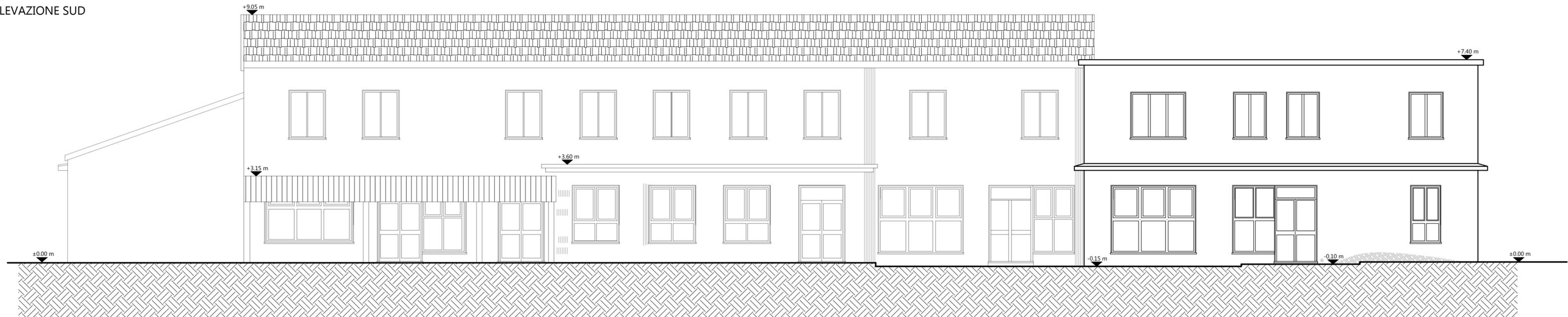
P1.22_A



ELEVAZIONE NORD



ELEVAZIONE SUD



POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

Elaborato di Tesi: "Valutazione della sicurezza e progetto degli interventi di consolidamento della scuola elementare di Pianella (PE)"

Relatore: Prof. Ing. Fabio Di Trapani

Candidato: Gianvito D'Ambrosio

ELABORATO:
RILIEVI DEL DEGRADO: PROSPETTI NORD - SUD

Scala 1:100

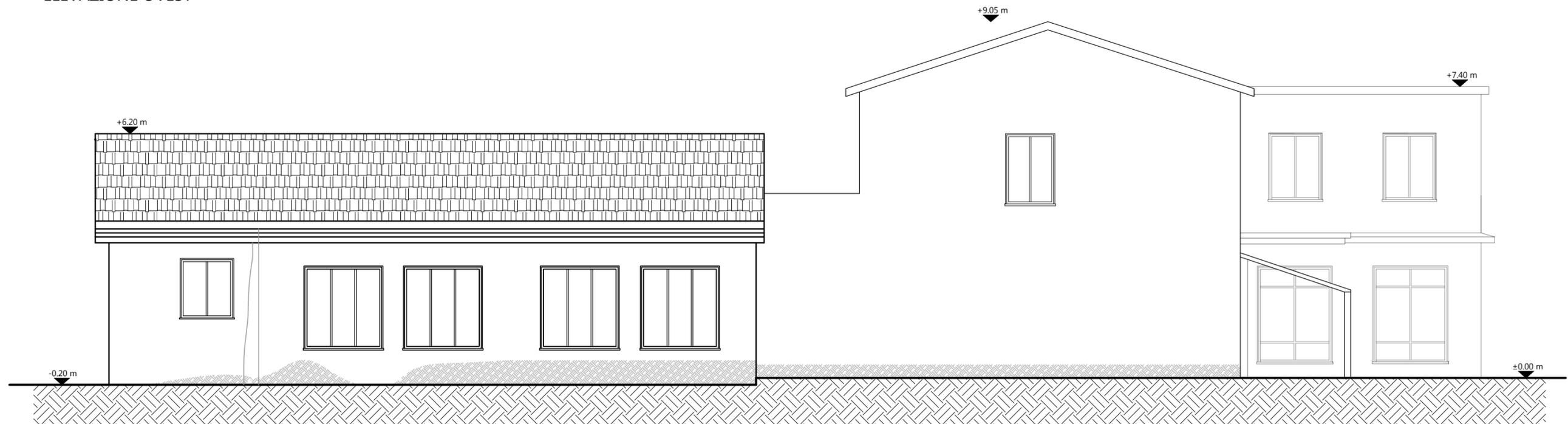
B.PR.1



ELEVAZIONE EST



ELEVAZIONE OVEST



POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

Elaborato di Tesi: "Valutazione della sicurezza e progetto degli interventi di consolidamento della scuola elementare di Pianella (PE)"

Relatore: Prof. Ing. Fabio Di Trapani

Candidato: Gianvito D'Ambrosio

ELABORATO:

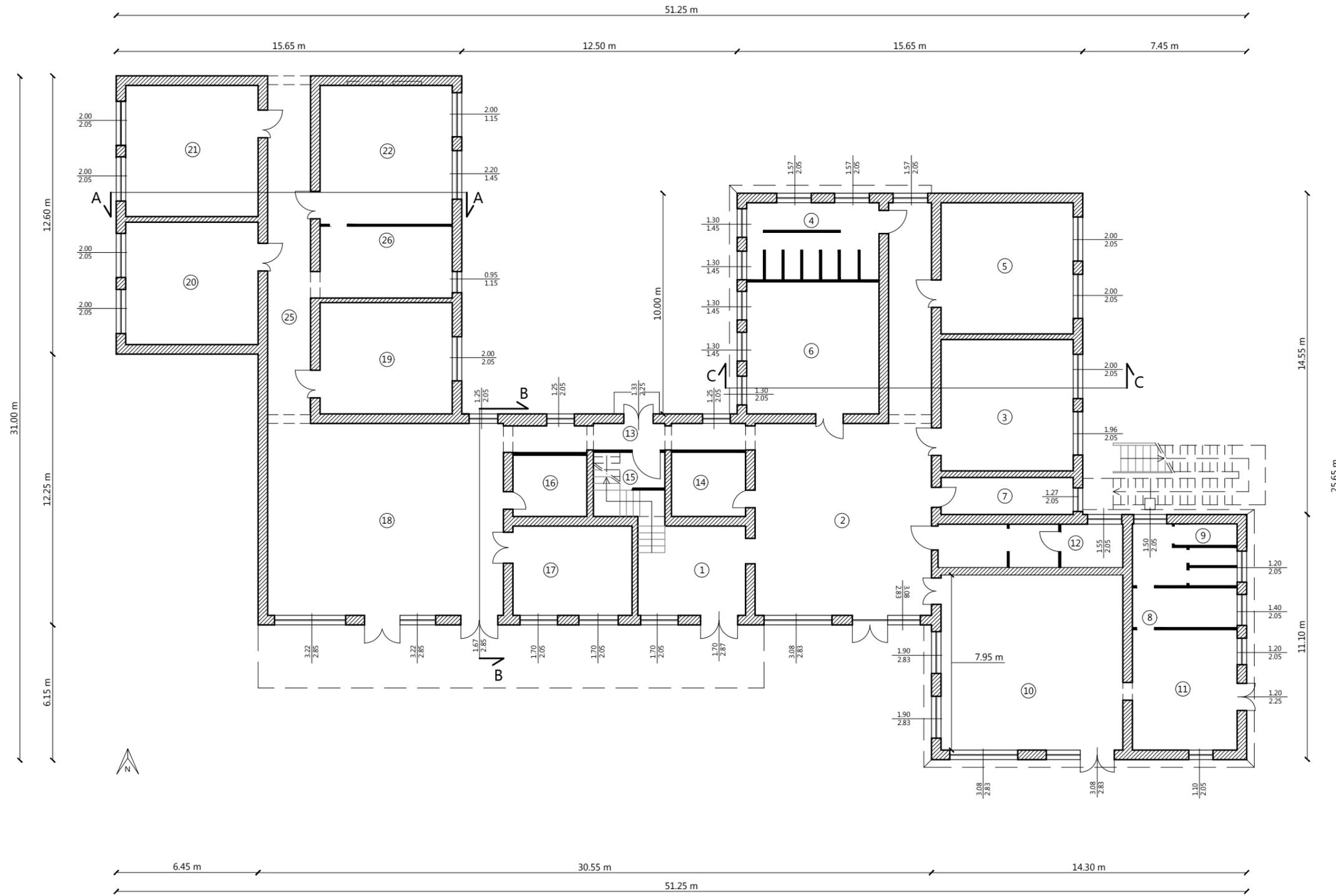
RILIEVI DEL DEGRADO: PROSPETTI EST - OVEST

scala 1:100

B.P.R.2



PIANTA PIANO TERRA



② Salone	69.70 m ²	⑦ Ripostiglio	10.65 m ²	⑫ W.C.	5.54 m ²	⑱ Salone	93.10 m ²	⑳ Disimpegno	30.70 m ²
③ Aula	35.76 m ²	⑧ Ripostiglio	8.55 m ²	⑬ Disimpegno	14.25 m ²	⑲ Aula	30.80 m ²	㉑ Ripostiglio	11.10 m ²
④ Bagno	21.00 m ²	⑨ W.C.	13.00 m ²	⑭ Ripostiglio	10.00 m ²	㉒ Aula	33.30 m ²		
⑤ Aula	35.70 m ²	⑩ Refettorio	65.40 m ²	⑮ Ripostiglio	9.70 m ²	㉓ Aula	37.70 m ²		
⑥ Aula	36.00 m ²	⑪ Cucina	25.90 m ²	⑯ Aula	21.85 m ²	㉔ Aula	37.80 m ²		

POLITECNICO DI TORINO
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

Elaborato di Tesi: "Valutazione della sicurezza e progetto degli interventi di consolidamento della scuola elementare di Pianella (PE)"

Relatore: Prof. Ing. Fabio Di Trapani

Candidato: Gianvito D'Ambrosio

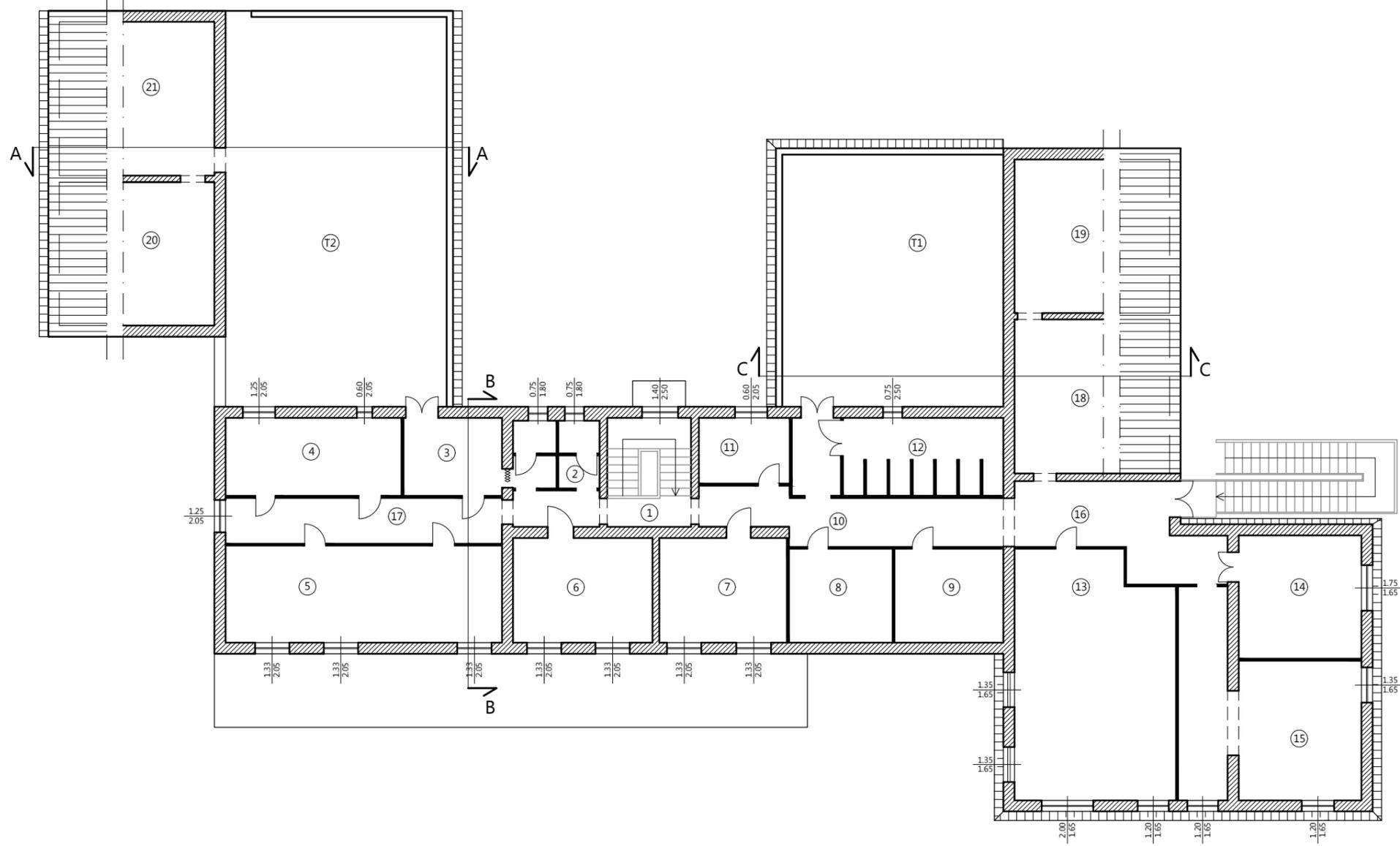
ELABORATO:
STATO DI FATTO: PIANTA PIANO TERRA

scala 1:200

C.P.O.1



PIANTA PIANO PRIMO



①	Disimpegno	14.50 m ²	⑥	Stanza	21.85 m ²	⑪	Ripostiglio	8.90 m ²	⑯	Disimpegno	23.30 m ²	⑳	Sottotetto	35.30 m ²
②	W.C.	9.00 m ²	⑦	Stanza	20.00 m ²	⑫	Bagno	24.60 m ²	⑰	Disimpegno	18.70 m ²	㉑	Sottotetto	35.65 m ²
③	Stanza	11.45 m ²	⑧	Stanza	14.45 m ²	⑬	Stanza	57.70 m ²	⑱	Sottotetto	35.70 m ²	㉒	Terrazzo	83.45 m ²
④	Stanza	20.46 m ²	⑨	Stanza	15.20 m ²	⑭	Stanza	22.60 m ²	㉓	Sottotetto	33.30 m ²	㉔	Terrazzo	127.70 m ²
⑤	Stanza	40.00 m ²	⑩	Disimpegno	23.85 m ²	⑮	Stanza	25.60 m ²						

POLITECNICO DI TORINO
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

Elaborato di Tesi: "Valutazione della sicurezza e progetto degli interventi di consolidamento della scuola elementare di Pianella (PE)"

Relatore: Prof. Ing. Fabio Di Trapani

Candidato: Gianvito D'Ambrosio

ELABORATO:

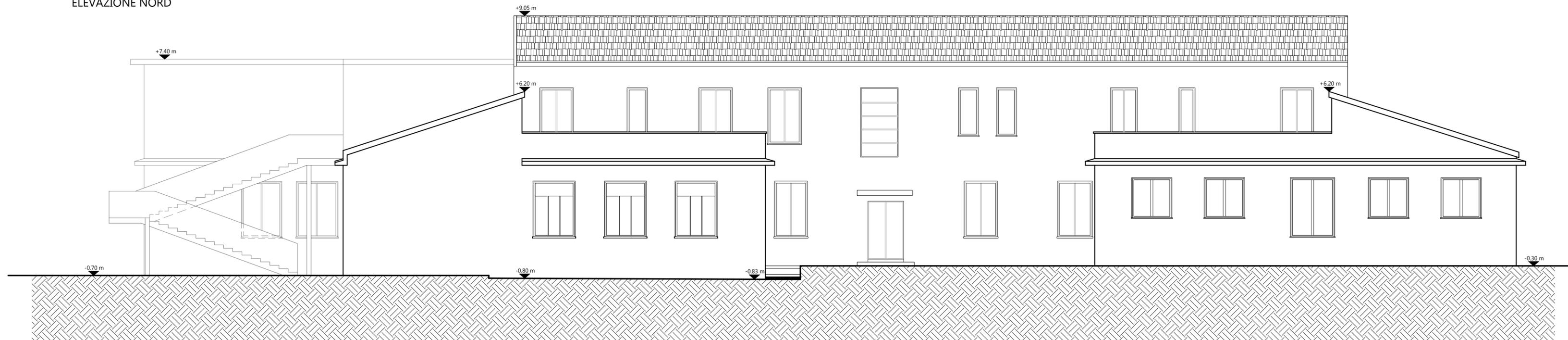
STATO DI FATTO - PIANTA PIANO PRIMO

scala 1:200

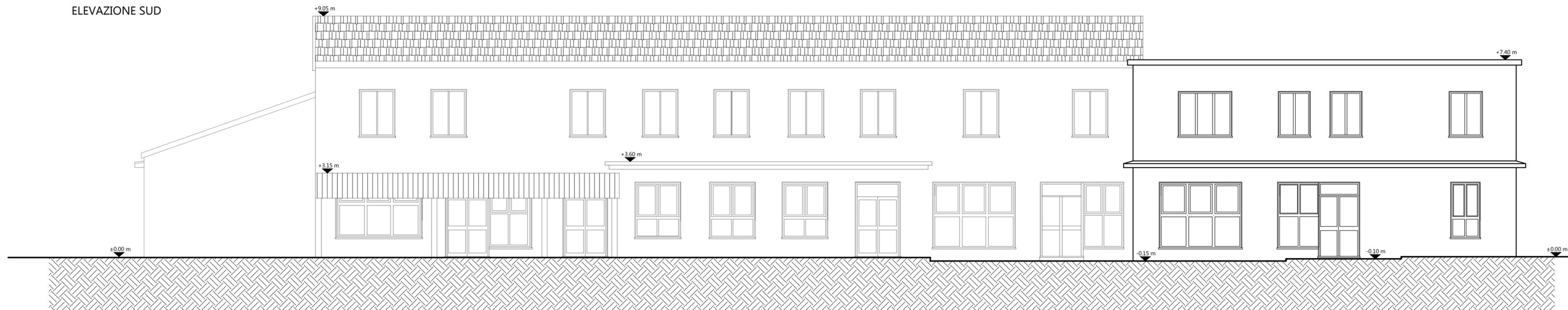
C.P.O.2



ELEVAZIONE NORD



ELEVAZIONE SUD



POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

Elaborato di Tesi: "Valutazione della sicurezza e progetto degli interventi di consolidamento della scuola elementare di Pianella (PE)"

Relatore: Prof. Ing. Fabio Di Trapani

Candidato: Gianvito D'Ambrosio



ELABORATO:
STATO DI FATTO: PROSPETTI NORD-SUD

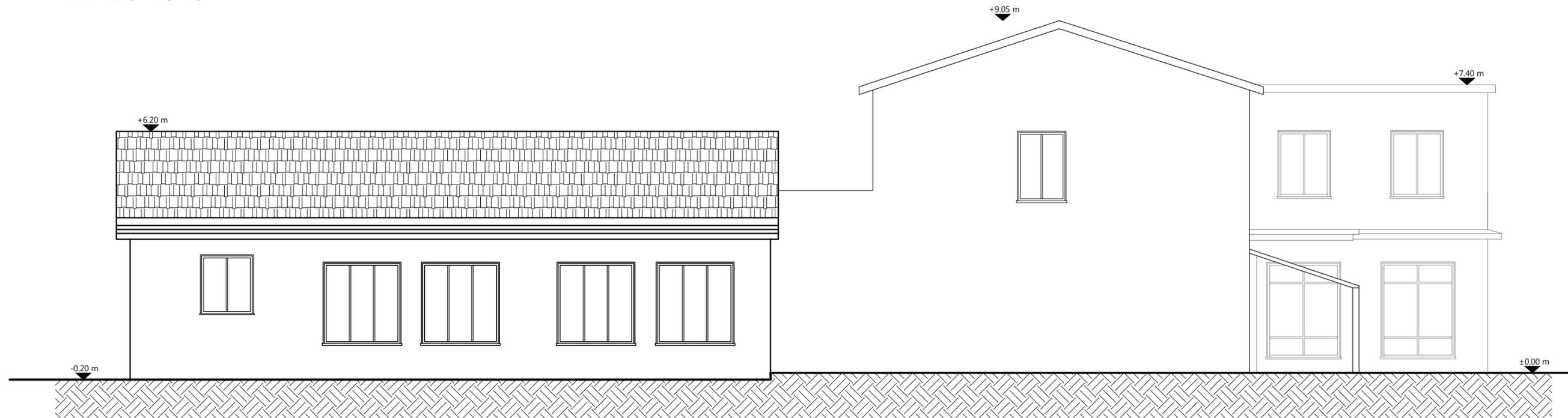
Scala 1:100

C.PR.1

ELEVAZIONE EST



ELEVAZIONE OVEST



POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

Elaborato di Tesi: "Valutazione della sicurezza e progetto degli interventi di consolidamento della scuola elementare di Pianella (PE)"

Relatore: Prof. Ing. Fabio Di Trapani

Candidato: Gianvito D'Ambrosio

ELABORATO:

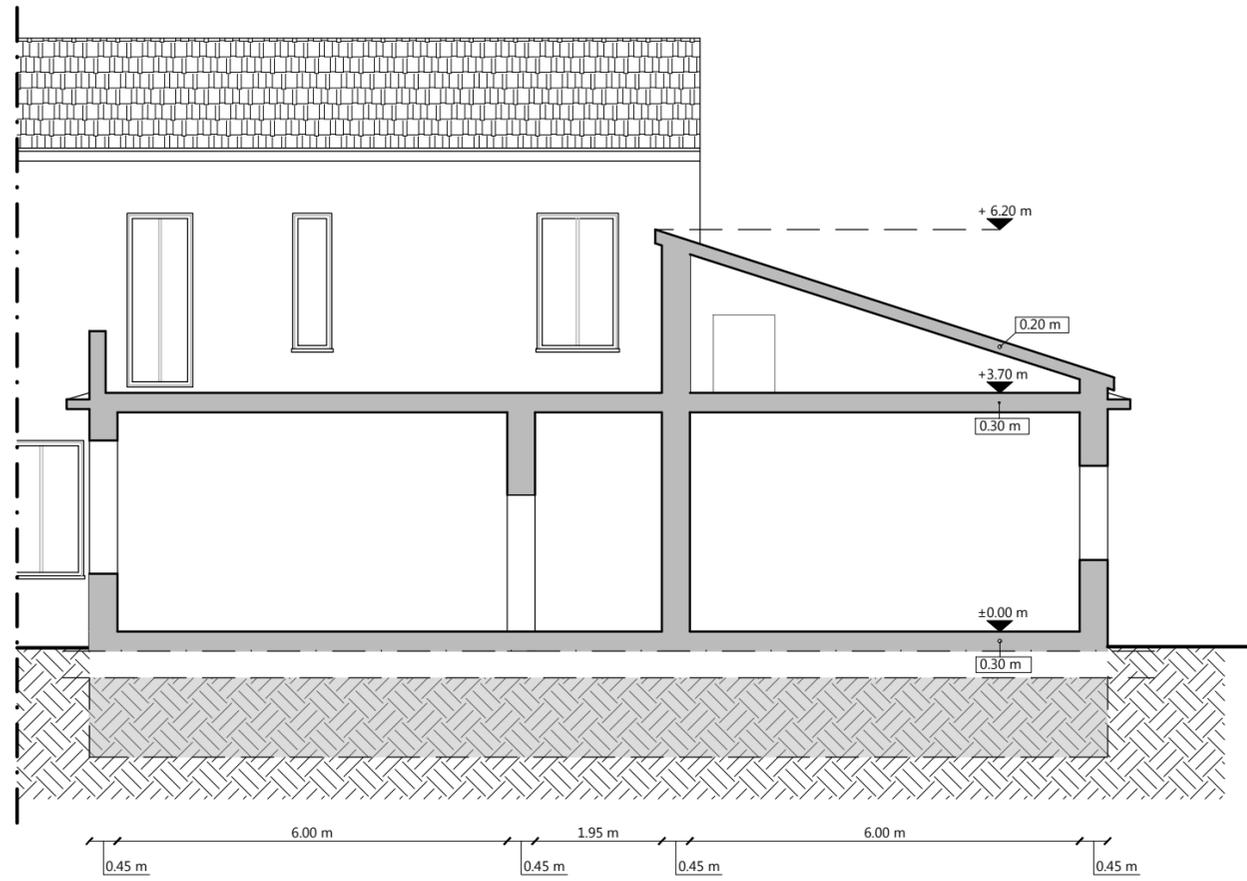
STATO DI FATTO: PROSPETTI EST-OVEST

scala 1:100

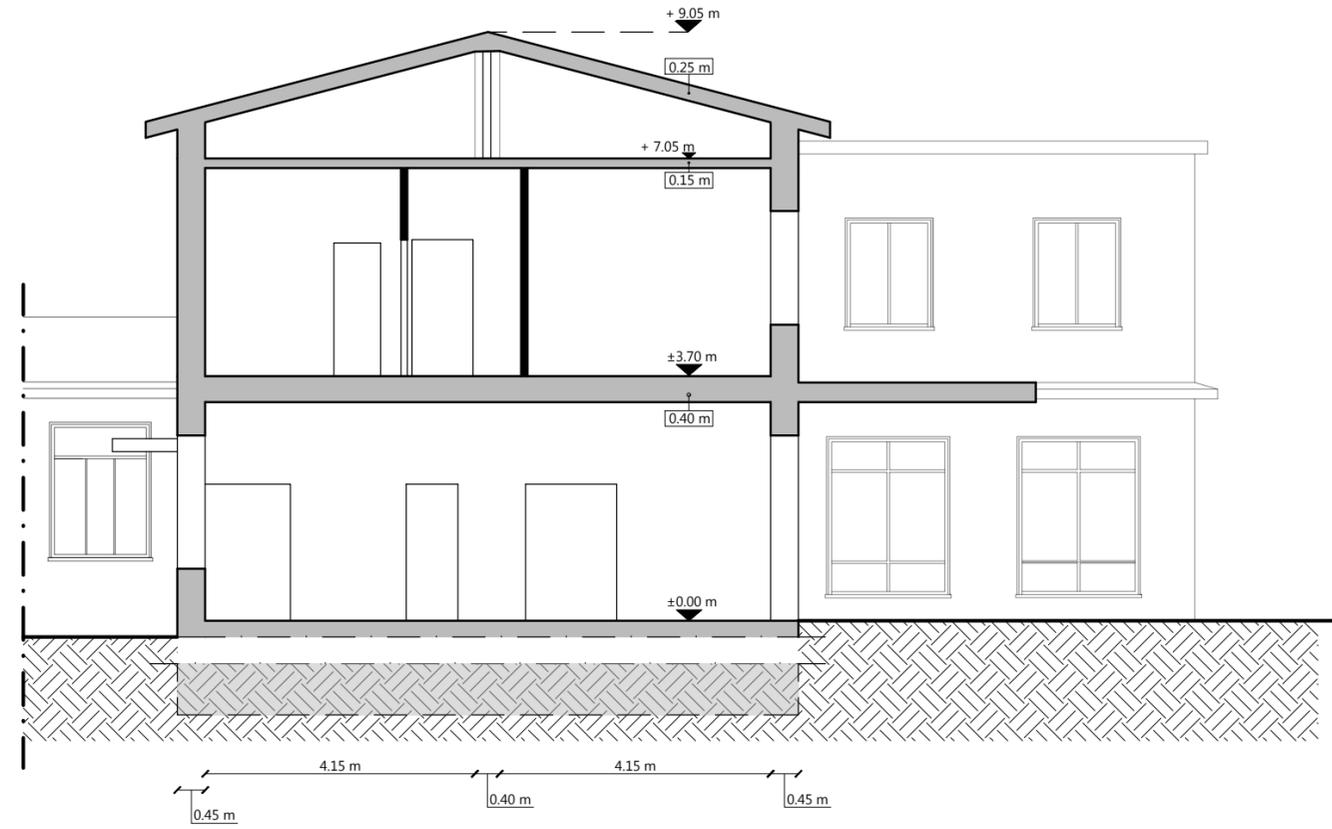
C.P.R.2



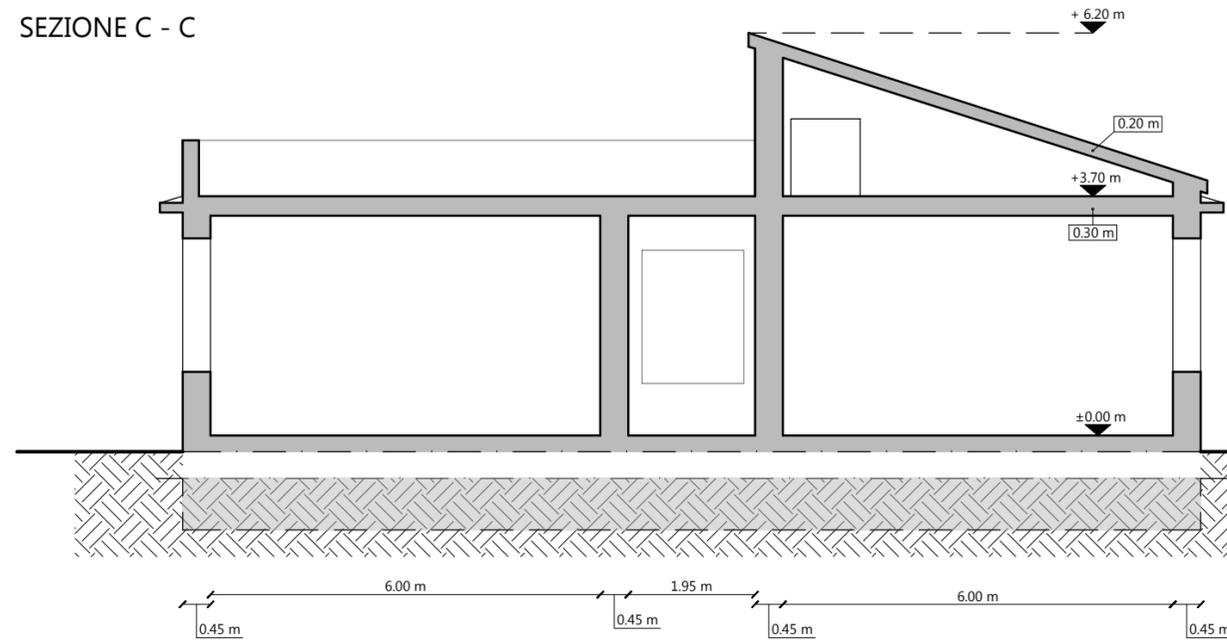
SEZIONE A - A



SEZIONE B - B



SEZIONE C - C



POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

Elaborato di Tesi: "Valutazione della sicurezza e progetto degli interventi di consolidamento della scuola elementare di Pianella (PE)"

Relatore: Prof. Ing. Fabio Di Trapani

Candidato: Gianvito D'Ambrosio

ELABORATO:

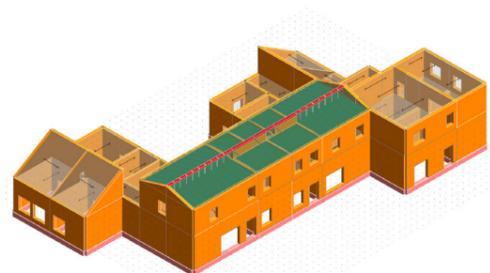
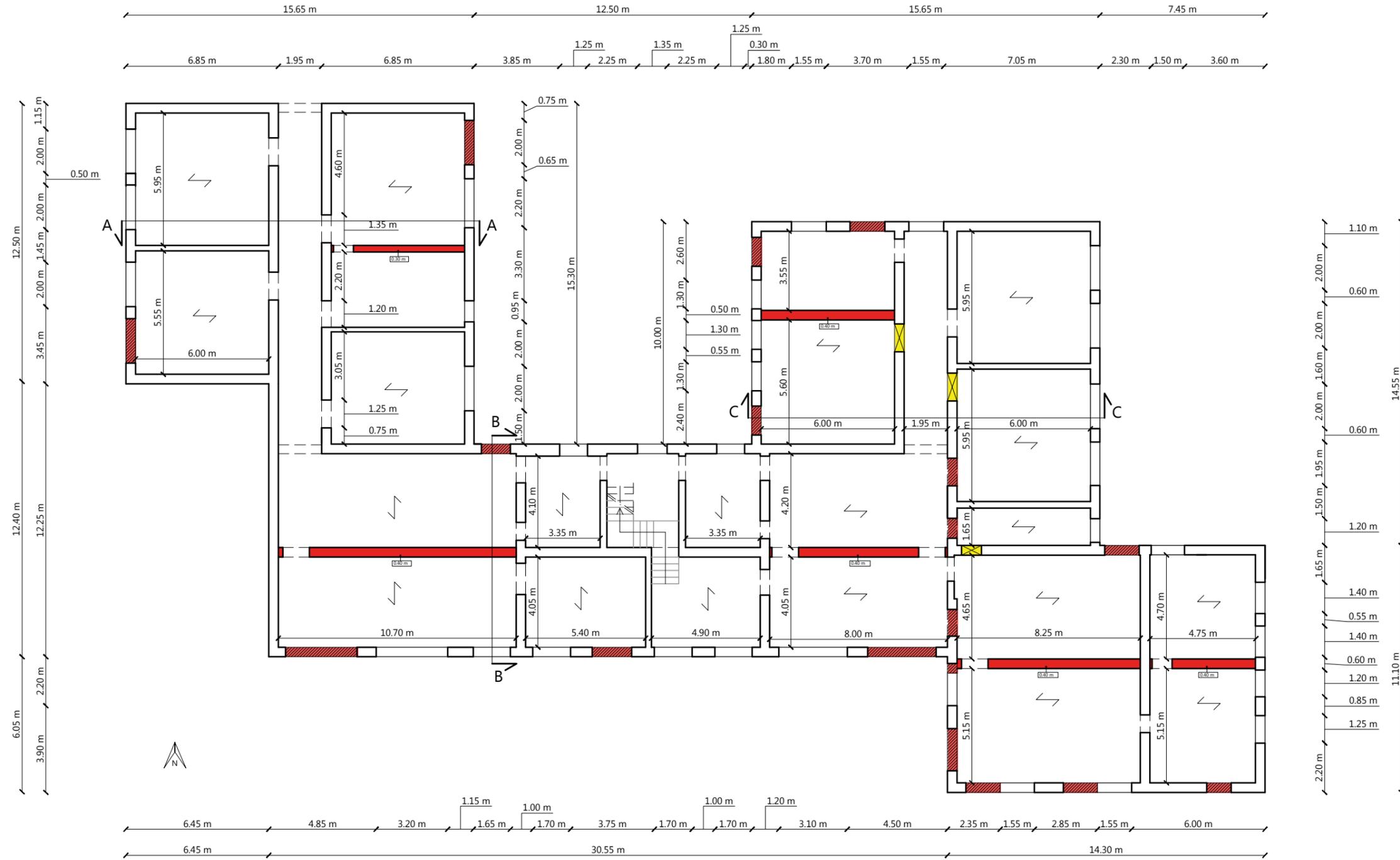
STATO DI FATTO: SEZIONI AA' - BB' - CC'

scala 1:100

C.S.E.1



STATO DI PROGETTO - PIANTA PIANO TERRA



Modello strutturale 3D agli elementi finiti

LEGENDA INTERVENTI

	DA MURARE CON STESSO TIPO DI MURATURA E MALTA: muratura di mattoni in laterizio semipieni a due o più teste. Muratura di mattoni in laterizio semipieni doppio UNI (12x12x25 cm) dello spessore superiore a due o più teste con malta idonea.		APERTURE DA REALIZZARE: taglio a sezione obbligata di muratura di qualsiasi forma e spessore, eseguito con qualunque mezzo.
	NUOVI SETTI IN MURATURA DI MATTONI SEMIPIENI: muratura di mattoni in laterizio semipieni a due o più teste. Muratura di mattoni in laterizio semipieni doppio UNI (12x12x25 cm) dello spessore superiore a due o più teste con malta idonea.		

POLITECNICO DI TORINO
 Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

Elaborato di Tesi: "Valutazione della sicurezza e progetto degli interventi di consolidamento della scuola elementare di Pianella (PE)"

Relatore: Prof. Ing. Fabio Di Trapani

Candidato: Gianvito D'Ambrosio

ELABORATO:

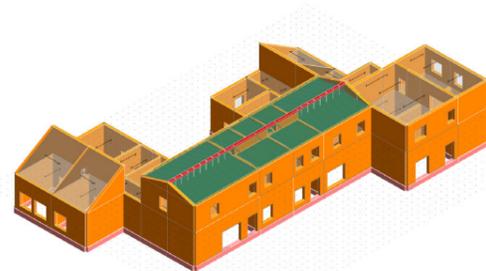
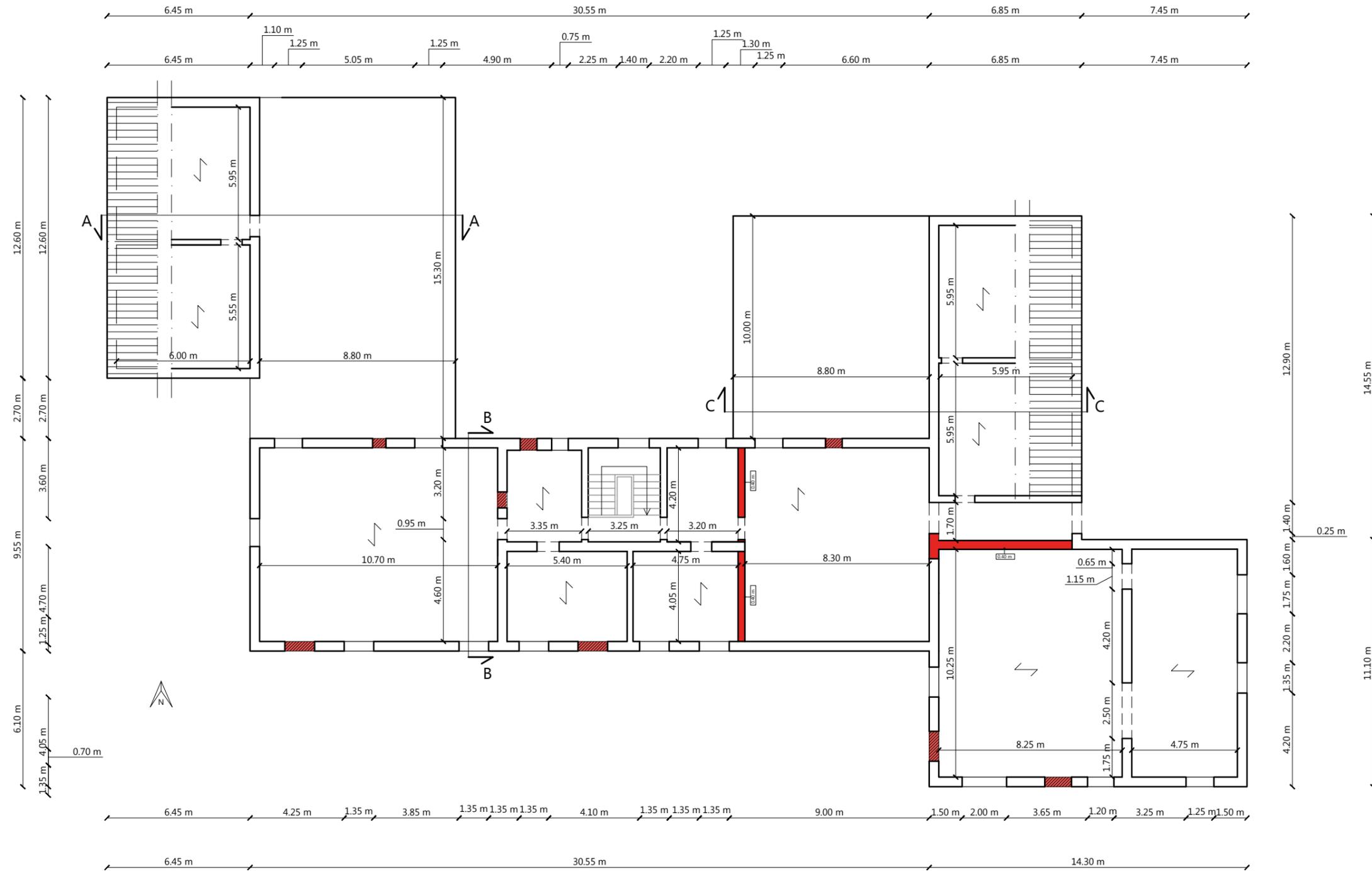
INTERVENTO DI I LIVELLO - PIANTA PIANO TERRA

scala 1:200

D_MS.PO.1



STATO DI PROGETTO - PIANTA PIANO PRIMO



Modello strutturale 3D agli elementi finiti

LEGENDA INTERVENTI

	<p>DA MURARE CON STESSO TIPO DI MURATURA E MALTA: muratura di mattoni in laterizio semipieni a due o più teste. Muratura di mattoni in laterizio semipieni doppio UNI (12x12x25 cm) dello spessore superiore a due o più teste con malta idonea.</p>		<p>APERTURE DA REALIZZARE: taglio a sezione obbligatoria di muratura di qualsiasi forma e spessore, eseguito con qualunque mezzo.</p>
	<p>NUOVI SETTI IN MURATURA DI MATTONI SEMIPIENI: muratura di mattoni in laterizio semipieni a due o più teste. Muratura di mattoni in laterizio semipieni doppio UNI (12x12x25 cm) dello spessore superiore a due o più teste con malta idonea.</p>		

POLITECNICO DI TORINO
 Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

Elaborato di Tesi: "Valutazione della sicurezza e progetto degli interventi di consolidamento della scuola elementare di Pianella (PE)"

Relatore: Prof. Ing. Fabio Di Trapani

Candidato: Gianvito D'Ambrosio

ELABORATO:

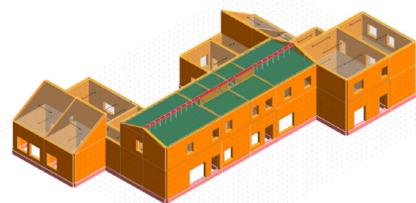
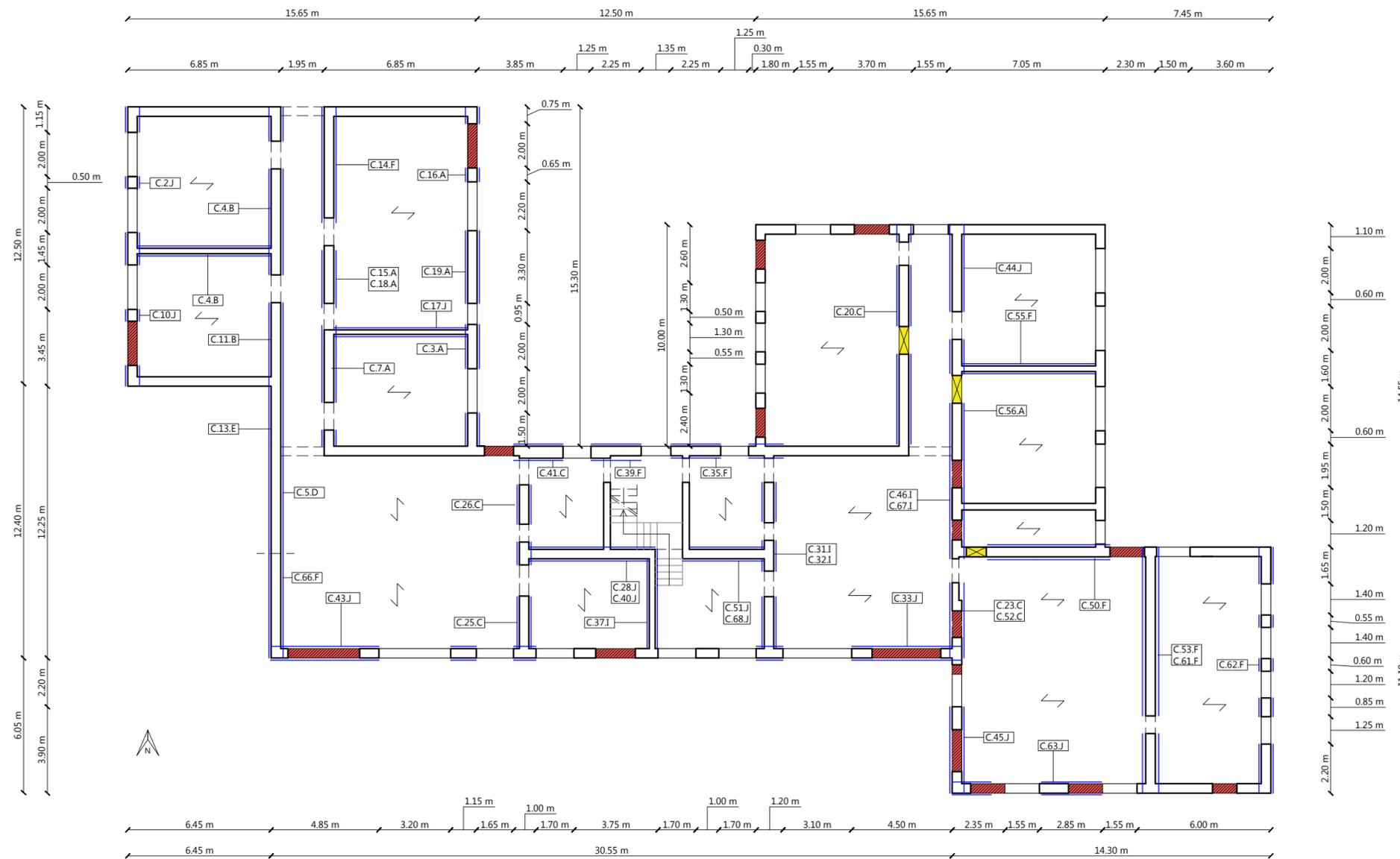
INTERVENTO DI I LIVELLO - PIANTA PIANO PRIMO

scala 1:200

D_MS.PO.2



STATO DI PROGETTO - PIANTA PIANO TERRA



Modello strutturale 3D agli elementi finiti

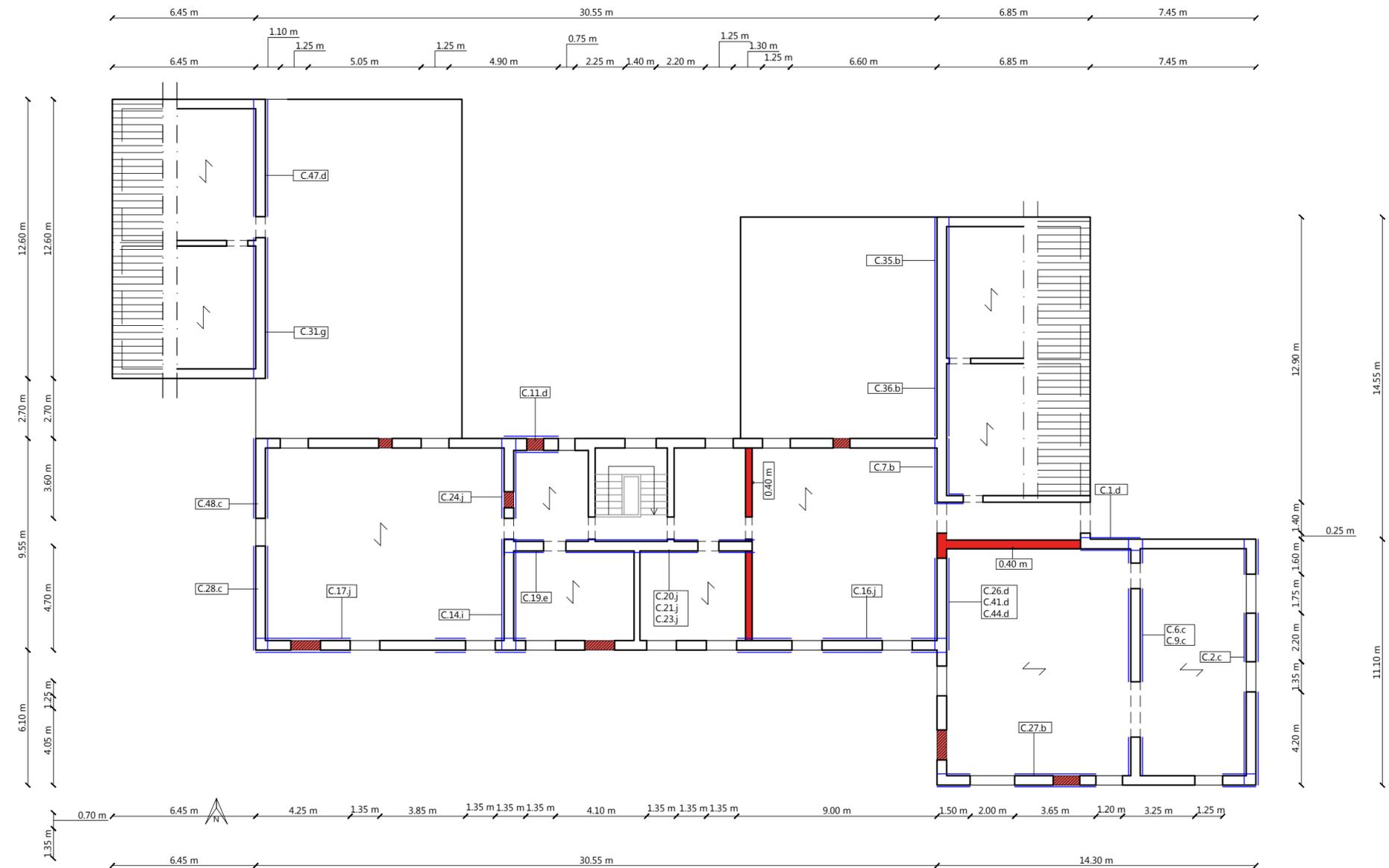
LEGENDA INTERVENTI

	DA MURARE CON STESSO TIPO DI MURATURA E MALTA: muratura di mattoni in laterizio semipièni a due o più teste. Muratura di mattoni in laterizio semipièni doppio UNI (12x12x25 cm) dello spessore superiore a due o più teste con malta idonea.		APERTURE DA REALIZZARE: taglio a sezione obbligata di muratura di qualsiasi forma e spessore, eseguito con qualunque mezzo.
	NUOVI SETTI IN MURATURA DI MATTONI SEMIPIÈNI: muratura di mattoni in laterizio semipièni a due o più teste. Muratura di mattoni in laterizio semipièni doppio UNI (12x12x25 cm) dello spessore superiore a due o più teste con malta idonea.		SISTEMA Cucitura Armata Metallica (CAM)

Dimensioni delle maglie di CAM applicate:

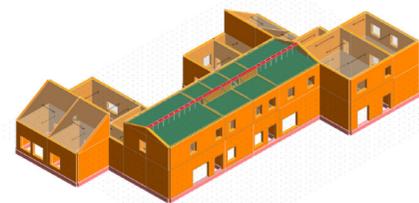
N° trave	ID CAM	Maglia (Orizz / sp.)	Maglia (Vert / sp.)	Codice ID CAD
2	CAM/02	1 x 30 / 0,75	1 x 40 / 0,75	C.2.J
3	CAM/01	1 x 30 / 0,75	1 x 30 / 0,75	C.3.A
4	CAM/02	1 x 30 / 0,75	1 x 40 / 0,75	C.4.B
5	CAM/04	1 x 30 / 0,75	1 x 60 / 0,75	C.5.D
7	CAM/01	1 x 30 / 0,75	1 x 30 / 0,75	C.7.A
10	CAM/02	1 x 30 / 0,75	1 x 40 / 0,75	C.10.J
11	CAM/02	1 x 30 / 0,75	1 x 40 / 0,75	C.11.B
13	CAM/05	1 x 40 / 0,75	1 x 40 / 0,75	C.13.E
14	CAM/06	1 x 50 / 0,75	1 x 50 / 0,75	C.14.F
15-18	CAM/01	1 x 30 / 0,75	1 x 30 / 0,75	C.15.A-C.18.A
16-19	CAM/01	1 x 30 / 0,75	1 x 30 / 0,75	C.16.A-C.19.A
17	CAM/02	1 x 30 / 0,75	1 x 40 / 0,75	C.17.J
20	CAM/03	1 x 30 / 0,75	1 x 50 / 0,75	C.20.C
23-52	CAM/03	1 x 30 / 0,75	1 x 50 / 0,75	C.23.C-C.52.C
25	CAM/03	1 x 30 / 0,75	1 x 50 / 0,75	C.25.C
26	CAM/03	1 x 30 / 0,75	1 x 50 / 0,75	C.26.C
28-40	CAM/10	1 x 60 / 0,75	1 x 60 / 0,75	C.28.J-C.40.J
31-32	CAM/09	1 x 50 / 0,75	1 x 60 / 0,75	C.31.I - C.32.I
33	CAM/10	1 x 60 / 0,75	1 x 60 / 0,75	C.33.J
35	CAM/06	1 x 40 / 0,75	1 x 50 / 0,75	C.35.F
37	CAM/09	1 x 50 / 0,75	1 x 60 / 0,75	C.37.I
39	CAM/06	1 x 50 / 0,75	1 x 50 / 0,75	C.39.F
41	CAM/03	1 x 30 / 0,75	1 x 50 / 0,75	C.41.C
43	CAM/10	1 x 60 / 0,75	1 x 60 / 0,75	C.33.J
44	CAM/02	1 x 30 / 0,75	1 x 40 / 0,75	C.44.J
45	CAM/02	1 x 30 / 0,75	1 x 40 / 0,75	C.45.J
46-67	CAM/09	1 x 50 / 0,75	1 x 60 / 0,75	C.46.I - C.67.I
50	CAM/06	1 x 50 / 0,75	1 x 50 / 0,75	C.50.F
51-68	CAM/10	1 x 60 / 0,75	1 x 60 / 0,75	C.51.J - C.68.J
53-61	CAM/06	1 x 50 / 0,75	1 x 50 / 0,75	C.53.F - C.61.F
55	CAM/06	1 x 50 / 0,75	1 x 50 / 0,75	C.55.F
56	CAM/01	1 x 30 / 0,75	1 x 30 / 0,75	C.56.A
62	CAM/06	1 x 50 / 0,75	1 x 50 / 0,75	C.62.F
63	CAM/02	1 x 30 / 0,75	1 x 40 / 0,75	C.63.J
66	CAM/06	1 x 50 / 0,75	1 x 50 / 0,75	C.66.F

STATO DI PROGETTO - PIANTA PIANO PRIMO



Dimensioni delle maglie di CAM applicate:

N° trave	ID CAM	Maglia (Orizz / sp.)	Maglia (Vert / sp.)	Codice ID CAD
1	CAM/04	1 x 30 / 0,75	1 x 60 / 0,75	C.2.d
2	CAM/03	1 x 30 / 0,75	1 x 50 / 0,75	C.2.c
6-9	CAM/03	1 x 30 / 0,75	1 x 50 / 0,75	C.6.c
7	CAM/02	1 x 30 / 0,75	1 x 40 / 0,75	C.7.b
11	CAM/04	1 x 30 / 0,75	1 x 60 / 0,75	C.11.d
14	CAM/09	1 x 50 / 0,75	1 x 60 / 0,75	C.14.i
16	CAM/10	1 x 60 / 0,75	1 x 60 / 0,75	C.16.j
17	CAM/10	1 x 60 / 0,75	1 x 60 / 0,75	C.17.j
19	CAM/05	1 x 40 / 0,75	1 x 40 / 0,75	C.19.e
20-21-23	CAM/10	1 x 60 / 0,75	1 x 60 / 0,75	C.20.j
24	CAM/10	1 x 60 / 0,75	1 x 60 / 0,75	C.24.j
26-44-41	CAM/04	1 x 30 / 0,75	1 x 60 / 0,75	C.26,d
27	CAM/02	1 x 30 / 0,75	1 x 40 / 0,75	C.27,b
28-48	CAM/03	1 x 30 / 0,75	1 x 50 / 0,75	C.28,c
31	CAM/07	1 x 40 / 0,75	1 x 60 / 0,75	C.31.g
35-36	CAM/02	1 x 30 / 0,75	1 x 40 / 0,75	C.35.b
47	CAM/04	1 x 30 / 0,75	1 x 60 / 0,75	C.47,d



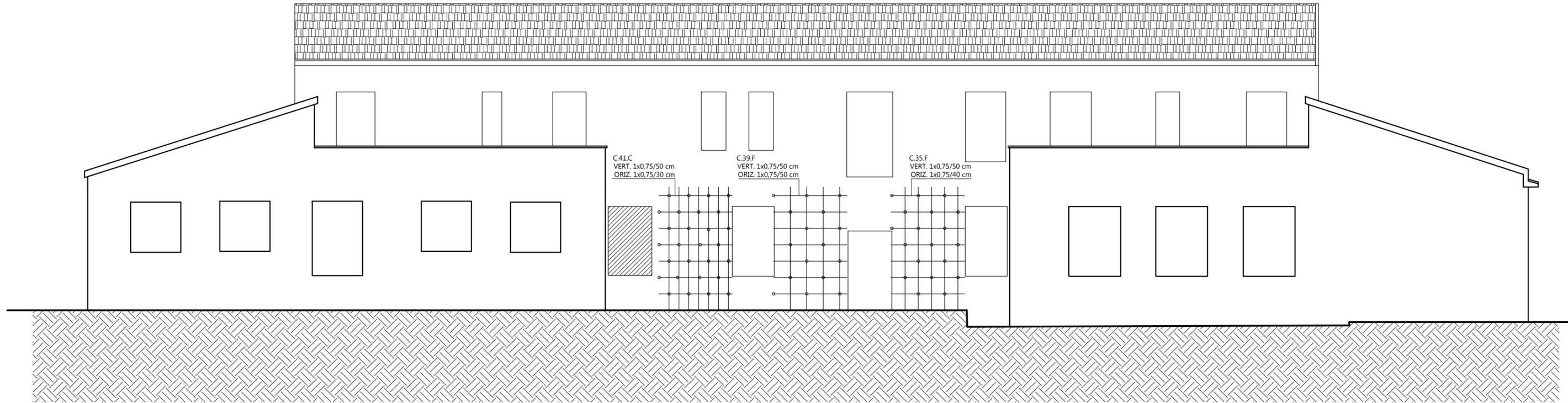
Modello strutturale 3D agli elementi finiti

LEGENDA INTERVENTI	
	DA MURARE CON STESSO TIPO DI MURATURA E MALTA: muratura di mattoni in laterizio semipieni a due o più teste. Muratura di mattoni in laterizio semipieni doppio UNI (12x12x25 cm) dello spessore superiore a due o più teste con malta idonea.
	NUOVI SETTI IN MURATURA DI MATTONI SEMIPIENI: muratura di mattoni in laterizio semipieni a due o più teste. Muratura di mattoni in laterizio semipieni doppio UNI (12x12x25 cm) dello spessore superiore a due o più teste con malta idonea.
	APERTURE DA REALIZZARE: taglio a sezione obbligata di muratura di qualsiasi forma e spessore, eseguito con qualunque mezzo.
	SISTEMA Cucitura Armata Metallica (CAM)

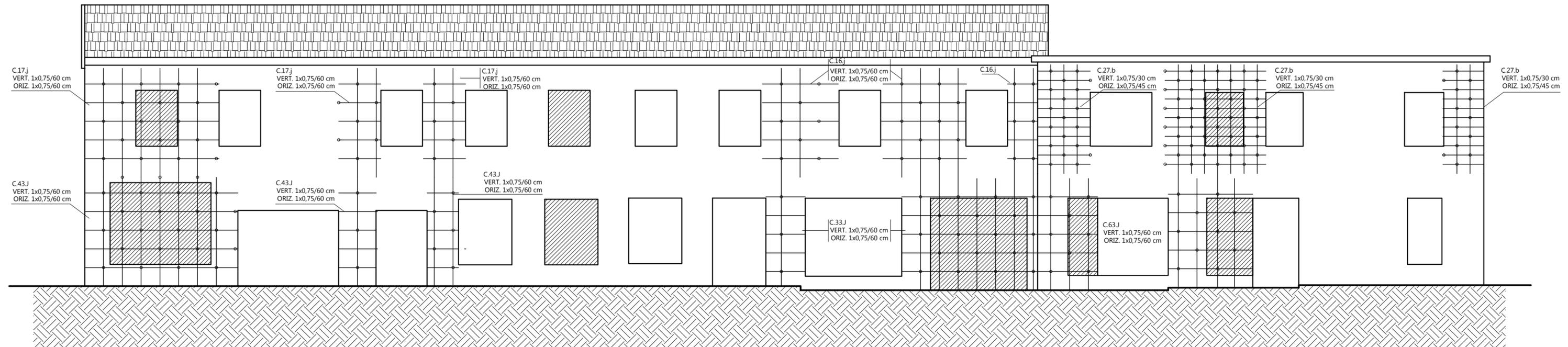


STATO DI PROGETTO - ELEVAZIONE NORD

(*) - Per questioni di spazio carta si rimanda la Legenda alla tavola successiva (D_AS1.PR.2)



STATO DI PROGETTO - ELEVAZIONE SUD



POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

Elaborato di Tesi: "Valutazione della sicurezza e progetto degli interventi di consolidamento della scuola elementare di Pianella (PE)"

Relatore: Prof. Ing. Fabio Di Trapani

Candidato: Gianvito D'Ambrosio

ELABORATO:
INTERVENTO DI II LIVELLO - PROPOSTA 1

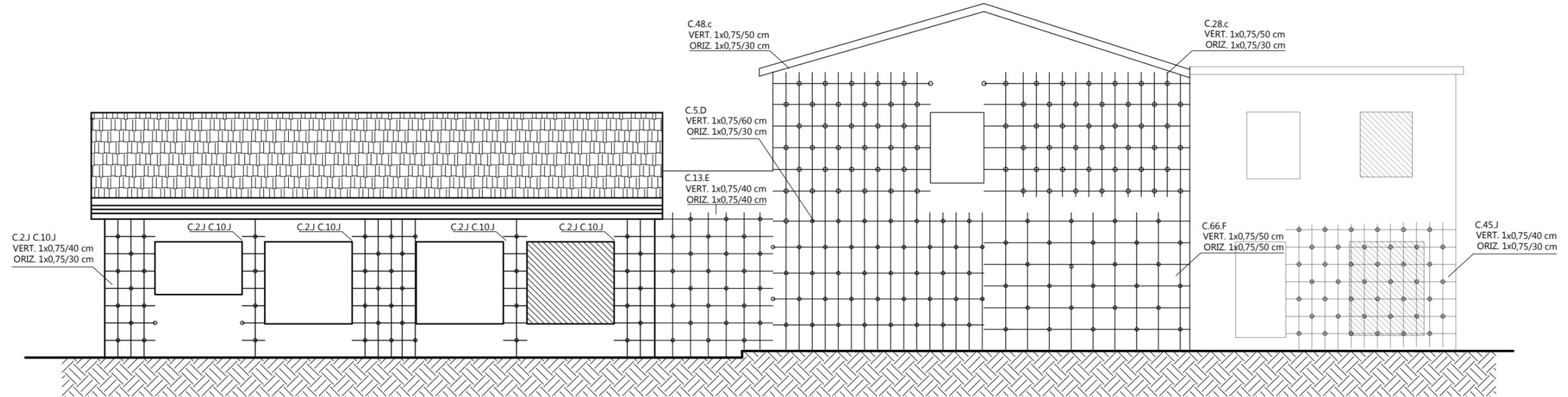
PROSPETTI NORD - SUD

scala 1:100

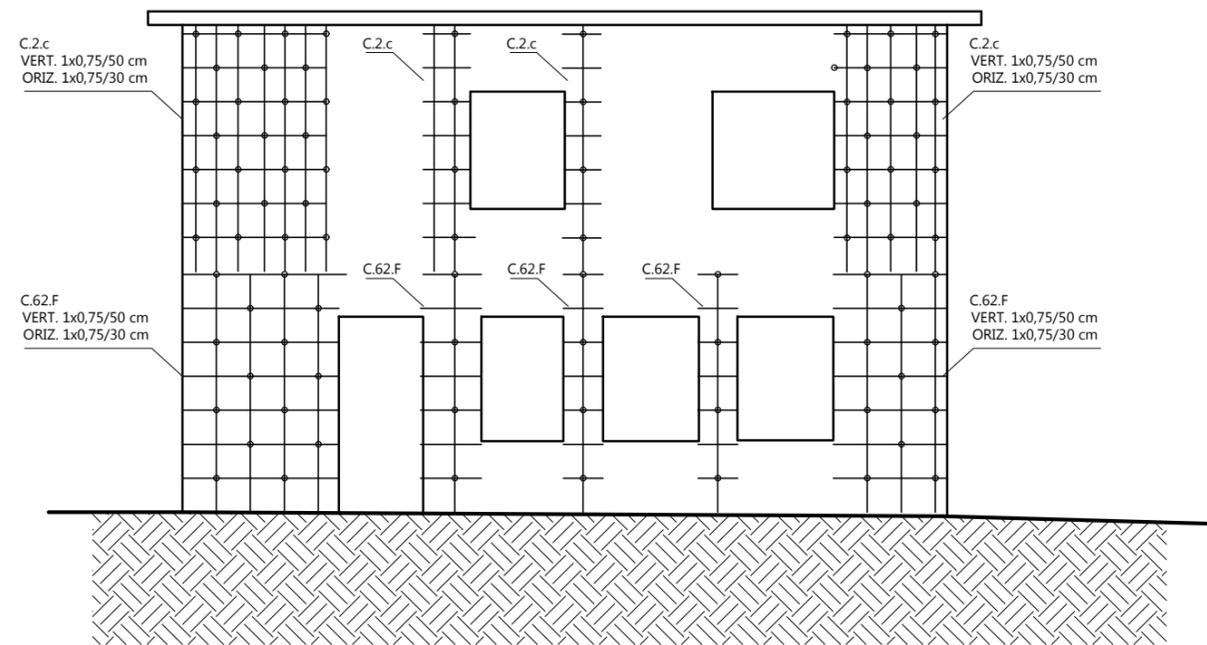
D_AS1.PR.1



STATO DI PROGETTO - ELEVAZIONE OVEST



STATO DI PROGETTO - ELEVAZIONE EST



LEGENDA INTERVENTI	
	DA MURARE CON STESSO TIPO DI MURATURA E MALTA: muratura di mattoni in laterizio semipieni a due o più teste. Muratura di mattoni in laterizio semipieni doppio UNI (12x12x25 cm) dello spessore superiore a due o più teste con malta idonea.
C.63.J VERT. 1x0,75/60 cm ORIZ. 1x0,75/60 cm	Prima riga: contiene il codice ID del CAM applicato; Seconda riga: larghezza in VERTICALE (n° x spessore / lunghezza) Terza riga: larghezza in ORIZZONTALE (n° x spessore / lunghezza)

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

Elaborato di Tesi: "Valutazione della sicurezza e progetto degli interventi di consolidamento della scuola elementare di Pianella (PE)"

Relatore: Prof. Ing. Fabio Di Trapani

Candidato: Gianvito D'Ambrosio

ELABORATO:
INTERVENTO DI II LIVELLO - PROPOSTA 1
PROSPETTI EST - OVEST

scala 1:100

D_AS1.PR.2

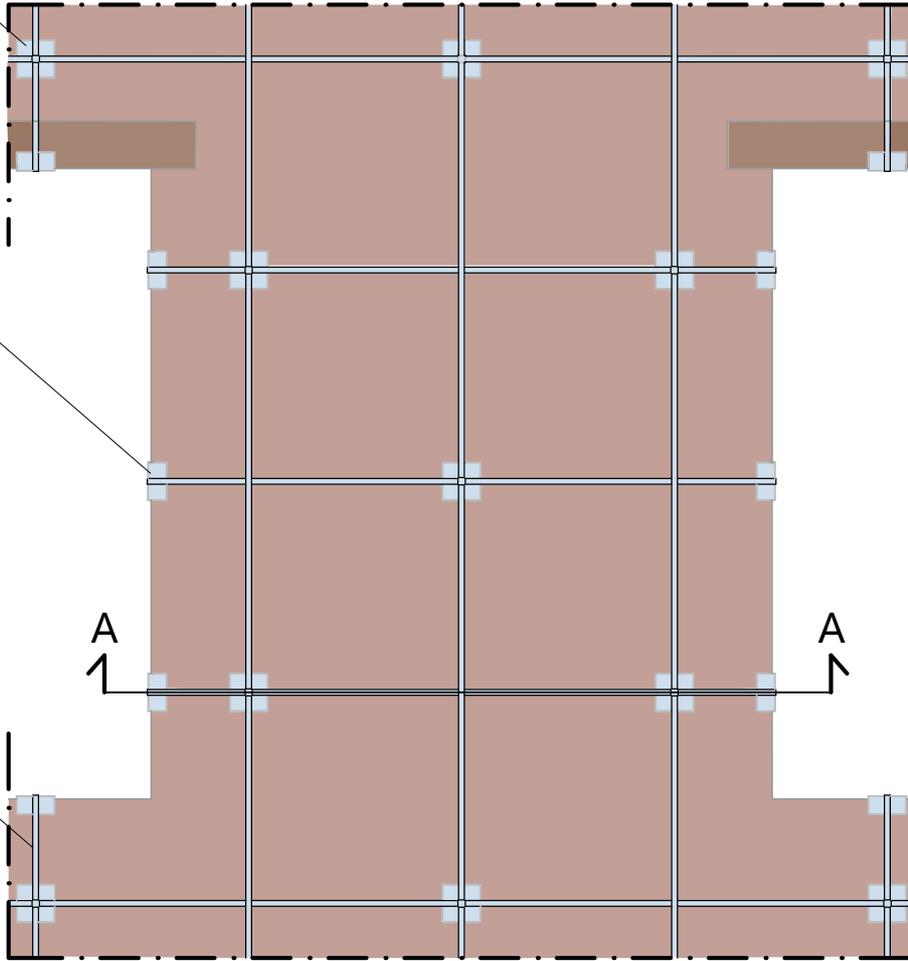


PROSPETTO - scala 1:25

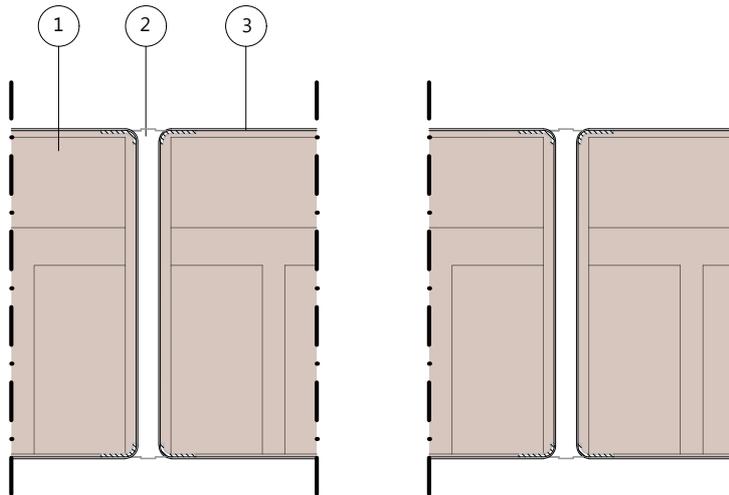
Piastre imbutite
125x125x4 mm

Pressopiegati
ad L 60x60x4

Nastri 1x0.75 mm



SEZIONE A-A - scala 1:10



- (1) Muratura in mattoni pieni
- (2) Piastra 12.5x12.5x0.4 cm
- (3) Nastro in acciaio inox 19x0.75 mm

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

Elaborato di Tesi: "Valutazione della sicurezza e progetto degli interventi di consolidamento della scuola elementare di Pianella (PE)"

Relatore: Prof. Ing. Fabio Di Trapani

Candidato: Gianvito D'Ambrosio

ELABORATO:

INTERVENTO DI I E II LIVELLO
PARTICOLARI COSTRUTTIVI SISTEMA CAM

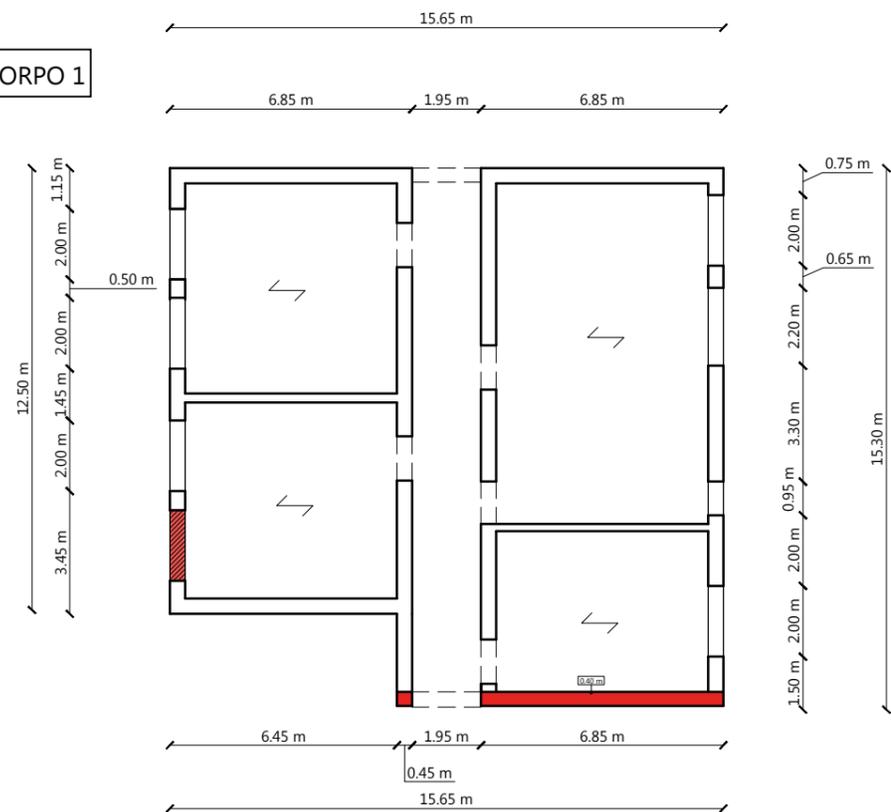
scala VARIE

D_AS1.PC.1

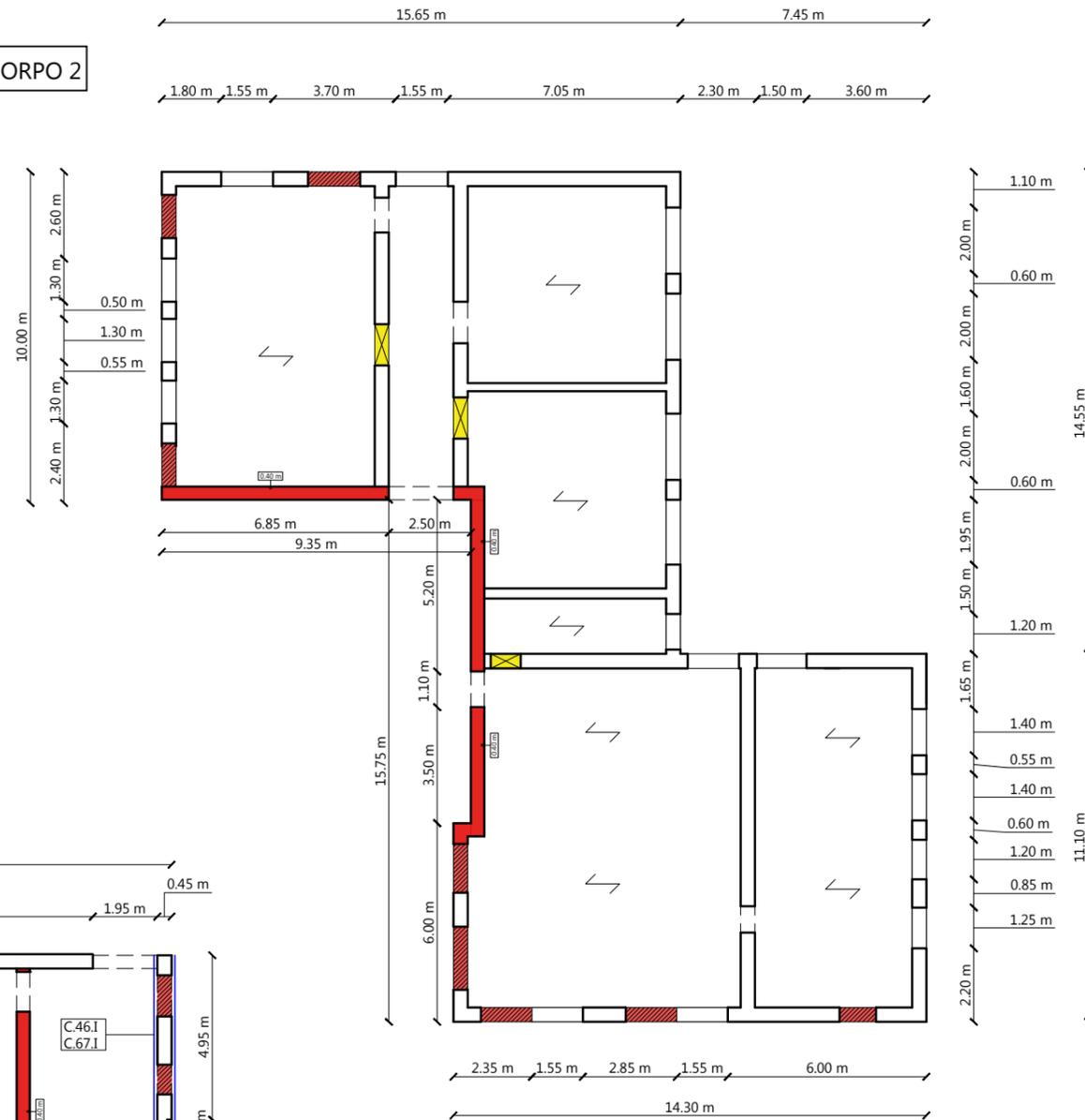


STATO DI PROGETTO - PIANTA PIANO TERRA

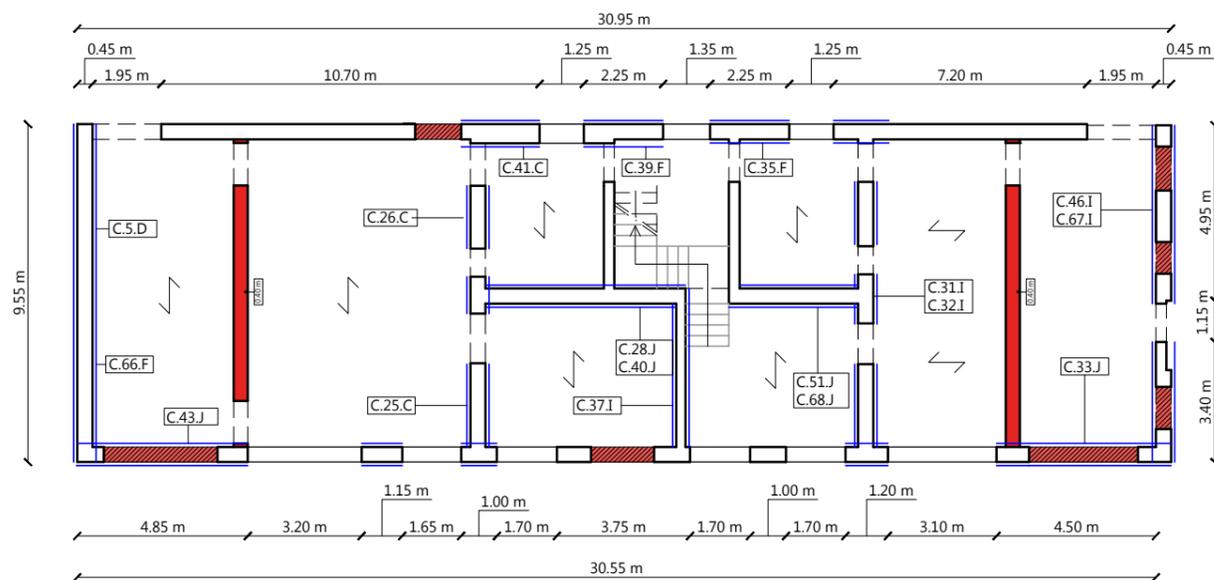
CORPO 1



CORPO 2



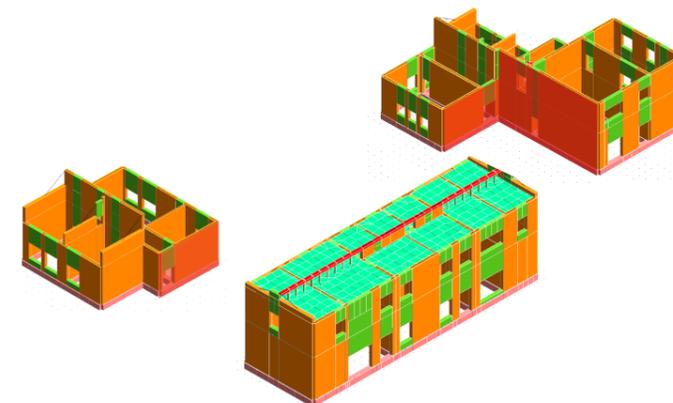
CORPO 3



LEGENDA INTERVENTI

	DA MURARE CON STESSO TIPO DI MURATURA E MALTA: muratura di mattoni in laterizio semipieni a due o più teste. Muratura di mattoni in laterizio semipieni doppio UNI (12x12x25 cm) dello spessore superiore a due o più teste con malta idonea.		APERTURE DA REALIZZARE: taglio a sezione obbligatoria di muratura di qualsiasi forma e spessore, eseguito con qualunque mezzo.
	NUOVI SETTI IN MURATURA DI MATTONI SEMIPIENI: muratura di mattoni in laterizio semipieni a due o più teste. Muratura di mattoni in laterizio semipieni doppio UNI (12x12x25 cm) dello spessore superiore a due o più teste con malta idonea.		SISTEMA Cucitura Armata Metallica (CAM)

(*) Per i codici ID del CAM si rimanda alla tabella in allegato D_AS1.PO.1



Modelli strutturali 3D agli elementi finiti

POLITECNICO DI TORINO
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

Elaborato di Tesi: "Valutazione della sicurezza e progetto degli interventi di consolidamento della scuola elementare di Pianella (PE)"

Relatore: Prof. Ing. Fabio Di Trapani

Candidato: Gianvito D'Ambrosio

ELABORATO:

INTERVENTO DI II LIVELLO - PROPOSTA 2
PIANTA PIANO TERRA

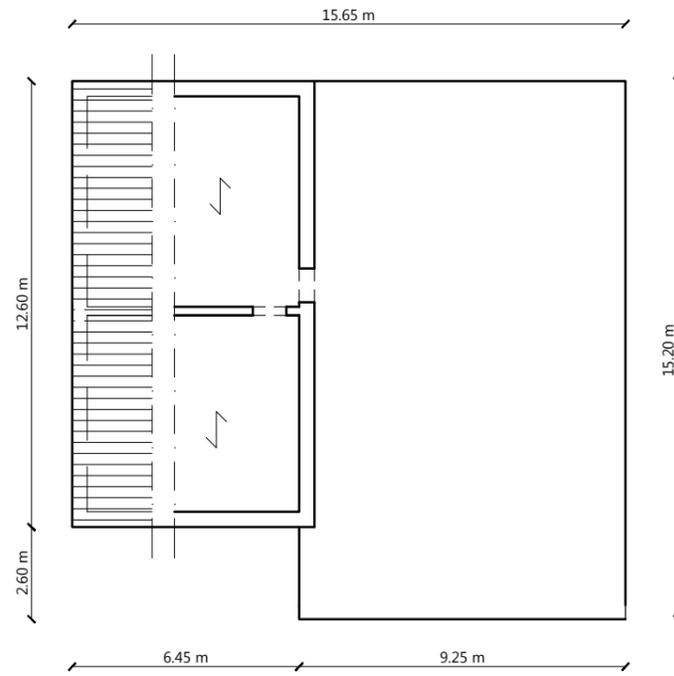
scala 1:100

D_AS2.PO.1

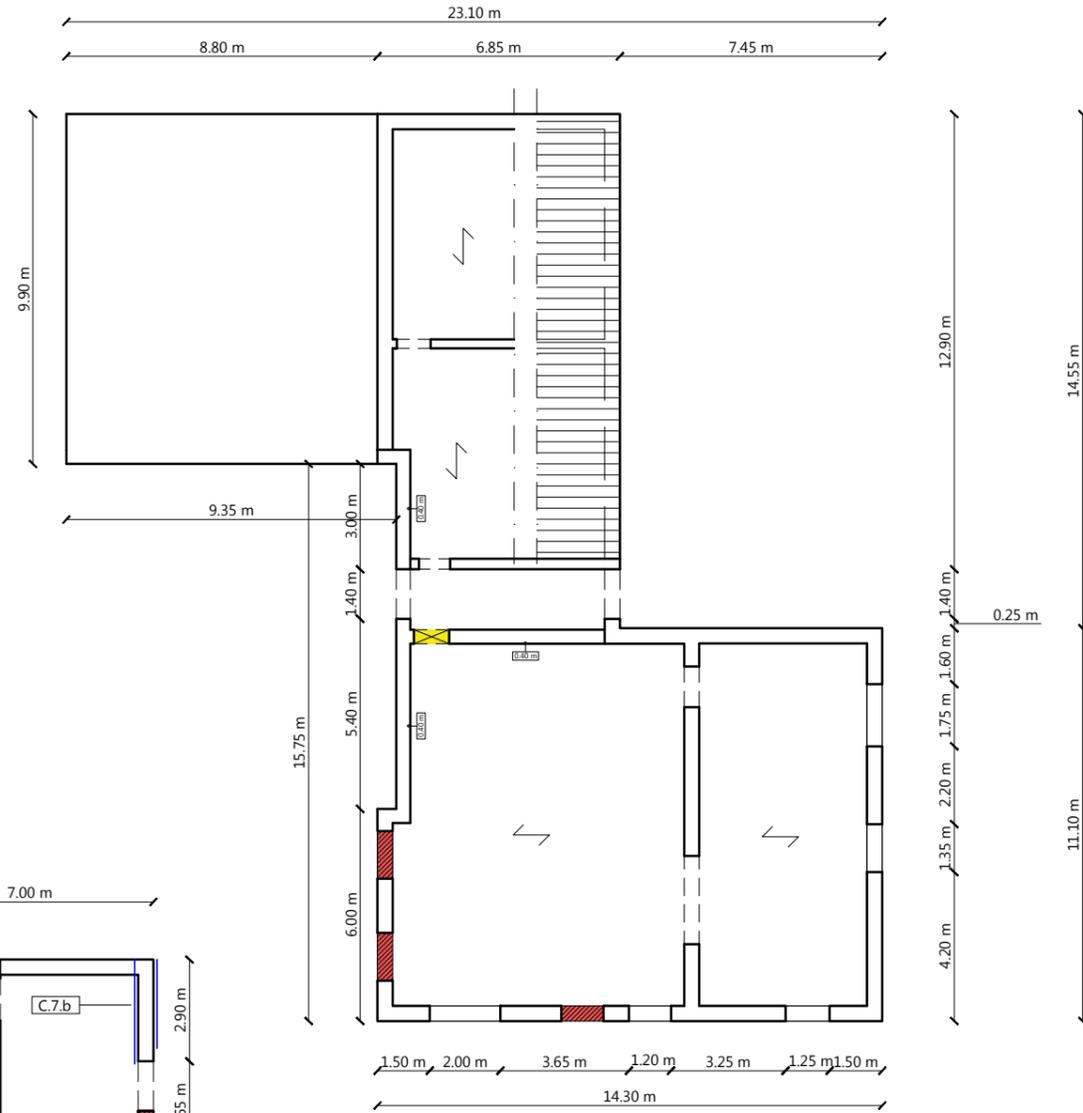


STATO DI PROGETTO - PIANTA PRIMO PIANO

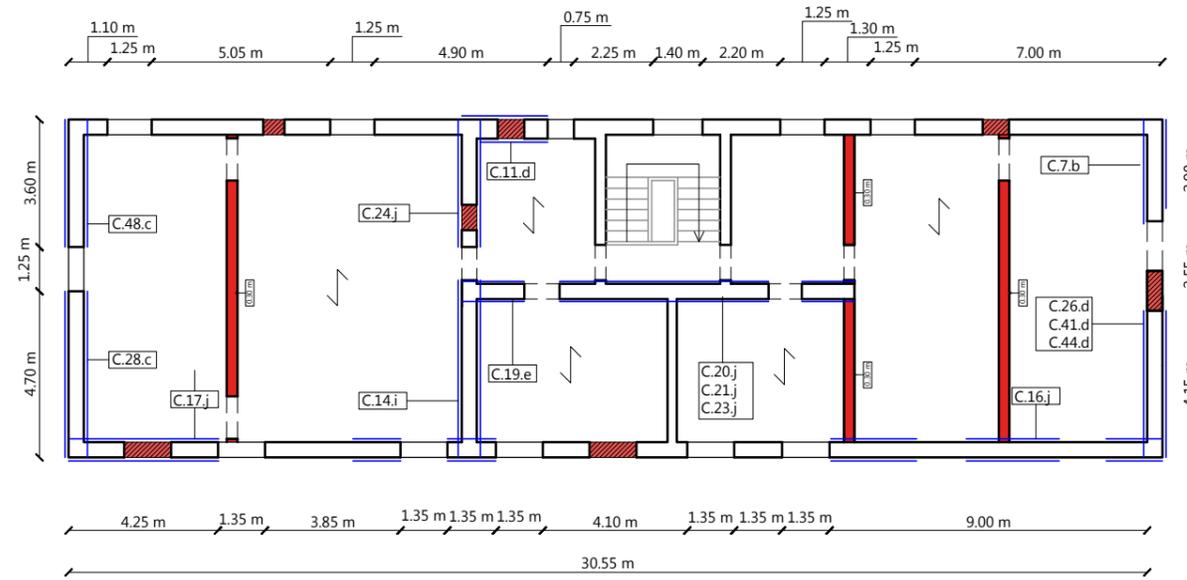
CORPO 1



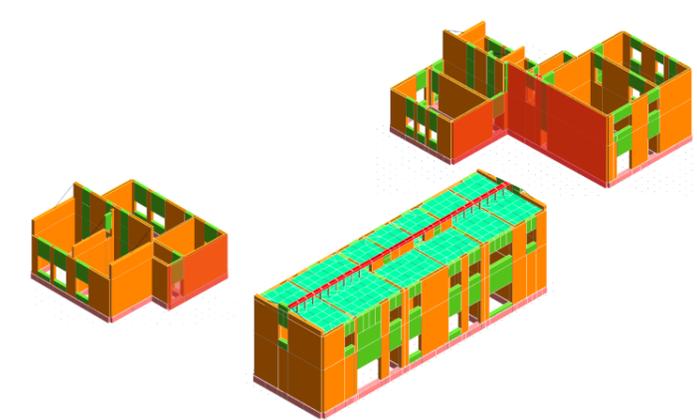
CORPO 2



CORPO 3



LEGENDA INTERVENTI	
	DA MURARE CON STESSO TIPO DI MURATURA E MALTA: muratura di mattoni in laterizio semipièni a due o più teste. Muratura di mattoni in laterizio semipièni doppio UNI (12x12x25 cm) dello spessore superiore a due o più teste con malta idonea.
	NUOVI SETTI IN MURATURA DI MATTONI SEMIPIÈNI: muratura di mattoni in laterizio semipièni a due o più teste. Muratura di mattoni in laterizio semipièni doppio UNI (12x12x25 cm) dello spessore superiore a due o più teste con malta idonea.
	APERTURE DA REALIZZARE: taglio a sezione obbligatoria di muratura di qualsiasi forma e spessore, eseguito con qualunque mezzo.
	SISTEMA Cucitura Armata Metallica (CAM)



Modelli strutturali 3D agli elementi finiti

POLITECNICO DI TORINO
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

Elaborato di Tesi: "Valutazione della sicurezza e progetto degli interventi di consolidamento della scuola elementare di Pianella (PE)"

Relatore: Prof. Ing. Fabio Di Trapani

Candidato: Gianvito D'Ambrosio

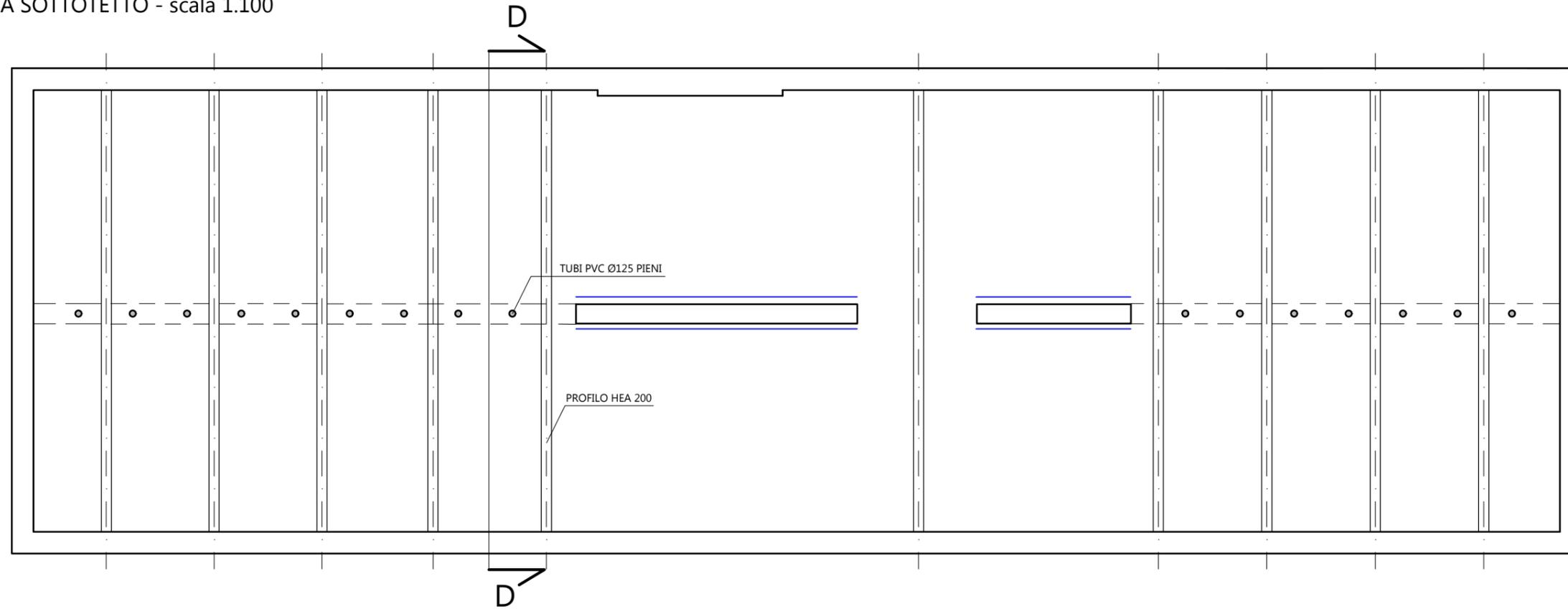
ELABORATO:
INTERVENTO DI II LIVELLO - PROPOSTA 2
PIANTA PIANO PRIMO

scala 1:100

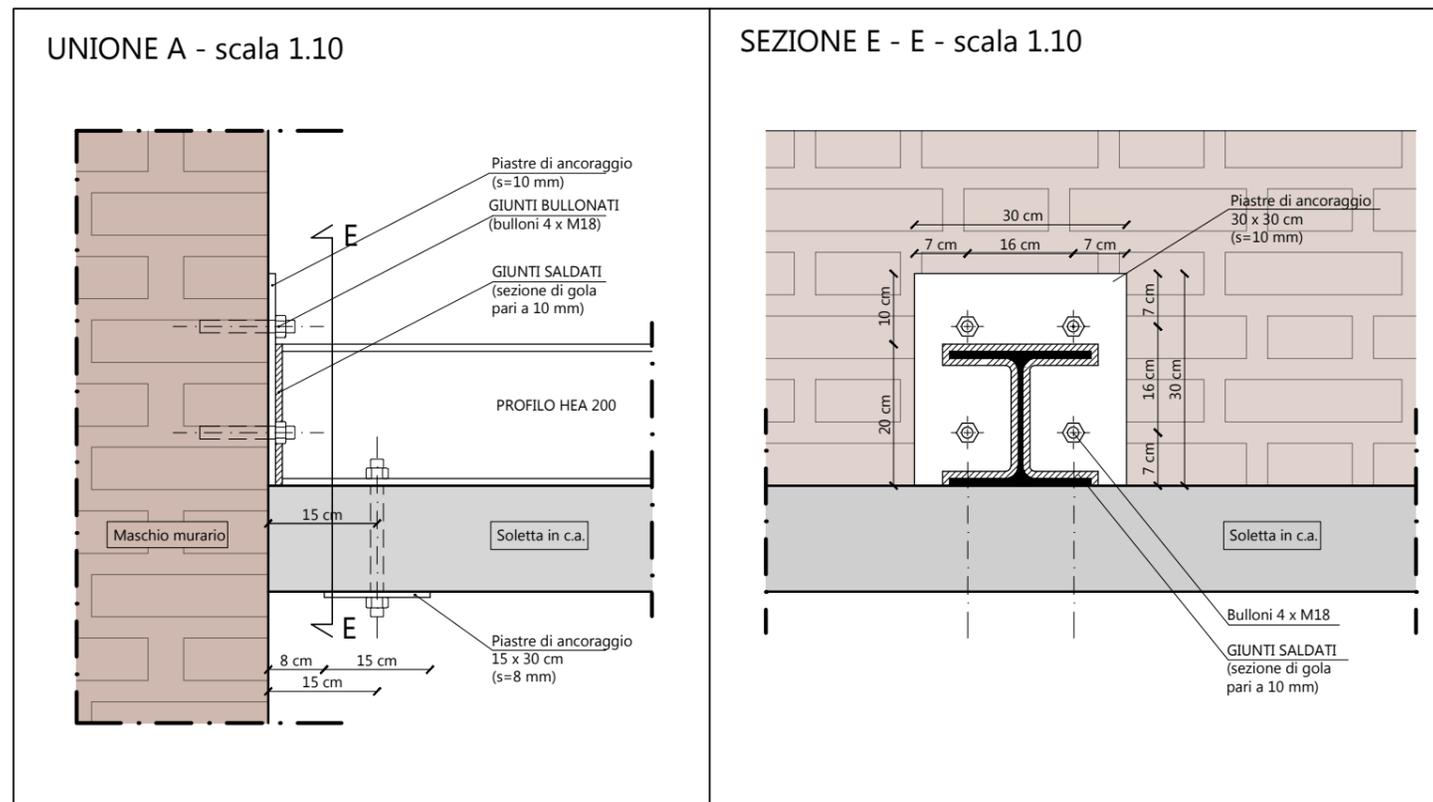
D_AS2.PO.2



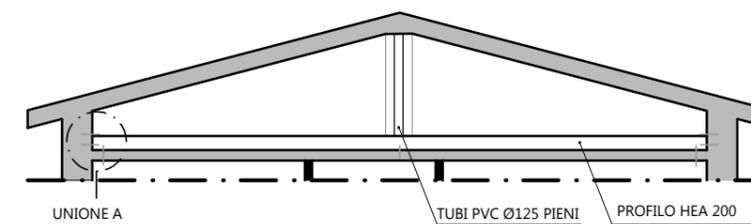
PIANTA SOTTOTETTO - scala 1.100



Sistema di rinforzo della soletta in c.a.



SEZIONE D - D - scala 1.100



LEGENDA INTERVENTI

	Sistema Cucitura Armata Metallica (CAM)
--	---

POLITECNICO DI TORINO
 Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

Elaborato di Tesi: "Valutazione della sicurezza e progetto degli interventi di consolidamento della scuola elementare di Pianella (PE)"

Relatore: Prof. Ing. Fabio Di Trapani

Candidato: Gianvito D'Ambrosio

ELABORATO:
 INTERVENTO DI I E II LIVELLO
 PIANA SOTTOTETTO, SEZIONE E PARTICOLARI

scala VARIE
 D_AS1.MX.1

