

POLITECNICO DI BARI



DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, AMBIENTALE, DEL
TERRITORIO, EDILE E DI CHIMICA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA EDILE SPECIALISTICA

Curriculum: Progettazione Edilizia.

TESI DI LAUREA

IN

COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA.

**INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO PER EDIFICI IN MURATURA
ORDINARIA. CASO STUDIO: SCUOLA MEDIA DEL COMUNE DI
SANT'ARCANGELO (PZ).**

RELATORE:

Prof. Ing. Dora Foti.

CORRELATORI:

Prof. Arch. Antonella Calderazzi.

LAUREANDO:

Francesco SAVINO

ANNO ACCADEMICO 2011 - 2012

Alla mia Famiglia e a Francesca.

INDICE

Capitolo I: risposta sismica di edifici in muratura ordinaria.....	1
1.1 Le tipologie strutturali degli edifici esistenti in muratura, una possibile classificazione.....	2
1.1.1 Edifici della 1° Classe	6
1.1.2 Edifici della 2° Classe.....	7
1.1.3 Edifici della 3° Classe – l’edificio “moderno” in muratura ordinaria.....	8
1.1.4 Il prototipo della “casa baraccata”.....	9
1.2 Il comportamento sismico degli edifici in muratura: Meccanismi di collasso locali e globali	11
1.2.1 I meccanismi locali di 1°MODO o cinematismi fuori dal piano.....	11
1.2.2 I meccanismi globali di 2°MODO per azioni nel piano delle pareti.....	12
1.3 La risposta sismica della “cella muraria elementare”: il comportamento scatolare ideale.....	15
1.4 – La Modellazione della risposta globale di edifici in muratura ordinaria. Il modello a telaio equivalente.	17
1.5 Influenza delle caratteristiche tipologiche e costruttive degli elementi strutturali resistenti sulla modellazione globale.....	20
1.5.1 Importanza della capacità di accoppiamento delle fasce murarie.	20
1.7 La funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra le pareti: gli impalcati.	24
1.8 Meccanismi di risposta dei pannelli murari ad azioni nel piano (maschi e fasce).	26
1.8.1 Resistenza dei maschi murari ad azioni sismiche nel piano.....	26
1.9 Norme generali per edifici nuovi in muratura in zona sismica: criteri generali di progetto, requisiti geometrici, regole di dettaglio - Requisiti di progetto per il comportamento scatolare.	36
Capitolo II: la normativa sismica per edifici esistenti – verifiche di sicurezza.....	39
2.1 La valutazione della sicurezza in presenza di azioni sismiche per edifici esistenti in muratura ordinaria.	40
2.1.1 Quadro normativo di riferimento.	43
2.2 Esempio di Protocollo Operativo per la “Valutazione della Sicurezza Sismica di edifici esistenti”. Integrazione con le disposizioni previste dalle attuali NTC2008.....	45
2.2.1 Calcolo degli “Indici di riferimento per la misura della vulnerabilità e del rischio sismico” OPCM 3274 (Aggiornamento al nuovo quadro normativo).	47
2.3 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza: proprietà dei materiali e dettagli costruttivi.	50
2.4 – Analisi sismica di edifici esistenti in muratura ordinaria.	56
2.4.1 Analisi cinematica per meccanismi locali (1° Modo).	58
2.4.2 Analisi sismica globale di edifici esistenti in muratura (meccanismi di 2° modo).	60
2.5 L’Analisi statica non lineare per la verifica sismica globale.....	61
2.5.1 Osservazioni sull’analisi di pushover.....	70
2.5.2 Definizione degli stati limite sulla curva di capacità della struttura. L’approccio di verifica prestazionale e capacità di spostamento.....	71
2.5.3 Il calcolo del fattore di struttura (q) mediante l’analisi statica non lineare.	73
2.5.4 Scelta del nodo di controllo, distribuzione delle azioni e tolleranze di risultati.....	76
2.6 La modellazione a macroelementi dei pannelli murari per l’analisi sismica non lineare.....	78
2.6.1 Il modello a macroelementi (Gambarotta, Lagomarsino et al., 1996).....	78
2.6.2 Semplificazione del modello a macroelementi in base alle disposizioni normative (NTC08): il modello beam non lineare 3MURI.....	80
2.6.3 La modellazione tridimensionale della struttura per l’analisi sismica globale (telaio equivalente).....	84
2.7 Utilizzo dell’analisi statica non lineare nella progettazione degli interventi di consolidamento.	90

2.7.1 Livelli di sicurezza e valutazione della vulnerabilità.....	90
2.7.2 Correlazioni dei risultati dell'analisi statica non lineare alle strategie di consolidamento. Principali problematiche.....	95

Capitolo III: valutazione della vulnerabilità sismica dell' istituto scolastico superiore di primo grado (scuola media) "Piazza Amendola" – Comune di Sant'Arcangelo (PZ) 102

3.1 - Indicazioni preliminari e obiettivi generali sulla Valutazione della Sicurezza Sismica dell' edificio oggetto di tesi. Quadro normativo di riferimento.....	103
3.2 Fase I – indagine preliminare e raccolta dati esistenti.....	104
3.2.1 Analisi storico-critica.....	104
3.2.1.1 Inquadramento territoriale ed urbanistico dell'opera.....	104
3.2.1.2 Raccolta informazioni e documentazioni tecniche esistenti.....	106
3.2.2 Storia progettuale, costruttiva e sismica dell'opera.....	107
3.2.2.1 Descrizione generale delle fasi storico evolutive della progettazione e della costruzione.....	107
3.2.2.2 Parametri geometrici, aspetti funzionali, tipologia strutturale e materiali costruttivi dell'edificio (analisi dello stato di fatto).....	111
3.2.2.3 Storia Sismica dell'opera.....	115
3.2.3 rilievo geometrico -strutturale.....	116
3.2.3.1 Indagini preliminari (ispezioni), definizione del rilievo geometrico - strutturale.....	116
3.2.3.2 Stato generale di conservazione dell'opera. Qualità degli elementi costruttivi, quadri fessurativi e deformativi.....	120
3.3 Analisi delle criticità costruttive e strutturali, indicatori di vulnerabilità sismica e presidi antisismici.....	124
3.4 Fase II - Indagini approfondite: Saggi e Prove. Livelli di Conoscenza: dettagli costruttivi e proprietà dei materiali. Caratterizzazione della pericolosità sismica.....	130
3.4.1 – Pianificazione delle indagini in relazione alla tipologia strutturale dell'opera.....	130
3.4.2 Saggi e Verifiche in Situ. Rilievo dei dettagli costruttivi, della tipologia e qualità muraria..	131
3.4.3 Prove distruttive e non distruttive – Caratteristiche meccaniche dei materiali.....	136
3.4.5 Caratterizzazione meccanica dei materiali - livelli di conoscenza e fattori di confidenza..	144
3.5 Indagini geologiche e geotecniche – Caratterizzazione della pericolosità sismica del sito.	146
3.5.2 Caratterizzazione della "pericolosità sismica del sito". Azione sismica di progetto (D.M. 14/01/08 – Norme Tecniche per le Costruzioni).....	148
3.5.3 Valutazione degli effetti di sito	152
3.6 Fase III - Elaborazione dei dati raccolti e Valutazione di sicurezza in presenza di azioni sismiche dell'opera.....	155
3.6.1 Stati limite di verifica - Combinazione delle azioni - Azioni di progetto.....	155
3.7 Caratterizzazione della pericolosità sismica del sito: azione sismica di progetto	173
3.8 Analisi dello stato di fatto. Modellazione strutturale, metodi di analisi e criteri di verifica. Analisi sismica globale, meccanismi di 2° modo nel piano.....	179
3.8.1 Modellazione strutturale (3MURI).....	179
3.8.2 Definizione dei casi di analisi sismica globale.....	180
3.8.3 Analisi dello stato di fatto.....	183
3.8.3.1 Verifica delle analisi secondo NTC08 e calcolo della vulnerabilità.....	183
3.8.3.2 Valutazione della vulnerabilità sismica e livelli di sicurezza.....	193
3.8.3.3 Strategie di adeguamento.....	193

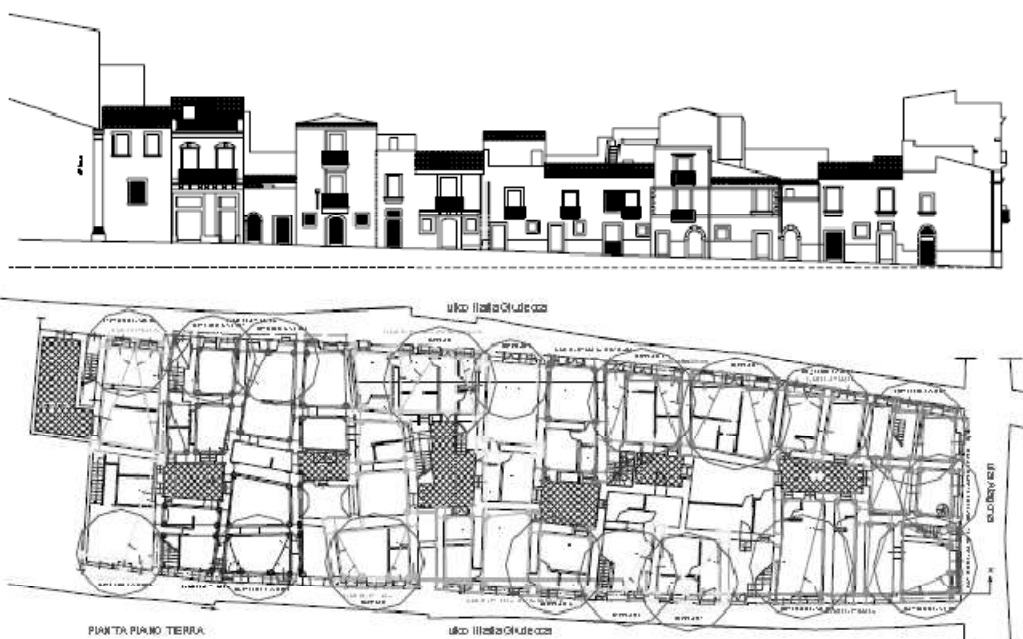
Capitolo IV: interventi di adeguamento sismico per edifici esistenti in muratura ordinaria.	195
4.1 Il consolidamento degli edifici in muratura e le prescrizioni normative (NTC08).	196
4.1.2 L’approccio multi-obiettivo nella progettazione degli interventi di adeguamento.	196
4.1.3 Il progetto degli interventi di consolidamento per gli edifici esistenti.	196
4.2 Consolidamento di una parete in muratura per azioni nel piano (2° modo).	199
4.2.1 Analisi statica non lineare nell’ipotesi di fasce prive di capacità di accoppiamento.	203
4.2.2 Analisi statica non lineare nell’ipotesi di consolidamento con tirante in acciaio.	206
4.2.3 Analisi statica non lineare nell’ipotesi di consolidamento con tirante in acciaio e placcaggio con intonaco armato	210
4.3 Confronto tra le curve di pushover e verifica della domanda di spostamento sullo spettro accelerazioni - spostamenti (Acceleration Design Response Spectrum).	216
4.4 Osservazioni in merito alle strategie di adeguamento.	218
4.5 Vulnerabilità sismica derivante da elementi architettonici. Aspetti formali e funzionali. Il “miglioramento architettonico” per l’adeguamento sismico di edifici esistenti.	219
4.5.1 Il “conceptual design” nella progettazione degli interventi di adeguamento sismico su edifici esistenti.	219
4.5.2 Indicazioni progettuali e principi di regolarità.	220
4.5.3 Possibili soluzioni progettuali per l’edificio oggetto di studio.	225
4.5.4 Riduzione della vulnerabilità sismica derivante da elementi architettonici non strutturali.	226
Conclusioni.	232
Appendice.	236
Riferimenti bibliografici.	

Capitolo I

RISPOSTA SISMICA DI EDIFICI IN MURATURA ORDINARIA

1.1 Le tipologie strutturali degli edifici esistenti in muratura, una possibile classificazione.

La ricerca di una possibile classificazione “semplice” degli edifici esistenti in muratura risulta molto importante, in quanto ci consentirebbe di associare la risposta sismica della costruzione, alla tipologia costruttiva adottata. Ciò permetterebbe di “standardizzare” le modalità di verifica sismica degli edifici esistenti in relazione alla classe a cui essi appartengono, semplificando notevolmente l’approccio di calcolo. C’è da chiedersi però se sia possibile proporre una classificazione “semplice” di tal tipo, proprio per strutture realizzate nei secoli passati, che hanno subito processi di “stratificazione” nel tempo, tanto da modificarne quasi integralmente il loro assetto statico nel tempo. In generale tale classificazione risulta possibile se si limita il campo applicativo alle sole **strutture di “edilizia ordinaria”**, ovvero aventi generalmente funzione abitativa, o adibiti ad uso pubblico (scuole, uffici, ospedali, caserme) comunque riconducibili a tale tipologia. Difatti, anche a distanza di secoli, tale funzione si è sempre esplicitata attraverso caratteristiche geometriche, funzionali, strutturali, molto simili.



In ogni caso per **costruzione tradizionale in muratura**, si fa riferimento ad una tipologia strutturale generalmente stratificata nel tempo, tipica del tessuto dei centri storici, riconducibile al modello della “*fabbrica muraria*”. Essa è caratterizzata da una struttura ad uno o più piani, con struttura portante in elementi naturali (pietra) o artificiali (laterizi e blocchi portanti), collegati tra loro e con le fondazioni e disposti in modo da resistere ad azioni verticali e orizzontali. Tali elementi sono organizzati in due sistemi strutturali verticali resistenti atti a garantire la risposta dell’edificio alle azioni applicate e coincidenti con due ordini di *pareti murarie piane verticali: longitudinali e trasversali*. In particolare tali pareti verticali, assolvono a due tipi di funzioni strutturali: trasferimento al suolo delle azioni verticali provenienti dagli impalcati (*muri portanti*), funzione di controvento in presenza di azioni orizzontali come le vibrazioni sismiche ed il vento (*muri di controvento*). Al fine di un migliore comportamento strutturale globale, tutte le pareti dell’edificio devono assolvere contemporaneamente ad entrambe le funzioni. Inoltre, nella struttura è sempre possibile distinguere in pianta: le intersezioni d’angolo o *cantionali*, le intersezioni tra muro di facciata e muro trasversale *martelli murari*, le intersezioni interne *croci murarie*. In genere le pareti verticali presentano lungo la sezione verticale spessori decrescenti con la quota (*riseghe murarie*); esse sono giustificate dalla forte variazione dei carichi assiali gravitazionali lungo l’altezza della costruzione. Tali variazioni sono

localizzate in corrispondenza degli impalcati e possono interessare sia le pareti interne che quelle esterne dell'edificio. Se i muri sono interni la variazione di spessore è in genere simmetrica rispetto alla verticale passante per il piano medio del muri. Per i muri esterni, invece, le variazioni di spessore si realizzano solo all'interno (asimmetriche rispetto alla verticale), al fine di ottenere facciate con paramento verticale continuo. Tali edifici, in relazione al periodo storico in cui sono state realizzate possono inoltre essere caratterizzati da chiusure orizzontali molto differenti con impalcati costituiti da: volte in muratura; solai in legno e ferro non solidali con le strutture verticali portanti, in quanto semplicemente appoggiati; solai in laterocemento solidali con le strutture verticali portanti, mediante l'uso di cordoli in c.a. che corrono lungo il profilo delle murature. Il tipo di orizzontamento e quindi il tipo di collegamento orizzontale di piano (solidale o non solidale) tra pareti verticali e impalcato costituiscono due elementi essenziali per la classificazione delle tipologie strutturali in relazione alla risposta sismica. In generale però la stratificazione storica delle costruzioni, ha portato a demolizioni, ricostruzioni e sopraelevazioni che hanno fatto sì che all'interno dello stesso edificio si possano riscontrare tipologie costruttive fortemente differenti.

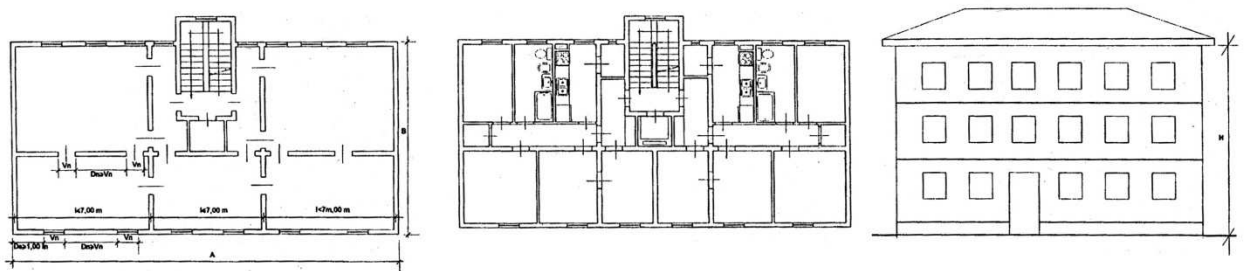


Fig.1 – Edificio in muratura ordinaria con funzione abitativa.

L'idea è quella di concepire “*l'edificio moderno in muratura*”, con **configurazione scatolare**, come la soluzione costruttiva ideale avente: impalcati rigidi e solidali alle pareti verticali mediante cordoli in c.a. in grado di ridistribuire le azioni sismiche di piano lungo tutte le pareti, richiamando una risposta globale della struttura, che interessi tutti i suoi elementi strutturali. L'idea è quella di spingersi verso i *meccanismi di collasso globali* (che richiamano la resistenza e deformabilità di tutte le parti della struttura) sicuramente molto più duttili, al fine di evitare l'innescarsi di *meccanismi di collasso locali* molto più fragili (che richiamano la resistenza di alcune porzioni della struttura).



Fig.2 –Esempi di edifici in muratura ordinaria con funzione abitativa. Dissesti Sismici – l'Aquila 2009 (Prof. Ing. B. Calderoni – DIST Università di Napoli).

In particolare la classificazione di tali edifici “ordinari” non è consentita per tutti quegli “*edifici speciali o a carattere monumentale*”, destinati generalmente a funzioni civiche o religiose e che costituiscono delle vere e proprie *emergenze architettoniche*. Esempi sono i palazzi nobiliari, le strutture di rappresentanza civica, gli edifici di culto, i monumenti storici, i quali nella loro configurazione strutturale costituiscono delle “*singolarità architettoniche*” tali da non poter essere classificate e quindi verificate univocamente secondo possibili formulazioni e schemi statici standard . Tale distinzione viene peraltro sottolineata dalla attuale normativa la quale è generalmente molto dettagliata e rigorosa (Capitoli 4-7-8) nel caso dell’*edilizia ordinaria*, ma che lascia ampio spazio alla responsabile autonomia di chi analizza la fabbrica, ponendo l’accento più sui *principi delle analisi strutturali*, che su vere e proprie regole “applicative”. In tali edifici, l’articolazione geometrica del complesso architettonico e la limitata solidarietà dell’intera struttura, dovuta alla mancanza di impalcati rigidi e alla presenza di strutture voltate che non assicurano un efficace collegamento orizzontale tra le pareti murarie verticali, consentono di effettuare le principali analisi strutturali con riferimento solo a porzioni significative della fabbrica indicate con il termine di “*macromodelli*”. Questi sono costituiti dalle *sezioni strutturali principali* del complesso conseguenti ad un sezionamento “a fette” della struttura muraria, in cui si riportano. In particolare si intende per *macromodello*: la porzione della struttura caratterizzata da una risposta all’azione sismica sostanzialmente autonoma dal resto della costruzione. Nella maggior parte dei casi tali parti da analizzare coincidono con elementi architettonicamente definibili nelle strutture quali: facciata, transetto, abside, ecc.). Ciò però non è sempre necessariamente vero in quanto l’individuazione di un macromodello scaturisce solo dall’osservazione del comportamento sismico.

Il metodo di analisi che si utilizza maggiormente è l’analisi limite dell’equilibrio, verificando mediante l’analisi cinematica lineare e non lineare, la stabilità di tali macromodelli nei confronti di possibili meccanismi di collasso locali. Il quadro normativo di riferimento è costituito principalmente dal: **D.M. 14/01/08 Norme tecniche per le costruzioni** (capitolo 8 - edifici in muratura esistenti), in particolare per le strutture murarie “speciali” a carattere monumentale maggiori riferimenti sono riportati nella **Circolare Ministeriale 617/2009** e dalla **Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 09/02/2011** “*Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni*”. Inoltre in via preliminare è necessario sottolineare che se per gli edifici “ordinari” l’esigenza delle analisi strutturali ha come obiettivo l’*adeguamento sismico*, per gli edifici “speciali o monumentali” le analisi sono più finalizzate al *miglioramento sismico*.

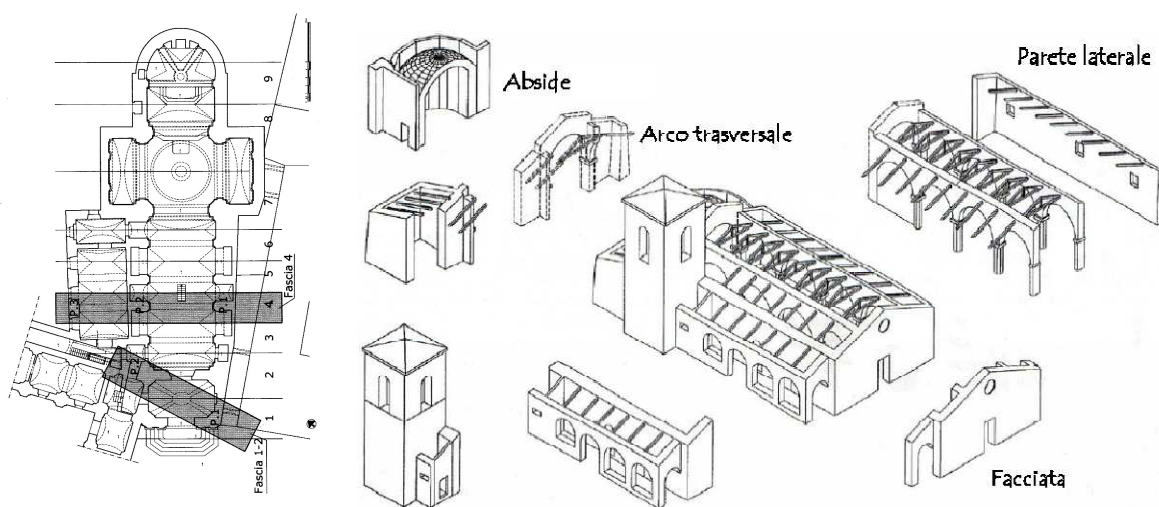


Fig.3 – Edificio “speciale” identificazione dei macromodelli e delle sezioni strutturali da analizzare.

Come si comprende, di fronte a tipologie costruttive complesse come gli edifici monumentali non è possibile eseguire una classificazione per *modelli di risposta strutturale*. Ciò però non significa che lo strutturista non possa giovare delle esperienze maturate nell'analisi di altri edifici speciali, che possano considerarsi "simili". Inoltre in ogni caso è opportuno sempre partire ragionando secondo i modelli di analisi semplificati proposti dalla norma per gli edifici in muratura ordinaria.

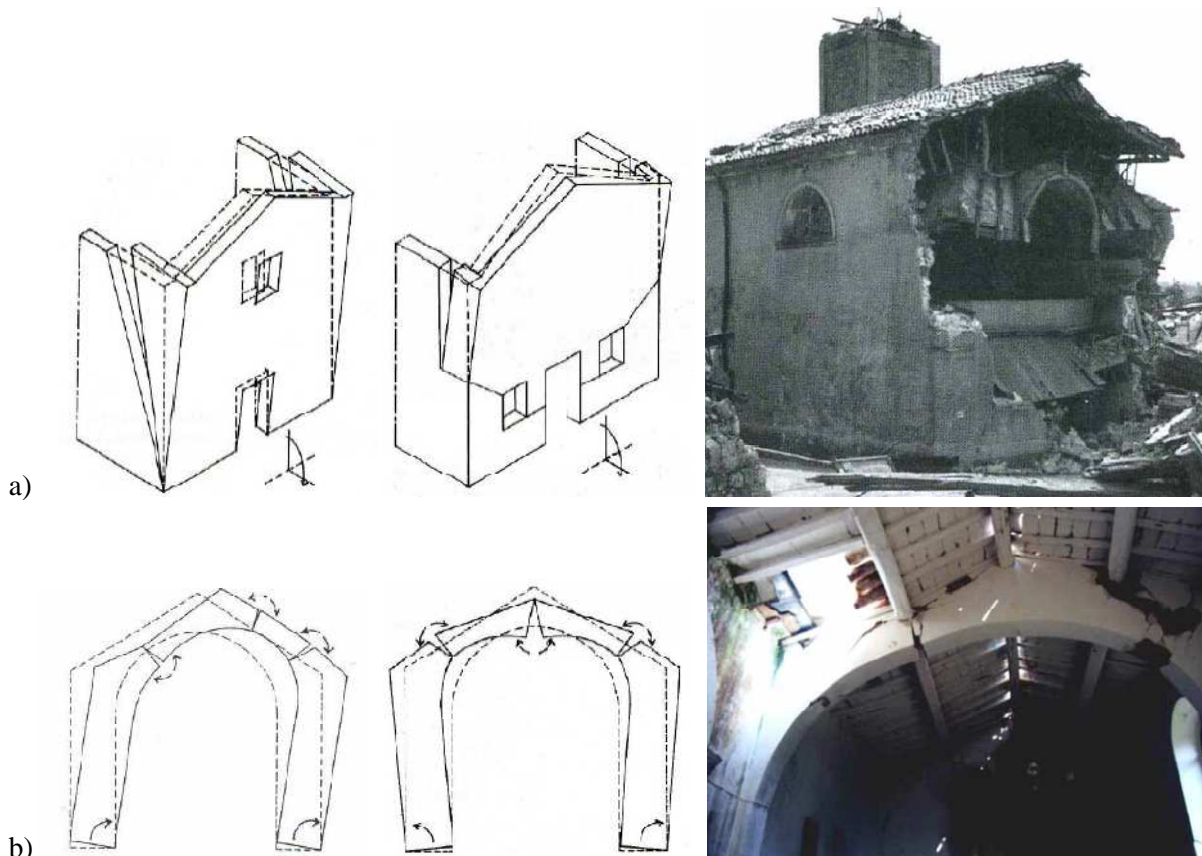


Fig. 4 – Edifici “speciali”, meccanismi di collasso per possibili macroelementi: a) meccanismo locale per effetti fuori dal piano (ribaltamento di facciata); b) meccanismo locale per effetti nel piano (rottura della sezione strutturale di un arco o volta)

Precisata questa limitazione, e con riferimento all'edificio studio oggetto di tesi, il quale potrà essere ricondotto al caso ordinario, di seguito si procederà alla sola *classificazione strutturale dell'edilizia ordinaria in muratura* (edilizia di tessuto urbano) secondo opportuni criteri costruttivi e di risposta strutturale degli edifici. In particolare tra le classificazioni più efficaci, molto interessante è quella proposta da *M. Pagano*¹, il quale suddivide in generale gli edifici in muratura in tre classi costruttive distinte. Questa classificazione ha il pregio di essere particolarmente semplice in quanto legata alla tecnica costruttiva dell'edificio ed alla tipologia degli impalcati realizzati, ma nello stesso tempo consente una classificazione storica dell'opera. In particolare si considera come *fattore di classificazione* il comportamento strutturale dell'edificio nel suo complesso, sotto l'azione dei soli carichi verticali. In realtà tale classificazione, riletta in chiave sismica appare straordinariamente utile per poter classificare la risposta degli edifici in muratura rispetto a tali azioni orizzontali sismiche. Tale operazione di classificazione sottintesa negli stessi articoli della norma, di per se potrebbe apparire tecnicamente pericolosa, di fatto però consente una immediata caratterizzazione delle criticità strutturali degli edifici esistenti in muratura. Ciò è molto utile nella pratica professionale in quanto

¹ M. Pagano, Teoria degli edifici, vol.1. Edifici in muratura, Liguori Editore, Napoli 1968.

consente una immediata definizione delle problematiche e dei dissesti tipici degli edifici murari, semplicemente riconducendoli alle classi di individuazione. Si pensi ad esempio alle ricognizioni, necessariamente speditive, che si compiono nei centri storici a seguito di eventi sismici: “*classificare l’edificio*” diviene uno strumento utile per richiamare l’intera lista delle problematiche e criticità strutturali e dei conseguenti dissesti tipici di quella classe, definendo così quali possono essere le vulnerabilità della struttura e definire le opere provvisorie di messa in sicurezza.

1.1.1 Edifici della 1° Classe.

Sono edifici interamente in muratura con impalcati costituiti da sistemi voltati. Le pareti verticali, continue dalle fondazioni sino in copertura, presentano le aperture dei vani sormontate da archi, anch’essi spingenti. Le strutture di fondazione vengono realizzate mediante un ringrosso delle pareti al fine di uniformare le pressioni esercitate sul terreno. La presenza del sistema voltato spingente condiziona il comportamento della struttura sotto i carichi verticali. Le spinte delle volte si bilanciano nei nodi interni della scatola muraria mentre esercitano una azione ribaltante (meccanismi locali fuori dal piano) sulle pareti perimetrali. L’insieme di tali effetti tendono ad aprire verso l’esterno la scatola muraria, con un cinematismo che può essere contrastato solo dalle pareti trasversali (muri di controvento) se efficacemente ammorsate in quelle perimetrali. Il modello resistente è quello ad arco tirante che si sviluppa nello spessore murario, il quale trasmette le spinte orizzontali alle pareti di controvento.

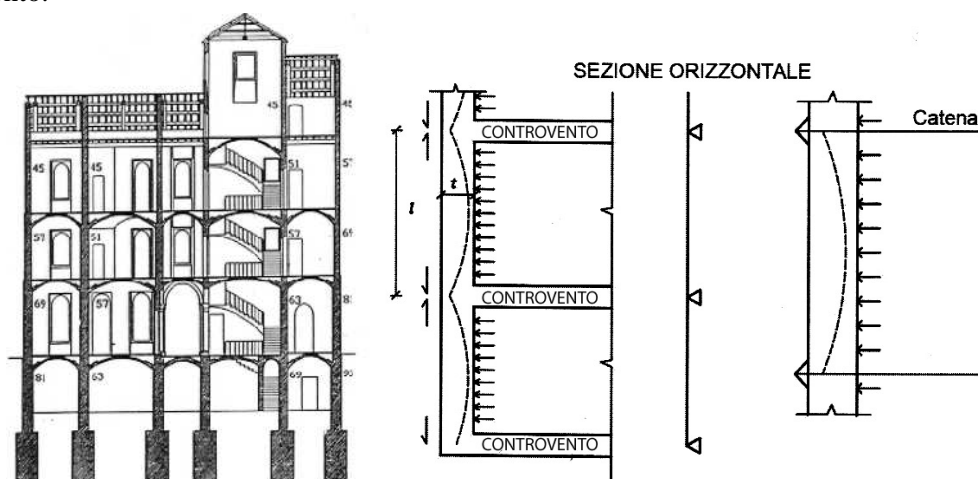


Fig. 5 - Schema di meccanismo ad arco orizzontale nello spessore del muro portante. Edificio della 1° classe.

A tali criticità per carichi verticali è necessario sommare quelle dovute alle azioni sismiche orizzontali. La prima riguarda il possibile ribaltamento delle pareti fuori dal piano. La mancanza di un impalcato capace di ridistribuire l’azione sismica tra i diversi elementi resistenti in proporzione alla loro rigidità fa sì che ciascuna parete debba sopportare direttamente le accelerazioni indotte dal sisma. Particolarmente gravosa diventa in tal caso l’azione ortogonale al piano della parete. Il rischio di ribaltamento può essere mitigato dalla possibilità di ricondurre le azioni orizzontali mediante un meccanismo ad arco di scarico contenuto nell’arco del muro. Le azioni trasmesse dall’arco possono essere equilibrate solo in presenza di elementi tensoresistenti (tiranti metallici) disposti lungo tutte le pareti trasversali e nello spessore delle pareti longitudinali. E’ possibile considerare una minima capacità distributiva all’impalcato, immaginando presenti meccanismi ad arco tirante nel piano del masso che sovrasta le volte, solo se presenti elementi resistenti a trazione (cordoli e catene) che ne consentono l’equilibrio. Con riferimento all’effetto dell’azione sismica nel piano delle pareti, la mancanza di elementi resistenti a trazione non consente la formazione del meccanismo a puntone resistente nelle fasce di piano, con le sollecitazioni trasmesse direttamente ai maschi murari i quali si comportano come un sistema di mensole indipendenti (*fasce prive di capacità di accoppiamento*).

1.1.2 Edifici della 2° Classe.

Sono caratterizzati da pareti verticali continue in muratura con impalcato costituito da solai piani isostatici, costituiti da travi semplicemente appoggiate in asole alla muratura (in legno o ferro). Le piattabande sui vani sono costituite da archi ribassati o da architravi in legno o ferro. La presenza dell'impalcato piano elimina il problema delle spinte delle volte con spessori murari notevolmente ridotti. Il comportamento strutturale globale dell'edificio è comunque caratterizzato da una serie di fenomeni spingenti orizzontali che portano all'apertura della scatola muraria. Innanzitutto l'eccentricità dei muri perimetrali dovute alla riduzione della sezione resistente al crescere dell'altezza dell'edificio. Ciò comporta l'insorgere di momenti ribaltanti verso l'esterno dovuti alle eccentricità dei pesi verticali rispetto ai sottostanti ordini murari. Le spinte indotte dalle deviazioni dei flussi verticali di carico in corrispondenza dei vani, in assenza di piattabande resistenti a trazione devono equilibrarsi nella parete. Infine anche le voltine dei solai con putrelle metalliche esercitano piccole spinte non equilibrate lungo il perimetro. In tal senso la mancanza di elementi resistenti a trazione (cordoli o catene) che svolgono una funzione di confinamento (cerchiaggio) della struttura non consente il comportamento scatolare. In tal caso il contenimento del fenomeno è affidato all'integrità delle croci di muro che consentono di "agganciare" le pareti perimetrali equilibrando le spinte ribaltanti lungo le pareti trasversali. Sono da considerarsi come ulteriori criticità tutti quei fenomeni che insidiano tale integrità come: l'orditura monodirezionale dei solai, gli effetti deformativi indotti dalle dilatazioni termiche.

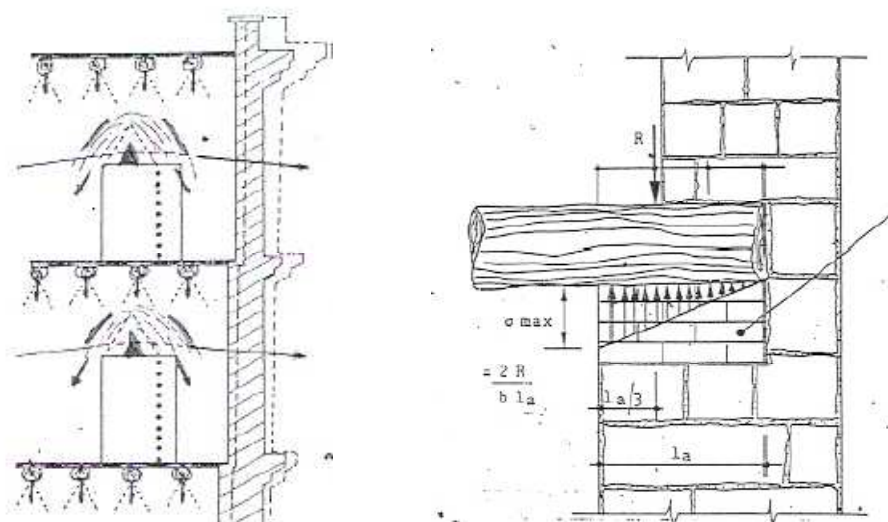


Fig. 6 - Particolari degli edifici della seconda classe che ne evidenziano le criticità (Prof. Ing. B. Calderoni – DIST Università di Napoli).

La vulnerabilità di questi edifici alle azioni sismiche orizzontali (in mancanza di catene diffuse lungo le pareti nelle due direzioni) è legata ai meccanismi di ribaltamento delle pareti fuori dal proprio piano. Infatti le travi in legno o ferro dei solai, di per se tensoresistenti, risultano semplicemente appoggiate in asole della muratura e quindi non possono costituire un vincolo al ribaltamento (sfilamento). Il fenomeno del ribaltamento è ancor più evidente in pareti non caricate verticalmente dai solai in quanto manca l'effetto stabilizzante offerto dalle azioni verticali in termini di riduzione delle eccentricità. Come nel caso precedente, l'assenza di elementi resistenti a trazione non consente la formazione del meccanismo a puntone resistente nelle fasce di piano delle pareti, con sollecitazioni trasmesse direttamente ai maschi murari i quali si comportano come un sistema di mensole indipendenti (*fasce prive di capacità di accoppiamento*). Più realisticamente, tenendo conto comunque dell'effetto minimo di incatenamento fornito dalla resistenza a trazione dei pannelli di fascia in presenza di piattabande in legno o ferro, si può considerare la rigidezza estensionale delle stesse

introducendo un pendolo di piano che consente la trasmissione delle azioni orizzontali tra i maschi murari.

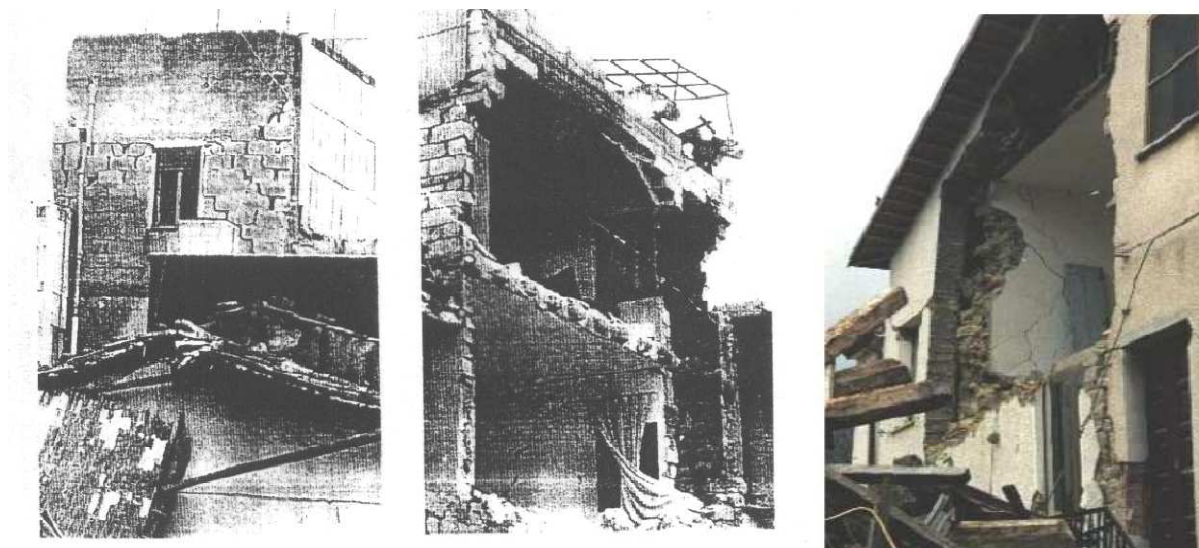


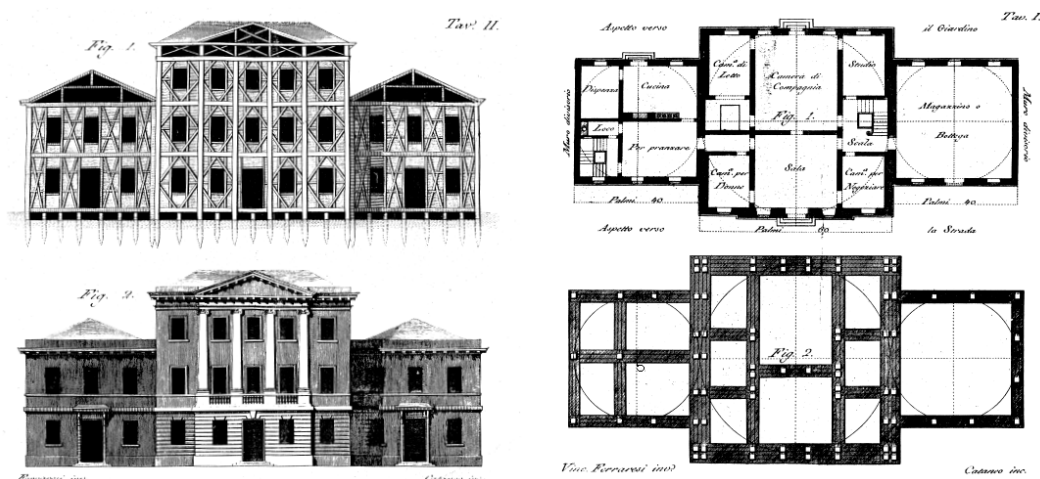
Fig. 6 - Scenari di danno nei terremoti di Carlentini (1990) e L'Aquila (2009) ove si evidenzia la vulnerabilità degli edifici della seconda classe per azioni fuori da piano (Prof. Ing. B. Calderoni – DIST Università di Napoli).

1.1.3 Edifici della 3° Classe – l'edificio “moderno” in muratura ordinaria.

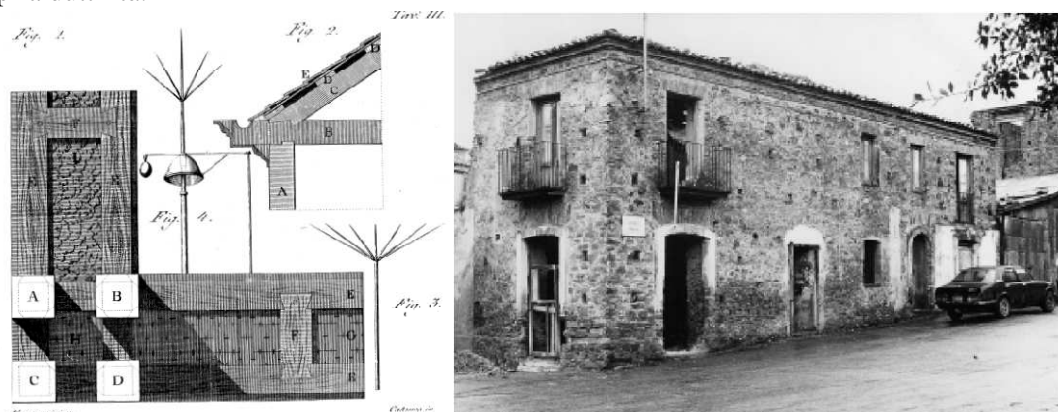
Nei primi del '900, in conseguenza della diffusione dell'impiego della nuova tecnologia del cemento armato, nasce una nuova tipologia di edificio che introduce aspetti fortemente migliorativi rispetto alle due classi precedenti sia per quanto riguarda il comportamento per carichi verticali che orizzontali. La realizzazione dei solai in laterocemento consente di interrompere la continuità muraria verticale mediante l'inserimento di cordoli armati disposti lungo il profilo delle pareti. Allo stesso modo le piattabande disposte sopra i vani vengono realizzate tramite travi in cemento armato efficacemente ammorsate alle pareti. In alcuni casi (sfortunatamente rari) al posto delle piattabande viene inserito un ulteriore cordolo continuo in c.a. con la funzione di confinare la fascia di piano tra due elementi tensorisistenti. L'edificio in tal modo assume un comportamento strutturale sensibilmente migliore rispetto ai precedenti. Gli impalcati possono essere considerati come vincoli rigidi, i quali consentono di confinare mediante l'azione dei cordoli l'intera struttura. I cordoli garantiscono l'equilibrio delle spinte orizzontali su percorsi di trazione, di conseguenza le coppie ribaltanti indotte dai carichi verticali per effetto dell'eccentricità producono effetti minori in quanto agiscono su uno schema di trave continua, invece che su uno schema a mensola. Non si generano effetti spingenti in corrispondenza dei vani in quanto le piattabande armate fungono da catene. Nei confronti delle azioni sismiche orizzontali la struttura presenta notevoli vantaggi. Infatti l'impalcato latero-cementizio, dotato di soletta continua armata, costituisce un diaframma rigido con diverse funzioni: consente di annullare gli effetti di ribaltamento fuori dal piano, garantisce la ripartizione delle azioni sismiche lungo le pareti parallele alla direzione del sisma. La parete muraria arricchita del cordolo e della piattabanda armata, acquista una migliore capacità di equilibrare le azioni orizzontali agenti nel piano della stessa. A differenza delle classi precedenti, per le quali si è evidenziata l'esistenza di zone triangolari in cui l'azione sismica non può essere ricondotta mediante puntoni alla fondazione, la presenza di elementi orizzontali tensorisistenti consente l'attivazione di puntoni in tutti i pannelli, con una più alta resistenza della parete nel proprio piano. In generale, come si vedrà ai capitoli successivi, le strategie di adeguamento previste dalla normativa vigente spingono verso interventi di consolidamento che consentono di riportare qualsiasi struttura al comportamento tipico degli edifici della terza classe.

1.1.4 Il prototipo della “casa baraccata”.

Dopo i devastanti terremoti che rasero al suolo molte città calabresi, nel 1783, il governo borbonico intraprese un vasto programma di ricostruzione che comprendeva un sistema costruttivo per nuovi edifici così efficace e innovativo da poter essere apprezzato tuttora dagli strutturisti contemporanei. Esso costituiva l'archetipo del sistema costruttivo a muratura armata ancora oggi impiegata, meglio noto come “casa baraccata”. Fu il fisico di corte *Giovanni Vivencio* a raccogliere la maggior parte dei dati disponibili e a pubblicare un'analisi molto esauriente sul terremoto, che comprendeva anche piani per la ricostruzione di case e città. È in questa opera che si possono trovare i disegni del sistema della casa baraccata originario. Il sistema della casa baraccata fu studiato per superare questi limiti costruttivi degli edifici tradizionali in pietra calabresi. Singoli rapporti di varie fonti avevano registrato la risposta soddisfacente alle vibrazioni sismiche di edifici con strutture in legno o in muratura con strutture lignee inglobate nella stessa, a costituire delle vere e proprie armature che conferissero ai maschi murari una migliore resistenza a trazione nel proprio piano.



In particolare tali strutture lignee garantivano notevoli vantaggi nei confronti delle azioni orizzontali agenti sulle pareti: per sollecitazioni di pressoflessione nel piano dei maschi murari, la presenza dell'armatura lignea conferiva essi maggiore resistenza a flessione a parità di geometria; la presenza delle diagonali lignee costituiva un sistema di controventatura e migliorava la resistenza a taglio per trazione diagonale; la presenza dei cordoli lignei orizzontali contrastava i ribaltamenti fuori dal piano delle pareti, offrendo vincoli trasversali reagenti a trazione; inoltre la cerchiatura delle pareti verticali incrementava notevolmente (come una staffatura) la resistenza a compressione del materiale lapideo e la propria duttilità.

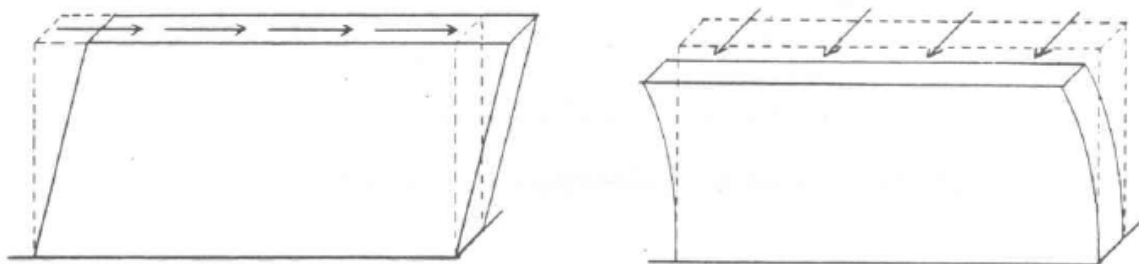


Le strutture lignee avevano anche un altro vantaggio rispetto alla muratura in pietrame sciolto: avendo membrature collegate le une alle altre venivano a creare un sistema strutturale più omogeneo e continuo, come un telaio strutturale. Era ben noto il vantaggio di disporre di fasce rigide di parete (come le travi di un telaio al di sopra dei vani), ben ammassate ai maschi murari, in grado di ridistribuire le azioni sismiche orizzontali nel piano delle pareti tra tutti i maschi murari verticali. Ciò favoriva una risposta globale dell'intera parete (maschi + fasce di piano) alle azioni orizzontali, con percorsi a puntoni diagonali compressi nel piano di tutti i maschi murari, incrementando così la capacità resistente dell'intera struttura (comportamento scatolare generalizzato). Inoltre era ben nota la necessità di garantire l'integrità dei nodi negli angoli e nelle croci di muro, i quali dovevano essere irrigiditi, al fine di favorire una risposta scatolare della struttura, evitando collassi parziali premature nelle "zone deboli" di connessione. Dalle tavole planimetriche di tali strutture baraccate, si nota inoltre che la forma dell'edificio doveva essere simmetrica, e ciascuna delle parti di cui si componeva, con quella centrale di dimensioni maggiori, doveva essere basata su un quadrato perfetto. Ciò denotava le conoscenze avanzate all'epoca, nel comprendere gli effetti torsionali (rotazioni degli impalcati), indotti dalle eccentricità tra il baricentro delle masse di piano ed il baricentro delle rigidità dei maschi murari, che si verificavano per una disposizione irregolare in pianta degli elementi resistenti verticali. Pertanto, almeno dal punto di vista della sicurezza, il legno rappresentava una soluzione valida, anche se era poco disponibile, costoso, ed evidentemente meno attraente, come unico materiale da costruzione, della muratura, che assicurava invece migliori prestazioni di isolamento e tenuta all'acqua. Ciò detto, è innegabile che *la casa baraccata* rappresenta uno dei primi seri tentativi di norma e di tecnica, innovative per prevenire i danni prodotti dai terremoti sugli edifici e la perdita di vite umane. Seppur nei limiti delle sue applicazioni pratiche, può essere considerato un sistema primitivo ma efficace. I suoi inventori sembrano aver capito i problemi fondamentali legati alla risposta sismica delle strutture in muratura. L'integrazione di rinforzi nella muratura è stato uno dei principi fondamentali su cui si è basata la progettazione sismica negli ultimi due secoli, da cui è derivato il sistema costruttivo noto come "muratura armata".

1.2 Il comportamento sismico degli edifici in muratura: Meccanismi di collasso locali e globali.

Prima di affrontare il problema dell'analisi sismica delle strutture in muratura ordinaria è necessario comprendere il comportamento sismico del generico edificio il quale, per semplicità, può essere interpretato attraverso l'analisi della risposta strutturale della generica *cella muraria elementare*. Tale cella muraria elementare è intesa come una unità strutturale in muratura, caratterizzata dall'assemblaggio di 4 pareti o *pannelli* murari disposti a coppie nelle due direzioni ortogonali, più un elemento piano orizzontale di chiusura, costituente il generico solaio.

Nella risposta sismica di edifici in muratura è sempre possibile distinguere due grandi *categorie* di *meccanismi di collasso*: meccanismi di “1° Modo” e di “2° Modo” (A. Giuffrè 1993). Tali meccanismi di collasso sono riferiti alle pareti murarie costituenti la struttura portante verticale dell'edificio e dipendono dalla direzione secondo cui è applicata l'azione sismica rispetto alla giacitura delle pareti. Per convenzione si assumeranno le azioni sismiche orizzontali, come agenti nel piano degli impalcati dell'edificio, nelle due direzioni ortogonali O(X,Y). In particolare la modalità con cui si attivano tali meccanismi è gerarchica, prima quelli di 1° MODO (meccanismi locali fuori dal piano) e solo successivamente, se questi sono verificati, si attiva il comportamento globale della struttura e quindi i meccanismi di collasso di 2° MODO nel piano dei muri. *Infatti, affinché si possano attivare i meccanismi di 2° modo, per raggiungimento delle resistenze a taglio e flessione delle pareti nel proprio piano, è necessario che la risposta della struttura sia globale e quindi secondo un comportamento “scatolare” ideale.* La resistenza e la rigidezza di un pannello caricato nel proprio piano sono notevolmente superiori a quelle al di fuori del proprio piano.



GERARCHIA DELLE MODALITA' DI COLLASSO = 1° MODO (fuori dal piano) => 2° MODO (nel piano)

Fig. 7 – Azione sismica **nel piano** e **fuori dal piano**, per la generica parete muraria.

1.2.1 I meccanismi locali di 1°MODO o cinematismi fuori dal piano.

Corrispondono al comportamento fuori dal piano degli elementi strutturali e si ottengono per effetto dell'azione sismica applicata ortogonalmente al piano medio della parete.

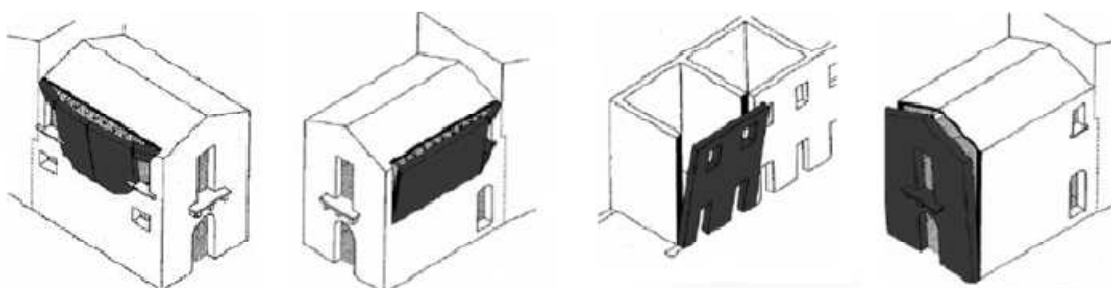
Negli edifici esistenti in muratura tali meccanismi corrispondono a collassi parziali per cause sismiche, in genere per perdita dell'equilibrio, di specifiche porzioni murarie. Si osserva tuttavia che la verifica di tali cinematismi ha senso solo se risulta garantita una adeguata monoliticità delle pareti murarie, tale da impedire *collassi localizzati per disgregazione della muratura*. A tal proposito è necessari eseguire a monte la *valutazione della qualità muraria* e delle caratteristiche meccaniche come richiesto dalle stesse norme tecniche (§C8A.4 C.M. 617/09).

Le verifiche con riferimento ai *meccanismi locali di danno e collasso* (i quali risultano nel piano per gli archi/volte e fuori dal piano per le pareti) devono essere svolte tramite **l'analisi limite dell'equilibrio**, secondo **l'approccio cinematico** (*analisi cinematica lineare e non lineare*), basato sulla scelta del meccanismo di collasso locale e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematismo (moltiplicatore cinematico del carico). In tal senso la **modellazione strutturale** riguarda singole porzioni strutturali (*macro-modelli*), estrapolando ogni elemento strutturale come corpo rigido, sul quale applicare le azioni mutue trasmesse dagli elementi ad esso collegati e le reazioni dei vincoli.

Rispetto a tali macro-modelli vengono individuati i possibili cinematismi di collasso locali. Tali analisi consentono di tener conto direttamente delle non linearità geometriche e di materiale della muratura, assegnando direttamente le cerniere plastiche e studiando l'equilibrio in condizioni limite (ovvero quando raggiunto un determinato moltiplicatore del carico, si formano un numero tale di cerniere da rendere labile la struttura = cinematismo di collasso). L'applicazione di tale metodo di verifica presuppone quindi la conoscenza a monte dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, che possono essere ipotizzati sulla base della risposta sismica locale di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica.

In particolare le *linee guida della Regione Marche (2002)* descrivono i principali modelli dei **meccanismi di collasso locali fuori dal piano**, per edifici in muratura ordinaria, fornendo le relazioni analitiche che ne permettono la valutazione. Si sottolinea però che tali modelli risultano estremamente semplificati e riferiti a geometrie di pareti semplici, prive di aperture, caratterizzate da quadri fessurativi ben definiti e rilevati post-sisma. Dovendo adattare tali modelli generali ad edifici esistenti reali, sarà necessario apportare specifiche correzioni che consentano di tener conto delle caratteristiche geometriche, strutturali, di vincolo e di carico riscontrati. In sede di ispezione possono essere utili le *schede riassuntive dei principali cinematismi di collasso* proposti nelle linee guida, i quali sono classificati come segue:

- Meccanismi di ribaltamento semplice;
- Meccanismi di flessione verticale;
- Meccanismi di flessione orizzontale;
- Meccanismi di ribaltamento composto;



Tali cinematismi di rottura sono generalmente caratterizzati da una risposta sismica indipendente della singola parete, che non collabora con il resto della struttura, venendo così a mancare la risposta unitaria o scatolare della costruzione. I meccanismi di 1° Modo sono infatti tipici di strutture caratterizzate da *collegamenti inadeguati* tra le pareti ortogonali (integrità delle croci di muro e dei cantonali d'angolo) o tra le pareti verticali e i solai. Ciò comporta una risposta irregolare della struttura con l'incapacità della stessa di ripartire in modo regolare le azioni sismiche di piano lungo le singole pareti verticali. In condizioni ultime, tale risposta irregolare porta ad avere pareti della stessa struttura sovrasollecitate rispetto ad altre con richieste concentrate di duttilità e conseguenti collassi fragili. Infatti, la presenza di un buon ammorsamento tra le pareti, consente all'edificio di scongiurare comportamenti indipendenti dei singoli elementi strutturali portanti, sfruttando al meglio le proprie risorse di resistenza e duttilità. E' necessario sottolineare che negli edifici ordinari in muratura, contributo fondamentale è fornito dagli impalcati, i quali devono essere ben collegati con le strutture portanti verticali in muratura (condizione di impalcato solidale che si raggiunge solo nell'ipotesi di solai in c.a.). A tal proposito è opportuno distinguere la risposta sismica della struttura in relazione a due ipotesi: *impalcato rigido o deformabile*. Nell'ipotesi di *impalcato rigido*, esso consentirà la ripartizione dell'azione sismica totale di piano su ciascuna parete di controvento parallela al sisma, evitando che si possano innescare fenomeni di ribaltamento fuori dal piano delle pareti ortogonali. Al

contrario, nell'ipotesi di *solaio deformabile*, non vi sarà la ripartizione del carico sismico sui controventi e le pareti ortogonali dovranno sopportare gravose azioni sismiche fuori dal piano, con rischio di meccanismi locali di ribaltamento.

L'analisi dei meccanismi locali per edifici in muratura ordinaria prevede l'individuazione di parti della struttura le quali, in presenza di azione sismica, possono generare *collapsi per formazione di cinematici legati alla perdita di equilibrio* (formazione di possibili catene cinematiche). Per far ciò è necessario individuare mediante ispezioni e saggi a vista, la presenza di *elementi caratteristici di vulnerabilità* legati:

- alla qualità delle connessioni (collegamenti e ammorsamenti) tra le pareti murarie e gli orizzontamenti;
- alla geometria della struttura;
- alla presenza di elementi resistenti a trazione quali cordoli o catene;
- alla qualità e alla tessitura muraria;
- alle interazioni con gli altri elementi della costruzione e con gli edifici adiacenti;
- alla presenza di quadri fessurativi e dissesti;



Fig. 8 – Esempio di meccanismo di **ribaltamento semplice (meccanismo di 1°Modo fuori dal piano)**: scarso ammorsamento nel nodo tra le pareti ortogonali; assenza cordoli in c.a. lungo il profilo delle pareti; presenza di elementi spingenti. (Foto MEDEA, Zuccaro Papa 2003).



Fig. 9 – Esempio di **cinematismo di flessione verticale** di parete monolitica ad un piano (**meccanismo di 1°Modo fuori dal piano**). (Foto MEDEA, Zuccaro Papa 2003).

In merito all'analisi numerica dei meccanismi sismici locali, si rimanda alla letteratura specifica e alla normativa tecnica (D.M. 14/01/08), con riferimento all'applicazione del **teorema cinematico** dell'analisi limite per sistemi di corpi rigidi a più gradi di libertà.

Infine, come definito in precedenza, affinché si possa attivare una **risposta sismica globale** della struttura al moto sismico, è necessario mediante opportuni interventi di consolidamento escludere la formazione di eventuali meccanismi di collasso locali fuori dal piano di singoli elementi.

Per assicurare tale risposta globale, è necessario assicurare l'*integrità di tutte le connessioni nodali e puntali tra gli elementi strutturali*. Devono essere garantiti i *collegamenti in pianta tra le pareti verticali ortogonali* (buon ammorsamento nelle croci di muro e cantonali); assicurati i *collegamenti in alzato tra le pareti verticali e gli orizzontamenti*, mediante l'utilizzo di elementi resistenti a trazione quali: cordoli in c.a. lungo il profilo dei muri, catene metalliche di contrasto che consentano di evitare i meccanismi di ribaltamento delle pareti fuori dal piano.

1.2.2 I meccanismi globali di 2°MODO per azioni nel piano delle pareti.

Esclusi i comportamenti fuori piano, si assume una *risposta scatolare globale ideale* della struttura muraria nei confronti delle azioni sismiche orizzontali. In tal senso si ammette una risposta spaziale della struttura alle azioni sismiche orizzontali, le quali vengono trasmesse dagli impalcati alle pareti resistenti verticali, ordite secondo due direzioni ortogonali (x,y) in pianta. Tali azioni si distribuiscono nel piano dei singoli pannelli murari, mobilitando le rispettive resistenze complanari. Si evidenzia che, essendo il sisma diretto secondo le due direzioni ortogonali all'edificio, è necessario che tutte le pareti costituenti la struttura assolvano all'azione di controvento, offrendo la propria resistenza nel piano.

I meccanismi di 2° modo, corrispondono proprio al comportamento delle pareti murarie verticali nel proprio piano medio, soggette a stati di deformazione piani derivanti da flessione e taglio. In particolare tali *meccanismi di rottura nel piano* dei pannelli, si possono verificare per il superamento della *resistenza a pressoflessione, taglio per scorrimento e taglio per fessurazione diagonale* dei singoli pannelli murari.

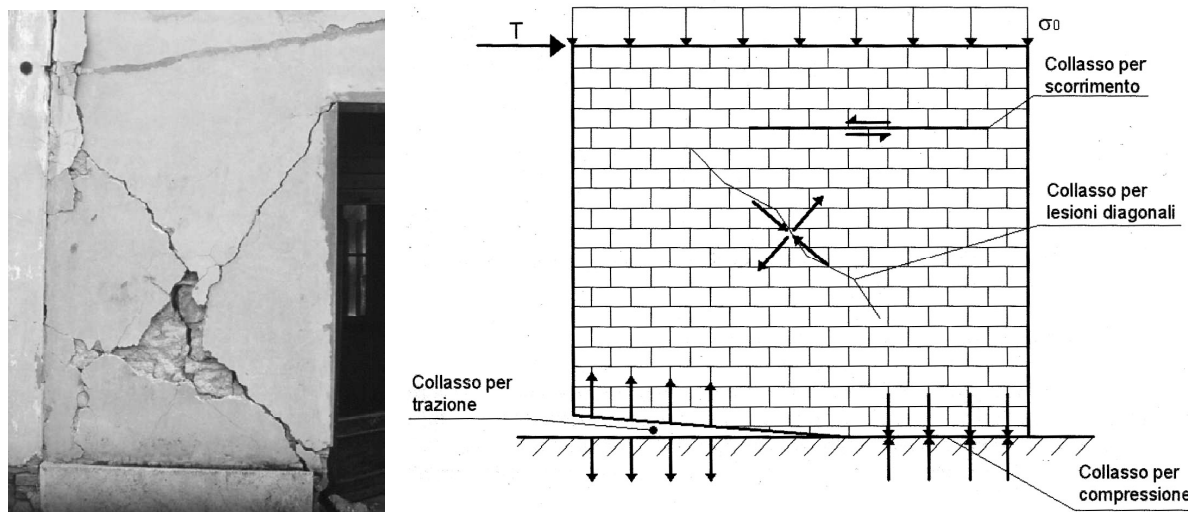


Fig. 10 - Tipologie di meccanismi di collasso nel proprio piano medio delle murature (**Meccanismi di 2°MODO**)

La massima resistenza al sisma in un edificio può essere sviluppata mediante una risposta globale, solo se sono impediti i meccanismi di collasso locali mediante opportuni accorgimenti costruttivi (collegamenti, incatenamenti, ecc.). Di fatti l'innescò di queste due modalità di collasso è strettamente dipendente dalla risposta globale dell'edificio, che a sua volta è funzione delle *caratteristiche tipologiche e tecnologiche degli elementi strutturali* che lo caratterizzano.

La **modalità di risposta della struttura**, e quindi del **tipo di meccanismi** che si innescano, sono strettamente legati:

- al **tipo di impalcato** e alla sua **rigidezza nel piano orizzontale** (sistemi voltati, solai appoggiato in legno/ferro, solai in laterocemento);
- alla **rigidezza dei nodi di connessione** (capacità di ammortamento) tra le pareti verticali e il solaio orizzontale => consentono una risposta scatolare;
- alla **rigidezza dei nodi di connessione interni tra le pareti verticali ortogonali** (integrità delle croci di muro) => consentono una risposta scatolare;
- al **grado di accoppiamento** tra i maschi murari verticali offerto dalle **fasce di piano** (mediante cordoli, piattabande e catene resistenti a trazione nel piano), che incrementano notevolmente la resistenza globale delle pareti, in quanto consentono un **comportamento a telaio equivalente**;

1.3 La risposta sismica della “cella muraria elementare”: il comportamento scatolare ideale.

In una costruzione in muratura ordinaria, è sempre possibile identificare molteplici strutture resistenti a seconda della condizione di carico considerata. Tuttavia, operando una schematizzazione, possono essere identificati come elementi resistenti le strutture portanti verticali e gli orizzontamenti (intendendo con tale termine la categoria più ampia di solai, volte, coperture), con un diverso comportamento a seconda della sollecitazione considerata. Le **strutture portanti verticali** sono costituite da elementi bidimensionali, orditi generalmente secondo due direzioni ortogonali. Per distinguere le funzioni svolte dalle diverse pareti che costituiscono un fabbricato, in relazione al tipo di carichi agenti, un'antica classificazione definiva:

- Nei riguardi dei **carichi verticali**:
 - *Muri portanti*: gli elementi che sopportavano, oltre al peso proprio, quello delle murature sovrastanti e le componenti verticali delle forze trasmesse dagli orizzontamenti;
 - *Muri non portanti*: gli elementi caricati dal solo peso proprio (come le pareti divisorie);
- Nei riguardi dei **carichi orizzontali** (vento e sisma):
 - *Muri di controvento o di taglio*: gli elementi che si opponevano alle forze orizzontali in direzione longitudinale (ad essi parallele o complanari);
 - *Muri di collegamento*: gli elementi disposti ortogonalmente alla direzione delle forze orizzontali;

Esaminando il problema con attenzione, si può osservare che, per quanto riguarda le *azioni verticali*, tutte le murature sopportano il peso proprio e quello delle pareti ad esse sovrastanti, ma solamente alcune sono sollecitate dai carichi che loro trasmettono gli impalcati (ad intradosso piano o curvo).

Nei riguardi delle *azioni orizzontali*, invece, il problema è più complesso in quanto gli elementi strutturali (pareti e orizzontamenti) dai quali si può considerare costituito un edificio, possono esibire comportamento *isolato* oppure *solidale*. Nel primo caso, ogni parete, sottoposta alle azioni verticali e orizzontali che direttamente le competono, si comporta come un elemento del tutto indipendente dagli altri elementi resistenti verticali. Nel secondo caso, in presenza di collegamenti perimetrali e di orizzontamenti rigidi nel proprio piano, tutte le pareti collaborano tra loro all'assorbimento delle azioni esterne generando un comportamento globale solidale.

In particolare, i collegamenti perimetrali e la solidarietà delle connessioni negli incroci tra pareti ortogonali, consentono alle pareti trasversali (ortogonali alla direzione dei carichi orizzontali), di trasferire ai muri longitudinali le risultanti delle azioni sismiche orizzontali ad essi applicate; mentre la maggiore o minore deformabilità degli impalcati nel proprio piano, incide solamente sulla ripartizione delle azioni orizzontali tra i diversi elementi resistenti verticali. Generalmente la solidarietà negli incroci murari interni all'edificio (non perimetrali) viene considerata una riserva di sicurezza, in quanto si è dimostrato che pur in presenza di non perfetta solidarietà tra le pareti interne,

la resistenza complessiva della costruzione nei confronti di meccanismi globali di piano (2° Modo) non cambia sensibilmente. In tal modo, nel caso delle verifiche nel piano delle pareti, è giustificata la possibilità di assumere sezioni reagenti dei muri perfettamente rettangolari, prescindendo dal contributo di resistenza aggiuntivo, dato dalle pareti ortogonali, che si avrebbe considerando a rigori sezioni ad “L” o a “T”. Per comprendere la funzione esercitata dai collegamenti perimetrali di piano (cordoli e catene) e dalla rigidità degli impalcati (solai, volte...) nei riguardi delle pareti murarie parallele (longitudinali) e ortogonali (trasversali) alla direzione dei carichi orizzontali, è sufficiente pensare al comportamento di una scatola parallelepipedica (come la classica scatola da scarpe), che ben simula un ambiente perimetrato da quattro pareti e coperto da un impalcato (coperchio) con funzione di confinamento delle pareti perimetrali (garantito dalla capacità di resistenza a trazione lungo il perimetro del coperchio/solaio).

I casi seguenti schematizzano il diverso comportamento strutturale globale della generica “**cella muraria elementare**”, soggetta all’azione sismica orizzontale, in funzione del diverso grado di collegamento tra le pareti perimetrali e della differente rigidità dell’impalcato tipo.

In particolare si rappresenta la risposta della cella man mano si passa dal caso peggiore (a), fino al caso (c) coincidente con l’ipotesi ottimale di **comportamento scatolare**, per collegamenti solidali e solaio rigido nel proprio piano.

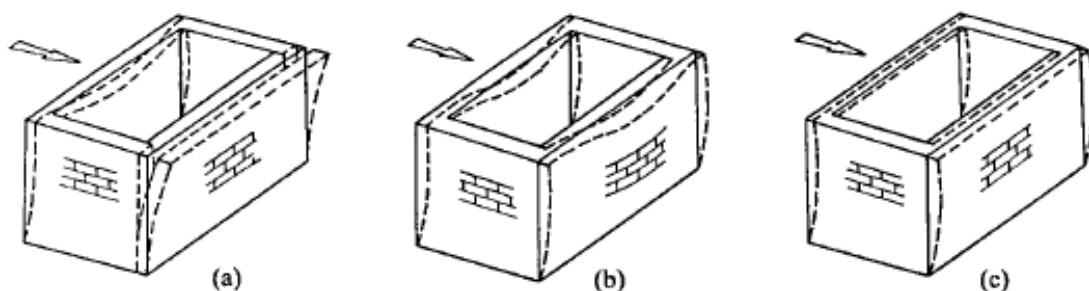


Fig. 11 - Configurazioni di risposta sismica della “cella muraria elementare”. Influenza del grado di vincolo tra gli elementi sulla risposta sismica. (a) Pareti non vincolate o prive di ammassamento; (b) pareti ammassate con impalcato deformabile; (c) comportamento scatolare ideale: pareti ammassate e impalcato rigido.

La possibilità di considerare solidali (collegate) le pareti murarie disposte nelle due direzioni ortogonali, nei riguardi delle azioni orizzontali consente, in definitiva, una notevole semplificazione nell’analisi della struttura, in quanto permette di differenziare le verifiche a seconda se si valutano gli effetti nel piano o fuori dal piano delle singole pareti. I carichi sismici orizzontali si considerano assorbiti totalmente dalle *pareti parallele* alla loro direzione assumendo le sezioni rettangolari come reagenti (**analisi delle pareti per azioni nel piano – 2° modo**); le *pareti ortogonali* sono invece verificate esclusivamente nei confronti degli effetti locali (**analisi delle pareti per azioni fuori dal piano - 1°modo**). In definitiva, il comportamento ottimale dell’edificio, ai fini del migliore assorbimento dei carichi, si può conseguire solamente realizzando impalcato rigido nel proprio piano e collegandoli efficacemente alla sommità di tutte le pareti (ad esempio: solai in cemento armato le cui travi di bordo sono gettate direttamente sulle murature – cordoli armati).

1.4 – La Modellazione della risposta globale di edifici in muratura ordinaria. Il modello a telaio equivalente.

La modellazione numerica di edifici in muratura, costituisce da sempre uno dei problemi sostanziali dell'analisi strutturale e sismica. Le stesse NTC08 al §7.2.6, indicano i criteri generali di modellazione da adottare per rendere il più possibile adeguato il modello numerico alla costruzione reale, indipendentemente dalla tipologia costruttiva (muratura, cls, acciaio..): “*il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza*”. In generale, prescindendo dalla risposta sismica locale delle singole pareti murarie per gli *effetti fuori dal piano* (meccanismi di 1° modo da valutare separatamente mediante modellazione specifica delle singole porzioni di parete e applicazione dell'analisi cinematica), la risposta globale dell'edificio in muratura ordinaria è rappresentata da un doppio sistema resistente di pareti in muratura, disposte secondo le direzioni ortogonali (X;Y), interconnesse da diaframmi orizzontali di piano che ripartiscono le azioni sismiche orizzontali in modo complanare tra le stesse pareti. Nella risposta spaziale alle azioni sismiche, la *parete muraria verticale* costituisce pertanto l'elemento strutturale fondamentale oggetto della modellazione. In generale, la modellazione della generica parete piana può avvenire secondo due approcci, differenziati in relazione alla “scala geometrica e meccanica” della concezione strutturale.

Il primo approccio è rappresentato dalla **modellazione agli elementi finiti FEM (Micromodellazione)**, definita alla “*scala del materiale*”. Tale modello prevede la discretizzazione della parete in un numero notevole di elementi finiti poligonali (bidimensionali o tridimensionali), connessi tra loro nei vertici definiti come *nod*i. Il *continuo elastico* viene rappresentato da un insieme di *punti materiali*, collegati elasticamente dagli elementi, soggetti alle azioni esterne ed interne schematizzate mediante forze nodali. Gli spostamenti dei nodi rappresentano i gradi di libertà incogniti del sistema, noti i quali (attraverso *funzioni di forma* che esprimono il comportamento interno degli elementi) è possibile risalire puntualmente allo stato di tensione e deformazione della struttura. Il vantaggio offerto da tale modello è notevole soprattutto in presenza di geometrie irregolari o per eseguire analisi approfondite su singole porzioni strutturali caratterizzate da elevati gradienti di tensione/deformazione. L'applicazione di tale metodo alle strutture esistenti in muratura non è però così immediato come potrebbe sembrare, a causa di alcune peculiarità che distinguono tali costruzioni. Il metodo F.E.M nasce sulle ipotesi di *omogeneità, isotropia, comportamento elastico lineare indefinito del materiale* costitutivo. Esse sono valide per i materiali metallici, accettabili per il cemento armato, non lo sono certo per la muratura a causa di diversi motivi:

- Il materiale “muratura” non può essere considerato *omogeneo* (cioè dotato delle stesse proprietà in tutti i punti), né *isotropo* (ovvero dotato delle stesse caratteristiche meccaniche in tutte le direzioni), data l'estrema variabilità costruttiva che caratterizza la sua composizione.
- Il materiale è caratterizzato da resistenza a trazione trascurabile rispetto alla compressione.
- La muratura presenta comportamento elastico lineare solamente per stati di sollecitazione estremamente ridotti. Ciò limiterebbe la validità dell'analisi lineare allo studio della risposta in esercizio dell'opera, fino alla formazione delle prime fessure, non consentendo valutazioni al limite di collasso (risposta fortemente non lineare delle murature). A rigori si dovrebbero utilizzare analisi agli elementi finiti che implementino “*modelli a plasticità diffusa dei materiali*” i quali, fissati opportuni criteri di resistenza (Drucker, Von Mises...), consentano analisi non lineari “al passo”, che seguano il propagarsi delle fessurazioni e che si arrestino quando non è più soddisfatto l'equilibrio. In tal senso il problema sostanziale, ancora oggetto della ricerca scientifica, è rappresentato dalla definizione di un “criterio di rottura” definibile per il “materiale” muratura.
- Una modellazione discreta del continuo risulta tanto più affidabile, tanto più fitta e accurata la *mesh* utilizzata. Il problema è ancor più evidente per le murature in cui, per tener conto

dell'eterogeneità e anisotropia del materiale si dovrebbero modellare separatamente le singole unità lapidee e i giunti di malta, in modo da assegnare a ciascun elemento le rispettive proprietà meccaniche. Ciò implica notevoli complessità legate alle elevate capacità computazionali richieste, all'interpretazione e gestione dei risultati.

Tali problematiche rendono ancora inaffidabili dal punto di vista professionale i risultati di tali modellazioni. Esse sono utilizzabili per lo studio di singole porzioni strutturali, in edifici caratterizzati da notevoli irregolarità geometriche, ai fini della Ricerca scientifica per testare modelli di calcolo più semplici.

Un secondo approccio, molto più agevole, è rappresentato dalla **Modellazione ai macro-elementi (FME – Frame by Macro Elements) o a telaio equivalente (Macromodellazione)**, definita ad una scala maggiore, coincidente con la dimensione dei singoli elementi strutturali che costituiscono le pareti. Tale modello prevede la scomposizione della struttura in pareti verticali, ognuna delle quali in presenza di forature può essere modellata secondo lo schema seguente. La generica parete muraria si considera configurata dall'assemblaggio di elementi bidimensionali (*pannelli di maschio, fascia e nodo*), reciprocamente connessi nei nodi rigidi, rappresentabili rispettivamente come i ritti e i traversi di un sistema *ideale di elementi monodimensionali* (telaio equivalente). In tale modello si presuppone che i meccanismi di collasso si localizzino nel piano di singoli *pannelli di fascia e di maschio*, mentre i nodi vengono assunti indeformabili (rigidi). Tale modellazione trova i vantaggi maggiori nella possibilità di adottare, anche per edifici in muratura ordinaria, la teoria delle travi sicuramente di più semplice applicazione e interpretazione, garantendo risultati affidabili. Tale modello costituisce l'unico metodo di riferimento contemplato dall'attuale normativa NTC08, derivante dalla necessità di adottare anche per le pareti murarie la nota modellazione usata per i telai in c.a. e acciaio, nonostante l'apparente grande diversità geometrica e meccanica della struttura.

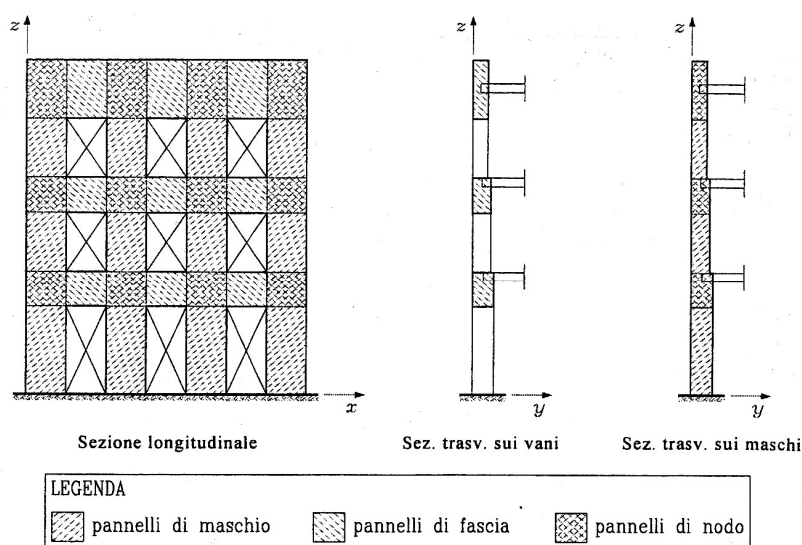


Fig. 12 - Modello di schematizzazione della parete (Prof. Ing. N. Augenti – DIST Università di Napoli).

In definitiva, dall'osservazione dei danni indotti dai terremoti reali e dalle prove sperimentali, si è notato che il danno si localizza in porzioni ben definite di pareti denominati *pannelli murari*. In particolare la generica parete può essere schematizzata nel piano x-z come assemblaggio di pannelli elementari così definiti:

- *Pannelli murari verticali o di maschio*: costituiti da quelle parti dei maschi murari che non intersecano le fasce: essi risultano contornati orizzontalmente da due strisce di fascia e verticalmente da due bordi liberi; hanno funzione portante.

- *Pannelli di fascia:* costituiti da quelle parti delle fasce di piano che non intersecano i maschi. Essi risultano contornati verticalmente da due maschi e orizzontalmente da due bordi liberi; hanno funzione di trasmissione ai pannelli di nodo e di conseguenza ai pannelli di maschio dei carichi sismici orizzontali (tagli di piano) trasmessi dagli orizzontamenti (funzione di accoppiamento tra i pannelli di maschio verticali).
- *Pannelli di nodo rigidi:* costituiti dagli elementi di intersezione tra le fasce e i maschi; essi risultano contornati verticalmente da due pannelli di maschio e orizzontalmente da due pannelli di fascia. Essi possono essere considerati infinitamente rigidi nel piano, ed assolvono alle funzioni, sia portante che di trasmissione delle sollecitazioni provenienti dagli orizzontamenti e dai pannelli di fascia verso i pannelli di maschio.

Tale schematizzazione è essenziale nei metodi di calcolo a telaio equivalente, in cui le verifiche di resistenza della struttura si eseguono andando a confrontare le caratteristiche della sollecitazione interna (Sd), determinate in corrispondenza delle sezioni resistenti dei singoli pannelli, con le resistenze di calcolo (Rd) degli stessi, determinate in condizioni ultime (SLU) mediante le relazioni fornite dalla normativa in relazione ai meccanismi di rottura dei pannelli murari.

Ipotesi alla base del modello a telaio equivalente sono:

- *Pannelli di maschio e di fascia* modellati mediante *elementi monodimensionali di tipo trave (beam)*, per i quali le rigidezze elastiche vengono calcolate considerando sia il contributo flessionale che tagliante sulla deformazione.
- *Nodi* di intersezione confinati e quindi assunti infinitamente rigidi;
- Sezioni rettangolari delle pareti, con elementi asta coincidenti con il baricentro delle stesse;
- Si trascura l'eccentricità del baricentro delle sezioni murarie rispetto al piano medio delle pareti;

In generale, tale modellazione è applicabile per tutte le pareti costituenti gli edifici esistenti, rappresentate da murature nelle quali sono ricavate dei *vani* (porte, finestre, balconi), e che per tale motivo sono definite come *pareti forate*. A seconda delle dimensioni e della distribuzione delle aperture, le pareti forate si definiscono:

- *Regolari*, se i vani sono allineati e posseggono tutti la stessa altezza, per ciascun piano;
- *Irregolari*, se i vani posseggono altezze differenti o risultano non allineati;

Esaminando le pareti degli edifici in muratura esistenti, si può notare che: le pareti perimetrali, sono quasi sempre regolari, viceversa, le pareti interne, più frequentemente assumono una distribuzione irregolare, con frequenti disallineamenti verticali dei vani. Tali irregolarità, accentuate dai più incontrollati interventi di ristrutturazione mirati a riadattare la struttura a funzioni sempre più moderne, comportano non solo dissesti localizzati, ma anche riduzioni significative delle capacità portanti delle pareti e quindi dell'intero complesso strutturale. Tale tipo di modellazione trova facile applicazione per pareti regolari in cui la schematizzazione è immediata. Viceversa complessa è l'applicazione per *pareti irregolari*, la cui risposta alle azioni orizzontali sismica è caratterizzata da parzializzazioni locali dei pannelli maggiormente sollecitati (richieste di duttilità concentrate). Di fatti in presenza di pareti regolari ci si aspettano plasticizzazioni diffuse con ingresso in campo non lineare di tutti i pannelli strutturali (collasso generalizzato).

L'utilizzo del modello a telaio equivalente trova ampia applicazione per l'esecuzione di analisi non lineari statiche (pushover), tipiche delle strutture murarie, in quanto permette l'uso di *modelli a plasticità concentrata* che, mediante l'inserimento di cerniere plastiche a flessione, pressoflessione e taglio, consentono di studiare la risposta sismica della struttura considerando il decadimento locale delle rigidezze per fessurazione dei pannelli, fino al collasso globale per meccanismo labile.

Un'ulteriore criticità del modello a telaio è data dalla possibilità di gestire la non resistenza a trazione della muratura. Infatti, se alcuni ritzi per effetto delle azioni orizzontali dovessero decomprimersi al

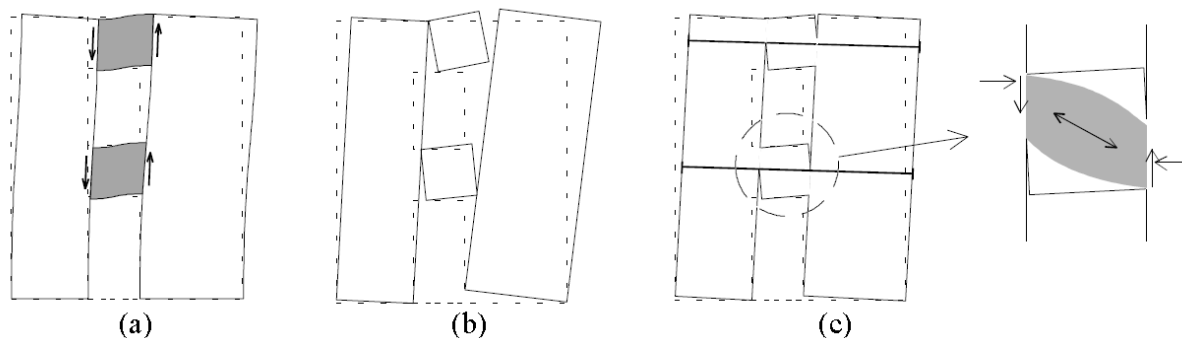
punto tale di andare in trazione (tipico di edifici molto alti soggetti a carichi orizzontali elevati), essi dovrebbero essere eliminati dallo schema resistente generando una difficile gestione dei risultati delle analisi non lineari che andrebbero interrotte.

La modellazione a telaio consente una migliore interpretazione della *concezione strutturale* e dei percorsi di carico attivi nel piano delle pareti soggetti alle azioni sismiche. Nella risposta della parete alle *azioni orizzontali*, i carichi si trasmettono dal generico impalcato alla fascia di piano e successivamente dai nodi ai pannelli di maschio sottostanti. Infine da questi alle fasce inferiori fino alla fondazione. In particolare, i pannelli più sollecitati (per pareti regolari) sono i pannelli di maschio, che risultano privi di qualunque confinamento laterale in quanto posti tra più vani. Nell'analisi di una parete muraria calcolata con metodi ai macro-elementi, si deve verificare innanzitutto che i pannelli di maschio verticali non giungano al collasso, e solo successivamente, ci si dovrà assicurare che anche i pannelli di fascia non raggiungono condizioni limite (infatti anche se vengono meno le fasce, comunque la parete risulta resistente in quanto si passa da un modello a telaio iperstatico, al modello delle mensole incastrate al piede identificative dei maschi).

1.5 Influenza delle caratteristiche tipologiche e costruttive degli elementi strutturali resistenti sulla modellazione globale.

1.5.1 Importanza della capacità di accoppiamento delle fasce murarie.

La risposta sismica della struttura muraria dipende inoltre dallo schema statico resistente che si genera nel piano delle pareti murarie verticali, il quale consente di trasferire le azioni sismiche della sovrastruttura in fondazione. In tal senso, fondamentale è la *capacità di accoppiamento orizzontale tra i maschi murari fornita dalle fasce orizzontali di piano*, la quale modifica nettamente il modello di risposta della parete e quindi la capacità resistente dell'intera struttura. Di fatti l'accoppiamento che può essere fornito dalle fasce, è principalmente funzione della compressione a cui esse sono soggette in direzione orizzontale (*formazione del meccanismo a puntone resistente*). Solo questa compressione infatti fornisce la resistenza "flessionale" che impedisce l'attivazione del meccanismo di ribaltamento nel piano (caso b). E' quindi molto importante la presenza di *elementi resistenti a trazione* disposti al livello delle fasce stesse, quali catene o cordoli in c.a., che si oppongono a tale meccanismo. Difatti, il meccanismo disegnato nel caso b, genera una dilatazione globale della parete in senso orizzontale. Le catene o i cordoli, opponendosi a questa dilatazione (caso c), generano un incremento di compressione nelle fasce, che aumenta la resistenza a flessione delle stesse, instaurando così un meccanismo a puntone inclinato che garantisce l'accoppiamento dei montanti murari (caso a ideale).



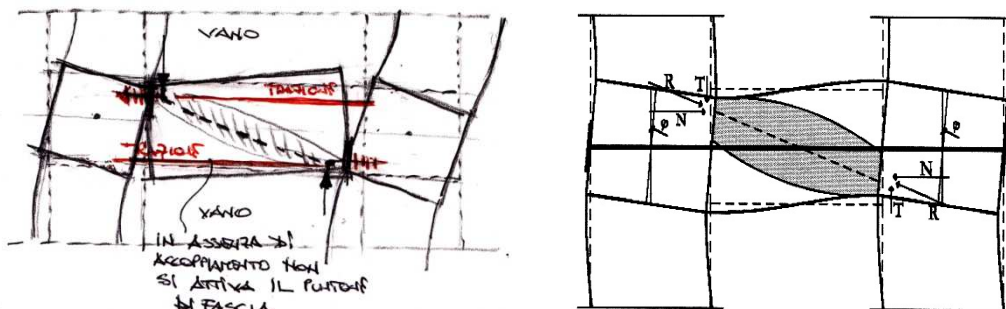


Fig. 13 - Modalità di accoppiamento delle pareti in funzione della rigidezza dell'ammorsamento verticale offerto dalle fasce di piano comprese tra i vani dotate di elementi tensoresistenti (Magenes 2001).

Per comprendere meglio la risposta sismica di una parete nel proprio piano si analizza un modello statico tipico delle costruzioni in muratura ordinaria, che ripropone il funzionamento di una parete regolare in muratura soggetta al carico sismico orizzontale e ai carichi verticali. Ci si chiede come essa esplica la sua *funzione di parete di controvento o di taglio*.

Se ci si pone *nell'ipotesi ideale* di: parete piana con aperture perfettamente allineate e uguali, lungo le verticali; fasce di piano flesso-resistenti con elevata capacità di accoppiamento dei maschi murari; la risposta globale della parete nel proprio piano è caratterizzata da una distribuzione delle azioni sismiche crescenti con l'altezza degli impalcati dal piano di fondazione (1°Modo di vibrare fondamentale).

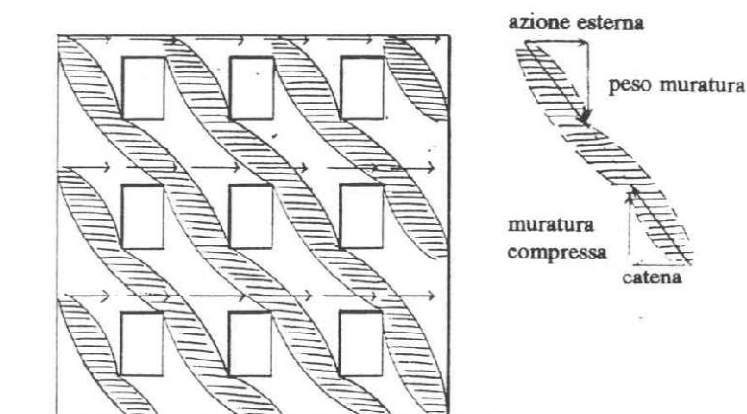


Fig. 14 - Modalità di trasferimento dell'azione sismica attraverso una parete in muratura ordinaria – Ipotesi di fasce di piano resistenti a flessione – **meccanismo a puntoni resistenti**.

In tal caso, la parete resiste all'azione sismica sviluppando un sistema di isostatiche di compressione che congiungono i punti di applicazione delle forze sismiche orizzontali con i vincoli a terra. Al sistema di isostatiche viene fatto corrispondere un *sistema resistente di puntoni obliqui in muratura*. Ogni singolo puntone deve essere in equilibrio. L'equilibrio delle componenti verticali delle forze dei puntoni è in generale assicurato dal peso proprio (P) della parte di edificio sovrastante e dalla muratura compressa sottostante. L'equilibrio delle componenti orizzontali dell'azione sismica (F) è invece assicurato dalla reazione del terreno in fondazione e dalla reazione di appositi elementi resistenti a trazione (catene, cordoli in c.a.) disposti al livello di tutti gli impalcati, nelle fasce di piano. In pratica immaginando il modello semplificato di portali in muratura, affinché la componente orizzontale dell'azione sismica (F) possa trasferirsi alla testa dei singoli maschi murari posti in successione, distribuendosi su tutti gli elementi verticali della parete in relazione alle proprie rigidzze, è necessario che in corrispondenza del traverso siano disposti due elementi tenso-resistenti dati generalmente dal *cordolo in c.a. e dalle piattabande* dei vani (funzionamento a flessione della

fascia di piano). In tal modo tutte le fasce assumono un comportamento a trave e la parete si trasforma in un **telaio iperstatico** costituito dai ritti (maschi murari), dai traversi (fasce inflesse) e dai nodi rigidi. In particolare la presenza di tali *elementi resistenti a trazione nella fascia*, i quali consentono nei nodi di equilibrare le spinte di trazione indotte dal taglio sismico, fanno sì che nella risposta globale della parete vengano impegnati, con la formazione dei puntoni compressi, tutti i maschi murari (attivazione dei puntoni in tutti i pannelli verticali – tutta la parete reagisce all'azione sismica), incrementando notevolmente la resistenza della parete nel suo piano. Ovvero a parità di carico sismico, entrando in meccanismo globale tutti i maschi, le sollecitazioni si ridistribuiscono in tutta la struttura risultando così inferiori (caso a).

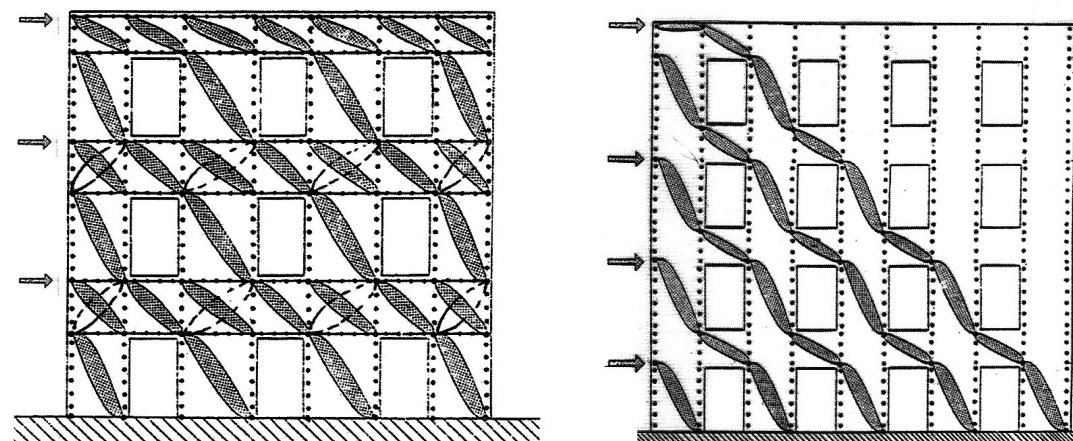


Fig. 15 - (CASO a) La presenza di un cordolo di piano e di piattabande ben ammortate, consente anche nella fascia di piano la formazione di un insieme di puntoni e rende l'intera parete equivalente ad un telaio iperstatico molto più resistente. (CASO b) L'assenza di elementi resistenti a trazione, non consente il meccanismo di risposta globale della parete, generando un sistema di mensole isostatiche (Assenza dell'accoppiamento dei maschi murari).

In tale ipotesi di **fascia di piano rigida e resistente**, si attiva il *meccanismo a rottura nel piano*, molto favorevole, con rotture prevalentemente a *taglio per fessurazione diagonale* dei maschi murari, impegnando la resistenza complanare dell'intera parete tipica del comportamento scatolare (tutta la parete collabora mediante un meccanismo generalizzato o globale). Tale meccanismo a puntoni compressi che si sviluppa nei maschi murari, comporta inoltre, per l'equilibrio di ogni singolo pannello di maschio, la formazione di sforzi verticali di trazione i quali devono essere equilibrati verticalmente nella muratura. Ciò è possibile solo per effetto della decompressione dei pannelli murari garantita dal carico verticale (N) agente sugli stessi dovuto al peso proprio e ai carichi verticali portati (peso impalcati, murature superiori e carichi accidentali). In particolare come si vedrà in seguito, a parità di geometria del pannello di maschio, maggiore è lo sforzo normale di compressione nel pannello e maggiore risulterà la capacità di resistenza a taglio per fessurazione diagonale nel proprio piano e quindi la capacità di resistere alle azioni sismiche.

Viceversa nell'ipotesi peggiore di **fasce di piano deboli** o non resistenti a flessione, non si verifica l'effetto di accoppiamento dei maschi murari. In particolare l'assenza di elementi tenso-resistenti (cordoli e piattabande), non consente l'attivazione dei puntoni resistenti nei pannelli di fascia. Ciò non consente la formazione di un meccanismo globale della parete (modello a telaio), con un sistema di puntoni compressi in grado di ricondurre le azioni in fondazione. Prive dell'accoppiamento, ciascuna parete di maschio si comporta come un sistema di *mensole isostatiche*, ciascuna indipendente dall'altra. L'isostaticità del modello comporta un incremento notevole delle coppie flettenti sui maschi murari, con rotture a pressoflessione dei pannelli. In tal modo, a parità di carico sismico, venendo a mancare la risposta globale (il modello diviene infatti isostatico), si riduce notevolmente la resistenza sismica della parete nel proprio piano. Una prima conseguenza della mancanza di accoppiamento

fornito dalle fasce, si evidenzia nella modalità di collasso nel piano di una parete forata in muratura priva di elementi resistenti a trazione (cordoli, catene e piattabande). L'assenza di tali elementi, non consente una risposta uniforme globale della parete nel proprio piano. Infatti, ritornando al modello della parete soggetta ad una distribuzione crescente con l'altezza del carico sismico, i taglianti di piano non riescono ad impegnare globalmente tutti i maschi murari, in quanto le spinte generatesi dalla formazione dei puntoni non possono essere equilibrate dalla muratura, priva di resistenza a trazione. In tal caso, le spinte orizzontali producono spesso il distacco di parti dell'edificio di forma triangolare o trapezoidale nella zona superiore, in cui non possono formarsi i puntoni resistenti. Catene e cordoli sono dunque deputati al riassorbimento delle spinte a vuoto e alla loro redistribuzione tra i puntoni disposti lungo il cammino delle isostatiche di compressione che giungono a terra. In tal caso tipici sono i collassi di grandi porzioni triangolari di pareti disposte nelle zone più alte degli edifici.

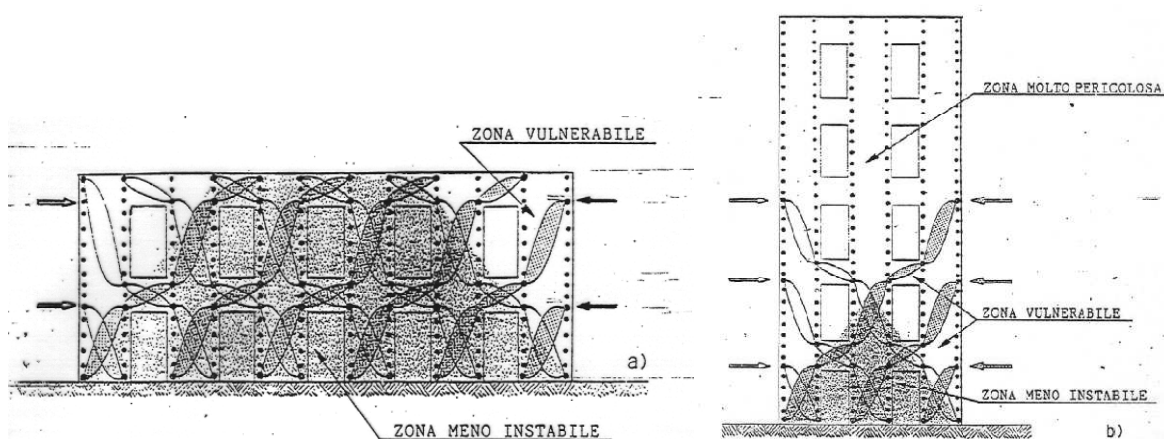


Fig. 16 - Modalità di collasso di pareti forate prive di fasce flessio-resistenti. Elevata vulnerabilità sismica delle zone triangolari alte delle pareti (Disegni Prof. Calderoni).

Riassumendo:

- Nell' ipotesi di **parete a fascia di piano debole (Parete di tipo I - ipotesi peggiore)**, si fa riferimento ad elementi di fascia privi di qualsiasi elemento orizzontale resistente a trazione. In tal caso le fasce sono prive di rigidità flessionale e la parete si riduce ad una serie di mensole isolate costituite dai soli maschi murari verticali. Il sistema strutturale è rappresentato da un *telaio isostatico*, privo di duttilità, caratterizzato da rotture fragili dei maschi murari prevalentemente per pressoflessione nel piano. Tale comportamento è tipico degli edifici della 1° classe caratterizzati da impalcati voltati o solai in legno, con pareti prive di cordoli perimetrali.
- Una ipotesi intermedia è rappresentata da **pareti con fasce di piano dotate di rigidità esclusivamente estensionale (Parete di tipo II)**, per la presenza di un solo elemento concentrato resistente a trazione (come una catena o un cordolo). In tale modello, i pannelli di fascia sotto l'azione dei carichi orizzontali attingono la crisi generalmente per taglio diagonale (evidenziato da lesioni diagonali) e la parete si comporta come un telaio a mensole verticali, collegate ai piani da travi pendolari che assicurano la congruenza agli spostamenti orizzontali di piano. Il collasso della parete sopraggiunge, in genere, per rottura a pressoflessione dei pannelli di maschio.
- Nell' ipotesi di **parete a fascia di piano flessio-resistente (Parete di tipo III - ottimale tipico del comportamento scatolare)**, si fa riferimento ad elementi di fascia dotate di un doppio sistema di elementi orizzontali resistenti a trazione, come cordoli, catene e architravi (edifici di 3° Classe). In tal caso le fasce sono dotate di rigidità flessionale e la parete può essere

ricondotta ad un *telaio iperstatico a traversi rigidi*. Il sistema strutturale iperstatico, consente di incrementare la resistenza e duttilità globale della parete. Il collasso si manifesta con la rottura dei pannelli di maschio che può verificarsi per pressoflessione o taglio.

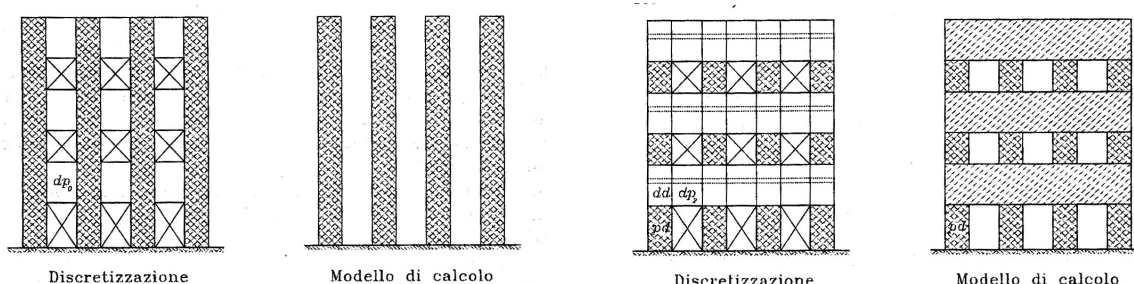


Fig. 17 - Schemi strutturali di pareti, in funzione della rigidità flessionale offerta dalle fasce di piano: CASO 1 – fascia di piano debole; CASO 3 – fascia di piano flessione resistente (Disegni Prof. Augenti).

1.7 La funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra le pareti: gli impalcati.

Come già specificato in precedenza, il carico orizzontale sismico applicato alle singole strutture portanti verticali (pareti), dipende dalla rigidità che queste possiedono nel proprio piano (direzione longitudinale), dalla deformabilità dell'impalcato sovrastante e dalla modalità di collegamento degli elementi resistenti. La presenza di un buon ammortamento tra le pareti o di connessioni anche puntuali, innesca la collaborazione nella risposta tra le varie componenti dell'organismo funzionale, escludendo i meccanismi di primo modo.

A tal punto, di fondamentale importanza sulla risposta sismica globale dell'edificio è la *funzione svolta dagli impalcati orizzontali di piano*, i quali oltre a costituire dei vincoli cinematici nei confronti degli effetti fuori dal piano (1° Modo), garantiscono la *ripartizione delle azioni sismiche tra le pareti resistenti verticali di controvento parallele alla direzione del sisma*. Tale ripartizione avviene nel piano di ciascun impalcato, per ogni livello della costruzione, e dipende strettamente dalla *rigidità/deformabilità* dell'orizzontamento.

L'ipotesi di **impalcato/diaframma rigido nel proprio piano** (solai in laterocemento con cordoli in c.a.) costituisce la soluzione ottimale. Essa consente di evitare i cinematicismi per ribaltamento delle pareti fuori dal piano (meccanismi di 1° modo), in quanto i cordoli in c.a. costituiscono dei vincoli trasversali resistenti a trazione, capaci di generare un meccanismo resistente arco-tirante nello spessore della muratura. Inoltre, data la solidarietà delle connessioni in alzata tra pareti e orizzontamenti, consente la ripartizione dell'azione sismica totale di piano tra le pareti di controvento parallele alla direzione del sisma, in relazione alla loro rigidità e posizione geometrica in pianta. Ciò consente di distribuire in modo regolare le azioni taglienti sulle pareti verticali, favorendo una risposta globale nel piano delle pareti strutturali, che impegni globalmente la duttilità della struttura.

L'ipotesi di **impalcato deformabile nel proprio piano** (sistemi voltati, solai isostatici in legno/ferro) a differenza della precedente comporta maggiori criticità in presenza di azioni sismiche orizzontali. Innanzitutto, l'assenza di un collegamento solidale tra impalcato e pareti verticali, comporta l'insorgere di possibili meccanismi di 1° Modo fuori piano, come il ribaltamento dei muri ortogonali al sisma. In tal caso sarà necessario disporre *elementi tensoresistenti*, come catene disposte lungo il profilo delle pareti, in entrambe le direzioni, al fine di contrastare i carichi sismici fuori piano. Per il comportamento nel piano delle pareti, i casi sono due:

- **Solaio deformabile nel piano e assenza di collegamenti orizzontali di piano tra i maschi murari (assenza di cordoli e catene perimetrali).** La mancanza di un solaio capace di distribuire l'azione sismica tra i diversi elementi resistenti in proporzione alla loro rigidezza e la mancanza di collegamenti tra le pareti, fa sì che ciascuna parete si comporti come una struttura indipendente, in grado di sopportare direttamente le accelerazioni indotte dal sisma. In pratica, in presenza di un solaio deformabile, ciascuna parete/maschio murario ha una risposta oscillatoria indipendente dalle altre, ricevendo una aliquota di azione sismica orizzontale proporzionale al carico verticale (alla propria massa data da: peso proprio muratura + peso impalcato in relazione all'area di influenza sull'impalcato) ad essa direttamente applicato. Tale forza sismica sarà sopportata direttamente dalla sola parete cui compete sia *localmente* che *globalmente*, nel senso che dovrà essere da essa assorbita e trasferita alla fondazione.

- **Solaio deformabile e presenza di collegamenti orizzontali di piano efficaci tra le pareti (presenza di cordoli e catene).** Anche in tal caso, in presenza di un solaio deformabile, ciascuna parete/maschio murario ha una risposta oscillatoria indipendente dalle altre, ricevendo una aliquota di azione sismica orizzontale proporzionale alla massa di piano corrispondente alla propria area di influenza. La presenza dei collegamenti tra le pareti fa sì che comunque si innesca un meccanismo globale (mensole collegate ai piani), in cui la stessa azione sismica (forza di inerzia) verrà assorbita localmente dal singolo maschio murario, ma globalmente verrà sopportata anche dalle pareti ad essa collegate per essere trasmessa in fondazione.

Ciò fa comprendere che nella condizione ottimale di solaio rigido nel piano e solidarietà tra le pareti murarie, si può ipotizzare che le azioni sismiche di piano applicate all'edificio, vengono ripartite come azioni taglianti tra tutte le pareti, proporzionalmente alle rigidezze e posizione in pianta delle stesse. In tale ripartizione delle azioni (parallelamente alle due direzioni secondo cui spira il sisma), essendo la rigidezza trasversale (fuori piano) delle pareti trascurabile rispetto a quella longitudinale, si può assumere con buona approssimazione che le forze orizzontali vengano fronteggiate, lungo ciascuna direzione principale, dai soli pannelli di maschio (longitudinali) paralleli alla direzione del sisma. In generale però, la presenza di eccentricità tra i baricentri (masse e rigidezze), comporta l'insorgere di *effetti torsionali di piano* (coppia sismica torcente dell'impalcato). Ciò implica che, per effetto dell'azione sismica in una direzione saranno sollecitate sia le pareti parallele al sisma, che quelle ortogonali, ma comunque secondo deformazioni piane che impegnano la rigidezza complanare delle stesse pareti (pareti di controvento, si trascurano le rigidezze ortogonali al piano delle pareti). Inoltre l'asimmetria degli effetti, dovuti alla rotazione di impalcato, fa sì che le pareti più sollecitate sono quelle disposte più lontano dal baricentro delle rigidezze (pareti perimetrali).

In pratica, nel calcolo della risposta sismica spaziale della struttura in muratura, si trascura sempre sia la rigidezza flessionale offerta dalle pareti nel piano ortogonale alla direzione del sisma, sia la loro rigidezza torsionale, considerando solo la loro rigidezza complanare. Per effetto dell'azione sismica in una direzione, si considerano reagenti nel proprio piano, sia le pareti parallele che ortogonali al sisma, secondo uno schema di risposta spaziale, supponendo che la loro configurazione deformata risulti piana.

Tale modello di risposta sismica delle pareti *esclusivamente complanare*, è fedele alla realtà in quanto:

- la *rigidezza/resistenza fuori dal piano* delle pareti è trascurabile, rispetto a quella nel proprio piano (momento di inerzia molto basso rispetto a quello longitudinale);

- le pareti ortogonali al sisma mediante comportamenti ad arco nello spessore murario, comunque tendono a riportare il carico sismico alle pareti longitudinali, parallele al sisma. Le pareti saranno comunque verificate a posteriori per la resistenza fuori dal piano.

1.8 Meccanismi di risposta dei pannelli murari ad azioni nel piano (maschi e fasce).

Da quanto sin qui esposto, per comprendere la risposta strutturale della generica parete forata sia per azioni verticali che per azioni orizzontali, non è necessario conoscere come si distribuisce lo stato di tensione e deformazione piano all'interno della muratura (non conosco cosa succede nei punti del pannello), ma *nell'approccio per macroelementi è sufficiente studiare solo lo stato di sollecitazione (N;V;M) agente sulle facce dei singoli pannelli murari*, e come queste si trasmettono nei nodi rigidi. In tale modello il generico pannello è una "scatola nera" di cui non interessa il reale funzionamento interno, ma solamente come le sollecitazioni agenti al contorno dei pannelli si trasferiscono tramite i nodi di connessione fino alla fondazione, preservando la resistenza degli stessi pannelli.

1.8.1 Resistenza dei maschi murari ad azioni sismiche nel piano.

A tal punto se ci si riferisce al generico *panello murario di maschio*, il comportamento dello stesso nei riguardi di *azioni orizzontali nel proprio piano* è governato dal rapporto di snellezza tra altezza e larghezza H/B , oltre che dal valore dello sforzo normale (N) di compressione su di esso agente. In accordo con le risultanze sperimentali e con l'osservazione del danno post-sisma, è possibile individuare *tre tipologie di meccanismi di rottura del pannello* per azioni orizzontali nel proprio piano medio. In particolare tali meccanismi dipendono strettamente: dalla geometria del muro (rapporto H/B), dalle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti, dalla qualità costruttiva, dalle condizioni di vincolo al contorno e dall'entità delle azioni agenti del pannello murario.

I meccanismi possono essere di tre tipologie:

- **Meccanismi di Taglio**, i quali si suddividono in: (1) *Taglio per fessurazione diagonale*; (2) *Taglio per scorrimento*;
- **Meccanismi di pressoflessione/ribaltamento** (3) (*rocking*);

In figura si riportano i meccanismi di collasso tipici dei pannelli o pareti verticali di maschio, nell'ipotesi di *vincolo a mensola* (pannelli liberi in testa), caricati secondo una azione orizzontale (V) nel proprio piano:

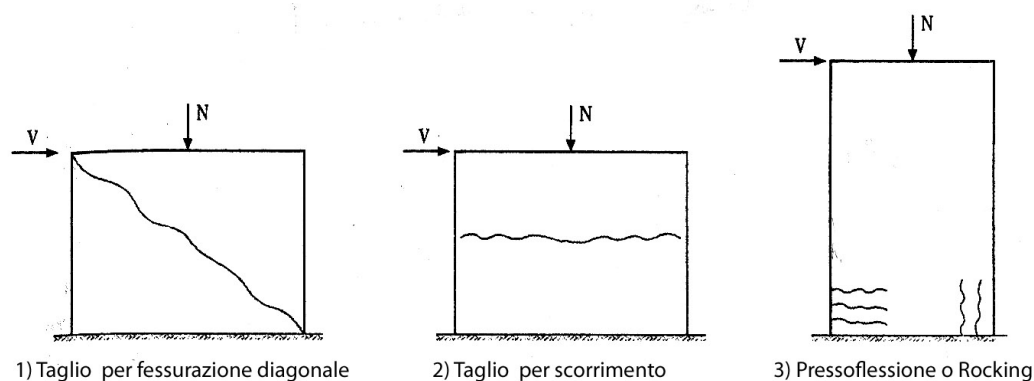


Fig. 18 - Meccanismi di collasso per pannelli murari (Prof. N. Augenti)

In generale, la condizione di vincolo non muta sostanzialmente i quadri fessurativi; nell'ipotesi diversa dalla mensola, per pannelli vincolati elasticamente per flessione e taglio) ad entrambe le estremità (caso reale delle pareti pluripiano con pannelli di fascia ben ammorsati), i meccanismi di taglio non variano, mentre quelli da pressoflessione presentano lesioni emisimmetriche in prossimità delle due basi opposte (si pensi al modello del doppio pendolo con andamento emisimmetrico del diagramma del momento). In particolare le condizioni di vincolo al contorno dei maschi murari, dipenderanno strettamente dal grado di accoppiamento fornito dai pannelli di fascia e dalla loro

rigidezza e resistenza a flessione, necessaria per instaurare nella risposta globale un meccanismo a puntoni inclinati (si vede meglio alle pagine successive). Ovviamente essendo l'azione sismica alternata, il meccanismo rottura si manifesterà in entrambe le direzioni del pannello, in relazione al verso dell'azione orizzontale.

La tipologia di meccanismo di rottura è legata alla *snellezza nel piano della parete* misurata dal rapporto H/B (altezza/base):

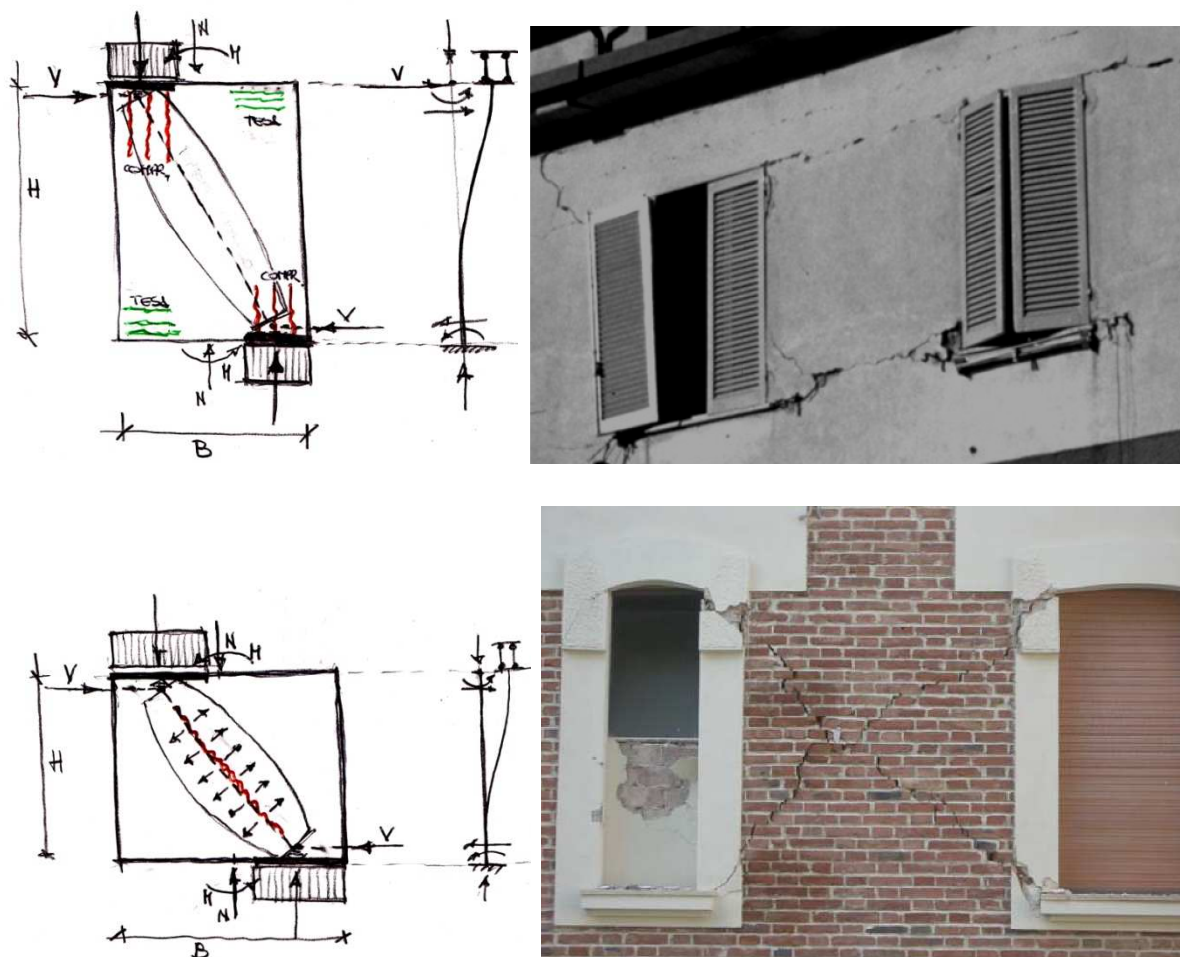


Fig. 19 - 1) meccanismo di rottura a presso-flessione pareti snelle; 2) meccanismo di rottura taglio per fessurazione diagonale;

Per valori di $H/B \approx 1$ circa pari all'unità, la parete si dice **tozza** e la crisi perviene generalmente a *taglio per fessurazione diagonale* (2). In particolare la fessura diagonale, tipica della muratura si realizza per il raggiungimento della resistenza a trazione del materiale composito, dovuta alla dilatazione trasversale del puntone compresso diagonale. L'andamento della lesione può essere "scalettato" interessando elusivamente i giunti di malta orizzontali e verticali (caso di muratura con conci aventi resistenza molto superiore a quella della malta), oppure di tipo misto, ovvero coinvolgere tutti gli elementi della muratura (caso di malta molto resistente). In alcune tipologie di pareti comunque tozze, la *rottura a taglio* (1) si manifesta mediante lesioni pseudo orizzontali da scorrimento (tipiche del comportamento attritivo alla Coulomb). Esse sono favorite: in pareti aventi giunti di malta di caratteristiche meccaniche scadenti (coefficiente di attrito molto basso e coesione nulla), se raffrontate con le caratteristiche dei conci, sia in relazione all'entità del carico verticale di compressione (N), notevolmente ridotto (esempio per maschi murari tozzi posti all'ultimo livello dell'edificio).

Per valori $1 < H/B < 1,5$ di poco superiori all'unità (circa pari ad $H/B \approx 1,5$), la parete si definisce **snella** ed esibisce *rottura per presso-flessione* con quadri lesionativi contraddistinti da brevi lesioni orizzontali nelle zone fratturate per trazione e verticali nelle zone che hanno attinto la crisi per compressione. Tale meccanismo è favorito sia dalla snellezza del pannello ($H/B \approx 1,5$), sia dal limitato confinamento offerto dai carichi verticali agenti sullo stesso (ovvero in presenza di momenti flettenti M elevati rispetto allo sforzo normale N). Osservando gli angoli corrispondenti alle basi del pannello, si avranno lesioni orizzontali nelle zone tese e verticali (*verticali di crushing o di schiacciamento*) nelle zone compresse, in relazione al verso di rotazione subita dallo stesso.



Fig. 20 - Foto1: Meccanismo di rottura a pressoflessione. Foto 2 Meccanismo di rottura a taglio per fessurazione (Foto Prof. N. Augenti).

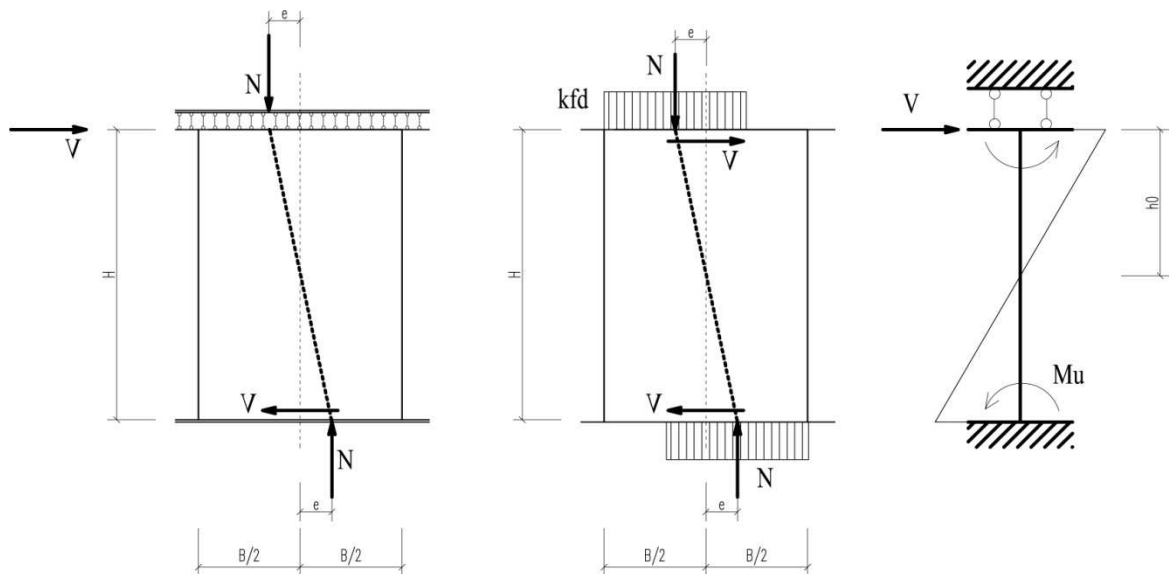
Pannelli dotati di snellezza elevata $H/B > 1,5$, o comunque con base (B) nel piano confrontabile con lo spessore murario, non possono essere più considerate delle pareti di taglio, ma devono essere trattati come **pilastrini in muratura (modello di asta monodimensionale)**, soggetti a pressoflessione (retta o eccentrica) e taglio, tenendo conto dei meccanismi di rottura a pressoflessione e per instabilità (effetti del 2° ordine). In particolare l'analisi di tale problema è fortemente non lineare, con notevole parzializzazione della muratura, in quanto si associano le non linearità di materiale e non linearità geometriche. Infatti in tali pannelli/pilastrini ($H \gg B$) non si può verificare il funzionamento a puntone resistente tipico dei solidi bidimensionali (H/B confrontabili) soggetti ad azioni di taglio. In tal caso sono gli effetti delle non linearità geometriche (inflexione laterale) che peggiorano drasticamente la risposta del pilastro in muratura. La norma attuale (NTC 2008) tiene conto degli effetti di instabilità, imponendo la (§4.5.6.2) *verifica delle pareti murarie a presso-flessione per carichi laterali (resistenza e stabilità fuori dal piano)*, che consente di tener conto, mediante un modello di calcolo semplificato degli effetti di inflessione laterale che si possono avere nella direzione ortogonale alle pareti (nello spessore di muro). Per le nuove costruzioni, la norma tiene conto implicitamente di tale problema imponendo che la larghezza delle pareti verticali risulti almeno il 30% della altezza di interpiano, affinché possano essere considerati strutturalmente resistenti nel proprio piano, ed offrano anche contributo di controvento (ciò è necessario affinché la risposta delle pareti, coincida con il modello delle pareti sollecitate prevalentemente a taglio).

Verifiche di sicurezza dei pannelli murari.

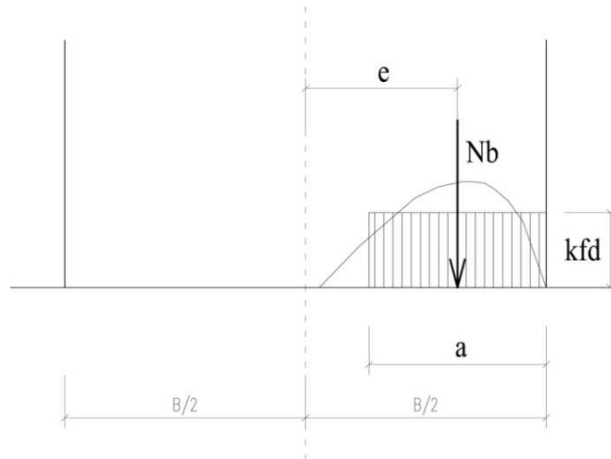
Le NTC08 al §7.8.2.2 definiscono i criteri di resistenza per pannelli in muratura ordinaria, vincolati alle estremità, soggetti ad azioni sismiche nel piano. In particolare vengono forniti i valori delle resistenze ultime (R_d) per pressoflessione e taglio da adottare nelle verifiche di resistenza dei maschi murari quando si eseguono analisi di tipo lineari allo SLU ($S_d < R_d$). L'ipotesi è quella di sezione rettangolare parzializzata non reagente a trazione e caratterizzata da una distribuzione non lineare delle compressioni (stress-block). Lo studio di tali meccanismi diviene indispensabile per eseguire le analisi statiche non lineari, per le quali vengono forniti i valori degli spostamenti ultimi corrispondenti a ciascuna tipologia di rottura.

1) Meccanismo di pressoflessione/ribaltamento nel piano (§7.8.2.2 NTC08).

Il meccanismo può essere descritto se si considera il generico pannello di maschio ($B \cdot H$), incastrato alle estremità, soggetto ad una traslazione relativa tra le basi per effetto dell'azione sismica tagliante (V). Sono impediti le rotazioni di vertice mediante nodi rigidi. Il pannello è caratterizzato dalla sollecitazione di pressoflessione e taglio ($M; N; V$). Come si comprende a parità di sforzo normale N , all'aumentare del taglio (V) deve crescere il momento e quindi l'eccentricità; ciò comporta la parzializzazione della sezione data la non resistenza a trazione della muratura. Per l'equilibrio si deve formare all'interno del pannello un *puntone ideale* (che individua la sola parte reagente del materiale) avente come sezioni di estremità quelle di *lunghezza attiva* (a), coincidenti con le porzioni compresse ai vincoli.



Per determinare la resistenza a pressoflessione di un maschio lo si ipotizza caricato al limite (prima della rottura). Per effetto del taglio V , una parte del maschio sarà compressa (lunghezza "a" in figura), mentre la restante parte sarà tesa. È possibile descrivere il dominio di resistenza per la generica sezione rettangolare nelle ipotesi di *stato limite plastico* (SLU) quando, nelle condizioni di collasso, si ammette la completa plasticizzazione della muratura a compressione ed un legame costitutivo rettangolare del tipo *stress-block* opportunamente definito dalla norma. In tal caso, poiché la muratura si ipotizza non reagente a trazione, si affida la resistenza del maschio alla sola porzione compressa. Detto ($N_b; M_u$) lo stato di sforzo agente alla base del maschio in funzione dell'eccentricità (e) si scrive per l'equilibrio $M_u = N_b \cdot e$. Dove N_b è dato dalla somma dello sforzo normale N e del peso proprio del maschio murario.



Per l'equilibrio in condizioni ultime: $M_u = N_b \cdot e = N_b \cdot \left(\frac{B-a}{2}\right)$.

Essendo:

$$N_b = k \cdot f_d \cdot s \cdot a \Rightarrow a = \frac{N_b}{k \cdot f_d \cdot s}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_b}{B \cdot s} \Rightarrow N_b = \sigma_0 \cdot B \cdot s$$

Sostituendo le due equazioni alla precedente, si ricava la **resistenza a pressoflessione** del maschio murario così come riportata nelle NTC08 (§7.8.2.2.1):

$$M_u = \left(\frac{B^2 \cdot s \cdot \sigma_0}{2}\right) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{k f_d}\right) \text{ (momento ultimo a pressoflessione)}$$

B= larghezza della parete;

S = spessore della parete;

σ_0 = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= N/Bs);

k = 0,85;

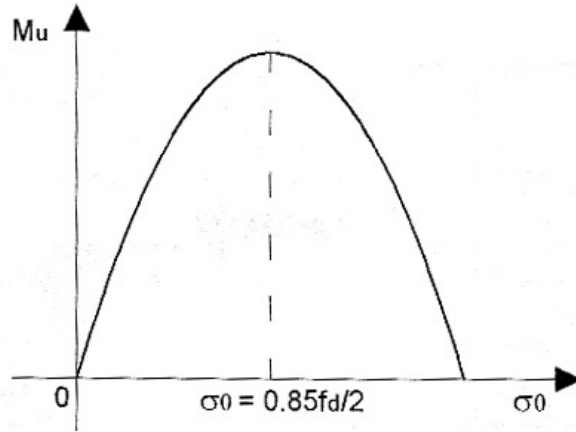
$f_d = f_k/\gamma_m$ = resistenza a compressione di calcolo della muratura;

Supposto il modello incastro-doppio pendolo, per l'equilibrio, dividendo il momento ultimo per la lunghezza h_0 (distanza tra la sezione di verifica e quella a momento nullo) si ricava il valore del **taglio ultimo per meccanismo a pressoflessione**:

$$V_f = \frac{M_u}{h_0} = \left(\frac{B^2 \cdot s \cdot \sigma_0}{2 \cdot h_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d}\right) \text{ (taglio ultimo per meccanismo a pressoflessione)}$$

Il dominio di resistenza della sezione assume pertanto forma parabolica e la resistenza dell'elemento per rottura a pressoflessione dipende dallo sforzo normale attraverso la tensione di compressione in esercizio (σ_0). Se lo sforzo normale è nullo ($N=0$), la resistenza a pressoflessione del maschio è nulla ($M_u=0$). Di fatti, data la non resistenza a trazione della muratura, per sola flessione non vi può essere equilibrio. Il massimo valore della resistenza a pressoflessione si ottiene massimizzando il valore di M_u . Se si pone uguale a zero la derivata della relazione precedente calcolata rispetto a (σ_0), si ottiene il valore della tensione di compressione ($\sigma_{0,max}$) che massimizza il momento ultimo: $\sigma_{0,max} = \frac{0,85 \cdot f_d}{2}$.

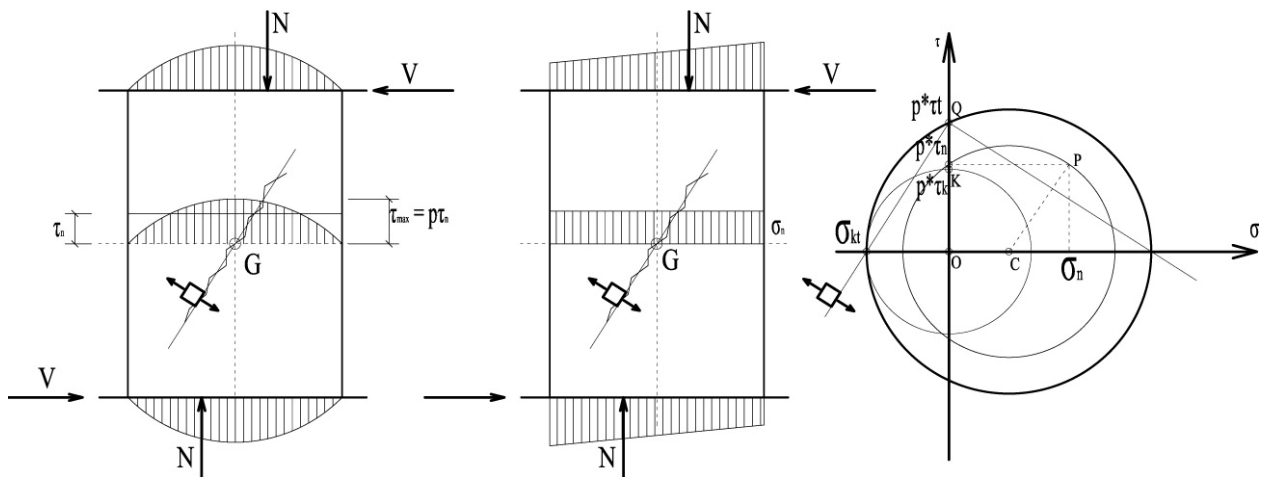
Nella figura si riporta il dominio di resistenza a pressoflessione della generica sezione di un maschio murario ($M_u - \sigma_0$). Il momento ultimo risulta diverso da zero, solo per valori positivi di σ_0 (materiale non resistente a trazione). Il valore massimo previsto dal dominio si ottiene per $\sigma_0=0,85f_d$ al quale coincide la rottura per schiacciamento dell'intera sezione (sezione integralmente compressa e momento nullo).



Le NTC08 al §C.8.7.1.5 definiscono i modelli di capacità per la valutazione dei pannelli in muratura. Per edifici esistenti, considerata la varietà delle tipologie e dei meccanismi di rottura del materiale, la resistenza a taglio di calcolo (V_t) per azioni nel piano dovrà essere calcolata secondo due criteri di rottura: per fessurazione diagonale e per scorrimento.

2) Meccanismo di taglio da trazione o per fessurazione diagonale (§C.8.7.1.5 C.M.09).

Il meccanismo può essere espresso mediante il criterio di resistenza di Turnsek-Cacovic 1971, così come riportato nella C.M.09 esclusivamente per edifici esistenti. Tale modello prevede che la rottura per taglio con fessurazione diagonale su un pannello murario considerato continuo, omogeneo ed isotropo, avvenga quando la tensione principale di trazione raggiunge un valore critico assimilabile alla resistenza convenzionale a trazione della muratura (f_{td}). In tal caso, il taglio massimo sopportabile dal pannello si fa coincidere con il valore della resistenza (V_t), raggiunta la quale si manifestano le prime lesioni diagonali (*comportamento al limite elastico*) nel centro del pannello, ove la tensione tangenziale è massima e la tensione principale di trazione diviene non più tollerabile (*criterio delle tensioni principali*).



Supposto un comportamento a lastra caricata nel piano per taglio (V) e pressoflessione (N), nel baricentro (G) del pannello, si leggerà uno stato di tensione piano ($\sigma_n; \tau_{max}$) dato da:

$$\sigma_n = N/B \cdot s \quad (\text{tensione normale media di compressione});$$

$$\tau_{max} = p \cdot \tau_n = p \cdot V/B \cdot s \quad (\text{tensione tangenziale media});$$

Dove (p) è un coefficiente che dipende dalla distribuzione delle tensioni tangenziali lungo la sezione trasversale del pannello, il quale varia sia con le caratteristiche geometriche che con lo stato tensionale. In base ai risultati sperimentali, tale coefficiente risulta variabile tra [1;1,5] in relazione alla

snellezza del pannello (H/B). Esso assume valore p=1 per pannelli tozzi caratterizzati da H/B<1,0; assume valore massimo pari a p=1,5 per pannelli snelli con rapporti dimensionali 1,0<H/B<1,5. Per pannelli molto snelli la crisi perviene generalmente per pressoflessione.

Lo stato piano di tensione può essere rappresentato attraverso il cerchio di Mohr di centro C e raggio CP. La crisi del pannello perviene quando, mantenendo costante lo sforzo normale (N), all'aumentare del taglio (V), la tensione principale di trazione raggiunge il valore di rottura per la muratura (σ_{kt}), corrispondente al cerchio di raggio massimo CQ. Tale stato coincide con la fessurazione diagonale del pannello per taglio da trazione sul piano principale. Detta $\tau_k = \sigma_{kt}/p$ il valore della resistenza tangenziale pura (per sforzo normale nullo), sfruttando le relazioni geometriche del cerchio di Mohr, si ricava la *tensione tangenziale media al collasso*:

$$\tau_t = \tau_k \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{p \cdot \tau_k}} = \frac{\sigma_{kt}}{p} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{\sigma_{kt}}} \quad (\text{tensione tangenziale media al collasso})$$

Tale formula esprime la tensione tangenziale media sopportabile dal pannello, immediatamente prima della sua rottura a taglio per il raggiungimento della resistenza a trazione del materiale (σ_{kt}), in funzione della tensione normale di compressione e della resistenza tangenziale media in assenza di sforzo normale (τ_k) ottenuta mediante prove sperimentali.

Nota la resistenza tangenziale media al collasso (τ_t), supponendo reagente l'intera sezione, è possibile esprimere il massimo sforzo tagliante sopportabile dal pannello, alla soglia della crisi per taglio da trazione come:

$$V_t = B \cdot s \cdot \tau_t = B \cdot s \cdot \frac{\sigma_{kt}}{p} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{\sigma_{kt}}} \quad (\text{Resistenza a taglio per fessurazione diagonale})$$

La medesima relazione viene fornita dalla C.M.09 al §C8.7.1.5, nella forma equivalente assumendo per convenzione il valore della resistenza a trazione di calcolo della muratura pari a 1,5 volte quella di taglio puro [$f_{td} = 1,5 \tau_{0d}$] e uniformando i simboli:

$$V_t = B \cdot s \cdot \frac{1,5 \cdot \tau_{0d}}{p} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \cdot \tau_{0d}}} = B \cdot s \cdot \frac{f_{td}}{p} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad (\text{Resistenza a taglio per fessurazione diagonale})$$

Con:

B= larghezza della parete;

S = spessore della parete;

σ_0 = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= N/Bs);

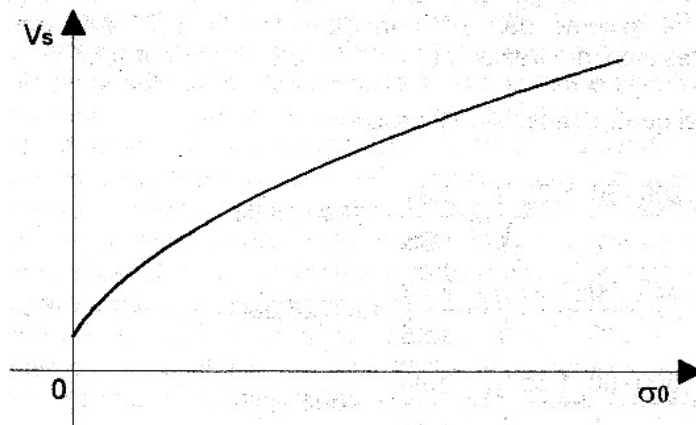
(f_{td} ; τ_{0d}) = sono rispettivamente i valori di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio puro della muratura ($f_t = 1,5 \cdot \tau_0$).

p = coefficiente correttivo che tiene conto della distribuzione delle tensioni tangenziali nel pannello: p = 1,5 (per H/B >1,5); p=1 (per H/B <1); p = H/B (per 1<H/B<1,5).

Anche secondo questo criterio di rottura, la resistenza a taglio V_t dell'elemento è legata alla tensione normale media (σ_0). All'aumentare della compressione assiale aumenta la resistenza a taglio del maschio murario. In figura si riporta un possibile andamento del dominio ($V_t - \sigma_0$); come si nota, l'andamento del dominio è di tipo non lineare con concavità rivolta verso il basso. Per valori nulli della tensione media, la resistenza assume comunque valori maggiori di zero.

Si nota che se la crisi per pressoflessione in un pannello si verifica per il raggiungimento (sulle sezioni di estremità) della tensione normale di rottura per compressione (f_d), nel meccanismo a taglio per trazione si verifica il raggiungimento (nel centro del pannello) della tensione normale di rottura per trazione (f_{td}).

La relazione di *Turnsek – Cacovic*, per il calcolo del taglio ultimo (V_t), derivando da un criterio di resistenza e non da un metodo di verifica, garantisce l'integrità interna del pannello, ma non l'equilibrio. Si osserva che per $N=0$, per l'equilibrio deve risultare $V=0$, mentre dalla relazione $V_t \neq 0$; ovvero l'esistenza di una capacità portante a taglio anche in assenza di sforzo normale. Allo stesso modo per $N=N_b$ (sezione soggetta a schiacciamento), gli sforzi assiali risultano allineati e quindi non in grado di equilibrare il taglio (V). Al contrario la relazione fornisce $V_t \neq 0$. Tali incongruenze vengono sanate quando al dominio per taglio si sovrappone quello a pressoflessione eseguendo la verifica del pannello per entrambi i meccanismi di rottura.



3) Meccanismo per taglio da scorrimento (§7.8.2.2 NTC08).

Tale meccanismo di rottura descrive una differente modalità di collasso per taglio del pannello, che si verifica per effetto dello scorrimento di una porzione di parete rispetto all'altra. Tale meccanismo può verificarsi in alternativa alla crisi per taglio da trazione o alla pressoflessione, ed è tipico di paramenti murari dotati di malta avente scarse qualità meccaniche. Generalmente tale meccanismo si verifica lungo i piani dei comenti di malta, poiché la resistenza allo scorrimento di questi ultimi risulta quasi sempre inferiore a quella interna dei conci lapidei. Teoricamente comunque resta possibile il caso di fratture da scorrimento su piani obliqui che interessino anche gli elementi lapidei. Innanzitutto è bene distinguere le due rotture a taglio considerando che, dato un generico piano di frattura (per esempio diagonale), nel taglio da scorrimento le porzioni di muratura scorrono reciprocamente lungo la lesione, nel taglio da trazione esse tendono invece ad allontanarsi in direzione ortogonale alla fessura. Tale meccanismo può essere facilmente interpretato utilizzando il criterio di Mohr-Coulomb (1882), dove la resistenza a taglio sul generico piano di scorrimento è data dalla somma di un contributo coesivo più un contributo attritivo (§4.5.6.1 NTC08):

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_n$$

Con:

f_{vk0} = resistenza caratteristica a taglio in assenza di compressione (resistenza a taglio pura);

0,4 = coefficiente di attrito;

σ_n = tensione normale media, riferita all'area reagente della sezione, calcolata tenendo conto dell'area effettivamente reagente della sezione di muro: $\sigma_n = N/B's$ (B' = larghezza della sezione compressa)

Nota la tensione limite, si ricava il valore della *resistenza a taglio per scorrimento del pannello* come:

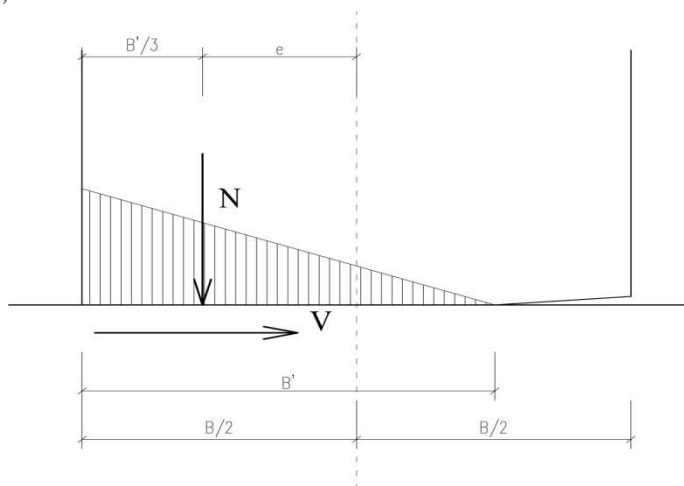
$$V_s = f_{vd} \cdot B' \cdot s \quad (\text{Resistenza a taglio per scorrimento})$$

Con:

$f_{vd} = f_{vk}/\gamma_m$ resistenza di calcolo a taglio della muratura;

B' = lunghezza della parte compressa della parete;

t = spessore della parete;



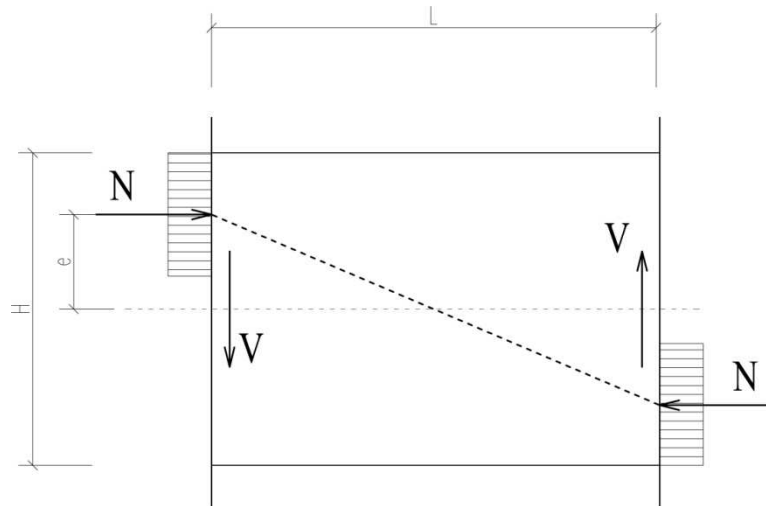
Assumendo una distribuzione lineare delle pressioni, si ricava la larghezza efficace della sezione reagente come: $B' = 3/2B - e$ se $e > B/6$; $B' = B$ se $e \leq B/6$.

Le NTC08, per edifici esistenti, prevedono la verifica di entrambi i meccanismi a taglio. In realtà tali meccanismi risultano di natura estremamente differente e cercano di coprire le differenze di risposta dei pannelli legate alla loro tipologia costruttiva. Il collasso per scorrimento si riscontra generalmente per murature realizzate mediante conci squadrate di elevata resistenza, giunti regolari, malte deboli. Mentre, il collasso per taglio da trazione, interessa maggiormente murature in pietra naturale, non squadrate, con disposizione irregolare.

Verifiche di sicurezza delle travi in muratura (fasce di piano).

Le NTC08 al §7.8.2.4 definiscono i criteri di resistenza per i pannelli di fascia definiti come travi in muratura o travi di accoppiamento. Le fasce di piano sono elementi deformabili della parete collocate tra due aperture verticali. Il loro contributo resistente è legato alla funzione di accoppiamento che esse svolgono tra i maschi murari del telaio. Come definito in precedenza, in assenza di elementi tenso-resistenti di fascia, la capacità di accoppiamento non può essere considerata, le fasce in tal caso non saranno modellate supponendo una risposta a mensola dei maschi verticali (si trascura il contributo resistente delle fasce che non vengono modellate). Diversa è la condizione in presenza di elementi resistenti a trazione (cordoli in c.a. o catene), in tal caso il contributo resistente offerto dalle fasce di piano risulta rilevante con formazione del meccanismo a puntone di fascia ed elevato grado di accoppiamento. Maggiore è il grado di accoppiamento offerto dalle fasce, maggiore sarà la resistenza complessiva della parete alle azioni sismiche (telaio iperstatico).

In tal senso, per travi di accoppiamento in muratura (ovvero dotate di elementi resistenti a trazione) il modello di calcolo è identico a quello visto per i maschio murari, assumendo il generico pannello di fascia soggetto a pressoflessione e taglio ($N;M;V$) nel piano, secondo l'orientamento orizzontale dell'elemento. I criteri di resistenza restano i medesimi visti per i pannelli verticali, con alcune considerazioni in merito alla definizione delle resistenze. La differenza sostanziale è legata al piano secondo cui agisce la compressione: nei pannelli di maschio essa è ortogonale ai letti di malta, mentre nelle fasce essa è parallela.



1) Meccanismo per taglio (§7.8.2.4 NTC08).

Essi risultano identici ai precedenti visti per i pannelli verticali. In particolare, la resistenza a taglio (V_t) di travi di accoppiamento in muratura ordinaria in presenza di un elemento resistente a trazione si calcola come:

$$V_t = f_{vd0} \cdot h \cdot s \quad (\text{Resistenza a taglio per scorrimento trave di accoppiamento})$$

Con:

$f_{vd0} = f_{vk0}/\gamma_m$ resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione della muratura;

H = altezza della sezione di trave;

t = spessore del pannello;

2) Meccanismo per pressoflessione (§7.8.2.4 NTC08).

Il massimo momento resistente, associato al meccanismo di pressoflessione, sempre in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura si valuta come:

$$M_u = \left(\frac{H_p \cdot h}{2} \right) \cdot \left[1 - \frac{H_p}{0,85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t} \right] \quad (\text{Momento ultimo a pressoflessione trave di accoppiamento})$$

Con:

H_p = è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore:

$$0,4 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t.$$

$f_{hd} = f_{hk}/\gamma_m$ resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione parallela ai letti di malta;

Da notare le analogie tra i meccanismi di maschio e di fascia. Per le murature di fascia costituite da blocchi squadrate, la resistenza a compressione della muratura è sensibilmente ridotta dato il diverso orientamento dello sforzo parallelo ai letti di malta: $f_{hd} = 0,5 f_d$ (si dimezza la resistenza). Viceversa per murature in pietrame (dove il concetto di malta diviene irrilevante), si può assumere: $f_{hd} = f_d$ (resistenza sul piano orizzontale uguale a quella sul piano verticale).

La resistenza a taglio (V_p), associata a tale meccanismo può essere determinata (per l'equilibrio in condizioni limite) come:

$$V_p = \frac{2 \cdot M_u}{L} \quad (\text{taglio ultimo per meccanismo a pressoflessione trave di accoppiamento})$$

1.9 Norme generali per edifici nuovi in muratura in zona sismica: criteri generali di progetto, requisiti geometrici, regole di dettaglio - Requisiti di progetto per il comportamento scatolare.

Per garantire adeguate doti di resistenza sismica, gli elementi strutturali degli edifici devono possedere capacità dissipative di energia in campo plastico. Nel caso delle murature ordinarie tale capacità è alquanto ridotta data la fragilità del materiale, se non a costo di danni notevoli. La struttura in muratura presenta una *duttilità prevalentemente geometrica*, indipendente dalle risorse deformative plastiche del materiale alquanto ridotte, ma dipendente dalla capacità di compiere cinematismi rigidi anelastici tra gli elementi strutturali per effetto delle spinte sismiche, in condizioni di collasso. In tal senso un ruolo fondamentale nella risposta sismica è legato ai **dettagli costruttivi**, i quali devono essere realizzati con estrema accuratezza: è più facile che un collasso avvenga per assenza di collegamenti (ammorsamenti, connessioni..), che non per una pura carenza di resistenza meccanica delle pareti. Per tal motivo le attuali NTC 2008, pongono particolare attenzione sui requisiti generali di progettazione degli edifici in muratura prescrivendo il rispetto di adeguate regole di dettaglio.

Molto importanti in tal caso, sono le prescrizioni normative fornite per gli *edifici in muratura di nuova progettazione*, le quali ci consentono di comprendere la concezione strutturale ideale dell'edificio in relazione alla sua organizzazione strutturale. Ciò è molto utile per comprendere “la filosofia” che indirizza gli *interventi di adeguamento e miglioramento sismico sugli edifici esistenti*, mirati innanzitutto a migliorare la “risposta scatolare” degli stessi. In particolare l'edificio in muratura deve essere concepito come l'assemblaggio di più celle murarie elementari, collegate perfettamente tra di loro mediante efficienti ammorsamenti tra pannelli verticali e diaframmi rigidi orizzontali.

Nel §4.5.4 NTC08, *organizzazione strutturale (edifici di nuova progettazione)*, vengono esplicitati i requisiti della concezione strutturale di edifici in muratura ordinaria.

- L'edificio a muratura portante deve essere concepito come una struttura tridimensionale. I sistemi resistenti di pareti di muratura, gli orizzontamenti e le fondazioni devono essere collegati tra di loro in modo da resistere alle azioni verticali ed orizzontali.

- Ai fini di un adeguato comportamento statico e dinamico dell'edificio, tutti le pareti devono assolvere, per quanto possibile, sia la funzione portante sia la funzione di controventamento. Gli orizzontamenti sono generalmente solai piani, o con falde inclinate in copertura, che devono assicurare, per resistenza e rigidezza, la ripartizione delle azioni orizzontali fra i muri di controventamento.

- L'organizzazione dell'intera struttura e l'interazione ed il collegamento tra le sue parti devono essere tali da assicurare appropriata resistenza e stabilità, ed un comportamento d'insieme “scatolare”. Per garantire un comportamento scatolare, muri ed orizzontamenti devono essere opportunamente collegati fra loro. Tutte le pareti devono essere collegate al livello dei solai mediante cordoli di piano di calcestruzzo armato e, tra di loro, mediante ammorsamenti lungo le intersezioni verticali. I cordoli di piano devono avere adeguata sezione ed armatura.

- Devono inoltre essere previsti opportuni incatenamenti al livello dei solai, aventi lo scopo di collegare tra loro i muri paralleli della scatola muraria. Tali incatenamenti devono essere realizzati per mezzo di armature metalliche o altro materiale resistente a trazione, le cui estremità devono essere efficacemente ancorate ai cordoli. (...).

Con questi presupposti è possibile individuare le caratteristiche strutturali che deve possedere l'edificio in muratura. L'effetto da ricercarsi è il cosiddetto *comportamento scatolare*, ovvero rimuovere la possibilità che i singoli elementi in muratura siano sollecitati singolarmente e, quindi, non partecipino alla risposta sismica globale della struttura causando crolli o danneggiamenti locali (meccanismi locali).

In tal caso le **raccomandazioni contenute** nelle **NTC 2008** per le nuove progettazioni, riguardano sia la costruzione nel suo complesso, sia i singoli elementi strutturali:

Regolarità in pianta: la planimetria deve essere il più possibile compatta e simmetrica. In tal caso al §7.2 relativo alla *progettazione per azioni sismiche*, la norma fornisce i requisiti di *regolarità in pianta ed in altezza*. In particolare è opportuno che sia *le masse* che *le rigidzze*, siano distribuite possibilmente in modo uniforme e simmetrico sull'impalcato, e che la costruzione non abbia rientranze o sporgenze planimetriche eccessive. Ciò consente di ridurre gli effetti dinamici derivanti da modi torsionali

Regolarità in altezza: è garantita se tutti gli elementi resistenti verticali (maschi murari) si estendono per tutta l'altezza del complesso strutturale; se la distribuzione delle masse e rigidzze varia in modo graduale lungo l'altezza della struttura.

Distanza tra costruzioni contigue: devono essere evitate distanze che diano luogo a possibili martellamenti tra edifici adiacenti, prevedendo opportuni giunti sismici.

Elementi verticali: tali elementi sono costituiti dalle pareti in muratura, le quali devono resistere sia alle azioni orizzontali (vento e sisma) che verticali (gravitazionali e accidentali). In tal senso la norma impone che la loro larghezza risulti almeno il 30% della altezza di interpiano, affinché possano essere considerati strutturalmente resistenti nel proprio piano, ed offrano anche contributo di controvento; diversamente pareti troppo snelle nel proprio piano attiverrebbero una risposta prevalentemente a flessione con trazioni elevate non equilibrate dalla muratura. Inoltre la norma definisce gli spessori minimi (t_{min}) per le pareti verticali al fine di prevenire gli effetti del secondo ordine fuori dal piano (Instabilità a pressoflessione fuori dal piano).

Ammorsamenti e collegamenti.

Fondamentale è la qualità nella realizzazione dei:

Collegamenti tra strutture verticali: rappresentati dagli ammorsamenti murari tra i pannelli verticali di muratura che si incrociano, detti anche “*croci di muro*” e “*cantonali d'angolo*”.

Collegamenti tra strutture verticali e orizzontali: rappresentati dai cordoli in c.a. di piano al fine di garantire la solidarizzazione tra impalcato e pareti;

Collegamenti orizzontali di parete: realizzati mediante cordoli in c.a., piattabande armate e catene metalliche, necessari per favorire la funzione di accoppiamento delle fasce di piano;

Tali collegamenti, devono essere efficaci sia tra le pareti ortogonali, sia tra gli elementi verticali ed orizzontali. I primi sono garantiti dalla modalità esecutiva dei paramenti murari nelle zone di intersezione favorendo il corretto ammorsamento tra i blocchi (*Qualità delle murature e regole dell'arte*). I secondi sono garantiti solo attraverso la realizzazione di cordoli di piano in calcestruzzo armato (o inserimento di elementi tensoresistenti) e quindi l'utilizzo di solai in latero-cemento.

Inoltre al §7.8.5.1 delle NTC 2008 si prescrive che: in corrispondenza di incroci tra due pareti perimetrali sono prescritte su entrambe le pareti, *zone di parete muraria di lunghezza non inferiore ad*

l_m , compreso lo spessore del muro trasversale. Tale prescrizione preclude la possibilità di prevedere vani in corrispondenza delle intersezioni murarie del fabbricato, ma è molto importante al fine di garantire una adeguata rigidezza delle zone di intersezione (soprattutto gli angoli perimetrali) delle strutture murarie le quali sono indispensabili per il funzionamento scatolare della costruzione.

Aperture e vani: devono essere allineate verticalmente lungo la stessa parete (in caso contrario nelle verifiche si considerano come resistenti le sole porzioni di pareti che si sviluppano in modo continuo dalla fondazione sino al piano di verifica). Devono essere previsti in corrispondenza delle aperture architravi in c.a. o acciaio ben ammortati alle murature e resistenti a flessione.

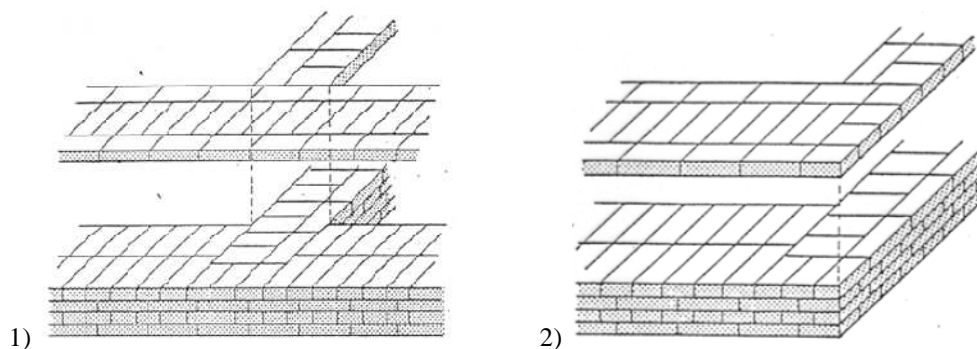


Fig. 21 - Importanza del corretto ammortamento tra le pareti verticali (Regole dell'arte): 1) martello interno; 2) Cantonale d'angolo (figure Prof. Calderoni);

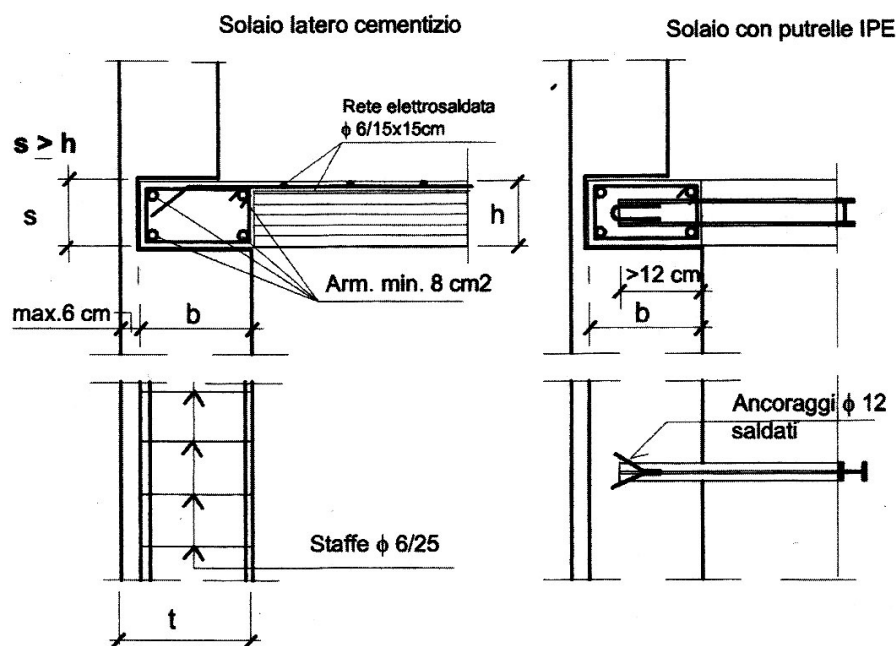


Fig. 22 - Importanza del corretto ammortamento tra le pareti verticali e impalcato orizzontale: cordoli di piano in c.a.

Capitolo II

LA NORMATIVA SISMICA PER EDIFICI ESISTENTI – VERIFICHE DI SICUREZZA

2.1 La valutazione della sicurezza in presenza di azioni sismiche per edifici esistenti in muratura ordinaria.

Per *Valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio esistente*, si intende un procedimento quantitativo volto a stabilire, in termini di livelli prestazionali, se la struttura è in grado di resistere alle combinazioni delle azioni sismiche di progetto. In generale, il calcolo della Vulnerabilità consiste nel determinare l'intensità massima delle azioni per le quali la struttura raggiunge lo stato limite (SL), conservando i margini di sicurezza richiesti dalle NTC (definiti dai coefficienti parziali). In particolare si farà riferimento a due condizioni limite: SLE in cui si valuta la sicurezza nelle condizioni limite di esercizio (ovvero di danneggiamento lieve tale da non comprometterne l'operatività); SLU in cui si valuta la sicurezza nelle condizioni di incipiente collasso.

Il *rischio sismico per un edificio esistente*, è riferito alle condizioni di pericolosità sismica del sito di progetto, viene espresso in termini di *Periodo di Ritorno dell'azione sismica* (T_R) e di *PGA* (*accelerazione di picco al suolo*). La sicurezza legata alle costruzioni esistenti è di particolare importanza vista l'elevata vulnerabilità sismica del patrimonio storico-architettonico presente sul territorio nazionale. In particolare molti edifici strategici (scuole, ospedali, caserme..), realizzati in passato in assenza di prescrizioni antisismiche, risultano esposti gravemente al rischio sismico. Ciò ha costretto il legislatore attraverso la precedente O.P.C.M 3274/2003 ad obbligare per questi ultimi le verifiche di vulnerabilità. Un esempio sono proprio gli edifici esistenti dei Comuni appartenenti alla parte nord-orientale della regione **Emilia Romagna**, che solo nel 2003 sono stati inclusi nella classificazione sismica nazionale. La recente sequenza sismica iniziata il 20 maggio 2012 ha interessato principalmente le province di Modena, Ferrara, Bologna e parte della provincia di Mantova in Lombardia e Rovigo in Veneto. La magnitudo dei due eventi principali è stata rispettivamente di Mw 6.0 e 5.8.

Inseediamento	$I_{EMS,20-5}$	$I_{EMS,Fin}$	ΔI_{EMS}	PGA_{20-5} (g)	PGA_{20-5} (g)	Edifici in muratura	Edifici <1945
Cavezzo	6-7	8	1-2	0.18	0.24-0.26	95%	25%
Concordia s/ Secchia	6	7-8	1-2	0.16	0.28-0.30	94%	45%
Mirandola	6-7	7-8	1	0.265	0.296	80%	36%
Moglia		7-8	N/A	0.10-0.12	0.245	72%	34%
Novi di Modena		7-8	N/A	0.10-0.12	0.24-0.26	84%	25%
Rovereto s/ Secchia*		7-8	N/A	0.12-0.14	0.24-0.26	84%	25%
Finale Emilia ⁷		7	-	0.28-0.30	0.234	83%	37%
Reggiolo		7	N/A	0.06-0.08	0.14-0.16	83%	24%
San Felice s/ Panaro	7	7	0	0.28-0.30	0.224	80%	34%
Alberone*	6-7	6-7	-	0.24-0.26	0.18	83%	29%
Camposanto	6	6-7	0-1	0.22	0.16-0.18	88%	38%
Crevalcore	6	6-7	0-1	0.12-0.14	0.10-0.12	95%	34%
Mirabello	6	6-7	0-1	0.12-0.14	0.00-0.02	96%	25%
S. Giacomo d/Segnate		6-7	N/A	0.18-0.20	0.26-0.28	99%	41%
San Carlo*	6-7	6-7	-	0.16	0.04-0.06	84%	28%
Bondeno	6	6	-	0.20	0.036	92%	38%
Carpi		6	N/A	0.08	0.173	73%	22%
Cento	5	6	-	0.14-0.16	0.299	83%	29%
Medolla	5-6	6	0-1	0.22-0.24	0.24	88%	32%
Poggio Renatico	6	6	-	0.10	0.02-0.04	94%	29%
Poggio Rusco	5	6	1	0.28	0.20-0.22	80%	31%
Quistello		6	N/A	0.12-0.14	0.22-0.24	69%	41%
San Possidonio		6	N/A	0.18	0.28-0.30	97%	47%
San Prospero	5	6	1	0.14-0.16	0.16-0.18	95%	30%
San'Agostino	6	6	-	0.16-0.18	0.081	84%	28%
Villarotta		6	N/A	0.06-0.08	0.10-0.12	88%	45%

Tabella 1 - Intensità macrosismica osservata (Arcoraci et al. 2012), PGA stimata (Bozzoni e Lai, 2012), percentuale di edifici residenziali in muratura e di edifici costruiti prima del 1945 (ISTAT 2001).

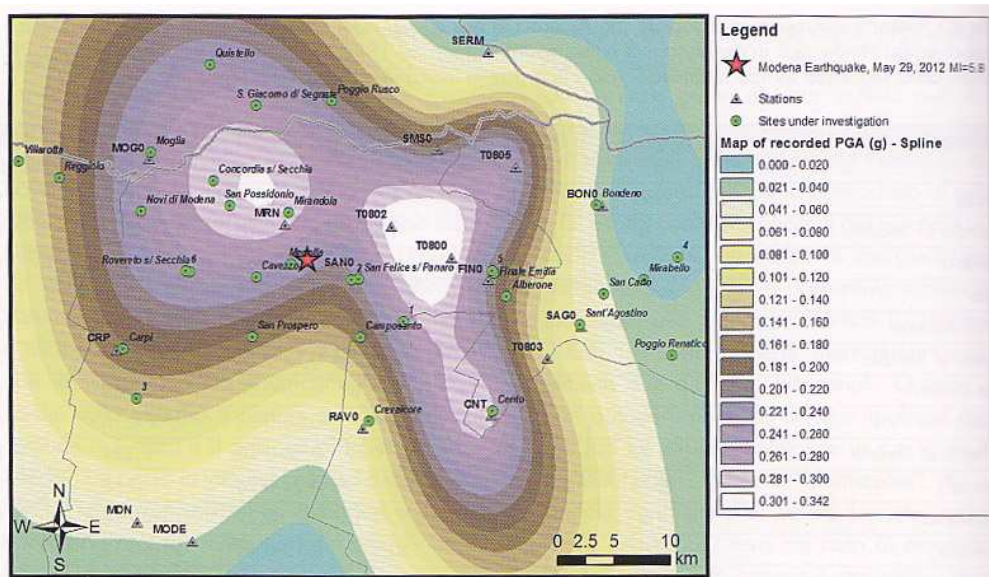


Figura 23 - Mappa dei valori delle accelerazioni di picco orizzontali (PGA) stimati per l'evento del 29 Maggio 2012. (Bozzoni e Lai, 2012)

In tabella si riportano i dati di intensità macrosismica (Arcoraci et al. 2012) per i Comuni colpiti. I valori di intensità secondo la scala EMS (scala macrosismica Europea) compresi tra 6-7 indicano terremoti di tipo “leggermente dannoso” e “dannoso”. I valori delle PGA stimate corrispondono alle accelerazioni di picco su suolo rigido per i siti colpiti. Le ultime colonne indicano che la maggioranza degli edifici residenziali colpiti è costituita da edifici in muratura, principalmente con un numero limitato di piani (ISTAT 2001). Tali edifici anche se strutturalmente concepiti per resistere alle sole azioni verticali, possiedono una riserva aggiuntiva intrinseca di resistenza alle azioni orizzontali se sono presenti muri diretti secondo almeno due direzioni ortogonali. Nell'area colpita l'ampia disponibilità di argilla ha reso la muratura in mattoni pieni e malta di calce una tipologia costruttiva molto comune. Gli edifici colpiti sono caratterizzati dalla mancanza di *regole di dettaglio* adeguate con elevata vulnerabilità sismica derivante dai *cinematismi fuori dal piano delle pareti* (1° modo). Per esempio diversi sono stati i collassi locali di porzioni di edifici riconducibili alla presenza di coperture spingenti in legno, all'assenza di efficaci connessioni tra strutture orizzontali e verticali. Gli effetti sono rappresentati dai numerosi ribaltamenti semplici o composti delle pareti perimetrali degli edifici.



Fig.24 – Collapsi parziali fuori dal piano delle pareti perimetrali causate da coperture in legno spingenti nei centri storici di Concordia sulla Secchia e Maglia (da Comportamento degli edifici in muratura nella sequenza sismica del 2012 in Emilia, Progettazione sismica n° 3/2012 Iuss Press Pavia).

Gli edifici che non hanno presentato meccanismi locali hanno mostrato invece vulnerabilità nei confronti dei *meccanismi di insieme* (2°modo). I collassi sono riconducibili alla risposta delle pareti nel proprio piano con: rottura per meccanismi pressoflessione delle fasce murarie dotate di elementi tensoresistenti come architravi armati e a taglio per fasce deboli. In diversi casi, la presenza di fasce deboli ha impedito la diffusione del danno ad altri elementi strutturali; al contrario in presenza di fasce dotate di rigidità flessionale, il danno si è esteso ai maschi murari dei primi livelli. Si sono osservati molti casi di edifici in muratura che hanno mostrato prestazioni soddisfacenti, con danni lievi e moderati. In particolare, edifici con connessioni adeguate tra parete e parete e tra parete e strutture orizzontali, con spessori sufficienti dei maschi murari. Ulteriori collassi si sono osservati in presenza di *murature a doppio paramento, mal collegate trasversalmente*, con orizzontamenti appoggiati sul paramento interno, con conseguenti effetti di instabilità del paramento interno e martellamento di quello esterno. In alcuni edifici le “*anomalie progettuali*” hanno incrementato notevolmente la vulnerabilità. Esempi sono i casi di collassi locali di pareti perimetrali dotate di grande luce con notevoli snellezze verticali e orizzontali. A queste si aggiungono le irregolarità strutturali come ad esempio il caso del Municipio di Sant’Agostino, in cui l’ampia scala consiliare ha chiaramente costituito un elemento di debolezza dell’organismo strutturale. Frequenti sono stati i collassi di torrette che si elevano al di sopra del piano di gronda o di colmo delle coperture, o che presentano supporti molto snelli.



Fig.25 – Meccanismi di collasso per effetti nel piano delle pareti. Maglia, Mirandola e Rovereto sul Secchia. (da Comportamento degli edifici in muratura nella sequenza sismica del 2012 in Emilia, Progettazione sismica n° 3/2012 Iuss Press Pavia).



Fig.26 – Meccanismi di collasso per anomalie progettuali. Municipio di Sant’Agostino; Collasso di un edificio nel centro storico di Concordia per instabilità della parete perimetrale a doppio paramento (da Comportamento degli edifici in muratura nella sequenza sismica del 2012 in Emilia, Progettazione sismica n° 3/2012 Iuss Press Pavia).

2.1.1 Quadro normativo di riferimento.

Negli anni successivi all'Ordinanza del 2003, l'emanazione dell'attuale normativa tecnica **D.M. 14/01/08** (Capitolo 8), si è posta come obiettivo quello di fornire ai tecnici, gli strumenti di calcolo utili per verificare qualsiasi struttura esistente. **L'obiettivo generale** è quella di redigere un elaborato che consenta di *Verificare la Sicurezza di edifici esistenti*, al fine di predisporre interventi di adeguamento/miglioramento sismico che consentano di ridurre la *vulnerabilità sismica* degli stessi. In particolare, il vecchio strumento della *Verifica di Vulnerabilità Sismica*, al di fuori dell'obbligatorietà specifica per gli edifici di importanza strategica, deve essere sostituito nell'ambito più generale della **Valutazione della sicurezza in presenza di azioni sismiche (NTC 2008)**, attraverso un protocollo di verifica utile per tutte le tipologie di edifici esistenti (struttura in muratura e C.A.) pubblici e privati. L'idea fondamentale è quella di realizzare una "*Carta di Identità*" rappresentativa della consistenza e dello stato di ciascun edificio esistente, in relazione al livello di esposizione sismica, che attraverso semplici "*indicatori di rischio*", costituisca il supporto di base per successive indagini, valutazioni e progettazione di interventi. In tale ottica molto utili sono le "*Linee Guida per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici strategici*", fornite da ciascun ufficio competente Regionale Italiano. Di seguito, si riporta il pregresso quadro normativo nazionale e regionale, ai fini delle **Verifiche Sismiche per edifici di rilevanza strategica**:

- L' **O.P.C.M 3274/2003**, (art.2 comma 3 - 4) prescriveva l'obbligo di sottoporre a *Valutazione dello stato di sicurezza nei confronti dell'azione sismica*:

- a) tutti gli edifici strategici e le opere infrastrutturali la cui funzionalità, durante gli eventi sismici, assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile;
- b) tutti gli edifici strategici e le opere infrastrutturali che potevano assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso.

Tali verifiche dovevano essere eseguite **entro 5 anni** dall'emanazione dell'Ordinanza, e dovevano riguardare opere site in zona sismica 1 e 2. Inoltre, il comma 4, demandava al *Dipartimento della Protezione Civile* (per quanto di competenza Statale e Regionale), di elaborare il programma temporale di suddette verifiche, di individuare le tipologie di opere soggette a verifica, di fornire ai soggetti competenti le necessarie indicazioni (linee guida regionali) per le relative verifiche tecniche.

- Di seguito furono emanati i seguenti riferimenti normativi specifici per l'attuazione delle verifiche: **DPCM 21/10/2003, Disposizioni attuative per l'applicazione dell' art. 2 comma 3-4 dell' OPCM 3274 del 20/3/2003; OPCM 3362 del 8/7/2004**, "*Modalità di attivazione del fondo per interventi straordinari della Presidenza del Consiglio dei ministri*". In particolare nel DPCM 21/10/2003 si definivano diversi livelli di approfondimento con cui dovevano essere eseguite le verifiche sismiche. In particolare erano previsti **3 livelli di acquisizione dati e verifica**, da utilizzare in funzione del livello di priorità e delle caratteristiche dell'edificio in esame: LIVELLO 0 (screening di rischio puramente statistico), prevedeva unicamente l'acquisizione di dati sommari sull'opera, individuandola sulle mappe di rischio e micro-zonizzazione. LIVELLO 1-2, si differenziano per il diverso livello di conoscenza raggiungibile ed i diversi strumenti di analisi e di verifica strutturali richiesti. Su ciascun edificio andranno effettuati sopralluoghi volti alla conoscenza ed al rilievo della struttura. Andranno inoltre raccolte tutte le informazioni e la documentazione disponibile sul sito di costruzione, sull'epoca di costruzione e sulle trasformazioni (sopraelevazioni, ampliamenti, modifiche strutturali) e gli interventi subiti dalla struttura.

- A seguito di ciò dal 2004 tutte le Regioni Italiane pubblicarono le "*linee guida per la valutazione delle vulnerabilità sismica degli edifici strategici e rilevanti*". In tali linee guida si definivano le *fasi* secondo cui dovevano essere esplicitate suddette verifiche sismiche. In particolare si definivano: le metodologie di analisi e verifica da adottare con riferimento alle tipologie costruttive (muratura e c.a.); si identificavano gli indicatori di rischio da valutare; si forniva la **scheda di sintesi della verifica sismica di edifici strategici ai fini della protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico**" (livelli 0-1-2).

- I finanziamenti specifici per la riduzione del rischio sismico, previsti dallo Stato con legge n. 289 del 27/12/2002 e n. 326 del 24/11/2003 (finanziarie) ed attuati sia attraverso ordinanze PCM (3362/04, 3376/04, 3502/06, 3505/06) sia con fondi regionali, sono tuttavia risultati molto limitati rispetto ai fabbisogni necessari, non consentendo così il completo soddisfacimento degli obblighi previsti dalla stessa OPCM 3274.
- Vengono emanate con il **D.M. 14/01/08** le “**Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni**”, le quali sostituiscono integralmente quelle approvate con il precedente decreto ministeriale 14 settembre 2005. Le verifiche sismiche, dovevano essere conformi a tale nuovo strumento normativo tecnico.
- [1° PROROGA] La **legge n° 31 del 28/02/2008** (finanziaria 2008) all’art. 20 comma 5 ha previsto che le verifiche sismiche di cui alla suddetta ordinanza PCM, ad esclusione degli edifici e delle opere progettate in base alle norme sismiche vigenti dopo il 1984, debbano essere effettuate dai rispettivi proprietari entro il **31 dicembre 2010** e riguardare in via prioritaria edifici ed opere ubicati nelle zone sismiche 1 e 2.
- Con **Circolare n. 31471 del 21/04/2010**, relativa allo stato delle verifiche ed alle programmazioni future, il Capo Dipartimento Nazionale della Protezione Civile, confermando il concetto dell’obbligatorietà delle verifiche sismiche, ha disposto che i proprietari o gli Enti gestori approntino le attività di adeguamento sismico nell’ambito dei propri piani triennali ed annuali, e predispongano un piano straordinario di messa in sicurezza antisismica di cui all’art. 80 comma 21 della legge 27/12/2002 n. 289 (EDIFICI SCOLASTICI). Nella stessa Circolare il Dipartimento Nazionale ha indicato la **necessità di effettuare almeno un censimento di tutte le opere che devono essere sottoposte a verifica** (attraverso la compilazione della scheda Livello 0) e di programmare contestualmente, con prospettive temporali realistiche, il completamento delle verifiche di tutte le opere strategiche e rilevanti (compilazione scheda Livelli 1 e 2).
- [2° PROROGA] Infine il **Decreto Legge 29/12/2011 n°216**, *Proroga di termini previsti da disposizioni legislative (Decreto Milleproroghe)*, **ha differito ulteriormente al 31/12/2012**, il termine per l’esecuzione delle verifiche sismiche previste dall’Ordinanza.

Il Testo Unico **D.M. 14/01/2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni** – costituisce la versione più aggiornata della normativa tecnica nazionale. Esso costituisce l’unico strumento legislativo vigente sostituendo integralmente i precedenti decreti. Il decreto ribadisce la scelta del metodo agli stati limite per le verifiche di sicurezza strutturale; viene inoltre modificata la zonizzazione sismica nazionale, introducendo un nuovo metodo per la determinazione dei parametri di *pericolosità sismica dei siti* e per la costruzione degli *spettri elastici in accelerazione*. In particolare si considera il Territorio Italiano suddiviso mediante un “*reticolo geografico di riferimento*”, prodotto dall’ INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia), rispetto ai cui vertici sono assegnati i parametri necessari alla costruzione degli spettri per il calcolo delle azioni sismiche.

Con riferimento alle **Costruzioni in Muratura**, il **D.M. 14/01/08 (NTC 2008)** riporta le seguenti sezioni principali:

- Capitolo 4 – Costruzioni civili e industriali, §4.5
- Capitolo 7 – Progettazione per azioni sismiche, §7.8
- Capitolo 8 – Costruzioni esistenti;
- Capitolo 11 – Materiali e prodotti per uso strutturale, §11.10;

Assume particolare importanza la sezione dedicata alle costruzioni esistenti, che costituiscono il tema prevalente per l’attività tecnica sulle strutture murarie. In particolare tale capitolo 8 risulta meno dettagliato e deve essere necessariamente integrato mediante le disposizioni riportate nella **Circolare n°617 del 02/02/2009 – Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni**.

In particolare sono di fondamentale importanza le Appendici di suddetta Circolare, quali C8A.2 (Tipologie e relativi parametri meccanici delle murature), C8A.3 (Aggregati edilizi) e C8A.4 (Analisi dei meccanismi di collasso in edifici esistenti in muratura).

Nel caso, frequente, di edifici appartenenti al patrimonio storico sarà necessario tener conto delle *Linee Guida* contenute nella **Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 09/02/2011 “Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni”**.

2.2 Esempio di Protocollo Operativo per la “Valutazione della Sicurezza Sismica di edifici esistenti”. Integrazione con le disposizioni previste dalle attuali NTC2008.

Le problematiche connesse alla valutazione della sicurezza di strutture esistenti risultano molteplici:

- Innanzitutto la notevole varietà di tipologie e sub-tipologie strutturali, relative agli edifici esistenti. In particolare, nell’ambito delle strutture murarie, quelle che scaturiscono dalle diversificazioni delle caratteristiche dell’apparecchiature murarie (tecniche costruttive), dalle tipologie di orizzontamenti (solai in legno, strutture voltate, solai in c.a.), dalla presenza di catene, tiranti ed altri dispositivi di collegamento.
- Le stratificazioni e variazioni tipologiche nel tessuto costruito. I centri storici risultano fortemente stratificati, ed è quindi possibile rinvenire in un medesimo edificio assetti strutturali distinti: impalcati voltati al piano terra, solai intermedi con struttura lignea, solai in latero-cemento e cordoli in c.a. per gli ultimi livelli, magari a seguito di sopraelevazioni.
- I cambiamenti strutturali quali: demolizioni, ampliamenti, nuove tecnologie nel contesto originario.

Da ciò si deduce che l’edificio in muratura può essere inteso sia come edificio indipendente, sia molto frequentemente come facente parte di un **aggregato edilizio**. Le NTC08 al §C8A.3 C.M.09, recepiscono tale ultima eventualità modificando l’approccio alla valutazione. Nell’analisi di un edificio facente parte di un aggregato edilizio occorre tenere conto delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti. A tal fine dovrà essere individuata l’**unità strutturale (US) oggetto di studio**, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue. Tale US deve essere rappresentativa del comportamento strutturale principale; essa dovrà essere continua da cielo a terra per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali e delimitata da spazi aperti o da giunti strutturali.

Risulta evidente che ogni struttura è un caso a se stante; ovvero benché i principi forniti dalle normative siano di carattere generale per le diverse tipologie di struttura, i risultati ottenuti non sono estendibili ad edifici diversi pur appartenenti alla stessa tipologia. Questo rende necessario, ogni qual volta ci si accinge a valutare la vulnerabilità sismica di un edificio esistente, la conoscenza e lo studio di elementi fondamentali, come i documenti del progetto originario, la geometria strutturale, nonché le caratteristiche dei materiali strutturali da valutare con prove in situ e in laboratorio. Tutto questo è indispensabile per raggiungere un adeguato **livello di conoscenza della struttura**.

Le NTC08 al §8.2 definiscono i **criteri generali** per la *valutazione della sicurezza e progettazione degli interventi* su costruzioni esistenti, sottolineando l’importanza della **fase preliminare di conoscenza dell’opera**. In particolare: la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione (normative precedenti e reperimento della documentazione originaria); le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali si dovrà prevedere l’impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall’affidabilità dell’informazione disponibile e l’uso, nelle verifiche di sicurezza, di adeguati “fattori di confidenza”, che modificano i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza relativo geometria, dettagli costruttivi e materiali.

Tale concetto è alla base delle verifiche strutturali: la qualità e complessità delle analisi deve essere sempre correlato al grado di dettaglio delle informazioni rilevate. Eseguire analisi estremamente complesse adottando modelli sofisticati (vedi elementi finiti) sulla base di input poco accurati, comporta sicuramente risultati inutilizzabili lontani dalla risposta sismica reale della struttura.

In tal senso si riporta di seguito un esempio di **protocollo operativo**, al fine di eseguire la *valutazione della vulnerabilità sismica* per qualsiasi tipologia edilizia esistente. I punti riportati si riferiscono alle diverse fasi progettuali, aggiornate secondo le disposizioni contenute al **§8.5 delle NTC08: procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti**.

FASE I: Indagine preliminare e raccolta dati esistenti.

1.1 Analisi Storico – Critica.

- 1.1.1 Inquadramento territoriale e urbanistico dell'opera;
- 1.1.2 Raccolta informazioni e documentazioni tecniche esistenti;
- 1.1.3 Storia progettuale, costruttiva e sismica dell'opera;

1.2 Rilievo geometrico - strutturale.

- 1.2.1 Indagini preliminari (ispezioni);
- 1.2.2 Rilievo geometrico e strutturale dell'opera;
- 1.2.3 Stato generale di conservazione dell'opera e quadri fessurativi
- 1.2.4 Analisi delle criticità costruttive e strutturali;

FASE II: Indagini approfondite: Saggi e Prove. Livelli di Conoscenza: dettagli costruttivi e proprietà dei materiali. Caratterizzazione della pericolosità sismica del sito: effetti locali.

2.1 Indagini riguardanti la struttura (dettagli costruttivi) e caratterizzazione meccanica dei materiali.

- 2.1.1 Pianificazione delle indagini in relazione alla tipologia strutturale dell'opera;
- 2.1.2 Saggi e verifiche in situ.
- 2.1.3 Rilievo della tipologia e della qualità muraria;
- 2.1.4 Prove distruttive e non distruttive;
- 2.1.5 Sintesi dei risultati: **dettagli costruttivi e proprietà meccanica dei materiali;**

2.2 Definizione del livello di conoscenza e dei fattori di confidenza (§8.5.4 NTC 2008).

2.3 Indagini geologiche e geotecniche – Caratterizzazione della pericolosità sismica di base.

- 2.3.1 Classificazione geologica, geomorfologica e sismica del sito;
- 2.3.2 Indagini sui terreni di fondazione;
- 2.3.3 Caratterizzazione geotecnica ed effetti di amplificazione locale;

FASE III: Elaborazione dei dati raccolti e Valutazione della Sicurezza in presenza di azioni sismiche dell'opera.

2.4 Analisi numeriche.

- 2.4.1 Stati limite di verifica; azioni di progetto; combinazione delle azioni;
- 2.4.2 Caratterizzazione della pericolosità sismica del sito: azione sismica di progetto
- 2.4.3 Caratteristiche meccaniche dei materiali;
- 2.4.4 Modellazione strutturale, metodi di analisi e criteri di verifica;
- 2.4.5 Analisi strutturale: lineare e non lineare;
- 2.4.6 Analisi elementi non strutturali e secondari;

2.5 Valutazione della Vulnerabilità sismica e del Rischio sismico.

- 2.5.1 Verifiche numeriche in relazione al livello di approfondimento sulla vulnerabilità sismica. Calcolo degli *indicatori del livello di rischio e vulnerabilità;*
- 2.5.2 Verifica della vulnerabilità di elementi costruttivi non strutturali e secondari;

FASE IV: Sintesi dei risultati

- 4.1 Risultati delle verifiche ed Indicatori del Livello di Vulnerabilità Sismica.
- 4.2 Giudizio qualitativo sulla vulnerabilità sismica dell'edificio. Indicazione dei possibili interventi necessari ai fini dell'adeguamento o miglioramento sismico.

Di seguito vengono esplicitati i punti fondamentali concernenti le singole fasi progettuali:

- 1 – Indagine preliminare e raccolta dati esistenti;
 - 2 - Esecuzione di ulteriori indagini;
 - 3 - Elaborazione dei dati raccolti e di quelli rilevati, valutazione della vulnerabilità sismica;
 - 4 - Sintesi dei risultati.
- } DEFINIZIONE LIVELLO DI CONOSCENZA

1) Nell'ambito della **FASE I - Indagine preliminare e raccolta dati esistenti**, si raccoglieranno tutti i *documenti progettuali, costruttivi, di collaudo* e di manutenzione reperibili, atti a fornire notizie sulle caratteristiche della struttura. Saranno rilevate anche le informazioni sulle parti non strutturali che possono contribuire alla resistenza sismica dell'edificio.

2) Nell'ambito della **FASE II - Indagini approfondite: Saggi e Prove**, è finalizzata a conseguire la conoscenza più dettagliata possibile per l'esecuzione delle elaborazioni numeriche necessarie ai fini della valutazione della vulnerabilità sismica. Si devono eseguire eventuali indagini approfondite sulla struttura. Tali indagini si concretizzano in saggi, prove su elementi strutturali, nonché indagini geologiche e geotecniche.

Sulla base di suddette fasi si deve procedere a definire il **Livello di Conoscenza della struttura (LC)**, fissando il **fattore di confidenza (FC)** utile per eseguire le analisi strutturali.

3) Nell'ambito della **FASE III: Elaborazione dei dati raccolti e Valutazione della Vulnerabilità Sismica dell'opera**, si prevede l'elaborazione dei dati raccolti e di quelli rilevati con conseguente esecuzione delle analisi numeriche atte a verificare la vulnerabilità ed il rischio sismico dell'edificio. La verifica si esegue sulla base dei seguenti indicatori di rischio.

2.2.1 Calcolo degli “Indici di riferimento per la misura della vulnerabilità e del rischio sismico” OPCM 3274 (Aggiornamento al nuovo quadro normativo).

Con l'entrata in vigore delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/08), l'impianto generale proposto dalla precedente Ordinanza 3274/2003 viene modificato. In particolare vengono sostituiti i *criteri di verifica ed i requisiti di sicurezza per le costruzioni esistenti*. Ciò ha portato ad un aggiornamento delle “*Schede di valutazione della vulnerabilità sismica per edifici strategici e rilevanti*”, fornite dal *Dipartimento della Protezione Civile*, in cui si sono dovute introdurre delle modifiche agli **Indicatori di rischi sismico**. Tali indici hanno conservato il loro significato sintetico di rappresentare una sorta di “**Scala di percezione del rischio**” e vengono utilizzati tutt'ora nelle valutazioni della sicurezza. Gli indicatori vengono determinati valutando, per la generica struttura esistente, i valori delle accelerazioni al suolo di picco (a_g), in corrispondenza delle quali viene raggiunto un determinato Stato Limite in condizioni sismiche.

In particolare la:

PGA (peak ground acceleration) = accelerazione al suolo di picco, viene definita come l'accelerazione orizzontale di picco al suolo, corrispondente proprio al valore di (a_g) solo nelle ipotesi di suolo rigido (CAT.A – $S_S=1$) e orizzontale ($S_T=1$). In generale, essa coincide con il valore della accelerazione orizzontale al suolo, tenendo conto degli effetti di amplificazione locale (stratigrafica e topografica):

$$PGA = S_e (T = 0) = a_g \cdot S = a_g \cdot S_S \cdot S_T$$

Analiticamente la PGA corrisponde al calcolo dell'accelerazione spettrale per un periodo $T=0$, riferita al generico oscillatore semplice a comportamento infinitamente elastico (SDOF), soggetto al moto sismico orizzontale. A tal proposito, al fine di eseguire le verifiche di vulnerabilità sismica degli edifici reali e stabilire il rischio sismico, la vecchia ordinanza OPCM 3274/2003, introduceva per le costruzioni esistenti opportuni **indicatori di rischio**, in termini di confronto tra accelerazioni di picco al suolo (PGA). Ciò significa, ragionando con l'approccio della nuova normativa (riferito agli spostamenti), confrontare la “**domanda sismica**” con la “**capacità della struttura**” in termini di accelerazioni al suolo di picco (PGA).

$$\text{Indicatore rischio} = \frac{CAPACITA' STRUTTURA}{DOMANDA SISMICA} \geq 1$$

Ovvero, la valutazione della sicurezza consiste nel determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali. L'entità dell'azione sismica sostenibile è denominata **Capacità (Capacità della Struttura)**, l'entità dell'azione sismica attesa è denominata **Domanda (Domanda sismica)**. Entrambe vanno determinate per i due stati limite considerati ultimi e di esercizio (SLV ed SLC, SLD ed SLO). Un altro modo sintetico ed esaustivo di esprimere l'entità dell'azione sismica, e quindi di Capacità e Domanda, è il relativo periodo di ritorno T_R .

▪ **Calcolo della “Capacità della Struttura”**

Con riferimento al generico meccanismo di collasso della struttura (globale o locale), mediante le analisi lineari o statiche non lineari (sicuramente più indicate), per ciascuno stato limite, si devono ricavare entrambi i parametri rappresentativi della *Capacità della Struttura*:

1) Il valore dell' **accelerazione massima al suolo [PGA_C]** che provoca nella struttura il superamento di un determinato Stato Limite (**Capacità della struttura in termini di PGA**). Tale valore deve essere determinato per ciascuno stato limite da verificare, in accordo con quanto specificato al §3.2.1 delle NTC 2008. In particolare si determineranno:

PGA_{CLC} = capacità per lo stato limite di prevenzione del collasso (SLC) – la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali;

PGA_{CLV} = capacità per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) - la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

PGA_{CLD} = capacità per lo stato limite di danno (SLD) - la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

PGA_{CLO} = capacità per lo stato limite di operatività (SLO) la costruzione nel suo complesso includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi.

2) Il valore del **periodo di ritorno dell'azione sismica [T_{RC}]** in corrispondenza del quale si verifica ciascun Stato Limite (*Capacità della struttura in termini di Periodo di ritorno*). Analogamente a quanto espresso per le accelerazioni di picco, si devono ricavare mediante le analisi, i valori dei periodi corrispondenti: **TR_{CLC}**, **TR_{CLV}**, **TR_{CLD}** e **TR_{CLO}** rispettivamente per gli stati limite SLC, SLV, SLD ed SLO. In generale i diversi stati limite possono essere raggiunti per differenti tipologie di meccanismi. Per tal motivo, il calcolo della capacità sarà eseguito sia con riferimento ai meccanismi locali (sui singoli elementi), sia rispetto al comportamento d'insieme (risposta globale). E' molto importante durante la fase di calcolo, non fermare l'analisi all'attivazione del primo meccanismo, ma a portarla avanti in modo da poter valutare cosa accadrebbe se quel meccanismo venisse disattivato grazie ad un opportuno intervento (ad esempio se il primo meccanismo è un collasso a taglio, spingere comunque oltre l'analisi per vedere se, eliminato quel meccanismo, aumenta in modo significativo la capacità e da quale meccanismo è determinata). In questo modo si potrà anche fornire una proiezione di estensione di possibili interventi e degli aumenti di capacità che ne conseguirebbero. Per applicare

ciò è sicuramente necessario ragionare mediante una analisi al passo di tipo non lineare (analisi statica non lineare – pushover).

▪ **calcolo della “domanda sismica”**

Devono essere ricavati i valori che caratterizzano la domanda per i diversi stati limite, in termini sia di accelerazioni massime al suolo [PGA_D] sia di periodi di ritorno dell’azione sismica di riferimento [TR_D]. Tali parametri di domanda sono legati alla pericolosità sismica dell’area e vengono calcolati direttamente, secondo quanto disposto dalla norma secondo quanto disposto all’Allegato A (NTC08) Parametri di pericolosità sismica, tenendo conto dei periodi di riferimento, degli effetti di modifica locale dell’azione sismica, e dello stato limite.

Si determina la **domanda in termini di PGA** definendo, per gli stati limite considerati nella verifica, i valori delle accelerazioni di picco al suolo: PGA_{DLC} , PGA_{DLV} , PGA_{DLD} , PGA_{DLO} e i valori della domanda in termini di **periodi di ritorno T_R** associati all’azione sismica: TR_{DLC} , TR_{DLV} , TR_{DLD} e TR_{DLO} rispettivamente per gli stati limite SLC, SLV, SLD ed SLO.

▪ **calcolo degli “indicatori di rischio”.**

Di seguito si riportano entrambi gli indicatori di rischio, i quali devono essere calcolati per ciascun stato limite da verificare:

- **Indicatori di rischio in termini di capacità/domanda di PGA:**

[Stati limite di Esercizio]

$$\alpha_{eO} = \frac{PGA_{CLO}}{PGA_{DLO}} \quad \text{= è un indicatore del rischio di non operatività.}$$

$$\alpha_{eD} = \frac{PGA_{CLD}}{PGA_{DLD}} \quad \text{= è un indicatore del rischio di inagibilità.}$$

[Stati limite Ultimi]

$$\alpha_{uD} = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} \quad \text{= è un indicatore del rischio per la vita.}$$

$$\alpha_{uC} = \frac{PGA_{CLC}}{PGA_{DLC}} \quad \text{= è un indicatore del rischio di collasso.}$$

- **Indicatori di rischio in termini di capacità/domanda rispetto al periodo di ritorno.**

$$\left(\frac{TR_{CLO}}{TR_{DLO}}\right)^{\alpha} ; \left(\frac{TR_{CLD}}{TR_{DLD}}\right)^{\alpha} ; \left(\frac{TR_{CLV}}{TR_{DLV}}\right)^{\alpha} ; \left(\frac{TR_{CLC}}{TR_{DLC}}\right)^{\alpha} \quad (\text{con } \alpha = 0,41 \text{ adeguamento nuova normativa})$$

Osservazioni.

- Come si comprende affinché risultati verificato, ciascun fattore di sicurezza deve essere superiore all’unità (Capacità > Domanda). Infatti per valori degli indicatori prossimi o superiori ad 1 siamo in presenza di livelli di rischio accettabili concordi con la normativa; per valori bassi prossimi a 0 o inferiori ad 1, siamo in presenza di elevato rischio sismico. Inoltre trattandosi di edifici strategici, si devono sempre considerare gli stati limite di esercizio, quali SLD e SLO. Mentre per gli stati limite ultimi, solo nel caso di edifici in muratura, si considera solo lo Stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV), trascurando quello di collasso.

- L’ indicatore di rischio in termini di PGA, nel nuovo quadro normativo di riferimento, non è più sufficiente a descrivere compiutamente il rapporto fra le azioni sismiche (capacità/domanda), vista la maggiore articolazione della definizione di queste ultime, dovuta all’introduzione del periodo di ritorno dell’azione sismica T_R , specifico per ciascun sito e per ciascun stato limite, che permette una migliore quantificazione del rischio.

Infatti il **periodo di ritorno della capacità** [TR_C], è il periodo di ritorno associato al valore di accelerazione al suolo (PGA_C) che induce nella struttura lo stato limite considerato (è come dire che: nota la struttura ricavo l'entità dell'azione sismica massima e quindi della PGA che mi attiva il meccanismo di stato limite; da questa ricavo inversamente il periodo di ritorno associato, secondo cui tale accelerazione/azione massima può manifestarsi per quello stato limite).

Allo stesso modo, il **periodo di ritorno della domanda** [TR_D], è il periodo di ritorno associato allo stato limite di riferimento per il sito in esame, a cui corrisponderà una determinata accelerazione di riferimento PGA_D . In pratica, a differenza delle norme precedenti, le NTC 2008, hanno introdotto esplicitamente, la necessità di utilizzare, per ogni sito, i valori di accelerazione al suolo (a_g e quindi $PGA = S \cdot a_g$) associati a diversi periodi di ritorno, per le verifiche ai diversi stati limite e per opere di diversa importanza e destinazione. Viceversa nelle norme precedenti si considerava un solo valore dell'accelerazione al suolo (a_g), con cui costruire lo spettro, riferita per tutti gli stati limite ad un solo periodo di riferimento $T_r=475$ anni. Era su tale valore di a_g che si costruivano le zone sismiche.

- Le analisi lineari sono quasi mai adatte a risolvere **problemi di verifica delle strutture esistenti** soggette all'azione sismica, in quanto non consentono di implementare le reali caratteristiche geometriche e meccaniche delle strutture marcatamente non lineari. Infatti ai fini dei **problemi di verifica** è molto importante cercare di spingere le analisi il più possibile in campo non lineare, al fine di sfruttare a favore di sicurezza le risorse dissipative locali e globali che la struttura possiede. Viceversa per **problemi di progetto**, in cui si progetta secondo la "gerarchia delle resistenze", l'utilizzo del fattore di struttura e delle analisi lineari trova conferma nella necessità di favorire meccanismi di collasso generalizzati che impegnino globalmente la duttilità richiesta.

Questo è vero in particolar modo per le murature ordinarie, caratterizzate da marcate non linearità meccaniche e geometriche, per le quali **un'analisi elastica fornisce solo risultati qualitativi del comportamento strutturale**. Diversamente, l'analisi di riferimento per la verifica delle costruzioni esistenti risulta sicuramente **l'analisi statica non lineare (Pushover)**, la quale consente di interpretare la risposta globale della costruzione cogliendo appieno l'impostazione prestazionale del calcolo sismico ed esprimendo la risposta strutturale attraverso una **curva di capacità forza – spostamento**. Tale tipo di analisi consente di introdurre il nuovo approccio di verifica della sicurezza proposto dalle attuali NTC08, in termini di confronto tra **capacità e domanda di spostamento della struttura**, in relazione al tipo di stato limite e alle prestazioni attese. La verifica sismica è ricondotta da una verifica di resistenza (confronto fra sollecitazioni agenti e resistenti tipica delle analisi lineari) ad una **verifica di duttilità: confronto fra spostamento richiesto e disponibile**.

2.3 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza: proprietà dei materiali e dettagli costruttivi.

Al fine di eseguire le analisi e verifiche strutturali, delle costruzioni esistenti in muratura, al §C8A.1.A le NTC08 introducono il concetto di: *Livelli di Conoscenza*. Tali livelli vengono differenziati in relazione ai dati necessari di input utili per l'identificazione strutturale dell'opera: *il rilievo, i dettagli costruttivi, le proprietà dei materiali*. In relazione a ciò la norma fornisce i relativi **fattori di confidenza**, da utilizzare come ulteriori *coefficienti parziali di sicurezza* che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello.

2.3.1 Costruzioni in muratura: rilievo geometrico strutturale.

Le NTC 2008 al §8.5.2 e la relativa C.M. 02.02.2009 n. 617 al §C.8.5.2 definiscono la fase di rilievo geometrico - strutturale come una *passo fondamentale nell'acquisizione dei dati necessari a mettere appunto un modello di calcolo accurato di un edificio esistente*. Il rilievo si compone di un insieme di procedure relazionate e mirate alla conoscenza della **geometria esterna delle strutture** e dei **dettagli costruttivi**.

Il **rilievo geometrico - strutturale** dovrà essere riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Dovranno essere rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica. Il rilievo deve individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

Come definito dalla Tabella C.8.A.1.1 la **geometria strutturale** da definire deve riguardare:

- Rilievo delle murature, volte (spessore e profilo), solai (orditura e tipo), scale;
- Individuazione dei carichi gravanti su ogni elemento di parete
- Individuazione della tipologia di fondazioni;
- Rilievo del quadro fessurativo e deformativo;

La stessa circolare sottolinea che, mentre per gli altri due aspetti che determinano il livello di conoscenza (ovvero: i dettagli costruttivi e le proprietà dei materiali) si accettano crescenti livelli di approfondimento dell'indagine, per la geometria esterna, si richiede che il rilievo sia compiuto sempre in maniera quanto più completa e dettagliata possibile, ai fini della definizione del modello strutturale necessario alla valutazione della sicurezza per le azioni prese in esame (i parametri geometrici degli elementi strutturali devono essere perfettamente noti, rispettando le specifiche tolleranze).

2.3.2 Costruzioni in muratura: dettagli costruttivi.

I *dettagli costruttivi* da esaminare sono relativi ai seguenti elementi:

- a) qualità del collegamento tra pareti verticali;
- b) qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;
- c) esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
- d) presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;
- e) presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- f) tipologia della muratura e sue caratteristiche costruttive;

Si distinguono, ai fini della fase di rilievo dei dettagli costruttivi:

- **Verifiche in-situ limitate**: sono basate su rilievi di tipo visivo su un numero limitato di elementi costruttivi, effettuati ricorrendo con la rimozione dell'intonaco e saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti.

- **Verifiche in-situ estese ed esaustive**: sono basate su rilievi di tipo visivo, estesi su tutti gli elementi costruttivi dell'edificio, effettuati ricorrendo a saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti.

2.3.3 Costruzioni in muratura: proprietà' dei materiali.

Particolare attenzione è riservata alla valutazione della qualità muraria, con riferimento agli aspetti legati al rispetto o meno della "regola dell'arte". L'esame della *qualità muraria* e l'eventuale *valutazione sperimentale delle caratteristiche meccaniche* hanno come finalità principale quella di stabilire se la muratura in esame è capace di un comportamento strutturale idoneo a sostenere le azioni statiche e dinamiche prevedibili per l'edificio in oggetto. Di particolare importanza risulta la presenza o meno di elementi di collegamento trasversali (es. diatoni), la forma, tipologia e dimensione degli elementi, la tessitura, l'orizzontalità delle giaciture, il regolare sfalsamento dei giunti, la qualità e consistenza della malta.

Per caratterizzare la qualità della muratura, ai fini della **caratterizzazione meccanica dei materiali**, si distinguono le seguenti categorie di appartenenza:

- **Indagini in-situ limitate**: servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, e per individuare la tipologia della muratura. Sono basate su esami visivi della superficie muraria. Tali esami visivi sono condotti dopo la rimozione di una zona di intonaco di almeno 1m x 1m, al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita, eseguita preferibilmente in corrispondenza degli angoli, al fine di verificare anche le ammorsature tra le pareti murarie.

- **Indagini in-situ estese:** le indagini di cui al punto precedente sono effettuate in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente. Tali indagini possono essere ampliate ricorrendo a prove sperimentali in situ (prove con martinetto piatto doppio, singolo e prove di caratterizzazione delle malte e dei conci) utili esclusivamente a definire la tipologia muraria direttamente dalla Tabella C8A.2.1 della C.M09 rispetto a quelle più ricorrenti. È opportuna una prova per ogni tipo di muratura presente. Tali prove non possono essere utilizzate per la valutazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali, le quali saranno assunte dalla suddetta tabella per la tipologia in esame. Metodi di prova non distruttivi possono essere impiegati a complemento delle prove richieste.

- **Indagini in-situ esaustive:** In aggiunta alle verifiche visive, ai saggi interni ed alle prove di cui ai punti precedenti, si effettua una ulteriore serie di prove sperimentali che, per numero e qualità, siano tali da consentire di valutare le caratteristiche meccaniche della muratura. La misura delle **caratteristiche meccaniche** della muratura si ottiene mediante esecuzione di prove, in situ o in laboratorio (su campioni non disturbati prelevati dalle strutture dell'edificio). Le prove possono in generale comprendere prove di compressione diagonale su pannelli o prove combinate di compressione verticale e taglio. Metodi di prova non distruttivi possono essere impiegati in combinazione, ma non in completa sostituzione di quelli sopra descritti.

2.3.4 Costruzioni in muratura: LIVELLI DI CONOSCENZA.

Con riferimento dati acquisiti, è possibile definire il livello di conoscenza della struttura:

- il **livello di conoscenza LC3** si intende raggiunto quando siano stati effettuati: il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, indagini in situ esaustive sulle proprietà dei materiali; il corrispondente **fattore di confidenza è FC=1;**

- il **livello di conoscenza LC2** si intende raggiunto quando siano stati effettuati: il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali; il corrispondente **fattore di confidenza è FC=1.2**

- il **livello di conoscenza LC1** si intende raggiunto quando siano stati effettuati: il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali; il corrispondente **fattore di confidenza è FC=1.35.**

2.3.4 Definizione dei parametri meccanici per murature esistenti.

Stabilito il livello di conoscenza (LC) ed il fattore di confidenza (FC), è possibile determinare le caratteristiche meccaniche delle murature da considerare nell'analisi della struttura. Oltre al LC è necessario tener conto dei risultati delle eventuali prove e dei parametri forniti dalla Tabella C8A.1.1 (C.M.09). La modalità di acquisizione dei **parametri meccanici** è spiegata nel prospetto normativo seguente:

Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3			Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

In particolare, nella Tabella C8A.2.1, la C.M. 09 riporta gli **intervalli dei valori di riferimento dei parametri meccanici** per le tipologie murarie più frequenti, all'interno dei quali scegliere i parametri di calcolo. Nel caso di murature esistenti, tali valori sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzino la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. Inoltre si assume che, per le murature storiche, queste siano a paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi di connessione trasversale (o di ammorsamento per ingranamento tra i paramenti murari). Data l'ampiezza degli intervalli, la scelta di suddetti parametri deve essere effettuata in modo oculato, cercando di correlare le informazioni derivanti da una valutazione specifica della qualità muraria con i risultati delle prove in situ.

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w (kN/m ³)
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perforatura ≤ 40%)	400	30,0	3600	1080	

I valori indicati per le murature regolari sono relativi a casi in cui la tessitura rispetta la regola dell'arte. Nei casi di tessitura scorretta (giunti verticali non adeguatamente sfalsati, orizzontalità dei filari non rispettata), i valori della tabella devono essere adeguatamente ridotti. Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto ai suddetti elementi di valutazione, le caratteristiche meccaniche saranno ottenute, a partire dai valori di Tabella C8A.2.1, applicando coefficienti migliorativi indicati nella Tabella C8A.2.2 della C.M09.

Tabella C8A.2.2 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella C8A.2.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessioni trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

* Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

Parametri meccanici di calcolo.

I valori dei *parametri meccanici* ottenuti in relazione ai LC per le murature di progetto, costituiscono dei **valori medi di riferimento** ed esplicitati come segue:

f_m = valore medio della resistenza a compressione;

τ_0 = valore medio della resistenza a taglio in assenza di compressione (resistenza a taglio puro);

E = valore medio del modulo di elasticità longitudinale;

G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale;

w = peso specifico materiale;

Al fine di eseguire le analisi strutturali è necessario ricavare i valori di calcolo di suddetti parametri introducendo il coefficiente di sicurezza per la muratura (γ_m). La norma definisce le caratteristiche meccaniche di progetto solo per murature di nuova progettazione (§4.5.2), introducendo le cosiddette *classi di esecuzione*. Nel caso di murature esistenti, i moduli di elasticità medi (E,G) vengono assunti direttamente come in tabella; le resistenze medie (f_m ; τ_0) devono essere divise per il fattore di confidenza (FC) e per il coefficiente di sicurezza (γ_m). In generale, con riferimento alla generica **resistenza di progetto (X_d)**:

$$X_d = \frac{X_{medio}}{FC \cdot \gamma_m} \text{ (resistenza di calcolo)}$$

Dove, il coefficiente di sicurezza della muratura assume valori:

$\gamma_m = 2$ per qualsiasi tipologia di muratura in zona sismica (v. §7.8.1 NTC08)

$\gamma_m = 1$ per qualsiasi tipologia di muratura, quando si eseguono analisi statiche non lineari (v. §7.8.2.2.1 NTC08). Per le tipologie di murature esistenti si ricaveranno pertanto i seguenti valori delle resistenze di calcolo: f_d = resistenza di calcolo a compressione della muratura; f_{vd0} = resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione della muratura.

2.4 – Analisi sismica di edifici esistenti in muratura ordinaria.

L'analisi della risposta sismica di edifici in muratura ordinaria risulta materia paradossalmente recente. Gli edifici tradizionali non sono stati in genere realizzati in modo da presentare idonea resistenza alle azioni orizzontali, ma esclusivamente concepiti per trasmettere i carichi gravitazionali in fondazione. La vibrazione del suolo di fondazione, imprime delle accelerazioni verticali ed orizzontali alle masse della sovrastruttura. Mentre le oscillazioni verticali comportano una variazione contenuta delle azioni gravitazionali, quelle orizzontali si traducono in azioni inerziali orizzontali inattese per la “*configurazione statica originaria*” dalla costruzione muraria, rispetto alle quali la stessa struttura presenta poche risorse. E' molto forte, quindi, l'esigenza di individuare per tali edifici i più idonei sistemi di rinforzo antisismico ed i relativi criteri di progettazione. Per ogni costruzione, l'azione sismica si può tradurre, con diversi livelli di approssimazione, in opportuna distribuzione di forze orizzontali, la cui intensità è funzione dei periodi propri di oscillazione della costruzione stessa. In sostanza è lo stesso edificio che, in accoppiamento con il suolo oscillante, sceglie l'entità delle azioni che lo impegnano durante lo sviluppo del terremoto in relazione alle proprie frequenze e a quelle dominanti nel sisma.

Il primo metodo per la valutazione della resistenza sismica degli edifici in muratura fu il metodo POR (Tomazevic 1978), che identificava il collasso dell'edificio col sopraggiungere della rottura a taglio nei maschi murari per fessurazione diagonale (taglio da trazione). Tale metodo era corretto in relazione alle tipologie edilizie dell'area Slovena e Friulana le quali presentavano altezze ridotte (max 2 piani) e pannelli di maschio molto tozzi, per i quali il meccanismo di collasso più probabile era proprio quello a taglio diagonale. Viceversa tale metodo perdeva di validità in presenza di strutture più alte, con maschi murari molto più snelli per i quali il meccanismo di collasso più probabile era quello a pressoflessione, che anticipava quello a taglio diagonale.

Infatti, dopo il terremoto irpino-lucano (1981), la ricerca dovette effettuare una serie di correzioni al metodo POR; furono proposte le procedure PORFLEX (Braga e Dolce 1982) e VEM (Fusier e Vignoli, 1993): questi inserirono nel POR le fasce di piano e concepirono un nuovo modello di collasso della parete, considerando la rottura per pressoflessione. Su di un altro fronte di ricerca, il collasso della parete muraria sotto carichi orizzontali, viene studiato nel contesto dell'Analisi Limite dell'equilibrio, considerando il modello di muratura proposto da Heyman (Como, Grimaldi 1985).

Negli ultimi anni, gli sviluppi in campo non lineare dell'ingegneria sismica, hanno accentuato l'importanza della valutazione degli spostamenti fino al collasso (pushover) nel contesto del nuovo concetto di duttilità, per definire l'entità degli spostamenti che, in funzione della resistenza, la struttura deve essere in grado di presentare. Sono state così introdotte nuove modellazioni a macroelementi, o a telaio equivalente, che contemplano il comportamento globale degli organismi murari, quali il metodo SAM (Magenes e Della Fontana 1996) ed il metodo TREMURI (Galasco, Lagomarsino 2002).

In tale contesto la ricerca è di fatto in pieno svolgimento e non si è ancora giunti, per le strutture in muratura, a sviluppare *procedure di verifica universalmente accettate*, anche per la grande varietà di tipologie di murature esistenti.

Nel caso di strutture in muratura, l'obiettivo non è quello della progettazione, ma quello di rinforzare quelle esistenti, in genere del tutto incapaci di fornire la resistenza sismica richiesta. In tale ottica è necessario individuare quali sono i punti più deboli (o gli elementi strutturali che subiscono dapprima il collasso) della struttura e provvedere ai necessari rinforzi. Al fine di soddisfare tale obiettivo, i criteri più semplici di verifica sismica, sono quelli basati sulla valutazione della resistenza dell'edificio sotto condizioni di carico statico per le quali le azioni orizzontali crescono in modo monotono, cioè basati sulle verifiche cosiddette al *pushover*. Sull'edificio, modellato secondo macroelementi, vengono applicate distribuzioni di forze orizzontali crescenti secondo un opportuno moltiplicatore, e si studia l'evoluzione delle plasticizzazioni (cerniere/rotture a pressoflessione e

taglio) in corrispondenza degli elementi strutturali. Si individuano così i pannelli murari che man mano raggiungono il collasso e quindi si legge la capacità di spostamento massimo che la struttura è in grado di soddisfare. Con suddette analisi è possibile comprendere quali sono gli elementi strutturali da rinforzare per incrementare la capacità di spostamento e quindi la resistenza/duttilità ad azioni sismiche sempre più elevate (adeguamento sismico).

E' bene evidenziare che, nelle progettazioni antisismiche correnti, l'utilizzo di analisi numeriche complesse, ha portato ad una serie di *outputs* da tabulato privi di qualsiasi riflessione critica sulla risposta strutturale delle strutture. Molto spesso è utile eseguire delle analisi semplificate preliminari (anche di tipo statiche/dinamiche lineari), che ci consentano di ricostruire il percorso eseguito dai carichi sismici dalle masse strutturali fino in fondazione. Una procedura "semplice", ma molto efficace per comprendere il comportamento resistente di un sistema strutturale (nel suo insieme come negli aspetti di dettaglio), consiste nel determinare un modello dei percorsi che i carichi applicati alla struttura compiono per trasferirsi al suolo. In particolare come le azioni "viaggiano" all'interno dei singoli elementi strutturali e come questi possano resistere e reagire agli stati di sollecitazione che in essi si instaurano: seguendo, ad esempio, la migrazione degli sforzi, dal punto in cui sono applicati i carichi sino al terreno, è possibile proporzionare e verificare ciascun elemento strutturale ed i nodi di connessione.

Tali considerazioni possono essere valide per la verifica sismica di qualsiasi tipologia di edificio, ma sono particolarmente indirizzate soprattutto all'analisi di edifici in muratura. Occorre pertanto in primo luogo:

- Identificare i vari elementi resistenti che compongono la struttura (maschi, nodi, fasce) e definirne le condizioni statiche e cinematiche al contorno, in relazione al contesto strutturale in cui sono inseriti;
- Verificare la capacità di trasmissione degli sforzi, a partire dalle masse investite dalle accelerazioni, fino alle strutture in fondazione, attraverso tutti gli elementi resistenti verticali e orizzontali.

Verificare la capacità resistente al sisma di un edificio esistente, consisterà nell'accertarsi se la struttura portante, in tutte le sue componenti, è in grado di equilibrare (con un adeguato livello di sicurezza) le spinte sismiche assegnate da normativa. L'intensità di suddette azioni sismiche è dalla stessa norma definita in relazione: alla localizzazione del sito, alla tipologia strutturale, alla duttilità della struttura (capacità di deformarsi in campo plastico prima del collasso). E' noto infatti che sotto sisma, le strutture siano in grado di sostenere azioni sismiche di intensità maggiore, tanto più è elevata la loro **duttilità** (capacità dissipativa). In generale un edificio in muratura soggetto a sisma, presenta un comportamento tipico: la sua duttilità è infatti prevalentemente "geometrica" (derivante da spostamenti anelastici tra gli elementi strutturali), indipendente dalle proprietà di resistenza e deformabilità del materiale. Ovvero la struttura, pur andando in meccanismo, si comporta come un sistema molto rigido (prevalentemente elastico) non dissipando energia di deformazione.

Nel caso di **costruzioni esistenti in muratura**, la normativa distingue le tipologie di analisi sismiche da adottare in relazione alle tipologie di meccanismi di collasso tipici. Per effetto delle azioni sismiche, si possono manifestare **meccanismi locali** (1° modo per azioni fuori dal piano) e **meccanismi globali** (2° Modo per azioni nel piano). La verifica dei primi, garantisce la risposta globale della struttura (gerarchia dei meccanismi). Le analisi devono essere volte a verificare la struttura nei confronti di entrambe le tipologie di meccanismi. In particolare l'**analisi sismica globale** presuppone che siano già stati verificati tutti i possibili meccanismi di risposta fuori dal piano (1° Modo), o che la stessa struttura risulti essere dotata di presidi antisismici tali da limitare suddetti meccanismi di collasso. Diversamente a seguito di verifiche con esiti negativi, prima di eseguire l'analisi globale, è necessario progettare **interventi di adeguamento sismico** atti a impedire tutti i

meccanismi locali per azioni fuori dal piano. Nel progetto di tesi, si esula dalla verifica di tutti i possibili meccanismi di collasso che a rigori devono essere eseguite. Ci si soffermerà direttamente sulle analisi globali studiando le tipologie di interventi di adeguamento ad esse correlate.

Di seguito si riporta uno *schema logico* delle procedure di analisi e verifica di edifici esistenti in muratura ordinaria, le quali saranno meglio approfondite alle pagine successive. Convenzionalmente si fa riferimento all'ipotesi generale di *edificio isolato* dal contesto urbano. Per le ipotesi di *edificio in aggregato*, si rimanda alle prescrizioni riportate dall'attuale normativa sismica (NTC08).

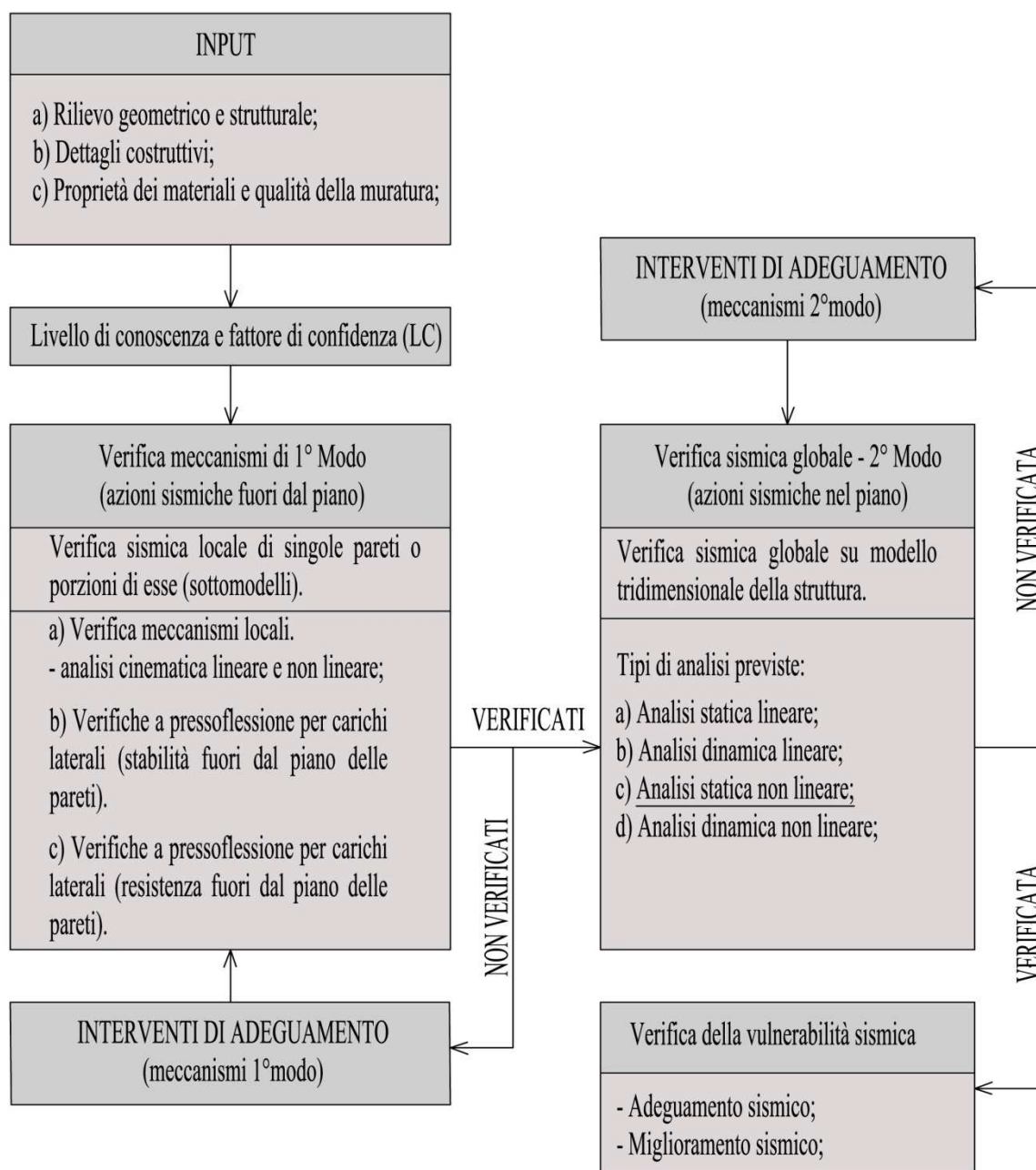


Fig. 17 - Schema logico per l'analisi e la verifica di vulnerabilità sismica di edifici esistenti in muratura ordinaria. Conforme al D.M. 14/01/08 – Norme tecniche per le costruzioni.

2.4.1 Analisi cinematica per meccanismi locali (1° Modo).

I Meccanismi locali si verificano nelle pareti murarie prevalentemente per azioni perpendicolari al loro piano, mentre nel caso di sistemi ad arco anche per azioni nel piano. Essi coincidono con fenomeni di instabilità per perdita di equilibrio di singole porzioni murarie. Le verifiche con riferimento a tali meccanismi possono essere svolti tramite i teoremi dell'**analisi limite dell'equilibrio**, secondo l'**approccio cinematico**, che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e sulla valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematismo.

Per l'applicazione del metodo cinematico si fa ricorso alle ipotesi di:

- Resistenza a trazione nulla della muratura;
- Assenza di scorrimento tra i blocchi;
- Resistenza infinita a compressione della muratura;

Di seguito si riportano i passi principali dell'analisi per un generico meccanismo (§C8A.4 C.M.09), rimandando il lettore alla letteratura tecnica specifica e alle formulazioni di normativa. Non è oggetto della presente tesi la verifica dei meccanismi locali, ma ci si riferirà direttamente all'analisi sismica globale per la struttura in esame.

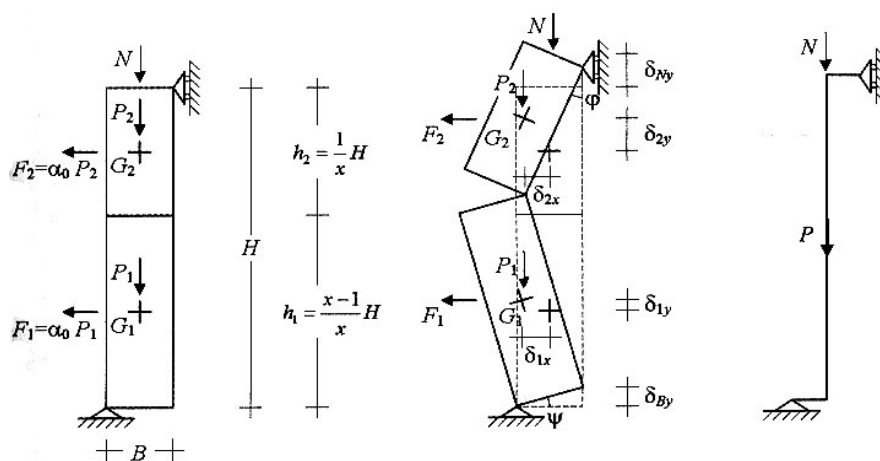


Fig. 27 - Esempio di meccanismo di collasso locale. Applicazione dell'analisi cinematica.

- Trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile, detto catena cinematica, attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura (cerniere plastiche), in grado di ruotare e scorrere tra loro.

- Valutazione del *moltiplicatore orizzontale dei carichi* (α_0), che comporta l'attivazione del meccanismo. Tale moltiplicatore si ricava mediante l'applicazione del Teorema dei lavori virtuali, uguagliando il lavoro totale delle forze esterne ed interne applicate al sistema (§CA.4.1):

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi}$$

- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi a al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale.

- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo), definito in seguito;

- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richieste alla struttura a seconda se si utilizza l'analisi **cinematica lineare (C8A.4.1)** o **non lineare (C8A.4.2)**.

2.4.2 Analisi sismica globale di edifici esistenti in muratura (meccanismi di 2° modo).

La normativa vigente NTC08, al §8.7.1.4 esplicita le metodologie di analisi strutturale per le costruzioni esistenti. In particolare vengono riprese le stesse tipologie, lineari e non lineari, previste per la progettazione sismica (§7.3), in particolare: *analisi statica lineare e non lineare*; *analisi dinamica lineare e non lineare*. In generale, l'**analisi sismica globale**, da eseguirsi sul modello tridimensionale, deve considerare, per quanto possibile, il sistema strutturale reale della costruzione, con particolare attenzione alla rigidità e resistenza dei solai, e all'efficacia dei collegamenti degli elementi strutturali.

In particolare per le *strutture esistenti in muratura*, pur essendo consentite tutte le tipologie di analisi, nella C.M. 617/09 al §8.7.1.4 si specifica l'importanza dell' **analisi statica non lineare**, da considerarsi come metodo di riferimento per l'esecuzione delle verifiche.

- Di fatti, per sistemi dissipativi come gli edifici esistenti in muratura, metodi di analisi lineari risultano alquanto restrittivi, in quanto trascurano le capacità di resistenza e deformabilità dei materiali. Metodi di analisi più adatti sono invece quelli non lineari (statici e dinamici), i quali consentono di cogliere meglio la risposta della struttura, considerando le **non linearità effettive del materiale** e agevolando la fase di verifica in quanto meno penalizzanti in termini di coefficienti di sicurezza.

- L'utilizzo di *analisi dinamiche lineari*, consente di tener conto degli effetti legati ai modi di vibrare secondari, a differenza delle stesse analisi statiche non lineari. Nello stesso tempo trascurano le non linearità di materiale tipiche delle murature.

- Le analisi statiche non lineari, pur considerando le sole risposte modali traslazionali (1° modo di vibrare fondamentale), consentono di stimare con accuratezza le modalità di risposta sismica delle strutture murarie. Infatti per le costruzioni in muratura generalmente la risposta globale dipende quasi esclusivamente dal 1° modo traslatorio.

Se con riferimento alle strutture esistenti in c.a., sicuramente molto più regolari e con risposta "riconducibile" a quella lineare, l'uso del tradizionale "approccio elastico" in termini di resistenze non comporta errori significativi nelle valutazioni della sicurezza, nel caso di edifici esistenti in muratura, a comportamento profondamente non lineare (sia localmente che globalmente), tale approccio non consente di tener conto dei meccanismi di collasso reali e delle modalità con cui la struttura impegna la propria capacità deformativa plastica durante l'evento sismico, fino al raggiungimento della condizione limite ultima (evoluzione delle plasticizzazioni). Nell'approccio moderno alla progettazione sismica, un edificio che resista in fase elastica allo stato di spostamento indotto dal sisma (senza subire danni) è estremamente costoso e sostanzialmente eccessivo. In ogni caso si suppone che durante l'azione sismica, l'edificio possa subire danneggiamenti tali però da non compromettere i livelli di prestazione attesi (stati limite). In tale ottica, *l'analisi elastica lineare (verifiche di resistenza)*, prevede che l'azione sismica risulta modellata attraverso una distribuzione di forze inerziali significative dell'azione che il terreno trasferisce alla struttura. Per tenere conto della capacità dissipativa anelastica dell'edificio (duttilità globale), la forza di progetto viene ridotta di un opportuno fattore di struttura (q), riconducendo comunque la risposta globale del modello ad un sistema infinitamente elastico. La verifica consisterà nel confrontare le sollecitazioni di progetto (ridotte per beneficiare della duttilità dell'edificio) con le resistenze degli elementi strutturali. Il superamento locale della resistenza in corrispondenza del generico elemento strutturale (maschio o fascia) comporta che l'intera struttura risulterà non verificata. Tale approccio, seppur molto consolidato, presenta una lacuna nella *non correlazione delle forze/sollecitazioni agenti al danno reale (e quindi alla risposta non lineare reale della struttura)*. In pratica non si tiene conto della reale

distribuzione della duttilità globale strutturale, la quale viene assunta a priori in relazione alla tipologia strutturale e alla capacità dissipativa locale dei singoli elementi costruttivi. Ciò non corrisponde ad una reale valutazione dello stato di danno e all'evoluzione di come la struttura perviene al collasso globale. Tale modello non consente di sfruttare con consapevolezza le reali risorse non lineari meccaniche e geometriche della struttura. Come si comprende se l'approccio tradizionale può essere ancora indicato per le *nuove progettazioni*, in cui è il progettista che "gestisce" la *capacità deformativa plastica della struttura*, assegnando le plasticizzazioni in modo tale da favorire un meccanismo di collasso generalizzato, nelle strutture esistenti il problema è inverso. Ovvero è il tecnico che deve *valutare la capacità dissipativa (duttilità) di cui dispone la struttura e comprendere come questa viene impegnata globalmente e localmente dalla stessa* (evoluzione delle plasticizzazioni), in relazione ai tipi di meccanismo di collasso possibili (per le murature: meccanismi di 1° e 2° modo).

In tal senso si deve necessariamente operare mediante approcci basati sulla **valutazione della domanda/capacità di spostamento (displacement based method – verifiche di spostamenti)** delle strutture, tipici delle **analisi non lineari**, tenendo conto delle reali caratteristiche meccaniche (*non linearità meccaniche*) dei materiali, delle condizioni di vincolo tra gli elementi strutturali (*non linearità geometriche*), degli spostamenti massimi raggiunti per i quali si raggiungono i diversi stati limite. Il nuovo metodo prestazionale, si basa sul **controllo delle risorse deformative anelastiche**, adottando modelli locali (1°Modo) e globali (2°Modo) capaci di cogliere il reale comportamento non lineare del materiale: la muratura, presenta infatti, un comportamento limite complessivo marcatamente non lineare (resistenza residua), associato a fenomeni difficilmente riconducibili ai modelli elastici (a differenza dell'acciaio e del cls). In tal caso si opera costruendo una curva di capacità forza/spostamento della struttura e valutando gli spostamenti "disponibili" (cioè sopportabili dalla struttura prima del collasso), confrontandoli con gli spostamenti "richiesti", ovvero effettivamente compiuti dalla struttura per effetto delle azioni agenti. Tali analisi consentono di spingere la struttura in campo non lineare (pushover), evidenziando come si evolvono le plasticizzazioni (rottture locali) negli elementi strutturali, come si ridistribuiscono le rigidezze e come la struttura perviene al collasso globale.

2.5 L'Analisi statica non lineare per la verifica sismica globale.

La procedura di analisi più accurata per valutare la risposta sismica di una struttura, a prescindere dalla tecnologia costruttiva utilizzata, nei confronti di una azione sismica, è *l'analisi dinamica non lineare*. Tuttavia essa risulta caratterizzata da complessità numeriche e di interpretazione che non ne consentono un utilizzo sistematico:

- Dipendenza della risposta dal tipo di segnale scelto (implementazione diretta di accelerogrammi);
- Applicabilità solo in presenza di legami costitutivi (plasticità concentrata o diffusa) sufficientemente elaborati e disponibili;
- Valutazione dei risultati in chiave prestazionale basati sull'approccio agli spostamenti (confronto tra capacità e domanda di spostamento), i quali rendono necessarie analisi alternative di tipo lineari al fine di rendere comprensibili gli outputs.

In tale ottica, sia la ricerca che la pratica progettuale, si sono orientate verso metodologie di analisi alternative di tipo statico, capaci di sintetizzare le peculiarità e le risultanze dei metodi dinamici. In tale ottica **l'analisi statica non lineare (analisi di pushover)** è divenuta una metodologia intermedia che, basandosi sul controllo degli spostamenti, consente di superare le limitazioni delle analisi lineari, ma che nello stesso tempo sintetizza i risultati delle dinamiche non lineari. Il procedimento di verifica consiste nel confrontare la **capacità di spostamento della struttura (du)**, ottenuta applicando ad essa un'opportuna distribuzione di forze statiche ed incrementandole fino al collasso (o fino allo stato limite considerato), con la **domanda di spostamento (d_{max})**, cioè con lo spostamento massimo atteso

per il sisma di progetto. Tale confronto avviene determinando la *curva di capacità della struttura* (curva forza – spostamento), ovvero dalla relazione tra la *risultante del taglio totale alla base (F)* e lo *spostamento di un determinato punto di controllo (dc)*. In una analisi dinamica non lineare, sottoponendo la struttura direttamente ad un profilo di carico dinamico, la curva di capacità è rappresentata da un *ciclo di isteresi* espresso in termini di taglio alla base e spostamento del punto di controllo. Tale risultato può essere semplificato, individuando per ciascun ciclo, il valore massimo della forza orizzontale (Fb) raggiunta; l'involuppo di suddetti punti restituisce teoricamente il profilo della curva di pushover (curva di capacità) che si otterrebbe attraverso una analisi statica non lineare della struttura.

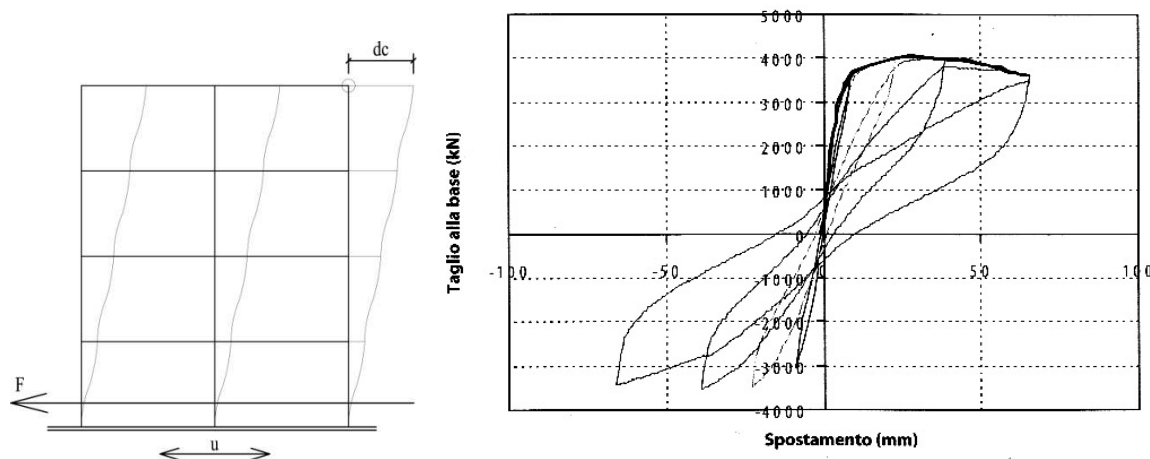


Fig. 28 – La dinamica non lineare può essere sintetizzata da una curva di involuppo detta “pushover” (immagine da analisi sismica lineare e non lineare degli edifici in muratura, Galasco et al. 2008).

Tale metodo di analisi, noto come *Capacity Spectrum Method*, formulato da Freeman et al. (1975), venne introdotto all’interno del codice europeo (EC8) con il nome di “N2-Method”. Generalmente esso prevede l’utilizzo di modelli a plasticità concentrata, prevedendo l’inserimento di cerniere plastiche in punti specifici della struttura (solitamente alle estremità), le quali simulano la risposta non lineare del materiale strutturale al crescere del carico applicato. Tali cerniere consentono di tener conto della ridistribuzione delle rigidezze strutturali per effetto delle deformazioni anelastiche subite dalla struttura soggetta al carico sismico. L’utilizzo di cerniere plastiche è tipico delle modellazioni a telaio equivalente in cui la risposta non lineare è riferita alle sezioni resistenti delle aste, la quale può essere espressa mediante *legami non lineari del tipo sollecitazione - spostamento*. Diversamente (solitamente per elementi bidimensionali e tridimensionali) possono essere adottati modelli a plasticità diffusa, considerando opportuni criteri di resistenza pluriassiali (legami tensioni-deformazioni) che definiscono la risposta non lineare in ciascun punto del materiale. Per eseguire il confronto tra capacità e domanda di spostamento, è necessario convertire la risposta della struttura reale a più gradi di libertà (MDOF) a quella di un oscillatore elastico - perfettamente plastico equivalente ad un solo grado di libertà (SDOF). Nella procedura della normativa, si fa riferimento ad una analisi di pushover del tipo uni-modale, in cui la trasformazione tra MDOF e SDOF avviene considerando un solo modo di vibrare della struttura coincidente con quello fondamentale.

Di seguito viene riportata la procedura per l’esecuzione dell’*analisi statica non lineare*, così come riportata al §7.3.4.1 delle NTC08 e C7.3.4.1 della C.M.09. In particolare saranno enunciate le restrizioni specifiche per la verifica sismica globale delle strutture in muratura esistenti, come descritte al §C8.7.1.4.

- Innanzitutto, si ribadisce nella C.M.09 che tale metodo di analisi è utilizzabile solo per costruzioni il cui comportamento sotto la componente del terremoto considerata è governato da un modo di vibrare naturale principale (1° modo traslazionale), caratterizzato da una significativa partecipazione di massa. Tale condizione, per costruzioni esistenti in muratura (generalmente regolari in pianta e altezza) è quasi sempre verificata. Ciò è ribadito dalla norma (§7.8.1.5.4), la quale consente **l'utilizzo dell'analisi statica non lineare anche per strutture la cui massa partecipante del primo modo risulti inferiore al 75% e non inferiore al 60%**. La C.M.09 addirittura ammette l'uso di tale analisi **indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante sul primo modo**.

- Inoltre, essendo in analisi non lineare **non vale la proporzionalità tra gli effetti**. Non possono essere applicati i principi di sovrapposizione ed i carichi verticali gravitazionali devono essere applicati contestualmente ai profili di carico sismici orizzontali.

- Per sistemi spaziali come le strutture reali, l'analisi deve essere ripetuta per ciascun profilo di carico, per ciascuna direzione di applicazione del carico sismico (X;Y) e per ciascun verso positivo e negativo. Inoltre devono essere ripetute le analisi considerando un *eccentricità accidentale* per ciascuna direzione pari a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica.

1) Definizione della curva di capacità della struttura a più gradi di libertà (MDOF).

L'analisi consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali (F_i) crescenti con legge incrementale monotona (profilo di carico), fino al raggiungimento delle condizioni di collasso globale. Tali sistemi di forze orizzontali, applicate a ciascun livello della costruzione, sono proporzionali alle forze di inerzia ed aventi come risultante il valore **$F_b = \sum F_i$ taglio totale alla base**. I valori delle forze orizzontali vengono incrementati in una analisi "al passo", controllando man mano la progressiva plasticizzazione delle sezioni resistenti (dove è stata ipotizzata la possibile posizione delle cerniere a legame non lineare = modello a plasticità concentrata). Per ciascun incremento di carico, si determinerà il valore dello **spostamento orizzontale di un punto di controllo (dc)**, generalmente coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione. Il diagramma (**F_b -dc) rappresenta la cosiddetta **curva di capacità della struttura** reale (MDOF). Per ciascun punto della curva (step di carico) è possibile definire l'evoluzione delle plasticizzazioni sulla struttura (formazione progressiva delle cerniere) e risalire alle sollecitazioni e agli spostamenti corrispondenti alla configurazione deformata istantanea. L'analisi termina quando si è raggiunto un numero di plasticizzazioni tale da rendere labile la struttura.**

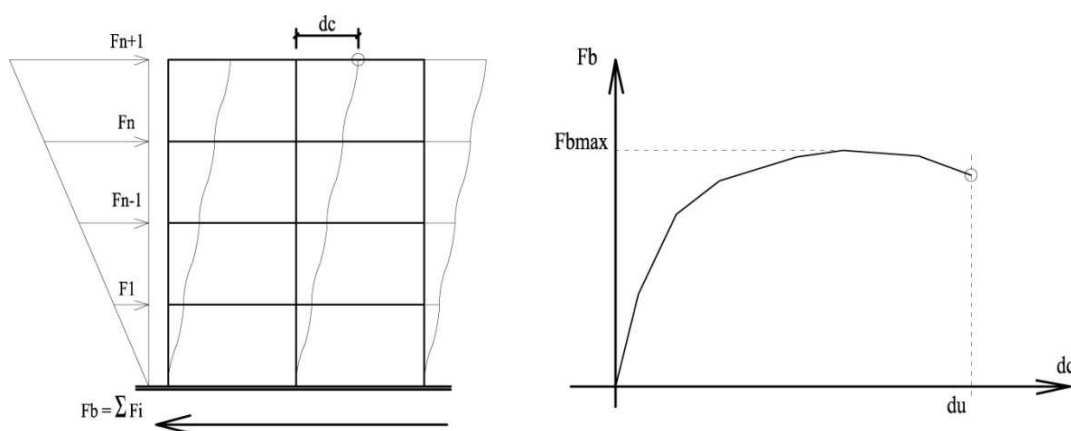


Fig. 29 – Curva di capacità della struttura.

Nelle strutture in muratura, è possibile estendere l'analisi anche dopo che in qualche elemento si sia raggiunta la deformazione ultima del materiale (che la norma correla allo spostamento massimo raggiungibile dal generico pannello murario per ciascun meccanismo di rottura previsto). A tale evento corrisponde l'annullamento della capacità del pannello murario considerato, con conseguente redistribuzione del tagliante. La curva di capacità può pertanto presentare un *ramo decrescente* (*effetti del softening*), che è correlato alla modifica del sistema resistente iniziale. L'analisi si arresta convenzionalmente a fronte di una riduzione del 20% del tagliante alla base rispetto a quello massimo. Lo spostamento del punto di controllo corrispondente al collasso (du) è definito come ultimo o capacità della struttura. Come si può notare, il legame tra carichi e spostamenti è non lineare. Tale effetto si ha perché man mano si incrementano i carichi orizzontali, gli elementi che compongono la struttura (pannelli di maschio e fascia) tendono a plasticizzarsi, riducendo la propria rigidità (cambia lo schema statico). Nelle pagine successive verranno esplicitati in modo approfondito i legami non lineari (forze- spostamenti) da adottare per la definizione delle *cerniere plastiche a taglio e flessione* per ciascun pannello murario, corrispondenti ai meccanismi di collasso visti in precedenza. Tali cerniere devono essere implementate nel modello numerico al fine di eseguire l'analisi di pushover.

La *curva di capacità* di una struttura spaziale non può essere determinata in modo univoco. Essa dipende da una serie di fattori, in particolare:

- dalla scelta del punto di controllo (C) sulla struttura;
- dalla legge di variazione con la quale si fanno crescere i carichi orizzontali (profilo);

A punti di controllo diversi, a parità di tagliante, coincideranno sicuramente spostamenti diversi e curve di capacità diverse. Per capire si immagina di considerare due punti della stessa struttura posti su pareti aventi diversa rigidità. Sicuramente la curva corrispondente alla parete più deformabile restituirà spostamenti (dc) maggiori rispetto a quella più rigida, a parità di taglio alla base. Da qui nasce l'esigenza di applicare l'analisi a strutture spaziali con impalcati rigidi.

Si definisce **profilo di carico**, la legge con cui vengono incrementati i carichi sismici. Per gli edifici in muratura esistenti, al §C8.7.1.4 della C.M.09, indipendentemente dalla massa partecipante al primo modo, sono previsti 2 tipologie di profili di carico da utilizzare nelle analisi: **la prima distribuzione del Gruppo 1** e **la prima distribuzione del Gruppo 2** (come previste al § 7.3.4.1 delle NTC08). Tali distribuzioni considerano profili di carico rispettivamente proporzionali alle altezze e alle masse.

- Profilo di carico proporzionale alle altezze: l'incremento dei carichi orizzontali avviene in modo proporzionale alle quote dei punti di applicazione delle forze stesse. La forza F_i al piano i -esimo è quella che si ottiene dall'analisi statica equivalente (v. §7.3.3.2 NTC08) come visto in precedenza:

$$F_i = \alpha \cdot \left[F_h \cdot \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_{j=1}^n z_j \cdot W_j} \right]; \quad \text{con } F_h = S_d(T1) \cdot \frac{\lambda \cdot W_{tot}}{g}$$

α = coefficiente di proporzionalità del profilo di carico.

- Profilo di carico proporzionale alle masse: l'incremento dei carichi orizzontali avviene in modo proporzionale alle masse dei singoli impalcati. Data la generica struttura con n -impalcati e massa m_i del piano i -esimo, la forza da applicare a ciascun livello si calcola come:

$$F_i = \alpha \cdot m_i$$

m_i = massa dell' i -esimo impalcato;

α = coefficiente di proporzionalità del profilo di carico.

2) Definizione del sistema equivalente ad un solo grado di libertà (SDOF).

La determinazione della capacità di spostamento della struttura, deve essere eseguita ipotizzando un comportamento elastico perfettamente plastico della struttura. Ciò si esegue trasformando il sistema reale (MDOF) in un **oscillatore elasto-plastico equivalente ad un solo grado di libertà (SDOF)**. La curva di capacità (pushover) viene sostituita con una **curva bilineare equivalente**, rispettando il principio di eguale energia (aree sottese uguali delle due curve). Tale curva è caratterizzata da un tratto iniziale elastico e da un secondo tratto orizzontale perfettamente plastico. Tale profilo di capacità per sistema SDOF è perfettamente equivalente a quello della costruzione di partenza e consente di eseguire le verifiche previste dall'analisi non lineare.

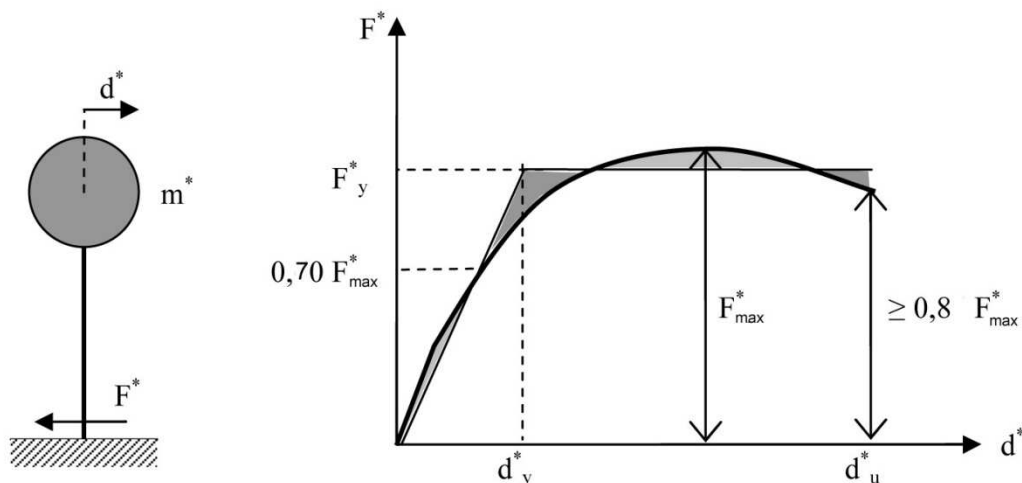


Fig. 30 – Sistema bilineare equivalente SDOF.

La trasformazione tra i due sistemi non è univoca. La norma assume che la risposta della struttura è dominata da un solo modo di vibrare e che la forma di tale modo si mantiene costante per tutta la durata di applicazione dei carichi (trasformazione uni-modale). L'equivalenza si esegue legando la forza e lo spostamento ($F^*; d^*$) del sistema equivalente con le corrispondenti grandezze ($F_b; d_c$) del sistema reale secondo le relazioni:

$$F^* = F_b / \Gamma \quad ; \quad d^* = d_c / \Gamma$$

Ponendo:

$$m^* = \sum_{i=1}^n m_i \cdot \theta_i \cdot \Gamma \quad (\text{massa del sistema equivalente})$$

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \theta_i}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \theta_i^2} \quad (\text{fattore di partecipazione modale corrispondente al modo di vibrare considerato})$$

Si costruisce la curva di capacità ($F-d^*$) del sistema equivalente, semplicemente andando a scalare le grandezze della curva della struttura per il fattore di partecipazione. Entrambe le curve dei sistemi MDOF e SDOF avranno la stessa forma. A tal punto si procede alla costruzione della **curva bilineare equivalente**: il tratto lineare si ottiene dall'intersezione tra il punto per $0,7F_{max}^*$ e la retta orizzontale per F_y^* . In particolare: $F_{max}^* = F_{b,max} / \Gamma$ (forza massima del sistema equivalente), F_y ottenuta imponendo l'uguaglianza tra le aree sottese alle due curve.

$$F_y^* = \left[d_u^* - \sqrt{d_u^{*2} - 2 \cdot \frac{Area}{K^*}} \right] \cdot K^* = (\text{forza di snervamento sistema equivalente})$$

Lo spostamento ultimo (d_u^*) del sistema equivalente si ricaverà in corrispondenza di un decadimento della resistenza massima pari al 20% (*softening*), quindi per un valore della forza: $0,8F_{max}^*$.

L'oscillatore equivalente sarà caratterizzato dalle grandezze (k^* ; T^*) rispettivamente:

$$K^* = \frac{0,7 \cdot F_{max}^*}{d_y^*} \text{ (rigidezza elastica del sistema bilineare equivalente)}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{K^*}} \text{ (periodo elastico del sistema bilineare equivalente)}$$

3) Calcolo della capacità di spostamento e della domanda di spostamento.

Per poter eseguire la verifica è necessario determinare la **capacità di spostamento (d_u)** e la **domanda di spostamento della struttura (d_{max})**, entrambe riferite al sistema reale MDOF. La verifica dell'analisi si esegue ponendo:

$$d_u \geq d_{max} \text{ (verifica analisi statica non lineare capacità} \geq \text{domanda, sistema MDOF)}$$

Tale verifica può essere eseguita in modo analogo con riferimento al sistema bilineare equivalente SDOF se si pone:

$$d_u^* \geq d_{max}^* \text{ (verifica analisi statica non lineare capacità} \geq \text{domanda, sistema SDOF)}$$

$d_u^* = d_u/\Gamma$ è lo spostamento ultimo del sistema equivalente corrispondente alla capacità di spostamento del sistema. Esso può essere determinato con riferimento alla curva a seconda del tipo di *stato limite da verificare*.

$d_{max}^* = d_{max}/\Gamma$ è la domanda di spostamento calcolata come di seguito. L'operazione si esegue operando sulla curva di capacità ottenuta in termini di forza – spostamento non lineare, e convertendolo nella curva accelerazione – spostamento del sistema equivalente SDOF.

➤ **Calcolo della capacità di spostamento (d_u).**

La capacità di spostamento si ottiene dalla curva di capacità della struttura (*analisi al passo applicando i profili di carico scelti*), ricavando lo spostamento ultimo atteso (d_u), per ciascuno stato limite da verificare. La norma al §C7.8.1.5.4, per le *costruzioni in muratura ordinaria*, prevede tale spostamento deve essere determinato sulla curva di capacità della struttura, in corrispondenza dei seguenti punti:

- **Stato limite di danno (SLD):** si considera il MINIMO tra lo spostamento massimo corrispondente al raggiungimento della forza massima (F_{max}) e quello per il quale lo spostamento relativo tra due impalcati consecutivi ecceda il valore di $0,003h$ (con h =altezza di interpiano);
- **Stato limite di operatività (SLO):** si considera lo spostamento per il quale, lo spostamento relativo tra due impalcati consecutivi, ecceda il valore di $2/3$ di quello calcolato per lo SLD ($0,003h \cdot 2/3 = 0,002h$);
- **Stato limite di salvaguardia della vita (SLV):** si considera sul ramo decrescente della curva (softening) lo spostamento corrispondente ad una riduzione massima del 20% della forza massima (per $0,8 F_{max}$). Se la curva è sempre crescente si prenderà il valore corrispondente ad F_{max} .

➤ **Calcolo della domanda di spostamento (d_{max}) o spostamento richiesto.**

La **domanda di spostamento** per una struttura reale, deve essere determinata in relazione alla *pericolosità sismica del sito* in esame, per ciascuno stato limite considerato. Ciò si esegue attraverso l'uso di opportuni *spettri di risposta elastica*, forniti dalle NTC08 - allegato A, rappresentativi della risposta sismica di oscillatori ad un solo grado di libertà a comportamento elastico (SDOF). Gli spettri

vengono forniti sulla base di formulazioni analitiche che, in base alla tipologia di suolo, alla classe d'uso della struttura e ai parametri di pericolosità ($a_g; F_0; T_c^*$) calcolati per ciascuno stato limite, consentono di determinare la domanda o richiesta di spostamento (v. §3.2.3.2.1 NTC08) per un sistema SDOF.

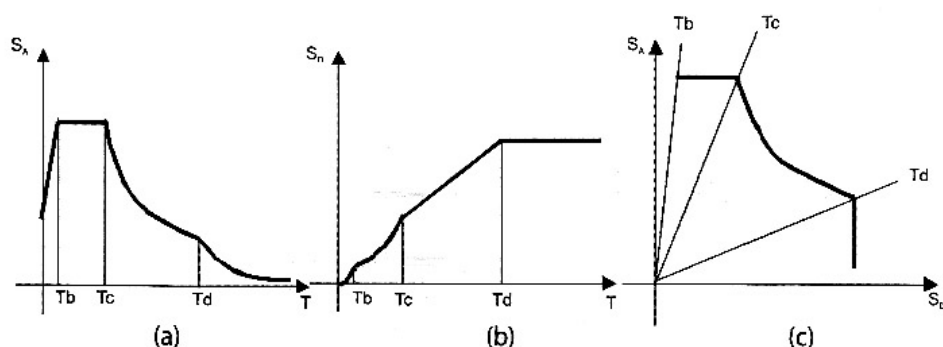


Fig. 31 – Spettri elastici di accelerazione (a) e spostamento (b); (c) “spettro elastico della domanda”. Sistemi SDOF. (Figure Galasco, Frumento 2011).

La domanda di spostamento per un sistema ad un grado di libertà (SDOF), si esprime attraverso lo “**spettro elastico della domanda**”, ottenuto ponendo in ordinata lo *spettro delle accelerazioni* (S_e) e in ascissa lo *spettro degli spostamenti* (S_{De}). I periodi (T), per ciascun oscillatore semplice, sono determinati implicitamente attraverso le rette uscenti dall’origine. A ciascuna retta corrisponderà una struttura SDOF, avente caratteristiche differenti. La relazione che consente di costruire lo spettro della domanda è basata *sull’ipotesi di elasticità lineare*:

$$S_{De} = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \cdot S_e \text{ (spettro elastico della domanda di spostamento sistema SDOF)}$$

Come detto in precedenza, l’analisi di pushover consente la trasformazione MDOF-SDOF equivalente, consentendo di estendere i metodi di calcolo della domanda anche per le strutture reali a più gradi di libertà. Ciò implica che è possibile rappresentare lo *spettro di capacità* della struttura reale, sfruttando la conversione nel *sistema bilineare equivalente* (SDOF) eseguita in precedenza. Il confronto tra capacità e domanda di spostamento, si eseguirà sul piano accelerazione-spostamento ($S_{de}-S_e$) riferendoci al sistema SDOF equivalente, come su affermato $d_u^* \geq d_{max}^*$, verificando le prestazioni attese dalla struttura reale.

Prima di eseguire la verifica, si dovrà procedere al calcolo della **domanda di spostamento** reale (SDOF). Tuttavia non è possibile utilizzare direttamente l’ipotesi di elasticità lineare (alla base degli spettri elastici) in quanto, per effetto dell’entrata in campo non lineare, la struttura dissipa energia per effetto di spostamenti anelastici. La domanda di spostamento dovrà essere opportunamente ridotta (correzione dello spettro della domanda) per tener conto della *duttilità globale della struttura reale*. Tale correzione viene eseguita introducendo opportuno *fattore di riduzione delle ordinate spettrali* (q^*), dipendente dalla duttilità globale del sistema (Metodo di *Fajfar* EC8 acquisito dalle NTC08 al §C7.3.4.1). Le strutture che abbiano una resistenza alle azioni orizzontali inferiore alla forza sismica massima calcolata dagli spettri elastici, hanno una risposta caratterizzata dal superamento della soglia limite elastica. Gli edifici, raggiunto lo spostamento limite di soglia elastica (d_y), entrano in campo non lineare sfruttando la propria capacità di dissipare energia sottoforma di spostamenti anelastici irreversibili. La natura alternata dell’azione sismica produce un comportamento ciclico isteretico della struttura, la quale subisce grandi danneggiamenti (deformazioni anelastiche) sfruttando le proprie risorse dissipative (duttilità globale disponibile). Rappresentando gli spettri di risposta elastica in accelerazione e spostamento la *domanda di massima accelerazione assoluta e massimo spostamento relativo* corrispondente a sistemi SDOF con legame infinitamente elastico lineare, introducendo l’ipotesi di *struttura con legame bilineare elastico perfettamente plastico*, è possibile definire la

domanda di spostamento reale operando un confronto tra la risposta dei due sistemi semplici elastico e anelastico.

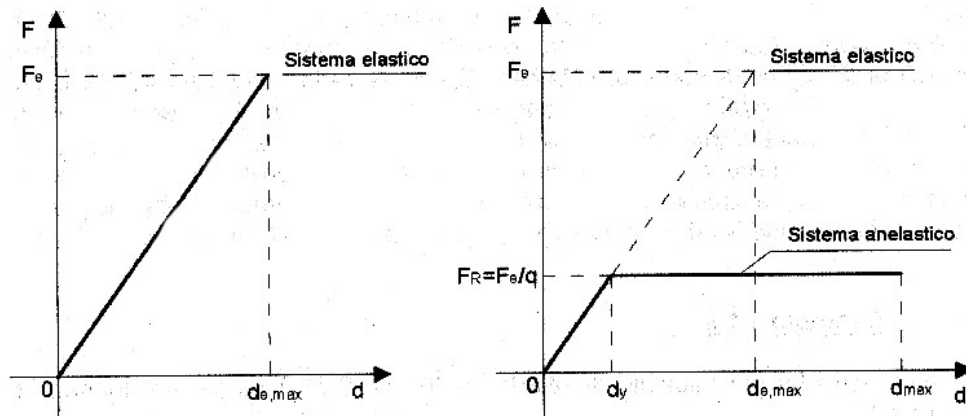


Fig. 32 – a) sistema con comportamento elastico lineare; b) sistema con comportamento plastico equivalente. (figure M.Vinci Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per strutture in Muratura, 2012).

Detto (q^*) il rapporto tra la forza massima di risposta elastica (F_e) e la forza di snervamento (F_y) del sistema equivalente anelastico, allora:

$$q^* = \frac{F_e}{F_R} = \frac{m^* \cdot S_e(T^*)}{F_y^*} \quad (\text{fattore di struttura del sistema equivalente})$$

tale valore esprime il *fattore di riduzione dell'azione sismica* per tener conto delle capacità anelastiche del sistema equivalente rispetto a quello elastico. Per valori $q^* > 3$ la verifica deve essere considerata negativa (§7.8.1.6 NTC08). In particolare la duttilità disponibile del sistema equivalente è pari a $\mu_c = d_{u^*}/d_{y^*}$ (duttilità disponibile o capacità anelastica della struttura).

Per calcolare la **domanda di spostamento massimo del sistema reale anelastico (d_{max}^*)**, si dovrà ragionare in relazione alla rigidezza (K^*) dell'oscillatore equivalente (§C7.3.4.1):

a) Per **oscillatori semplici flessibili ($T^* \geq T_c$)**, aventi periodo elevato, superiore a quello di picco dello spettro del sisma considerato, l'equivalenza tra i due sistemi si esegue sfruttando il *principio di eguale spostamento (US)*. Si afferma che lo spostamento massimo del sistema anelastico risulta uguale a quello raggiunto dal sistema ideale infinitamente elastico, come si calcolerebbe dallo spettro in spostamento per (T^*).

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*) \quad (\text{domanda di spostamento sistema SDOF equivalente})$$

In tal caso la duttilità (μ) del sistema anelastico reale risulta pari proprio al fattore di riduzione (q^*), coincidente al rapporto tra lo spostamento ultimo (d_{max}^*) e lo spostamento elastico (d_y) dello stesso oscillatore: $\mu = q^*$ (**duttilità richiesta o domanda di duttilità**).

b) Per **oscillatori semplici rigidi ($T^* < T_c$)**, aventi periodo ridotto, inferiore a quello di picco dello spettro del sisma considerato, l'equivalenza tra i due sistemi si esegue sfruttando il *principio di eguale energia (UE)*. Si osserva che lo spostamento massimo si ottiene dall'uguaglianza tra l'energia corrispondente al sistema elastico e quella del sistema anelastico. In tal caso la duttilità (μ) richiesta dal sistema sarà maggiore e di conseguenza lo spostamento richiesto sarà maggiore (amplificato) rispetto a quello di un corrispondente sistema elastico ideale:

$$d_{max}^* = \frac{S_{De}(T^*)}{q^*} \cdot \left[1 + (q^* - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^* \quad (\text{domanda di spostamento sistema SDOF equival.})$$

Se risulta $q^* \leq 1$, comunque si considera: $d_{max}^* = d_{e,max}^*$. Ciò dipende dal fatto che l'oscillatore sta rispondendo ancora sul tratto elastico. Per sistemi rigidi la duttilità del sistema anelastico (μ) si calcolerà come: $\mu = \left[1 + (q^* - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*} \right]$ (duttilità richiesta o domanda di duttilità).

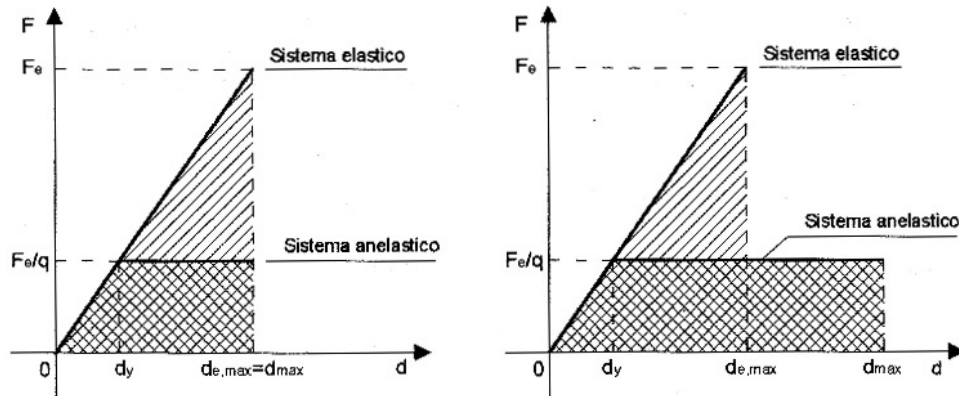


Fig. 33 – a) principio di eguale spostamento; b) principio di eguale energia. (Figure M.Vinci - Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per strutture in Muratura, 2012).

La normativa determina la risposta del *sistema bilineare equivalente di periodo (T*)* attraverso l'utilizzo dello spettro elastico in accelerazione $S_e(T^*)$, da cui ricavare lo spostamento elastico:

$$S_{De}(T^*) = S_e(T^*) \cdot \left(\frac{2\pi}{T^*}\right)^2 \text{ (spostamento elastico dell'oscillatore equivalente)}$$

Graficamente è possibile rappresentare la **domanda di spostamento del sistema bilineare equivalente** (d_{max}^*) nel dominio spettrale ADRS (Acceleration Design Response Spectrum) nel quale in ordinata sono riportate le accelerazioni spettrali $S_e(T)$ e in ascissa gli spostamenti spettrali $S_{De}(T)$. Dovendo rappresentare sullo stesso piano sia lo spettro elastico ($S_e; S_{De}$), sia la domanda del sistema equivalente non lineare (*), sarà necessario esprimere la risposta di quest'ultimo in termini di *accelerazione-spostamento* (a^*-d^*):

$$a^* = \frac{F^*}{m^*} = \left(\frac{2\pi}{T^*}\right)^2 \cdot d^* \text{ (dominio accelerazione - spostamento sistema bilineare equivalente)}$$

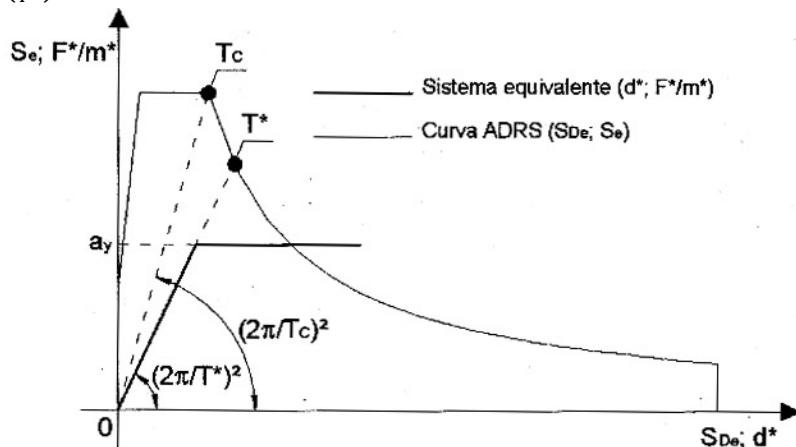


Fig. 34 – Rappresentazione del sistema bilineare equivalente nel dominio ADRS. (Figure - M.Vinci Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per strutture in Muratura, 2012).

Il tratto lineare del sistema equivalente ha coefficiente angolare pari a $(2\pi/T^*)^2$, mentre l'ordinata del tratto costante è pari ad $a_y = F_y^*/m^*$. Il sistema equivalente si rappresenta mediante la retta corrispondente al periodo elastico (T^*) diversa rispetto alla retta limite per (T_c). La **domanda di**

spostamento (d^*_{max}) del sistema equivalente SDOF si legge prolungando la retta per (T^*) fino ad intersecare il dominio elastico ADRS e ricavando l'ascissa corrispondente in termini di spostamento (d^*). Come si nota dalle figure sotto, sono valide le condizioni viste in precedenza in relazione alla rigidità del sistema equivalente.

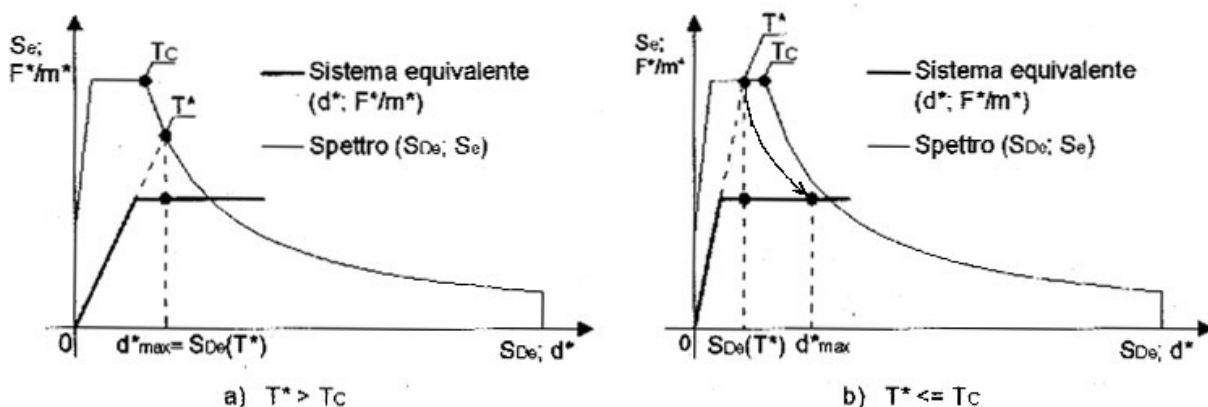


Fig. 35 – a) Sistema con periodo maggiore di T_c ; b) Sistema con periodo minore di T_c (Figure M.Vinci Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per strutture in Muratura, 2012).

Per strutture deformabili con ($T^* > T_c$) $\Rightarrow d^*_{max} = S_{De}(T^*)$, la domanda di spostamento del sistema anelastico coincide con quella di un sistema elastico di eguale periodo (v. fig. a).

Viceversa per strutture rigide con ($T^* < T_c$) $\Rightarrow d^*_{max} > S_{De}(T^*)$, la domanda di spostamento del sistema anelastico risulta maggiore di quella di un sistema elastico di eguale periodo (v. fig. b). Dal disegno si nota come la duttilità (distanza tra snervamento e spostamento massimo sul tratto costante è maggiore).

Infine, per verificare l'analisi statica non lineare, si ricava la **domanda di spostamento (d_{max}) della struttura reale (MDOF)** a più gradi di libertà, moltiplicando lo spostamento richiesto del sistema equivalente (d^*_{max}) per il coefficiente di partecipazione modale: $d_{max} = d^*_{max} \cdot \Gamma$. La verifica si esegue confrontando **capacità e domanda di spostamento della struttura** come suddetto:

$$d_u \geq d_{max} \quad (\text{verifica analisi statica non lineare capacità} \geq \text{domanda, sistema MDOF})$$

2.5.1 Osservazioni sull'analisi di pushover.

Si riportano di seguito alcune considerazioni che riguardano l'analisi sismica globale, secondo la procedura non lineare appena descritta.

- La descrizione del comportamento strutturale attraverso la curva di capacità sottintende l'ipotesi che la struttura sviluppi una risposta sismica complessiva: l'attenzione ai dettagli costruttivi (collegamenti, ammorsamenti tra pareti, presenza di elementi tensoresistenti) fa sì che si instauri un meccanismo di risposta globale e che le singole pareti collaborino alla risposta sulla base della propria rigidità e resistenza nel piano. Si ipotizza a priori che l'attivazione dei meccanismi locali (1° modo) non possa avvenire prima dell'instaurarsi di una risposta globale legata al comportamento delle pareti nel proprio piano. Le verifiche locali, per azioni ortogonali al piano delle pareti, devono essere effettuate preliminarmente provvedendo a predisporre presidi atti a scongiurare tale occorrenza. Gran parte dei software di calcolo non implementano tali controlli, assumendo a priori la risposta globale.

- L'analisi statica non lineare è un procedimento più complesso rispetto alla consueta analisi elastica e soprattutto molto più sensibile alle scelte effettuate in fase di modellazione strutturale. Ad esempio una schematizzazione non corretta della singola cerniera plastica può alterare la sequenza delle

plasticizzazioni e quindi la valutazione finale della capacità. Una stima scorretta del modulo elastico (e quindi della rigidità e del periodo della struttura) può portare ad una valutazione scorretta della domanda di spostamento. Infine, nel caso di modellazione a telaio equivalente della parete, la rotazione plastica di estremità della generica asta rappresentativa del pannello murario, non tiene conto dell' effettivo innalzamento del pannello dovuto alla rotazione dello stesso intorno ad un punto prossimo allo spigolo. Nonostante tali problematiche, l'analisi statica non lineare fornisce indicazioni essenziali nell'analisi globale di strutture esistenti, specie se progettate senza alcun riferimento normativo, perché consente di individuare le carenze comportamentali e può suggerire quali punti necessitano di particolari interventi.

- E' necessario tener conto delle approssimazioni numeriche insite nella procedura su indicata. Un primo punto delicato è il passaggio tra richiesta di spostamenti elastici ed elasto-plastici, eseguito con larga approssimazione nelle espressioni indicate. Tutto si riconduce al fattore di struttura (q^*) del sistema bilineare equivalente rappresentativo della duttilità globale della struttura.

- E' bene ricordare un'importante prescrizione prevista dalle attuali NTC08 quando si eseguono analisi non lineari. Nei metodi lineari i momenti e tagli ultimi degli elementi murari vengono determinati sulla base dei valori delle resistenze di calcolo del materiale ($X_d = X_m/FC \cdot \gamma_m$) ottenute, per edifici esistenti, dividendo il valore medio delle resistenze (v. Tab. C8.A.2.1) per il fattore di confidenza FC e il coefficiente di sicurezza della muratura γ_m . Nel caso di analisi non lineari, invece, il valore medio della resistenza è penalizzato solo dal FC ponendo $\gamma_m=1$. Tale scelta è legata al significato di tale coefficiente di sicurezza il quale tiene conto della dispersione statistica delle resistenze e fornisce una cautela rispetto al raggiungimento della resistenza della singola sezione resistente. Ciò è essenziale nelle analisi lineari che prevedono verifiche puntuali in termini di resistenze ($S_d < R_d$). Nelle analisi non lineari, per le quali il parametro fondamentale è la deformazione o spostamento di piano, la precoce plasticizzazione in una sezione, statisticamente bilanciata dal fatto che un'altra sezione avrà resistenza maggiore, non influisce sul risultato.

- E' bene porre attenzione al fatto che, la sola verifica degli SLE (SLD;SLO) non implica necessariamente la verifica degli SLU (SLV). Ciò dipende dal fatto che l'intensità delle azioni sismiche di progetto cambia in relazione al tipo di stato limite da verificare. Per gli SLE ci si riferisce a spettri elastici più bassi a cui corrisponderà una minore domanda di spostamento della struttura, viceversa per gli SLU la domanda di spostamento sarà sicuramente più elevata dati gli elevati valori delle ordinate spettrali con una maggiore possibilità di raggiungere il limite di capacità al collasso (d_u). Si ricorda che la curva di capacità della struttura è sempre la stessa sia agli SLU che SLE, quello che cambiano sono i valori della domanda di spostamento (d_{max}) dipendenti dagli spettri.

2.5.2 Definizione degli stati limite sulla curva di capacità della struttura. L'approccio di verifica prestazionale e capacità di spostamento.

Come già accennato, l'applicazione del metodo agli stati limite nel caso in cui si tenga conto degli effetti del sisma richiede che si abbandonino le procedure tradizionali basate sulle verifiche di resistenza locali (tipiche delle analisi lineari), passando ad un approccio prestazionale in termini di confronto tra capacità e domanda di spostamento (tipico delle analisi non lineari). Ciò è ancor più giustificato nel caso di verifica edifici esistenti in cui è necessario sfruttare le reali capacità anelastiche delle strutture soggette a sisma, al fine di stimarne l'effettiva vulnerabilità. L'ipotesi alla base di tale approccio è quella di ammettere che la struttura, per effetto delle azioni sismiche, possa deformarsi ben oltre il limite elastico, subendo notevoli danneggiamenti, purché mantenga integra la propria capacità di sopportare carichi verticali. In termini di verifica, maggiore è la duttilità disponibile dalla struttura e minore sarà la sua vulnerabilità all'evento sismico. Ciò si traduce nel controllare non tanto cosa succede a livello locale (sezione), ma piuttosto nel valutare il comportamento globale della

struttura in termini di spostamento di un punto rispetto alla sua altezza dal piano di fondazione, oppure in termini di spostamento relativo fra i vari piani (drift) in relazione all'altezza di interpiano.

Si introduce quindi una *procedura di verifica di tipo prestazionale*, in cui la *domanda di spostamento* diventa la grandezza fondamentale per descrivere la risposta strutturale, da confrontare con la *capacità di spostamento*, che rappresenta il *livello di prestazione* associato a ciascun stato limite di normativa. Nel metodo prestazionale si identificano i livelli di prestazione che la struttura (nella sua globalità) deve soddisfare al variare dell'intensità del sisma (capacità di spostamento) e li si correlano alla risposta globale espressa in termini di spostamento di un punto o spostamento relativo fra piani della struttura. La curva di capacità contiene le informazioni relative al progredire dello stato di danneggiamento al crescere dello spostamento del punto di controllo. Per le **strutture in muratura** si farà riferimento ai seguenti livelli prestazionali:

- **Stato limite di salvaguardia della vita (SLV):** la struttura è seriamente danneggiata, anche in modo irreparabile, le attività presenti sono interrotte ma il fabbricato riesce ancora a garantire l'incolumità dei suoi occupanti. Tale stato limite è individuato sulla curva di capacità dal punto d_u (SLV) per cui si ha un decadimento del 20% del valore del taglio alla base, rispetto al valore massimo raggiunto durante l'analisi :

$$d_u \text{ (SLV)} = d_u (0,8 F_{bmax})$$

- **Stato limite di danno (SLD):** la struttura subisce danni lievi agli elementi strutturali e non, alcune attività sono interrotte, tuttavia il fabbricato è immediatamente utilizzabile seppur a seguito del danneggiamento di alcune apparecchiature. Tale stato limite è individuato sulla curva di capacità dal punto d_u (SLD) corrispondente al valore minimo tra: lo spostamento ottenuto in corrispondenza del raggiungimento del taglio massimo alla base e quello per il quale lo spostamento massimo relativo tra due impalcati consecutivi ecceda il valore di $0,003h$ (h =altezza di interpiano): $d_u \text{ (SLV)} = \text{MIN} [d_u(F_{bmax}); d_u(0,003h \text{ relativo})]$

- **Stato limite di danno (SLO):** la struttura non subisce danni rilevanti agli elementi strutturali e non, e nessuna attività significativa risulta interrotta. Tale stato limite è individuato sulla curva di capacità dal punto d_u (SLO) corrispondente allo spostamento per il quale, lo spostamento relativo tra due impalcati consecutivi, ecceda il valore di $2/3$ di quello calcolato per lo SLD ($0,003h * 2/3 = 0,002h$): $d_u \text{ (SLV)} = d_u(0,002 h \text{ relativo})$

- **Stato limite di collasso (SLC)** non previsto per muratura.

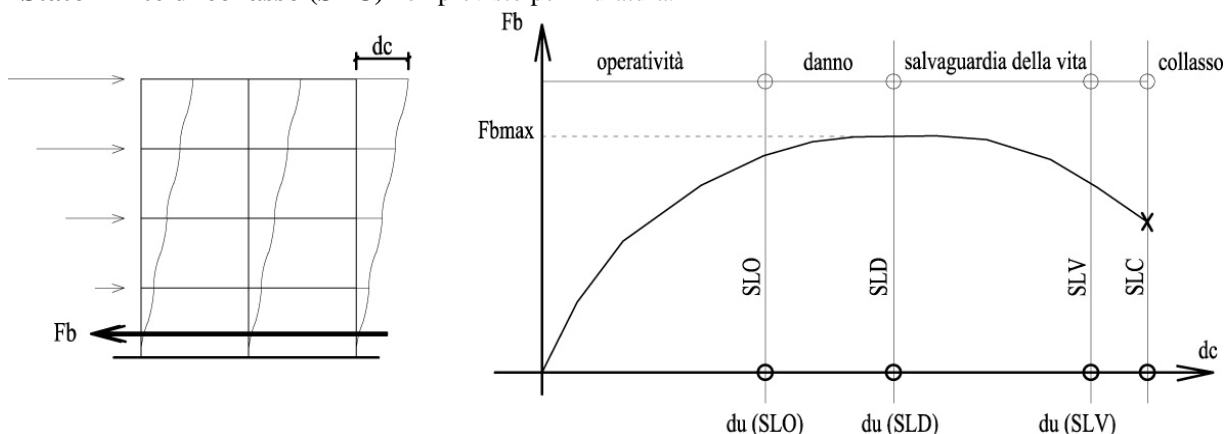


Fig. 36 – Approccio prestazionale agli stati limite per strutture in muratura.

Al paragrafo §8.3 delle NTC08 – **Verifica di sicurezza di costruzioni esistenti** – la norma definisce gli stati limite di verifica per costruzioni esistenti. La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente. Lo Stato limite di collasso (SLC) viene considerato solo per costruzioni di calcestruzzo armato o di acciaio. Per le strutture in muratura non ha

senso considerare lo SLC e le verifiche sismiche saranno svolte sulla base degli: SLE (SLO, SLD) ed SLU (SLV). Per le *strutture esistenti in muratura* sono pertanto **obbligatorie solo le verifiche allo SLV** (Stato limite di Salvaguardia della vita), mentre le verifiche agli SLO e SLD restano facoltative come indicato dalla C.M.09, anche a seguito di interventi di adeguamento.

Si osserva che la norma, nel caso di *edifici nuovi in muratura* di classe III e IV (edifici strategici o rilevanti), riporta l'obbligo di verifica per tutti gli stati limite (SLV; SLO; SLD), considerando anche quelli in esercizio. Si sottolinea ancora l'approccio prestazionale delle verifiche: le opere strategiche e rilevanti (ospedali, scuole..) devono poter funzionare anche a seguito di un terremoto proprio per gestire le emergenze. Ciò non viene obbligato nel caso di *strutture esistenti in muratura* di classe III e IV. In generale anche per edifici esistenti appartenenti a suddette classi è consigliabile **comunque eseguire le verifiche agli SLD e SLO**, controllando gli indicatori di vulnerabilità ad essi associati. Tale interpretazione è confermata peraltro nelle “*Schede di valutazione della vulnerabilità sismica per edifici strategici e rilevanti*” fornite dalla protezione civile, le quali prevedono tali verifiche di esercizio. La necessità di eseguire tali verifiche anche per edifici esistenti è confermata soprattutto nei casi di *adeguamento sismico*, in cui la struttura esistente deve risultare equivalente ad una analoga di nuova costruzione e tale da garantire i medesimi livelli prestazionali.

2.5.3 Il calcolo del fattore di struttura (q) mediante l'analisi statica non lineare.

La normativa consente, mediante l'utilizzo dell'analisi statica non lineare, la determinazione diretta del fattore di struttura (q), da impiegare nelle analisi lineari come fattore di riduzione delle ordinate spettrali agli SLU. (§7.3.1 NTC08) *Per gli stati limite ultimi qualora le verifiche non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo (analisi non lineari), ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovreresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni*. In tal caso, lo spettro di progetto in accelerazione $S_d(T) = S_e(T)/q$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento (P_{VR}) considerata, con le ordinate ridotte del fattore di struttura (q). L'uso del fattore di struttura vale esclusivamente nei casi di analisi statiche e dinamiche lineari.

Per comprendere il significato fisico del fattore di struttura si ragiona come segue. Dato il generico sistema SDOF, per effetto della generica azione orizzontale esso manifesta un comportamento reale del tipo elasto-plastico, raggiungendo una determinata soglia elastica per poi compiere spostamenti inelastici irreversibili. Ciò rende particolarmente articolato il problema della analisi sismica, che, alle difficoltà insite nella valutazione delle azioni sismiche di progetto nel caso di oscillatore elasto-plastico, somma le difficoltà analitiche implicite nella risoluzione delle equazioni del moto per un sistema non lineare. Tali considerazioni di principio vengono superate dal legislatore mediante uno “stratagemma” analitico, supportato da plausibili approssimazioni in termini di risposta strutturale. Una di queste approssimazioni è data dal “*principio di eguale spostamento (US)*”, nel quale si ammette l'uguaglianza tra lo spostamento massimo raggiunto dall'oscillatore elasto-plastico, con lo spostamento massimo dello stesso che si avrebbe nel caso di risposta indefinitamente elastica. Tale approssimazione semplifica notevolmente il problema di un edificio reale (a comportamento non lineare), poiché pone in relazione la domanda di spostamento non lineare con quella elastica. Ciò permette l'utilizzo diretto degli spettri di risposta elastica, opportunamente ridotti per tener conto della duttilità disponibile della struttura in termini di capacità deformativa plastica. In pratica un incremento della duttilità coincide con una maggiore capacità ultima della struttura di subire notevoli danni (plasticizzazioni) senza collassare. Ciò si traduce in una riduzione delle azioni sismiche di riferimento,

(calcolate nell'ipotesi ideale infinitamente elastica) proprio per sfruttare la capacità deformativa anelastica esibita dalla struttura oltre la soglia elastica.

Il fattore (q) è inteso come il coefficiente di riduzione della forza sismica massima corrispondente al sistema ideale infinitamente elastico (F_e), per tener conto della duttilità disponibile del sistema reale elasto-plastico (F_s , forza sismica corrispondente al limite di soglia elastica):

$$F_s = \frac{F_e}{q} \Rightarrow q = \frac{F_e}{F_s} \text{ (fattore di struttura)}$$

Nell'approccio delle NTC08 alla progettazione, vi è una relazione diretta tra resistenza e danno, tanto che il progettista può scegliere se agire in una direzione o nell'altra a seconda delle esigenze architettoniche, funzionali e di costo, scegliendo il livello di progetto. Il fattore di normativa (q) può essere comparato alla duttilità strutturale μ (ciò è vero a rigori solo per strutture flessibili $T > T_c$) che si vuole impegnare in condizioni ultime, ammettendo livelli di danno maggiori o minori. La norma in tal senso fornisce due approcci alla progettazione:

CD-A (Classe di duttilità alta) – Si ammette che la struttura in condizioni ultime subisca danni notevoli pur conservando la propria capacità. Ciò equivale ad un fattore di struttura (q) maggiore, una soglia di progetto più bassa, una maggiore duttilità richiesta (μ), quindi azioni sismiche di progetto maggiormente ridotte. Approccio tipico per strutture dotate di elevata duttilità progettate secondo i criteri della gerarchia delle resistenze (regole di dettaglio più restrittive).

CD-B (Classe di duttilità bassa) – Si ammette che la struttura in condizioni ultime subisca danni limitati, supponendo una soglia elastica di progetto più elevata. Ciò equivale ad un fattore di struttura (q) più basso, una minore duttilità richiesta (μ) e quindi azioni sismiche di progetto elevate. Approccio tipico per strutture dotate di bassa duttilità (come edifici esistenti), progettate secondo regole di dettaglio meno restrittive.

Nel caso di Verifiche di Sicurezza di strutture esistenti, è sempre opportuno riferirsi alla CD-B (Classe di duttilità Bassa), considerando fattori di struttura (q) più bassi, corrispondenti a progettazioni originarie prive di qualsiasi “criterio di progettazione antisismico” basato sulla gerarchia delle resistenze (*capacity design*). La duttilità può essere incrementata mediante l'inserimento di elementi resistenti a trazione: catene, cordoli in c.a., murature armate, fibre rinforzate, ecc.

Nel caso di analisi lineari, il fattore può essere calcolato direttamente come (§7.3.1):

$$q = q_0 \cdot K_R \text{ (fattore di struttura)}$$

dove:

K_R = fattore che tiene conto della regolarità in altezza della struttura;

q_0 = valore massimo del fattore di struttura che dipende dal **livello di duttilità attesa**, dalla tipologia strutturale e dal **rapporto di sovraresistenza α_u/α_1** .

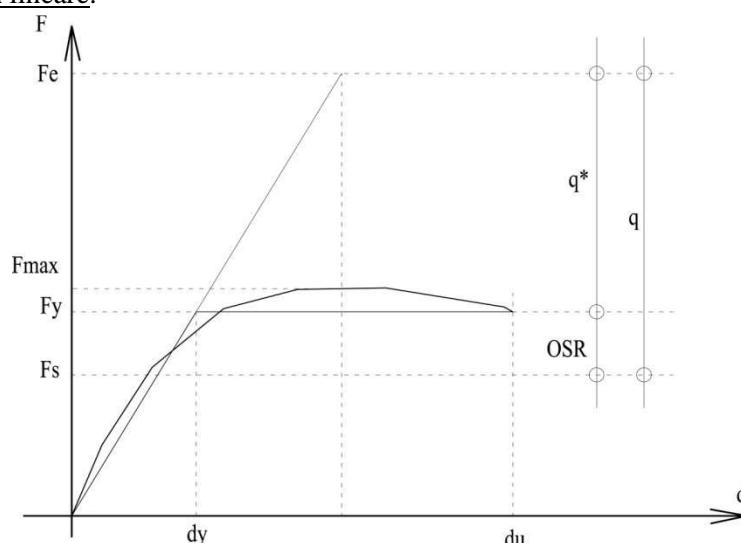
Per strutture in muratura (§7.8.1):

Tabella 7.8.1 - Valori di q_0 per le diverse tipologie strutturali.

TIPOLOGIA STRUTTURALE	q_0
Costruzioni in muratura ordinaria	2,0 α_u/α_1
Costruzioni in muratura armata	2,5 α_u/α_1
Costruzioni in muratura armata progettati secondo GR	3,0 α_u/α_1

Molto importante è il significato di (q_0) il quale rappresenta il valore massimo atteso per il coefficiente di struttura in relazione alla tipologia costruttiva adottata, dalla classe di duttilità attesa, dal rapporto di sovraresistenza (OSR). Tale **rapporto di sovraresistenza OSR = α_u/α_1** , tra il valore dell'azione

sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione, può essere determinato dai valori riportati dalla norma (§7.8.1), o determinato direttamente mediante l'analisi statica non lineare.



Per comprendere tale determinazione è necessario confrontare il fattore di struttura (q_0) con il valore del fattore di riduzione (q^*) calcolato in analisi non lineare. Fisicamente, entrambi i fattori esprimono lo stesso concetto, la differenza è data proprio dal rapporto di sovrarigidità OSR. Detto (T^*) l'oscillatore bilineare equivalente, il fattore (q^*) esprime il rapporto tra la forza massima di un sistema ideale infinitamente elastico (F_e) e la forza al limite di snervamento del sistema reale dotato di plasticità (bilineare):

$$q^* = \frac{F_e}{F_y}$$

Il rapporto di sovrarigidità α_u/α_1 , fisicamente mette a confronto il valore taglio alla base raggiunto al limite di soglia elastica (F_s), per il quale si ha la plasticizzazione del primo elemento strutturale (α_1), e il taglio massimo resistente offerto dal sistema bilineare (F_y):

$$OSR = \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = \frac{F_y}{F_s}$$

Come si può notare, il valore della forza limite di soglia (F_s), supposto nelle analisi lineari, è inferiore al valore assunto come snervamento dell'oscillatore elastoplastico (F_y) nelle analisi non lineari, la differenza è data proprio dal rapporto di sovrarigidità OSR. E' proprio in tale differenza che si legge la non coincidenza tra q (analisi lineari) e q^* (analisi non lineari).

Il rapporto **OSR = α_u/α_1 può essere determinato analiticamente mediante analisi statica non lineare**, attraverso la determinazione sulla curva di capacità dei valori corrispondenti ai moltiplicatori dei carichi nelle condizioni di prima (α_1) e ultima plasticizzazione (α_u).

La norma al (§7.8.1) definisce una soglia di sicurezza per la determinazione diretta di tale rapporto:

- (α_1) è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione).
- (α_u) è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente.

Inoltre, al fine di adottare valori non troppo elevati, il legislatore impone che **$\alpha_u/\alpha_1 < 2,5$** . In assenza di analisi non lineari tale rapporto può essere determinato in funzione della tipologia costruttiva:

costruzioni in muratura ordinaria ad un piano	$\alpha_u / \alpha_1 = 1,4$
costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani	$\alpha_u / \alpha_1 = 1,8$
costruzioni in muratura armata ad un piano	$\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$
costruzioni in muratura armata a due o più piani	$\alpha_u / \alpha_1 = 1,5$

La valutazione diretta della sovraresistenza (e quindi del fattore di struttura q) è una delle possibilità offerte dalle attuali NTC08. Ciò è molto importante in quanto costituisce il fondamento teorico su cui si basano tutte le analisi lineari (statiche e dinamiche) e diviene fondamentale quando si valutano tipologie costruttive innovative o particolari, per le quali i valori di tale rapporto non sono tabellati. Uno dei problemi sostanziali di tale determinazione è la determinazione del primo danneggiamento (calcolo di α_1), il quale deve essere svolto con cautela. Difatti, se si sta indagando sulla risposta di una struttura esistente, difficilmente questa partirà da un comportamento perfettamente elastico in quanto avrà già subito nel tempo processi deformativi (assestamenti, danni sismici,...). L'idea è quella di cercare di minimizzare tale rapporto OSR, cercando di considerare valori di (α_1) più elevati, tali da darci fattori di struttura più bassi a parità di α_u . Assumere il primo danneggiamento in corrispondenza di un maschio murario pressoché scarico (soggetto al solo peso proprio) avverrà per valori bassi di taglio alla base (α_1 molto piccolo) e sarà poco significativo. Viceversa per maschi murari non singolari, la rottura avverrà per tagli alla base più elevati dando valori di OSR sicuramente più accettabili (< 2).

2.5.4 Scelta del nodo di controllo, distribuzione delle azioni e tolleranze di risultati.

Le principali problematiche connesse all'utilizzo delle analisi di pushover dipendono essenzialmente da due fattori: *forma della distribuzione di forze utilizzata* e *scelta del nodo di controllo*.

I risultati dell'analisi risultano strettamente legati al *tipo di distribuzione di forze utilizzata*. Per le murature la norma consiglia di utilizzare una distribuzione lineare (rispetto alle altezze o al 1° modo) e una costante (rispetto alle masse). In realtà con il progredire delle plasticizzazioni cambiano le caratteristiche dinamiche delle pareti ed in particolare la forma del modo fondamentale di vibrare assunta invece dall'analisi come invariante. Sarebbe invece opportuno "adattare" progressivamente il profilo di carico statico, realizzando una *pushover adattiva*. Il problema è ancor più marcato nel caso di *strutture aventi impalcati deformabili* in cui la risposta delle singole pareti può avvenire in modo indipendente tra loro, generando curve di capacità sensibilmente differenti. Per strutture con impalcati deformabili, la forma modale fondamentale può essere differente rispetto a quella proporzionale alle altezze (spostamenti crescenti linearmente) prevista dalla norma per le analisi. Ciò porta alla scelta di profili di carico che non consentono di valutare l'effettiva risposta globale della struttura. In tali ipotesi, soprattutto per impalcati molto flessibili (i quali non consentono il trasferimento delle azioni tra le pareti) è conveniente eseguire l'analisi separatamente per ciascuna parete, utilizzando profili di carico specifici (1° modo), considerando poi la condizione più punitiva.

Ulteriore problema è sicuramente la dipendenza dei risultati dell'analisi dalla *scelta del nodo di controllo*. L'analisi statica non lineare, definita un'opportuna distribuzione di forze crescente, prevede di calcolare il processo deformativo globale della struttura spaziale, noto l'incremento di spostamento di un fissato nodo di controllo. Solitamente tale nodo corrisponde ad uno posto in sommità all'edificio, generalmente coincidente (o prossimo) al baricentro dell'ultimo impalcato. Si comprende che la posizione del nodo è determinante sul calcolo del campo di spostamenti subiti dalla struttura ad ogni passo dell'analisi. Infatti gli spostamenti nodali saranno ricostruiti sulla base delle componenti del vettore degli incrementi di spostamento associato al punto di controllo.

Di seguito si riportano delle indicazioni utili sulla scelta del nodo di controllo, al fine di migliorare l'accuratezza dei risultati:

- Il nodo di controllo deve possibilmente interessare la parete che raggiunge il collasso. Diversamente, se il nodo subisce spostamenti limitati, la procedura tenderebbe a sottostimare la capacità globale della struttura.
- Il nodo deve essere posizionato possibilmente in corrispondenza dell'ultimo *livello significativo della struttura*. Usualmente si fa coincidere tale punto con il baricentro delle masse di suddetto livello. Meglio evitare punti posizionati su torrette o simili, in quanto comportano una difficile interpretazione della curva di capacità.
- L'ipotesi di assumere il baricentro delle masse dell'ultimo impalcato come punto di controllo deriva dalla natura del metodo di calcolo, formulato specificatamente per *strutture ad impalcati rigidi (solai in laterocemento)*. In tal caso, vale la condizione cinematica di vincolo a diaframma per tutti i punti della struttura appartenenti allo stesso impalcato e gli spostamenti di questi possono essere rappresentati con buona approssimazione nel baricentro di piano. In tale ipotesi, la diversa capacità di spostamento (deformabilità) delle singole pareti alle azioni sismiche (comportamento isolato) assume un minor "peso" sul risultato delle analisi (comportamento globale) in quanto l'impalcato assicura la ripartizione delle azioni di piano.
- Viceversa, in presenza di *impalcati deformabili*, scegliere la posizione del nodo di controllo diviene problematico. L'impalcato non consente la ripartizione delle azioni sismiche e ciascuna parete tende a rispondere in modo isolato al sisma. Ciascuna parete dimostrerà una propria capacità di spostamento, influenzando i risultati dell'analisi globale. In pratica, la curva di capacità della struttura varierà in modo sensibile a seconda della parete su cui viene fissato il punto di controllo. In tal caso si può pensare di riferire la capacità globale del sistema a quella della parete più deformabile (o meglio quella che arriva prima al collasso), fissando il punto di controllo su di essa. Per strutture con impalcati deformabili è comunque consigliabile eseguire più analisi scegliendo più punti di controllo, ricavando più curve di capacità per la struttura ed eseguendo le verifiche su quella più punitiva (minore rapporto tra capacità e domanda).
- Alcuni software di calcolo (v. 3MURI), consentono di poter riferire la curva di capacità ad un nodo di controllo, il quale non coincide necessariamente con uno dei punti del modello strutturale. Ovvero la procedura al passo viene eseguita con riferimento ad un nodo effettivo del modello (target), mentre la curva di capacità (ovvero i risultati) viene riferita ad un nodo di controllo virtuale coincidente, ad esempio, con il baricentro dell'ultimo impalcato (non coincidente con uno dei nodi del modello a telaio spaziale). Un esempio è riportato nell'algoritmo di calcolo del solutore 3Muri, il quale consente di riferire l'analisi, oltre che ad un nodo specifico, anche alla **media pesata, sulle masse nodali, degli spostamenti di piano**. In pratica, lanciata l'analisi, la procedura viene eseguita con riferimento allo spostamento di un nodo specifico dell'impalcato; la curva di capacità viene però costruita con riferimento ad uno spostamento medio ideale, pesato sulle masse nodali, degli spostamenti di tutti i punti appartenenti al medesimo impalcato. Ciò, nel caso di *impalcato rigido*, coincide con l'assumere come punto di controllo proprio il *baricentro delle masse di piano* ed il relativo spostamento (per impalcati rigidi il nodo target può essere uno qualsiasi di piano in quanto vale il vincolo di diaframma: restano sempre invariate le posizioni dei punti rispetto al baricentro). Nel caso di *impalcato deformabile* tale condizione non risulta più valida, tuttavia l'uso della media pesata fornisce una buona approssimazione del problema. Resta però determinante la scelta del nodo effettivo (target) a cui riferire l'analisi.

- In tutti i casi, è comunque consigliabile eseguire sempre più analisi scegliendo punti di controllo differenti al fine di avere ridondanza nelle soluzioni e ridurre il margine di errore. Per le verifiche ci si riferirà alla condizione più punitiva (curva di capacità avente minore rapporto tra capacità e domanda).

2.6 La modellazione a macroelementi dei pannelli murari per l'analisi sismica non lineare.

2.6.1 Il modello a macroelementi (Gambarotta, Lagomarsino et al., 1996).

Dall'osservazione dei danni indotti dai terremoti reali e dall'analisi dei dati di prove sperimentali su singoli pannelli in muratura soggetti a forze orizzontali, si riconoscono tre principali meccanismi di collasso per il generico pannello: *pressoflessione*, *taglio per fessurazione diagonale* e *per scorrimento*. Discriminante per l'attivazione del meccanismo effettivo tra quelli citati è una combinazione di fattori di diversa natura: la *geometria del pannello* (snellezza), *l'entità del carico*, le *caratteristiche meccaniche del materiale*. Nel paragrafo precedente, si è accennato alla possibilità di definire il comportamento del singolo macro-elemento murario mediante un **modello non lineare a plasticità concentrata**, che si basa sulla possibile formazione di cerniere assunte puntuali. Tale modello meccanico consente di associare la risposta di un singolo macro-elemento in muratura (pannello di maschio o fascia) a quello di un elemento *beam non lineare*, caratterizzato da **cerniere plastiche a flessione (agli estremi) e a taglio (al centro)** che simulano i possibili meccanismi di collasso nel piano. Convenzionalmente tali cerniere vengono assunte come puntuali, associando ad esse **leggi costitutive non lineari del tipo forza-spostamento** in accordo con le disposizioni normative. Tali modelli a plasticità concentrate possono essere implementati nelle analisi non lineari di strutture in muratura, modellate ai *macro-elementi* mediante *sistemi spaziali a telaio equivalente*. Diversi sono stati i modelli basati sulla formulazione non lineare di macro-elementi rappresentativi delle caratteristiche dei pannelli in muratura proposti da alcuni autori nel tempo (Braga e Liberatore 1991; Gambarotta e Lagomarsino 1996; Magenes e Della Fontana 1998).

Tra questi, uno dei più avanzati è il **modello a macroelementi non lineare** proposto dai ricercatori dell'Università di Genova (Gambarotta e Lagomarsino 1996-1998). Tale modello si differenzia rispetto agli altri in quanto può essere implementato sia per l'analisi statica non lineare, sia per analizzare il comportamento ciclico di pareti in muratura (analisi dinamica non lineare). E' un *modello meccanico* in cui è formulato un *legame costitutivo non lineare* con danneggiamento, degrado di resistenza con *softening* e degrado di rigidità, che consente di cogliere i tre meccanismi di collasso tipici dei pannelli murari. Tale modello è alla base del codice di calcolo 3MURI (Galasco et al. 2002-2004) utilizzato per sviluppare le analisi numeriche in merito al caso studio oggetto di tesi.

Nell'ambito di una modellazione a macroelementi (telaio equivalente), il generico pannello murario è definito mediante uno schema monodimensionale la cui formulazione si basa sulle condizioni cinematiche, in termini di *spostamenti e rotazioni nodali* (w, u, φ) e sulle condizioni statiche al contorno, in termini di *sollecitazioni risultanti* (M, N, T). Il modello implementa inoltre ulteriori due gradi di libertà interni ($\delta; \theta$) al centro del macro-elemento, che conferiscono carattere di "bidimensionalità" all'elemento, consentendo una migliore gestione dei meccanismi di collasso considerando l'interazione taglio-flessione.

Il modello considera il generico pannello murario di larghezza (b) e spessore (s) suddiviso in tre parti. La deformabilità assiale (*plasticizzazione a pressoflessione*) è concentrata nei due elementi di estremità (1) e (3) aventi spessore infinitesimo (Δ), infinitamente rigidi a taglio. La deformabilità tangenziale (*plasticizzazione a taglio*) è riferita all'elemento centrale (2) di altezza (h), il quale risulta

invece indeformabile assialmente e flessionalmente. Il modello cinematico completo per il macroelemento presuppone tre gradi di libertà (w_i, u_i, φ_i) dei nodi di estremità ($i; j$). Le ipotesi di rigidità introdotte consentono di semplificare la cinematica del macroelemento imponendo opportune condizioni di congruenza interne dell'elemento (2) introducendo soli due ulteriori gradi di libertà ($\delta; \theta$). Detti (w, u, φ) gli spostamenti e rotazioni dei nodi di estremità ($i; j$), per congruenza alle interfacce 1-2: [$u_1 = u_i$; $u_2 = u_j$] (per effetto dell'infinita rigidità a taglio dei corpi di estremità), [$w_1 = w_2 = \delta$; $\varphi_1 = \varphi_2 = \theta$] (in quanto il corpo centrale è infinitamente rigido assialmente e flessionalmente); dove ($\delta; \theta$) rappresentano rispettivamente rotazione e spostamento dell'elemento interno. Sia avranno pertanto 8 gradi di libertà: le sei componenti di spostamento dei nodi di estremità ($u_i; w_i; \varphi_i$; $u_j; w_j; \varphi_j$) più le due componenti del macroelemento ($\delta; \theta$).

Di conseguenza la rottura per pressoflessione (rotazione del pannello murario) e la corrispondente componente di deformazione anelastica si realizzano alle estremità supponendo un contatto elastico monolatero alle interfacce (1) e (3) che simula la parzializzazione delle sezioni (*non resistenza a trazione della muratura*). La rottura a taglio e la deformazione angolare interessano il solo modulo centrale (2) del macroelemento, schematizzata supponendo uno stato di tensione uniforme nell'elemento, attraverso un legame tra le componenti cinematiche, lo stato tensionale e le variabili descrittive del comportamento plastico ($\alpha =$ grado di danneggiamento, $\gamma_p =$ scorrimento plastico). La rottura per fessurazione diagonale, dove si verificano i meccanismi di taglio-scorrimento, è rappresentata mediante la deformazione (γ_p) che si attiva quando viene superata la condizione limite per attrito alla Coulomb. Si omette la trattazione teorica cui si rimanda alla letteratura specifica sul modello proposto.

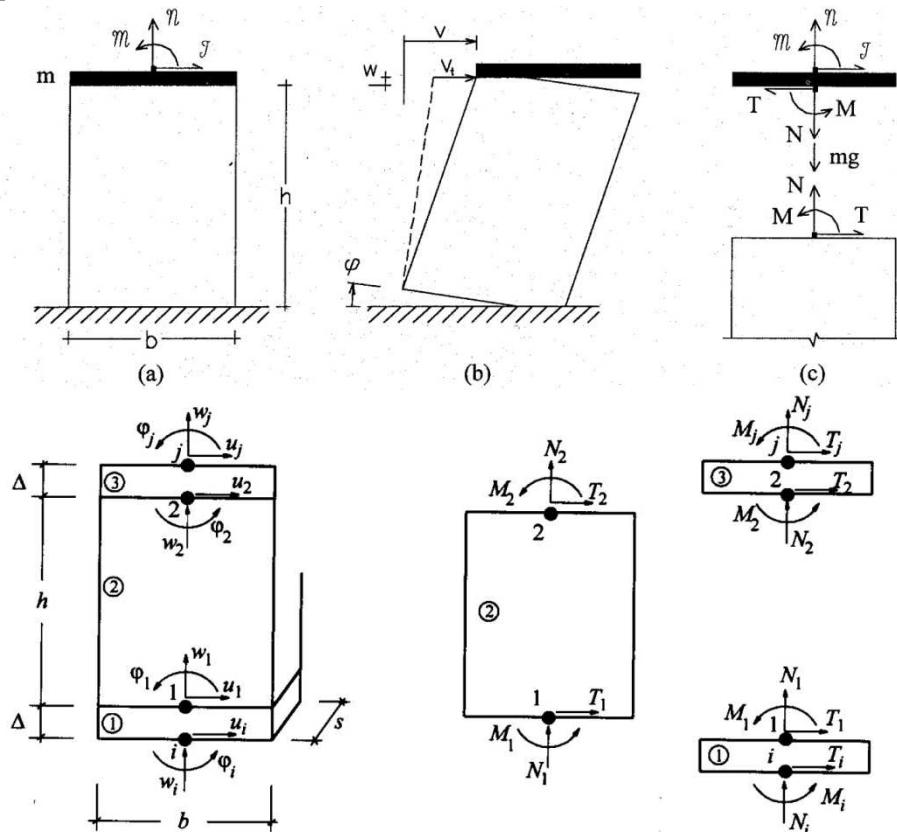


Fig. 36 – Modello a macroelementi (Gambartotta, Lagomarsino 1996)

2.6.2 Semplificazione del modello a macroelementi in base alle disposizioni normative (NTC08): il modello *beam* non lineare 3MURI.

Il modello a macroelementi appena formulato, descrive accuratamente il comportamento di un pannello murario (maschio o fascia) coerentemente con i risultati delle prove sperimentali presenti in letteratura. Esso implementa un legame non lineare sensibilmente più evoluto rispetto ai presupposti normativi (NTC08), il quale deve essere opportunamente semplificato per essere integrato nei più comuni codici di calcolo. Coerentemente con la normativa tecnica vigente (NTC08), per eseguire le verifiche di sicurezza nei riguardi del comportamento sismico globale (§7.8.1.5.4), vengono descritti i **legami costitutivi** da adottare nelle analisi non lineari per definire la risposta dei singoli pannelli murari. In tale passaggio, implicitamente il legislatore considera i *modelli a telaio equivalente* (macromodellazione) come modelli di riferimento per l'analisi delle strutture in muratura. Tuttavia sono ammessi modelli più sofisticati se adeguatamente documentati. La norma stabilisce pertanto le **deformazioni massime** (δ_u) (**capacità di spostamento dei pannelli**) o **drift**, da adottare per i pannelli murari, corrispondenti ai meccanismi di rottura a taglio e pressoflessione. Raggiunti tali spostamenti limite, il pannello non è in grado di sopportare incrementi delle azioni orizzontali (perdita della resistenza a taglio e flessione del pannello), pur conservando una ridotta rigidità assiale (il pannello diviene una biella).

In pratica la norma, suggerisce una modellazione a **trave non lineare** dei pannelli murari secondo un modello a plasticità concentrata che preveda la formazione di cerniere plastiche agli estremi (a flessione) e al centro (a taglio). Le cerniere, in relazione alla loro posizione, simulano i *meccanismi di rottura a taglio e flessione per il pannello murario*. Le relazioni di legame che consentono di modellare le cerniere vengono fornite implicitamente dalla norma, la quale ammette un **comportamento bilineare elastico perfettamente plastico** del pannello murario, definendo gli spostamenti ultimi a seconda del tipo di meccanismo. Per i maschi murari tali limiti sono espressi in termini di spostamenti relativi tra l'estremità inferiore e superiore dei singoli pannelli considerata l'altezza (h) degli stessi (§C8.7.1.4 *Edifici esistenti in muratura*):

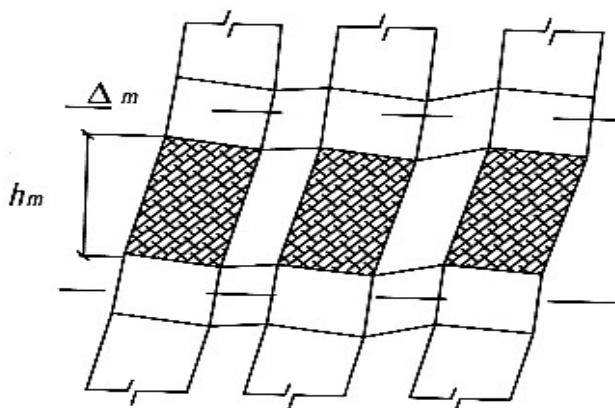


Fig. 37 – Calcolo del drift limite.

Per la verifica allo *Stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV)*, qualora si esegua l'analisi non lineare: lo spostamento ultimo per azioni nel piano di ciascun pannello sarà assunto pari a 0,4 % dell'altezza del pannello, nel caso di rottura per taglio, e pari a 0,6%, nel caso di rottura per pressoflessione:

$$\delta_u (SLV) = \frac{\Delta m}{h_m} = \begin{cases} 0,004 & \text{(rottura a taglio)} \\ 0,006 & \text{(rottura a pressof.)} \end{cases}$$

(per le procedure agli SLE valgono logicamente gli stessi limiti essendo la curva di capacità la stessa)

a) L'elemento maschio murario non lineare.

Nell'ottica di una modellazione della parete mediante il telaio equivalente, i maschi murari sono gli elementi verticali deformabili posti tra due aperture appartenenti allo stesso livello dell'edificio. In particolare il pannello di maschio avrà larghezza (B) e altezza efficace $H=H_{eff}$ della parte deformabile pari al tratto di elemento compreso tra due nodi rigidi in successione.

La norma suggerisce di modellare la risposta sismica non lineare del generico pannello di maschio attraverso un **legame costitutivo taglio-spostamento (V- δ) bilineare elastico perfettamente plastico**. Si suppone cioè che il maschio abbia comportamento lineare elastico finché non viene verificato uno dei possibili criteri di rottura: *pressoflessione*, *taglio per fessurazione* e *taglio per scorrimento*. La condizione di crisi si ha quando, per effetto dell'azione sismica orizzontale, si raggiunge un valore del taglio ultimo (V_u) nel pannello corrispondente al minimo tra i valori corrispondenti ai meccanismi a flessione e taglio, su citati:

$$[V_u = \text{MIN} (V_f; V_t) \ ; \ \delta_u = \text{spostamento ultimo meccanismo}]$$

$$V_f = \frac{M_u}{h_0} = \left(\frac{B^2 \cdot s \cdot \sigma_0}{2 \cdot h_0} \right) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d} \right) \quad (\text{Taglio ultimo a pressoflessione})$$

$$V_t = B \cdot s \cdot \frac{1,5 \cdot \tau_{0d}}{p} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \cdot \tau_{0d}}} = B \cdot s \cdot \frac{f_{td}}{p} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad (\text{Resistenza a taglio per fessurazione diagonale})$$

$$V_t = f_{vd} \cdot B' \cdot s \quad (\text{Resistenza a taglio per scorrimento})$$

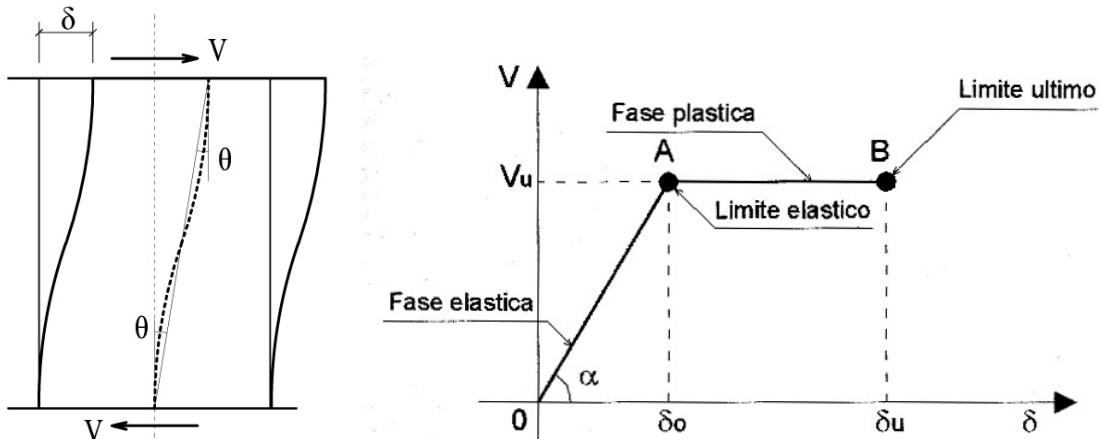


Fig. 38 – legame costitutivo taglio-spostamento (V- δ) bilineare elastico perfettamente plastico del maschio murario.

Nella fase iniziale dell'analisi, quando i carichi orizzontali sono nulli, i maschi murari sono soggetti ai soli carichi verticali, per cui è possibile ipotizzare per semplicità che in ognuno di essi è presente il solo sforzo normale (N) Sotto questa condizione lo spostamento orizzontale in testa dell'elemento è nullo ($\delta=0$). Incrementando il taglio sismico, l'elemento si deforma flessionalmente ($\delta>0$) aumentando taglio e momento (M;V). Supponiamo di essere in fase elastica lineare, l'elemento ha una rigidezza (k) che tiene conto sia della deformabilità a flessione che a taglio (Timoshenko) e subisce spostamenti reversibili. Raggiunta la condizione in (A) si raggiunge la *resistenza a taglio dell'elemento* (V_u) nei confronti di uno dei 3 meccanismi possibili (generalmente il meccanismo è quello a cui corrisponde la resistenza minima tra quelli a flessione e taglio). Tale istante coincide con il raggiungimento dello spostamento limite elastico (δ_0), calcolato in relazione alla rigidezza (k) dell'elemento: $\delta_0=V_u/k$. Ulteriori incrementi di carico implicano la plasticizzazione dell'elemento con formazione delle cerniere plastiche (a taglio o flessione in relazione al meccanismo verificatosi). Cambia a tal punto lo schema statico con una redistribuzione delle rigidezze e delle sollecitazioni. A partire dalla condizione

di snervamento (A), l'elemento può subire solo ulteriori deformazioni plastiche (δ) a taglio (V_u) costante, fino al raggiungimento dello *spostamento ultimo* (δ_u) corrispondente alla condizione di collasso del pannello. Quando l'elemento raggiunge la fase plastica (AB), a seguito della formazione delle cerniere di estremità, se l'elemento è compresso reagisce solo ad azioni assiali, se l'elemento è teso deve essere eliminato in quanto non reagisce a nessuna sollecitazione.

Per ogni incremento del carico sismico orizzontale, si ha necessariamente una variazione dello sforzo normale (e quindi la tensione normale $\Delta\sigma_0$) nei maschi murari del telaio; ciò implicherebbe una variazione del valore dei tagli ultimi V_u (σ_0) per ciascun pannello, con la necessità di ricalcolare di ad ogni passo dell'analisi il legame non lineare (V- δ). Tale condizione rende il calcolo estremamente complesso, con un onere computazionale notevole. Generalmente, trascurando tale variazione (ΔN) (come nel vecchio metodo POR) e adottando un unico valore della resistenza a taglio (V_u) dell'elemento calcolata all'inizio della procedura non lineare, l'errore che si commette è trascurabile in presenza di edifici bassi (1-2 livelli), a pianta estesa e per azioni sismiche di modesta entità. Viceversa per edifici molto alti (3-4 livelli) in presenza di azioni sismiche notevoli, le variazioni di sforzo normale nei ritzi divengono elevate.

Essendo in analisi non lineare, si devono utilizzare solutori agli elementi finiti i quali consentono di ripetere l'analisi delle sollecitazioni ad ogni step di carico successivo, a cui corrisponderà uno schema statico differente della struttura (analisi al passo). E' richiesto un solutore di elementi monodimensionale, che consenta di modellare le strutture con tratti rigidi e che dispone dell'elemento trave di Timoshenko (che tiene conto anche della deformazione a taglio) in quanto i pannelli in muratura, aventi rapporti H/B confrontabili, sono da considerarsi tozzi.

b) L'elemento fascia di piano (trave di accoppiamento) non lineare.

Nell'ottica di una modellazione della parete mediante il telaio equivalente, le fasce murarie sono gli elementi orizzontali deformabili posti al di sopra delle aperture, le quali svolgono *funzione di accoppiamento* tra due maschi murari. Il loro contributo resistente deve essere considerato solo se all'interno delle stesse sono presenti elementi in grado di resistere a trazione (cordolo, architrave ben ammortata, catena). Solo in tal caso è possibile inserirle come macroelementi orizzontali nello schema resistente. Anche per le fasce, si deve ricavare la larghezza efficace $L=L_{eff}$ della parte deformabile pari al tratto di elemento compreso tra due nodi rigidi della parete (luce libera delle aperture).

Solo se è verificata la funzione di accoppiamento, la norma consente di modellare la risposta sismica non lineare del generico pannello di fascia attraverso un **legame costitutivo taglio-spostamento (V- δ) bilineare elastico perfettamente plastico**, identico a quello visto per i pannelli di maschio.

Si suppone cioè che il pannello di fascia abbia comportamento lineare elastico finché non viene verificato uno dei possibili criteri di rottura: *pressoflessione* e *taglio*. La condizione di crisi si ha quando, per effetto dell'azione sismica orizzontale, si raggiunge un valore del taglio ultimo (V_u) nel pannello corrispondente al minimo tra i valori corrispondenti ai meccanismi corrispondenti:

$$[V_u = \text{MIN}(V_p; V_t) \quad ; \quad \delta_u = \text{spostamento ultimo meccanismo}]$$

$$V_p = \frac{2 \cdot M_u}{L} \quad \text{con } M_u = \left(\frac{H_p \cdot h}{2} \right) \cdot \left[1 - \frac{H_p}{0,85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t} \right] \quad (\text{taglio ultimo per meccanismo a pressoflessione})$$

$$V_t = f_{vd0} \cdot h \cdot s \quad (\text{Resistenza a taglio per scorrimento})$$

Nel caso delle fasce la norma consente l'utilizzo degli stessi limiti di spostamento visti per i maschi. Ciò è vero per fasce realizzate con muratura in pietrame identica a quella dei maschi. Nella realtà, al fine di tener conto della possibilità di un *comportamento a taglio estremamente fragile* delle fasce

rispetto a quello visto per i maschi (soprattutto per fasce con muratura in mattoni per compressione parallela ai letti di malta), è conveniente far coincidere lo spostamento ultimo a taglio con il limite elastico ($\delta_e = \delta_u$): **legame costitutivo elasto-fragile dei pannelli di fascia.**

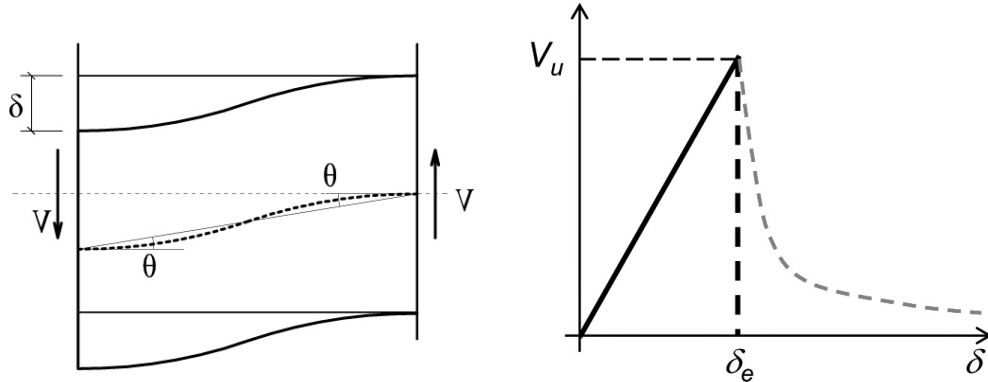
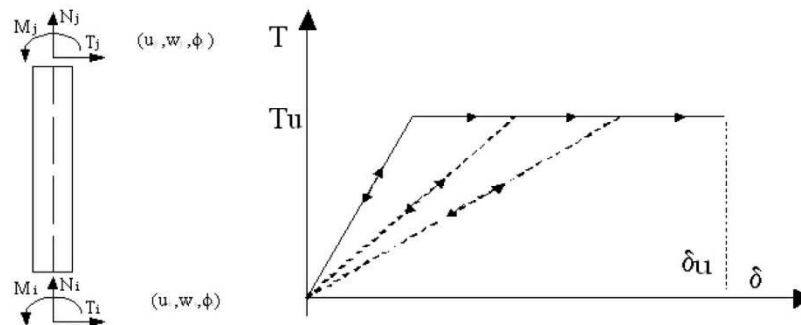


Fig. 39 – legame costitutivo taglio-spostamento (V-δ) elasto-fragile del pannello di fascia.

c) Il modello *beam* non lineare 3MURI.

Tra i software più evoluti per l'analisi di modelli a telaio equivalente di strutture in muratura, si farà riferimento al solutore **3MURI della S.T.A. DATA**, il quale implementa l'elemento **“trave non lineare”** per la modellazione dei pannelli murari (valido sia per gli elementi maschio che fascia).

Tale modello è alternativo al modello a macroelementi visto in precedenza. Esso implementa il legame elastico perfettamente plastico di normativa, associandolo alla risposta di un elemento trave a 6 gradi di libertà con resistenza limitata e degrado della rigidità in fase non lineare. In fase elastica, il comportamento dell'elemento viene descritto tenendo conto dei contributi di rigidità a taglio e flessione (Timoshenko), computabili sulla base delle proprietà meccaniche della muratura (E;G) e della geometria dell'elemento (b;h).



$$\begin{Bmatrix} T_i \\ N_i \\ M_i \\ T_j \\ N_j \\ M_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & -\frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & \frac{EA}{h} & 0 & 0 & 0 & -\frac{EA}{h} \\ -\frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(4+\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(2-\psi)}{h(1+\psi)} \\ \frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & \frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} \\ -\frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(2-\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(4+\psi)}{h(1+\psi)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ w_i \\ \phi_i \\ u_j \\ w_j \\ \phi_j \end{Bmatrix}$$

$$\psi = 24(1+\nu)\chi\left(\frac{h_i}{h}\right)^2 = 24\left(1+\frac{E-2G}{2G}\right)1.2\frac{b^2}{12h^2} = 1.2\frac{E}{G}\frac{b^2}{h^2}$$

Fig. 40 – Elemento trave non lineare, da manuale 3MURI S.T.A. DATA.

- Il modello è coerente con i valori delle resistenze a taglio (V_u) e con i valori di drift limite (δ_u) previsti dalla norma per i 3 meccanismi di collasso inerenti ai pannelli murari di strutture esistenti.
- L'elemento tiene conto della redistribuzione delle sollecitazioni sul singolo elemento superata la fase elastica. Durante l'analisi, superato il valore di taglio limite (V_u), viene operata una redistribuzione delle caratteristiche della sollecitazione di taglio (costantemente lungo l'elemento, in virtù dello schema statico di calcolo) e momento flettente alle estremità, garantendo l'equilibrio del sistema. In particolare il modello consente di riformulare ad ogni passo il legame bilineare, tenendo conto della variazione dei limiti di resistenza (V_u) a seguito della redistribuzione delle sollecitazioni negli elementi (esempio: variazioni di sforzo assiale ΔN).
- Nel modello sono implementate delle ulteriori *variabili di danno*, associate alle caratteristiche della sollecitazione di taglio e momento (una per ciascun estremo dell'elemento) le quali consentono di tener conto del *degrado della rigidezza* (pendenza del tratto elastico) dell'elemento quando si sia superata la soglia di resistenza (V_u). In pratica, ad ogni passo dell'analisi, viene considerata la rigidezza secante corrispondente allo spostamento plastico subito dall'elemento in una precedente storia di carico.
- Tale elemento trave non lineare può essere utilizzato per descrivere molteplici modelli di risposta dei pannelli murari anche in presenza di interventi di consolidamento mirati a migliorare la risposta sismica nel piano dei maschi o delle fasce. Casi più frequenti sono quelli di pannelli in muratura armata o con rinforzi in FRP. Il problema si risolve implementando un opportuno legame non lineare taglio-spostamento ($V-\delta$) che tenga conto del contributo resistente offerto dagli elementi di rinforzo. Le difficoltà sono legate alla scarsa disponibilità di dati sperimentali su pannelli murari rinforzati, necessari per definire le variabili dei legami costitutivi da utilizzare.

2.6.3 La modellazione tridimensionale della struttura per l'analisi sismica globale (telaio equivalente).

La modellazione tridimensionale di edifici esistenti in muratura scaturisce dall'osservazione del comportamento e del danneggiamento di edifici reali soggetti ad azioni sismiche orizzontali. Dapprima si deve analizzare la risposta delle singole *pareti multipiano caricate nel proprio piano* e successivamente si deve procedere con l'assemblaggio spaziale delle stesse. Come già detto in precedenza, i meccanismi di danno osservati negli edifici si distinguono in due categorie a seconda del tipo di risposta delle pareti: meccanismi di 1° Modo (in cui sono coinvolte porzioni di pareti sollecitate ortogonalmente al proprio piano) e meccanismi di 2° Modo in cui la parete risponde all'azione sismica nel proprio piano medio.

Operazione preliminare consiste nell'**identificazione della struttura resistente**, sia nei riguardi dei carichi verticali che orizzontali, tipicamente costituiti dalle pareti e dagli orizzontamenti (impalcati). Le *pareti* costituiscono gli elementi resistenti, sia nei riguardi dei carichi verticali sia orizzontali; gli orizzontamenti (solai e sistemi voltati) trasferiscono i carichi gravitazionali alle strutture verticali e hanno funzione di ripartizione (in relazione alla propria rigidezza) delle azioni sismiche orizzontali (forze inerziali) sulle pareti di incidenza.

Con riferimento alle azioni sismiche orizzontali, la modellazione per l'analisi globale (risposta nel piano) si basa sulle seguenti ipotesi restrittive:

- Si considera esclusivamente la rigidezza delle pareti murarie per azioni nel proprio piano. Nel sistema spaziale, per cui sia garantita la risposta scatolare, le pareti sono disposte generalmente secondo un doppio sistema resistente ortogonale (x,y).
- Si trascura il contributo resistente delle pareti in direzione ortogonale al proprio piano. Ciò coincide con l'ipotesi di rigidezza flessionale trascurabile delle pareti ortogonalmente al loro piano medio. I

meccanismi di collasso fuori dal piano (1°Modo) non vengono modellati e devono essere verificati a priori, trattandosi di fenomeni legati alla risposta locale delle singole pareti di cui, con opportuni interventi di adeguamento puntuali possono essere limitati.

- Analogamente, non viene modellata la risposta flessionale degli impalcati, significativa per la loro verifica di resistenza, ma trascurabile ai fini della risposta globale delle pareti alle azioni sismiche. Le verifiche degli impalcati (sia voltati che dotati di solai) devono essere condotte separatamente adottando opportuni sottomodelli (esempio: analisi cinematica per le volte in muratura da eseguirsi su sottomodelli). Nel caso delle analisi sismiche globali si valuta esclusivamente l'effetto degli impalcati sulla risposta nel piano delle pareti murarie. I carichi verticali (masse) sono ripartiti sulle pareti in funzione della direzione di orditura e delle aree di influenza.

- L'impalcato, in relazione alla propria *rigidezza di piano*, modifica la configurazione del modello spaziale.

Nel caso di *impalcato infinitamente rigido* (solai c.a.), tutti i ritzi sono collegati da un vincolo mutuo costituito da un diaframma rigido nel suo piano; questa modellazione corrisponde a quella ben nota di telaio spaziale a piani rigidi, identica a quella utilizzata per gli edifici in c.a. I gradi di libertà (GDL) cinematici corrispondono a tre per impalcato (traslazione e rotazione rigida di impalcato) e l'azione sismica di piano viene ripartita in relazione alla rigidità e posizione in pianta delle singole pareti nelle direzioni di giacitura (x,y). In tale ripartizione delle azioni (parallelamente alle due direzioni secondo cui spira il sisma), essendo la rigidità trasversale (fuori piano) delle pareti trascurabile rispetto a quella longitudinale, si può assumere con buona approssimazione che le forze orizzontali vengano fronteggiate, lungo ciascuna direzione principale, dai soli pannelli di maschio (longitudinali) paralleli alla direzione del sisma. In generale, la presenza di eccentricità tra i baricentri (masse e rigidità), comporta l'insorgere di effetti torsionali di piano (coppia sismica torcente dell'impalcato).

L'asimmetria degli effetti, dovuti alla rotazione di impalcato, fa sì che vengano maggiormente sollecitate le pareti perimetrali.

Nel caso di *impalcato infinitamente deformabile* (sistemi con volte in muratura e solai lignei) il sistema si disaccoppia nelle singole pareti ciascuna completamente indipendente dalle altre (è conveniente utilizzare modelli di telai piani per ciascuna parete). In tal caso le azioni sismiche per ciascuna parete saranno calcolate in relazione alle masse applicate a ciascun livello, calcolate mediante il metodo delle aree di influenza.

Nella *modellazione delle pareti* di edifici esistenti è possibile tener conto del contributo resistente flessionale dei pannelli di fascia solo se queste svolgono *funzione di accoppiamento*. La norma afferma che:

[..] *Nella modellazione di edifici esistenti possono essere considerate le **travi di accoppiamento** in muratura (assumere i pannelli di fascia come flessoresistenti), quando siano verificate le seguenti condizioni:*

- *la trave sia sorretta da un architrave o da un arco o da una piattabanda strutturalmente efficace, che garantisca il sostegno della muratura della fascia anche nel caso in cui quest'ultima venga fessurata e danneggiata dal sisma;*

- *la trave sia efficacemente ammortata alle pareti che la sostengono (ovvero sia possibile confidare in una resistenza orizzontale a trazione, anche se limitata) o si possa instaurare nella trave un meccanismo resistente a puntone diagonale (ovvero sia possibile la presenza di una componente orizzontale di compressione, ad esempio per l'azione di una catena o di un elemento resistente a trazione in prossimità della trave).*

In relazione a ciò vale quanto visto in precedenza:

- a) per *fasce di piano flesso resistenti*, il modello della parete corrisponde all'ipotesi di telaio iperstatico con traversi dotati di rigidità flessionale;
- b) per *fasce di piano deboli*, il modello della parete corrisponde al sistema di mensole verticali isostatiche indipendenti (maschi murari). Si esclude il contributo delle fasce di piano, oppure al massimo è possibile considerarne la sola rigidità estensionale (mensole collegate da bipendoli alla traslazione orizzontale).

La norma precisa al §7.8.1.5.2:

“[...] Le rigidità degli elementi murari debbono essere calcolate considerando sia il contributo flessionale sia quello tagliante. L'utilizzo di rigidità fessurate è da preferirsi; in assenza di valutazioni più accurate le rigidità fessurate possono essere assunte pari alla metà di quelle non fessurate. Nell'ipotesi di infinita rigidità nel piano dei solai, il modello può essere costituito dai soli elementi murari continui dalle fondazioni alla sommità, collegati ai soli fini traslazionali alle quote dei solai. In alternativa, gli elementi di accoppiamento fra pareti diverse, quali travi o cordoli in cemento armato e travi in muratura (qualora efficacemente ammorsate alle pareti), possono essere considerati nel modello, a condizione che le verifiche di sicurezza vengano effettuate anche su tali elementi. In presenza di elementi di accoppiamento l'analisi può essere effettuata utilizzando **modelli a telaio**, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali possono essere considerate infinitamente rigide [...]”.

1) La Modellazione delle pareti in muratura.

In prima istanza, ci si riferisce al problema di una parete multipiano in muratura con aperture, caricata nel piano, soggetta a carichi verticali costanti e a forze orizzontali crescenti applicate al livello dei solai, secondo una distribuzione assegnata. Se la geometria della parete e delle aperture è sufficientemente regolare, è possibile idealizzare una parete muraria mediante un telaio equivalente costituito da elementi maschio (ad asse verticale), elementi fascia (ad asse orizzontale), elementi nodo. Gli elementi maschio e gli elementi fascia vengono modellati come elementi di telaio deformabili assialmente e a taglio. Tale rappresentazione deriva dal comportamento osservato a seguito di eventi sismici, in quanto i danni risultavano localizzati maggiormente in tali elementi. L'ipotesi di nodi rigidi deriva dalla necessità di studiare il comportamento della struttura al collasso, osservando che le deformazioni anelastiche di tali elementi risultavano trascurabili rispetto a quelle dei ritzi e delle fasce. Grazie a questa suddivisione in nodi ed elementi, il modello della parete diviene quindi del tutto assimilabile a quello di un *telaio piano equivalente*.

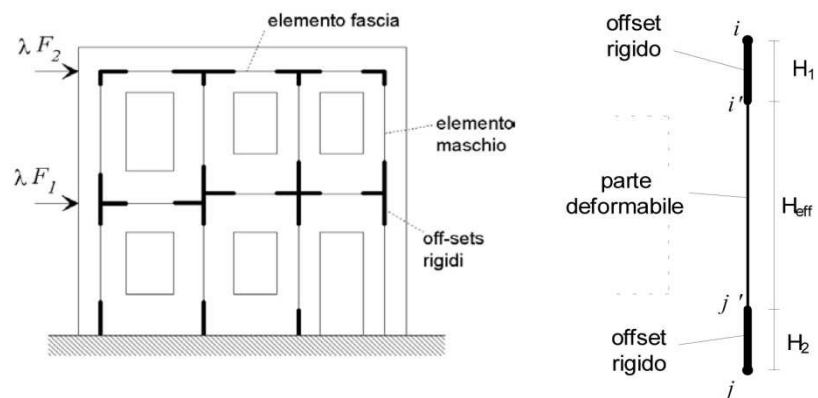


Fig. 41 - Schematizzazione a telaio equivalente di una parete caricata nel piano - metodo SAM (G. Magenes 2000).

Nella modellazione 3MURI, ciascun pannello è modellato attraverso un *macroelemento finito* a due nodi con tre gradi di libertà per nodo (u_x , u_z , φ). Le restanti porzioni di parete vengono dunque considerate come *nodi rigidi bidimensionali* di dimensioni finite, a cui sono connessi i macroelementi; questi ultimi trasmettono, ad ognuno dei nodi incidenti, le sollecitazioni (M;N;V) lungo i tre gradi di libertà del piano. Nella descrizione di una singola parete i nodi sono individuati da una coppia di coordinate (x,z) nel piano della parete e dalla quota z corrispondente a quelle degli orizzontamenti; i gradi di libertà di cui disporranno saranno unicamente u_x , u_z , φ (*nodi bidimensionali*).

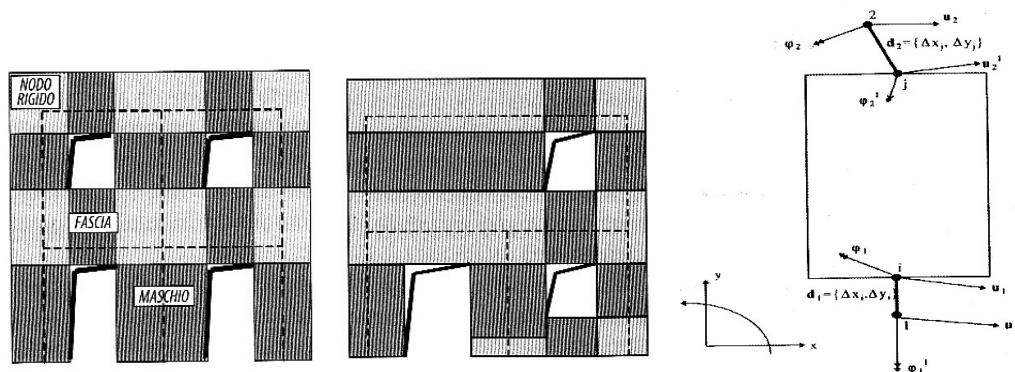


Fig. 42 - Schematizzazione a macroelementi di una parete caricata nel piano (3MURI).

Le dimensioni dei pannelli di maschio e di fascia possono essere definite secondo regole geometriche. Per i maschi murari, la larghezza (b) corrisponde a quella dell'elemento verticale compreso tra due aperture allineate lungo l'orizzontale, mentre la sua altezza efficace (H_{eff}) corrisponde alla distanza tra due nodi rigidi, depurata delle porzioni di nodo corrispondenti. Una procedura alternativa è quella proposta da Dolce (1989), nell'ambito dei modelli POR, la quale ipotizza che: nel caso di aperture con spigoli superiori non allineati, l'altezza dei maschi murari può essere ottenuta considerando il punto medio della congiungente tra gli spigoli; nel caso in cui la congiungente superi l'inclinazione di 30° rispetto all'orizzontale, quest'ultima si considera al posto di quella reale. Le fasce, invece, occupano sempre lo spazio orizzontale compreso tra due aperture poste sul medesimo allineamento verticale. Un metodo alternativo semplificato è adottato nella modellazione 3MURI. Essa considera sempre la congiungente reale fra gli spigoli delle aperture ed individua le altezze effettive in corrispondenza del centro del pannello (v. figura sotto).

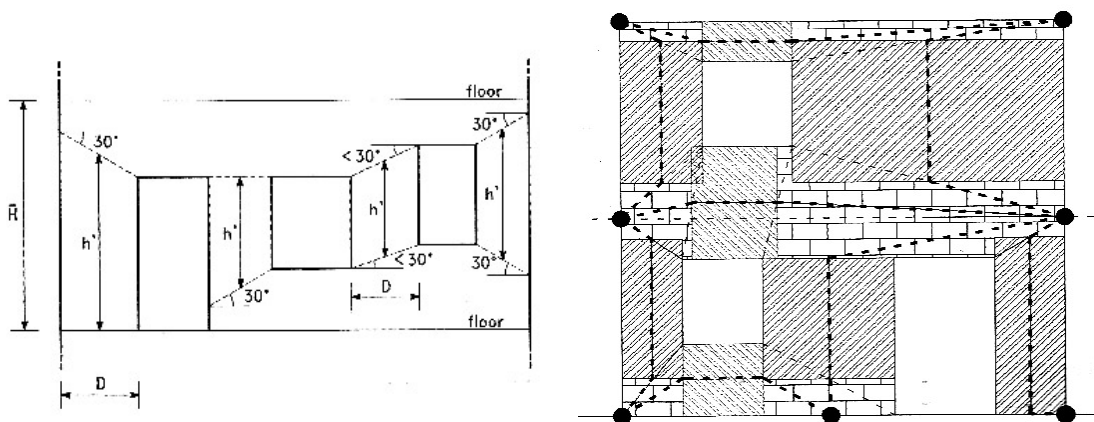


Fig. 43 Valutazione dell'altezza efficace H_{eff} nei pannelli di maschio (Dolce 1989). Discretizzazione della parete muraria 3MURI.

2) La Modellazione tridimensionale della struttura.

La modellazione tridimensionale dell'edificio a telaio spaziale equivalente si presenta come una operazione non priva di difficoltà e che può richiedere qualche espediente. Nel modello spaziale gli elementi resistenti (nei riguardi delle azioni verticali e orizzontali) sono rappresentati dal doppio sistema di pareti in muratura (generalmente ortogonali tra loro) disposte secondo le giaciture in pianta ($x;y$). Gli orizzontamenti costituiscono dei vincoli (dotati di rigidità nel piano di impalcato) tra le pareti verticali e svolgono la funzione di ripartizione delle azioni orizzontali sulle stesse. La struttura risulta così modellata dall'assemblaggio di strutture piane verticali (pareti) e orizzontali (impalcati).

Il *problema principale* è legato all'ipotesi di conservare la modellazione a telaio equivalente anche per sistemi spaziali; ciò genera delle difficoltà nella gestione dei nodi tridimensionali che si vengono a

configurare nelle intersezioni tra pareti verticali. Infatti, facendo coincidere l'asse dei ritti con il baricentro delle sezioni rettangolari resistenti dei maschi murari disposti nelle due direzioni, nei nodi di incrocio tra pareti ortogonali, gli stessi assi risultano non coincidenti (*disaccoppiamento degli assi dei ritti*). Da ciò scaturisce l'ipotesi di trascurare la rigidità flessionale dei maschi murari fuori dal piano (minore inerzia della sezione rettangolare), rispetto a quella nel piano (maggiore inerzia della sezione rettangolare).

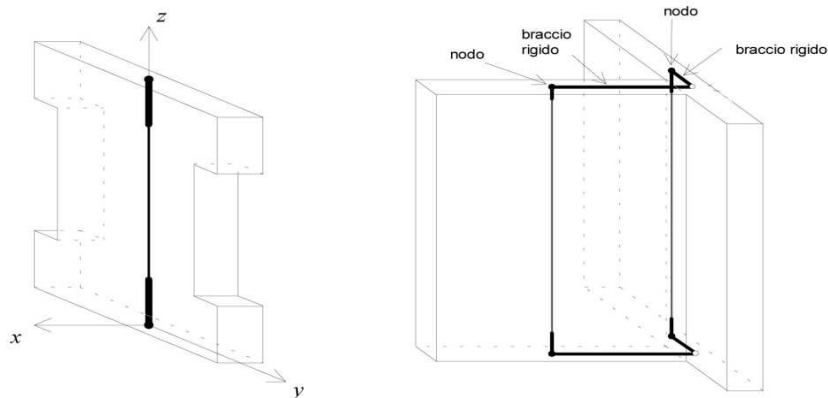


Fig. 44 Scomposizione di un muro composto in maschi elementari – metodo SAM (G. Magenes, 2000)

In tali incroci si realizzano dei **nodi virtuali tridimensionali**, i quali devono garantire le condizioni di congruenza legate al grado di ammorsamento tra le pareti murarie (*cantionali d'angolo, croci di muro e martelli murari*). Nei casi reali, può verificarsi la situazione in cui gli assi dei maschi murari convergenti risultino molto lontani dai vertici della gabbia muraria, rendendo difficile la definizione di un vincolo cinematico che assicuri l'integrità del collegamento. Supposto di aver verificato a priori gli eventuali meccanismi di risposta fuori dal piano delle pareti murarie, e nell'eventualità, di aver progettato interventi atti a migliorare il grado di connessione tra le pareti (interventi di adeguamento), è possibile fare l'ipotesi di un buon grado di ammorsamento tra le pareti ortogonali. In tal caso è possibile gestire suddetti nodi mediante l'inserimento di ulteriori offset rigidi (*vincoli di diaframma*) che assicurino la continuità tra gli spostamenti delle pareti convergenti (indeformabilità della croce). Nella analisi spaziale implementata dal solutore 3MURI, viene conservato l'uso della modellazione piana a telaio equivalente per le pareti piane, le quali vengono successivamente assemblate alle strutture orizzontali (impalcati). In tal modo le masse e le rigidità vengono associate ai *nodi tridimensionali* della struttura, tenendo conto però localmente dei soli gradi di libertà piani (ovvero riferiti ai *nodi bidimensionali* di estremità delle pareti). In tal modo si esclude la risposta fuori dal piano locale delle pareti, trascurando le rigidità flessionali ortogonali.

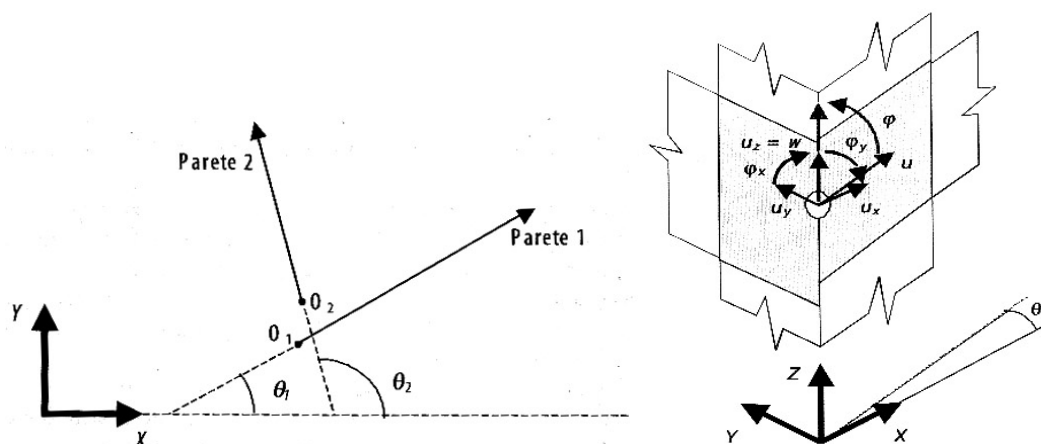


Fig. 45 Gradi di libertà del nodo tridimensionale (Manuale 3MURI)

Nello specifico, fissato il riferimento globale O(X;Y;Z), si assume che ciascuna parete i-esima giace in un piano verticale la cui traccia è definita (rispetto al sistema globale) dal riferimento locale O_i (x_i;y_i;z_i) ruotato di angolo (θ_i) attorno ad X. La traccia definisce il piano all'interno del quale giace il modello a telaio equivalente della generica parete. In tale riferimento locale, i nodi di connessione della parete (tra maschi e fasce) sono configurati come *bidimensionali* e caratterizzati da 3g.d.l. piani (u;w; φ), due spostamenti e una rotazione nel proprio piano a seconda della giacitura della parete nel riferimento locale O'. In corrispondenza delle intersezioni tra pareti si configurano *nodii virtuali tridimensionali* (comuni a queste ultime) i quali devono essere dotati di gradi di libertà rispetto al riferimento globale. Tali nodi si ottengono come l'assemblaggio dei nodi rigidi bidimensionali appartenenti alle pareti convergenti. Nell'ipotesi di trascurare la rigidezza flessionale delle pareti nel proprio piano, per il generico nodo 3D si esclude il grado rotazionale attorno a Z (φ_z=0). Il nodo virtuale tridimensionale risulta così caratterizzato nel riferimento globale da 5g.d.l di cui gli spostamenti (u_x;u_y;u_z) e le rotazioni (φ_x;φ_y).

Per congruenza, devono valere le seguenti condizioni tra le 5 componenti di spostamento del nodo 3D e le 3 componenti (u;w; φ) del nodo bidimensionale appartenente alla generica parete convergente:

$$\begin{cases} u = u_x \cos\theta + u_y \sin\theta \\ w = u_z \\ \varphi = \varphi_x \sin\theta - \varphi_y \cos\theta \end{cases} \quad (\text{congruenza nodo tridimensionale})$$

In cui (u;w; φ) indicano le tre componenti di spostamento secondo i gradi di libertà del nodo fittizio appartenente alla generica parete orientata di angolo (θ) rispetto al riferimento globale.

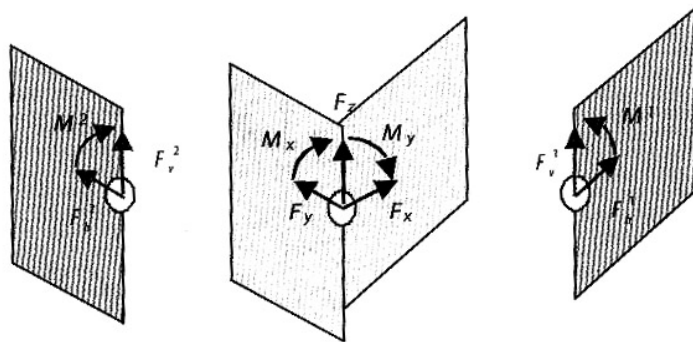


Fig. 46 Forze sul nodo tridimensionale a 5GDL e sui corrispondenti nodi bidimensionali a 3GDL (Manuale 3MURI)

Dovendo essere verificato l'equilibrio globale e locale, le sollecitazioni (F_h;F_v;M) trasmesse ai singoli macroelementi convergenti, devono equilibrare le forze al nodo tridimensionale (F_x;F_y;F_z). I termini con l'apice si riferiscono alle forze corrispondenti ai nodi bidimensionali nelle pareti convergenti (sollecitazioni nei pannelli), cui il nodo tridimensionale appartiene.

$$\begin{cases} F_x = F_h^{(1)} \cos\theta_1 + F_h^{(2)} \cos\theta_2 \\ F_y = F_h^{(1)} \sin\theta_1 + F_h^{(2)} \sin\theta_2 \\ F_z = F_v^{(1)} + F_v^{(2)} \\ M_x = M^{(1)} \sin\theta_1 + M^{(2)} \sin\theta_2 \\ M_y = -M^{(1)} \cos\theta_1 - M^{(2)} \cos\theta_2 \end{cases} \quad (\text{equilibrio nodo tridimensionale})$$

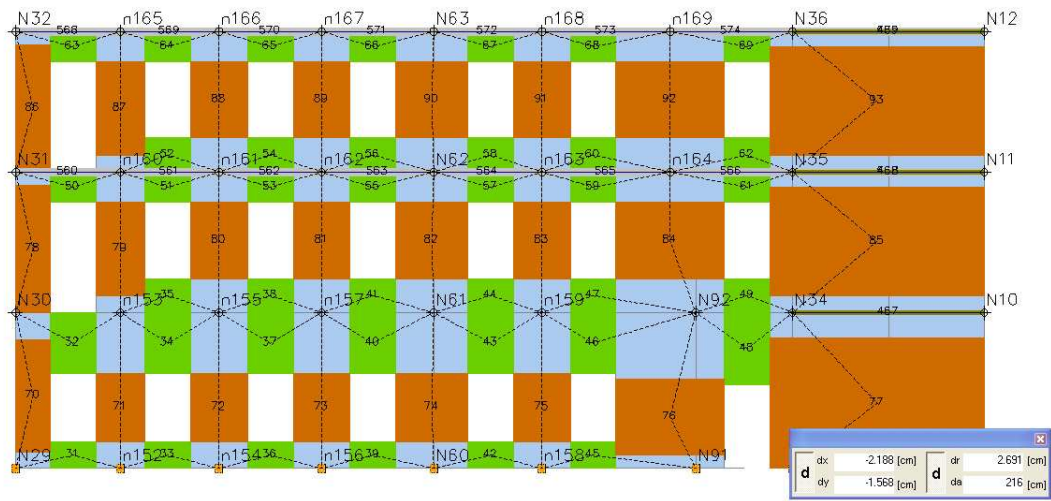


Fig. 47 Esempio di modellazione a macroelementi della parete piana in muratura (software 3MURI)

2.7 Utilizzo dell'analisi statica non lineare nella progettazione degli interventi di consolidamento.

2.7.1 Livelli di sicurezza e valutazione della vulnerabilità.

Come visto in precedenza, la verifica dell'analisi statica non lineare per ciascuno stato limite, così come prevista dalle attuali NTC08, prevede un confronto diretto in termini di deformabilità della struttura. La verifica si esegue dimostrando che la *capacità di spostamento* risulti maggiore della *domanda di spostamento*:

$$d_u \geq d_{max} \quad (\text{verifica analisi statica non lineare capacità} \geq \text{domanda, sistema MDOF})$$

Se tale metodologia di verifica risulta molto pratica, non è altrettanto immediato valutare il **livello di sicurezza** della struttura, in quanto il rapporto tra spostamenti (α) dipende strettamente dalla rigidità del sistema (quindi dal periodo T^*) e potrebbe risultare poco significativo ai fini della stima della vulnerabilità.

Il livello di sicurezza deve essere valutato in riferimento alla accelerazione ultima, ovvero a quel *sisma convenzionale* (spettro) che richiede una domanda di spostamento pari proprio a quella limite per la struttura d_u (condizione limite domanda = capacità). In pratica si deve valutare la sicurezza mediante un confronto tra accelerazioni, di cui l'accelerazione limite è pari a quella massima al suolo \widetilde{a}_g^u calcolata dallo spettro che si ottiene in corrispondenza di una domanda di spostamento pari a quella ultima (d_u). Il termine di confronto coincide con l'accelerazione effettiva a_g^{SL} , ovvero quella massima al suolo calcolata dallo spettro che si ottiene in corrispondenza della domanda di spostamento effettiva (d_{max}). Ciò non è immediato poiché ogni spettro è definito secondo le formulazioni al §2.3.2 delle NTC08 e alla pericolosità sismica di base ($a_g; F_0; Tc^*$) associata a ciascun periodo di ritorno (T_R). Si può facilmente dimostrare che, variare il valore di (a_g) per incidere sulla domanda di spostamento, significa riferirsi a periodi di ritorno (T_R) diversi con conseguente variazione di forma dello spettro elastico (per T_R diversi si avranno parametri di pericolosità $a_g; F_0; Tc^*$ diversi => cambia la forma dello spettro). Ciò porterebbe ad eseguire erroneamente un confronto tra accelerazioni (a_g) calcolate rispetto a spettri aventi forma diversa.

Non è pertanto possibile una valutazione diretta dell'accelerazione ultima \widetilde{a}_g^u , ma si deve procedere con una approssimazione del problema. L'ipotesi è quella di calcolare tale accelerazione limite "a forma di spettro fissato", ovvero riferendosi allo spettro calcolato assumendo i parametri ($F_0; S; Tc^*$) come costanti. In tal modo se varia l'accelerazione al suolo (a_g), tutte le ordinate spettrali aumentano proporzionalmente conservando i rapporti di forma dello spettro (lo spettro varia solo in scala

conservando la forma). Tale metodo è approssimato in quanto non tiene conto della variazione di T_R . La soluzione rigorosa (iterativa) prevede il ricalcolo dello spettro elastico per ogni diverso periodo di ritorno fino a ricavare la condizione che provoca una domanda di spostamento pari a (d_u). Con riferimento allo *SLV (Stato limite di salvaguardia della vita)*, il calcolo dell'accelerazione di collasso secondo le condizioni di forma dello spettro elastico corrispondente si esegue assumendo i parametri ($F_0; S; T_c^* = \text{cost}$) come costanti e ricavando l'accelerazione massima su suolo rigido (\widetilde{a}_g^u) che indurrebbe lo spostamento ultimo dell'oscillatore bilineare equivalente, ovvero per ($d_{\max}^* = d_u^*$). Tale condizione differisce a seconda della rigidezza dell'oscillatore.

1) Per $T^* > T_c$ (**oscillatore deformabile**), il calcolo è immediato e ci consente di effettuare alcune osservazioni. In tale ipotesi si è dimostrato che lo spostamento del sistema anelastico coincide con quello del sistema elastico $d_{\max}^* = S_{De}(T^*; a_g^{SLV})$. Detta a_g^{SLV} il valore dell'accelerazione su suolo rigido dello spettro corrispondente alla domanda di spostamento (d_{\max}^*) effettiva del sistema, allora valgono le seguenti condizioni:

$$\text{per } T^* \geq T_c: \begin{cases} d_{\max}^* = S_{De}(T^*; a_g^{SLV}) \\ S_{De}(T^*; a_g^{SLV}) = S_e(T^*; a_g^{SLV}) \cdot \left(\frac{2\pi}{T^*}\right)^2 \end{cases}$$

In generale, avendo fissato la forma ($F_0; S; T_c^* = \text{cost}$) dello spettro in accelerazione $S_e(T)$, qualsiasi ordinata spettrale può essere espressa per $T^* > T_c$ come (v. formule §2.3.2 NTC08 per $T > T_c$):

$$S_e(T^*; a_g) = a_g \cdot S_e^{(1)}(T^*)$$

Dove $S_e^{(1)}(T^*)$ esprime il valore dell'accelerazione spettrale che si ottiene in corrispondenza di una accelerazione su suolo rigido unitaria ($a_g = 1 \Rightarrow$ indipendente dalla a_g effettiva). Essa definisce la forma dello spettro elastico e vale:

$$\text{per } T_c < T^* < T_D \Rightarrow S_e^{(1)}(T^*) = 1 \cdot S \cdot F_0 \cdot \eta \cdot (T_c/T^*) = \text{cost.}$$

$$\text{per } T^* > T_D \Rightarrow S_e^{(1)}(T^*) = 1 \cdot S \cdot F_0 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_D}{T^{*2}}\right) = \text{cost.}$$

Si determina il valore dell'accelerazione su suolo rigido dello spettro corrispondente alla domanda di spostamento effettiva del sistema come (formula inversa):

$$a_g^{SLV} = \frac{S_e(T^*; a_g^{SLV})}{S_e^{(1)}(T^*)} = \frac{S_{De}(T^*; a_g^{SLV})}{S_e^{(1)}(T^*) \cdot \left(\frac{2\pi}{T^*}\right)^2} = \frac{d_{\max}^*}{S_e^{(1)}(T^*) \cdot \left(\frac{2\pi}{T^*}\right)^2}$$

Essendo calcolata dalla domanda effettiva essa coincide proprio con l'accelerazione di ancoraggio (per $T=0$) dello spettro di risposta elastico in accelerazione per lo SLV, nell'ipotesi di suolo rigido e superficie topografica orizzontale ($S=1$). a_g^{SLV} = accelerazione su suolo rigido per lo SLV (come calcolata dallo spettro).

Avendo fissato la forma dello spettro, non può variare la posizione di (T^*) all'interno dei parametri $T_B; T_C; T_D$, pertanto la relazione vale anche in corrispondenza della domanda limite (d_u) per il sistema. In tal caso $S_{De}(T^*; \widetilde{a}_g^u)$ rappresenta lo spostamento del sistema che induce una domanda di spostamento limite d_u (pari proprio alla capacità $d_{\max}^* = d_u^*$ in condizioni ultime), secondo la forma dello spettro di SLV ed una accelerazione limite orizzontale su suolo rigido (\widetilde{a}_g^u). Si determina il valore dell'accelerazione ultima su suolo rigido del sistema come:

$$\text{per } T^* \geq T_c: \widetilde{a}_g^u = \frac{S_e(T^*; \widetilde{a}_g^u)}{S_e^{(1)}(T^*)} = \frac{S_{De}(T^*; \widetilde{a}_g^u)}{S_e^{(1)}(T^*) \cdot \left(\frac{2\pi}{T^*}\right)^2} = \frac{d_u^*}{S_e^{(1)}(T^*) \cdot \left(\frac{2\pi}{T^*}\right)^2} \quad (\text{accelerazione ultima su suolo rigido})$$

Tale relazione vale solo nell'ipotesi che $q^* < 3^{(2)}$ (limite per edifici in muratura §7.8.1.6 NTC08).

La verifica del livello di sicurezza sarà positiva se il rapporto tra le accelerazioni ultima e effettiva risulterà maggiore dell'unità. Si può notare infine che, solo nel caso di $T^* > T_c$, il rapporto tra le accelerazioni è identico al rapporto tra lo spostamenti ultimo e quello massimo del sistema (MDOF):

$$\frac{\widetilde{a}_g^u}{a_g^{SLV}} = \left(\frac{d^*_u}{S_e^{(1)}(T^*) \cdot \left(\frac{2\pi}{T^*}\right)^2} / \frac{d^*_{max}}{S_e^{(1)}(T^*) \cdot \left(\frac{2\pi}{T^*}\right)^2} \right) \cdot \frac{\Gamma}{\Gamma} = \frac{d_u}{d_{max}}$$

2) Per $T^* > T_c$ (**oscillatore deformabile**) il calcolo è il medesimo. In tal caso lo spostamento del sistema anelastico risulterà maggiore di quello del sistema elastico. Detta a_g^{SLV} il valore dell'accelerazione su suolo rigido dello spettro corrispondente alla domanda di spostamento (d^*_{max}) effettiva del sistema, allora valgono le seguenti condizioni:

$$\text{per } T^* < T_c: \begin{cases} d^*_{max} = \frac{S_{De}(T^*; a_g^{SLV})}{q^*} \cdot \left[1 + (q^* - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*} \right] \\ S_{De}(T^*; a_g^{SLV}) = S_e(T^*; a_g^{SLV}) \cdot \left(\frac{2\pi}{T^*}\right)^2 \\ q^* = \frac{m^* \cdot S_e(T^*; a_g^{SLV})}{F_y^*} \quad \text{per } 1 < q^* < 3 \end{cases}$$

Allo stesso modo, avendo fissato la forma ($F_0; S; T_c^* = \text{cost}$) dello spettro in accelerazione $S_e(T)$, qualsiasi ordinata spettrale può essere espressa per $T^* > T_c$ come (v. formule §2.3.2 NTC08 per $T < T_c$):

$$S_e(T^*; a_g) = a_g \cdot S_e^{(1)}(T^*)$$

Dove, $S_e^{(1)}(T^*)$ esprime il valore dell'accelerazione spettrale che si ottiene in corrispondenza di una accelerazione su suolo rigido unitaria ($a_g=1 \Rightarrow$ indipendente dalla a_g effettiva). Essa definisce la forma dello spettro elastico e vale:

$$\text{per } 0 < T^* < T_B \Rightarrow S_e^{(1)}(T^*) = 1 \cdot S \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T^*}{T_B} + \frac{1}{F_0 \cdot \eta} \cdot \left(1 - \frac{T^*}{T_B} \right) \right] = \text{cost.}$$

$$\text{per } T_B < T^* < T_C \Rightarrow S_e^{(1)}(T^*) = 1 \cdot S \cdot F_0 \cdot \eta = \text{cost.}$$

Allo stesso modo: a_g^{SLV} = accelerazione su suolo rigido per lo SLV (come calcolata dallo spettro).

Avendo fissato la forma dello spettro, non può variare la posizione di (T^*) all'interno dei parametri $T_B; T_c; T_D$, pertanto la relazione sopra vale anche in corrispondenza della domanda limite (d^*_u) per il sistema. In tal caso $S_{De}(T^*; \widetilde{a}_g^u)$ rappresenta lo spostamento del sistema che induce una domanda di spostamento limite d^*_u secondo la forma dello spettro di SLV ed una accelerazione limite orizzontale su suolo rigido (\widetilde{a}_g^u). Utilizzando le relazioni precedenti, si dimostra che il valore *dell'accelerazione ultima su suolo rigido* del sistema a spettro fissato vale (si omettono i passaggi del calcolo):

$$\text{per } T^* < T_c: \widetilde{a}_g^u = \frac{(T^* \cdot T_c \cdot F_y^*) - (T^{*2} \cdot F_y^*) + (4\pi^2 \cdot d^*_u \cdot m^*)}{T^* \cdot T_c \cdot S_e^{(1)}(T^*) \cdot m^*} \quad (\text{accelerazione ultima su suolo rigido})$$

² Diversamente si dovrebbe calcolare una accelerazione ultima ridotta ($\widetilde{a}_g^{u,rid}$) corrispondente all'ipotesi di $q^*=3$, limite oltre il quale non è possibile sfruttare la deformabilità del sistema, che a sua volta corrisponde ad uno spostamento ultimo ridotto ($d_{u,rid}$) calcolato in suddetta ipotesi. Vedere "Analisi sismica delle strutture murarie", A. Galasco, S. Frumento, SE 2011, Napoli.

In ogni caso, il *livello di sicurezza rispetto allo SLV* viene espresso dal rapporto tra le accelerazioni massime su suolo rigido ultima e effettiva. Con il termine tildato (\tilde{a}_g^u) si indica l'accelerazione ultima su suolo rigido calcolata a forma di spettro fissato, che costituisce una soluzione approssimata rispetto a quella rigorosa che prevedrebbe il calcolo iterativo dei parametri dello spettro.

- La **verifica del livello di sicurezza nei confronti del generico stato limite ultimo (SLU)** si esegue come:

$$\tilde{\alpha}_u = \frac{\tilde{a}_g^u}{a_g^{\text{SLU}}} \quad (\text{Livello di sicurezza SLU})$$

\tilde{a}_g^u = accelerazione ultima su suolo rigido calcolata a forma di spettro fissato;

a_g^{SLU} = accelerazione massima al suolo come calcolata dallo spettro elastico, nell'ipotesi di terreno rigido (cat.A) e superficie topografica orizzontale.

- Allo stesso modo, la **verifica del livello di sicurezza nei confronti del generico stato limite di esercizio (SLE)**, si esegue come:

$$\tilde{\alpha}_e = \frac{\tilde{a}_g^e}{a_g^{\text{SLE}}} \quad (\text{Livello di sicurezza/prestazione SLE})$$

\tilde{a}_g^e = accelerazione limite di esercizio su suolo rigido calcolata a forma di spettro fissato (considerando la capacità di spostamento in esercizio);

a_g^{SLE} = accelerazione massima al suolo come calcolata dallo spettro elastico, nell'ipotesi di terreno rigido (cat.A) e superficie topografica orizzontale.

Entrambi gli indici ci consentono di valutare la **vulnerabilità sismica dell'opera**, sia per gli SLU che per gli SLE, la quale sarà inversamente proporzionale a tali valori. La verifica dello stato limite è positiva se tali rapporti risultano maggiori dell'unità. Per valore prossimi o superiori ad 1 ($\alpha \geq 1$) siamo in presenza di *livelli di vulnerabilità accettabili* concordi con la normativa; per valori bassi prossimi a 0 o inferiori ad 1 ($\alpha < 1$), siamo in presenza di *elevata vulnerabilità sismica*.

Come visto al paragrafo 2.2.1 **“Calcolo degli “Indici di riferimento per la misura della vulnerabilità e del rischio sismico”**, è conveniente riferirsi nelle verifiche a valori delle accelerazioni intese come **PGA (Peak Ground Acceleration)**, espresse tenendo conto delle caratteristiche reali del suolo di fondazione. Ciò si esegue moltiplicando nel rapporto (α) le accelerazioni massime al suolo (a_g), calcolate nelle ipotesi ideali di suolo rigido e orizzontale, per il coefficiente ($S=S_S \cdot S_T$) degli effetti di amplificazione locale. Moltiplicando ambo i membri per lo stesso coefficiente l'indice resta invariato: $PGA = S_e (T = 0) = a_g \cdot S = a_g \cdot S_S \cdot S_T$.

I rapporti così ottenuti vengono definiti **“Indicatore di rischio in termini di PGA”** ed esprimono il rapporto tra la capacità e domanda della struttura espressi in termini di PGA, validi per ciascuno stato limite:

$$\tilde{\alpha}_u = \frac{\tilde{a}_g^u}{a_g^{\text{SLU}}} = \frac{(PGA)_{\text{CLU}}}{(PGA)_{\text{DLU}}} \quad (\text{Livello di sicurezza SLU})$$

$$\tilde{\alpha}_e = \frac{\tilde{a}_g^e}{a_g^{\text{SLE}}} = \frac{(PGA)_{\text{CLE}}}{(PGA)_{\text{DLE}}} \quad (\text{Livello di sicurezza/prestazione SLE})$$

Fisicamente i termini possono essere interpretati nel seguente modo:

$(PGA)_C$ = capacità della struttura in termini di accelerazione massima al suolo sostenibile. Esprime l'intensità massima dell'azione sismica sostenibile dalla struttura.

$(PGA)_D$ = domanda in termini di accelerazione massima al suolo attesa. Esprime l'intensità massima dell'azione sismica di riferimento per il sito di progetto.

Come detto in precedenza, l' indicatore di rischio in termini di PGA nel nuovo quadro normativo di riferimento, non è più sufficiente a descrivere compiutamente il rapporto fra le azioni sismiche sostenibili e attese (capacità/domanda), in quanto esse a rigori devono essere riferite a periodi di ritorno (T_R) diversi. L'ipotesi approssimativa di calcolare i valori delle PGA ultime partendo da uno "spettro a forma fissata" (supponendo periodi di ritorno uguali sia per la capacità che per la domanda) è comunque accettabile per valori di (α) prossimi all'unità, mentre per valori molto maggiori può essere imprecisa.

La norma introduce così un ulteriore "Indicatore di rischio in termini di periodo di ritorno T_R " il quale esprime il rapporto tra capacità e domanda espressa in termini di periodi di ritorno (T_R) dell'azione sismica, calcolati in corrispondenza delle PGA (effettiva e ultima). Tale rapporto potrà essere calcolato sia per gli SLE che SLU, come segue:

$$\left(\frac{TR_C}{TR_D}\right)^\alpha \quad (\text{con } \alpha = 0,41)$$

[TR_C] Periodo di ritorno della capacità = è il periodo di ritorno associato al valore di accelerazione massima al suolo sostenibile (PGA_C) che induce nella struttura lo stato limite considerato.

[TR_D] Periodo di ritorno della domanda = è il periodo di ritorno associato allo stato limite di riferimento per il sito in esame, a cui corrisponderà una determinata accelerazione massima attesa di riferimento (PGA_D).

Tale indicatore consente una migliore quantificazione del rischio con riferimento allo stato limite di verifica. La verifica dello stato limite è positiva se tale rapporto risulta maggiore dell'unità. Per comprendere: se TR_C rappresenta il periodo di ritorno della massima azione sismica sostenibile dalla struttura e TR_D il valore del periodo di ritorno della massima azione sismica attesa per il sito (effettiva), per $\left(\frac{TR_C}{TR_D}\right)^\alpha > 1$ il periodo di ritorno dell'azione sostenibile sarà maggiore di quella attesa.

Ciò significa dire che la struttura riesce a resistere ad una azione sismica avente maggiore intensità rispetto a quella attesa per lo stato limite considerato (verifica positiva livello di vulnerabilità accettabile). Viceversa per rapporti inferiori all'unità, l'azione sismica sostenibile avrà periodo più basso rispetto a quella attesa e quindi di minore intensità (verifica negativa livello di vulnerabilità elevato).

Per gli edifici esistenti, cercare di **massimizzare entrambi gli indicatori di rischio** deve costituire l'obiettivo principale della strategia di adeguamento. Difatti in tal modo si incrementa la capacità della struttura a resistere a terremoti di intensità maggiore aventi periodi di ritorno più elevati e quindi a ridurre la vulnerabilità sismica. L'incremento del **livello di sicurezza**, a seguito di un progetto di **adeguamento sismico**, si dimostra calcolando gli **incrementi effettivi degli indicatori di rischio ($\Delta\alpha > 0$)** sia in termini di vulnerabilità al collasso che di livelli prestazionali in esercizio. Tutte le strategie di adeguamento devono consentire di ridurre la domanda di spostamento della struttura (d_{max}) rispetto alla capacità (d_u) fissata dalla norma. Ciò si traduce in un incremento degli indicatori sia in termini di accelerazione massima (PGA) che di periodo di ritorno T_R dell'azione sismica sostenibile dalla struttura.



Fig. 48 Valutazione del livello di sicurezza sismica di edificio esistente (NTC08).

2.7.2 Correlazioni dei risultati dell'analisi statica non lineare alle strategie di consolidamento. Principali problematiche.

Di seguito vengono riportate alcune osservazioni in merito ai risultati delle analisi di pushover, correlandole alle possibili strategie di consolidamento per edifici in muratura. Per sistemi a più gradi di libertà come le strutture reali, è possibile che a seguito di interventi di consolidamento, si ottengono peggioramenti dei risultati delle analisi. Di seguito si riportano alcuni casi in cui “paradossalmente” si verifica una riduzione della resistenza della struttura. Innanzitutto è opportuno definire le possibili *strategie di consolidamento* con riferimento al singolo pannello murario rappresentativo di un sistema ad un solo grado di libertà SDOF, per poi passare a sistemi MDOF più complessi.

▪ Interventi di consolidamento per sistemi SDOF.

Si consideri un generico sistema elementare (SDOF) costituito da un singolo maschio murario libero di traslare in sommità. Si suppone che il sistema sia caratterizzato da un periodo (T) e che la rottura pervenga secondo uno dei possibili meccanismi descritti in precedenza per un valore della resistenza a taglio ultima pari a (V_u) ed uno spostamento ultimo pari a (δ_u). La rigidità della parete si ricava tenendo conto del contributo flettente e tagliante e vale (k). Si suppone che il pannello abbia un comportamento elastico-perfettamente plastico, in tal caso la curva di capacità del sistema coincide proprio con il legame costitutivo del materiale (sistema ad 1g.d.l.=1 solo modo di vibrare). Poiché il sistema ha un solo grado di libertà, le grandezze m^* , k^* e T^* (che definiscono il sistema bilineare equivalente) coincidono con quelle del sistema reale m, k, T in quanto il coefficiente di partecipazione modale vale $\Gamma=1$: $F_y=F_y^*$; $T^*=T$; $d_{max}^*=d_{max}$; $d_u^*=d_u$.

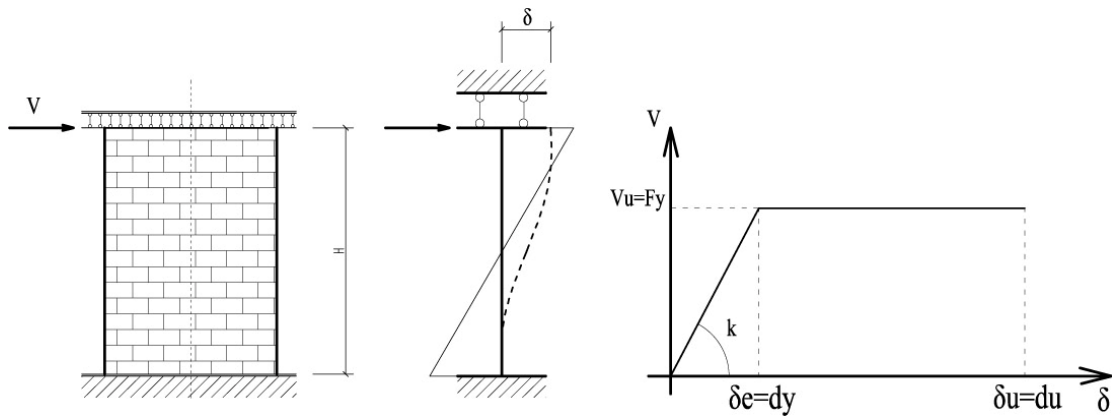


Fig. 49 Risposta a taglio del generico pannello murario (SDOF).

Detta d_u la capacità di spostamento e $\delta_{max}=d_{max}$ la domanda di spostamento, si suppone che a seguito del caricamento il pannello abbia raggiunto lo spostamento ultimo (collasso a taglio) e che il coefficiente di sicurezza della verifica risulti negativo: $s = \frac{d_u}{d_{max}}$ (verifica negativa capacità inferiore alla domanda). In tal caso è necessario definire una possibile *strategia di consolidamento del pannello* che renda la verifica positiva raggiungendo un coefficiente di sicurezza maggiore di uno. Le ipotesi sono le seguenti:

- Incremento della resistenza mantenendo costante la rigidezza: ovvero interventi di consolidamento mirati ad incrementare le resistenze ($f_m ; \tau_0$) della muratura lasciando invariati i moduli (E;G). (Esempio rinforzi con FRP...).
- Incremento della rigidezza mantenendo costante la resistenza: ovvero interventi di consolidamento mirati ad incrementare i moduli (E;G) della muratura lasciando invariate le resistenze ($f_m ; \tau_0$). (Esempio rifacimento del paramento mediante tecnica scuci e cucì, ristilatura dei giunti, realizzazione di listature...).
- Incremento della resistenza e della rigidezza: ovvero interventi di consolidamento mirati ad incrementare sia le resistenze ($f_m ; \tau_0$) sia i moduli (E;G). (Esempio iniezioni di miscele leganti, intonaco armato).

Affinché aumenti il coefficiente di sicurezza “s”, bisogna che aumenti la capacità di spostamento (d_u) o che diminuisca la domanda di spostamento (d_{max}). La capacità di spostamento (d_u) non può aumentare in quanto è fissata dalla norma in relazione ai drift limite per ciascun pannello murario in relazione allo stato limite considerato (v. §C7.8.1.5.4 NTC08), in tal caso le strategie di consolidamento consentono solo di intervenire sulla domanda di spostamento della struttura (d_{max}) cercando di ridurla:

Intervento di consolidamento → Riduzione della domanda di spostamento.

Nel primo caso si suppone di *incrementare la resistenza del materiale conservando i moduli elastici*; ciò si traduce in un incremento della forza di snervamento F_y e quindi della resistenza V_u del sistema a parità di rigidezza elastica k e quindi di periodo T . La domanda di spostamento iniziale (in assenza di consolidamento) si calcola mediante le ben note relazioni e dipende dal periodo (T^*) della struttura:

a) per $T^* > T_c$: $d_{max} = d_{max}^* = S_{De}(T^*)$

b) per $T^* < T_c$: $d_{max} = d_{max}^* = \frac{S_{De}(T^*)}{q^*} \cdot \left[1 + (q^* - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*} \right]$

essendo:

$$1 < q^* = \frac{m^* \cdot S_e(T^*)}{F_y^*} < 3 \text{ (per strutture in muratura)} ; S_{De}(T^*) = S_e(T^*) \cdot \left(\frac{2\pi}{T^*} \right)^2 \text{ (spostamento elastico)}$$

Per periodi $T^* > T_c$ (caso a-strutture flessibili), l'intervento di consolidamento non comporta nessuna variazione in termini di domanda di spostamento in quanto non varia il periodo del sistema (T^*). Viceversa per periodi $T^* < T_c$ (caso b-strutture rigide tipico delle murature), l'incremento della resistenza comporta una riduzione positiva della domanda di spostamento. In particolare a parità di periodo T^* (non cambia la rigidezza), l'incremento delle resistenze della muratura porta ad un incremento della forza di snervamento del pannello (F_y). In pratica, con il consolidamento si interviene esclusivamente sul fattore di struttura (q^*). A parità di massa (m^*) e accelerazione spettrale $Se(T^*)$, aumenta la forza di snervamento (F_y) e si riduce il fattore di struttura (q^*) e quindi la duttilità richiesta dal sistema. Riducendosi tale fattore anche la domanda di spostamento (formula b) a seguito del consolidamento si riduce rispetto a quella iniziale [$\Delta(d^*_{max}) < 0$], migliorando così l'esito della verifica testimoniato dall' incremento del coefficiente di sicurezza s (a parità di capacità limite d_u) :

$$F_{y,c} > F_y; \quad q_c^* < q^*; \quad T_c^* = T^*; \quad d_{max,c}^* < d_{max}^*; \quad s_c > s \quad (\text{incremento del livello di sicurezza})$$

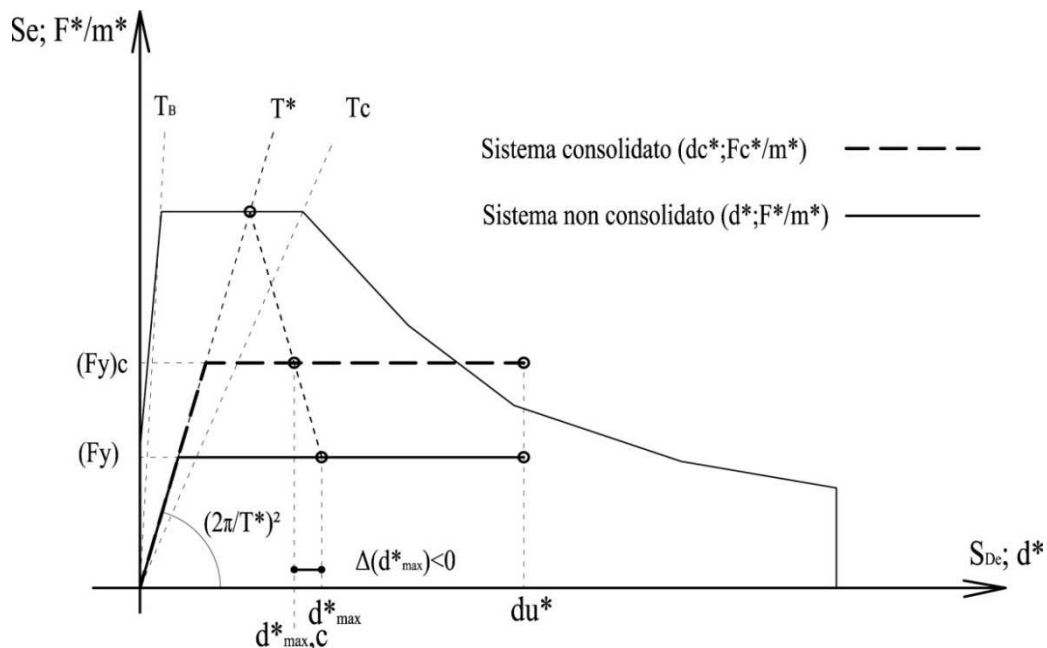


Fig. 50 Rappresentazione nel dominio ADRS per $T^* < T_c$. Incremento di resistenza del sistema (SDOF).

Nel secondo caso si suppone di *incrementare la rigidezza del materiale conservando la resistenza*. Incrementando i moduli elastici e quindi la rigidezza k^* si ha una riduzione del periodo (T^*) della struttura con conseguente aumento della pendenza del tratto elastico. In tal caso sia per il caso (a) che per il caso (b), a seguito del consolidamento si avrà comunque una riduzione della domanda di spostamento [$\Delta(d^*_{max}) < 0$] con un vantaggio in termini di sicurezza .

Nel caso (b) per $T^* < T_c$ si osserva che a seguito dell'intervento di consolidamento si ha una riduzione del periodo della struttura consolidata T_c^* rispetto a quello iniziale T^* . In tal caso il fattore di struttura q^* non può cambiare in quanto restano invariate (rispetto al sistema iniziale) sia la forza di snervamento (F_y), sia l'accelerazione spettrale $Se(T_c^*)$ essendo calcolata sul tratto costante dello spettro. Nella formula per il calcolo della domanda di spostamento (d^*_{max}) l'unico termine che varia è appunto il periodo del sistema consolidato (T_c^*), che comporta una riduzione della stessa ed un incremento della duttilità. Nella figura sotto si evidenzia la riduzione della domanda di spostamento del sistema consolidato rispetto a quella iniziale, con conseguente incremento del fattore di sicurezza:

$$F_{y,c} = F_y; \quad q_c^* = q^*; \quad T_c^* < T^*; \quad d_{max,c}^* < d_{max}^*; \quad s_c > s \quad (\text{incremento del livello di sicurezza})$$

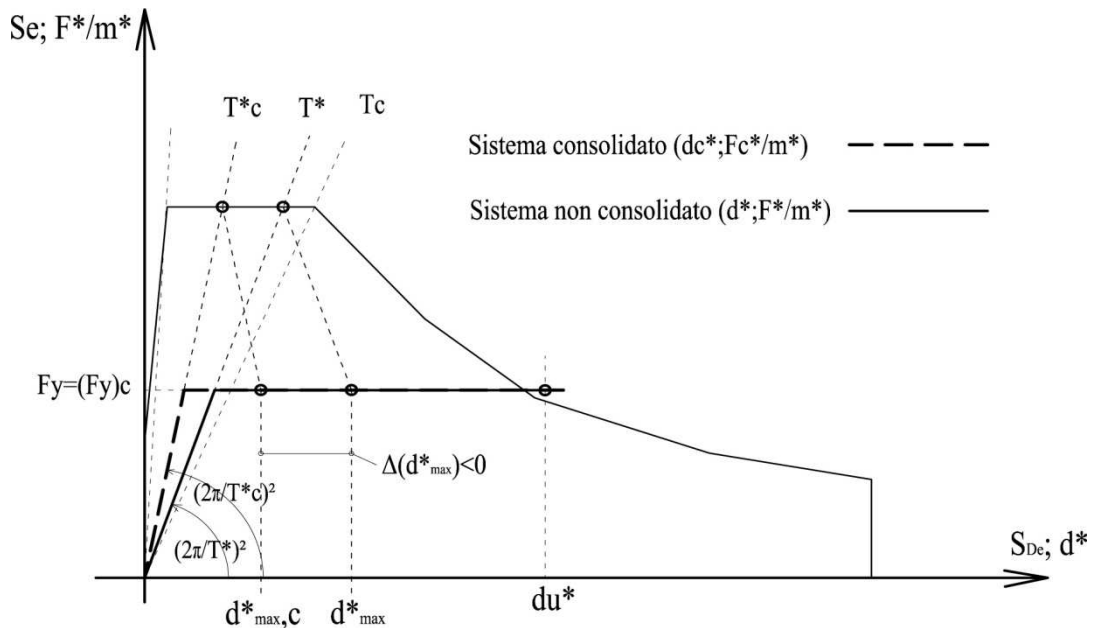


Fig. 51 Rappresentazione nel dominio ADRS per $T^* < T_c$. Incremento di rigidezza del sistema (SDOF).

In definitiva si può affermare che per strutture ad un solo grado di libertà (SDOF), il coefficiente di sicurezza “s” (capacità/domanda) della verifica della analisi di pushover aumenta all’aumentare della resistenza e rigidezza della parete. Viceversa diminuisce al diminuire della resistenza e della rigidezza. Nei casi in cui aumenta la resistenza e diminuisce la rigidezza, o viceversa, non è possibile stabilire l’andamento di tale coefficiente.

▪ **Interventi di consolidamento per sistemi MDOF.**

Le considerazioni appena effettuate sono vere solo se ci si riferisce ad un sistema SDOF. Nel caso di sistemi MDOF (strutture reali a più gradi di libertà) può capitare che, pur incrementando rigidezza e resistenza di alcuni elementi strutturali (maschi murari e fasce), l’esito della verifica può addirittura peggiorare. Ciò denota una strategia di consolidamento inadeguata o addirittura peggiorativa in quanto, a parità di sisma, si va ad incrementare la domanda di spostamento della struttura con conseguente incremento della vulnerabilità. Di seguito si riportano alcuni esempi che dimostrano pur in presenza di interventi di consolidamento una riduzione del coefficiente di sicurezza “s” dell’analisi non lineare. Come visto in precedenza il sistema reale MDOF viene approssimato ad un sistema bilineare equivalente SDOF (1g.d.l.) di rigidezza k^* attraverso il coefficiente di partecipazione Γ . La rigidezza del sistema equivalente (k^*) viene determinata dall’intersezione tra la curva di capacità e la retta orizzontale passante per $0,7F_{max}^*$ (dove F_{max}^* definisce il valore massimo del taglio alla base). Determinando la rigidezza k^* con tale tecnica, una curva di capacità avente taglio alla base maggiore e rigidezza iniziale maggiore, può fornire un valore della rigidezza k^* del sistema equivalente addirittura minore. Come si vede nella figura, per effetto dell’incremento di resistenza e rigidezza di alcuni elementi strutturali del sistema MDOF, la curva di capacità del sistema consolidato presenta una forza massima ($F_{max,c}^*$) maggiore di quella del sistema non consolidato (F_{max}^*). Anche la rigidezza in fase elastica iniziale della struttura consolidata è maggiore rispetto a quella della struttura non consolidata (la pendenza iniziale della curva di capacità del sistema consolidato è maggiore di quella del sistema non consolidato). Ciò implica che le plasticizzazioni degli elementi avvengono molto più lentamente nel sistema consolidato che in quello iniziale non consolidato. Operando la trasformazione da MDOF a SDOF, si può constatare però che la rigidezza del sistema bilineare equivalente consolidato k_c^* è inferiore a quella dello sistema equivalente non consolidato ($k_c^* < k^*$). Ovvero il periodo T^*c del sistema equivalente consolidato è maggiore rispetto al periodo del sistema equivalente

non consolidato ($T_c^* > T^*$). Dalle relazioni viste in precedenza si osserva che, riducendosi la rigidezza, la domanda di spostamento del sistema consolidato ($d_{max,c}^*$) potrebbe incrementarsi rispetto a quella del sistema non consolidato (d_{max}^*) con conseguente abbassamento del coefficiente di sicurezza “s” della verifica di pushover. Ma allo stesso tempo, un incremento della resistenza comporta necessariamente un incremento del taglio massimo alla base $F_{max,c}$ nel sistema consolidato con riduzione della domanda di spostamento ($d_{max,c}^*$) e quindi incremento del coefficiente di sicurezza “s”. Il problema si pone quando l’effetto di riduzione della rigidezza (peggiorativo) sulla domanda, assume un peso maggiore rispetto all’effetto di incremento della forza massima. In tal caso l’esito della verifica può diminuire rispetto al caso iniziale, in quanto si incrementa la domanda di spostamento ($d_{max,c}^* > d_{max}^*$) del sistema consolidato aumentando così la vulnerabilità della struttura.

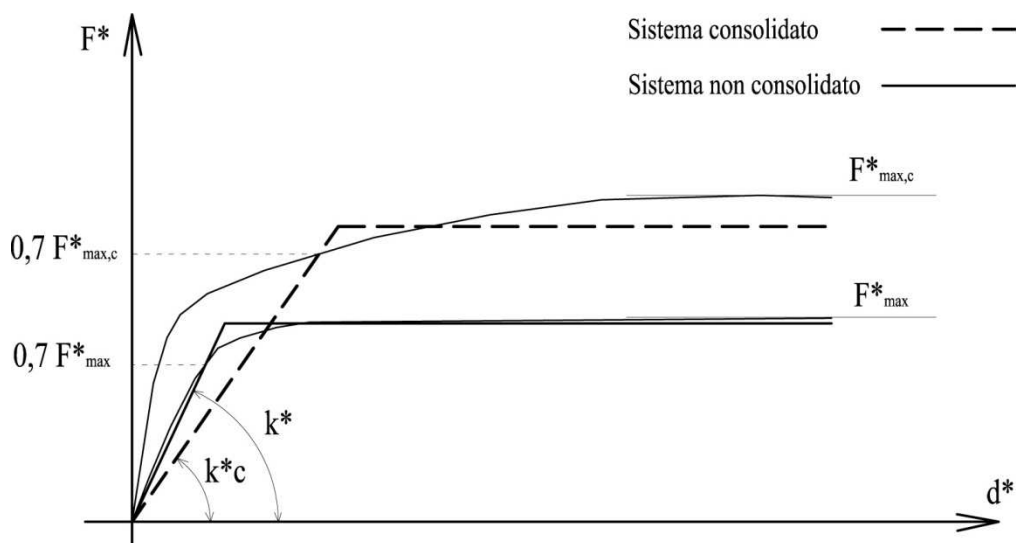


Fig. 52 Sistema consolidato con resistenza maggiore e rigidezza minore (effetto peggiorativo del consolidamento con incremento della domanda di spostamento del sistema consolidato).

Tale effetto è tipico di strutture caratterizzate da un piano molto più “debole” degli altri. In questi casi le plasticizzazioni avvengono tutte (o quasi) in corrispondenza degli elementi resistenti appartenenti a tale piano quasi contemporaneamente (molto rapidamente), e la struttura presenta una resistenza ultima poco superiore a quella elastica ($F_{max}^* \approx F_{y}^*$). In tal caso, la rigidezza del sistema equivalente (k^*) può essere molto prossima (o coincidente) a quella iniziale della struttura in fase elastica. La curva di capacità del sistema non consolidato è molto simile alla curva rappresentata nella figura sopra. Ovvero si ha una risposta rigida iniziale, finché raggiunto lo snervamento si realizzano quasi contemporaneamente tutte le plasticizzazioni degli elementi appartenenti al piano debole (comportamento perfettamente plastico). A tal punto la struttura si deforma quasi a forza costante fino al collasso (perdita repentina di rigidezza). Si può notare il collasso della generica parete avviene per meccanismo di piano soffice con tutti gli altri elementi resistenti ai piani superiori ancora in fase elastica (integri).

Si suppone in tal caso di eseguire un intervento di consolidamento sugli elementi resistenti del piano debole (per esempio con FRP), in modo da incrementarne la resistenza ma non i moduli elastici (non modifico la rigidezza dei singoli elementi). La risposta della parete cambia, ed è possibile ipotizzare che le plasticizzazioni si distribuiranno in modo più uniforme su tutta la struttura, raggiungendo una resistenza ultima molto superiore a quella elastica ($F_{max,c}^* > F_{y,c}^*$). In pratica, avendo incrementato la resistenza dei pannelli del piano soffice, all’aumentare del carico, le plasticizzazioni di tali elementi saranno ritardate, con conseguente plasticizzazione di alcuni elementi anche ai piani superiori. Nello stesso tempo, le ulteriori plasticizzazioni comportano una riduzione globale della rigidezza del sistema

equivalente consolidato rispetto a quella del sistema non consolidato ($k^*c \ll k^*$). Ovvero anche se nel sistema consolidato si incrementa la resistenza massima globale ($F_{max,c}$), la plasticizzazione ritardata degli elementi del piano debole con conseguente plasticizzazione degli elementi ai piani superiori fa sì che la curva di capacità del sistema consolidato assuma un andamento molto più graduale in termini di perdita di rigidezza (comportamento incrudente). Come dimostrato in precedenza, ciò si traduce in una notevole riduzione della rigidezza del sistema equivalente consolidato (k^*c) con conseguente incremento della domanda di spostamento della struttura ($d_{max,c}^*$) e riduzione del coefficiente di sicurezza della verifica (s). Quanto detto dimostra, per sistemi a più gradi di libertà, che l'incremento della resistenza di una parete può portare una riduzione dei margini di sicurezza della verifica (incremento della vulnerabilità).

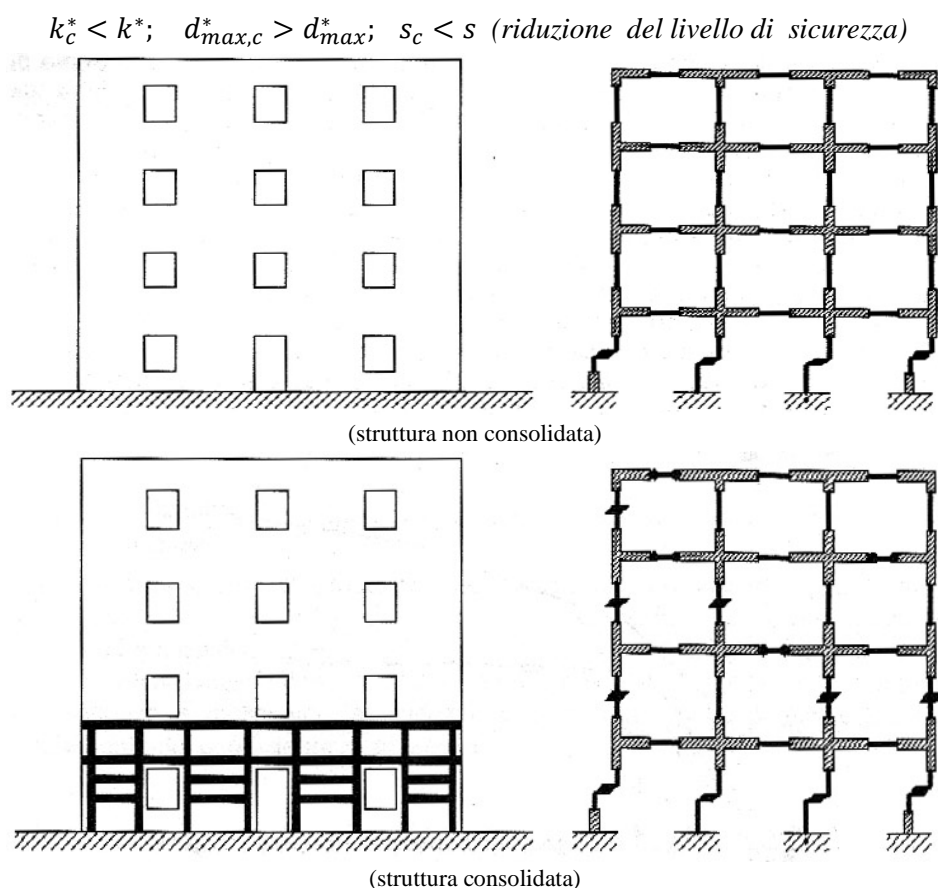


Fig. 53 Sistema consolidato con resistenza maggiore e rigidezza minore (Figure M.Vinci - Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per strutture in Muratura, 2012).

▪ **Capacità di spostamento di un sistema SDOF rinforzato a pressoflessione.**

Si consideri ancora lo stesso pannello murario ad un solo grado di libertà (SDOF) soggetto a carico orizzontale. Si suppone che la rottura dello stesso avvenga secondo un meccanismo per pressoflessione ($V_f < V_t$ resistenza a taglio maggiore di quella a pressoflessione). In accordo con la normativa la capacità di spostamento del pannello è pari allo spostamento ultimo $d_u = \delta_{u, flessione} = 0,006Hm$ (0,6% dell'altezza). Si suppone di consolidare la muratura attraverso un incremento della sola resistenza a pressoflessione, lasciando inalterata la resistenza a taglio (per esempio si interviene con FRP per l'aumento della sola resistenza a pressoflessione). Si ipotizza inoltre, che l'incremento della resistenza a pressoflessione del sistema consolidato è sufficiente a far attivare la rottura per meccanismo a taglio del pannello ($V_f, c > V_t$ resistenza a taglio minore di quella a pressoflessione dopo il consolidamento). In tali condizioni, la forza di snervamento del sistema

consolidato $F_{y,c}$ aumenta, mentre si riduce lo spostamento ultimo che diventa $d_{u,c} = \delta_{u,taglio} = 0,004Hm$ (in accordo con la normativa per i meccanismi a taglio: 0,4% dell'altezza). In definitiva, incrementando la resistenza a pressoflessione della parete, aumenta la forza di snervamento (resistenza) ma diminuisce la capacità di spostamento del sistema consolidato ($d_{u,c} < d_u$). Ciò a parità di domanda, comporta una riduzione del coefficiente di sicurezza della verifica "s". Anche in tal caso, rinforzando la parete, si può avere un effetto negativo sui margini di sicurezza della verifica. Considerazioni analoghe valgono anche per sistemi a più gradi di libertà. Inoltre è facile dimostrare, che rinforzare elementi della struttura non plasticizzati può comportare un peggioramento dell'esito della verifica globale.

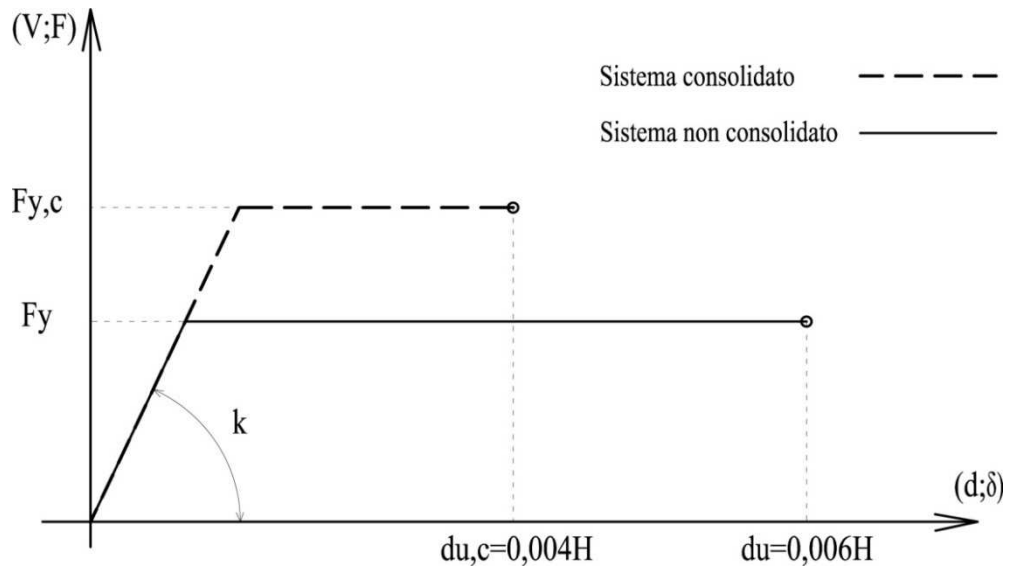


Fig. 54 Il sistema consolidato presenta una capacità di spostamento inferiore a causa del diverso meccanismo di rottura.

Questi "semplici" concetti hanno lo scopo di dimostrare che incrementare la resistenza e la rigidezza della struttura non sempre comporta un beneficio all'esito delle verifiche. La fase di consolidamento di un edificio in muratura è molto delicata e generalmente richiede approfondite analisi preliminari ed una certa esperienza da parte del progettista. Strategie di consolidamento non adeguate possono portare paradossalmente ad un incremento della vulnerabilità sismica della struttura.

Capitolo 3

**VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA DELL' ISTITUTO SCOLASTICO
SUPERIORE DI PRIMO GRADO (Scuola Media)
"Piazza Amendola" – Comune di Sant'Arcangelo (PZ) – Regione Basilicata**

3.1 - Indicazioni preliminari e obiettivi generali sulla Valutazione della Sicurezza Sismica dell'edificio oggetto di tesi. Quadro normativo di riferimento.

L'elaborato di tesi consiste uno *studio della vulnerabilità sismica*, secondo le disposizioni previste dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/08 Cap. 8 – Edifici esistenti – Analisi della sicurezza), dell' **Istituto Scolastico Superiore di primo grado** (scuola media) sito in **“Piazza Amendola” del Comune di Sant’arcangelo, Provincia di Potenza, Regione Basilicata**. Nel caso in esame, l'amministrazione comunale, contattata dal sottoscritto, ha messo a disposizione: gli elaborati grafici, i risultati di prove eseguite in situ (prove con martinetti piatti e prove endoscopiche), la documentazione storica di archivio. **L'obiettivo generale** è quello di redigere un elaborato che consenta di **Verificare la Sicurezza dell'edificio esistente** oggetto di studio, al fine di predisporre interventi di adeguamento sismico, in linea con l'attuale quadro normativo nazionale (NTC08). Nel caso in esame, per l'edificio oggetto di studio, era stata eseguita una *Valutazione della Vulnerabilità Sismica* coincidente con un *livello di verifica 1 (LV1)* secondo il precedente DPCM 21/10/2003 (analisi statica lineare con fattore di struttura), mediante un *modello di calcolo globale semplificato* (Appendice D, **DGR n. 662 del 14/3/2005 - linee guida per la valutazione delle vulnerabilità sismica degli edifici strategici e rilevanti (OTTOBRE 2005) CRiS REGIONE BASILICATA– Progetto SAVE 2000-2002**).

La procedura di valutazione era basata sul calcolo della resistenza sismica piano per piano (**approccio elastico tradizionale**) e sull'adozione di un opportuno coefficiente di duttilità, per tener conto delle capacità inelastiche della struttura, analogo al fattore di struttura delle norme attuali. In tale valutazione si ammette una risposta globale della struttura (2° Modo), non tenendo conto (pur enunciandoli) della verifica dei meccanismi locali (1°Modo). Alla luce di suddette considerazioni, l'aggiornamento della *Valutazione di Vulnerabilità Sismica dell'edificio* oggetto di tesi, risulta necessario al fine di soddisfare i seguenti **obiettivi specifici**:

- Adeguare la verifica dei livelli di sicurezza sismica alla nuova disciplina tecnica prevista dal *D.M. 14/01/08 “Nuove norme tecniche per le Costruzioni”* e C.M. 02.02.2009 n. 617, in termini di *Valutazione della Sicurezza sismica per Costruzioni Esistenti in muratura* (§8.3).
- Incrementare il livello di approfondimento della verifica sismica, coincidente con un Livello di Conoscenza almeno pari ad LC2 (§8A.1.A.4). In tal ottica sarà necessario correggere gli *indicatori di rischio*, adeguandoli alla nuova normativa e al tipo di Stati Limite da verificare.
- Eseguire la valutazione di sicurezza partendo da una base di dati disponibili spesso insufficienti, ricavati da campagne di *indagini e prove* per numero e qualità insufficienti. Problematiche legate ai *costi di indagine* (tipiche delle amministrazioni pubbliche) e conseguenti margini di sicurezza nelle valutazioni.
- Migliorare la qualità del modello numerico, in conformità con le caratteristiche geometriche, le condizioni di vincolo e di carico della struttura reale. Si implementerà il calcolo mediante solutore agli elementi finiti di nuova generazione (*Software 3MURI della S.T.A. DATA*).
- Migliorare la metodologia di analisi e calcolo strutturale, utilizzando approcci di calcolo non lineari conformi alle tipologie di analisi previste per le strutture in muratura esistenti dalla attuale normativa.
- Predisporre di un elaborato di verifica aggiornato al fine di *progettare specifici interventi di adeguamento, miglioramento, riparazione* (§8.4 *Classificazione degli interventi*). L'obiettivo è quello di studiare opportuni sistemi di consolidamento, al fine di ridurre la vulnerabilità sismica globale e locale di strutture in muratura ordinaria.

3.2 Fase I – INDAGINE PRELIMINARE E RACCOLTA DATI ESISTENTI.

3.2.1 Analisi storico-critica.

3.2.1.1 Inquadramento territoriale ed urbanistico dell'opera.

Il progetto di tesi riguarda la *Valutazione della Sicurezza in presenza di azioni sismiche* (ex Valutazione di vulnerabilità sismica, OPCM 3274/2003) ai sensi delle *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni* D.M. 14/01/08, del fabbricato civile denominato: istituto scolastico superiore di primo grado (Scuola media) sito in "Piazza Amendola" del COMUNE DI SANT'ARCAANGELO (PZ) REGIONE BASILICATA (Dati catastali: Foglio 34 – particella 26). L'edificio principale, sede dell'Istituto Scolastico, si configura come un aggregato edilizio, in particolare esso appartiene all' ex *Convento di San Rocco* (Convento Franciscano del XVII secolo), realizzato in adiacenza con l'omonima Chiesa parrocchiale. L'aggregato edilizio (NTC 2008 §8.7.1) comprende:

- (1) Il **fabbricato principale** (CASO STUDIO): sede attuale della Scuola Media e dell'Istituto di suore "figlie dell'Oratorio", costituente l'*Unità Strutturale (US) oggetto di studio*. Esso può essere considerato come una US, in quanto indipendente strutturalmente dagli edifici facenti parte dell'aggregato. L'edificio presenta continuità da cielo a terra rispetto ai carichi verticali, ma realizzato in adiacenza alla struttura della Chiesa.
- (2) L'edificio della **Chiesa di S. Rocco (XVII sec.)**, contigua strutturalmente al precedente ma tipologicamente differente.
- (3) Un'ala indipendente del convento, contigua strutturalmente al fabbricato principale ma di altezza differente.

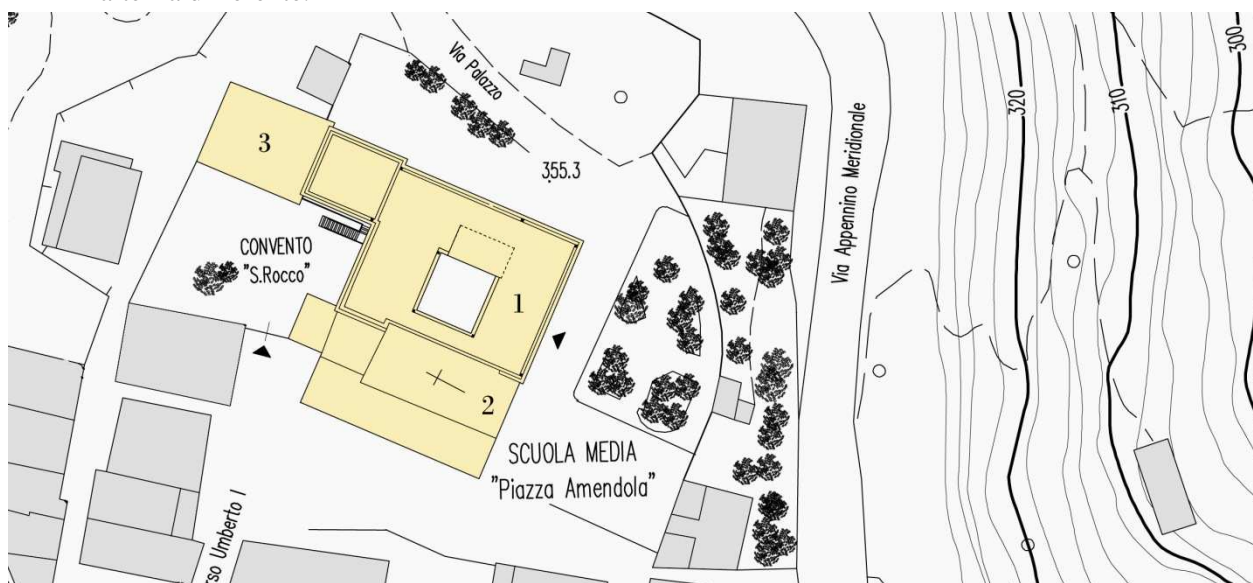


Fig. 55 Stralcio planimetrico dell'aggregato edilizio. Istituto Scolastico Superiore di primo grado (Scuola Media) - Comune di Sant'Arcangelo (PZ).

Cod.	Identificativi catastali	Destinazione d'uso	Proprietari
1	Foglio 34 – part. 26	Scuola Media	Comune S. Arcangelo
2	Foglio 34 – part. 25A	Chiesa	Comune S. Arcangelo
3	Foglio 34 – part. 25	Convento	Comune S. Arcangelo

Originariamente il fabbricato principale costituiva la sede del Convento Franciscano, con funzione prettamente abitativa; solo alla fine degli anni ottanta diviene in parte proprietà dal Comune di Sant'Arcangelo al fine di realizzare un Istituto Scolastico. Attualmente l'edificio è destinato in parte ad edilizia scolastica, comprendente gli uffici e le aule della Scuola Media, in parte come convento di suore, comprendente gli alloggi privati, la mensa, le sale collettive. Il Comune di Sant'Arcangelo (Regione Basilicata) si estende nella parte sud-orientale

della provincia di Potenza, a ridosso del Parco Nazionale del Pollino, sul confine con il territorio provinciale di Matera, tra il fiume Agri e il lago di Monte Cotugno. Dal punto di vista urbanistico il comune si configura nel centro storico a Sud, disposto lungo il versante appenninico meridionale, e la frazione di San Brancato a NO disposta a valle. I Comuni limitrofi sono: Roccanova (PZ), Senise (PZ), Aliano (MT), Stigliano (MT), Tursi (MT) e Colobraro (MT). Il collegamento stradale principale è caratterizzato dalla strada statale n. 598 di Fondo Valle d'Agri. Il comune ha un'estensione di circa 89,47 kmq, caratterizzato da 6548 abitanti, con densità di 73,19 ab/Kmq. L'area oggetto di studio è posta a NO del centro storico del Comune, sull'estremità OVEST dell'abitato a monte del versante "Fosso valle di Peste", compresa tra Piazza Amendola, Via palazzo e Via Appennino Meridionale. Dal punto di vista geomorfologico, il territorio comunale è situato all'estremità meridionale dell'Appennino Campano-Lucano, con variazioni altimetriche molto accentuate variabili tra i 130 e 380 metri s.l.m.

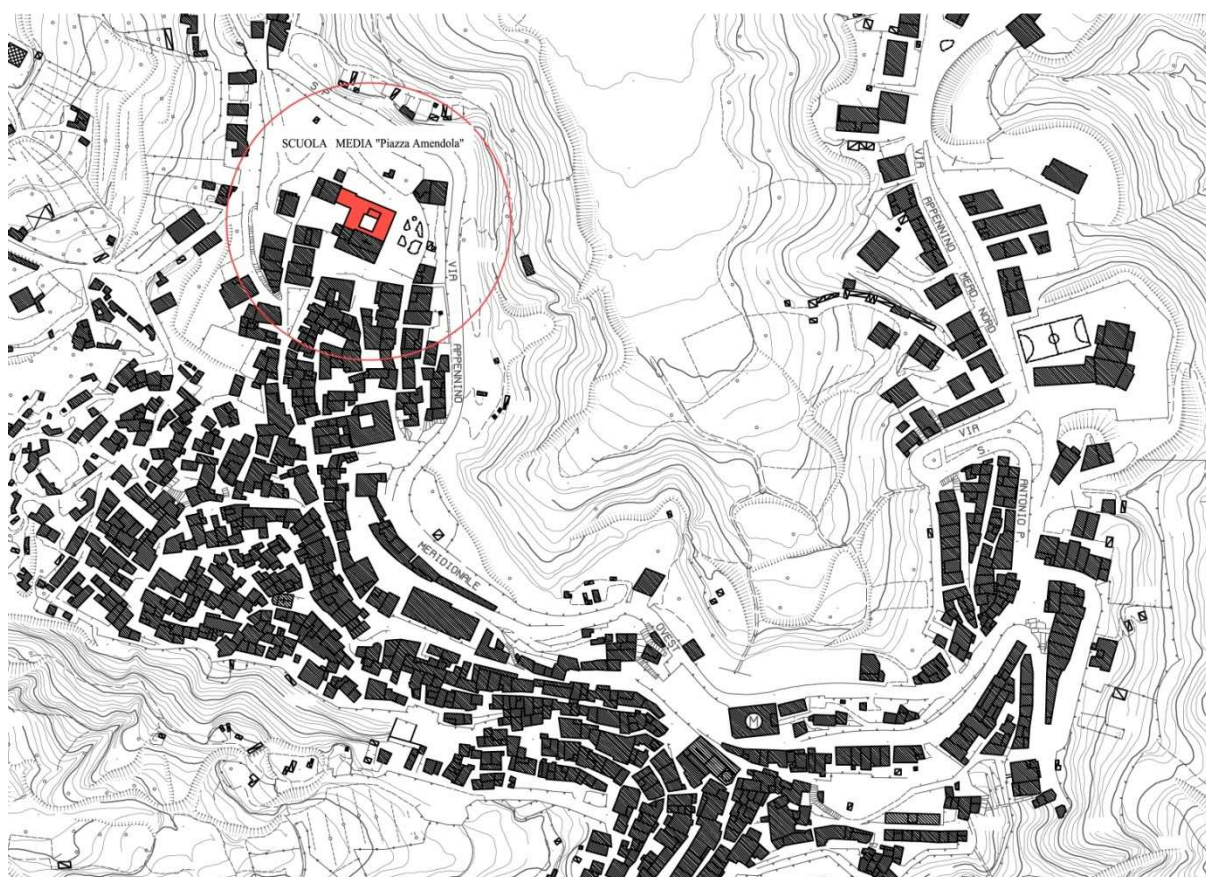


Fig. 56 Foto aerea dell'aggregato in esame e carta tecnica regionale. Istituto Scolastico Superiore di primo grado (Scuola Media) - Comune di Sant' Arcangelo (PZ).

3.2.1.2 Raccolta informazioni e documentazioni tecniche esistenti.

Nella fase preliminare del progetto di tesi, si è proceduto ad analizzare la documentazione concernente la precedente *Valutazione di Vulnerabilità Sismica* affidata con Determinazione del Responsabile dell'Area Tecnica del Comune di Sant' Arcangelo (PZ) n°54 del 29/12/2007, essendo l'edificio classificabile come "rilevante in caso di collasso a seguito di un evento sismico", secondo il D.P.C.M. 21.10.2003 n. 3685 - Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3, 4, dell'OPCM n. 3274 del 20 marzo 2003. In particolare dagli elaborati si evince la totale assenza di documentazione tecnica storica, antecedente al 1990, in quanto l'edificio è stato acquisito solo successivamente dal Comune di Sant'Arcangelo. Non sono presenti elaborati del progetto originario, né documenti risalenti alla fase di costruzione dell'opera, che consentano di datare con precisione l'edificio. In tal senso ho provveduto personalmente ad effettuare: una nuova ricerca all'interno dell'*Archivio Storico del Comune di Sant'Arcangelo (sezione edifici pubblici)*, e a raccogliere ulteriori testimonianze scritte e orali in loco. Si precisa che, la documentazione ritrovata risulta non completa in tutte le sue parti, le testimonianze insufficienti nei contenuti tecnici; ciò non ha consentito di avere un livello di conoscenza accurato della struttura, con la necessità da parte del sottoscritto di eseguire ulteriori ispezioni in situ.

In particolare sarà considerata utile ai fini della *valutazione della sicurezza della struttura*, la seguente documentazione storica:

1) Progetto delle: *opere di ristrutturazione e ammodernamento della Scuola Elementare di Piazza Amendola, Comune di Sant'Arcangelo (PZ)*. (Legge 219/1981 del 14/05/1981 Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 19 marzo 1981, n. 75, recante ulteriori interventi in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici del novembre 1980 e del febbraio 1981. Provvedimenti organici per la ricostruzione e lo sviluppo dei territori colpiti).

- Relazione tecnica con approvazione in data 3 Luglio 1990;

- Elaborati grafici comprendenti: situazione di fatto (15 Giugno 1990) e situazione di progetto (5 Gennaio 1991);

- Perizia di variante e suppletiva con approvazione in data 21 Gennaio 1991;

2) Progetto dei: *lavori di completamento per la ristrutturazione e ammodernamento dell'edificio adibito ad Istituto Tecnico Statale Commerciale e per Geometri, sito in Piazza Amendola, già Scuole elementari*. (Legge 219/1981 del 14/05/1981 Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 19 marzo 1981, n. 75, recante ulteriori interventi in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici del novembre 1980 e del febbraio 1981. Provvedimenti organici per la ricostruzione e lo sviluppo dei territori colpiti).

- Relazione tecnica con approvazione in data 4 Marzo 1991;

- Perizia di variante e suppletiva con approvazione in data 14 Ottobre 1991;

3) *Lavori di Adeguamento Impianto elettrico e di Riscaldamento, Scuola Media "Piazza Amendola" Comune di Sant'Arcangelo*. Approvazione in data 26 febbraio 2001.

4) Progetto dei: *Lavori di Ripristino Strutturale aule Scuola Media, piazza Amendola di Sant'Arcangelo*. Relazione tecnica e sulle fondazioni, con approvazione in data 6 Giugno 2002. Certificato di Collaudo Statico delle strutture metalliche in data 26 Settembre 2002. Elaborati grafici comprendenti: piante d'insieme dell'intervento strutturale; Sezioni e Particolari costruttivi; Progetto della Scala di Sicurezza in Acciaio esterna.

Tale documentazione tecnica è stata implementata mediante la testimonianza diretta da parte del Dirigente dell'Ufficio Tecnico del Comune di Sant'Arcangelo Geom. Domenico Claps, il quale ha fornito gran parte delle informazioni tecniche utili a ricostruire: la storia costruttiva dell'opera, il suo stato di conservazione, evidenziare quadri fessurativi non visibili pregressi. Inoltre fondamentali sono state le testimonianze dirette da parte delle suore dell'istituto, della popolazione residente in loco, le quali hanno permesso di datare l'evoluzione storica e progettuale dell'edificio.

3.2.2 – Storia progettuale, costruttiva e sismica dell’opera.

3.2.2.1 Descrizione generale delle fasi storico evolutive della progettazione e della costruzione.

L’edificio oggetto di studio costituente l’Unità Strutturale (US) è dato dal fabbricato principale costituente l’ex Convento Francescano. Dalle testimonianze e dai documenti raccolti in loco si comprende che:

- **[fine 1800]** la costruzione dell’edificio, nella sua configurazione originaria, risale alla fine dell’ 1800, di cui è incognito il progettista. Esso fu progettato con la funzione di Convento, successivamente ha subito sensibili interventi di manutenzione e ristrutturazione, modificando più volte la propria destinazione d’uso, fino a configurarsi con l’attuale destinazione di Istituto Scolastico (Scuola Media). In particolare dall’analisi tipologica dell’intero aggregato edilizio, comprendente la chiesa, gli edifici limitrofi, dalle indagini preposte alla definizione della tipologia costruttiva dei paramenti murari (disponibili nella documentazione pervenuta), è stato possibile comprendere l’evoluzione costruttiva originaria. La struttura portante originaria, riconducibile al sistema costruttivo degli edifici limitrofi, fu realizzata secondo un sistema pesante con muri perimetrali e trasversali in muratura. Essa era caratterizzata da 2 livelli: il piano terra caratterizzato da un sistema voltato (spingente), il primo piano con sistema di copertura a falde inclinate (tetto con capriate lignee). L’edificio era costituito dall’assemblaggio di celle murarie elementari configurate secondo coppie di muri portanti, sui quali scaricava il sistema voltato, e da coppie di muri di controvento. Lo schema di distribuzione in pianta e altezza degli elementi strutturali verticali originari era perfettamente regolare: gli ambienti erano giustamente proporzionati, le luci ridotte, i vani allineati verticalmente, erano assenti aperture in prossimità degli incroci e dei cantonali murari, il sistema voltato era utilizzato per il solo piano terra. Tale configurazione sostanzialmente regolare derivava dall’osservanza delle prime disposizioni normative post-unitarie previste per gli edifici in muratura e dalle “buone regole del costruire”. Tuttavia l’assenza del sito di Sant’Arcangelo nelle prime classificazioni sismiche del territorio nazionale (antecedenti al 1987) fece sì che tutti gli edifici (compreso quello in esame) furono progettati e costruiti per resistere alle sole azioni gravitazionali, in assenza di qualsiasi prescrizione o accorgimento tecnico antisismico. Da ciò la totale mancanza di elaborati tecnici originari, concernenti la progettazione dell’edificio fino al 1990. Paradossalmente, come si vedrà a breve, gli interventi di manutenzione e ristrutturazione dell’edificio, legati alle numerose variazioni di destinazione d’uso, hanno in parte modificato la “regolarità” della struttura originaria, contribuendo sensibilmente ad incrementare la vulnerabilità sismica dell’opera.

- **[anni 1960-1980]** Dalle testimonianze e dai documenti storici relativi ai lavori di ristrutturazione, si comprende che dagli anni sessanta agli anni ottanta, la struttura subì una serie di variazioni di destinazione. In particolare fu realizzato il 3° livello del fabbricato (sopraelevazione), con un insieme di opere complementari che modificarono sostanzialmente la struttura muraria. Ciò si evince dai seguenti elementi costruttivi:

a) fascia marcapiano in c.a. al 2° livello, che identifica la realizzazione successiva dell’impalcato in latero-cemento con cordoli in c.a. disposti per l’intera lunghezza delle murature. Il solaio al secondo livello ha sostituito la copertura lignea originaria al fine di consentire la sopraelevazione.

b) diversa tipologia dei paramenti murari realizzati, in pietrame disorganizzato listata con mattoni pieni al 1° e 2° Livello (antecedenti), in mattoni pieni e malta di calce per il 3° Livello di successiva realizzazione (come evidenziato dalle prove endoscopiche).

c) realizzazione del terzo impalcato di copertura mediante solaio piano in latero-cemento. In particolare dalla configurazione planimetrico - strutturale della pianta del 2° piano dell’edificio, si può notare che la realizzazione fu eseguita in totale assenza di prescrizioni antisismiche, osservando una progettazione atta a sostenere esclusivamente le azioni verticali. Di fatti non fu garantita la continuità degli elementi strutturali verticali, in quanto solo alcune delle pareti portanti (originarie) furono estese fino all’impalcato di copertura. Inoltre i ridotti carichi accidentali di copertura, consentirono la realizzazione di luci di impalcato molto elevate (Max 7,90m) con solai eccessivamente deformabili.

d) Inoltre, data la diversa destinazione d’uso furono realizzate nuove aperture (in particolare al 2° piano), aventi geometrie differenti e disposte in modo disallineato (sia orizzontalmente che verticalmente) rispetto a quelle dei piani inferiori (effetto di parete irregolare). Ciò è evidente in prossimità della scala interna al fine di eseguire le aperture di interpiano.

e) Furono realizzati due vani scala in c.a. operando demolizioni e tagli delle murature portanti, in particolare delle volte al primo livello, inserendo opportune travi di sostegno in c.a. Inoltre (vedi scala convento) al fine di inserire i vani scala si procedette alla chiusura (muratura) di alcuni vani finestrati, i quali si trovavano disallineati rispetto allo sviluppo delle rampe. Nello specifico in suddetti anni la struttura venne acquisita dal Ministero di Grazia e Giustizia, per il quale si realizzarono gli uffici della Pretura Mandamentale di Sant'Arcangelo. Solo l'ala NO dell'edificio conservava la destinazione di Convento e sede delle Suore.



Fig. 57 Individuazione delle fasi costruttive (in giallo il 3°livello a seguito della sopraelevazione). Istituto Scolastico Superiore di primo grado (Scuola Media) - Comune di Sant'Arcangelo (PZ).

- [anni 1990-2000] La legge n°30 del 1989 sopprime le Preture Mandamentali, tra cui quella di Sant'Arcangelo; gli uffici furono smantellati e l'edificio divenne proprietà del Comune di Sant'Arcangelo. Contestualmente la Legge 219/1981 (emanata a seguito del sisma dell'Irpinia) consentì al Comune di poter usufruire dei fondi pubblici necessari all'adeguamento dell'immobile. In particolare si procedette, in due sequenze temporali distinte, ad eseguire i lavori di ristrutturazione edilizia e ammodernamento al fine di poter trasformare la destinazione dell'edificio in Istituto Scolastico. L'edificio, che già in precedenza (provvisoriamente) aveva modificato la propria destinazione in Scuola Elementare e Materna gestita dalle Suore, fu trasformato in *Istituto Scolastico Superiore di 2° grado (Istituto Tecnico Commerciale e per Geometri)*. In particolare nella *Relazione Tecnica* in data 3 Luglio 1990, si parla di "interventi da eseguire per rendere l'intero edificio idoneo sia dal punto di vista strutturale che funzionale all'uso di scuola pubblica". Negli elaborati sono assenti le relazioni di calcolo strutturale, ma dagli interventi preposti si comprende che la norma di riferimento era il D.M. LL.PP. del 20/11/1987 – *Norme Tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento*, le quali non prevedevano alcuna disposizione in merito alla progettazione antisismica. Nello specifico qualsiasi relazione tecnica si rifà all'ipotesi di calcolo rispetto ai soli carichi gravitazionali, mentre si eseguirono interventi di miglioramento sismico locali (privi di una base di calcolo) su specifici elementi strutturali e non strutturali. Nello specifico, il progetto ed i successivi lavori, vertevano principalmente nell'adeguare gli spazi funzionali al *D.M. 18/12/1975, Norme Tecniche aggiornate relative all'edilizia scolastica* e all'adeguamento degli impianti tecnologici.

- **1° Fase di lavori (1990-1991).** I lavori comprendevano: demolizioni parziali di murature; irrigidimento solai; riparazione lesioni in genere mediante applicazione di rete elettrosaldata; impianto elettrico; realizzazione pavimentazione; rimozione impianto idrico sanitario; apparecchiatura varia per nuovo impianto idrico sanitario. Nella relazione tecnica si specificava che: al fine di conferire “maggiore stabilità”, si è proceduto alla realizzazione di murature di spina in “materiale antisismico”, alla riparazione di alcune lesioni nelle murature mediante rete elettrosaldata, all’irrigidimento di solai mediante soletta armata disposta ad estradosso. Inoltre si sottolinea che i solai esistenti presentano luci superiori a quelle previste dalle normative dell’epoca sugli edifici in muratura. Come si denota dagli elaborati progettuali allegati, gli interventi eseguiti sulle parti strutturali, denotano il cattivo stato di conservazione della struttura muraria. Ciò dimostra una tendenza frequente nelle pratiche progettuali dell’epoca, infatti, la totale assenza di una normativa tecnica specifica sul consolidamento degli edifici esistenti ed in particolare sulla verifica di sicurezza rispetto alle azioni sismiche, ha portato all’esecuzione di interventi diretti su specifici elementi strutturali (rinforzi locali), non contestualizzati in una più ampia concezione strutturale globale sulla risposta della struttura. Nel caso specifico non vi sono riferimenti in merito alla natura dei dissesti (ricerca delle cause dei quadri fessurativi), ma si opera direttamente sugli effetti (riparazione delle lesioni). Inoltre si prevedono interventi di miglioramento sismico locali basati sulla “maggiore resistenza” dei materiali da costruzione, senza tener conto delle reali capacità dissipative della struttura e dei possibili meccanismi di collasso locali e globali che si possono attivare in condizioni ultime. Nello stesso tempo, nella relazione di calcolo, si sottolineava l’importanza della presenza delle murature di spina o controvento sulla risposta statica della struttura. Di fatti un **elemento di forte criticità**, riscontrato dall’analisi della struttura muraria in esame, è la disposizione alquanto irregolare in pianta e altezza delle pareti di controvento, le quali con continuità nelle due direzioni parallele all’azione sismica assicurino la stabilità globale della struttura. L’irregolarità in pianta e altezza non consente un comportamento scatolare ideale dell’edificio, favorendo meccanismi di collasso locali estremamente fragili.

- **2° Fase di lavori (1991-1992).** I lavori comprendevano: scrostatura intonaci; intonaco civile su pareti esterne e pitturazione, fornitura e posa in opera di pluviali e grondaie; realizzazione pavimentazione esterna; impianto di illuminazione; riparazione e sostituzione infissi; realizzazione della passerella coperta in acciaio, disposta nell’atrio scoperto al 2° piano (H=7,80m), al fine di collegare funzionalmente le ali EST ed OVEST del fabbricato. Tale intervento ha comportato un incremento dei carichi strutturali sulle murature (con travi d’appoggio disposte in falso lungo l’asse delle aperture sottostanti), la demolizione dei parapetti esterni delle finestre, al fine di consentire la realizzazione dei vani porta di accesso alla passerella.

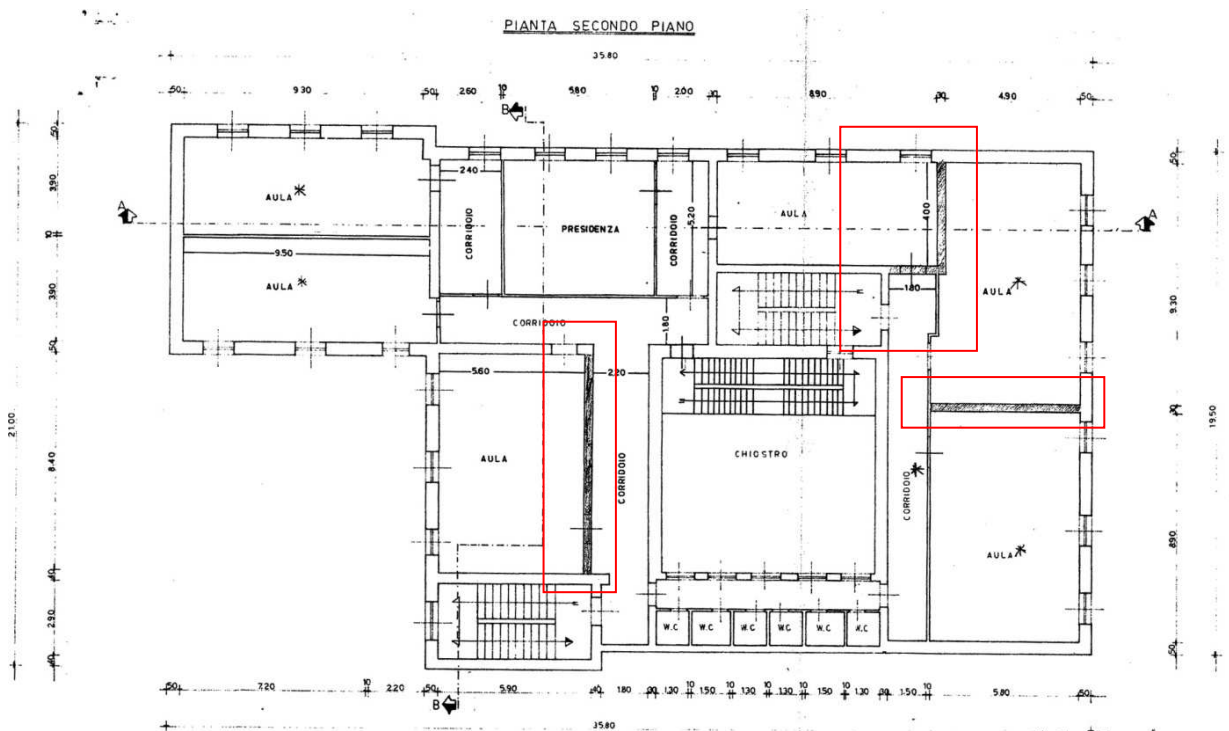


Fig. 58 - Istituto Scolastico Superiore di primo grado (Scuola Media) - Comune di Sant’Arcangelo. Tavole del progetto dei lavori eseguiti tra il 1990-1992. Si evidenziano le demolizioni e ricostruzioni di murature portanti al 2°Piano della struttura.

- [anni 2000-2012] Negli ultimi anni la struttura ha conservato la propria destinazione d'uso: in parte come Istituto Scolastico Superiore ed in parte con la funzione originaria di Convento per le Suore. Attualmente è sede della Scuola Media, composta da 6 classi per un numero massimo di 150 alunni. In particolare in tale ultimo decennio molteplici sono stati gli interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria tra cui: (2001) adeguamento dell'impianto elettrico e realizzazione dell'impianto termico, (2002) lavori di ripristino strutturale dei solai del 2° impalcato, (2004) realizzazione della scala di sicurezza in acciaio posta esternamente al fabbricato.

a) Nello specifico, dalla *relazioni tecniche* reperite, si evince che nell'anno 2002 furono eseguiti importanti lavori di ripristino strutturale, al fine di incrementare la capacità portante dei solai corrispondenti al 2° impalcato della struttura, ove erano destinate le aule della scuola. In particolare l'intervento consisteva nella posa in opera, all'intradosso del solaio del 2° impalcato, di una doppia orditura di travi in acciaio (principali e secondarie), con l'obiettivo di migliorare la resistenza del solaio stesso per la destinazione cui è adibito (incremento dei carichi accidentali per la destinazione scolastica). Nello specifico la *relazione di collaudo*, descriveva le opere eseguite: profili HEB200, HEB180, HEA 140 come travi principali ed il profilo IPE 140 come travi secondarie. Il sistema previsto era isostatico, con le travi principali ammassate nelle murature perimetrali e centrali di spina a mezzo di appoggi semplici ricavati mediante l'esecuzione di intagli nelle murature. La sede di appoggio delle travi principali è costituita da un cuscinetto in cls armato con rete elettrosaldata. Per la posa a livello delle travi principali tra il cuscinetto e l'appoggio sono state utilizzate resine epossidiche.

Dall'analisi degli elaborati progettuali e delle relazione di calcolo e collaudo, si nota che esse riguardano esclusivamente il progetto della struttura metallica nei confronti dell' incremento del sovraccarico di esercizio (gravitazionale).

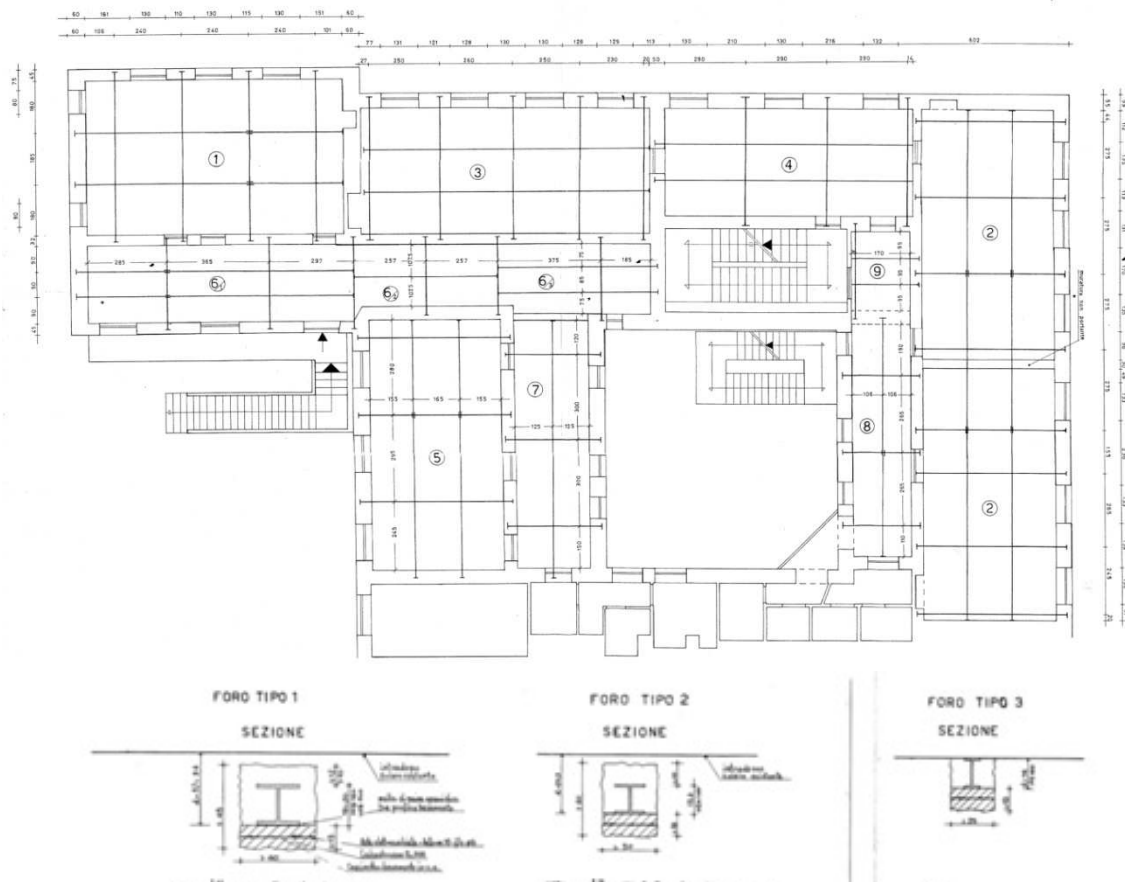


Fig. 59 - Istituto Scolastico Superiore di primo grado (Scuola Media) - Comune di Sant'Arcangelo. Tavole del progetto dei lavori eseguiti nel 2002. Si evidenzia il rinforzo del solaio al 2° impalcato, mediante struttura metallica.

b) Nel 2003-2004, furono eseguiti i lavori per la realizzazione della scala di sicurezza esterna con struttura indipendente in acciaio. Il progetto strutturale venne eseguito con riferimento all'OPCM 2003, tenendo conto delle combinazioni di carico sismiche. Nello specifico però, essendo la struttura della scala completamente indipendente dal fabbricato esistente in muratura, non furono studiati gli effetti di interazione sismica.

Si ritiene necessario evidenziare che, al fine di rendere fruibile la struttura di emergenza, il progetto ha previsto la demolizione parziale dei parapetti esterni di tre aperture finestrate (disposte verticalmente lungo i tre livelli dell'edificio), al fine di realizzare i vani delle porte di sicurezza di accesso alla scala. Ciò ha comportato, seppur localmente, una modifica della struttura muraria della parete perimetrale, modificando la risposta sismica nel piano della stessa (effetto di parete irregolare).

In conclusione, dall'analisi della documentazione storica ritrovata, non è stato possibile risalire alle normative di calcolo utilizzate per il progetto della struttura in muratura portante originaria, ma solo riferimenti concernenti il progetto dei lavori di consolidamento successivi alla realizzazione del fabbricato. In generale, con riferimento all'evoluzione della letteratura scientifica, è possibile affermare con certezza che, per la valutazione del comportamento della struttura, non è stato utilizzato alcun modello tridimensionale, per ovvia mancanza degli strumenti informatici. Il calcolo strutturale è stato eseguito sulla base della valutazione diretta dello stato tensionale agente sui singoli elementi strutturali dovuto ai soli carichi verticali di progetto. Per le murature, il calcolo è stato condotto (a mano) valutando i carichi che la restante parte di struttura esercitava su di esse, controllando che lo spessore di progetto garantisse la permanenza del comportamento dell'elemento in campo elastico.

3.2.2.2 Parametri geometrici, aspetti funzionali, tipologia strutturale e materiali costruttivi dell'edificio (analisi dello stato di fatto).

L'unità strutturale (US), coincidente con il fabbricato principale dell'aggregato in esame, costituisce attualmente la sede dell'Istituto Scolastico Superiore di primo grado (Scuola Media) del Comune di Sant'Arcangelo (PZ), sito in "Piazza Amendola", compreso tra le seguenti strade: Via Appennino Meridionale, Corso Umberto I, Via Palazzo. In parte l'edificio conserva la destinazione d'uso originaria quale sede del Convento delle Suore "Figlie dell'Oratorio". Dal punto di vista planimetrico, l'edificio si sviluppa attorno ad un atrio scoperto (di circa $5 \times 5 = 25 \text{m}^2$), presenta una Superficie Coperta = 600m^2 ed una Superficie Lorda Complessiva = 1800m^2 (somma superfici dei tre livelli); è costituito da tre livelli quali piano terra PT, primo PP e secondo piano PS; il piano copertura risulta praticabile e raggiungibile mediante torrino scala. Non sono presenti piani interrati. Dal punto di vista altimetrico la struttura si sviluppa su tre livelli aventi altezze di interpiano pari rispettivamente a: $H=4,10\text{m}$ per PT; $H=3,40\text{m}$ per PP; $H=3,40$ per PS; $H=3\text{m}$ per il torrino scala.

In relazione alla *destinazione d'uso*, il fabbricato risulta suddiviso in due parti indipendenti:

1) **"ZONA A"** la quale si sviluppa al PT e PP comprendente la sede del Convento, avente ingresso indipendente nel cortile ovest dell'aggregato (Corso Umberto I). Il collegamento verticale si realizza mediante il vano SCALA B e la scala interna, ad uso esclusivo del Convento. Gli spazi funzionali comprendono: il deposito, la sala mensa, la cucina poste al PT; la sala collettiva, i servizi igienici, l'ingresso, l'ufficio, le camere da letto poste al PP.

2) **"ZONA B"**, sede attuale della Scuola Media, si sviluppa sui tre livelli, ha ingresso indipendente su Piazza Amendola. Il collegamento verticale ai piani si realizza mediante il vano SCALA A, ad uso esclusivo della Scuola. Gli spazi funzionali comprendono: spazi per attività didattiche e collettive, servizi igienici e tecnologici al PT; spazi complementari, uffici amministrativi e servizi al PP; spazi per attività didattiche e collettive, servizi igienici al PS. In particolare essendo la sede distaccata di un Istituto Comprensivo, l'edificio non presenta spazi per l'educazione fisica (palestra), né spazi per attività associative e collettive quali l'auditorium, non è previsto il servizio di mensa scolastica.



Fig. 60 - Istituto Scolastico Superiore di primo grado (Scuola Media) - Comune di Sant'Arcangelo. Prospetti NE-SE; struttura della Chiesa di San Rocco posta in adiacenza (effetti di interazione).

Dal punto di vista *strutturale*, l'edificio risulta essere caratterizzato da una struttura portante in muratura ordinaria (US), costituita da pareti verticali piane disposte nelle due direzioni ortogonali (sistema pesante costituito da pareti portanti e pareti di controvento). In generale la struttura costituisce una US indipendente, libera su 3 prospetti, mentre risulta essere costruita in adiacenza con la struttura muraria della Chiesa a SO e con un fabbricato civile a NO (facente parte del convento). In particolare non essendo stato possibile valutare e verificare su documenti esistenti, lo spessore di eventuali giunti di separazione rispetto alle costruzioni contigue, sarebbe necessario in fase di calcolo valutare i possibili effetti di interazione (**per semplicità non si è tenuto conto di ciò nelle successive analisi**).

La *struttura di fondazione* è del tipo superficiale con travi continue disposte longitudinalmente lungo il profilo delle pareti murarie. Dalle relazioni tecniche esistenti e dallo spessore notevole delle murature di piano terra, si deduce che la struttura fondale è stata realizzata mediante *muratura a getto o a sacco* (tipica delle strutture in muratura di tal periodo), caratterizzata da blocchi di pietra irregolari aventi dimensioni variabili legati mediante malta cementizia e opportunamente consolidati nello scavo. In particolare la fondazione continua è stata realizzata mediante allargamento della sezione muraria, presentando larghezze non inferiori ad 1,20m e profondità dal piano di posa non inferiore ad 1,5m.

La *struttura portante verticale*, risulta essere costituita da un sistema pesante con pareti continue perimetrali e trasversali in muratura. Le pareti risultano disposte ortogonalmente secondo le direzioni principali dell'edificio, rispettivamente secondo coppie di muri portanti, sui quali vengono trasmessi i carichi degli impalcati, e da coppie di muri di controvento o di spina. Lo schema di distribuzione in pianta e altezza degli elementi strutturali verticali (pareti) risulta alquanto irregolare in quanto:

- le pareti risultano fortemente disallineate in pianta a seguito delle numerose demolizioni e ricostruzioni dovute alle variazioni d'uso dell'immobile. Tali numerosi disallineamenti ed eccentricità negli incroci murari, non consentono l'attivazione del meccanismo a puntoni resistenti che coinvolge globalmente la pareti di controvento nel proprio piano, incrementando la vulnerabilità della struttura rispetto alle azioni orizzontali.

- le pareti risultano inoltre irregolari in altezza, a seguito dell'apertura/chiusura di vani disallineati verticalmente e aventi geometrie variabili. Inoltre per alcune pareti non è garantita la continuità strutturale dal piano di fondazione fino in copertura.

Le murature portanti risultano realizzate secondo uno schema a spessore variabile mediante opportune riseghe realizzate in corrispondenza degli impalcati. Gli spessori variano da 80 a 40 cm passando rispettivamente dal piano terra al secondo piano. La tipologia costruttiva della muratura varia in relazione alla stratificazione storica dell'edificio (secondo classificazione della C.M. 02.02.2009 n. 617 - C8A.2. Tipologie e relativi parametri meccanici delle murature) e risulta confermata dalle prove endoscopiche allegate:

- per il PT e PP (originari) le pareti sono caratterizzate da: muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari), listata con mattoni pieni, caratterizzata da nucleo interno in materiale sciolto scarsamente cementato, paramento interno in mattoni pieni.

- per il PS (realizzato successivamente) le pareti sono caratterizzate da: muratura in mattoni pieni e malta di calce, con nucleo interno in pietre irregolari ben cementate.

Le *strutture portanti orizzontali*, risultano essere caratterizzate da tipologie differenti a seconda dei diversi impalcati dell'edificio:

- Il primo impalcato, caratterizzato da sistemi spingenti costituiti da strutture voltate a botte, le quali trasferiscono i carichi gravitazionali secondo componenti verticali ed orizzontali lungo il profilo delle murature portanti. Tale sistema, sviluppato per il trasferimento dei soli carichi verticali, presenta diverse criticità: l'elevata deformabilità del piano di impalcato non consente la redistribuzione dell'azione sismica nel piano delle pareti resistenti verticali; l'assenza di cordoli ed elementi tenso-resistenti non consente l'effetto di accoppiamento delle fasce di piano tra i maschi murari; sono favoriti i meccanismi di collasso delle pareti fuori dal piano, aggravati dalla presenza delle spinte orizzontali delle volte.

- Il secondo e terzo impalcato, risultano caratterizzati da solai in latero-cemento gettati in opera. La struttura tipica presenta: travetti e soletta in c.a. armate con barre di acciaio a superficie liscia, elementi di alleggerimento (pignatte) in laterizio. Come trascritto nelle relazioni tecniche e dalle testimonianze si deduce che lo struttura portante di ciascun campo di solaio presenta spessore: 20 + 5cm. I solai risultano essere stati gettati in opera realizzando cordoli in c.a. disposti lungo il profilo delle murature (portanti e trasversali) corrispondenti a ciascuna campitura. Nello specifico non risulta oggetto della presente tesi, la verifica strutturale del solaio rispetto ai carichi agenti, in quanto "non strettamente

necessaria”¹ ai fini delle verifiche sismiche globali e locali dell’edificio. Si sottolinea però il precario stato di conservazione degli stessi, evidenziato ancor più dagli interventi di rafforzamento eseguiti di recente. E’ facile comprendere l’inadeguatezza delle sezioni resistenti dei solai, rapportate alle dimensioni notevoli delle luci di calcolo, rispetto agli elevati carichi variabili (cat. C1 NTC 2008 – ambienti suscettibili di affollamento) cui devono essere verificate.



Fig. 61 - Istituto Scolastico Superiore di primo grado (Scuola Media) - Comune di Sant’Arcangelo. Facciata SO prospiciente il cortile del Convento. Vano scala interno con rampe a soletta rampante in c.a. (SCALA A – SCUOLA).

¹ Ai fini delle verifiche sismiche globali si considererà solo il contributo delle masse partecipanti degli impalcati sul moto della struttura, verificando la risposta delle sole pareti verticali in muratura.

Le strutture di collegamento verticale, risultano costituite da:

- 2 vani scala (SCALA A-B), ricavati nella struttura portante muraria. Le scale sono caratterizzate da rampe con configurazione ad U realizzate mediante solette rampanti in c.a sagomate a ginocchio ed appoggiate alle murature perimetrali. Tali vani risultano rispettivamente ad uso esclusivo del convento e della scuola, consentendo il collegamento a tutti i livelli dell'edificio;
- 1 scala dritta interna, con rampa singola realizzata mediante soletta rampante in c.a.;
- 1 scala esterna con configurazione ad L realizzata mediante soletta rampante in c.a., ad uso esclusivo del convento. Essa consente il collegamento tra il cortile esterno ed il PP destinati agli alloggi delle suore;
- 1 scala di sicurezza esterna realizzata mediante struttura in acciaio indipendente rispetto al fabbricato;

3.2.2.3 Storia Sismica dell'opera.

Dall'analisi della documentazione storica rinvenuta, non si evince che la struttura in esame abbia subito danni significativi a seguito di eventi sismici verificatisi nel sito di Sant'Arcangelo, dagli anni della sua realizzazione. In particolare la conoscenza della cronologia sismica dell'area consente di comprendere le intensità massime raggiungibili dagli eventi e quindi il livello di rischio sismico. La sequenza degli eventi sismici storici, che hanno fatto risentire i propri effetti nel sito in cui sorge l'opera, è stata ricavata dai cataloghi sismici messi a disposizione su supporto informatico, dall'Istituto Italiano di Geofisica e Vulcanologia (INGV). In particolare, i dati rilevati corrispondono al DBM11 Database Macrosismico Italiano versione 2011 (M. Locati, R. Camassi e M. Stucchi):

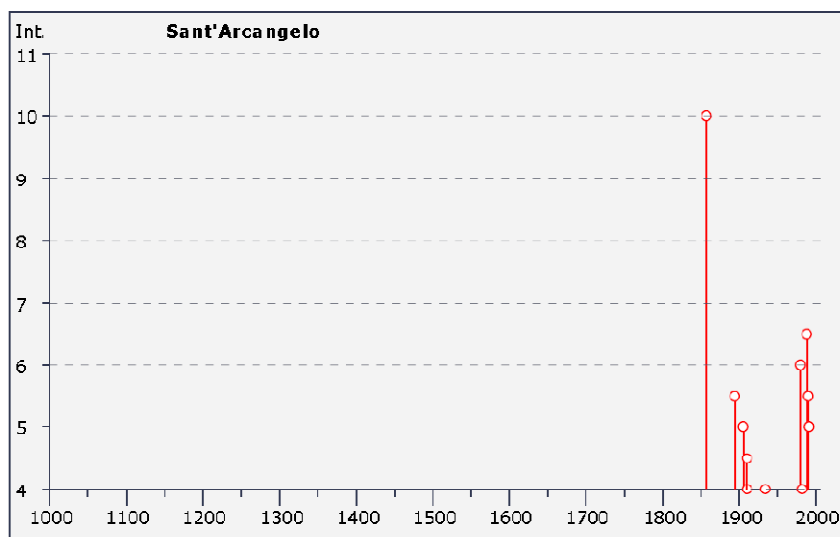


Fig.62 - Dati di Intensità Macrosismica – Comune di Sant'Arcangelo (PZ). A cura di: M. Locati, R. Camassi e M. Stucchi 2011. DBM11, versione 2011 del Database Macrosismico Italiano. Milano, Bologna, <http://emidius.mi.ingv.it/DBM11>.

In tale DBM11, i dati sismici storici relativi ai Comuni Italiani vengono espressi in termini di *Intensità Macrosismica*. Nei dati riportati per il Comune di Sant'Arcangelo, si riportano i valori di **Intensità Macrosismica Percepita (I)** misurati secondo la **SCALA MCS (Mercalli, Cancani, Sieberg)**, per gli eventi sismici più importanti dal 1800 al 2000. In particolare la scala MCS misura l'Intensità dell'evento, in relazione agli effetti prodotti dal terremoto sull'uomo, sugli edifici e sull'ambiente (effetti macrosismici). Inoltre viene fornita: la località dell'epicentro As, l'Intensità all'epicentro Io, la corrispondente magnitudo [Mw] stimata o rilevata secondo la Scala Richter. Nel caso del sito in esame si può notare che il valore massimo dell' Intensità Macrosismica (I) corrisponde ad **I (MAX) = 10** per il terremoto della Basilicata (Epicentro Montemurro) del 1857, corrispondente nella scala MCS al **X grado: Completamente distruttivo**. Rispetto all'opera in esame, possono essere considerati

significativi ai fini dei danneggiamenti, gli eventi sismici registrati con valori di intensità **I = 5-6-7** (Appennino Lucano 1988, Potentino 1990) per i quali la scala MCS prevede danni significativi agli edifici. In particolare per:

- **I= V-VI (abbastanza forte e forte)**: sono previsti danni lievi con quadri fessurativi superficiali riguardanti i soli elementi di rivestimento, caduta di elementi secondari.
- **I = VII (molto forte)**: sono previsti danni modesti che possono compromettere la funzionalità dell'opera. Nello specifico, i quadri fessurativi possono riguardare gli elementi strutturali, caduta dei rivestimenti e crollo degli elementi decorativi terminali di torri e campanili.

L'analisi della storia sismica dell'opera conferma quanto evidenziato negli elaborati progettuali dei lavori di ristrutturazione eseguiti nel periodo 1990-1991, in cui erano previste opere di consolidamento relative a danni derivanti da eventi sismici (di media intensità), come: la riparazione di quadri fessurativi superficiali nelle murature, il ripristino dei rivestimenti (intonaci, cornici) e di altre opere in genere.

3.2.3 RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE.

3.2.3.1 Indagini preliminari (ispezioni), definizione del rilievo geometrico - strutturale.

Nel caso studio in esame, ai fini del rilievo geometrico – strutturale, si è ritenuto opportuno considerare come base di dati, gli elaborati grafici esistenti relativi ai diversi interventi eseguiti sul fabbricato, messi a disposizione dell'Ufficio Tecnico Comunale. Tale procedura è perfettamente attendibile in quanto, parlando di edifici esistenti, quasi sempre sono presenti elaborati grafici di progetto, i quali possono essere verificati in sito mediante l'esecuzione di misure campione. Nel caso della Scuola Media di Sant'Arcangelo, si è partiti dal rilievo geometrico – strutturale contenuto nella precedente valutazione di vulnerabilità (2007), verificando e aggiornando lo stesso in relazione ai dati rilevati dallo scrivente mediante **2 ispezioni** eseguite in sito. Nello specifico si sono eseguite indagini visive e misure campione,

▪ Aspetti architettonici e funzionali.

Dal punto di vista architettonico, l'edificio in esame comprende la funzione di CONVENTO (ZONA A) e di SCUOLA MEDIA (ZONA B), esso si sviluppa verticalmente secondo tre livelli: Piano terra Q0=0,00m, Piano primo Q1=4,10m, Piano secondo Q2=7,80m; non sono presenti piani interrati. La distribuzione planimetrica degli spazi funzionali è alquanto complessa. La struttura si sviluppa secondo una configurazione planimetrica compatta, caratterizzata dal volume principale costituente la scuola media, il quale si distribuisce attorno ad un atrio centrale scoperto, e da un volume secondario sporgente posto sul lato ovest, destinato al PT e PP alle funzioni del convento, e al PS alle funzioni scolastiche. L'accesso alle due funzioni è indipendente: a SE lungo la facciata principale (piazza Amendola) è posto l'ingresso all'atrio scolastico, a SO all'interno del cortile esterno si affacciano gli ingressi relativi al PT e PP del convento. Nel cortile del convento è inoltre presente uno spazio esterno destinato ad attività sportive (campo di calcetto) di pertinenza della scuola, risalente al periodo in cui l'istituto scolastico era gestito dalle suore, ad oggi non più utilizzato. Entrambe le zone dell'edificio risultano separate dal punto di vista funzionale mediante le stesse strutture portanti verticali, l'inserimento di pareti divisorie, la chiusura mediante muratura dei vani porta relativi alla SCALA B (PT e PS) ad uso del convento. I prospetti delle pareti perimetrali esterne sono caratterizzati da una distribuzione regolare delle aperture finestrate, aventi dimensioni modulari differenziate per PT (1,20*1,80m), PP-PS (1,20*2,00), realizzate mediante serramenti in alluminio. Diversi sono i prospetti dell'atrio interno, i quali hanno subito variazioni sostanziali nel tempo, presentano una distribuzione irregolare delle aperture finestrate. Risultano evidenti le superfetazioni strutturali, incongrue all'impianto originario dell'edificio, le quali compromettono la tipologia e l'estetica dello stesso. In particolare la passerella in acciaio al 2° piano e la nicchia al 1° piano, forzatamente inserite al fine di

risolvere problemi funzionali legati alla distribuzione degli spazi (inserimento WC), a seguito delle molteplici variazioni di destinazione d'uso dell'edificio.

La verifica del precedente rilievo geometrico è stata eseguita effettuando misurazioni a campione delle aule, degli uffici e degli spazi distributivi dell'istituto scolastico. Inoltre sono stati misurati gli spazi collettivi (cucina e aule) del convento, non potendo visitare i dormitori. Sono state effettuate le misurazioni delle lunghezze esterne dei prospetti, dell'atrio interno, delle altezze di interpiano e totali. I risultati sono riportati sinteticamente negli elaborati grafici e nelle tabelle allegate.

Parametri dimensionali totali (lordi = comprese murature)			
	H [m]	Sup. lorda [m²]	Vol. lordo [m³]
Piano terra (q=0.00m)	4,100	532,450	2183,045
Piano primo (q=4.10m)	3,700	533,450	1973,765
Piano secondo (q=7.80m)	3,700	534,450	1977,465
TOTALE EDIFICIO		1600,350	6134,275

TAB.1 – Edificio CONVENTO (ZA): l'accesso al convento avviene direttamente al PT negli spazi destinati ai servizi collettivi (mensa), oppure mediante scala esterna di accesso diretto al PP per gli alloggi. E' presente una ulteriore scala interna di collegamento.

Tipo di destinazione: CONVENTO (ZA)	Sup. [m²]	H [m]	Vol. [m³]
Piano terra (q=0.00m)			
Cucina	25,410	4,100	104,181
Sala pranzo	15,680	4,100	64,288
Deposito1	13,630	4,100	55,883
Spazi di distribuzione e collegamenti verticali	30,310	4,100	124,271
TOTALE	85,030		348,623
Piano primo (q=4.10m)			
Sala collettiva	48,120	3,700	178,044
WC1	7,570	3,700	28,009
WC2	12,510	3,700	46,287
Spazi di distribuzione e collegamenti verticali	38,820	3,700	143,634
Deposito2	6,670	3,700	24,679
Sala-ufficio	6,190	3,700	22,903
Letto1	14,600	3,700	54,020
Letto2	16,910	3,700	62,567
Letto3	13,950	3,700	51,615
TOTALE	165,340		611,758
Piano secondo (q=7.80m)			
Spazi di distribuzione e collegamenti verticali	16,510	3,700	61,087
TOTALE	16,510		61,087
TOTALE CONVENTO	266,880		1021,468

TAB.2 – Edificio SCUOLA MEDIA (ZB): l'accesso alla scola avviene esclusivamente al PT tramite atrio coperto. Gli ambienti funzionali si distribuiscono attorno all'atrio centrale, sul quale si affacciano gli spazi distributivi e connettivi (collegamenti verticali ed orizzontali), ed i servizi, per i quali non si necessita di illuminazione naturale. Diversamente, le aule, gli spazi collettivi e gli uffici della segreteria presentano superfici finestrate lungo le pareti perimetrali del fabbricato, favorendo così l'illuminazione naturale.

Tipo di destinazione: SUOLA MEDIA (ZB)	Sup. [m²]	H [m]	Vol. [m³]
Piano terra (q=0.00m)			
Atrio coperto di ingresso	13,810	4,100	56,621
Aula informatica e applicazioni scientifiche	37,670	4,100	154,447
Aula educazione artistica, musicale ed applicazioni tecniche	42,540	4,100	174,414
Deposito 1	3,250	4,100	13,325
Aula1	45,300	4,100	185,730
Biblioteca	20,160	4,100	82,656

Deposito 2	9,450	4,100	38,745
WC-alunni	16,280	4,100	66,748
Locale tecnico (termico)	22,040	4,100	90,364
Locale tecnico (idrico)	6,300	4,100	25,830
Spazi di distribuzione e collegamenti verticali	61,260	4,100	251,166
TOTALE	278,060		1140,046
Piano primo (q=4.10m)			
Sala professori	43,090	3,700	159,433
WC-segreteria e professori	13,600	3,700	50,320
Ufficio presidenza	25,240	3,700	93,388
Ufficio segreteria1	16,920	3,700	62,604
Ufficio segreteria2	14,430	3,700	53,391
Ufficio segreteria3	17,570	3,700	65,009
Archivio/deposito 1	25,800	3,700	95,460
Archivio/deposito 2	20,640	3,700	76,368
Spazi di distribuzione e collegamenti verticali	42,670	3,700	157,879
TOTALE	219,960		813,852
Piano secondo (q=7.80m)			
Aula2	47,840	3,700	177,008
Aula3	30,220	3,700	111,814
Aula4	36,150	3,700	133,755
Aula5	33,250	3,700	123,025
Aula6	45,130	3,700	166,981
Aula7	44,540	3,700	164,798
Aula multimediale	27,450	3,700	101,565
Aula di sostegno	10,690	3,700	39,553
WC-alunni	23,980	3,700	88,726
Spazi di distribuzione e collegamenti verticali	116,760	3,700	432,012
TOTALE	416,010		1539,237
TOTALE SCUOLA MEDIA		914,030	3493,135

▪ **Aspetti strutturali e dettagli costruttivi.**

Allo stesso modo, dalle ispezioni eseguite si è potuto riscontrare quanto riportato dalla documentazione esistente, in merito alle caratteristiche costruttive e strutturali dell'edificio. **L'edificio è caratterizzato da una struttura portante in muratura.** L'impalcato di PT risulta caratterizzato da un sistema strutturale spingente, costituito da volte a botte e a crociera; gli impalcati successivi al PP e PS, presentano solai in latero-cemento vincolati alle strutture verticali mediante cordoli in c.a., disposti longitudinalmente lungo l'asse delle pareti. La dimensione dei cordoli è pari: alla larghezza del muro su cui poggiano, e all'altezza del solaio corrispondente. Nel caso in esame entrambi gli impalcati in latero-cemento presentano struttura portante di spessore $S = 25+5\text{cm}$.

Non è stato possibile reperire la documentazione originaria riguardante le carpenterie di progetto, il progetto delle armature, i dettagli costruttivi. In tal senso si è proceduto mediante ispezioni e successive misurazioni a campione, a verificare: gli spessori murari, le orditure degli impalcati, le dimensioni delle travi in c.a., delle solette rampanti delle scale in c.a., i dettagli costruttivi e strutturali. In particolare, attraverso i risultati delle prove endoscopiche, è stato possibile dimensionare gli strati funzionali dei pacchetti costruttivi e quindi eseguire l'analisi dei carichi.

Vengono riportate in appendice alla presente tesi, gli elaborati grafici concernenti le tavole di rilievo architettonico e strutturale nelle scale di rappresentazione opportune, così come aggiornate dallo scrivente, sulla base dei dati raccolti e delle ispezioni in sito.



Fig. 63 Istituto Scolastico Superiore di primo grado (Scuola Media) - Comune di Sant'Arcangelo. Struttura spingente con volta a botte atrio scuola media; struttura con solaio piano in latero-cemento e controsoffittatura PP Scuola.

3.2.3.2 Stato generale di conservazione dell'opera. Qualità degli elementi costruttivi, quadri fessurativi e deformativi.

Nel caso di strutture esistenti, come prescritto al §8.5.2 delle NTC08 – Rilievo, dovranno essere rilevati i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno. Tale operazione può essere eseguita mediante ispezioni, saggi e specifiche prove in situ (es: prove ultrasoniche, endoscopiche, ecc.). Nel caso in esame, è stato possibile eseguire esclusivamente ispezioni. In tal senso possono essere utilizzate come guida apposite schede di rilievo, fornite dagli enti pubblici, le quali riportano gli abachi dei meccanismi di danno per edifici in muratura a seguito di eventi sismici. Ciò, nell'ottica delle verifiche di sicurezza, può divenire uno strumento fondamentale di diagnosi, al fine di individuare le cause dei quadri fessurativi, il grado di vulnerabilità degli elementi costruttivi, gli interventi di consolidamento da eseguire. Per l'edificio in esame, la valutazione dello stato di conservazione dell'opera è stato eseguito utilizzando come guida la: *Scheda per il censimento speditivo dei meccanismi di danno, dei danni sismici e della vulnerabilità per gli edifici ordinari in muratura*, allegato alle Linee guida per l'attuazione della O.P.C.M 3362/04 (*Scheda AeDES, MEDEA 12/2004 – Manuale di Esercitazione sul Danno Ed Agibilità per edifici ordinari in muratura – Dip. della Protezione Civile*)², la quale fornisce gli strumenti utili per l'individuazione dei comuni dissesti statici e sismici delle strutture in muratura. Nel caso della Scuola Media, non siamo in presenza di una emergenza post-sisma, ma le indicazioni riportate nella scheda possono essere efficaci al fine di descrivere lo stato di fatto della struttura, così da prevedere la formazione di eventuali meccanismi di danno rispetto ad un futuro evento sismico (riduzione vulnerabilità).

In tal senso la scheda di rilievo distingue i *quadri fessurativi* in relazione alla tipologia degli elementi strutturali, definendo la causa, gli interventi di miglioramento sismico da eseguire, fornendo i seguenti elenchi:

- Abaco dei danni delle Strutture Verticali per edifici ordinari in muratura;
- Abaco dei danni delle Strutture Orizzontali per edifici ordinari in muratura;
- Abaco dei meccanismi (globali e locali);

Inoltre, dovendo eseguire una valutazione di sicurezza sismica, si dovranno verificare:

- Lo stato di conservazione delle Strutture Verticali (pareti);
- Lo stato di conservazione delle Strutture Orizzontali (impalcati);
- Lo stato di conservazione dei collegamenti, ammorsamenti, fasce di piano, architravi e piattabande;
- Lo stato di conservazione degli elementi non strutturali che possono configurarsi come fattori di vulnerabilità durante un potenziale evento sismico (rivestimenti, cornicioni, parapetti, impianti, vetrate ed infissi, controsoffitti, apparecchi di illuminazione, ecc.);

Per descrivere lo stato di conservazione dell'edificio si è fatto riferimento alla precedente relazione di vulnerabilità 2007 e ai dati raccolti dalle due ispezioni in situ. In particolare, lo stato di fatto della struttura si presenta soddisfacente dal punto di vista strutturale, in quanto non sono stati rilevati evidenti danni o dissesti strutturali in atto o pregressi che possono compromettere la stabilità dell'edificio. D'altra parte però, tutti gli elementi costruttivi ed i servizi tecnologici presentano un evidente stato di degrado, l'opera in generale risulta obsoleta dal punto di vista funzionale e tecnologico, conseguenza dei pochissimi interventi di manutenzione eseguiti nel tempo.

² Vedere REGIONE MARCHE, progetto di ricerca sisma Marche1997, Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura. Decreto del Commissario Delegato per gli interventi di protezione civile n°28 del 10 aprile 2002.

- Sia la ZONA A comprendente l'istituto scolastico, sia la ZONA B del convento, non presentano evidenti fenomeni di dissesto e meccanismi in atto sulle strutture verticali, inoltre risultano integri sia i collegamenti tra le pareti (incroci, cantonali, martelli murari), sia i collegamenti tra le pareti e gli impalcati orizzontali. Non sono presenti quadri fessurativi in corrispondenza delle fasce di piano. Risultano integri le piattabande (architravi) in c.a. posti in corrispondenza dei vani porte e finestre.
- Dal saggio eseguito su una parete in muratura al PT si è potuta riscontrare la scarsa qualità della malta, la quale presenta fenomeni di disgregazione.
- Al PT alcune volte a botte presentano fessure longitudinali in chiave tipiche dell'assestamento verticale, non sono presenti fenomeni di instabilità dovute alle spinte d'imposta.
- Grave è lo stato di conservazione dei solai in latero-cemento gettati in opera al PP e PS, i quali presentano inflessioni significative, degrado del calcestruzzo, rottura dei laterizi, fenomeni di ossidazione delle barre in acciaio, espulsione del copriferro. Tutto ciò è testimoniato dall'intervento di rinforzo degli impalcati mediante sottostruttura in acciaio, necessaria per garantire la stabilità della struttura portante agli elevati carichi di esercizio.
- Elevato è lo stato di degrado del solaio con travetti in acciaio e voltine in muratura corrispondente al balcone del convento, in cui si presentano fenomeni di distacco dell'intonaco dovuti all'ossidazione dei travetti metallici.
- L'unico dissesto statico in atto è segnalato dal quadro fessurativo letto in corrispondenza della superficie di interfaccia tra la scuola e la chiesa adiacente (prospetto principale SE). Tale fenomeno di danno può essere classificato come "*da irregolarità tra strutture adiacenti*" (Meccanismo V17-18, scheda AeDES, MEDEA 12/04), esso deriva dalla discontinuità tra le strutture adiacenti che produce movimenti differenziali dovuti alla diversa rigidità strutturale degli stessi. Nel caso il dissesto deriva da due cause principali: la lesione ad andamento verticale lungo la linea di interfaccia (V18) può derivare da un cedimento differenziale verticale tra le strutture data l'entità diversa dei carichi gravitazionali trasmessi al terreno; le lesioni ad andamento parabolico, concentrate in corrispondenza del nodo di discontinuità in altezza tra gli edifici, ed estese sulla parete perimetrale di facciata tra il 1°e2° piano della scuola, possono indicare che in parte la spinta orizzontale della volta a botte di copertura della chiesa risulta essere non contrastata e tende ad equilibrarsi per aderenza all'interno della struttura muraria della scuola, provocando così la fessurazione del pannello murario (punzonamento). Le lesioni sono in parte visibili, in parte riparate mediante malta di cemento ma con andamento facilmente distinguibile sulla parete. Tale effetto deformativo, indotto dalla spinta orizzontale della volta, si può leggere persino in corrispondenza del pannello di fascia (parapetto del vano finestra) prossimo al nodo di discontinuità tra gli edifici, in cui sono presenti lesioni sub-verticali dovute allo stato deformativo agente. La medesima lesione ad andamento verticale (meccanismo V18) è stata riscontrata lungo la linea di interfaccia tra l'edificio scolastico e l'edificio secondario adiacente sul prospetto laterale NO.
- In modo diffuso per tutto l'edificio si osservano quadri umidi in corrispondenza delle pareti portanti di PT e dell'impalcato di copertura, con conseguente disgregazione degli intonaci e dei rivestimenti, caduta di alcuni pannelli del controsoffitto. Il degrado dei rivestimenti di facciata risulta ancor più evidente sulle pareti del convento, si notano fenomeni di distacco e caduta di intere sezioni. In generale si può notare il degrado dei cornicioni di rivestimento e dei parapetti di copertura lungo il profilo delle pareti perimetrali, i quali presentano fenomeni di disgregazione, ossidazione dei ferri di armatura, distacchi e cadute di sezioni murarie. Gli impianti, gli apparecchi sanitari, i servizi tecnologici risultano ormai obsoleti, presentando avanzato stato di degrado. Evidenti sono le superfetazioni rappresentate dalle strutture metalliche (passerella e nicchia) sovrapposte alla struttura muraria dell'atrio interno, le quali presentano fenomeni di ossidazione nei nodi di connessione in acciaio, degrado dei pannelli di rivestimento e delle superfici vetrate. E' importante segnalare inoltre

che tutti gli infissi risultano obsoleti in quanto non progettati per resistere alle azioni sismiche. In particolare essi presentano telai facilmente deformabili con vetri di spessore minimo e molto fragili in quanto sensibili alle distorsioni dell'infisso. Evidente è lo stato di degrado dei pannelli di controsoffitto al PP della scuola media, con distacco di alcuni elementi, quadri umidi, distacco degli apparecchi di illuminazione.



Fig. 64 –SOLAIO IN LATERO-CEMENTO DI COPERTURA, degrado del calcestruzzo, rottura dei laterizi, fenomeni di ossidazione delle barre in acciaio, espulsione del copriferro



Fig. 65 –SOLAIO COPERTURA, degrado del calcestruzzo, rottura dei laterizi, fenomeni di ossidazione delle barre in acciaio, espulsione del copriferro



Fig. 66 – Meccanismo di danno “da irregolarità tra strutture adiacenti”, la lesione ad andamento verticale lungo la linea di interfaccia (V18) può derivare da un cedimento differenziale verticale tra le strutture data l’entità diversa dei carichi gravitazionali trasmessi al terreno.



Fig. 67 – Stato di degrado dell’intonaco di rivestimento parete convento; disgregazione dei cordoli in c.a. con ossidazione delle barre di armatura; disgregazione e caduta di sezioni del parapetto di copertura;

3.3 Analisi delle criticità costruttive e strutturali, indicatori di vulnerabilità sismica e presidi antisismici.

Nel caso di strutture esistenti, è sempre bene sottolineare l'importanza assoluta della *fase di conoscenza preliminare*, la quale deve tener conto degli obiettivi che si vogliono perseguire, in relazione al livello di approfondimento scelto (approccio NTC 2008). Nel caso in esame, dovendo valutare la sicurezza rispetto alle azioni sismiche di una struttura esistente in muratura, il tecnico preposto, DEVE possedere quel bagaglio indispensabile di informazioni teorico – tecniche, necessarie per individuare qualitativamente i meccanismi principali di risposta sismica dell'edificio, soffermando la propria attenzione su quelli elementi strutturali ritenuti caratterizzanti per le verifiche.

In particolare le ispezioni hanno consentito di individuare **le criticità costruttive e strutturali** (compresi gli elementi secondari non strutturali), che possono compromettere la sicurezza dell'opera incrementandone la vulnerabilità rispetto alle azioni sismiche. L'ispezione consisteva nell'identificare le caratteristiche strutturali dell'opera, confrontandole con i *criteri generali di progetto* previsti per la costruzione di edifici nuovi in muratura ordinaria, dalle NTC 2008 al §4.54. L'obiettivo generale è verificare che: l'edificio in muratura portante possa essere concepito come una struttura tridimensionale, ricercando l'effetto di comportamento scatolare (meccanismi di 2° modo), evitando che gli elementi in muratura vengano sollecitati singolarmente e, quindi, non partecipino alla risposta globale della struttura, causando crolli e danneggiamenti isolati (meccanismi di 1° modo).

In tal caso si possono utilizzare come linee guida ancora il *Manuale di Esercitazione sul Danno Ed Agibilità per edifici ordinari in muratura*, in particolare le *schede di diagnosi* fornite dalla REGIONE MARCHE in ALLEGATO F (parte III) al progetto di ricerca: “*Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura*”. Le schede riportano, con riferimento alla risposta sismica della struttura in muratura (meccanismi di collasso nel piano e fuori piano), quali sono gli *indicatori di vulnerabilità* (criticità costruttive e strutturali) ed i *presidi antisismici* da rilevare.

I due sopralluoghi eseguiti, hanno permesso di recuperare informazioni utili a definire lo stato di fatto della struttura, con riferimento sia alla parte relativa al Convento, che a quella della Scuola Media.

Tutti i dati ricavati devono consentire una corretta **identificazione strutturale**, necessaria per le successive fasi di modellazione e analisi numerica. Di seguito si riportano le *caratteristiche/criticità costruttive e strutturali (indicatori di vulnerabilità)* indagate e si sviluppano le osservazioni:

- a) Caratteristiche/Criticità costruttive e strutturali relative alla formazione dei possibili meccanismi di collasso locali (Meccanismi fuori dal piano - 1° MODO): collegamenti, ammorsamenti, cordoli e catene, tipologia impalcati.
- b) Caratteristiche/Criticità costruttive e strutturali relative alla risposta sismica globale della struttura e al comportamento scatolare (Meccanismi nel piano – 2° MODO): Regolarità, tipologia impalcati, tipologia pareti, collegamenti, ammorsamenti, cordoli, architravi e piattabande, disposizione aperture.
- c) Caratteristiche/Criticità costruttive e strutturali relative alla risposta sismica locale e globale, con riferimento all'ipotesi di aggregato edilizio: unità strutturale, effetti di interazione con strutture in adiacenza, presenza di giunti sismici.
- d) Caratteristiche/Criticità costruttive e strutturali derivanti da elementi strutturali secondari: effetti di interazione, influenza sulla risposta strutturale globale.
- e) Vulnerabilità sismica derivante da elementi secondari non strutturali, arredi e impianti (*Linee guida per la riduzione della vulnerabilità di elementi non strutturali, arredi e impianti - Protezione Civile – RELUIS, Giugno 2009 – De Sortis, Dolce, Di Pasquale, Gregolo, Papa, Rettore*).

a) Caratteristiche/Criticità costruttive e strutturali relative alla formazione dei possibili meccanismi di collasso locali (Meccanismi fuori dal piano - 1°MODO).

L'analisi dei possibili meccanismi di collasso locali per l'edificio in esame è stata condotta sulla base della letteratura tecnico-scientifica messa a disposizione dalla Ricerca svolta dalla Regione Marche, Università degli studi dell'Aquila e CNR-ITC nella pubblicazione : “*repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici esistenti in muratura*”, PARTE 1° - “*Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura*”; PARTE 2° – “*Modelli cinematici per l'analisi strutturale degli edifici in muratura (Beolchini, Milano, Antonacci)*” – Decreto del Commissario Delegato per gli interventi di protezione civile n°28 del 10/04/2002.

Come evidenziato dalla letteratura scientifica, in relazione ai danni rilevati sulle strutture in muratura ordinaria a seguito di eventi sismici, gran parte dei fenomeni di collasso tendono ad interessare singole parti della struttura (meccanismi locali), considerate tecnologicamente più vulnerabili. In tale ottica, l'analisi dell'organizzazione strutturale di un qualsiasi edificio esistente consente, sulla base dei modelli cinematici forniti dalla ricerca, di prevedere analiticamente i possibili danni o collassi futuri, verificandone la vulnerabilità (*analisi dei meccanismi di collasso locali*).

Nell'edificio in esame è stato possibile rilevare quanto segue:

- La buona qualità della tessitura muraria, con presenza di diatoni trasversali che legano le fodere murarie, consente di evitare parzializzazioni e disgregazioni delle pareti con successiva perdita di equilibrio di sezioni ridotte. In tal senso è possibile fare l'ipotesi di pareti monolitiche, considerando i soli cinematicismi corrispondenti.
- L'integrità degli ammorsamenti verticali tra le pareti (incroci, cantonali, martelli) consente di limitare la formazione di cinematicismi fuori dal piano delle pareti, incrementandone la rigidezza e favorendo l'instaurarsi di macro-elementi a cuneo diagonali che garantiscono maggiore rigidezza ai ribaltamenti.
- La presenza degli impalcati in latero-cemento al 2° e 3° livello implica la presenza di cordoli in c.a. disposti lungo l'asse longitudinale delle pareti. La resistenza a trazione di tali impalcati consente di annullare qualsiasi meccanismo di ribaltamento semplice e composto delle pareti perimetrali.
- La presenza di un impalcato deformabile al 1° livello, costituito da strutture voltate spingenti, implica l'assenza di elementi tenso-resistenti al piano terra (quali cordoli e catene trasversali), ciò costituisce un indicatore di vulnerabilità in quanto favorisce la formazione di meccanismi locali di collasso. In particolare l'effetto spingente delle volte, in presenza delle azioni sismiche orizzontali, produce **cinematicismi di flessione verticale di parete monolitica a due piani** (pareti perimetrali) con conseguente collasso per formazione di cerniera cilindrica lineare intermedia.
- Un ulteriore indicatore di vulnerabilità sismica deriva dagli effetti dovuti alla condizione di edificio in aggregato. Tali meccanismi si definiscono “da irregolarità tra strutture adiacenti”. Si dovrà tener conto nelle analisi dei meccanismi locali della diversa altezza tra le pareti in aderenza delle strutture in esame (vedi chiesa ed edificio secondario rispetto alla scuola media), la quale può favorire la formazione di cinematicismi di ribaltamento.

b) Caratteristiche/Criticità costruttive e strutturali relative alla risposta sismica globale della struttura (risposta nel piano) e al comportamento scatolare. Regolarità, tipologia impalcati, tipologia pareti, collegamenti, ammorsamenti, cordoli, architravi e piattabande, disposizione aperture.

Con riferimento alla risposta sismica globale dell'edificio (2° Modo), affinché si possa prevedere un comportamento scatolare ideale, è necessario analizzare i seguenti indicatori.

1) Regolarità in pianta

- Dagli elaborati del rilievo geometrico – strutturale si può notare che la planimetria dell'edificio risulta molto irregolare. La pianta non è né compatta né simmetrica sia in termini di masse che di

rigidezze; vi sono pareti disallineate e che non si estendono con continuità per l'intera lunghezza/larghezza dell'edificio, nelle due direzioni.

- La forma non compatta in pianta (presenza della sporgenza corrispondente al volume NO del convento) e l'assenza di simmetria di masse e rigidezze, accentuano i modi di vibrare torsionali della struttura, andando a sovrasollecitare le pareti perimetrali più distanti dal baricentro delle rigidezze di piano.

- Di contro si osserva un buon confinamento mediante muri di controvento, delle unità strutturali voltate al piano terra, le quali si presentano come celle murarie indipendenti favorendo la risposta scatolare.

2) Regolarità in altezza

- La distribuzione delle rigidezze in altezza risulta alquanto irregolare in quanto alcune pareti murarie verticali non si estendono con continuità dal piano di fondazione fino al piano di copertura. Ciò è evidente nelle pareti del 2° piano le quali sono state realizzate a seguito della sopraelevazione e in parte demolite e ricostruite nei lavori del 1990. Dagli stessi elaborati si è potuto osservare la necessità da parte del progettista di inserire proprio a tale livello ulteriori pareti di controvento, a testimonianza della minore rigidezza di tale piano dell'edificio.

- Gran parte delle pareti presentano maschi murari con snellezze molto elevate ($h/b > 1,5$), derivanti da una progettazione basata esclusivamente sui carichi gravitazionali. Infatti, gran parte delle pareti perimetrali e dell'atrio interno, presentano un numero di vani (aperture) elevato, con maschi murari aventi sezioni resistenti estremamente ridotte, potenzialmente soggette a rotture per pressoflessione.

3) Regolarità delle pareti verticali: disposizione dei vani.

La normativa attuale (NTC08), prevede esplicitamente per gli edifici in muratura ordinaria che, affinché per effetto dell'azione sismica agente la risposta delle pareti nel proprio piano risulti regolare, è necessario che tutte le pareti siano caratterizzate da vani perfettamente allineati verticalmente. Solo in tal caso è possibile la formazione del sistema resistente di puntoni obliqui in muratura, che consente di trasferire gli sforzi dalla parete fino alla fondazione. Nell'edificio in esame, le pareti perimetrali risultano quasi tutte regolari, diversamente le pareti interne assumono una distribuzione irregolare, con frequenti disallineamenti verticali dei vani e dimensioni geometriche variabili (vani di altezza differente). Ulteriori elementi di irregolarità nelle pareti sono rappresentati dalla presenza diffusa di nicchie, vani murati, parapetti delle aperture aventi sezioni ridotte per l'inserimento dei radiatori, i quali vanno a ridurre sensibilmente le sezioni resistenti dei maschi murari. Nelle verifiche sismiche dovranno essere considerate come resistenti le sole sezioni efficaci di pareti che si sviluppano in modo continuo dalla fondazione sino al piano di verifica.

4) Tipologia impalcati.

La risposta sismica globale dell'edificio dipende fondamentalmente dalla funzione svolta dagli impalcati orizzontali di piano, i quali oltre a costituire dei vincoli cinematici nei confronti degli effetti fuori dal piano (1° Modo), garantiscono la ripartizione delle azioni sismiche tra le pareti resistenti verticali di controvento parallele alla direzione del sisma. Tale ripartizione avviene nel piano di ciascun impalcato, per ogni livello della costruzione, e dipende strettamente dalla rigidezza/deformabilità dell'orizzontamento.

Nel progetto in esame il problema non si pone per gli impalcati del 2° e 3° livello i quali sono realizzati in latero-cemento con soletta armata in c.a. i quali assolvono alla funzione di solai rigidi nel piano. A tali livelli la distribuzione dell'azione sismica di piano tra le pareti avviene proporzionalmente alle rigidezze complanari delle stesse, nelle direzioni di applicazione del sisma. Inoltre la presenza dei cordoli in c.a. garantisce alle fasce una rigidezza flessionale tale da garantire l'effetto di accoppiamento tra i maschi murari (con conseguente redistribuzione delle sollecitazioni).

Un indicatore di vulnerabilità sismica è rappresentato dall'impalcato del 1° livello costituito da un sistema spingente, caratterizzato da volte a botte e a crociera, privo di elementi resistenti a trazione.

Esso deve essere considerato come deformabile e compromette notevolmente la risposta sismica globale della struttura, in quanto:

- L'ipotesi di impalcato deformabile, prescinde da ogni capacità di collegamento e distributiva dell'orizzontamento, con la conseguenza di considerare le singole pareti libere di avere spostamenti orizzontali indipendenti le una dalle altre (effetto degli spostamenti relativi tra le pareti di piano).
- Ciò implica un esteso danneggiamento strutturale dell'impalcato voltato con meccanismi di collasso difficilmente prevedibili (calcolabili) e compatibili con lo SLV. Questa configurazione, priva di collegamenti tenso-resistenti di piano (assenza cordoli), espone le pareti ortogonali al sisma a meccanismi di collasso fuori dal piano.
- L'assenza di cordoli resistenti a trazione, non consente l'effetto di accoppiamento generalmente offerto dalle fasce di piano; in assenza di fasce flessio-resistenti di piano, ciascun maschio murario si comporta come una mensola isolata, soggetta a sollecitazioni nel piano parallelo all'azione sismica notevoli (effetto dell'isostaticità del modello).
- Inoltre è bene sottolineare le criticità derivanti dalle configurazioni costruttive delle strutture voltate rilevate. Frequente è la presenza di archi e vani inseriti nelle pareti portanti delle strutture voltate, i quali modificano sostanzialmente il modello di funzionamento statico all'interno delle stesse, generando percorsi tensionali ad arco trasversali. Si terrà conto di ciò in fase di analisi dei carichi trasmessi dalle volte ai maschi murari.

Ai fini della modellazione strutturale e delle verifiche sismiche, si terrà conto SOLO implicitamente della presenza del sistema voltato sulla risposta globale della struttura, **assumendo l'ipotesi di impalcato deformabile con incapacità di redistribuzione**. Non costituisce oggetto di tesi la verifica dei meccanismi di collasso delle volte in muratura, le quali devono essere necessariamente verificate a posteriori, formulando opportuni modelli di calcolo non lineari secondo l'approccio ai macro-elementi, studiando il problema mediante l'analisi cinematica non lineare, correlando la risposta a quella dell'oscillatore elastoplastico bilineare. L'approccio è quello proposto dalla norma per gli edifici monumentali (§C8A.4): si individuano i sistemi strutturali resistenti, si applicano le azioni mutue trasmesse, si ipotizzano i meccanismi di collasso nel piano o fuori piano, si suddividono le parti strutturali in macro-elementi rigidi ipotizzando la posizione delle cerniere plastiche, si verificano i cinematicismi mediante i teoremi dell'analisi limite dell'equilibrio.

In ogni caso, in presenza di impalcati deformabili con presenza di sistemi voltati (oppure solai appoggiati in legno o acciaio), devono essere previsti interventi di consolidamento al fine di conferire una adeguata capacità redistributiva dell'orizzontamento. E' sempre consigliabile l'inserimento delle **catene metalliche**, le quali svolgono l'azione **fondamentale di confinamento globale della struttura** (indirizzano il comportamento scatolare), in quanto:

- Consentono di annullare i possibili meccanismi di collasso locali per cinematicismi fuori dal piano (ribaltamenti, flessioni verticali, ecc.).
- Garantiscono l'effetto di accoppiamento tra i maschi murari, consentendo la stabilità del puntone resistente di fascia, riducendo nettamente le sollecitazioni flettenti nelle pareti (effetto del modello iperstatico – Robustness strutturale).
- Consentono, pur in presenza di impalcati deformabili come i sistemi voltati, di conferire una minima rigidità nel piano dell'impalcato, favorendo meccanismi resistenti ad arco tirante (impalcato ad arco esteso o ad archi multipli) necessari per ricondurre i tagli sismici dall'orizzontamento (masse) alle pareti di controvento (capacità redistributiva).
- Una minima capacità redistributiva delle azioni inerziali da parte dell'impalcato, consente di limitare gli spostamenti differenziali tra le pareti, limitando i collassi fuori piano estremamente fragili.
- In generale, la presenza di catene resistenti a trazione conferiscono alla struttura in muratura una maggiore "robustness", ovvero la capacità di disporre di percorsi alternativi di carico (soprattutto di

trazione per le murature) necessari al fine di garantire la stabilità globale dell'opera pur in presenza di collassi locali (devono essere evitati collassi a catena). Ciò implica un maggior numero di gradi di iperstaticità della struttura, fondamentali in presenza di azioni cicliche come quelle sismiche.

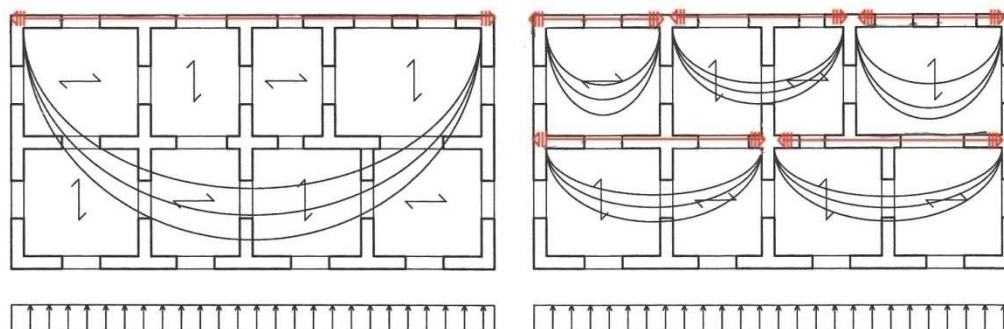


Fig. 68 – Modellazione dell'impalcato ad arco esteso (a), e ad archi multipli locali (b) (Immagine P.Lenza – A. Ghersi, Edifici in muratura). Effetto ad arco tirante possibile in presenza di catene metalliche, capacità distributiva dell'impalcato.

5) Cordoli e architravi. Comportamento delle fasce di piano.

La risposta sismica globale delle pareti nel proprio piano dipende fortemente dalla funzione di accoppiamento tra i maschi murari, svolta dalle fasce di piano. In particolare si dovranno ispezionare tutti quelli elementi resistenti a trazione (quali cordoli, catene, piattabande, architravi) necessari a garantire una resistenza flessionale del pannello di fascia, necessaria per ridistribuire la azioni sismiche tra i maschi murari (meccanismo a puntone dei fascia). Ciò influenza notevolmente il modello di calcolo.

Nel progetto in esame la valutazione deve essere differenziata in altezza, rispetto alla risposta delle pareti del PT e quella delle pareti ai piani superiori. Per il piano terra, la presenza di un impalcato spingente privo di elementi tenso-resistenti (assenza di cordoli), la presenza di vani con architravi in muratura, comporta l'ipotesi di fascia di piano debole (incapacità di accoppiamento). In tal caso le fasce sono prive di rigidità flessionale e le pareti devono essere modellate mediante una serie di mensole isolate costituite dai soli maschi murari verticali. Per i piani superiori, la presenza di impalcati rigidi con cordoli in c.a. e di aperture a squadro dotate di piattabande in c.a., comporta l'ipotesi ottimale di fascia di piano flesso resistente con capacità di accoppiamento. In tal caso le fasce sono dotate di rigidità flessionale, con capacità ridistributiva, le pareti possono essere modellate mediante schemi a telai iperstatici dotati di trasversi rigidi.

6) Collegamenti e ammorsamenti.

Devono essere garantiti efficaci ammorsamenti sia tra gli elementi strutturali verticali e orizzontali, sia tra gli stessi elementi verticali (incroci, cantonali, martelli). Solo in tale ipotesi è possibile prevedere una risposta di tipo scatolare dell'edificio, con una adeguata trasmissione delle sollecitazioni sismiche che dagli impalcati si trasmettono direttamente alle pareti di controvento parallele all'azione sismica. Diversamente possono divenire significativi gli effetti fuori dal piano (1°modo) con collassi fragili delle pareti ortogonali al sisma.

A favore di sicurezza, nella fase di modellazione si formuleranno le seguenti ipotesi:

- Si assumeranno come sezioni resistenti dei maschi murari le sezioni principali rettangolari calcolate nelle due direzioni di applicazione del sisma. Di fatti si trascura il contributo dell'ammorsamento nei nodi, offerto dalle pareti ortogonali, le quali vengono considerate isolate ed esposte ai fenomeni fuori dal piano.
- Si differenzieranno le verifiche dei maschi murari per gli effetti nel piano (2°modo) e fuori dal piano (1°modo), supponendo una possibile rottura delle croci di muro.

Inoltre, affinché sia garantito un adeguato ammorsamento tra le pareti in corrispondenza degli incroci murari (d'angolo e interni), oltre a verificare la qualità della tessitura muraria, si devono osservare le prescrizioni geometriche previste dalle NTC08 per edifici di nuova concezione. Di fatti al §7.8.5.2, la

norma impone che: *in corrispondenza di incroci d'angolo tra due pareti perimetrali sono prescritte su entrambe le pareti, zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1m, compreso lo spessore del muro trasversale*. Tale prescrizione diviene un indicatore di vulnerabilità per le strutture esistenti, di cui se ne terrà conto in fase di modellazione, in quanto devono essere considerati inefficaci tutti quelli ammorsamenti (nodi) in cui le pareti presentano vani posti a distanza inferiore ad 1m dal nodo di collegamento. Nell'edificio in esame, non potendo ispezionare direttamente l'integrità strutturale degli ammorsamenti mediante saggi a vista, si ragionato come segue: non avendo riscontrato quadri fessurativi interessanti gli incroci murari tali da evidenziare delle discontinuità verticali, data la presenza dei cordoli in c.a. per gli impalcati superiori, si può ipotizzare in generale una buona efficacia dei collegamenti. Costituisce ancora indicatore di vulnerabilità l'impalcato spingente al PT, per il quale difficilmente si riesce a verificarne la perfetta solidarietà con le strutture verticali.

Ulteriore elemento di vulnerabilità è rappresentato dalla presenza diffusa di vani (porte e finestre) disposti in prossimità degli incroci murari, a distanza largamente inferiore ad 1m. In tali ipotesi tutti gli ammorsamenti tra le pareti saranno considerati inefficaci.

c) Caratteristiche/Criticità costruttive e strutturali relative alla risposta sismica locale e globale, con riferimento all'ipotesi di aggregato edilizio: unità strutturale, effetti di interazione con strutture in adiacenza, presenza di giunti sismici.

L'appartenenza del fabbricato in esame ad un aggregato edilizio (confinante su due lati), compromette la risposta sismica locale e globale della struttura. In particolare la presenza di murature in aderenza, con assenza di giunto sismico, costituisce un vincolo alla deformabilità della struttura in tali direzioni. In tal caso si devono valutare necessariamente gli effetti di interazione, considerando il fabbricato addossato come una sorta di vincolo monolatero alla sola traslazione della struttura in esame.

In tal caso, una modellazione a favore di sicurezza prevede che:

- Si devono valutare gli eventuali cinatismi di collasso locali (1° modo) indotti dall'interazione tra la struttura in esame e quella in aderenza costituente il vincolo. Nel caso in esame, gli edifici adiacenti quali la chiesa e il fabbricato a NO, avendo altezze ridotte rispetto alla struttura della scuola, costituiscono dei vincoli cinematici tali da favorire ribaltamenti fuori piano delle pareti perimetrali.

- Si deve tener conto nell'analisi della risposta globale della struttura (effetti nel piano 2° modo) che, ciascun volume contiguo contribuisce ad incrementare sensibilmente gli effetti derivanti dai modi di vibrare secondari (torsioni di impalcato). In pratica per simulare l'effetto del martellamento, si deve modellare la struttura addossata con un sistema di vincoli monodirezionali (pendoli-puntoni) dotati della sola rigidità alla compressione (elementi no-tension), applicati nei nodi di telaio in corrispondenza delle fasce di piano, non resistenti a trazione. La rigidità a compressione degli stessi può essere assunta infinita in sicurezza, oppure calibrata in relazione alle proprietà dinamiche della struttura adiacente (modo principale di vibrare).

d) Caratteristiche/Criticità costruttive e strutturali derivanti da elementi strutturali secondari: superfetazioni, effetti di interazione, influenza sulla risposta strutturale globale.

Le NTC08 al §7.2.3 prevedono la verifica degli elementi strutturali secondari. Di tali elementi può essere trascurata la loro rigidità e resistenza sulla risposta globale della struttura principale, in quanto progettati per resistere prevalentemente ai carichi gravitazionali. Tali elementi tuttavia devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all'azione sismica di progetto, mantenendo la propria capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

Nel caso dell'edificio in esame, possono essere considerati elementi strutturali secondari: la scala di emergenza in acciaio le passerelle in acciaio (superfetazioni), la struttura di rinforzo del solaio al primo livello, la cui risposta sismica può essere trascurata rispetto alla risposta globale della struttura muraria. In linea generale non costituisce oggetto dell'elaborato la verifica di tali elementi strutturali

secondari, anche se si terrà implicitamente conto degli stessi nel calcolo della risposta sismica della struttura, computandoli nella determinazione delle masse di impalcato partecipanti al moto sismico. Non sarà peraltro valutato l'effetto di interazione tra la scala di emergenza in acciaio e l'edificio, in quanto la scala risulta caratterizzata da una struttura indipendente. Resta la necessità di sottolineare l'elevata vulnerabilità sismica derivante da tali elementi strutturali secondari, in quanto:

- le strutture delle passerelle in acciaio, gravanti sulle murature perimetrali dell'atrio interno, possono incrementare la vulnerabilità di tali pareti nei confronti dei meccanismi di collasso fuori piano.
- la struttura in acciaio della passerella risulta caratterizzata da travi principali in acciaio appoggiate, le quali trasferiscono il proprio carico secondo azioni concentrate sulla muratura. Peraltro tali azioni vengono trasferite in corrispondenza dei pannelli di fascia, gravanti in falso lungo l'asse dei vani finestra.
- La sottostruttura di rinforzo del solaio al 1° livello, risulta caratterizzata da un sistema resistente isostatico. Le travi principali in acciaio risultano semplicemente appoggiate alle murature perimetrali e potenzialmente soggette ad effetti di sfilamento.

3.4 Fase II. Indagini approfondite: Saggi e Prove. Livelli di Conoscenza: dettagli costruttivi e proprietà dei materiali. Caratterizzazione della pericolosità sismica.

3.4.1 – Pianificazione delle indagini in relazione alla tipologia strutturale dell'opera.

Facendo riferimento al caso delle strutture esistenti in muratura ordinaria, la migliore conoscenza possibile dell'organismo strutturale (ed anche delle sue parti non strutturali) nello stato effettivo in cui si trova risulta, quindi, di fondamentale importanza per poter svolgere qualsiasi tipo di analisi dell'edificio ai fini di: verifica sismica (valutazione della sicurezza sismica), miglioramento sismico, valutazione della vulnerabilità sismica, adeguamento sismico. L'approccio delle nuove NTC08 considera che in generale, non è possibile raggiungere la conoscenza "completa" di un edificio esistente, per cui vi saranno sempre dei margini di incertezza. La conoscenza dell'edificio può essere conseguita a diversi livelli di approfondimento. In ogni caso, nella *pianificazione delle indagini* ai fini di una corretta *valutazione delle proprietà dei materiali*, si deve procedere tenendo conto dei seguenti fattori:

- *Importanza della valutazione qualitativa preliminare della struttura muraria (SAGGI A VISTA)*. La muratura data la non omogeneità, a differenza del cls o dell'acciaio, non può essere considerata come un "materiale" avente definite proprietà elastiche, ma piuttosto va assimilata ad una struttura nella struttura. Essa è un *sistema* costituito da più elementi (conci e malta), il cui assemblaggio può variare da punto a punto dello stesso manufatto (si pensi a strutture stratificate e realizzate in tempi differenti). In tale ottica, la necessità pratica assunta dalle NTC08, di assimilare la muratura comunque ad un "*materiale equivalente ideale*" omogeneo ed isotropo, indispensabile per applicare le regole esplicative delle analisi strutturali tipicamente in campo elastico (più propriamente indicate per strutture di diverso tipo), deve essere riguardata mediante una *valutazione preliminare della qualità muraria*, che consenta al progettista di "correggere" numericamente i valori dei parametri meccanici da utilizzare per il calcolo, forniti nelle tabelle suddette. A tale scopo la normativa vigente impone al progettista, per qualsiasi Livello di Conoscenza da raggiungere, l'esecuzione di esami visivi della superficie muraria (saggi a vista), i quali possono essere supportati da *strumenti pratici di analisi della qualità costruttiva (schede di valutazione)* forniti dalla letteratura scientifica³. Tali saggi devono essere

³ Tra le varie metodologie di identificazione e valutazione della qualità muraria si può far riferimento alla *Direttiva tecnica del Comitato Tecnico Scientifico per la ricostruzione* (Regione Molise - Decreto del Commissario Delegato n°35/2005) utilizzando un metodo di lavoro basato sulla *Scheda murature GNDT 2000* – (Gruppo Nazionale per la Difesa dei Terremoti - Binda, Mannoni).

opportunamente *pianificati e localizzati*: in modo diffuso su tutto l'edificio per ciascuna tipologia muraria presente; in corrispondenza dei collegamenti e degli ammorsamenti per valutarne l'integrità; per verificare la presenza o meno di elementi di collegamento trasversali (es. diatoni); per individuare la forma, tipologia e dimensione degli elementi, la tessitura, l'orizzontalità delle giaciture, il regolare sfalsamento dei giunti, la consistenza della malta.

- *Tipologia di prove, numero e qualità*. L'enorme incertezza sui valori da adottare per caratterizzare il materiale muratura supportata dall'utilizzo di formulazioni non universalmente condivise, l'aleatorietà dei parametri forniti dalla letteratura basati su prove sperimentali eseguite su modelli di muratura ricostruiti, possono inficiare notevolmente il calcolo rendendo inaffidabili anche le analisi eseguite con i metodi più raffinati. Il conseguimento di risultati attendibili dipende, invece, solamente dalla possibilità di effettuare campagne di prova sperimentali sulla muratura in situ, in modo da poter contare su valori affidabili delle caratteristiche meccaniche ed elastiche, che se non impiegabili direttamente nel calcolo, possono essere almeno comparati con gli intervalli di valori forniti dalla normativa per la caratterizzazione. In tal senso, il compito del progettista diviene fondamentale, in quanto sulla base delle disposizioni normative deve pianificare la *tipologia, il numero e la qualità di indagini in situ e laboratorio* da eseguire, tenendo conto della indisponibilità economica delle committenze pubbliche e private ad eseguire suddette campagne sperimentali.

- Con riferimento alle *modalità esecutive e al numero di prove* da eseguire è necessario tener conto che: devono essere previste un numero minimo di indagini tali da caratterizzare ciascuna tipologia muraria presente nell'edificio; il numero di prove deve essere relazionato al livello di importanza dell'opera e alla disponibilità economica; un maggior numero di prove, su base statistica, fornisce parametri meccanici medi più accurati e vicini alla risposta reale del materiale. L'obiettivo è quello di rilevare valori accurati, cercando di minimizzare i costi della campagna di indagini, utilizzando tipologie di prove che forniscono più parametri di interesse. Un esempio è quello dei martinetti in cui per lo stesso punto di indagine è possibile eseguire più prove: martinetto doppio e singolo, ricavando parametri meccanici riguardanti la resistenza del materiale e lo stato tensionale in esercizio.

Nel progetto in esame, al fine di definire il *livello di conoscenza dell'edificio* (come da NTC08 §C8A.1.A), si farà riferimento alla campagna di indagini eseguita per la valutazione di vulnerabilità sismica (2007) dell'Istituto Scolastico, dal Comune di Sant'Arcangelo (PZ).

(In appendice alla presente tesi si riportano gli elaborati grafici relativi alle prove in situ eseguite)

3.4.2 Saggi e Verifiche in Situ. Rilievo dei dettagli costruttivi, della tipologia e qualità muraria.

La conoscenza della tipologia della muratura è essenziale per definirne il comportamento strutturale e le proprietà meccaniche del materiale da utilizzare nelle analisi. L'individuazione e la classificazione della tipologia della muratura è una operazione complessa in quanto dipendente da molti parametri, alcuni dei quali di difficile valutazione. Le NTC08, individuano, a titolo esemplificativo, tra i parametri da rilevare essenziali i seguenti: il numero dei paramenti (uno, due o più paramenti); la presenza o meno di collegamenti trasversali; le caratteristiche costruttive (costituita da mattoni o pietre, regolare o irregolare, etc.). L'obiettivo da perseguire è quello di classificare ciascuna tipologia di muratura individuata per l'edificio, con riferimento alle "*Categorie di murature*" più comuni riportate nella tabella C8A.2.1 della C.M.09, da cui determinare i valori dei parametri meccanici di riferimento.

Per l'edificio in esame, la *valutazione della tipologia e qualità muraria*, sarà eseguita sulla base dei saggi e delle prove eseguite in situ dal Comune di Sant'Arcangelo nel 2008, nello specifico:

- **n°=2 Saggi a vista (1m*1m)**: eseguiti in corrispondenza della parete perimetrale (NO), sulla superficie interna di una volta al piano terra.
- **n°=7 Tomografie Endoscopiche**: eseguite in corrispondenza di specifiche pareti, per ciascun livello dell'edificio.

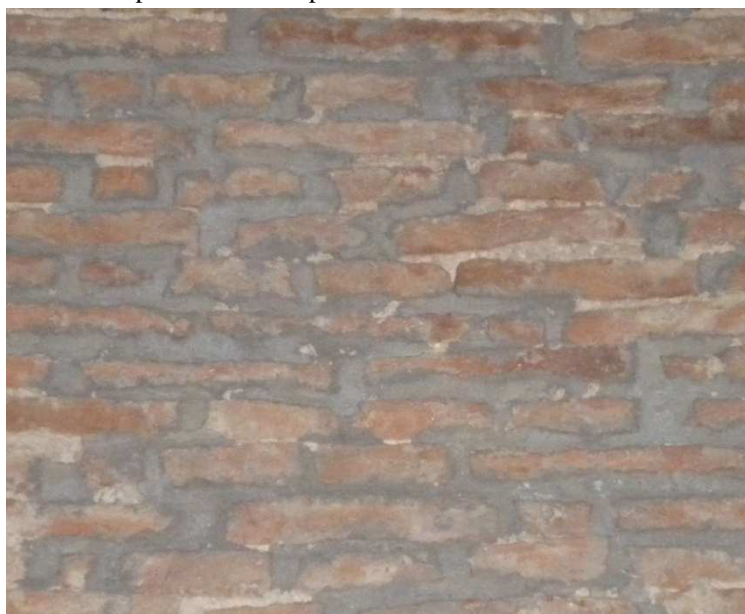
Si sottolinea che, le prove disponibili, corrispondono ad un numero estremamente limitato rispetto alla variabilità delle tipologie murarie presenti, difficilmente correlabile all'ipotesi di "Indagini estese ed esaustive", previsto dalla norma per un LC2. In tal senso si è operato in sicurezza, indirizzando le scelte, sia per la compilazione delle schede di classificazione, sia per la determinazione dei parametri meccanici, sempre verso le condizioni più sfavorevoli ed i valori minimi previsti dalla norma per le categorie di tipologie rilevate. In conclusione, con riferimento al §C8A.1.A.2 – C.M. 617/09 – "Costruzioni in muratura: dettagli costruttivi", date le ispezioni in situ, sulla base dei saggi e prove eseguite dal Comune, è possibile comunque far riferimento (seppur in modo approssimativo) ai fini del calcolo, all'ipotesi (2) di:

"[LC2] - Verifiche in situ estese ed esaustive": *basate su rilievi di tipo visivo, effettuati ricorrendo, generalmente, a saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti.*

1) Indagini visive: saggi a vista.





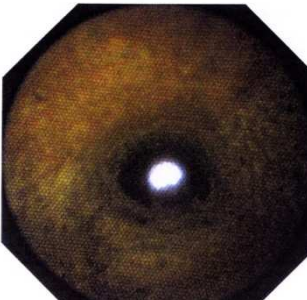
SAGGIO 1 (S1): - parete esterna perimetrale NO piano terra.


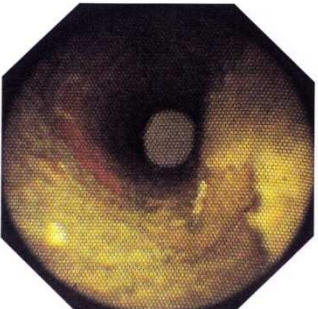



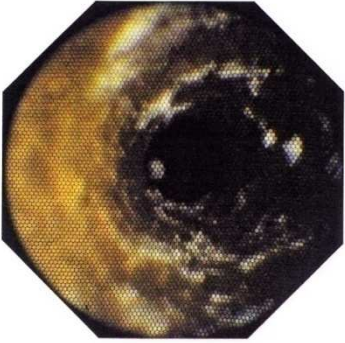
SAGGIO 2 (S2): superficie interna di una volta PT.

2) Tomografie endoscopiche: sintesi dei risultati.

L'endoscopia viene utilizzata nell'esame delle cavità presenti nei manufatti o per la caratterizzazione, mediante esecuzione di fori espressamente con trapani e/o carotieri nello spessore delle pareti. Si ottengono immagini delle condizioni dei materiali che costituiscono le pareti dell'intercapedine e delle localizzazioni. Prove eseguite dalla L.P. ENGINEERING S.R.L. in data 03/06/2008, per il Comune di Sant' Arcangelo (PZ). Si sono eseguite: n°=2 prove al PT (E1-E2), n°=2 prove al PP, n°=2 prove al PS, n°=1 prova sul 2° impalcato orizzontale (non classificabile).

SCHEDA 1 – Prova endoscopica.			
	Codice		E1
	Data		30/06/08
	Elemento indagato		Muro perimetrale Piano Terra
	Altezza foro da terra o solaio		1000mm
	Profondità indagine		600mm
	Spessore totale elemento		800mm
	Tipo e angolo foro		Trapano punta 16mm – 90°
STRATIGRAFIA RILEVATA			
Tratto	Misura strato (mm)		Descrizione qualitativa strati indagati
	Parziale	Progressiva	
1	600	600	Conci di mattoni pieni con giunti di malta ad intervalli regolari
Note: endoscopia non attendibile in quanto eseguita nello strato di listatura della murature in pietrame disordinata con presenza di pietre erratiche irregolari.			
SCHEDA 2 – Prova endoscopica.			
	Codice		E2
	Data		30/06/08
	Elemento indagato		Muro perimetrale Piano Terra
	Altezza foro da terra o solaio		1000mm
	Profondità indagine		600mm
	Spessore totale elemento		800mm
	Tipo e angolo foro		Trapano punta 16mm – 90°
STRATIGRAFIA RILEVATA			
Tratto	Misura strato (mm)		Descrizione qualitativa strati indagati
	Parziale	Progressiva	
1	20	20	Intonaco esterno
2	130	150	Mattoni pieni
3	150	300	Sacco interno con pietre sciolte
4	300	600	Pietre di diversa pezzatura sciolte e scarsamente cementate
SCHEDA 3 – Prova endoscopica.			
	Codice		E3
	Data		30/06/08
	Elemento indagato		Muro perimetrale Piano Primo
	Altezza foro da terra o solaio		1000mm
	Profondità indagine		500mm
	Spessore totale elemento		500mm
	Tipo e angolo foro		Trapano punta 16mm – 90°

STRATIGRAFIA RILEVATA			
Tratto	Misura strato (mm)		Descrizione qualitativa strati indagati
	Parziale	Progressiva	
1	20	20	Intonaco interno
2	250	270	Mattone pieno
3	50	320	Sacco interno con pietre sciolte
4	160	480	Pietre di diversa pezzatura sciolte e scarsamente cementate
5	20	500	Intonaco esterno
SCHEDA 4 – Prova endoscopica.			
	Codice		E4
	Data		30/06/08
	Elemento indagato		Muro perimetrale atrio interno Piano Primo
	Altezza foro da terra o solaio		1000mm
	Profondità indagine		500mm
	Spessore totale elemento		500mm
	Tipo e angolo foro		Trapano punta 16mm – 90°
STRATIGRAFIA RILEVATA			
Tratto	Misura strato (mm)		Descrizione qualitativa strati indagati
	Parziale	Progressiva	
1	20	20	Intonaco interno
2	250	270	Mattone pieno
3	50	320	Sacco interno con pietre sciolte
4	160	480	Pietre di diversa pezzatura sciolte e scarsamente cementate
5	20	500	Intonaco esterno
SCHEDA 5 – Prova endoscopica.			
	Codice		E5
	Data		30/06/08
	Elemento indagato		Muro di spina interno Piano Secondo
	Altezza foro da terra o solaio		1000mm
	Profondità indagine		500mm
	Spessore totale elemento		500mm
	Tipo e angolo foro		Trapano punta 16mm – 90°
STRATIGRAFIA RILEVATA			
Tratto	Misura strato (mm)		Descrizione qualitativa strati indagati
	Parziale	Progressiva	
1	20	20	Intonaco
2	150	170	Mattone pieno
3	160	330	Sacco interno con pietre e calce ben cementate
4	150	480	Mattone pieno
5	2	500	Intonaco
SCHEDA 6 – Prova endoscopica.			
	Codice		E6
	Data		30/06/08
	Elemento indagato		Muro perimetrale Piano secondo
	Altezza foro da terra o solaio		1000mm
	Profondità indagine		500mm
	Spessore totale elemento		500mm
	Tipo e angolo foro		

		Tipo e angolo foro	Trapano punta 16mm – 90°
STRATIGRAFIA RILEVATA			
Tratto	Misura strato (mm)		Descrizione qualitativa strati indagati
	Parziale	Progressiva	
1	20	20	Intonaco interno
2	150	170	Mattone pieno
3	160	330	Sacco interno con pietre e calce ben cementate
4	150	480	Mattone pieno
5	2	500	Intonaco esterno
SCHEDA 7 – Prova endoscopica.			
		Codice	E7
		Data	30/06/08
		Elemento indagato	Solaio in latero-cemento, 2° impalcato.
		Altezza foro da terra o solaio	-
		Profondità indagine	600mm
		Spessore totale elemento	600mm
		Tipo e angolo foro	Trapano punta 16mm – 90°
STRATIGRAFIA RILEVATA			
Tratto	Misura strato (mm)		Descrizione qualitativa strati indagati
	Parziale	Progressiva	
1	250	250	Strato portante (200+50 mm)
2	350	600	Vuoto (abbassamento in cartongesso)
Note: durante l'indagine si è rilevato un elemento di altezza circa 400mm color grigio chiaro. Possibile trave in c.a.? si consiglia l'esplorazione dell'abbassamento onde verificare l'elemento osservato.			

Dai risultati di suddette indagini, correlando le informazioni ottenute con l'evoluzione costruttiva dell'opera, è stato possibile distinguere in generale solo **n°=2 tipologie costruttive delle murature**, coincidenti rispettivamente con: **[M1]** le pareti del piano terra (PT) e primo piano (PP), realizzate precedentemente e aventi struttura irregolare a blocchi disordinati; **[M2]** le pareti del piano secondo (PS) realizzate a seguito della sopraelevazione, aventi struttura più regolare in mattoni pieni.

In mancanza di un numero adeguato di saggi e prove, che in modo diffuso consentano di investigare su ciascun spessore murario, si è operato in sicurezza, rapportando tutte le pareti strutturali alle sole 2 categorie individuate, ed assumendo solo 2 set di parametri meccanici per caratterizzare l'intera struttura. In mancanza di dati certi per la compilazione, si sono assunte sempre le condizioni più sfavorevoli (minore qualità).

Per il progetto in esame, eseguita la classificazione per le strutture M1 ed M2, si assumeranno le "Tipologie di murature di riferimento" dalla **Tab. C8A.2.1 della C.M. 617/09**, individuando le correzioni previste nella stessa C.M. 617/09 alla **Tab. C8A.2.2**, di cui si terrà conto per la determinazione dei parametri meccanici:

CLASSIFICAZIONE TIPOLOGIE DI MURATURA - §C8A.2.1 C.M. 617/09 (NTC08)		
Cod.	Tipologia di muratura	Correzioni da (§C8A.2.2 C.M. 617/09)
M1	Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari).	- Presenza di ricorsi e listature
		- Nucleo scadente e ampio
M2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	- Nucleo scadente e ampio

3.4.3 Prove distruttive e non distruttive – Caratteristiche meccaniche dei materiali.

Uno dei problemi ricorrenti nel caso di strutture esistenti in muratura, è quello della classificazione dei materiali di cui è composta la struttura portante. Per ricavare parametri meccanici il più possibile vicini a quelli reali, è necessario eseguire un numero notevole di prove in situ e soprattutto in laboratorio, su campioni indisturbati prelevati in situ. Nei casi degli edifici ordinari in muratura, la stessa norma tiene conto della grande complessità tecnica e soprattutto economica di avanzate campagne di prova e indagini, introducendo un ulteriore livello di conoscenza.

Prove per la caratterizzazione di murature esistenti (NTC08 §8.7.1). Negli interventi di consolidamento delle strutture murarie esistenti è fondamentale avere una conoscenza approfondita delle caratteristiche di deformabilità e resistenza dei materiali costituenti i paramenti. Fondamentale diviene la fase diagnostica in cui il progettista deve pianificare una serie di prove distruttive e non distruttive, necessarie per eseguire tale caratterizzazione meccanica. L'approccio più semplice è quello di ricorrere a prove di tipo distruttivo, eseguite su campioni di murature prelevate in situ.

In tal caso il problema diviene ancor più complesso, rispetto al caso delle murature di nuova concezione, in quanto:

- Si devono valutare le proprietà meccaniche di strutture murarie sottoposte a stati tensionali/deformativi pluriassiali di esercizio;
- Le strutture murarie risultano caratterizzate da tipologie costruttive differenti, materiali differenti (blocchi e malta) di cui non sono note le singole proprietà meccaniche;
- Le caratteristiche meccaniche, seppur ricavate per un singolo pannello murario, risultano inattendibili data la variabilità puntuale del sistema costruttivo;
- Le prove di laboratorio possono essere sufficientemente rappresentative del comportamento medio reale della muratura, solo se eseguite su campioni molto grandi (paragonabili ai pannelli di maschio), prelevati indisturbati. Tale operazione di prelievo è molto complessa nei casi reali (basti pensare all'inconsistenza delle malte), ed estremamente onerosa.
- Risulta estremamente complesso ricostruire muretti di prova in laboratorio, aventi stessa tipologia della struttura reale, da sottoporre a stati sollecitativi pluri-assiali, da cui ricavarne le proprietà meccaniche.

In tale ambito, di particolare importanza risultano le tecniche di *prova semi-distruttive* (generalmente martinetti piatti) e *non distruttive* (prove soniche, sclerometriche, penetrometriche), correlate da una estesa ed esaustiva campagna di *indagini e verifiche qualitative (saggi localizzati)*. Tale approccio non deve portare ad una definizione puntuale ed accurata dei parametri meccanici di calcolo (impossibile), ma ad una correlazione degli stessi con i valori riportati dalla letteratura tecnica per le strutture ordinarie più comuni. A queste devono essere associate: *prove per la caratterizzazione di malte* (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato, livello di carbonatazione), e *prove per la caratterizzazione di pietre e/o mattoni* (caratteristiche fisiche e meccaniche). Malte e pietre sono prelevate in situ, avendo cura di prelevare le malte all'interno (ad almeno 5-6 cm di profondità nello spessore murario). In tal modo la nuova normativa correla il significato di conoscenza a quello di sicurezza, definendo un *Livello di Conoscenza intermedio pari ad LC2: Indagini in situ-estese*. Solo per un *livello di conoscenza LC3*, si ricavano informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. Ciò è possibile sommando alle già citate prove previste per i livelli precedenti, ulteriori prove in laboratorio che, per numero e qualità, consentano di ricavare le proprietà meccaniche delle murature rilevate. Tali *prove integrative situ/laboratorio* sono identiche a quelle previste per le strutture di nuova concezione, da eseguirsi su elementi indisturbati di muratura, prelevati dalle strutture dell'edificio (generalmente: *prove di compressione diagonale su pannelli o prove combinate di compressione verticale e taglio*). In tutti i casi, metodi di prova non distruttivi possono essere impiegati in combinazione, ma non in completa sostituzione di quelli sopra descritti.

Prove semi-distruttive: tecnica dei martinetti piatti.

Come prescritto dalle stesse NTC08, costituiscono prove in situ indispensabili al fine di caratterizzare i parametri meccanici delle murature di un edificio esistente, le tipologie di prove semi-distruttive che utilizzano **la tecnica dei martinetti piatti**. Tali prove, già ampiamente collaudate (dal 1978) nelle applicazioni geomeccaniche, vengono utilizzate per la verifica di edifici esistenti con l'obiettivo di:

- Rilevare lo *stato tensionale di esercizio in un punto* del generico pannello murario (**Prova con martinetto piatto singolo – FASE1**).
- Rilevare le *caratteristiche meccaniche della muratura*, simulando una prova di compressione monoassiale nel generico pannello (**Prova con martinetto piatto doppio – FASE2-3**). Da queste si ricaveranno indirettamente i parametri meccanici (E, G, f_m, τ_0).

L'indagine con martinetti piatti consiste nell'applicare un taglio orizzontale nella muratura (generalmente in prossimità dei letti di malta), inserire all'interno un martinetto ed applicare una pressione di intensità nota (sistema idraulico). Tramite estensimetri è possibile determinare gli spostamenti tra diversi punti del provino in qualsiasi fase della prova. Le norme di riferimento sono americane: ASTM International C1196-09 e ASTM International C1197-09. Per eseguire la prova è necessario disporre di apparecchiature di taglio, dei martinetti e della strumentazione per le basi estensimetriche. Le *apparecchiature di taglio* dipendono dalla forma dei martinetti (rettangolari, semicircolare o a semicerchio allungato). Per martinetti rettangolari, il taglio si esegue mediante successione di fori paralleli, eseguiti con trapano nel giunto tra due ricorsi e successivo raccordo mediante fresatrice. Per martinetti semicircolari si utilizzano seghe con dischi diamantati, montate su supporto rigido ancorato al muro. Le *basi estensimetriche*, consentono di misurare gli spostamenti tra due punti del campione di muratura; generalmente si inseriscono almeno 3 basi, incollate mediante piastrine metalliche alla parete. Se si esegue la prova con martinetto singolo, le basi si collocano a cavallo del taglio ove è inserito il martinetto; si misurano gli spostamenti tra punti paralleli in opposizione rispetto al piatto. Se si esegue la prova con martinetto doppio, le basi si collocano internamente tra i due tagli ove sono inseriti i piatti. Si aggiunge una base orizzontale al fine di misurare le dilatazioni trasversali del provino di muratura compreso tra i martinetti. I *martinetti piatti* sono di dimensione variabile, costituiti da due lamiere metalliche molto sottili, con all'interno una sacca nel quale viene iniettato olio a pressione nota.

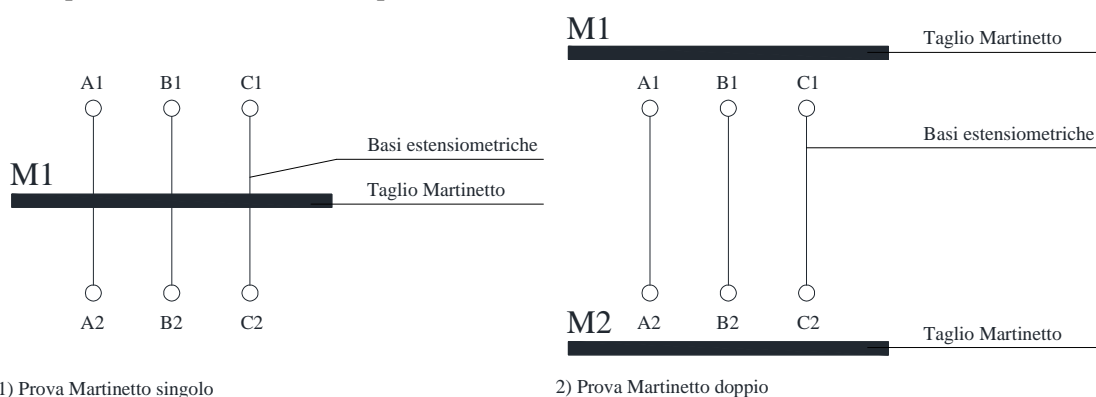


Fig. 70 - Esecuzione della prova con martinetto piatto doppio MD1.

La prova con martinetti piatti, se eseguita completamente, si articola in tre fasi successive:

Fase I) Prova con martinetto piatto singolo: si inseriscono le basi estensimetriche misurando la distanza iniziale tra i punti di fissaggio (condizioni iniziali); successivamente si esegue il taglio nella muratura per alloggiare il martinetto; in tale operazione le basi tenderanno ad avvicinarsi compiendo spostamenti ($\delta_f > 0$) maggiori verso l'interno della sede di taglio; si misurano tali spostamenti finali. Inserito il martinetto, si applica una pressione crescente ai lembi della muratura, fino a restituire

integralmente gli spostamenti (δ) misurati dalle basi (ritorno alle condizioni iniziali reali della muratura per spostamenti nulli).

Il valore della pressione di ripristino misurata in corrispondenza dello spostamento nullo ($\delta_0=0$), consente di calcolare la **tensione normale di esercizio della muratura** [σ_{es}] (normale al piano tagliato, nel punto ove è inserito il martinetto) come:

$$\sigma_{es} = P_m \cdot K_t \cdot K_m = [N/mm^2]$$

σ_{es} = tensione normale di esercizio della muratura;

P_m = Pressione del fluido nel martinetto;

K_m = Costante del martinetto, fornita dal certificato di taratura (<1);

K_t = Rapporto tra l'area del martinetto e quella del taglio;

(la curva pressione – spostamento viene fornita come risultato della prova; si ricava la tensione di esercizio in corrispondenza della pressione di ripristino P_m ottenuta per uno spostamento nullo)

Fase II) Prova con martinetto piatto doppio: consente di calcolare il legame costitutivo della muratura, quindi i moduli deformativi ($E;G;\nu$) e la resistenza media a compressione (f_m) della muratura. L'indagine si esegue con due martinetti. Dopo aver scaricato il martinetto della fase I, si effettua un secondo taglio parallelo, posto a 50cm, inserendo il secondo piatto. Il campione di muratura esaminato è quello compreso tra i due tagli, sul quale si simula una prova di compressione mono-assiale (σ - ϵ), simile a quelle svolte in laboratorio. Esercitando mediante i martinetti una pressione normale (P) crescente, tramite le basi estensimetriche, si legge la deformazione longitudinale (ϵ) del provino indotta dalla tensione normale (σ) sulla muratura. Generalmente, per questa prova, si applicano più cicli di carico e scarico con livelli di sollecitazione sempre crescenti, per determinare il modulo elastico della muratura (E) in ciascuna fase elasto-plastica.

Il valore della **tensione normale della muratura** (σ), nota la pressione (P) dei martinetti si ricava come:

$$\sigma = P_m \cdot K_m \cdot \left(\frac{A_m}{A_t} \right) = [N/mm^2] \text{ (tensione normale muratura)}$$

σ = tensione normale di compressione della muratura;

P_m = Pressione del fluido nel martinetto;

K_m = Valore medio delle costanti di taratura dei martinetti;

A_m = Area dei martinetti;

A_t = Area media dei due tagli;

Il risultato della prova è dato dal legame costitutivo (σ - ϵ) tensione normale – deformazione della muratura: $\sigma = E(\epsilon) \cdot \epsilon$, la quale assumerà nelle diverse fasi di carico-scarico un comportamento prettamente non lineare, con modulo di elasticità longitudinale $E(\epsilon)$ variabile puntualmente con lo stato di tensione e deformazione. Dall'involuppo è possibile ricavare:

- Il **modulo di elasticità normale della muratura** (E), ottenuto con riferimento al tratto lineare del diagramma di involuppo.

- Il **modulo di elasticità tangenziale della muratura** (G), ricavato noto (G) con la formula dell'elasticità lineare: $G = E/2(1+\nu)$ con $\nu \approx 0,30$ (coefficiente di Poisson).

- La **resistenza a compressione media della muratura** (f_m), ottenuta in corrispondenza di quel valore massimo di tensione (σ) sul diagramma, raggiunta la quale si formano le prime fessure verticali per schiacciamento del campione di muratura.

Fase III) Prova di scorrimento con due martinetti: consente di stimare le caratteristiche di resistenza a taglio della muratura (τ_0), simulando mediante l'uso di un martinetto una prova di scorrimento. Per l'esecuzione si realizzano due tagli verticali paralleli nella muratura, definendo il campione da investigare, in uno solo viene collocato il martinetto, si dispongono le basi

estensiometriche a cavallo dei tagli e lungo le diagonali del concio. Aumentando la pressione nel martinetto sul piano verticale, si provoca lo scorrimento orizzontale del campione tra i due tagli, il quale sarà soggetto alla azione verticale esercitata dalla muratura sovrastante (σ_0) e alla azione tagliante esercitata dal martinetto sul piano orizzontale (F), secondo il noto criterio di Mohr Coulomb sullo scorrimento di un blocco su un piano dotato di attrito.

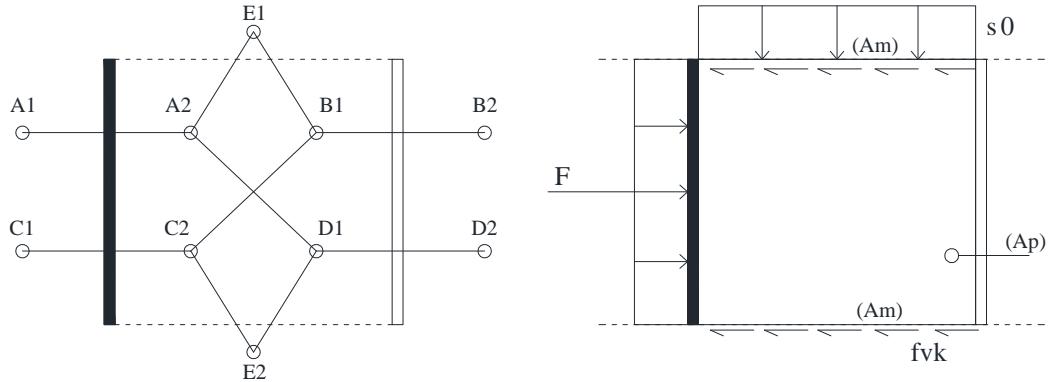


Fig. 36 - Prova di scorrimento con martinetto.

La prova si svolge incrementando la pressione P nel martinetto e ricavando la curva carico-deformazioni tangenziali. Il valore della forza di scorrimento applicata sul campione di muratura risulta direttamente proporzionale alla superficie verticale del martinetto:

$$F = P_m \cdot K_m \cdot A_{mar} = [N]$$

F = forza esercitata dal martinetto sul provino;

P_m = Pressione del fluido nel martinetto;

K_m = costante di taratura del martinetto;

A_{mar} = Area martinetto;

La *resistenza a scorrimento della muratura*, in accordo con il criterio di Mohr Coulomb, si ricava dalla:

$$f_{vk} = \tau_0 + \mu \cdot \sigma_0 = [N/mm^2]$$

f_{vk} = resistenza a taglio caratteristica della muratura;

τ_0 = resistenza a taglio pura della muratura in assenza di carichi verticali (incognita problema);

μ = coefficiente di attrito (generalmente pari a 0,4);

σ_0 = Tensione normale media di compressione del provino (tensione di esercizio ricavata dalla prova con martinetto singolo FASE I);

Se ci si pone in condizioni di rottura per scorrimento, per l'equilibrio alla traslazione orizzontale del provino (fatto rispetto alle forze agenti sulle facce dello stesso), deve risultare che:

$$F_{lim} = A_p \tau_0 + A_m (\tau_0 + \mu \cdot \sigma_0)$$

F_{lim} = forza limite esercitata dal martinetto sulla muratura in condizioni di collasso;

A_m = è la superficie orizzontale di scorrimento totale dei due giunti di malta (sup. ed inf.);

A_p = è la superficie del lato posteriore verticale di scorrimento del provino;

Si ricava infine la **resistenza a taglio puro della muratura (τ_0)**, da cui sostituendo alla precedente si ricava la resistenza a taglio f_{vk} :

$$\tau_0 = \frac{F_{lim} + A_m \cdot \mu \cdot \sigma_0}{A_m + A_p} [N/mm^2]$$

Tutti i parametri risultano noti, in particolare: la forza orizzontale di collasso F_{lim} , viene fornita direttamente dal martinetto in corrispondenza della pressione raggiunta alla rottura del campione ($F_{lim} = P_{m,lim} \cdot K_m \cdot A_{mar}$); la tensione normale di esercizio in compressione della muratura (σ_0), si ricava dalla prova precedente con martinetto piatto singolo (FASE I).

3.4.3.1 Prove distruttive e non distruttive – Caso studio.

Per l'edificio in esame, la caratterizzazione meccanica dei materiali, sarà eseguita sulla base delle prove eseguite in situ dal Comune di Sant'Arcangelo nel 2008, e sulla valutazione dei dettagli costruttivi (classificazione delle tipologie murarie) al punto precedente della relazione. Nello specifico:

- **n°=1 Prova con Martinetto piatto singolo (MS1):** prova utile per determinare lo stato tensionale normale di esercizio in un punto della struttura (σ_0);
- **n°=1 Prova con Martinetto piatto doppio (MD1):** prova utile per determinare i parametri meccanici deformativi (E;G; ν) e la resistenza media a compressione (f_m) in un solo punto della struttura;

Prove eseguite entrambe in un solo punto della struttura, in corrispondenza di una parete posta al piano terra dell'istituto scolastico. Si sottolinea che, le prove disponibili, come per i saggi visti in precedenza, corrispondono ad un numero estremamente limitato rispetto alla variabilità delle tipologie murarie presenti, difficilmente correlabile all'ipotesi di "Indagini estese", previsto dalla norma per un LC2. Tali prove, così come pervenute, presentano le seguenti criticità:

- Le prove risultano insufficienti per numero e qualità, al fine di ricavare per via sperimentale, informazioni quantitative sulle proprietà meccaniche e di resistenza dei materiali, per tutte le tipologie di murature dell'edificio. Le stesse NTC08 prevedono almeno tre prove dello stesso tipo da eseguirsi per ciascuna tipologia muraria presente per raggiungere un LC3. In tal caso i valori disponibili, non possono essere impiegati direttamente nelle verifiche, ma possono essere utilizzati solo in termini di confronto, ricavando i parametri di calcolo direttamente dalle tabelle fornite dalla norma (Tab. C8A.1.1; C8A.1.2) – si può raggiungere al massimo un LC2.
- La prova semi-distruttiva con martinetti, oltre ad essere in numero insufficiente (si è ben lontani dall'ipotesi di indagini diffuse sulla struttura), consente di caratterizzare esclusivamente una sola tipologia muraria rilevata (M1). Non sono disponibili valori sperimentali per la seconda tipologia (M2).
- La prova con martinetto singolo e doppio manca della terza fase, prova a scorrimento. Sono disponibili i soli parametri deformativi e la resistenza a compressione (E,G, f_m), mancano valori della resistenza a taglio della muratura.
- Non sono state eseguite prove di caratterizzazione della malta e degli elementi; non sono state eseguite prove in situ e laboratorio su campioni di struttura indisturbati.
- Non sono state eseguite prove non-distruttive integrative.

Come in precedenza, si è operato in sicurezza, indirizzando la scelta delle caratteristiche meccaniche, sempre verso le condizioni più sfavorevoli, **riferendosi ai valori minimi previsti dalla norma** per le tipologie di murature rilevate (M1;M2). (Di seguito si riportano le tabelle di sintesi di suddette prove, con i parametri sperimentali rilevati).

In conclusione, con riferimento al **§C8A.1.A.3 – C.M. 617/09 – "Costruzioni in muratura: proprietà dei materiali"**, date le ispezioni in situ, sulla base dei saggi e prove eseguite dal Comune, è possibile comunque far riferimento (seppur in modo approssimativo) ai fini del calcolo, all'ipotesi (2) di:

"[LC2] - Indagini in situ estese": *effettuate in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente. Prove con martinetto piatto doppio e prove di caratterizzazione della malta, e eventualmente di pietre e/o mattoni consentono di individuare la tipologia della muratura (si veda la Tabella C8A.2.1 per le tipologie più ricorrenti).*

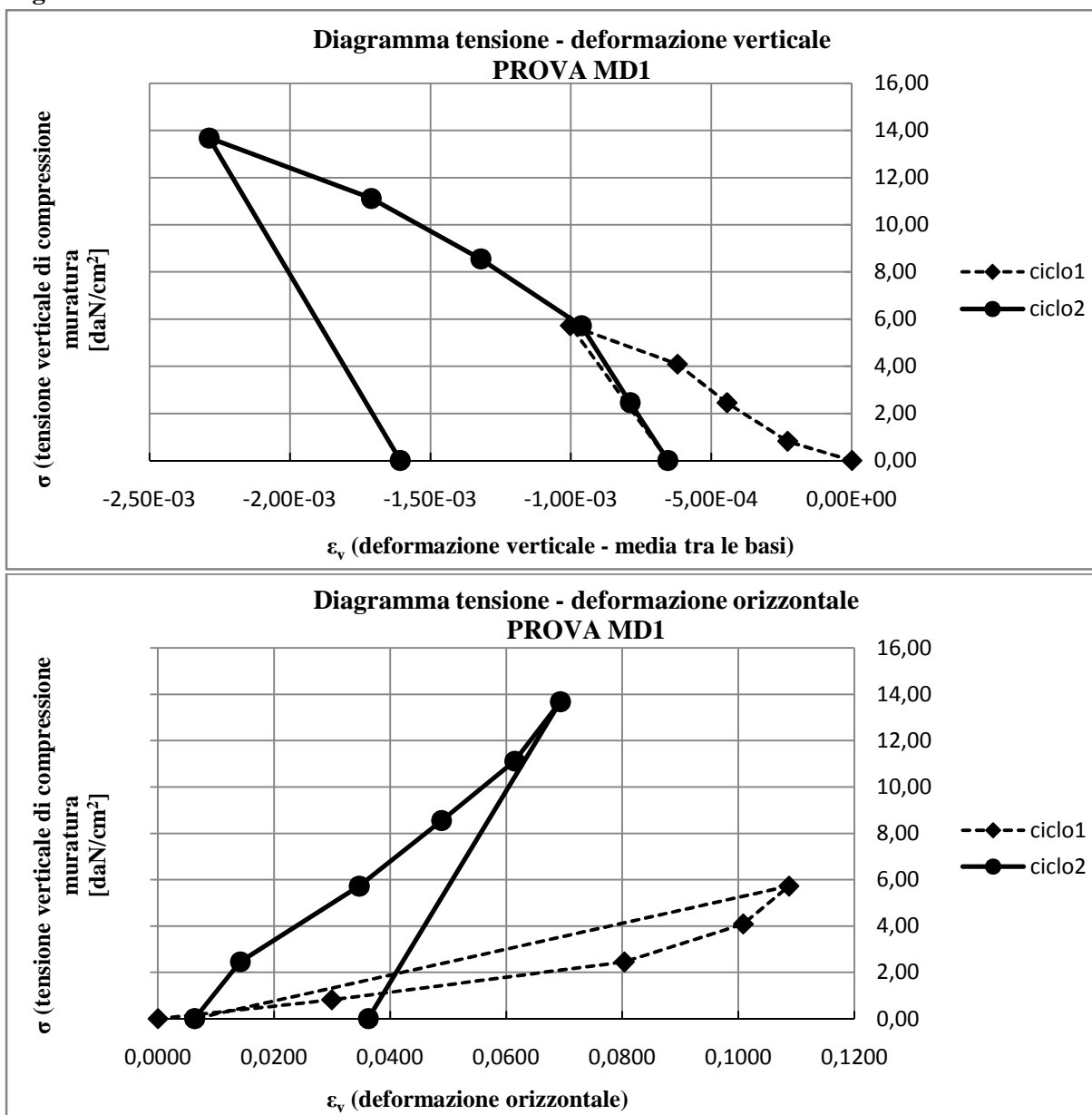
2) Risultati prove semi-distruttive con martinetti piatti (MS1 – MD1).

Martinetti piatti del tipo “BOVIAR MP-8°-01/07”, lamierino in acciaio ad elevata deformabilità di forma semicircolare allungata (Area Martinetto = 77322 mm², Sp = 4,5mm, diametro = 350mm).

MS - PROVA MARTINETTO PIATTO SINGOLO					
MS1 - Prova su parete perimetrale NO, paramento esterno, piano terra (H=0,95m).					
Tipologia muraria	M1 - Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari).				
Normativa di riferimento	ASTM STANDARD C 1196-91				
Km	0,86				
Kt	0,95				
Basi di misura	200 mm				
1° Fase - TAGLIO MURATURA					
	Basi di riferimento			media	
	1	2	3		
Lettura prima del taglio	818	821	838	825,67	
Lettura dopo il taglio	455	459	566	493,33	
2° Fase - inserimento martinetto e ripristino dello stato iniziale					
Pressione del martinetto P = [bar]	Basi di riferimento			media	Spostamento [mm/1000]*
	1	2	3		
0,00	455	459	566	493,33	523,76
1,00	587	605	654	615,33	331,49
3,00	739	741	761	747,00	123,98
5,00	796	790	800	795,33	47,81
7,00	863	850	848	853,67	-44,13
* da moltiplicare per la costante del deformometro = 0,788*2					
** la pressione di ripristino viene determinata per interpolazione in corrispondenza dello spostamento nullo					
<p style="text-align: center;">Diagramma carico-spostamento PROVA MS1</p>					
		[bar]	kN/mm²	[daN/cm²]	
Pressione di ripristino	Pr	6,04	0,000604	6,040	
Tensione di esercizio muratura σ_0	σ_0	4,93	0,000493	4,935	$\sigma_0 = P_m \cdot K_t \cdot K_m$

MD - PROVA MARTINETTO PIATTO DOPPIO												
MD1 - Prova su parete perimetrale NO, paramento esterno, piano terra (H = 0,95-1,35m).												
Tipologia muraria	M1 - Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari).											
Normativa	ASTM STANDARD C 1196-91											
Km	0,86 (per Pm = 0-10 bar); 0,90 (per Pm>10bar)											
Kt = (Am/At)	0,95											
Rapporto di prova												
Lettura basi di riferimento - L0 (mm)				media (mm)	misura basi d0 (mm)							
	1	2	3									
(3) Basi di misura verticali	1063	866	507	812,00	200,011							
(1) Base di misura orizzontale	831			831,00	200,041							
Risultati prova di compressione monoassiale												
Pm (bar)	σ_v (bar)	Lettura basi verticali (L)			media (mm)	d (mm)	ϵ_v (mm)	δv (mm)	base oriz. (L)	d (mm)	ϵh (mm)	δh (mm)
		1	2	3								
0,00	0,00	1063,00	866,00	507,00	812,00	200,011	0,00E+00	0,0000	831,000	200,041	0,00E+00	0,0000
1,00	0,82	985,00	857,00	507,00	783,00	199,965	-2,29E-04	-0,0457	850,000	200,071	1,50E-04	0,0299
3,00	2,45	955,00	812,00	500,00	755,67	199,922	-4,44E-04	-0,0888	882,000	200,121	4,02E-04	0,0804
5,00	4,09	892,00	811,00	497,00	733,33	199,887	-6,20E-04	-0,1240	895,000	200,142	5,04E-04	0,1009
7,00	5,72	753,00	809,00	493,00	685,00	199,811	-1,00E-03	-0,2002	900,000	200,150	5,43E-04	0,1087
0,00	0,00	820,00	849,00	518,00	729,00	199,880	-6,54E-04	-0,1308	835,000	200,047	3,15E-05	0,0063
3,00	2,45	780,00	839,00	517,00	712,00	199,853	-7,89E-04	-0,1576	840,000	200,055	7,09E-05	0,0142
7,00	5,72	742,00	828,00	500,00	690,00	199,819	-9,62E-04	-0,1923	853,000	200,076	1,73E-04	0,0347
10,00	8,55	694,00	800,00	440,00	644,67	199,747	-1,32E-03	-0,2637	862,000	200,090	2,44E-04	0,0489
13,00	11,12	630,00	792,00	364,00	595,33	199,670	-1,71E-03	-0,3415	870,000	200,102	3,07E-04	0,0615
16,00	13,68	508,00	784,00	275,00	522,33	199,554	-2,29E-03	-0,4565	875,000	200,110	3,47E-04	0,0693
0,00	0,00	710,00	800,00	315,00	608,33	199,690	-1,61E-03	-0,3210	854,000	200,077	1,81E-04	0,0362
Risultati prova MD1												
Moduli di Deformabilità longitudinale						E' (0-7)		583		MPa		
						E'' (0-16)		856		MPa		
Resistenza a compressione						f_m		0,572		MPa		
Valore determinato al limite del campo elastico												
dove: (0-7) - primo ciclo di carico-scarico; (7-16) - secondo ciclo di carico-scarico												
Osservazioni: il primo ciclo di carico è stato effettuato fino a raggiungere una tensione di 5,72 bar; il campione ha subito un assestamento, infatti sono state rilevate deformazioni allo scarico non trascurabili; in tale fase il campione dimostra un comportamento "elasto-plastico". Il secondo ciclo, con lettura pari a 13,68 bar, ha evidenziato un comportamento di tipo approssimativamente "elastico-lineare" fino alla tensione di 5,72 bar (valore limite del campo elastico); da 5,72 a 11,12 bar, il comportamento ritorna prevalentemente plastico, con rottura del campione a 13,68 bar. I moduli di deformabilità sono stati calcolati nelle fasi di carico dei cicli in corrispondenza dell'intervallo indicato, relativo alle pressioni lette al manometro.												

Legami costitutivi – PROVA MD1



Sintesi dei risultati (MS1 – MD1).

Dalle prova con martinetti piatti, è possibile ricavare le seguenti caratteristiche meccaniche della muratura in esame:

SINTESI RISULTATI PROVE CON MARTINETTI PIATTI							
Cod.	Piano	Pressione di ripristino	Tensione in situ	Modulo di deformabilità nell'intervallo considerato*	Coeff. di Poissons	Resistenza a compressione al limite del campo elastico	Resistenza a compressione al rottura
		Pr (bar)	σ (daN/cm ²)	Em (Mpa)		fme (daN/cm ²)	fmr (daN/cm ²)
MS1	PT	6,04	4,93	-	-	-	-
MD1	PT	-	-	583/856	0,25	5,70	13,65

* Moduli di elasticità calcolati come secanti allo zero, negli intervalli considerati.

3.4.5 Caratterizzazione meccanica dei materiali - livelli di conoscenza e fattori di confidenza.

Dovendo eseguire la verifica di sicurezza in presenza di azioni sismiche per edificio esistente in murature, la C.M. 02.02.2009 n. 617 al C8A.1.A *costruzioni in muratura: dati necessari e identificazione del livello di conoscenza*, stabiliscono i valori dei fattori di confidenza FC, da utilizzare nelle analisi strutturali, in relazione al Livello di Conoscenza acquisito per l'edificio. Dalle fasi di conoscenza e calcolo esplicitate in precedenza, essendo nelle ipotesi di:

- Rilievo geometrico e strutturale (obbligatorio);
- Dettagli costruttivi = "Verifiche esaustive";
- Proprietà dei materiali = "Indagini esaustive";

Con riferimento alla C.M. 617/09 - TAB C.8.A.1.1, si considererà ai fini delle analisi il:

- "**Livello di conoscenza - LC2**": il quale si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali. A cui corrisponde il **Fattore di confidenza FC=1.2**.

Noto il Livello di Conoscenza ed il relativo Fattore di Confidenza, ai fini delle analisi strutturali e delle verifiche di sicurezza, la norma stabilisce i criteri per la determinazione dei **valori medi dei parametri meccanici delle murature**, necessari al fine di caratterizzare la risposta degli elementi strutturali. In particolare con riferimento alla C.M.09 – TAB. C8A.1.1, si dovrà tenere conto nel calcolo per il **LC2**, delle condizioni seguenti:

- **Resistenze:** valori medi degli intervalli riportati nella Tab. C8A.2.1 per la tipologia muraria scelta.
- **Moduli elastici:** valori medi degli intervalli riportati nella tabella nella Tab. C8A.2.1 per la tipologia muraria scelta..

Per la struttura in esame, tali parametri normativi saranno determinati confrontandoli con i risultati delle prove sperimentali (MS1-MD1). Tale approccio rispecchia i presupposti della normativa in termini di sicurezza, nel caso di livello di conoscenza intermedia. Tuttavia, qualora i risultati delle prove eseguite risultino non accurati o tali da non consentire una corretta comparazione, ci si riferirà alle ipotesi più cautelative, previste dalla norma per un **livello di conoscenza limitato LC1**:

- **Resistenze:** valori minimi degli intervalli riportati nella Tab. C8A.2.1 per la tipologia muraria scelta;
- **Moduli elastici:** valori medi degli intervalli riportati nella tabella nella Tab. C8A.2.1 per la tipologia muraria scelta.

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	

Nel caso delle *murature storiche*, i valori indicati nella Tabella C8A.2.1 sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzino la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. Inoltre si assume che, per le murature storiche, queste siano a paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi di connessione trasversale (diatoni). Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori/peggiori rispetto ai suddetti elementi di valutazione, si applicheranno i coefficienti correttivi fino ai valori indicati nella Tabella C8A.2.2 delle NTC08. Per le tipologie murarie M1 e M2 si ricavano di seguito i parametri meccanici di progetto.

Si determinano di seguito i *parametri meccanici medi* per le tipologie di murature di progetto, determinati sulla base dei risultati delle prove in situ, le categorie di murature rilevate ed i valori di riferimento forniti dalla normativa.

Tipologia di muratura - M1:

Cod.	Tipologia di muratura		Coeff. correttivi (§C8A.2.2 C.M. 617/09)			
M1	Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari).		- Presenza di ricorsi e listature		1,30	
			- Nucleo scadente e ampio		-	
Parametri meccanici da PROVE IN SITU						
MD1	E*	ν	G	f_m^*	τ_0	w
	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[N/cm ²]	[N/cm ²]	[kN/m ³]
	719,5	0,25	287,8	96,75	-	-
* media dei valori rilevati						
Intervalli parametri meccanici da normativa C.M. 617/09 TAB. C8A.2.1						
	E	ν	G	f_m	τ_0	w
	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[N/cm ²]	[N/cm ²]	[kN/m ³]
MIN	690	-	230	100	2	19
MAX	1050	-	350	180	3,2	

- il modulo (E) dalle prove risulta intermedio rispetto all'intervallo di normativa; si assumerà come valore di calcolo la media dei valori della tabella di normativa.

- il modulo (G) dalle prove, risulta intermedio rispetto all'intervallo di normativa; si assumerà come valore di calcolo la media dei valori della tabella di normativa.

- la resistenza a compressione (f_m) dalle prove, in valore medio tra quella al limite elastico e quella a rottura, risulta prossima al limite inferiore di normativa. In sicurezza, si assumerà come valore di calcolo quello corrispondente al minimo della tabella di normativa.

- Non vi sono valori della resistenza a taglio (τ_0) disponibili dalle prove. In sicurezza, si assumerà come valore di calcolo quello corrispondente al minimo della tabella di normativa.

- In relazione ai coefficienti correttivi: la condizione di "nucleo scadente ed ampio" viene trascurata in quanto *muratura storica*, per la quale la norma tiene già conto della bassa qualità costruttiva nei valori assegnati (vedi C8A.2); allo stesso modo, in sicurezza, è conveniente trascurare il coefficiente maggiorativo per "presenza di listature".

Tipologia di muratura – M2:

Cod.	Tipologia di muratura		Coeff. correttivi (§C8A.2.2 C.M. 617/09)			
M2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce		- Nucleo scadente e ampio		0,7	
			Nessuna prova disponibile			
Intervalli parametri meccanici da normativa C.M. 617/09 TAB. C8A.2.1						
	E	ν	G	f_m	τ_0	w
	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[N/cm ²]	[N/cm ²]	[kN/m ³]
MIN	1200	-	400	240	6,0	18
MAX	1800	-	600	400	9,2	

- In assenza di parametri derivanti da prove in situ, si procederà nelle ipotesi di livello di conoscenza limitato LC1, assumendo per le resistenze i valori minimi di normativa, per i moduli i valori medi degli stessi intervalli tabellati.

- In relazione ai coefficienti correttivi, data la scarsa qualità costruttiva delle murature (evidenziata dalla caratterizzazione precedente sulla base delle prove endoscopiche): la condizione di "nucleo scadente ed ampio" deve essere considerata, tutti i parametri di calcolo (resistenze e moduli) vengono ulteriormente ridotti del fattore 0,7.

Parametri meccanici medi delle murature di progetto:

Parametri meccanici di calcolo						
Cod.	E	ν	G	f_m	τ_0	w
M1	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[N/cm ²]	[N/cm ²]	[kN/m ³]
	870	0,25	290	100	2,00	19

Parametri meccanici di calcolo						
Cod.	E	ν	G	f_m	τ_0	w
M2	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[N/cm ²]	[N/cm ²]	[kN/m ³]
	840	0,25	280	168	4,20	18

3.5 Indagini geologiche e geotecniche – Caratterizzazione della pericolosità sismica del sito.

Con l'obiettivo di eseguire la valutazione della sicurezza di una struttura esistente, indispensabile risulta la caratterizzazione geotecnica e la valutazione degli effetti di amplificazione locali, necessari per classificare l'azione sismica di progetto. In tal senso, le NTC08 si limitano a richiamare, nel §8.5.5 (Azioni), i criteri per la definizione delle azioni e delle combinazioni da utilizzare nelle analisi, rimandando il lettore alle stesse specifiche valide per le nuove costruzioni. A parere personale, viene poco evidenziata l'importanza della risposta meccanica dei suoli di fondazione, la quale non rientra esplicitamente nella definizione del livello di conoscenza. Si legge al §C8A.1.A.3 della C.M. 617/09 “[...] si deve stabilire se la muratura in esame è capace di un comportamento strutturale idoneo a sostenere le azioni statiche e dinamiche prevedibili per l'edificio in oggetto, tenuto conto delle **categorie di suolo**, opportunamente identificate, secondo quanto indicato al § 3.2.2 delle NTC”. Informazioni più dettagliate sono riportate nelle *Linee guida per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici strategici e rilevanti* - Regione BASILICATA, D.G.R. n° 622 14/3/05 - CRiS, in cui si specifica al §2.5 – **Valutazione degli effetti locali. Terreni di fondazione** – che: “*Gli strati più superficiali dei terreni di fondazione possono modificare in maniera sostanziale l'onda sismica che sale in superficie determinando differenti caratteristiche del moto del suolo a contatto con la struttura, sia per intensità (amplificazione), che per contenuto in frequenza (forma spettrale)*. Il problema è, in generale, molto complesso, e sono necessari indagini e studi approfonditi per arrivare a definire in maniera dettagliata ed affidabile le caratteristiche e l'entità degli **effetti di amplificazione locale**. A determinare tali effetti contribuiscono sia la morfologia superficiale, ad esempio attraverso *effetti di cresta*, sia la morfologia degli strati sotterranei, sia, spesso in maniera preponderante, la natura dei terreni di fondazione. La quantificazione degli effetti di amplificazione richiede la conoscenza della geologia di superficie e delle caratteristiche geotecniche dei terreni, conoscenza alla quale si perviene solo attraverso sondaggi, prove geotecniche e misure geofisiche (relazione geologica e relazione geotecnica). In tal senso risulta fondamentale in fase di conoscenza, disporre di una adeguata caratterizzazione geotecnica del terreno di fondazione, estesa per l'intero volume significativo di sottosuolo interessato dalla costruzione.

3.5.1 Classificazione geologica, geomorfologica e sismica del sito. Indagini sui terreni di fondazione e caratterizzazione geotecnica.

L'area studiata, viene inquadrata in termini geologico - strutturali all'interno del cosiddetto “Bacino di Sant’Arcangelo”. Il Bacino di Sant’Arcangelo, di origine marino, risulta localizzato geograficamente all'estremità meridionale dell'Appennino Campano-Lucano è uno dei più recenti bacini marini Plio-Quaternari. L'arco Campano-Lucano è compreso tra la sinclinale del fiume Ofanto ad andamento WNW-ESE a nord e l'arco Calabro a sud. La successione stratigrafica verso l'alto è

rappresentata da argille grigio-azzurre e da uno spessore notevole di depositi marini denominati come “Sabbie gialle di Aliano”. Tali sabbie sono caratterizzate da granulometria medio-fine, con indice dei vuoti $e = 1,25$, scarsamente cementate, con interposizione di lenti di argille e ghiaie a granulometria variabile. In base alla tipologia di terreno di fondazione, si terrà conto degli *effetti di amplificazione stratigrafica* (§3.2.1 NTC08) per calcolare l’azione sismica di progetto. Dal punto di vista geomorfologico, l’area è posta alla quota di 355m s.l.m., su superficie sub-pianeggiante e stabile. Non sono riscontrati fenomeni di instabilità del pendio, né di liquefazione. Il sito è posto in prossimità del versante a valle denominato “fosso valle di peste” con inclinazioni accentuate e dislivello di circa 70m. La particolare configurazione topografica del sito della struttura, posto sulla sommità di un pendio avente inclinazioni non trascurabili, può dar luogo ad *effetti di amplificazione topografica* (§3.2.2 NTC08) di cui se ne terrà conto nella valutazione dell’azione sismica di progetto. Dal punto di vista sismico, il territorio di Sant’Arcangelo, presenta un rischio sismico derivante soprattutto dalla sua posizione rispetto alle linee tettoniche della Val d’Agri in particolare, può risentire gli effetti dei terremoti originati nelle **zone sismo genetiche 927 (Sannio-Irpinia-Basilicata) e 926 (Basento)**.

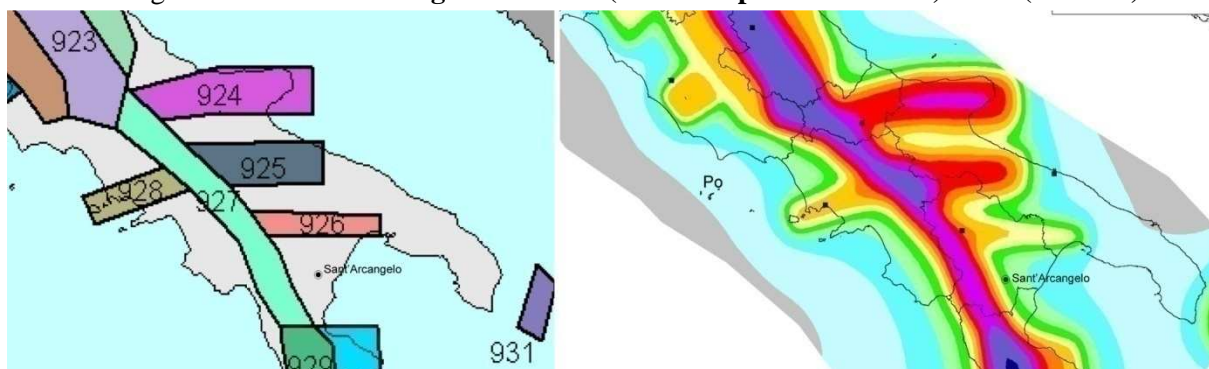


Fig. 71 - Zone sismogenetiche classificazione ZS9/2004. Classificazione delle zone sismiche INGV, OPCM 3519/2006.

Secondo la vecchia OPCM 3174/2004, la pericolosità sismica del sito veniva espressa come l’accelerazione orizzontale al suolo che ha una probabilità del 10% di essere superata in 50 anni. Il Comune di Sant’Arcangelo **ricadeva in ZONA 2** con accelerazioni di picco comprese tra 0,15g e 0,25g, con accelerazione di ancoraggio dello spettro elastico pari a 0,25g. Rispetto alla **Carta di microzonizzazione sismica**, il sito ricade nella MICROZONA 2.3, con accelerazioni di picco al suolo pari ad $a_g = 0,25g$ (condizioni ideali di suolo rigido e orizzontale). La presenza di effetti di amplificazione locale (stratigrafia e geomorfologia), comporta un **livello di sismicità** molto più elevato pari ad $a_g = 0,475g$.

Prima di procedere alla *caratterizzazione della pericolosità sismica del sito* secondo la normativa vigente (NTC08), è necessario eseguire la **caratterizzazione geotecnica**, mediante l’esecuzione di apposite indagini. Si rimanda al *Cap. 6 – Progettazione Geotecnica* della normativa, al quale si legge: §6.2.2 (*indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica*) le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento e devono riguardare il volume significativo di cui al § 3.2.2, e devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione. Per il sito in esame, si farà riferimento alla caratterizzazione geotecnica contenuta negli elaborati forniti dal Comune di Sant’Arcangelo, per la Valutazione di vulnerabilità del 2007. Nello specifico, non sono state eseguite indagini in situ, ma si fa riferimento ai risultati di prove eseguite “nelle vicinanze del sito”, redatte in occasione della *campagna di indagini per la microzonizzazione sismica del Comune* negli anni antecedenti. La prevalenza di *strati di terreno incoerenti* (Sabbie di Aliano), non ha consentito il prelievo di campioni indisturbati, in tal senso si è operato sulla base di prove in situ quali: $n^{\circ}=1$ sondaggio, $n^{\circ}=1$ prova penetrometrica dinamica (SPT) . In base ad esse si sono classificati dal punto di vista geotecnico gli strati incoerenti come: (profondità: da 0-4m) Sr = Sabbie ; (profondità: da 4-30m) Sg = sabbie con limo. Le indagini furono completate in

laboratorio eseguendo ulteriori *prove di taglio diretto*, su campioni prelevati “indisturbati”. Considerata la scarsa attendibilità di suddette prove di taglio (essendo su terreni incoerenti), si possono comunque considerare validi i parametri meccanici assegnati agli strati, in quanto compatibili con la letteratura geotecnica per le sabbie. Per tali strati incoerenti sono disponibili i parametri di resistenza a taglio, non sono stati calcolati i parametri deformabilità (E' ; G'), consentendo solo le verifiche a carico limite, ma non il calcolo dei cedimenti. Il volume significativo si calcola per una profondità di 30m, secondo quanto disposto al §3.2.2 per definire la categoria di sottosuolo.

strato incoerente	tipo	γ	Deformabilità			Resistenza a taglio	
			E'	ν	$G' = E'/2(1+\nu)$	c'	ϕ
		kN/m^3	MPa		MPa	kPa	°
ST1 (0-4m)	Sr - Sabbia	19	n.p.	n.p.	n.p.	0	27
ST2 (4-30m)	Sg - Sabbia e limo	19	n.p.	n.p.	n.p.	0	30



3.5.2 Caratterizzazione della “pericolosità sismica del sito”. Azione sismica di progetto (D.M. 14/01/08 – Norme Tecniche per le Costruzioni)

Con riferimento al §8.7 “*Valutazione della Sicurezza in presenza di azioni sismiche*”, nel caso di strutture esistenti, la norma definisce l’**azione sismica di progetto**, secondo le modalità previste al §3.2 per le nuove progettazioni. Nello specifico nel caso di verifica di struttura esistente in muratura, la valutazione delle azioni sismiche sarà fatta sia per lo SLV (Stato limite di salvaguardia della vita), sia per gli SLE (stati limite di esercizio: SLO e SLD), determinando la pericolosità sismica dell’area tenendo conto del periodo di riferimento T_R , come definito al §2.4 delle NTC08. Con riferimento all’edificio oggetto di verifica: Istituto Scolastico Superiore di primo grado – Scuola Media “Piazza Amendola” Comune di Sant’Arcangelo (PZ), si riportano di seguito le caratteristiche comuni utili per le verifiche strutturali, ricavate correlando le caratteristiche riportate dalle NTC08 ai capitoli 1,2,3,4,6,7 (per il progetto di nuove costruzioni), con le disposizioni al Capitolo 8 (costruzioni esistenti). In primo luogo si deve procedere **all’analisi della pericolosità sismica del sito**, procedura che consente di determinare l’intensità del moto al suolo, attesa per tale area in un dato periodo di tempo (periodo di ritorno). Secondo la normativa vigente (NTC08), la *pericolosità sismica di un sito*, è definita in termini di *accelerazione orizzontale massima attesa* (a_g) in condizioni di campo libero su suolo di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di superamento P_{VR} , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4. La nuova normativa, ha così sostituito la vecchia zonizzazione sismica (legata a valori fissati di a_g corrispondenti a $T_R=475$ anni), introducendo la

necessità di differenziare i valori di accelerazione (a_g), associandoli a periodi di ritorno (T_R) differenti, dipendenti dalla destinazione d'uso e dall'importanza dell'opera, per ciascuno stato limite da verificare. Secondo la normativa vigente, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “**pericolosità sismica di base**” del sito di costruzione. Ad essa corrispondono specifici *spettri di risposta elastica*, da cui determinare in relazione alle forme modali di vibrazione della struttura, le relative azioni sismiche (azioni inerziali). La normativa fornisce nelle tab. 1-2 dell'allegato B, i parametri per definire la *pericolosità sismica di base*, per qualsiasi sito nazionale, con riferimento ad un grigliato geografico. Da ciò, le forme spettrali devono essere costruite, per ciascuna delle *probabilità di superamento* nel periodo di riferimento (P_{VR}), a partire dai valori dei seguenti parametri, riferiti all'ipotesi generale di suolo di rigido e orizzontale, forniti dalla norma per alcuni periodi di ritorno ($T_R=30, 50,72,101,240,475,975,2475$ anni):

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

1) Requisiti di sicurezza, determinazione degli stati limite di verifica (§8.3 NTC08).

In coerenza con l'impostazione prestazionale della norma, si procede ad individuare i diversi stati limite di verifica, per i quali si ricaveranno le azioni sismiche.

In tal senso, nel caso in esame, essendo un *edificio esistente in muratura*, le verifiche di sicurezza saranno condotte con riferimento ai seguenti stati limite:

a) Per le combinazioni di carico non sismiche => solo SLU (del tipo STR – EQU);

b) Per le combinazioni di carico sismiche => SLU (del tipo STR – EQU) e SLE.

In particolare si osserveranno gli Stati limite per azioni sismiche:

- per gli SLE-SISMA: SLO , SLD.

- per gli SLU-SISMA: solo SLV = Stato limite di Salvaguardia della Vita (lo SLC non si considera in quanto struttura esistente in muratura - §C8.3)

2) Vita nominale dell'opera, classe d'uso (§2.4.1;§2.4.2 NTC08).

Nel caso specifico si assumerà: $V_N = 50$ anni (tipo 2 – costruzione ordinaria). Inoltre, essendo un edificio la cui destinazione d'uso è mista (convento + scuola media), dovendo ragionare in sicurezza, si deve considerare la classe d'uso più importante in relazione agli effetti indotti dal sisma (collasso o interruzione di operatività). In tal senso, considerando la destinazione SCUOLA come maggiormente rilevante in presenza di un evento sismico, si assumerà nel calcolo: CLASSE D'USO III – Edificio con funzione pubblica (istituto scolastico) , per il quale sono previsti affollamenti significativi, a cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U=1,5$.

3) Determinazione periodo di riferimento per l'azione sismica (§2.4.3 NTC08).

Con riferimento al sito in esame, noti V_N e CLASSE D'USO dell'opera, ai fini della determinazione delle azioni sismiche di progetto, si deve calcolare $V_R =$ *Periodo di riferimento dell'azione sismica*. Tale parametro, nell'ottica delle nuove NTC2008, costituisce un indicatore di pericolosità sismica. Infatti per pericolosità sismica si intende: la probabilità che, in un fissato intervallo di tempo, si verifichi un evento sismico di intensità almeno pari (o superiore) ad un valore prefissato. Tale intervallo di tempo è rappresentato proprio da (V_R), il quale, nella sua valutazione, deve tenere conto necessariamente dell'importanza dell'opera (quindi della classe d'uso). Ovvero ad opere “più importanti in termini di effetti del sisma” coincideranno periodi di riferimento dell'azione sismica maggiori, e viceversa, a parità di stato limite da verificare. Per la struttura in esame, essendo: [$V_N= 50$; $C_u = 1,5$], si ricava:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,5 = 75 \text{ anni (Periodo di riferimento per l'azione sismica).}$$

Noto il periodo di riferimento (V_R), le analisi di pericolosità forniscono i valori di a_g , con riferimento alle seguenti **probabilità di superamento** P_{VR} , per i diversi stati limite di progetto:

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

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

4) Determinazione periodo di ritorno dell'azione sismica e livelli prestazionali (Allegato A - NTC08).
 Noto il periodo di riferimento, per ciascuno stato limite si deve valutare la *pericolosità sismica di base*. Ovvero, ad ognuna delle probabilità di superamento degli stati limite è associato come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il *periodo di ritorno dell'azione sismica* T_R , calcolato come:

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

Come si nota: all'aumentare della vita di riferimento (V_R) per opere di maggiore importanza, a parità di stato limite, aumenta il periodo di ritorno dell'azione sismica, e quindi si verificherà rispetto a sismi aventi maggiore intensità e quindi azioni sismiche più elevate (esempio sono gli edifici strategici, per i quali anche per gli SLO si considereranno valori di T_R elevati ed azioni sismiche maggiori, non ammettendo il danno). Inoltre a parità di (V_R), per gli SLE con maggiore probabilità di superamento, (T_R) il periodo di ritorno si riduce, riferendoci nel calcolo delle azioni a sismi di minore intensità ma più frequenti; ciò corrisponde alla prestazione di operatività dell'opera, la quale si progetta/verifica per resistere agli SLE in campo elastico, senza subire danni. Viceversa, sempre a parità di (V_R), per gli SLU con minore probabilità di superamento, (T_R) il periodo di ritorno aumenta, riferendoci nel calcolo delle azioni a sismi di maggiore intensità, più rari; ciò corrisponde alla condizione di collasso dell'opera, la quale si progetta/verifica per sfruttare agli SLU le riserve inelastiche, ammettendo danni notevoli alla struttura, ma salvaguardando la vita umana.

Nel caso della scuola media, si considereranno i seguenti periodi di ritorno, per ciascuno stato limite:

$$T_R(SLO) = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{75}{\ln(1 - 0,81)} \approx 45 \text{ anni}$$

$$T_R(SLD) = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{75}{\ln(1 - 0,63)} \approx 75 \text{ anni}$$

$$T_R(SLV) = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{75}{\ln(1 - 0,1)} \approx 712 \text{ anni}$$

Nel caso in esame si deve affrontare il problema di verifica di un istituto scolastico. La strategia di verifica (ovvero il livello prestazionale che si vuole raggiungere) deve essere definita in termini di periodo di ritorno (T_R) del sisma per ciascun stato limite. Nell'ipotesi di scuola l'obiettivo principale è quella di salvaguardare la vita umana, pur in presenza di danni strutturali significativi (SLU). Ciò significa incrementare la V_R per lo SLV, considerando azioni di progetto elevate, ammettendo che la struttura possa sfruttare la propria duttilità in campo plastico. Per gli SLE, essendo un edificio strategico, si richiede possa consentire un minimo di operatività nelle fasi successive al sisma, per scopi di protezione civile; ciò significa incrementare il periodo di ritorno (T_R), considerando anche per le verifiche in campo elastico azioni sismiche di progetto di maggiore intensità; si riduce in tal modo il danno derivante da sismi più frequenti aventi medio-basse intensità.

5) Caratterizzazione della “pericolosità sismica di base” (Allegato A e B - NTC08).

Nota la posizione geografica (LAT;LONG) del sito di progetto ed i valori dei periodi di ritorno dell'azione sismica (T_R) per ciascuno stato limite, è possibile ricavare i parametri (a_g , F_0 , T_C^*) corrispondenti alla **“pericolosità sismica di base”** del sito. E' detta “di base”, in quanto tali parametri

consentono di ricavare le forme spettrali elastiche (accelerazioni, velocità e spostamenti), nelle condizioni ottimali di suolo rigido (cat. A) e avente superficie topografica orizzontale (cat. T1). I valori dei parametri (a_g , F_0 , T^*_c) relativi alla *pericolosità sismica di base su reticolo di riferimento*, per i principali periodi di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate all'allegato B delle NTC08. Essi vengono forniti per il caso ideale di suolo rigido e pianeggiante, rispetto ad intervalli fissati dei periodi di ritorno (da 30 a 2475anni). Per ciascun stato limite e quindi periodo di ritorno, corrisponderà un set di parametri distinti che ci consentono di costruire lo spettro di risposta elastico in accelerazione del sito $S_e(T)$. Nei casi in cui il sito risulta interno alle maglie del reticolo, il periodo di ritorno interno agli intervalli, si deve procedere mediante le formule di interpolazione fornite dalla norma.

Di seguito si riportano gli **spettri di risposta elastica in accelerazione $S_e(T)$** calcolati per il Comune di Sant'Arcangelo a cui si farà riferimento; elaborazione effettuata mediante software "*Spettri NTC ver.1.0.2*", del Ministero delle infrastrutture. Essi rappresentano la "pericolosità sismica di base" per i periodi di ritorno T_R forniti dalla norma, nelle condizioni ideali (indipendentemente dagli stati limite):

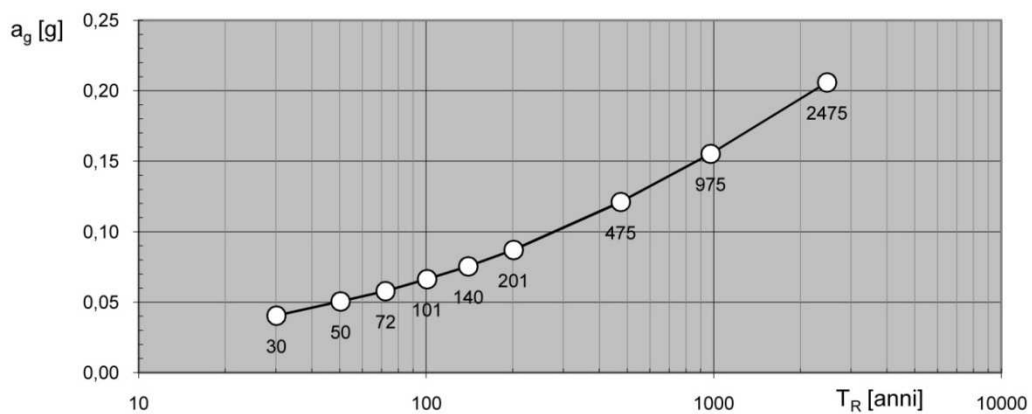
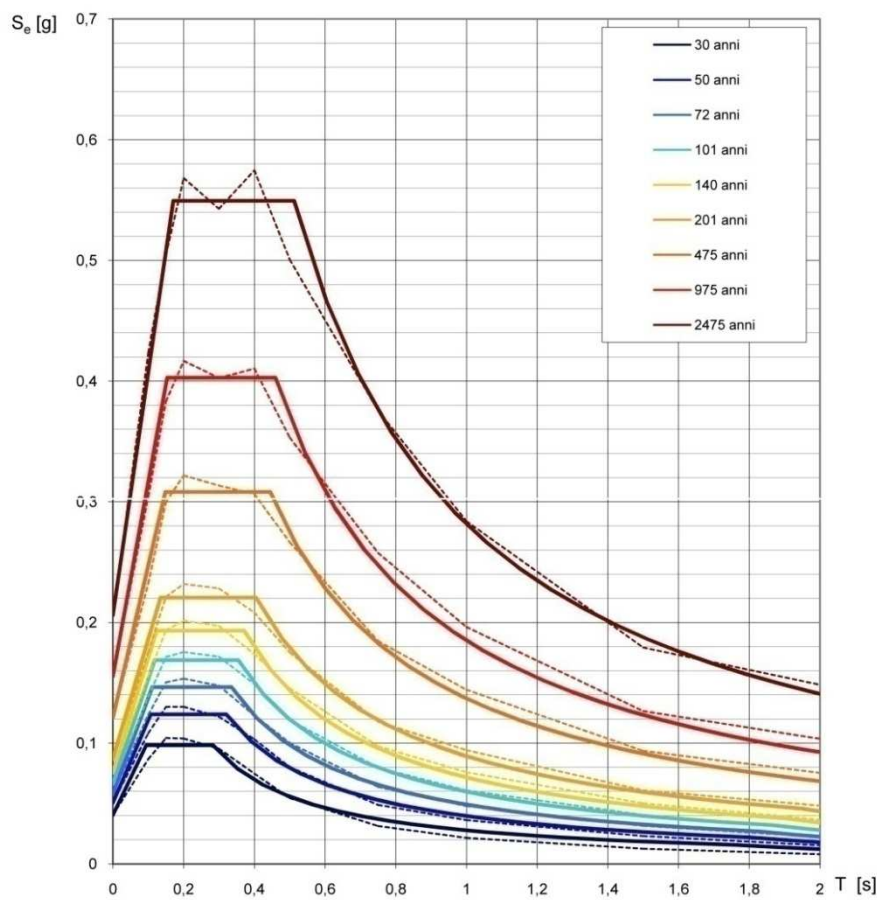


Fig. 72 - Pericolosità sismica di base Comune di Sant'Arcangelo.

3.5.3 Valutazione degli effetti di sito (§3.2.2, 3.2.3 – NTC08)

Come accennato, le NTC08 prevedono che *l'azione sismica di base*, definita su suolo rigido e superfici topografica orizzontale, sia opportunamente modificata per tener conto delle condizioni litostratigrafiche e topografiche del sito in esame. Si deve valutare la variazione dell'input sismico dovuta ai cosiddetti effetti locali classificati come: amplificazione stratigrafica e amplificazione topografica. A tal fine si deve può adottare un modello semplificato di valutazione, con l'obiettivo di definire la categoria di sottosuolo (§3.2.2) e la categoria topografica (§3.2.3), alle quali corrisponderanno parametri di modifica della pericolosità sismica di base. Ovvero la "forma" degli spettri elastici di base viene modificata in modo specifico per tener conto delle caratteristiche reali del sito.

- Categoria di sottosuolo e amplificazione stratigrafica (§3.2.2 - NTC08).

Tale valutazione consente di tener conto della variazione che subisce il contenuto armonico del segnale sismico in relazione alle proprietà geotecniche del mezzo "suolo" di trasmissione. In particolare si deve valutare l'effetto di amplificazione stratigrafica, dipendente dalla velocità di propagazione delle onde sismiche di taglio, variabile secondo le caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione. Nota la velocità si ricava la *categoria di sottosuolo di appartenenza*. Definito il volume significativo di sottosuolo, per una profondità di 30m, si ricava la **Velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio ($V_{s,30}$)** :

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \left[\frac{m}{s} \right]$$

h_i = spessore del generico strato i -esimo di sottosuolo con velocità di propagazione costante $V_{s,i}$;

$V_{s,i}$ = valore costante della Velocità di propagazione delle onde di taglio, nello strato i -esimo;

N = somma degli strati di sottosuolo costituenti i 30m di riferimento;

La misura delle velocità di propagazione delle onde di taglio ($V_{s,i}$) per ciascuno strato i -esimo, deve essere eseguita mediante indagini in situ (*prove geofisiche di tipo sismico*), le quali ci consentono di ricostruire l'andamento dei valori delle ($V_{s,i}$) del sottosuolo in esame.

Nel caso dell'Istituto Scolastico di Sant'Arcangelo, al fine di poter caratterizzare dal punto di vista sismico il terreno di fondazione, si considerano i risultati di una indagine geosismica, eseguita mediante la tecnica M.A.S.W. (Prospezione Sismica a Rifrazione), contenuti nella "Relazione geologica", a corredo della *Verifica di Vulnerabilità* (2007).

I risultati della prova MASW01 – SISMOSEZIONE 01 SANT'ARCANGELO, ha evidenziato la presenza di $n^{\circ}=3$ strati geotecnici differenziabili dal punto di vista sismico (sismo-strati principali) in relazione alle velocità di propagazione delle onde di taglio:

- **SS1** = strato superficiale di spessore 4m. Valori delle velocità di propagazione $V_{s,1} = 300m/s$, corrispondente a terreni aventi scarse qualità meccaniche e fortemente deformabili (Sabbie).

- **SS2** = strato di profondità 4-5m dal precedente. Valori delle velocità di propagazione $V_{s,2}=400m/s$, corrispondente a terreni aventi scarse qualità meccaniche piuttosto deformabili. Corrisponde allo ST2 con sabbie e limo mediamente addensate.

- **SS3** = strato di profondità 8-10m dal piano campagna. Valori delle velocità di propagazione $V_{s,3}=700-750 m/s$, corrispondente a terreni aventi migliori qualità meccaniche, come (ST2) sabbie molto addensate, poco deformabili (rigidi), assimilabili alle rocce dei substrati presenti.

Nota la sismo-sezione, è possibile ricostruire il *profilo delle Velocità di propagazione delle onde di taglio ($V_{s,i}$)*, considerando ciascuno strato omogeneo individuato, per la profondità totale di 30m. Noto il profilo, si ricava il valore di ($V_{s,30}$), da cui la relativa **Categoria di sottosuolo (Tab3.2.II NTC08)**.

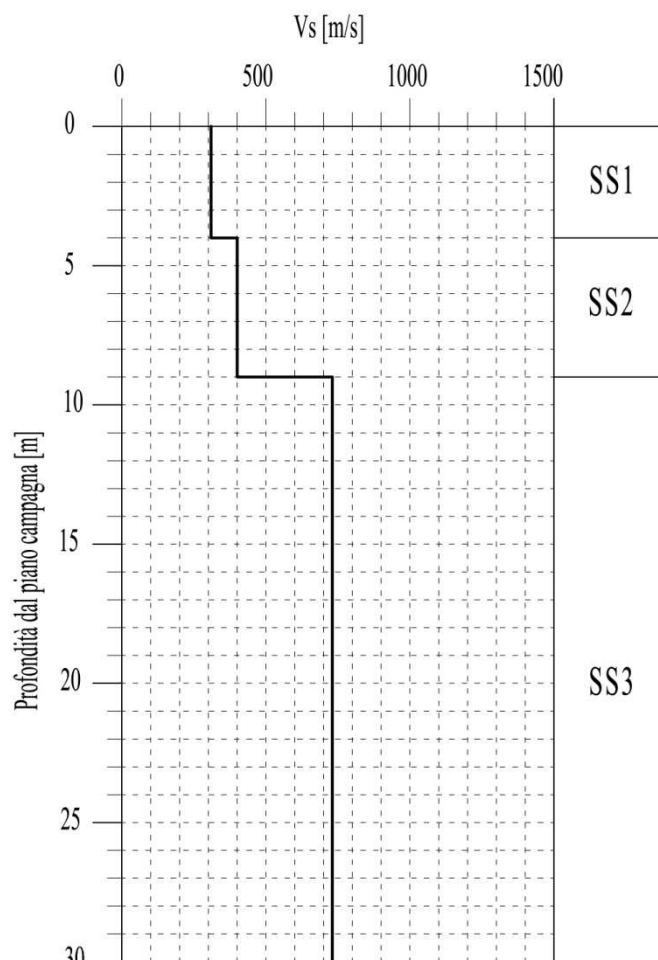


Fig. 73 - MASW01 – Sismo-sezione (Vs [m/s] – Velocità Onde S) – Scuola Media (Comune Sant’Arcangelo).

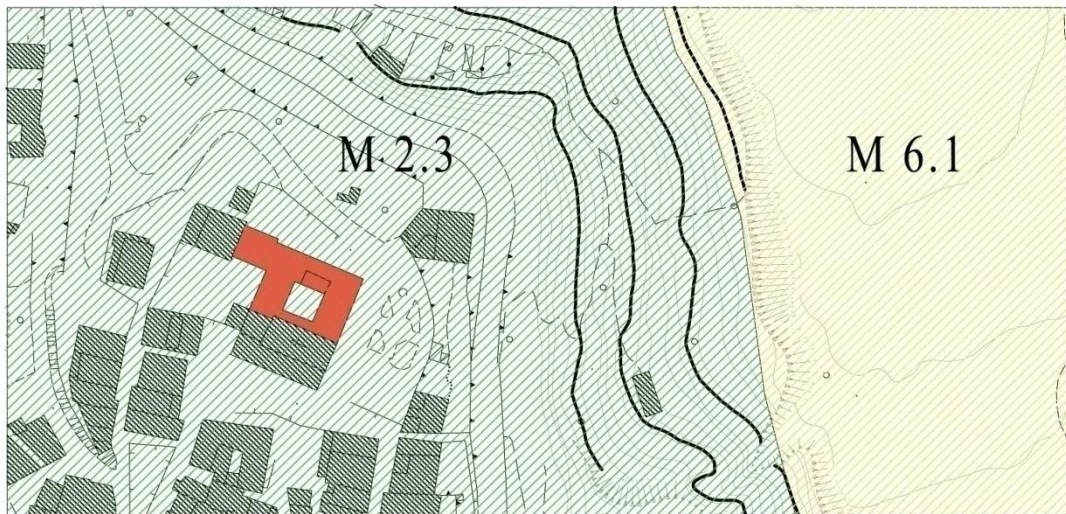
DETERMINAZIONE CATEGORIA DI SOTTOSUOLO (NTC08)			
Strato	hi [m] (spessore strato)	Vs,i [m/s] (Velocità onde di taglio)	Rapporto hi/Vi
SS1	4	310	0,01290
SS2	5	400	0,01250
SS3	21	730	0,02877
Htot	30	Σ hi/Vs,i	0,05417
Velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{S,30} = H / (\Sigma hi/Vs,i)$			553,81 m/s
Categoria di sottosuolo (§3.22 - NTC08)			B (360 < Vs < 800 m/s)

Tale classificazione è compatibile con quanto riportato nella carta di *microzonizzazione sismica* del sito, eseguita dal CRiS (Regione Basilicata), il quale ricade nella **MICROZONA 2.3** (Litologia: Sabbia con lenti di conglomerati; Cat. B; $V_{S30} = 450$ m/s).

- Categoria e amplificazione topografica (§3.2.3 - NTC08).

Per *amplificazione topografica* si intendono tutti quei fenomeni di focalizzazione e defocalizzazione delle traiettorie di propagazione delle onde sismiche, che avvengono in presenza di configurazioni geomorfologiche irregolari con rilievi, creste e avvallamenti. Ciò comporta una amplificazione delle componenti spettrali di accelerazione, con incremento delle azioni sismiche. Per configurazioni

superficiali semplici (modelli piani) si può adottare la classificazione delle 4 categorie topografiche proposte dalla norma (approccio semplificato). Le categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m. Inoltre, è bene tener conto dei dati forniti dalla “**microzonizzazione sismica**” a scala locale (generalmente Comunale) la quale riporta le indicazioni proprio per la valutazione degli effetti locali (irregolarità stratigrafiche e topografiche). Per il sito in esame si farà riferimento a quanto prescritto nella carta di microzonizzazione sismica, in cui per la **MICROZONA 2.3**, si considererà la **categoria topografica peggiore: T4 = Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base con pendenze molto elevate $i > 30^\circ$** e dislivello molto maggiore di 30m. Ciò si evidenzia proprio dalla topografia del sito, posto in prossimità di un rilievo, in corrispondenza di una cresta estremamente stretta (elevati effetti di focalizzazione delle onde).



MICROZONA 2.3:

Categoria di suolo: B

Litologia: sabbie con lenti di conglomerati

$V_s 30 = 450\text{m/s}$

$S_s = 1,25$

$ag = 0,25g$

St = 1,4

Livello sismicità = $(ag*S_s*St) = 0,475g$

MICROZONA 6.1

Categoria di suolo: C

Litologia: detriti

$V_s 30 = 355\text{m/s}$

$S_s = 1,25$

$ag = 0,25g$

St = 1,2

Livello sismicità = $(ag*S_s*St) = 0,375g$



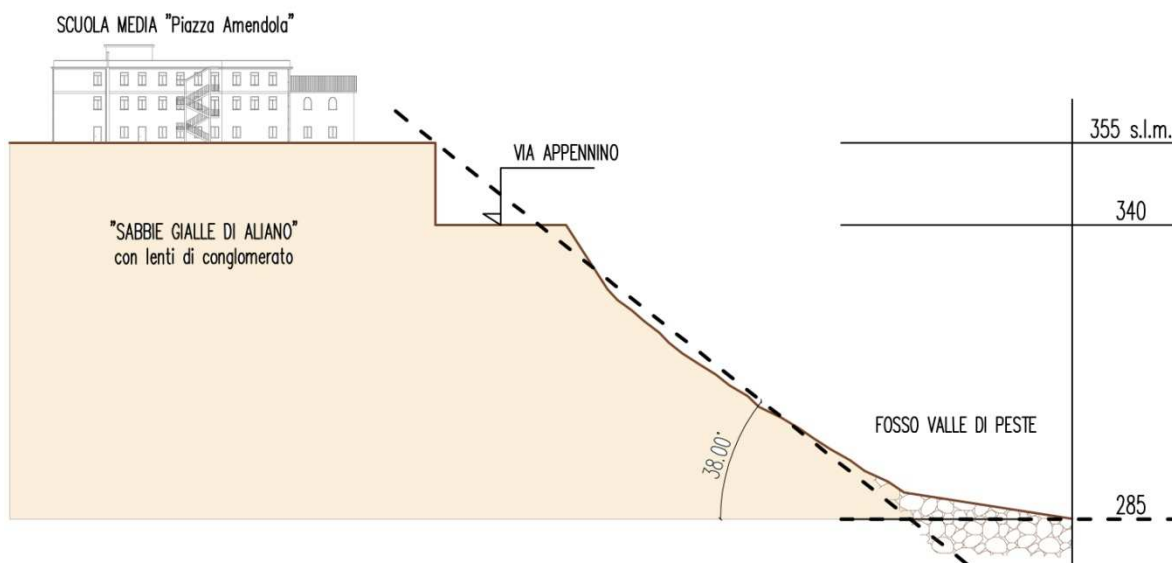


Fig. 74 – Profilo altimetrico ed ubicazione della scuola.

3.6 Fase III. Elaborazione dei dati raccolti e Valutazione di sicurezza in presenza di azioni sismiche dell'opera.

3.6.1 Stati limite di verifica - Combinazione delle azioni - Azioni di progetto.

Con riferimento alle *NTC08 - §2.5.1 Classificazione delle azioni sulle costruzioni*, si procede al calcolo delle azioni di progetto da applicare sulla struttura al fine delle verifiche di sicurezza. In particolare si terrà conto della seguente classificazione (§2.5.1.3):

- azioni permanenti (G) di cui: permanenti strutturali (G1) e permanenti non strutturali (G2)
- azioni variabili (Q): azioni del vento, neve, sovraccarichi.
- azioni sismiche (E): azioni derivanti dai terremoti.

Con riferimento alle *NTC08 - §2.5.3 Combinazione delle azioni*, si riportano di seguito le combinazioni di carico di seguito utilizzate al fine di eseguire le VERIFICHE DI SICUREZZA per ciascun STATO LIMITE considerato. Nel caso specifico si farà riferimento alle combinazioni seguenti (si ricorda che nelle formule il segno “+” è da intendere “combinato con”):

1) CF - Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli SLU: stati limite ultimi in assenza dell'azione sismica => solo carichi permanenti e variabili.

$$\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \varphi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \varphi_{03} \cdot Q_{k3} \dots$$

2) CE - Combinazione sismica, impiegata per gli SLU e SLE connessi all'azione sismica: stati limite ultimi e di esercizio in presenza dei carichi gravitazionali e dell'azione sismica.

$$E + G1 + G2 + \gamma_P \cdot P + \varphi_{21} \cdot Q_{k1} + \varphi_{22} \cdot Q_{k2} \dots$$

I valori dei *coefficienti parziali di sicurezza* γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati dalle *NTC08* al § 2.6.1, Tab. 2.6.I, in relazione all'approccio utilizzato per le verifiche. I valori dei coefficienti di combinazione φ_{ij} sono dati dalle *NTC08* al §2.5.1, TAB. 2.5.I, in relazione alle categorie delle azioni variabili:

3.6.1.1 – Carichi permanenti strutturali/non strutturali - pesi propri dei materiali.

Nel presente paragrafo si riportano i valori dei pesi per unità di volume o di superficie dei principali materiali riscontrati nella struttura. Tali valori risultano necessari per determinare i carichi permanenti strutturali ($G_{1,k}$) e non strutturali ($G_{2,k}$).

Materiale	Valore	u.m.
Conglomerato cementizio ordinario armato	25,00	kN/m ³
Conglomerato cementizio ordinario non armato	24,00	kN/m ³
Acciaio	78,50	kN/m ³
Conglomerato cementizio "leggero" (da determinarsi a seconda dei casi)	14,00	kN/m ³
Muratura portante (come da caratterizzazione)		
M1 - Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	19,00	kN/m ³
M2 - Muratura in mattoni pieni e malta di calce	18,00	kN/m ³
Malta di cemento	21,00	kN/m ³
Malta bastarda calce + cemento (Intonaco civile)	19,00	kN/m ³
Manto impermeabile (guaina in materiale bituminoso sp. 10mm)	0,30	kN/m ²
Marmo	27,00	kN/m ³
Pavimento in ceramica (sp. 2cm)	0,40	kN/m ²
Blocchi forati in laterizio per murature (compresa malta giunti)	11,00	kN/m ³
Blocchi forati in laterizio per solai (pignatte)	8,00	kN/m ³
Pannelli in fibre minerali per controsoffitti (Sp. 25mm)	0,20	kN/m ²
Tramezzatura in cartongesso (struttura + pannelli) (Sp.100mm)	0,35	kN/m ²

3.6.1.2 – Carichi permanenti non strutturali – incidenze (Gk2).

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione (tramezzature, controsoffitti, impianti,...). In linea di massima, in presenza di orizzontamenti con capacità di ripartizione trasversale, i carichi permanenti portati ed i carichi variabili potranno assumersi, per la verifica d'insieme, come uniformemente ripartiti. In caso contrario, occorre valutarne le effettive distribuzioni concentrate.

1) Incidenza elementi divisorii interni (§3.1.3.1 NTC08).

Incidenza tramezzature in laterizio (S=100mm)

Intonaco interno (S = 1,5cm)	$(0,015 \cdot 3,40 \cdot 21,00) =$	1,071 kN/m
Muratura in blocchi forati in laterizio per murature (S = 8cm)	$(0,08 \cdot 3,40 \cdot 11,00) =$	2,992 kN/m
Intonaco interno (S = 1,5cm)	$(0,015 \cdot 3,40 \cdot 21,00) =$	1,071 kN/m
Totale carico distribuito lineare: $G_{2k(\text{tramez. laterizio})}$		5,134 kN/m

Essendo: $G_{2k(\text{tramez. laterizio})} \approx 5,00$ kN/m (elementi divisorii con $4,00 < G_2 < 5,00$ kN/m, NTC08), si assumerà un carico equivalente pari a: $g_{2k(\text{tramez. laterizio})} = 2,00$ kN/m² (incidenza tramezzi laterizio)

Incidenza tramezzature in cartongesso (S=100mm)

Struttura portante in alluminio + lastre di rivestimento (S = 100mm)	$(0,30 \cdot 3,4) =$	1,02 kN/m
Totale carico distribuito lineare: $G_{2k(\text{tramez. cartongesso})}$		1,02 kN/m

Essendo: $G_{2k(\text{tramez. cartongesso})} = 1,02$ kN/m (elementi divisorii con $1,00 < G_2 < 2,00$ kN/m, NTC08), si assumerà un carico equivalente pari a: $g_{2k(\text{tramez. cartongesso})} = 0,80$ kN/m² (incidenza tramezzi cartongesso)

Infine, supposta la presenza diffusa di entrambe le tipologie di tramezzature, si può far riferimento direttamente ad un'incidenza media equivalente pari a: $g_{2k(\text{tramez})} = 1,60$ kN/m².

2) Incidenza solaio di rinforzo in acciaio 1° impalcato.

Per il 1° impalcato, il peso strutturale relativo al solaio di rinforzo in acciaio (travi principali + secondarie), si assumerà come un carico equivalente distribuito sull'area di impalcato. Ciò si dimostra considerando che, per ciascun ambiente al 1° piano, il carico della sottostruttura di acciaio risulta ripartito in modo sostanzialmente uniforme (ovvero travi in acciaio distribuite in numero e peso uniformemente sull'impalcato). Si sono assunti da prontuario: IPE140 ($q=0,129$ kN/m); HEB200 ($q=0,613$ kN/m); HEB180 ($q=0,512$ kN/m).

Ambiente	Superficie	Profili tipo		Carico totale struttura acciaio [kN]		Carico equivalente struttura acciaio [kN/m ²]
	m ²					
1	48,23	IPE140	2	1,1739	14,1695	0,2938
		HEB200	4	12,9956		
2	47,025	IPE140	2	2,6961	11,9121	0,2533
		HEB180	4	9,216		
3	32,375	IPE140	2	2,2575	6,0463	0,1868
		HEB180	2	3,7888		
4	43,225	IPE140	2	2,3478	12,0758	0,2794
		HEB180	4	9,728		
5	43,225	IPE140	2	2,3478	12,0758	0,2794
		HEB180	4	9,728		
6	46,62	IPE140	2	2,1672	13,5336	0,2903
		HEB180	4	11,3664		

Ai fini del calcolo, si può far riferimento direttamente ad un'incidenza media equivalente pari a: $g_{2k}(\text{sol. acc.})=0,30 \text{ kN/m}^2$

3.6.1.3 – Carichi variabili gravitazionali di esercizio (q_k)

I carichi variabili sono stati valutati a seconda della diversa destinazione d'uso delle superfici, evidenziate nelle piante architettoniche allegate alla presente relazione, come di seguito esposto.

Categoria	Valore	u.m.
<i>Cat. A - Ambienti ad uso residenziale</i>	2,00	kN/m ²
<i>Cat. C - Ambienti suscettibili di affollamento</i>		
C1 - Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	kN/m ²
C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi .	4,00	kN/m ²
E1 - Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	6,00	kN/m ²
<i>Cat. H - Coperture e sottotetti.</i>		
H2 - Coperture praticabili (secondo categoria di appartenenza)	(Cat. C1) 3,00	kN/m ²

3.6.1.4 – Analisi dei carichi unitari gravitazionali: COMBINAZIONE - CE (SLU-SLE sisma).

1) Analisi dei carichi delle volte e calcolo semplificato delle spinte di esercizio (1° Impalcato).

L'analisi dei carichi dei sistemi voltati a piano terra sarà eseguita considerando la sezione strutturale di ciascuna tipologia di volta (V_i), relativa a ciascuna unità ambientale (vedi carpenteria allegata). Per le volte a botte (a sesto ribassato), il carico viene espresso rispetto alla generica striscia di un metro. In particolare si assumerà uno spessore minimo del rinfianco in chiave pari a 8cm, ad estradosso dell'arco in mattoni pieni. Per tutte le altre tipologie il carico è da considerarsi come risultante. Inoltre, con riferimento alla condizione non sismica, ove i carichi gravitazionali assumono particolare rilievo, può essere utile una valutazione speditiva delle spinte (H) delle principali tipologie di volte. Grazie alla struttura cellulare dell'edificio ordinario è evidente come nella parte centrale della struttura ci sia un sostanziale bilanciamento delle spinte delle volte. Il problema si pone per i vani perimetrali e d'angolo, le cui spinte costituiscono delle azioni agenti ortogonalmente al piano delle pareti, favorendo possibili cinematismi locali. Ai fini dell'analisi sismica globale le spinte orizzontali devono essere applicate come carichi gravitazionali iniziali sulle pareti e se ne terrà conto nella valutazione delle sollecitazioni sismiche trasmesse nel piano dei pannelli di controvento. Nel modello di materiale rigido non resistente a trazione della struttura muraria, la valutazione delle capacità portanti delle volte, si effettua mediante l'uso dell'*analisi limite dell'equilibrio*, supponendo un possibile cinematismo di collasso. Non risulterebbe possibile, invece, la determinazione dell'assetto statico in esercizio di una struttura muraria sotto carichi che non siano tali da determinare il collasso. Infatti, il

rispetto delle sole equazioni di equilibrio non conduce ad un numero di equazioni sufficiente per determinare lo stato di sollecitazione interno della struttura, essendo di per se iperstatica e quindi indeterminata. Per risolvere il problema, come per le strutture elastiche, occorrerebbe formulare ulteriori equazioni aggiuntive di congruenza, ammettendo la deformabilità della struttura. Ciò spiega l'introduzione di formulazioni complesse alternative, che introducono i legami costitutivi del materiale, tali da consentire la valutazione dello stato di sforzo in esercizio della struttura. Nel caso generale dell'arco in muratura (o volta), se in conseguenza della propria geometria e della distribuzione di forze su di esso applicate il sistema raggiunge uno stato di equilibrio ammissibile, allora esisterà almeno una curva delle pressioni posta all'interno dell'arco. Ad ogni curva delle pressioni corrisponderà una spinta all'imposta dell'arco. In generale la posizione di suddetta curva è univocamente definibile solo fissando tre punti attraverso i quali la curva deve passare. Vi sono pertanto in generale ∞^3 curve delle pressioni possibili, comprese tra la curva corrispondente alla massima spinta e quella della minima. Tali curve limite si determinano fissando la posizione delle tre cerniere rispettivamente in chiave e all'imposte. Tra tutte queste possibili spinte è compresa la spinta effettivamente esercitata dall'arco in esercizio. Il problema indeterminato dell'equilibrio, può essere risolto se si ammette, per le strutture storiche, la fisiologica presenza di lievi cedimenti alle imposte degli archi. Ciò comporta la formazione di una cerniera all'estradosso di chiave e di due cerniere simmetriche all'intradosso verso le reni. Ciò fa comprendere che la curva delle pressioni di esercizio si dispone approssimativamente secondo la geometria regolata dalla condizione di minima spinta tra quelle staticamente ammissibili. Con il *teorema statico*, la spinta di esercizio può essere determinata per via grafica, costruendo una curva funicolare dei carichi passante per l'estradosso della sezione di chiave e che sfiori l'intradosso in prossimità delle sezioni alle reni (metodo iterativo). La spinta minima sarà ricavata costruendo i poligoni di equilibrio delle azioni, ricercando una reazione alle imposte avente pendenza più verticale possibile. Il calcolo della spinta minima di esercizio, può essere eseguito rigorosamente utilizzando l'*analisi cinematica*, ricavando il moltiplicatore cinematico della spinta, scrivendo il principio dei lavori virtuali relativi alle forze agenti sui macroelementi della catena cinematica. La spinta minima corrisponderà alla configurazione per la quale il moltiplicatore cinematico risulta il massimo in assoluto. Alla luce di tali considerazioni, un valore approssimato della *spinta minima* della generica volta a botte, può essere determinato sfruttando l'isostaticità del modello nell'ipotesi di cedimento. In pratica supposta la formazione delle cerniere in corrispondenza dell'estradosso in chiave ed intradosso alle reni, si risolve l'arco a tre cerniere mediante l'equilibrio alla rotazione. Il problema si pone nel determinare la direzione della risultante R dei carichi verticali agente sulla semiluce dell'arco. Essa può essere determinata mediante il *teorema di Varignon*, nota la posizione dei singoli carichi (pesi propri, carichi permanenti e variabili), oppure si assume la risultante dei carichi come uniformemente distribuita sull'intera lunghezza, ricavando un valore della spinta sicuramente più elevato rispetto all'ipotesi precedente (la risultante si sposta verso la chiave, facendo inclinare la reazione alle reni ed incrementando la spinta). In quest'ultima ipotesi, si può far riferimento alla formulazione degli archi parabolici, utilizzando lo schema di arco a tre cerniere, il quale per l'equilibrio fornisce il valore della spinta per metro lineare di volta:

$$H = \frac{R \cdot L^*}{4 \cdot f} = [\text{kN}] \text{ (valore della spinta per carico distribuito)}$$

L^* = luce sulla curva di intradosso tra le cerniere;

f = freccia dell'arco misurata come distanza tra la cerniera di estradosso in chiave e l'asse orizzontale passante per le cerniere alle imposte/reni;

R = semirisultante dei carichi agenti sulla striscia di un metro di volta assunta come distribuita;

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi eseguita per una generica volta tipo (Volta V1 da carpenteria), eseguendo il calcolo dello stato di spinta mediante la costruzione grafica della curva delle pressioni nelle condizioni di minima e massima spinta. Il calcolo viene infine eseguito mediante la valutazione approssimata dello stato di sforzo in esercizio, secondo la relazione suddetta. Il carico accidentale

(Q_k , per le *combinazioni di carico sismiche CE (SLU-SLE sisma)* dovrebbe essere ridotto secondo il coefficiente di combinazione Ψ_{2j} . Nel caso delle volte, essendo tale carico distribuito sfavorevole sul calcolo della spinta, in quanto tende a spostare la risultante verso la chiave, non verrà ridotto ($\Psi_{2j}=1$).

Analisi dei carichi per 1 metro di volta V5(L=4,30m – R=2,15m)

Pesi propri strutturali

Peso conci (mattoni pieni)	19,00	kN/m ³
Peso rinfiacco (pietrame)	17,00	kN/m ³
Risultante totale conci	22,65	kN (1m)
Risultante totale rinfiacco	33,45	kN (1m)
Risultante totale permanenti strutturali (G1)	56,10	kN (1m)
<u>Carichi permanenti non strutturali (g2)</u>		
Intonaco interno (S = 1,5cm)	0,29	kN/m
Malta di allettamento (S=1,5cm)	0,32	kN/m
Pavimento in ceramica (S= 2cm)	0,40	kN/m
Incidenza tramezzi	1,60	kN/m
Totale carichi permanenti non strutturali (g2)		2,60 kN/m
Risultante totale permanenti non strutturali (G2)	11,18	kN (1m)
Cat. C1 - Ambienti suscettibili di affollamento	3,00	kN/m
Risultante totale permanenti non strutturali (Qk)	12,90	kN (1m)

Calcolo semplificato spinta minima all'imposta ($L^*=3,72m$; $f=1,34$):

$$H = \frac{R \cdot L^*}{4 \cdot f} = \frac{((56,10 + 11,18 + 12,90)/2) \cdot 3,72}{4 \cdot 1,34} = 27,70 \text{ [kN (1m)]}$$

La tabella seguente riporta l'analisi dei carichi delle volte in muratura per l'edificio in esame. Per le volte a botte si determina il carico totale (R) per metro lineare della struttura, ed il valore della spinta all'imposta (H) secondo la procedura semplificata. Per le volte a crociera, il carico viene espresso come globale, e la spinta (H) nei quattro vertici può essere stimata mediante la stessa formula approssimata precedente, considerando il profilo resistente dei due archi diagonali. Si ribadisce ancora l'approssimazione del modello di arco a tre cerniere (profilo a filo di ferro della possibile curva delle pressioni) il quale rispetta l'equilibrio ma non la congruenza deformativa con le strutture al contorno. Tale modello semplificato può quindi essere utilizzato esclusivamente per valutare gli effetti delle volte in muratura quando si esegue la verifica sismica globale e locale delle pareti su cui gravano (sistema volte-pareti).

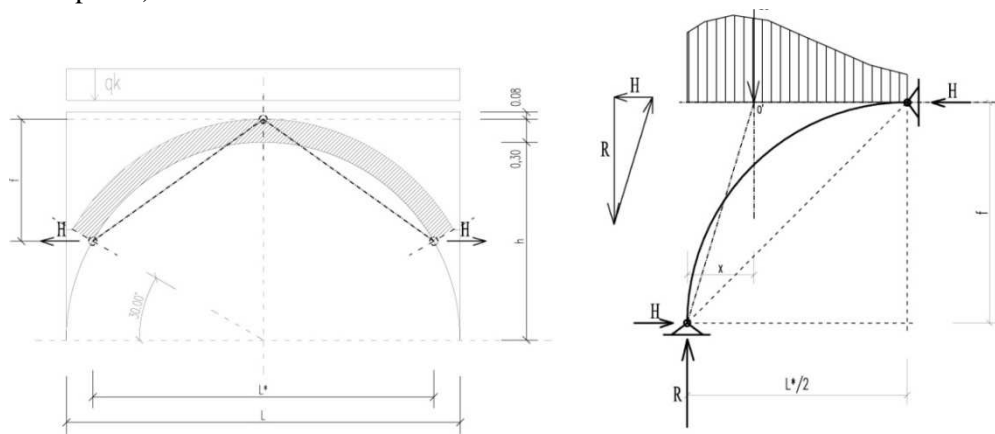


Fig. 75 Modello di calcolo semplificato (arco a tre cerniere isostatico) per il calcolo della spinta all'imposta.

Dati comuni a tutte le strutture voltate a botte:

Pesi propri materiali:

$\gamma_c = 19,00$ kN/m³
 $\gamma_r = 17,00$ kN/m³

Peso specifico conci (mattoni pieni)
 Peso specifico rinfianco (pietrame)

Carichi permanenti non strutturali (g2):

$g_p = 0,40$ kN/m²
 $g_m = 0,32$ kN/m²
 $g_{mi} = 0,285$ kN/m³
 $g_t = 1,60$ kN/m²

Pavimento in ceramica (S=0,2m)
 malta allettamento (S=0,015m)
 Intonaco civile (S=0,015m, come distribuito)
 Incidenza tramezzi

$g_2 = 2,65$ kN/m²

Risultante carico permanente non strutturale

Carichi variabili (qk):

$q_k = 3,00$ kN/m²
 $q_k = 2,00$ kN/m²

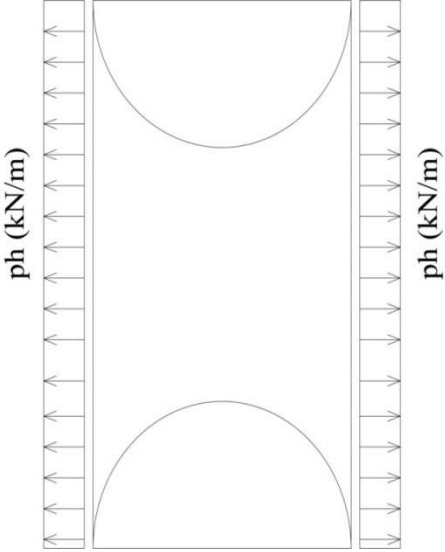
Cat. C1 (Ambienti suscettibili di affollamento - Scuola)
 Cat. A (Edifici residenziali - Convento)

Analisi dei carichi volte a botte (striscia di 1m)

Cod.	L	A conci	A rinf.	A inton.	Gc	Gr	G2	Qk	Rtot=G+Q	L*	f	Spinta H
	[m]	[m ²]	[m ²]	[m ²]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kN] (1m)
V1	4,7000	1,57048	2,29730	0,07359	29,839	39,054	12,495	9,400	90,78836	4,070	1,470	31,421
V2	4,1500	1,39664	1,79563	0,06484	26,536	30,526	11,031	12,450	80,54325	3,590	1,330	27,176
V3	3,5000	1,16658	1,28748	0,05309	22,165	21,887	9,279	10,500	63,83151	3,000	1,140	20,997
V4	1,8000	0,46066	0,38097	0,02407	8,753	6,476	4,755	5,400	25,38403	1,400	0,590	7,529
V5	4,3000	1,43687	1,92626	0,06691	27,301	32,746	11,428	12,900	84,37491	3,710	1,340	29,201
V6	3,2000	1,05607	1,09054	0,04807	20,065	18,539	8,486	9,600	56,69098	2,710	1,040	18,465
V7	2,7000	0,85944	0,77974	0,03835	16,329	13,256	7,145	8,100	44,82969	2,200	0,870	14,170
V8	1,5500	0,29243	0,38255	0,01957	5,556	6,503	4,085	4,650	20,79461	1,160	0,510	5,912
V10	1,8000	0,46066	0,38097	0,02407	8,753	6,476	4,755	5,400	25,38403	1,400	0,590	7,529
V11	1,8000	0,46066	0,38097	0,02407	8,753	6,476	4,755	5,400	25,38403	1,400	0,590	7,529
V12	1,7000	0,34394	0,43052	0,02232	6,535	7,319	4,486	5,100	23,43953	1,310	0,560	6,854
V13	1,7500	0,35733	0,44089	0,02288	6,789	7,495	4,615	3,500	22,39918	1,350	0,570	6,631
V14	2,4000	0,74328	0,61522	0,03279	14,122	10,459	6,343	4,800	35,72402	1,900	0,770	11,019
V15	2,8000	0,89915	0,83640	0,04039	17,084	14,219	7,416	5,600	44,31889	2,300	0,910	14,002
V16	2,0000	0,61060	0,45187	0,02637	11,601	7,682	5,276	4,000	28,55968	1,550	0,670	8,259
V17	1,8000	0,46066	0,38097	0,02407	8,753	6,476	4,755	3,600	23,58403	1,400	0,590	6,995
V19	1,7500	0,35733	0,44089	0,02288	6,789	7,495	4,615	3,500	22,39918	1,350	0,570	6,631

Carichi all'imposta volta a botte - parete

Cod.	Carico verticale	Carico orizzontale
	pv (kN/m)	ph (kN/m)
V1	45,3942	31,421
V2	40,2716	27,176
V3	31,9158	20,997
V4	12,6920	7,529
V5	42,1875	29,201
V6	28,3455	18,465
V7	22,4148	14,170
V8	10,3973	5,912
V10	12,6920	7,529
V11	12,6920	7,529
V12	11,7198	6,854
V13	11,1996	6,631
V14	17,8620	11,019
V15	22,1594	14,002
V16	14,2798	8,259
V17	11,7920	6,995
V19	11,1996	6,631



ALLEGATO VOLTA A BOTTE

Analisi dei carichi per le volte a crociera (Vc9≈Vc18).

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi per le due *volte a crociera a sesto ribassato* (Vc9;Vc18) del progetto in esame. Per tali tipologie di volte, si procederà mediante l'applicazione del *teorema statico* (costruzione grafica del regime di sforzo), ricavando lo stato di minima spinta. L'obiettivo è quello di ricavare il carico totale del masso di volta e le reazioni di spinta e scarico verticale lungo *le costole diagonali*. Per semplicità, essendo la geometria ed i carichi simili per entrambe le volte, si studierà la tipologia Vc9, assumendo gli stessi risultati anche per la Vc18. La determinazione dell'assetto statico delle crociere per i soli carichi gravitazionali, si esegue secondo le stesse considerazioni fatte per le volte a botte. Il teorema statico (metodo grafico) determina lo stato di sforzo in esercizio corrispondente all'ipotesi di stato di minima spinta agli angoli. L'analisi della crociera richiede dapprima la caratterizzazione della geometria e dei relativi quadri fessurativi corrispondenti ai meccanismi di cedimento tipici. Data la generica volta a crociera a pianta quadrata, essa è definita da 4 vele, suddivisibili secondo una doppia serie di archi (x;y) i quali trasmettono le proprie azioni alle costole diagonali. Nell'ipotesi di soli carichi verticali, gli angoli della volta subiscono allargamenti orizzontali lungo le diagonali, congruenti con l'abbassamento verticale nel centro della struttura. A tale meccanismo corrispondono, per gli archi delle costole diagonali, una cerniera di estradosso in chiave e due cerniere di intradosso alle reni. A tal punto, supposte le vele costituite da una sequenza di fasce ad arco (non interagenti tra loro), queste dovranno allargarsi e abbassarsi alle imposte, per congruenza con gli spostamenti delle costole diagonali. Tale meccanismo farà sì che, anche per tutti gli archi, si formeranno: una cerniera di estradosso in chiave e due cerniere di intradosso alle imposte. Nella crociera, all'*intradosso*, si avranno le caratteristiche fessure a croce corrispondenti alle cerniere di chiave degli archi delle vele; all'*estradosso*, saranno invece visibili le linee di frattura diagonali, relative agli incernieramenti d'imposta degli archi lungo le costole. Inoltre, per congruenza, si formeranno all' estradosso delle linee di frattura disposte secondo un quadrato (*fratture di Sabouret*), disposte nel piano alle reni delle quattro vele.

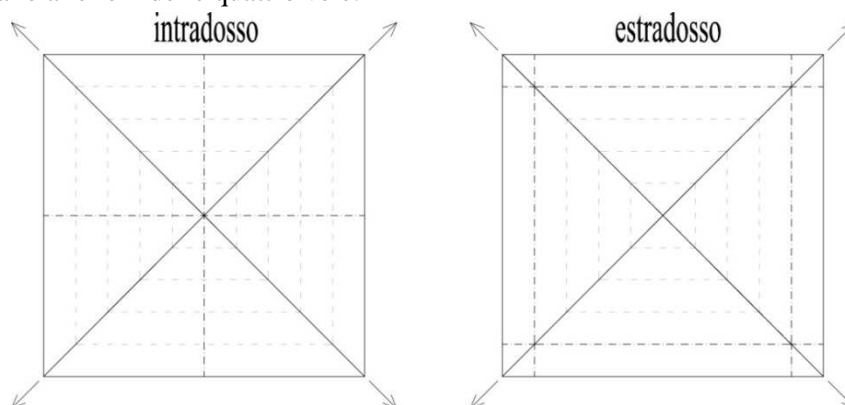


Fig. 41 Linee di frattura volte a crociera.

L'analisi della volta a crociera, si eseguirà mediante il teorema statico della minima spinta. Nell'ipotesi più generale di volte a pianta rettangolare, il modello non cambia: le costole diagonali andranno in minima spinta così come, per le vele, le sole strisce di arco più lunghe (y) parallele alla direzione del cedimento maggiore. Le fasce di arco più corte (x) non saranno in condizioni di minima spinta: ciò è dovuto al fatto che in ciascun nodo i-esimo sulla costola diagonale, le spinte orizzontali trasmesse dai due archi convergenti, devono essere uguali. La spinta risultante orizzontale lungo la costola diagonale deve essere diretta per compatibilità lungo la stessa diagonale. Il metodo grafico prevede i seguenti passi:

- Suddivisione delle 4 vele della crociera in fasce di arco (x;y) e successiva suddivisione in strisce;
- Costruzione della funicolare dei carichi per gli archi di ampiezza maggiore (y) e determinazione dello stato di minima spinta (H_{iy});

- Costruzione delle risultanti ai nodi della costola diagonale. Le spinte nei nodi per compatibilità devono essere uguali: $H_{xi} = H_{yi}$. Per gli archi su (X) si determinano solo gli scarichi verticali, da sommare nel nodo a quelli degli archi Y.
- Determinazione dello scarico verticale e della spinta ($R_i; H_i$) di ognuna delle fasce d'arco, loro applicazione sulla costola diagonale e costruzione della relativa curva funicolare di minima spinta.
- determinazione delle azioni (S,V) trasmesse al nodo dalla costola diagonale. Si nota che la spinta lungo l'asse della costola risulta variabile. C'è una spinta minore in chiave e maggiore alle imposte.

Analisi dei carichi per la Volta a Crociera e calcolo delle reazioni d'angolo ($V_{c9} = V_{c18}$).

Pesi propri materiali:

$\gamma_c = 19,00$	kN/m ³	Peso specifico conci (mattoni pieni)
$\gamma_r = 17,00$	kN/m ³	Peso specifico rinfianco (pietrame)
$\gamma_p = 0,40$	kN/m ²	Pavimento in ceramica (S=0,2m)
$\gamma_m = 21,00$	kN/m ³	malta allettamento (S=0,015m)
$\gamma_{mi} = 19,00$	kN/m ³	Intonaco civile (S=0,015m)
$g_t = 1,60$	kN/m ²	Incidenza tramezzi

Carichi variabili:

$q_k = 3,00$	kN/m ²	Cat. C1 (Ambienti suscettibili di affollamento - Scuola)
--------------	-------------------	--

ANALISI DEI CARICHI ARCHI "Y"			S=	0,18	m			
Arco	A conci	A rinf.	L	g2+qk	Gc	Gr	G2+Qk	R=G+Q
	[m ²]	[m ²]	[m]	[kN/m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1Y	0,70020	0,65922	2,30	0,9867	2,3946840	2,0172132	2,269410	6,681307
2Y	0,43694	0,39514	1,80	0,9867	1,4943348	1,2091284	1,776060	4,479523
3Y	0,27820	0,22392	1,30	0,9867	0,9514440	0,6851952	1,282710	2,919349
4Y	0,15702	0,11224	0,80	0,9867	0,5370084	0,3434544	0,789360	1,669823
5Y	0,05100	0,03382	0,26	0,9867	0,1744200	0,1034892	0,256542	0,534451
Rtot ARCHI Y								16,284454

ANALISI DEI CARICHI ARCHI "X"			S=	0,255	m			
Arco	A conci	A rinf.	L	g2+qk	Gc	Gr	G2+Qk	R=G+Q
	[m ²]	[m ²]	[m]	[kN/m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1Y	0,37830	0,38653	1,62	1,4454	1,2937860	1,1827818	2,341548	4,818116
2Y	0,27252	0,24324	1,26	1,4454	0,9320184	0,7443144	1,821204	3,497537
3Y	0,18609	0,14435	0,90	1,4454	0,6364278	0,441711	1,300860	2,378999
4Y	0,10863	0,07563	0,54	1,4454	0,3715146	0,2314278	0,780516	1,383458
5Y	0,03547	0,02362	0,18	1,4454	0,1213074	0,0722772	0,260172	0,453757
Rtot ARCHI Y								12,531866

RISULTANTE CARICO VERTICALE TOTALE (2*Archi Y + 2*Archi X)	57,632640	kN
---	------------------	-----------

ANALISI COSTOLA DIAGONALE			
Nodo	Ri	Hi	Fi
	[kN]	[kN]	[kN]
1	6,13716	2,8430	6,7637
2	4,25172	2,3900	4,8774
3	2,81138	1,6900	3,2802
4	1,60672	0,8500	1,8177
5	0,52279	0,1300	0,5387

CALCOLO DELLE REAZIONI D'ANGOLO		
REAZIONE VERTICALE D'ANGOLO (V)	15,400	kN
SPINTA ORIZZONTALE D'ANGOLO (S)	11,250	kN
Spinta orizzontale in chiave (S0)	3,400	kN

ALLEGATO VOLTA A CROCIERA

2) Analisi dei carichi solai (2° e 3° Impalcato).

P1a - Solaio intermedio in laterocemento S=20+5cm (2° Impalcato - SCUOLA)

Travetti in c.a.	1,00	kN/m ²	
Pignatte	1,28	kN/m ²	
Soletta in c.a.	1,25	kN/m ²	
Totale carichi permanenti strutturali (G1)			3,53 kN/m ²
Intonaco interno (S = 1,5cm)	0,29	kN/m ²	
Massetto in cls alleggerito (S=8cm)	1,12	kN/m ²	
Malta di allettamento (S=1,5cm)	0,32	kN/m ²	
Pavimento in ceramica (S= 2cm)	0,40	kN/m ²	
Incidenza tramezzi	1,60	kN/m ²	
Incidenza solaio di rinforzo in acciaio (solo struttura)	0,30	kN/m ²	
Pannelli in fibre minerali (S=2,5cm)	0,20	kN/m ²	
Totale carichi permanenti non strutturali (G2)			4,22 kN/m ²
Totale carichi permanenti (G1+G2)			7,75 kN/m²
Cat. C1 - Ambienti suscettibili di affollamento	3,00	kN/m ²	
Totale carichi variabili (Qk)			3,00 kN/m²

Il carico accidentale (Qk – Cat. C), per le *combinazioni di carico sismiche CE (SLU-SLE sisma)* deve essere ridotto secondo il coefficiente di combinazione $\Psi_{2j} = 0,6$. Si assumerà ai fini delle analisi sismiche un peso unitario del solaio: $w(P1a) = G1 + G2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} = 7,75 + 0,6 \cdot 3,00 = 9,55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \approx 10,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

P1b - Solaio intermedio in laterocemento S=20+5cm (2° Impalcato – AMBIENTI CONVENTO)

Travetti in c.a.	1,00	kN/m ²	
Pignatte	1,28	kN/m ²	
Soletta in c.a.	1,25	kN/m ²	
Totale carichi permanenti strutturali (G1)			3,53 kN/m ²
Intonaco interno (S = 1,5cm)	0,29	kN/m ²	
Massetto in cls alleggerito (S=8cm)	1,12	kN/m ²	
Malta di allettamento (S=1,5cm)	0,32	kN/m ²	
Pavimento in ceramica (S= 2cm)	0,40	kN/m ²	
Incidenza tramezzi	1,60	kN/m ²	
Incidenza solaio di rinforzo in acciaio (solo struttura)	0,30	kN/m ²	
Pannelli in fibre minerali (S=2,5cm)	0,20	kN/m ²	
Totale carichi permanenti non strutturali (G2)			4,22 kN/m ²
Totale carichi permanenti (G1+G2)			7,75 kN/m²
Cat. A – Ambienti ad uso residenziale	2,00	kN/m ²	
Totale carichi variabili (Qk)			2,00 kN/m²

Il carico accidentale (Qk – Cat. A), per le *combinazioni di carico sismiche CE (SLU-SLE sisma)* deve essere ridotto secondo il coefficiente di combinazione $\Psi_{2j} = 0,3$. Si assumerà ai fini delle analisi sismiche un peso unitario del solaio: $w(P1c) = G1 + G2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} = 7,75 + 0,3 \cdot 2,00 = 8,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \approx 9,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

PB - Solaio BALCONE in ferro con voltine in muratura (2° Impalcato - CONVENTO)

Travetti IPE140	0,18	kN/m ²	
Blocchi in muratura (Smedio =8,5cm)	1,70	kN/m ²	
Soletta in c.a. (Smedio=4cm)	1,00	kN/m ²	
Totale carichi permanenti strutturali (G1)			2,88 kN/m ²
Malta di allettamento (S=1,5cm)	0,32	kN/m ²	
Pavimento in ceramica (S= 2cm)	0,40	kN/m ²	
Totale carichi permanenti non strutturali (G2)			0,72 kN/m ²
Totale carichi permanenti (G1+G2)			3,60 kN/m²
Cat. C2 - Balconi, ballatoi e scale comuni...	4,00	kN/m ²	
Totale carichi variabili (Qk)			4,00 kN/m²

Il carico accidentale (Q_k – Cat. C), per le *combinazioni di carico sismiche CE (SLU-SLE sisma)* deve essere ridotto secondo il coefficiente di combinazione $\Psi_{2j} = 0,6$. Si assumerà ai fini delle analisi sismiche un peso unitario del solaio: $w(PB) = G1 + G2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} = 3,60 + 0,6 \cdot 4,00 = 6,00 \frac{kN}{m^2}$

PC - Solaio di copertura in laterocemento S=20+5cm (3°Impalcato)

Travetti in c.a.	1,00	kN/m ²
Pignatte	1,28	kN/m ²
Soletta in c.a.	1,25	kN/m ²
Totale carichi permanenti strutturali (G1)		3,53 kN/m ²
Intonaco interno (S = 1,5cm)	0,29	kN/m ²
Massapendio in cls alleggerito (Smedio=15cm)	2,10	kN/m ²
Strato di regolazione malta di cemento (S=2cm)	0,42	kN/m ²
Manto impermeabile (guaina in materiale bituminoso sp. 10mm)	0,30	kN/m ²
Totale carichi permanenti non strutturali (G2)		3,11 kN/m ²
Totale carichi permanenti (G1+G2)		6,64 kN/m²
Cat. H2 - Coperture praticabili	3,00	kN/m ²
Totale carichi variabili (Qk)		3,00 kN/m²

Il carico accidentale (Q_k – Cat. H), per le *combinazioni di carico sismiche CE (SLU-SLE sisma)* deve essere ridotto secondo il coefficiente di combinazione $\Psi_{2j} = 0,00$ (i carichi di esercizio ed il carico neve per $q > 1000m$ non vengono combinati nei casi sismici). Si assumerà ai fini delle analisi sismiche un peso unitario del solaio:

$$w(PC) = G1 + G2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} = 6,64 + 0,00 \cdot 3,00 = 6,64 \frac{kN}{m^2} \approx 7,00 \frac{kN}{m^2}$$

PCt - Solaio di copertura in laterocemento S=20+5cm (TORRINO SCALA)

Travetti in c.a.	1,00	kN/m ²
Pignatte	1,28	kN/m ²
Soletta in c.a.	1,25	kN/m ²
Totale carichi permanenti strutturali (G1)		3,53 kN/m ²
Intonaco interno (S = 1,5cm)	0,29	kN/m ²
Massapendio in cls alleggerito (Smedio=15cm)	2,10	kN/m ²
Strato di regolazione malta di cemento (S=2cm)	0,42	kN/m ²
Manto impermeabile (guaina in materiale bituminoso sp. 10mm)	0,30	kN/m ²
Totale carichi permanenti non strutturali (G2)		3,11 kN/m ²
Totale carichi permanenti (G1+G2)		6,64 kN/m²
Cat. H2 - Coperture sola manutenzione	0,5	kN/m ²
Totale carichi variabili (Qk)		0,5 kN/m²

Il carico accidentale (Q_k – Cat. H), per le *combinazioni di carico sismiche CE (SLU-SLE sisma)* deve essere ridotto secondo il coefficiente di combinazione $\Psi_{2j} = 0,00$ (i carichi di esercizio ed il carico neve per $q > 1000m$ non vengono combinati nei casi sismici). Si assumerà ai fini delle analisi sismiche un peso unitario del solaio:

$$w(PC) = G1 + G2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} = 6,64 + 0,00 \cdot 3,00 = 6,64 \frac{kN}{m^2} \approx 7,00 \frac{kN}{m^2}$$

R1- Rampa ($\alpha=28^\circ$) SCALE A-B - SCUOLA E CONVENTO

Carichi permanenti 1 gradino sull'obliqua ($a=0,3$; $p=0,16$)

Intonaco interno (S = 1,5cm)	0,08	kN/m ²
Soletta in c.a. (S=12cm)	0,79	kN/m ²
Grado in c.a.	0,60	kN/m ²
Malta di allettamento (S=1,0cm)	0,10	kN/m ²
Grado e sottogradio in marmo (S=2cm)	0,25	kN/m ²
Totale carichi permanenti 1 gradino sull'obliqua (G"1)		1,82 kN/m ²
Totale carichi permanenti 1 gradino proiezione sull'orizzontale (G'1)		2,06 kN/m ²

Totale carichi permanenti, proiezione sull'orizzontale per m ² di RAMPA (G1+G2)	6,85 kN/m²
Cat. C2 - Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00 kN/m ²

Totale carichi variabili (Qk) 4,00 kN/m²

Il carico accidentale (Qk – Cat. C2), per le *combinazioni di carico sismiche CE (SLU-SLE sisma)* deve essere ridotto secondo il coefficiente di combinazione $\Psi_{2j} = 0,60$. Si assumerà ai fini delle analisi sismiche un peso unitario del solaio: $w(R1) = G1 + G2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} = 6,85 + 0,60 \cdot 4,00 = 9,25 \frac{kN}{m^2} \approx 9,50 \frac{kN}{m^2}$

R1p- PIANEROTTOLO ($\alpha=28^\circ$) SCALE A-B - SCUOLA E CONVENTO

Intonaco interno (S = 1,5cm)	0,29	kN/m ²
Soletta in c.a. (S=25cm)	6,25	kN/m ²
Malta di allettamento (S=1,5cm)	0,32	kN/m ²
Pavimento in ceramica (S= 2cm)	0,40	kN/m ²
Totale carichi permanenti (G1+G2)		7,25 kN/m²

Cat. C2 - Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	kN/m ²
--	------	-------------------

Totale carichi variabili (Qk) 4,00 kN/m²

Il carico accidentale (Qk – Cat. C2), per le *combinazioni di carico sismiche CE (SLU-SLE sisma)* deve essere ridotto secondo il coefficiente di combinazione $\Psi_{2j} = 0,60$. Si assumerà ai fini delle analisi sismiche un peso unitario del solaio: $w(R1p) = G1 + G2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} = 7,25 + 0,60 \cdot 4,00 = 9,65 \frac{kN}{m^2} \approx 10,00 \frac{kN}{m^2}$

R2int- Rampa lineare interna ($\alpha=35^\circ$) CONVENTO

Carichi permanenti 1 gradino sull'obliqua ($a=0,18$; $p=0,25$)

Intonaco interno (S = 1,5cm)	0,06	kN/m ²
Soletta in c.a. (S=12cm)	0,61	kN/m ²
Grado in c.a.	0,56	kN/m ²
Malta di allettamento (S=1,0cm)	0,09	kN/m ²
Grado e sottogrado in marmo (S=2cm)	0,25	kN/m ²

Totale carichi permanenti 1 gradino sull'obliqua (G"1) 1,57 kN/m²

Totale carichi permanenti 1 gradino proiezione sull'orizzontale (G'1) 1,92 kN/m²

Totale carichi permanenti, proiezione sull'orizzontale per m² di RAMPA (G1+G2) 6,40 kN/m²

Cat. C2 - Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	kN/m ²
--	------	-------------------

Totale carichi variabili (Qk) 4,00 kN/m²

Il carico accidentale (Qk – Cat. C2), per le *combinazioni di carico sismiche CE (SLU-SLE sisma)* deve essere ridotto secondo il coefficiente di combinazione $\Psi_{2j} = 0,60$. Si assumerà ai fini delle analisi sismiche un peso unitario del solaio: $w(R2) = G1 + G2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} = 6,40 + 0,60 \cdot 4,00 = 8,80 \frac{kN}{m^2} \approx 9,00 \frac{kN}{m^2}$

3) Analisi dei carichi per le pareti in muratura.

Per le murature, i *carichi permanenti* risultano caratterizzati dal peso proprio (G1), variabile con la geometria delle stesse ed il peso degli strati di intonaco di rivestimento (G2). Nel calcolo si suppone di trascurare la differenza tra i pesi specifici, in quanto: lo spessore di intonaco è trascurabile rispetto a quello della generica parete; i pesi dei due materiali sono molto prossimi. In tal modo si assegnerà direttamente come peso specifico delle pareti, quello della tipologia muraria corrispondente (M1;M2). I carichi permanenti (G=G1+G2) delle murature saranno acquisiti direttamente in fase di calcolo dal solutore (come pesi propri del materiale), trasformandoli in masse sismiche trasferite ai nodi delle stesse pareti (telaio). In ogni caso si dovrà moltiplicare il peso proprio (G) per il relativo coefficiente di sicurezza (γ_i) a seconda delle combinazioni di carico. Nel caso della combinazione sismica (CE) tale coefficiente risulta unitario ($\gamma_i=1 \Rightarrow w_i = G$) ed i pesi propri gravitazionali saranno acquisiti pari a quelli reali. I *carichi variabili* (Qk) per le pareti sono esclusivamente quelli dovuti all'*azione del vento* (come calcolata al punto successivo), la quale dovrà essere ridotta secondo il

coefficiente di combinazione corrispondente ($\Psi_{2,i}$). Nel caso della combinazione sismica (CE) tale coefficiente risulta nullo ($\Psi_2=0$), pertanto, non si terrà conto dell'azione del vento combinata a quella del sisma.

4) Analisi dei carichi parapetto - pareti.

Il peso proprio del parapetto di copertura si considererà applicato linearmente lungo l'asse delle pareti dell'ultimo implacato. Il carico risulta così definito:

Parapetto in muratura (S=40cm – h=100cm)	7,20	kN/m
Rivestimento in marmo (S=3cm)	0,40	kN/m

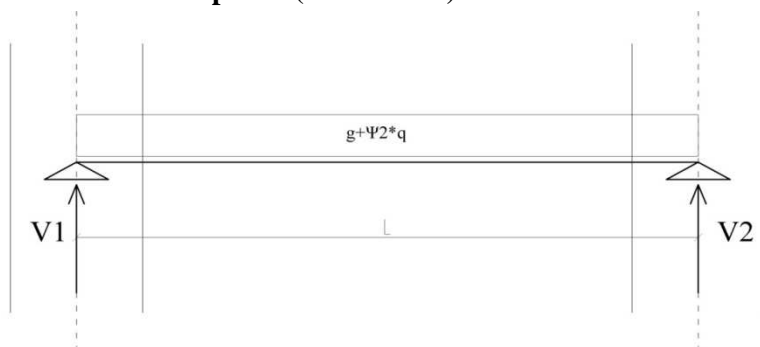
Carico lineare parapetto ($G_{par.}$) 7,605 kN/m

5) Analisi dei carichi scale - pareti.

Nell'edificio in esame, la realizzazione delle scale in c.a. è avvenuta successivamente alla struttura muraria. La presenza di muretti di contrasto, gravanti sui gradini delle rampe, rastremati rispetto al filo delle murature laterali, implica che le rampe in c.a. sono state vincolate ai piani longitudinalmente mediante appoggio sul dente di parete sottostante. Si suppone che la struttura della scala (rampa + pianerottoli) trasmetta il proprio carico integralmente alle pareti longitudinali, mentre le pareti di testata, in cui è presente comunque l'ancoraggio dei pianerottoli, ricevono un carico approssimativamente pari a quello del pianerottolo corrispondente (approccio largamente in sicurezza). Per il calcolo si utilizza il metodo delle aree di influenza, ricavando per ciascun segmento di parete il carico a metro lineare. Per semplicità il carico delle rampe laterali (oblique), sarà comunque considerato come direttamente applicato lungo l'asse delle pareti al piano di riferimento.

Carico unitario: RAMPE - R1 (proiezione orizzontale)											
Carico permanente rampa R1(G1+G2) =				6,85	kN/m ²						
Carico variabile rampa R1(Qk) =				4,00	kN/m ²						
Carico unitario: PIANEROTTOLI - R1p											
Carico permanente pianer. R1p(G1+G2) =				7,25	kN/m ²						
Carico variabile pianer. R1p(Qk) =				4,00	kN/m ²						
ANALISI DEI CARICHI SCALA - A (Scuola media)											
Parete	L [m]	Ai"(rampa) [m ²]	Ai" (pianer.) [m ²]	R1(G) [kN]	R1(Q) [kN]	R1p(G) [kN]	R1p(Q) [kN]	qP(g) [kN/m]	qP(qk) [kN/m]	Ψ_2 (CEsisma)	qP(g+ Ψ_2 q) [kN/m]
1_2	1,90	0,00	2,85	0,00	0,00	20,66	11,40	10,88	6,00	0,60	14,48
2_3	3,00	4,50	0,00	30,83	18,00	0,00	0,00	10,28	6,00	0,60	13,88
3_4	1,85	0,00	2,78	0,00	0,00	20,12	11,10	10,88	6,00	0,60	14,48
4_5	2,85	0,00	5,27	0,00	0,00	38,23	21,09	13,41	7,40	0,60	17,85
5_6	1,85	0,00	2,78	0,00	0,00	20,12	11,10	10,88	6,00	0,60	14,48
6_7	3,00	4,50	0,00	30,83	18,00	0,00	0,00	10,28	6,00	0,60	13,88
7_8	1,90	0,00	2,85	0,00	0,00	20,66	11,40	10,88	6,00	0,60	14,48
ANALISI DEI CARICHI SCALA - B (Convento)											
Parete	L [m]	Ai"(rampa) [m ²]	Ai" (pianer.) [m ²]	R1(G) [kN]	R1(Q) [kN]	R1p(G) [kN]	R1p(Q) [kN]	qP(g) [kN/m]	qP(qk) [kN/m]	Ψ_2 (CEsisma)	qP(g+ Ψ_2 q) [kN/m]
1_2	1,05	0,00	1,68	0,00	0,00	12,18	6,72	11,60	6,40	0,60	15,44
2_3	2,90	4,64	0,00	31,78	18,56	0,00	0,00	10,96	6,40	0,60	14,80
3_4	1,65	0,00	2,64	0,00	0,00	19,14	10,56	11,60	6,40	0,60	15,44
4_5	2,80	0,00	4,62	0,00	0,00	33,50	18,48	11,96	6,60	0,60	15,92
5_6	1,65	0,00	2,64	0,00	0,00	19,14	10,56	11,60	6,40	0,60	15,44
6_7	2,90	4,64	0,00	31,78	18,56	0,00	0,00	10,96	6,40	0,60	14,80
7_8	1,05	0,00	1,68	0,00	0,00	12,18	6,72	11,60	6,40	0,60	15,44
8_1	2,80	0,00	2,94	0,00	0,00	21,32	11,76	7,61	4,20	0,60	10,13
ANALISI DEI CARICHI SCALA INTERNA (Convento)											
Parete	L [m]	Ai"(rampa) [m ²]	Ai" (pianer.) [m ²]	R1(G) [kN]	R1(Q) [kN]	R1p(G) [kN]	R1p(Q) [kN]	qP(g) [kN/m]	qP(qk) [kN/m]	Ψ_2 (CEsisma)	qP(g+ Ψ_2 q) [kN/m]
1_2	4,50	4,05	0,00	25,92	16,20	0,00	0,00	5,76	3,60	0,60	7,92

6) Analisi dei carichi travi in c.a – pareti (CE-SISMA).

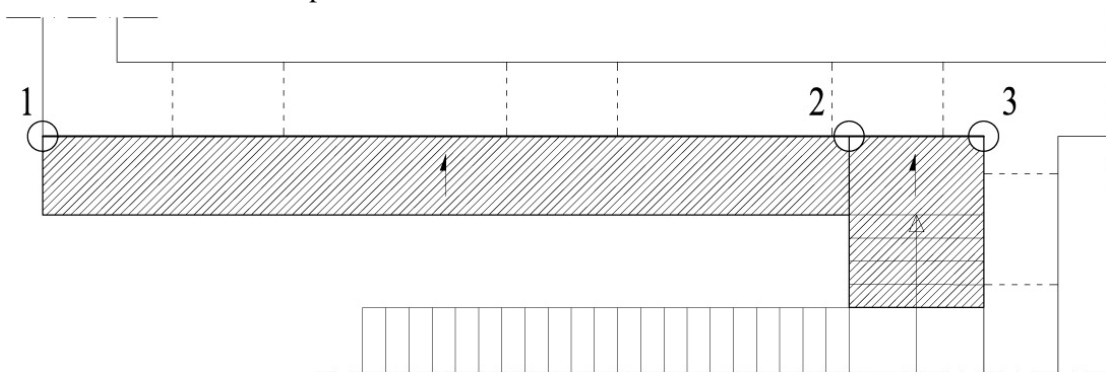


TRAVE 1 - I (60*30)						
L =	2,50	m	h =	0,30	m	b = 0,60 m
Peso proprio (g1)			g1 =		4,50	[kN/m]
Carico totale semiluce solaio (P1c) su lunghezza x=1,30m			w(P1c) =		26,40	[kN/m]
			V1 =		31,02	[kN]
			V2 =		14,54	[kN]
TRAVE 1 - II (60*30)						
L =	2,70	m	h =	0,30	m	b = 0,60 m
Peso proprio (g1)			g1 =		4,50	[kN/m]
Carico totale semiluce solaio (P1c)			w(P1c) =		11,43	[kN/m]
Carico fascia di 1m solaio (P1c)			w(P1c) =		9,00	[kN/m]
			V1 =		33,66	[kN]
			V2 =		33,66	[kN]
TRAVE 2 - II (60*30)						
L =	2,55	m	h =	0,30	m	b = 0,60 m
Peso proprio (g1)			g1 =		4,50	[kN/m]
Carico totale semiluce solaio (P1a)			w(P1a) =		17,25	[kN/m]
Carico fascia di 1m solaio (P1a)			w(P1a) =		10,00	[kN/m]
			V1 =		40,49	[kN]
			V2 =		40,49	[kN]
TRAVE 3 - II (50*30)						
L =	2,55	m	h =	0,30	m	b = 0,50 m
Peso proprio (g1)			g1 =		3,75	[kN/m]
Carico totale semiluce solaio (P1a)			w(P1a) =		12,55	[kN/m]
Carico fascia di 1m solaio (P1a)			w(P1a) =		10,00	[kN/m]
			V1 =		33,53	[kN]
			V2 =		33,53	[kN]
TRAVE 1 - III (30*50)						
L =	2,35	m	h =	0,50	m	b = 0,30 m
Peso proprio (g1)			g1 =		3,75	[kN/m]
Carico fascia di 1m solaio (PC)			w(PC) =		7,00	[kN/m]
Carico fascia di 1m solaio (PC)			w(PC) =		7,00	[kN/m]
			V1 =		20,86	[kN]
			V2 =		20,86	[kN]
TRAVE 2 - III (50*50)						
L =	2,80	m	h =	0,50	m	b = 0,50 m
Peso proprio (g1)			g1 =		6,25	[kN/m]
Carico totale semiluce solaio (PC)			w(PC) =		26,75	[kN/m]
Carico fascia di 1m solaio (PC)			w(PC) =		7,00	[kN/m]
			V1 =		56,00	[kN]
			V2 =		56,00	[kN]
TRAVE 3 - III (50*50)						
L =	3,55	m	h =	0,50	m	b = 0,50 m
Peso proprio (g1)			g1 =		6,25	[kN/m]
Carico totale semiluce solaio (PC)			w(PC) =		27,61	[kN/m]
Carico fascia di 1m pianerottolo c.a. (R1p)			w(R1p) =		7,00	[kN/m]
			V1 =		72,52	[kN]

				V2=	72,52	[kN]
TRAVE 4 - III (50*50)						
L =	2,60	m	h =	0,50	m	b = 0,50 m
Peso proprio (g1)			g1=		6,25	[kN/m]
Carico totale semiluce solaio (PC)			w(PC)=		27,73	[kN/m]
Carico fascia di 1m solaio (PC)			w(PC)=		7,00	[kN/m]
				V1=	53,28	[kN]
				V2=	53,28	[kN]
TRAVE 1- IV (50*30) - Torrino scala						
L =	3,60	m	h =	0,30	m	b = 0,50 m
Peso proprio (g1)			g1=		3,75	[kN/m]
Carico fascia di 1m solaio (PC)			w(PC)=		7,00	[kN/m]
				V1=	19,35	[kN]
				V2=	19,35	[kN]

7) Analisi dei carichi balcone - pareti.

Con riferimento al balcone del 1° impalcato del convento, si ricava il carico lineare trasmesso alla parete perimetrale in muratura portante. Si terrà conto inoltre del peso della scala esterna, in parte sostenuta a sbalzo dalla stessa parete.



Carico lineare PARETE 1-2:

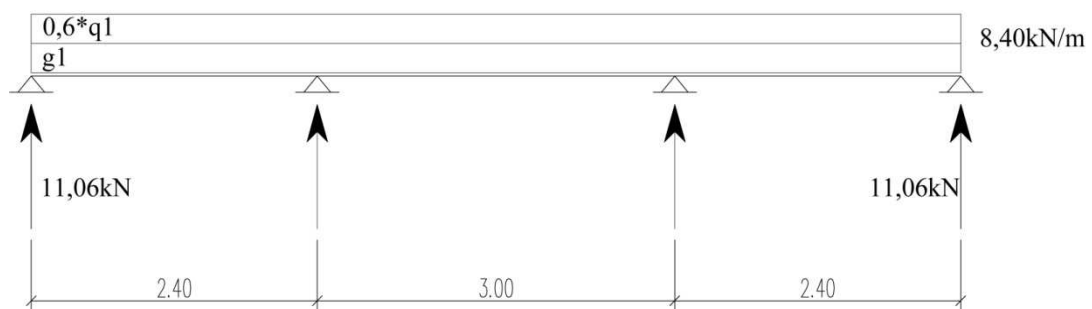
$$qP(1-2) = [w(PB) \cdot 7,40] / L = (6,00 \cdot 7,40) / 8,7 = 5,12 \text{ kN/m}$$

Carico lineare PARETE 2-3:

$$qP(2-3) = [(w(R1p) \cdot 0,123) + (w(R1) \cdot 1,45)] / L = [(10,00 \cdot 0,123) + (9,50 \cdot 1,45)] / 1,45 = 10,35 \text{ kN/m}$$

8) Analisi dei carichi elementi portati secondari (passerella in acciaio 2° impalcato).

Nel caso della passerella in acciaio, si dovrà determinare il carico per unità di lunghezza trasmesso dalla struttura metallica sulle pareti perimetrali dell'atrio interno. Tale carico dovrà essere considerato come massa sismica applicata sulla muratura, al fine di eseguire le analisi strutturali. Per far ciò si assumerà per la passerella uno schema statico semplificato (trave su appoggi), ricavando le azioni/reazioni trasmesse ai vincoli sulle murature laterali.



Carico lineare passerella in acciaio su pareti 2° Impalcato.

Struttura portante:

Travi principali: 2*HEB200 (L=7,8m) 9,6 kN

Piastra di base in lamiera di acciaio (S=1,2cm) 11,8 kN

Traverse secondarie: 5*HEB200 (L=1,6m) 4,9 kN

Pannelli verticali vetrati e copertura:

Pannelli verticali di parete: 9*Pannelli vetrati (0,9m) 10,16 kN

Copertura in pannelli di lamiera coibentata (S=4cm) 1,6 kN

Totale risultante carichi permanenti (G)		38,06	kN
Carico permanente distribuito passerella G/7,8m = (g1)		5,00	kN/m
Cat. C2 - Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	kN/m ²	
Carico accidentale distribuito passerella (4,00*1,6m) = (q1)		6,40	kN/m

Il carico accidentale (Q_k - Cat. C2), per le *combinazioni di carico sismiche CE (SLU-SLE sisma)* deve essere ridotto secondo il coefficiente di combinazione $\Psi_{2j} = 0,60$. Si assumerà ai fini delle analisi sismiche un carico distribuito passerella: $q(\text{passerella}) = g1 + \Psi_{21} \cdot q1 = 5,00 + 0,60 \cdot 6,40 = 8,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Risolvendo mediante solutore SAP2000 lo schema statico, si ricavano le azioni trasmesse agli appoggi dalla passerella sulle pareti, per l'intera larghezza $L=1,6\text{m}$. Essendo $V = 11,06\text{kN}$, si ricava il *carico lineare agente sulle pareti di vincolo*: $q_p = 11,06\text{kN}/1,6\text{m} = 6,92 \text{ kN/m}$.

3.6.1.5 – Analisi dei carichi gravitazionali dovuti alla neve (§3.4 NTC08).

Il carico provocato dalla neve sulle coperture è valutato mediante la seguente relazione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = [\text{kN/m}^2]$$

dove:

q_s = carico neve sulla copertura per unità di superficie;

μ_i = coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} = valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo $[\text{kN/m}^2]$ per un periodo di ritorno di 50 anni, nel sito in esame.;

C_E = coefficiente di esposizione;

C_t = coefficiente termico.

Secondo le NTC08, Potenza è situata in Zona III. Essendo l'altitudine massima sul livello del mare del sito superiore a 200m ($a_s = 355\text{m s.l.m.}$), si ricaverà il *valore caratteristico del carico neve al suolo*

$$\text{come: } q_{sk} = 0,85 \cdot \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right] = 0,85 \cdot \left[1 + \left(\frac{355}{481} \right)^2 \right] = 1,32 [\text{kN/m}^2]$$

Essendo la copertura orizzontale ($\alpha=0$), il coefficiente di forma risulta $\mu_i = 0,80$.

Inoltre si considera il fabbricato realizzato in un'area in cui il vento non attua una significativa azione di rimozione della neve sulla costruzione, per cui $C_E=1,00$. Non avendo a disposizione uno specifico studio relativo allo scioglimento della neve causato dal calore della costruzione, si assume $C_t=1,00$.

Si ricava il *carico neve sulla copertura per unità di superficie*:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,8 \cdot 1,32 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = 1,056 [\text{kN/m}^2]$$

Il carico variabile neve per quota ($< 1000\text{m s.l.m.}$), per le *combinazioni di carico sismiche CE (SLU-SLE sisma)* deve essere ridotto secondo il coefficiente di combinazione $\Psi_{2j} = 0,00$, ovvero in presenza di azione sismica si esclude la presenza contemporanea della neve. Per tutte le altre *combinazioni di carico statiche* (in assenza di azioni sismiche), sia per SLU che per SLE, il carico neve di calcolo ($q_s=1,056\text{kN/m}^2$) non è stato adottato, in quanto inferiore al carico variabile di esercizio assunto per la categoria in esame (H2): $Q_k=2,00 \text{ kN/m}^2$.

Essendo $\alpha=0$ (copertura orizzontale) si trascureranno in sicurezza gli effetti del vento per pressioni normali al piano (effetti tipici delle coperture a falda). Si trascurerà inoltre l'effetto della pressione del vento tangente al piano orizzontale di copertura.

- Calcolo del carico statico equivalente normale dovuto al vento per pareti verticali:

$$p_{n,sop} = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 456 \cdot 2,23 \cdot 0,8 \cdot 1 = 813,5 \text{ [Pa]} \text{ (pressione normale per pareti sopravento)}$$

$$p_{n,sot} = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 456 \cdot 2,23 \cdot |0,4| \cdot 1 = 406,75 \text{ [Pa]} \text{ (pressione normale per pareti sottovento)}$$

Il carico variabile vento, per le *combinazioni di carico sismiche CE (SLU-SLE sisma)* deve essere ridotto secondo il coefficiente di combinazione $\Psi_{2j} = 0,00$, ovvero in presenza di azione sismica si esclude la presenza contemporanea del vento. Per tutte le altre *combinazioni di carico statiche* (in assenza di azioni sismiche), sia per SLU che per SLE, il carico vento di calcolo (p_n) sarà applicato come una pressione orizzontale distribuita sia per le pareti sopravento che sottovento, considerando tutte le possibili configurazioni.

3.7 Caratterizzazione della pericolosità sismica del sito: azione sismica di progetto (§3.2 NTC08).

In base a quanto già definito ai paragrafi precedenti, le *azioni sismiche di progetto* saranno determinate per il sito in esame con riferimento ai seguenti parametri: Comune di Sant'Arcangelo (PZ); $V_n=50$ anni; CLASSE D'USO III ($C_u=1,5$); $V_r = 75$ anni. Le azioni sismiche di progetto si calcolano a partire dalla *pericolosità sismica di base del sito* di costruzione. Le forme spettrali di base sono definite, per ciascuno *stato limite di verifica*, a partire dai valori dei parametri su sito di riferimento rigido e orizzontale: $(a_g; F_0; T_C^*)_i$.

1) Amplificazione stratigrafica (§3.2.3.1 - NTC08).

Definita la categoria di sottosuolo, sulla base delle indagini in sito: per $V_{s,30} = 553,81 \text{ m/s}$ ($360 < V_s < 800 \text{ m/s}$) => CATEGORIA DI SOTTOSUOLO B. Si procede alla determinazione dei parametri correttivi degli spettri di risposta elastica (in forma ed intensità), come dalle relazioni della Tab. 3.2.V - NTC08.

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]	S_s [-]	C_c [-]	T_C [s]
SLO	45	0,048	2,445	0,312	1,2000	1,3882	0,4337
SLD	75	0,059	2,536	0,338	1,2000	1,3667	0,4617
SLV	712	0,139	2,571	0,453	1,2000	1,2887	0,5839

$S_s =$ Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$C_c =$ Coefficiente di correzione del periodo di controllo del tratto a velocità costante ($T_c = T_c^* \cdot C_c$)

2) Amplificazione topografica (§3.2.3.1 - NTC08).

Definita la categoria topografica per il sito di progetto: CAT. T4 (sito in corrispondenza della cresta del rilievo), si determina il *coefficiente di amplificazione topografica* comune per gli spettri elastici: $S_t=1,4$.

3.7.1 – Determinazione dell'azione sismica di progetto: spettri di risposta elastica (§3.2.3).

La norma definisce l'azione sismica di progetto per una data struttura, mediante la costruzione di opportuni *spettri di risposta in pseudo accelerazione*. Tali spettri costituiscono una sorta di involucro degli spettri dei terremoti attesi in futuro, secondo i periodi di ritorno. In generale l'azione sismica prevista presenta 3 componenti spaziali traslazionali, due orizzontali oscillatorie (X;Y tra loro ortogonali) ed una verticale sussultoria (Z), considerate tra loro indipendenti.

1) Spettri di progetto SLE §3.2.3.4 (SLO, SLD).

Per gli stati limite di esercizio lo **spettro di progetto** $S_d(T) = S_e(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, coincide con lo spettro di risposta elastico riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} di ciascuno stato limite. In generale lo *spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali*, si ricava per un fattore di smorzamento convenzionale del 5%, mediante le relazioni riportate al (§3.2.3.2) delle NTC08

2) Spettri di progetto SLU §3.2.3.5 (solo SLV) .

Per gli *stati limite ultimi* qualora le verifiche non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo (analisi non lineari), ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovreresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T) = S_e(T)/q$ da utilizzare è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, con le ordinate ridotte del fattore di struttura (q) definito al capitolo 7 delle NTC08 per ciascuna tipologia strutturale. L'uso del fattore di struttura vale esclusivamente nei casi di analisi statiche e dinamiche lineari.

Per il calcolo del fattore (q) si effettuano le seguenti ipotesi:

- Struttura esistente in muratura
- Struttura non regolare in pianta e non regolare in altezza.
- Edificio appartenente alla **CD-B** (Classe di duttilità bassa), con bassa capacità dissipativa.

Nel caso in esame, per struttura non regolare in altezza, si assumerà $K_R = 0,8$. Il valore di q_0 , si calcola secondo il §7.8.1.3 (*Costruzioni in muratura – modalità costruttive e fattori di struttura*) come:

$$q_0 = \text{MEDIA} \left(1; 2,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \right) \text{ (Costruzioni in muratura ordinaria)}$$

$$\alpha_u/\alpha_1 = 1,8 \text{ (struttura in muratura ordinaria a due o più piani)} \Rightarrow 2,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 2,00 \cdot 1,8 = 3,6$$

$$\text{Si ricava: } q_0 = \text{MEDIA} (1; 3,6) = 2,3$$

Sulla base di tali considerazioni, per il caso in esame, considerando il caso di struttura in muratura ordinaria a più piani, non regolare in pianta e altezza, il *fattore di struttura* è dato da:

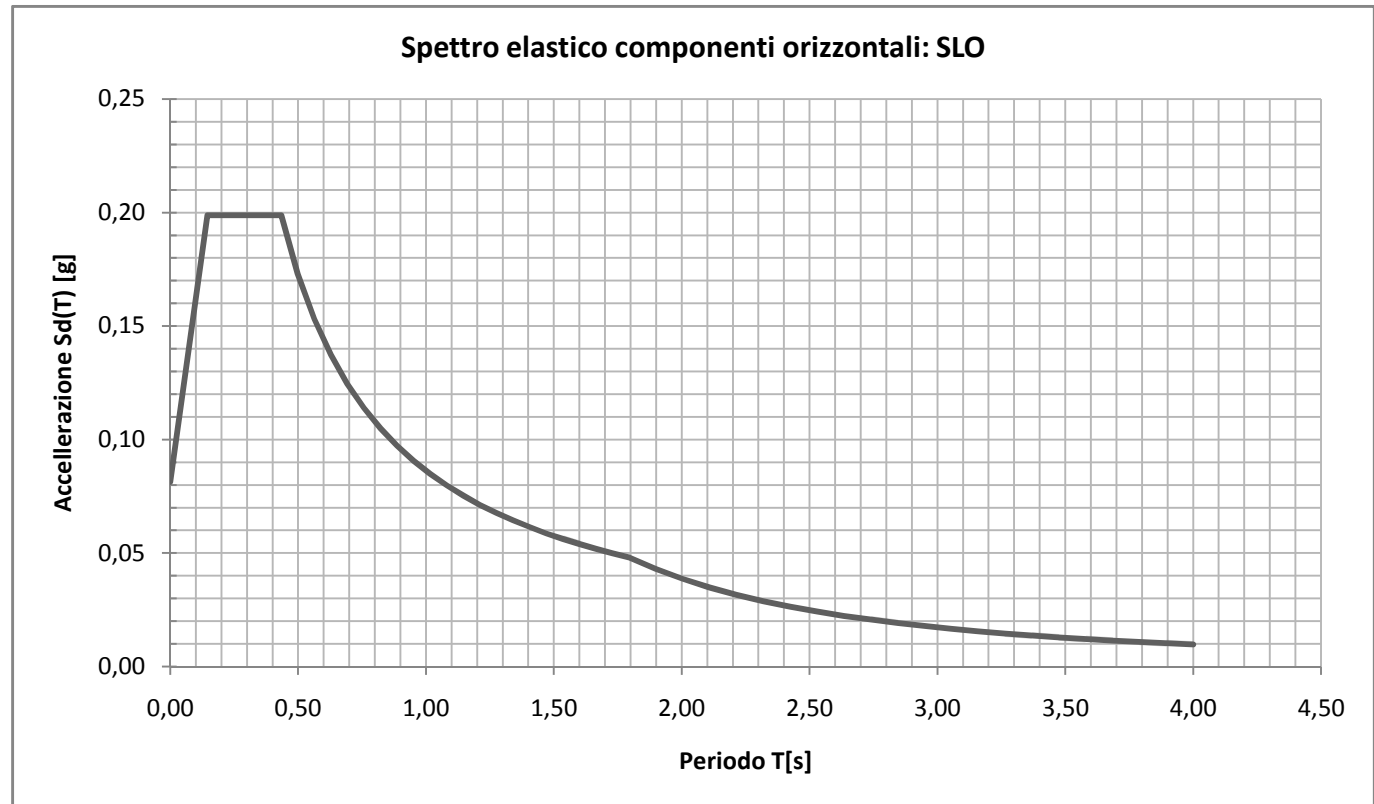
$$q = q_0 \cdot K_R = 2,30 \cdot 0,8 = 1,84$$

Di seguito si riportano gli *spettri di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali* $S_d(T)$, corrispondenti a ciascuno *stato limite di esercizio* considerato: SLO (Stato limite di operatività); SLD (Stato limite di danno). Inoltre si riportano, gli *spettri di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali* $S_d(T)$, corrispondenti a ciascuno *stato limite ultimo* considerato: SLV (Stato limite di salvaguardia della vita). Gli spettri sono calcolati mediante software “Spettri di risposta ver1.0.3” come fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (NTC08).

**Spettro di progetto in accelerazione della componente sismica orizzontale.
SLO (STATO LIMITE DI OPERATIVITA')**

Edificio	Scuola media "p.za Amendola"	STATO LIMITE	P _{VR}	T _R	ag	F0	T _C *	S _s	St	S=S _s *St	C _c	T _C	T _B	T _D
Località	Sant'Arcangelo (PZ)		[%]	[anni]	[g]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[s]	[s]	[s]
Vita nominale	50	SLO	81%	45	0,048	2,445	0,312	1,200	1,400	1,680	1,388	0,434	0,145	1,794
Classe d'uso	III (Cu=1,5)	Coefficiente smorzamento = 5%												
Vita di riferimento	75													
Categoria di sottosuolo	B													
Categoria topografica	T4													

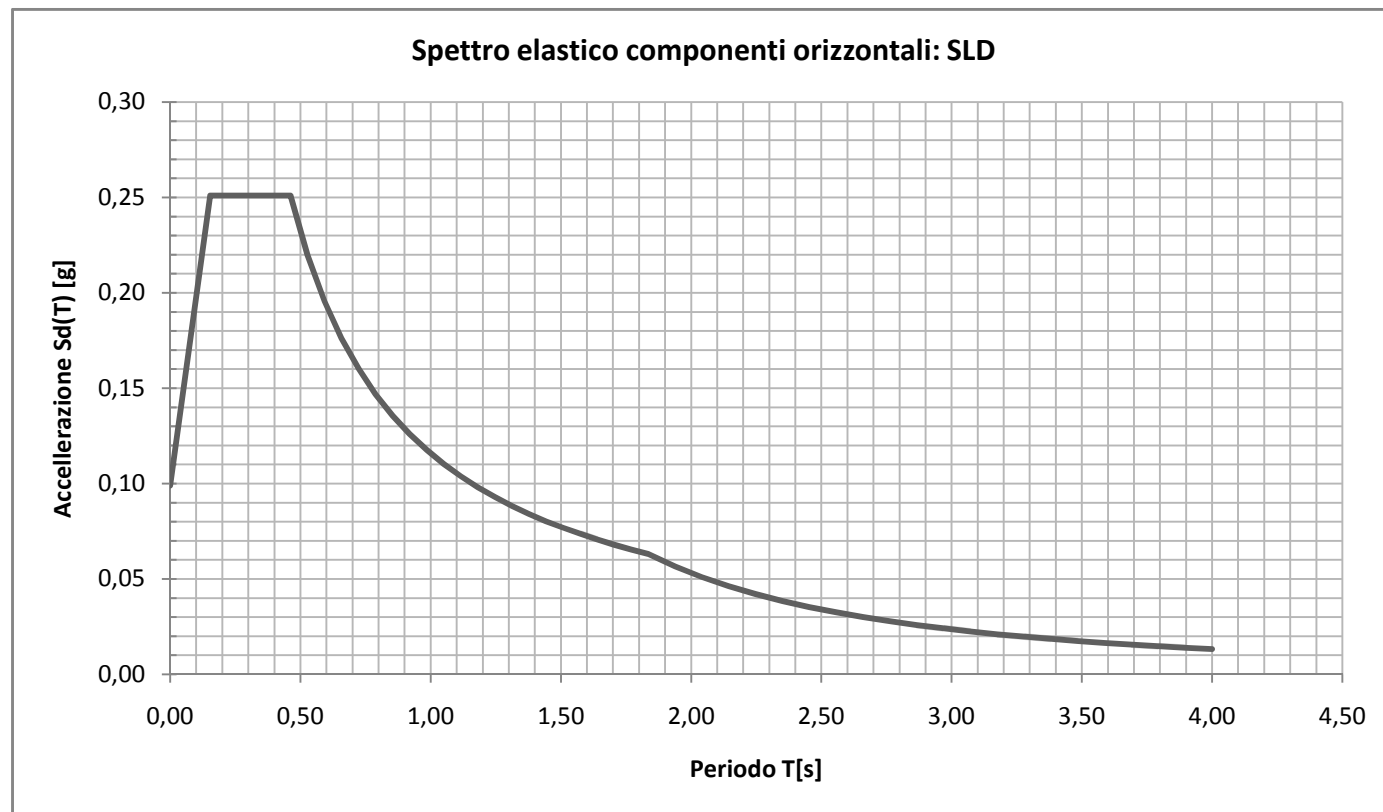
	T	Sd (T)	T _D	1,794	0,048
	[s]	[g]			
	0,000	0,081			
T _B	0,145	0,199		1,899	0,043
T _C	0,434	0,199		2,004	0,039
	0,498	0,173		2,109	0,035
	0,563	0,153		2,214	0,032
	0,628	0,137		2,319	0,029
	0,693	0,124		2,424	0,026
	0,757	0,114		2,529	0,024
	0,822	0,105		2,634	0,022
	0,887	0,097		2,739	0,021
	0,952	0,091		2,844	0,019
	1,016	0,085		2,949	0,018
	1,081	0,080		3,054	0,017
	1,146	0,075		3,159	0,015
	1,211	0,071		3,265	0,015
	1,275	0,068		3,370	0,014
	1,340	0,064		3,475	0,013
	1,405	0,061		3,580	0,012
	1,470	0,059		3,685	0,011
	1,534	0,056		3,790	0,011
	1,599	0,054		3,895	0,010
	1,664	0,052		4,000	0,010
	1,729	0,050			



**Spettro di progetto in accelerazione della componente sismica orizzontale.
SLD (STATO LIMITE DI DANNO)**

Edificio	Scuola media "p.za Amendola"	STATO LIMITE	P_{VR}	T_R	ag	F0	T_c^*	Ss	St	S=Ss*St	Cc	T_C	T_B	T_D
Località	Sant'Arcangelo (PZ)		[%]	[anni]	[g]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[s]	[s]	[s]
Vita nominale	50	SLD	63%	75	0,059	2,536	0,338	1,200	1,400	1,680	1,367	0,462	0,154	1,836
Classe d'uso	III (Cu=1,5)	Coefficiente smorzamento = 5%												
Vita di riferimento	75													
Categoria di sottosuolo	B													
Categoria topografica	T4													

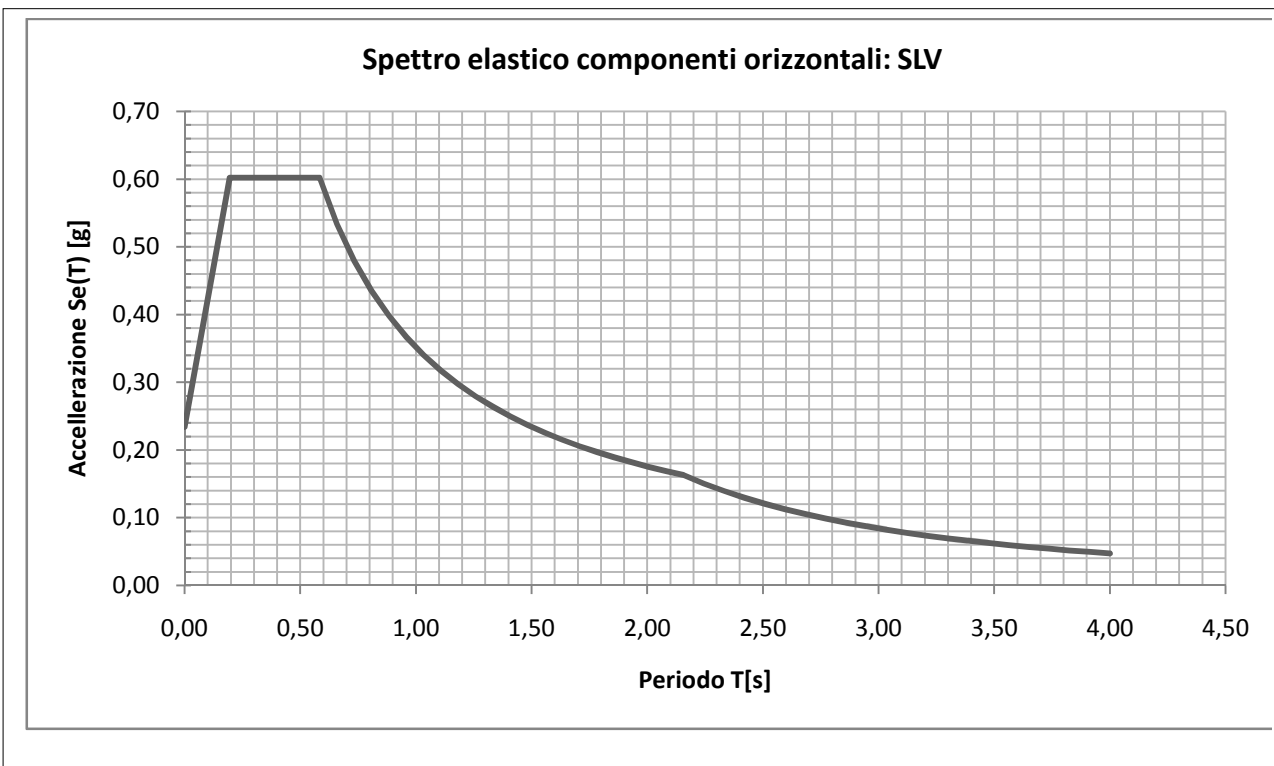
	T [s]	Sd(T) [g]			
	0,000	0,099	T_D	1,836	0,063
T_B	0,154	0,251		1,939	0,057
T_C	0,462	0,251		2,042	0,051
	0,527	0,220		2,145	0,046
	0,593	0,196		2,248	0,042
	0,658	0,176		2,351	0,038
	0,723	0,160		2,454	0,035
	0,789	0,147		2,557	0,033
	0,854	0,136		2,660	0,030
	0,920	0,126		2,763	0,028
	0,985	0,118		2,866	0,026
	1,051	0,110		2,969	0,024
	1,116	0,104		3,072	0,023
	1,181	0,098		3,175	0,021
	1,247	0,093		3,279	0,020
	1,312	0,088		3,382	0,019
	1,378	0,084		3,485	0,018
	1,443	0,080		3,588	0,017
	1,508	0,077		3,691	0,016
	1,574	0,074		3,794	0,015
	1,639	0,071		3,897	0,014
	1,705	0,068		4,000	0,013
	1,770	0,065			



Spettro di progetto in accelerazione della componente sismica orizzontale.

SLV (STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA)

Edificio	Scuola media "p.zza Amendola"	STATO LIMITE	P _{VR}	T _R	ag	F0	T _C *	S _s	St	S=S _s *St	C _c	T _C	T _B	T _D
Località	Sant'Arcangelo (PZ)		[%]	[anni]	[g]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[s]	[s]	[s]
Vita nominale	50	SLV	10%	712	0,139	2,571	0,453	1,200	1,400	1,680	1,289	0,584	0,195	2,157
Classe d'uso	III (C _u =1,5)	Coefficiente smorzamento = 5%												
Vita di riferimento	75													
Categoria di sottosuolo	B													
Categoria topografica	T4													
	T	Se (T)												
	[s]	[g]												
	0,000	0,234	T _D	2,157	0,163									
T _B	0,195	0,602		2,245	0,150									
T _C	0,584	0,602		2,333	0,139									
	0,659	0,533		2,420	0,129									
	0,734	0,479		2,508	0,121									
	0,809	0,435		2,596	0,112									
	0,884	0,398		2,684	0,105									
	0,959	0,367		2,771	0,099									
	1,033	0,340		2,859	0,093									
	1,108	0,317		2,947	0,087									
	1,183	0,297		3,035	0,082									
	1,258	0,279		3,122	0,078									
	1,333	0,264		3,210	0,074									
	1,408	0,250		3,298	0,070									
	1,483	0,237		3,386	0,066									
	1,558	0,226		3,473	0,063									
	1,633	0,215		3,561	0,060									
	1,708	0,206		3,649	0,057									
	1,783	0,197		3,737	0,054									
	1,858	0,189		3,824	0,052									
	1,932	0,182		3,912	0,050									
	2,007	0,175		4,000	0,047									
	2,082	0,169												



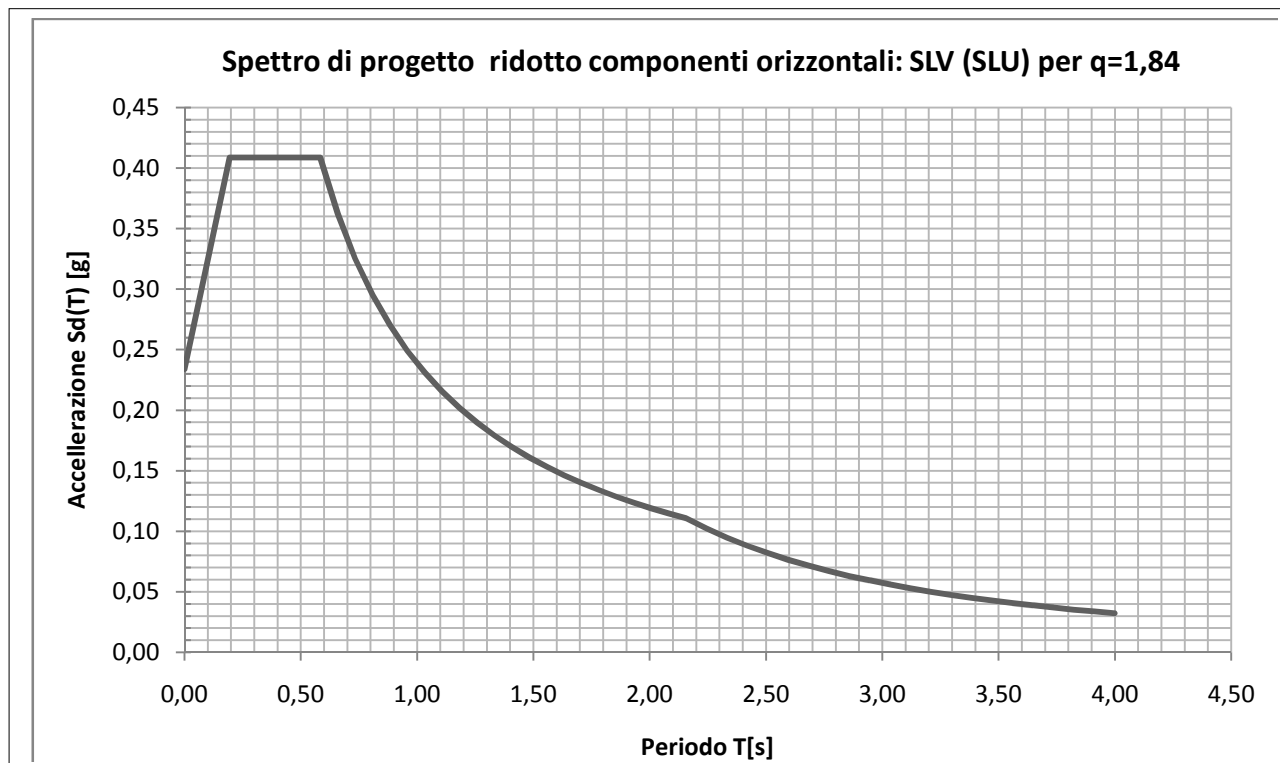
**Spettro di progetto RIDOTTO in accelerazione della componente sismica orizzontale.
SLV (STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA)**

Edificio	Scuola media "p.zza Amendola"	STATO LIMITE	P _{VR}	T _R	ag	F0	T _C *	S _s	S _t	S=S _s *S _t	C _c	T _C	T _B	T _D
Località	Sant'Arcangelo (PZ)		[%]	[anni]	[g]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[s]	[s]	[s]
Vita nominale	50	SLV	10%	712	0,139	2,571	0,453	1,200	1,400	1,680	1,289	0,584	0,195	2,157

Classe d'uso	III (C _u =1,5)
Vita di riferimento	75
Categoria di sottosuolo	B
Categoria topografica	T4
Fattore di struttura (q)	1,84

Coefficiente smorzamento = 5%

	T [s]	S _d (T) [g]			
	0,000	0,234	T _D	2,157	0,111
T _B	0,195	0,409		2,245	0,102
T _C	0,584	0,409		2,333	0,095
	0,659	0,362		2,420	0,088
	0,734	0,325		2,508	0,082
	0,809	0,295		2,596	0,076
	0,884	0,270		2,684	0,072
	0,959	0,249		2,771	0,067
	1,033	0,231		2,859	0,063
	1,108	0,215		2,947	0,059
	1,183	0,202		3,035	0,056
	1,258	0,190		3,122	0,053
	1,333	0,179		3,210	0,050
	1,408	0,170		3,298	0,047
	1,483	0,161		3,386	0,045
	1,558	0,153		3,473	0,043
	1,633	0,146		3,561	0,041
	1,708	0,140		3,649	0,039
	1,783	0,134		3,737	0,037
	1,858	0,129		3,824	0,035
	1,932	0,124		3,912	0,034
	2,007	0,119		4,000	0,032
	2,082	0,115			



3.8 Analisi dello stato di fatto. Modellazione strutturale, metodi di analisi e criteri di verifica. Analisi sismica globale, meccanismi di 2° modo nel piano.

La valutazione della vulnerabilità sismica per l'edificio in esame sarà eseguita esclusivamente con riferimento ai meccanismi di 2° modo nel piano delle pareti. Per brevità non vengono studiati i meccanismi locali per azioni fuori dal piano (1°modo) che a rigori precedono le valutazioni globali. L'analisi sismica globale sarà condotta mediante analisi statica non lineare (pushover), modellando la struttura attraverso un telaio spaziale equivalente. Si utilizzerà il software di calcolo 3MURI® della S.T.A. DATA, il quale implementa un solutore non lineare e consente la modellazione a macroelementi delle pareti in muratura.

3.8.1 Modellazione strutturale (3MURI).

La modellazione numerica dell'edificio oggetto di studio viene eseguita attraverso la costruzione del telaio equivalente corrispondente alla geometria del fabbricato. Partendo dalla planimetria della struttura muraria si individuano i fili fissi delle singole pareti disposte nelle direzioni (X;Y) Dapprima si procede modellando le singole pareti piane, successivamente si completa eseguendo l'assemblaggio spaziale mediante l'individuazione dei nodi tridimensionali di intersezione.

Modellazione pareti.

Tutte le pareti vengono discretizzate per l'individuazione dei macroelementi quali: *maschi murari, fasce di piano, nodi rigidi bidimensionali*. La geometria degli elementi viene individuata attraverso il criterio della distribuzione a 30° descritto in precedenza. Per *pareti regolari* la modellazione è speditiva e facilmente possono essere individuati gli elementi resistenti. Per *pareti irregolari*, con vani non allineati o aventi geometrie differenti, è necessario adattare il modello. Esempio può essere la parete 7 in cui la geometria delle aperture varia da un livello all'altro e non c'è allineamento. Come si nota in presenza di una differenza di spessore tra le pareti di due livelli successivi, il generico pannello di fascia viene suddiviso in due elementi aventi larghezza distinta.

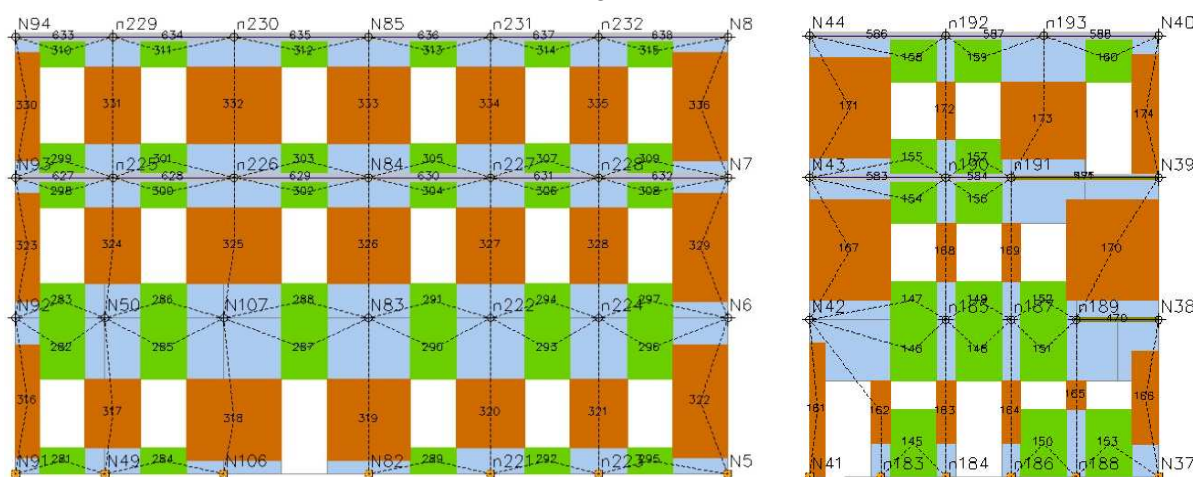


Fig. 76 – Esempio di modellazione a telaio equivalente delle pareti. Parete 12 regolare, parete 7 irregolare.

Nel modellazione numerica delle pareti, ai fine di valutare la risposta sismica globale (meccanismi nel piano delle pareti) si sono effettuate le seguenti ipotesi semplificative:

- Ciascun pannello murario (maschio, fascia) viene modellato localmente attraverso *l'elemento trave non lineare*, assumendo un legame (V- δ) taglio spostamento del tipo bilineare elastico perfettamente plastico, in accordo con le attuali disposizioni normative (NTC08);
- I nodi bidimensionali di intersezione tra i pannelli vengono considerati infinitamente rigidi;
- Per i singoli pannelli, ai fini deformativi, si terrà conto sia del contributo di rigidità flessionale che tagliante.

- Per i maschi murari si assumono sezioni resistenti rettangolari, considerando il contributo della rigidità nel proprio piano medio. Viene trascurata la rigidità trasversale nel piano ortogonale delle pareti (non si tiene conto della risposta fuori dal piano).
- Inoltre viene trascurata l'eccentricità del baricentro di suddette sezioni rispetto al proprio piano medio. Ovvero non si considera l'eccentricità trasversale degli sforzi assiali nel piano ortogonale delle pareti dovuta alle variazioni di sezione. L'asse dei ritzi del telaio si fa coincidere con il baricentro geometrico delle sezioni a ciascun livello.
- L'assenza di elementi tensoresistenti al piano terra non consente l'effetto di accoppiamento, in tal caso le fasce sono state modellate trascurando la propria rigidità flessionale. Viceversa al 2° e 3° livello la presenza dei cordoli in c.a. consente l'effetto di accoppiamento e le fasce sono state modellate come elementi dotati di rigidità flessionale.

Modellazione impalcati.

Come osservato in precedenza, la presenza del sistema voltato al piano terra costituisce un indicatore di forte vulnerabilità della struttura. In tal caso, il *primo impalcato* è stato modellato come deformabile, considerando gli scarichi verticali delle volte come applicati direttamente sulle pareti verticali portanti, secondo il metodo delle aree di influenza. Le spinte orizzontali vengono inserite nel modello come carichi risultanti agenti nel piano medio delle pareti di controvento, ipotizzando la perfetta capacità di trasferimento delle stesse da parte delle pareti portanti su cui gravano. In pratica si assume l'infinita resistenza delle pareti portanti (su cui gravano le volte a botte) nel piano ortogonale, trasferendo le spinte direttamente alle pareti di spina come azioni agenti nel piano medio. Tale ipotesi può essere formulata solo se a priori si sono verificate le pareti portanti per gli effetti fuori dal piano (v. verifiche di resistenza e stabilità a pressoflessione delle pareti fuori dal piano– effetto ad arco).

I successivi impalcati (2° e 3°), essendo caratterizzati da solai in laterocemento con soletta avente spessore di 50mm, sono stati modellati come diaframmi rigidi dotati di infinita rigidità nel piano.

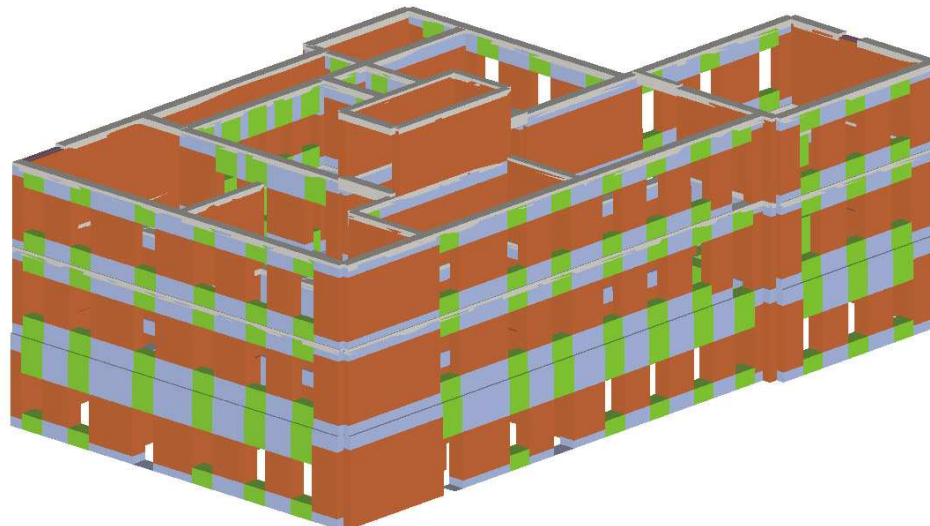


Fig. 77 – Modello tridimensionale a telaio equivalente della struttura in esame (3MURI).

3.8.2 – Definizione dei casi di analisi sismica globale.

Al capitolo precedente si è effettuata un'ampia descrizione dell'*analisi statica non lineare*, particolarmente indicata per l'analisi sismica globale di edifici in muratura ordinaria. Per il caso studio riportato si procederà seguendo la procedura standard di analisi, elaborando i risultati di analisi al fine di stimarne i livelli di sicurezza e i parametri di vulnerabilità secondo le attuali disposizioni normative. Attraverso l'analisi statica non lineare si determinerà la risposta globale dell'edificio nelle due direzioni principali (X;Y), trasversale e longitudinale, applicando l'azione sismica mediante due distribuzioni di forze. Il caso studio utilizzato si presta bene per descrivere tutte le problematiche

tipiche degli edifici esistenti in muratura ordinaria, realizzati in assenza di prescrizioni antisismiche, con materiali aventi scarse qualità meccaniche e caratterizzati da elementi di forte vulnerabilità quali: impalcato spingenti e deformabili al PT, assenza di elementi tensoresistenti nelle pareti, fasce di piano deboli, ecc. Tali problematiche saranno evidenziate man mano durante l'analisi dello stato di fatto della costruzione attraverso una lettura critica delle curve di pushover calcolate. Per una migliore comprensione, si riporta la planimetria generale con la numerazione delle pareti nel modello numerico adottato.

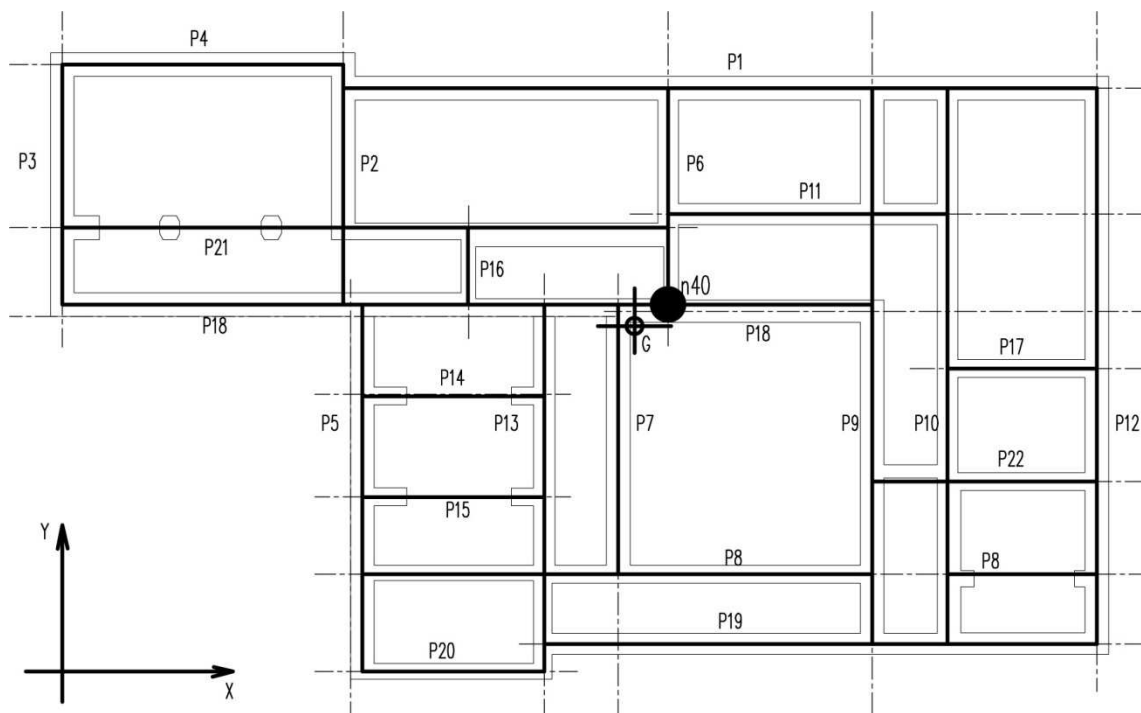


Fig. 78 – Pianta fili fissi telaio equivalente. Identificazione delle pareti modello 3MURI.

Verifica condizioni di applicabilità dell'analisi.

Prima di eseguire le analisi non lineari è opportuno valutare le condizioni di applicabilità delle stesse in relazione alle disposizioni normative. In generale l'analisi statica non lineare così come formulata dalla normativa (metodo N2), ha notevole vantaggio di tener conto degli aspetti relativi alle debolezze strutturali che non verrebbero evidenziate da analisi lineari. Queste informazioni riguardano la presenza di meccanismi instabili (locali e globali), l'evoluzione delle plasticizzazioni, le zone a maggior richiesta di duttilità, gli elementi fragili, la disponibilità di percorsi di carico alternativi (robustness). Le limitazioni nel campo di applicazione delle pushover dipendono fondamentalmente dal fatto che esse non colgono con adeguato grado di accuratezza gli effetti dinamici, soprattutto quando gli effetti dei modi di vibrare secondari divengono rilevanti. In particolare nelle strutture 3D è necessario verificare le masse partecipanti corrispondenti ai modi torsionali e conseguentemente adottare profili di carico opportuni (distribuzioni adattive). Per gli edifici esistenti in muratura, la normativa semplifica il problema considerando ininfluenza sulla risposta globale la forma del modo fondamentale di vibrare della struttura, consentendo l'utilizzo dell'analisi indipendentemente dalla massa partecipante. Tale condizione è vera in presenza di edifici regolari con impalcato rigidi, ma decade in presenza di strutture irregolari in pianta e altezza, dotate di impalcato deformabili in cui la percentuale di massa associata ai modi torsionali può non essere trascurabile.

Per il caso in esame si è eseguita una *analisi modale* preliminare, al fine di determinare le forme modali principali e valutare l'applicabilità delle restrizioni previste per l'analisi non lineare. Si è potuto notare che la struttura presenta un numero elevato di modi di vibrare significativi, dipendenti dall'aver assunto il primo impalcato come deformabile (ciascuna parete al PT sarà infatti dotata di

3g.d.l indipendenti). Si può notare però che i modi di vibrare prevalenti sono proprio quelli traslazionali con percentuali di masse partecipanti significative in entrambe le direzioni principali:

Modo	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
1 (traslaz. Y)	0,47981	5.100	0,12	2.879.279	68,92	118	0
3 (traslaz. X)	0,37695	3.424.491	81,96	31.702	0,76	15	0

Si nota che entrambe le percentuali di massa in direzione X ed Y sono comunque superiori al valore minimo del 60% previsto per le nuove costruzioni.

Definizione dei profili di carico e dei casi di analisi

Verificata l'applicabilità dell'analisi, si procede nel definire la forma delle distribuzioni di carico da adottare per la costruzione della curva di capacità (forza-spostamento) della struttura per ciascun caso di analisi. Dimostrata la prevalenza dei modi traslazionali, la scelta (così come prevista dalla norma) ricade su due tipologie di distribuzioni (§7.3.4.1):

- 1) **1° distribuzione del Gruppo 1:** distribuzione proporzionale alle forze statiche equivalenti e quindi alla forma del 1° modo di vibrare (approssimativamente triangolare).
- 2) **1° distribuzione del Gruppo 2:** distribuzione uniforme di forze proporzionale alle masse (approssimativamente costante).

La verifica prevede la costruzione di più curve di pushover corrispondenti a ciascun caso di analisi possibile, tenendo conto della:

- Differente direzione dell'azione sismica: assi (X;Y);
- Differente verso dell'azione: positivo e negativo ($\pm X$; $\pm Y$);
- Differente distribuzione delle azioni di spinta (modale o masse);
- Eccentricità accidentale ($\pm e$);

Combinando le varie possibilità si ottengono 24 casi di analisi di cui 16 in presenza di eccentricità e 8 in assenza di eccentricità. A ciascun caso di analisi corrisponderà la costruzione di una differente curva di capacità rappresentativa della struttura. *L'eccentricità accidentale*, consente di tener conto di una distribuzione reale delle masse di impalcato diversa rispetto a quanto ipotizzato (distribuzione uniforme). La norma prevede l'attribuzione di tali eccentricità imponendo di considerare, ad ogni impalcato, un centro di massa traslato di una quantità pari al 5% della lunghezza massima della struttura nella direzione ortogonale al sisma.

Calibrazione del modello e scelta del nodo di controllo.

Dovendo eseguire una analisi non lineare è necessario tener conto che la soluzione ottenuta non è univoca, ma è caratterizzata da un certo *livello di precisione* dipendente essenzialmente da due fattori: la *tolleranza* e il *numero di sottopassi*. Difatti la costruzione della curva di capacità si esegue mediante analisi al passo, andando ad approssimare attraverso una discretizzazione (a tratti lineari) della curva continua reale della struttura. In tal senso è indispensabile, prima di procedere con le analisi effettive, eseguire una calibrazione del modello attraverso analisi preliminari di tentativo. In tal senso si esegue una analisi preliminare della struttura in direzione X (verso positivo), secondo la distribuzione proporzionale alle masse, scegliendo come nodo di controllo il numero 40 posto al 3° livello prossimo al baricentro dell'impalcato. Si suppone inizialmente un numero di sottopassi pari a 200 ed un valore della tolleranza variabile. Al crescere della tolleranza l'errore associato alla curva sarà maggiore, mentre diminuirà riducendola. In teoria per valori elevati di tolleranza la curva tenderà alla soluzione elastica lineare (diventa una retta), mentre si modificherà (evidenziando la non linearità sul ramo plastico) riducendo l'errore consentito. In pratica al di sotto di una certa soglia di tolleranza non vi sarà più una sensibile variazione della curva, tale condizione corrisponderà alla soluzione accettabile del problema. Nel diagramma si riportano le curve di capacità di tentativo al fine di calibrare il valore

della tolleranza del solutore. In particolare si ripete il calcolo ammettendo una riduzione percentuale dell'errore (tolleranza) dal 10% fino allo 0,5% (5 per mille). Si nota che per una tolleranza compresa tra 0,01-0,005 la soluzione converge senza problemi e le curve tendono a coincidere (si risente meno dell'errore). Peraltro per un valore di tolleranza pari al minimo (0,005) la curva ottenuta consente di valutare con buona accuratezza il *ramo di softening*.

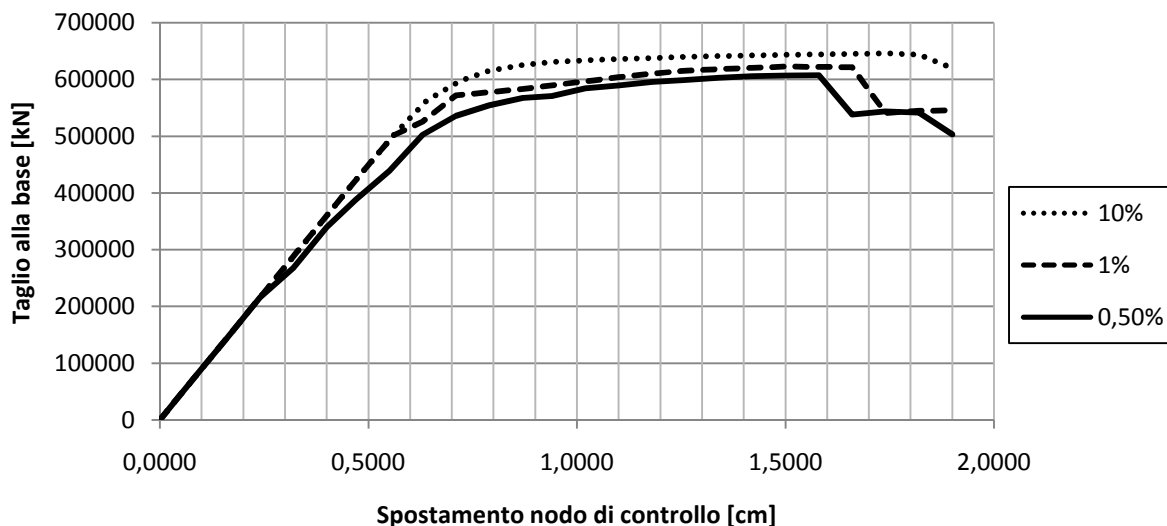


Fig. 79 – Sensibilità alla tolleranza modello 3MURI.

L'accuratezza della soluzione dipende strettamente dal *numero di sottopassi* impiegati per l'analisi non lineare. In generale tale numero non è noto a priori e può essere tarato con riferimento allo spostamento massimo del nodo di controllo. Nelle curve precedenti per uno spostamento massimo di 2cm si era assegnato per tentativo un numero di 200 sottopassi: ovvero al singolo passo si imponeva uno spostamento di un decimo di millimetro 1/100. In generale, tale rapporto garantisce una buona accuratezza del risultato. Per il caso in esame, al fine di tener conto di possibili valori degli spostamenti massimi più elevati (soprattutto per i casi di eccentricità o profili di carico triangolari come si vedrà nelle pagine successive) si sceglierà un numero di sottopassi pari al doppio $n=400$.

Un altro problema essenziale è quello della *definizione del nodo di controllo* per l'analisi, il quale condiziona fortemente i risultati delle analisi. Infatti, a partire dagli spostamenti di suddetto punto il solutore ricostruisce il campo di spostamenti dell'intera struttura. Nel caso in esame la presenza di impalcati rigidi soprattutto all'ultimo livello semplifica notevolmente il problema in quanto consente di scegliere un unico nodo rappresentativo della risposta globale. La deformabilità del primo impalcato può essere trascurata sulla scelta del nodo target in quanto limita il comportamento isolato delle pareti esclusivamente a tale livello, con spostamenti trascurabili rispetto a quelli dei livelli superiori dotati di impalcati rigidi. La scelta del nodo target è stata formulata partendo dalle seguenti ipotesi:

- Il nodo di controllo deve appartenere all'impalcato di copertura (3° Impalcato). Essendo stato modellato come diaframma rigido è bene riferirsi ad un nodo prossimo al baricentro delle masse di piano. In particolare si utilizzerà la funzione implementata nel solutore 3MURI che consente di riferire la curva di capacità della struttura ad uno spostamento medio, pesato sulle masse nodali dell'impalcato. In presenza di impalcato rigido, ciò coincide con l'ipotesi di assumere come punto di controllo proprio il baricentro delle masse di piano.
- Al fine di non sottostimare la capacità di spostamento ultima della struttura (scegliendo punti in corrispondenza di pareti molto resistenti, che in condizioni di collasso globale manifestano spostamenti molto ridotti rispetto ad altre) è necessario fissare il punto di controllo in corrispondenza della parete su cui si verifica il collasso (ovvero quella parete, che a seguito delle plasticizzazioni, produce il decadimento della resistenza sul tratto di softening della curva di capacità globale). Nel

caso in esame, si dimostrerà a breve che le pareti da cui si origina il collasso globale sono: la (13-7) in direzione Y a seguito delle plasticizzazioni a taglio e pressoflessione dei maschi murari di piano terra; la parete 18 in direzione X in cui si verifica un vero meccanismo di piano soffice con tutti i maschi murari al PT soggetti a rotture a taglio e pressoflessione.

Alla luce di tali osservazioni, si assumerà come punto di controllo in nodo 40 del 3° impalcato, prossimo al baricentro delle masse di piano e corrispondente all'intersezione tra le pareti 13 e 18.

La tabella seguente riporta i 24 casi di analisi statica non lineare che saranno eseguite mediante il solutore 3MURI.

N°	Dir. Sisma	Carico	Eccentricità [cm]	Sottopassi	Tolleranza
1	+X	Masse	0,00	400	0,005
2	+X	1° Modo	0,00	400	0,005
3	-X	Masse	0,00	400	0,005
4	-X	1° Modo	0,00	400	0,005
5	+Y	Masse	0,00	400	0,005
6	+Y	1° Modo	0,00	400	0,005
7	-Y	Masse	0,00	400	0,005
8	-Y	1° Modo	0,00	400	0,005
9	+X	Masse	102,40	400	0,005
10	+X	Masse	-102,40	400	0,005
11	+X	1° Modo	102,40	400	0,005
12	+X	1° Modo	-102,40	400	0,005
13	-X	Masse	102,40	400	0,005
14	-X	Masse	-102,40	400	0,005
15	-X	1° Modo	102,40	400	0,005
16	-X	1° Modo	-102,40	400	0,005
17	+Y	Masse	175,00	400	0,005
18	+Y	Masse	-175,00	400	0,005
19	+Y	1° Modo	175,00	400	0,005
20	+Y	1° Modo	-175,00	400	0,005
21	-Y	Masse	175,00	400	0,005
22	-Y	Masse	-175,00	400	0,005
23	-Y	1° Modo	175,00	400	0,005
24	-Y	1° Modo	-175,00	400	0,005

(Tabella di riepilogo casi di analisi).

3.8.3 Analisi dello stato di fatto.

3.8.3.1 Verifica delle analisi secondo NTC08 e calcolo della vulnerabilità.

Si procede a tal punto a lanciare le analisi statiche corrispondenti a ciascun caso mediante solutore 3MURI. Il prospetto dei risultati viene riportato nella tabella seguente. Secondo le disposizioni normative (NTC08) le verifiche globali consistono nel confronto tra la capacità di spostamento (D_u) del sistema (spostamento ultimo) e la domanda di spostamento (D_{max}) dovuta al sisma (spostamento massimo) e non sono richieste ulteriori verifiche locali sugli elementi strutturali.

In particolare per ciascuno stato limite si devono eseguire le seguenti verifiche:

- **Stato limite Ultimo (SLV):** $D_{max} \leq D_u$; $q^* < 3$

D_{max} = Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.

D_u = Spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente con il decadimento della curva Pushover di un valore pari al 20% di quello massimo.

q^* = rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente

- **Stato limite di Danno (SLD):** $D_{max}^{(SLD)} \leq D_d$

$D_{max}^{(SLD)}$ = Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno.

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

Stato limite di Operatività (SLO): $D_{max}^{(SLO)} \leq D_o$

$D_{max}^{(SLO)}$ = Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di operatività.

D_o = Spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.002)

Con riferimento ai livelli di sicurezza e indicatori di rischio, vengono calcolati i rapporti ($\alpha_u; \alpha_e$) in termini di PGA a spettro fissato. Il parametro (α_u) è considerato un indicatore del rischio di collasso, il parametro (α_e) un indicatore del rischio di inagibilità dell'opera e devono essere maggiori di uno.

N.	Dir. sisma	Carico	Ecc.	DMax	Du	q*	Ver.	DMax	Dd	Ver.	DMax	Do	Ver.	Alfa u	Alfa e
			[cm]	[cm]	[cm]	SLU		[cm]	[cm]		[cm]	[cm]			
1	+X	Masse	0	3,84	1,94	3,68	No	1,19	1,58	Si	0,89	1,34	Si	0,56	1,27
2	+X	1° modo	0	4,39	2,7	3,88	No	1,42	2,29	Si	1,08	1,97	Si	0,65	1,55
3	-X	Masse	0	3,76	1,9	3,66	No	1,16	1,58	Si	0,86	1,47	Si	0,56	1,31
4	-X	1° modo	0	4,32	2,7	3,88	No	1,4	2,3	Si	1,06	2,3	Si	0,66	1,58
5	+Y	Masse	0	4,74	1,92	4,56	No	1,58	1,8	Si	1,21	1,8	Si	0,44	1,13
6	+Y	1° modo	0	5,64	2,52	4,68	No	1,9	2,08	Si	1,41	2,08	Si	0,46	1,09
7	-Y	Masse	0	4,79	2,07	4,69	No	1,6	1,76	Si	1,22	1,76	Si	0,46	1,09
8	-Y	1° modo	0	5,7	2,56	4,82	No	1,92	1,87	No	1,42	1,87	Si	0,47	0,98
9	+X	Masse	102,4	3,86	1,96	3,68	No	1,2	1,64	Si	0,9	1,48	Si	0,56	1,31
10	+X	Masse	-102,4	3,84	1,84	3,73	No	1,19	1,48	Si	0,89	1,28	Si	0,53	1,2
11	+X	1° modo	102,4	4,49	2,67	3,82	No	1,47	2,27	Si	1,12	2,15	Si	0,63	1,5
12	+X	1° modo	-102,4	4,38	2,55	3,87	No	1,42	2,27	Si	1,08	1,83	Si	0,62	1,55
13	-X	Masse	102,4	3,77	1,89	3,64	No	1,16	1,57	Si	0,86	1,57	Si	0,55	1,29
14	-X	Masse	-102,4	3,74	1,76	3,63	No	1,15	1,4	Si	0,85	1,32	Si	0,53	1,18
15	-X	1° modo	102,4	4,42	2,67	3,82	No	1,44	2,28	Si	1,1	2,28	Si	0,64	1,53
16	-X	1° modo	-102,4	4,3	2,64	3,85	No	1,39	2,36	Si	1,05	2,16	Si	0,65	1,63
17	+Y	Masse	175	4,68	2,09	4,49	No	1,55	1,89	Si	1,19	1,81	Si	0,48	1,21
18	+Y	Masse	-175	4,79	1,75	4,75	No	1,6	1,71	Si	1,22	1,71	Si	0,4	1,07
19	+Y	1° modo	175	5,6	2,45	4,67	No	1,89	1,97	Si	1,4	1,97	Si	0,46	1,04
20	+Y	1° modo	-175	5,54	2,63	4,92	No	1,87	2,59	Si	1,38	2,59	Si	0,49	1,38
21	-Y	Masse	175	4,76	2,12	4,55	No	1,59	1,6	Si	1,21	1,6	Si	0,48	1,01
22	-Y	Masse	-175	4,86	1,83	4,8	No	1,63	1,71	Si	1,24	1,71	Si	0,41	1,05
23	-Y	1° modo	175	5,65	2,53	4,87	No	1,9	1,8	No	1,41	1,8	Si	0,46	0,95
24	-Y	1° modo	-175	5,58	2,75	5,01	No	1,88	2,07	Si	1,39	2,07	Si	0,51	1,1

(Quadro di vulnerabilità dell'opera).

Dai risultati si evince l'elevato grado di vulnerabilità sismica dell'opera la quale non risulta essere verificata in nessun caso di analisi nei confronti dello stato limite ultimo (rischio di collasso). Per gli SLE (rischio inagibilità) la struttura tranne in due casi (8-23) risulta comunque verificata. Di seguito si procederà esplicitando le problematiche strutturali rilevate attraverso una lettura critica delle curve di capacità ultima della struttura cercando di approfondire i meccanismi che inducono il collasso dell'opera. In tal caso si prenderanno in considerazione due curve di capacità, ricavate nelle due direzioni principali (X,Y) dell'azione sismica, con riferimento ai casi di analisi più gravosi calcolati:

- **Dir. X: analisi n°14**, distribuzione proporzionale alle masse, verso negativo, eccentricità positiva;
- **Dir. Y: analisi n°18**, distribuzione proporzionale alle masse, verso positivo, eccentricità positiva;

In generale le curve corrispondenti a suddette analisi risultano molto simili a quelle calcolate per i restanti casi di analisi e consentono di inquadrare bene la vulnerabilità sismica dell'opera nelle direzioni corrispondenti (X;Y).

Il calcolo non lineare descrive il comportamento dell'edificio fino al collasso (SLU) inteso come condizione in cui il taglio complessivo alla base scende sotto l'80% del valore massimo raggiunto (decadimento della resistenza sul tratto di softening). Ciò è molto importante per capire come viene fissata la capacità ultima (D_u) del sistema la quale deriva proprio da tale decadimento. In tal senso è necessario individuare sulla curva di capacità quali sono le pareti della struttura maggiormente plasticizzate nelle quali si verifica il collasso e che danno origine al decadimento della resistenza globale. E' dalla capacità ultima (resistenza e rigidezza) di tali pareti che dipende la capacità di spostamento dell'intera struttura ed è su di esse che si deve intervenire per ridurre la vulnerabilità globale. Può essere utile, soprattutto al fine di elaborare una strategia di intervento, approfondire sulle curve di capacità i meccanismi che hanno indotto il collasso: ad esempio il confronto tra l'ultimo e il penultimo passo di carico consente di individuare le pareti critiche nell'analisi.

	Coefficiente di sicurezza SLU (minimo valore di α_u)	
	Globale direzione X	Globale direzione Y
Stato di fatto	0,53	0,40

Nel progetto in esame le irregolarità strutturali compromettono notevolmente la stabilità dell'opera. In condizioni ultime, si osserva un malfunzionamento d'insieme della struttura con la maggior parte del danneggiamento localizzato in corrispondenza del piano terra. Nello specifico in entrambe le direzioni di analisi il collasso globale si verifica attraverso un meccanismo di taglio e pressoflessione nei maschi murari posti al piano terra della costruzione. Ciò era prevedibile data:

- la maggiore altezza di interpiano (4,10m), la quale implica sollecitazioni (M;T) più elevate;
- l'elevata snellezza dei maschi murari soprattutto delle pareti centrali del cortile;
- le scarse caratteristiche meccaniche della muratura al PT (in pietrame irregolare) avente moduli bassi e resistenze ridotte;
- la presenza dell'impalcato deformabile (sistema voltato), il quale non consente la ripartizione delle azioni sismiche di piano tra i pannelli di maschio;
- l'assenza di elementi tensoresistenti (cordoli o catene), tali da garantire l'effetto di accoppiamento nelle pareti, comporta la rottura a pressoflessione dei pannelli di fascia. In tal caso tutti i maschi al PT si comportano come delle mensole isostatiche soggette a sollecitazioni estremamente elevate con plasticizzazioni evidenti a taglio e pressoflessione. Ciò può essere evidenziato sulle curve di capacità dal *ramo elastico* caratterizzato da una rigidezza relativamente bassa (pendenza bassa) a causa dell'elevata deformabilità delle mensole al piano terra.
- Inoltre si nota come il successivo *ramo plastico* delle curve risulta pressoché orizzontale evidenziando lo stato di plasticizzazione generalizzato di tutti i maschi murari al piano terra in entrambe le direzioni. Infatti, raggiunto lo snervamento in corrispondenza di un determinato valore della resistenza a taglio alla base (compreso tra i 400000 – 600000 daN), gran parte dei maschi murari al PT si plasticizzano e per i successivi incrementi di spostamento la struttura non può più corrispondere incrementi di taglio (comportamento perfettamente plastico) fino a raggiungere il collasso a sforzo costante. Tale comportamento è tipico di strutture murarie dotate di un *piano soffice*, in cui, compromessa la stabilità di tale piano, la struttura perde la capacità di ridistribuire le sollecitazioni sismiche all'interno delle pareti, lasciando gli elementi resistenti ai piani superiori ancora in campo elastico.
- Si nota infine che l'irregolarità nella distribuzione delle rigidezze in pianta fa sì che la struttura risulti relativamente più vulnerabile per sisma in direzione Y. Ciò è facilmente verificabile data la minore

inerzia della struttura in tale direzione (pareti più corte), pur in presenza di un numero maggiore di pareti resistenti in tale direzione. Dalle curve si può notare che a parità di spostamento del punto di controllo allo snervamento ($d_y \approx 0,6\text{cm}$) in entrambe le direzioni (X;Y), la resistenza a taglio della struttura risulta leggermente maggiore in direzione X che in direzione Y: $F^*_y(X) = 425359 \text{ daN} > F^*_y(Y) = 306430 \text{ daN}$.

Di seguito vengono evidenziate tali osservazioni con riferimento alle curve di capacità di due analisi rappresentative nelle direzioni X e Y. In particolare si riportano le pareti che per prime manifestano gli stati di meccanismo, dalle quali si origina il collasso globale della struttura con decadimento inferiore all'80% del tagliante di base. Si può notare che le analisi più critiche sono proprio quelle per distribuzioni proporzionali alle masse in quanto penalizzano maggiormente i livelli più bassi, al contrario delle distribuzioni triangolari inverse (1° modo).

▪ **Capacità di spostamento direzione X (analisi n°14) – eccentricità negativa.**

Parametri di verifica							
N.	Dir. sisma	Carico	Ecc.	DMax	Du	q* SLU	Verifica.
			[cm]	[cm]	[cm]		
14	-X	Masse	-102,4	3,74	1,76	3,63	No
Parametri di analisi							
T*	m*	w	Γ	Duttilità (μ)	F*y	d*y	d*u
[sec]	[kg]	[kg]		(disponibile)	[daN]	[cm]	[cm]
0,349	2581301,88	4675175,69	1,37	2,53	425359	0,51	1,28



Esaminando la curva di capacità ottenuta nel caso di sisma in direzione X, si nota che il punto di controllo (n40) appartiene ad una delle pareti che raggiungono il collasso (la 18). Di fatti controllando lo spostamento delle pareti 18 e 8 (centrali) è possibile seguire numericamente il meccanismo di collasso globale della struttura, valutando tutta la duttilità disponibile. In generale si osserva che al crescere del carico la struttura presenta una fase elastica caratterizzata da una elevata deformabilità (basse rigidezza) dovuta proprio alle scarse qualità meccaniche delle pareti al PT (moduli di elasticità bassi per la muratura M1) e al comportamento a mensola dei maschi murari a seguito delle plasticizzazioni delle fasce di piano che avvengono per valori del taglio alla base relativamente bassi. A seguito della plasticizzazione delle fasce, la rigidezza dei maschi murari si riduce notevolmente e si raggiunge la fase di snervamento. Per valori del taglio pari a 500000 daN ed uno spostamento del punto di controllo pari a 0,7 cm si osserva la fase plastica. I maschi murari al PT raggiungono le resistenze ultime e si plasticizzano a taglio e pressoflessione. Ciò è ancor più accentuato nelle pareti dell'atrio interno caratterizzate da maschi murari aventi snellezza elevata. Il tratto plastico, pressoché

costante, implica che tali plasticizzazioni avvengono in modo diffuso su tutti gli elementi del piano terra con impossibilità di redistribuzione delle sollecitazioni ai piani superiori. Di fatti si osserva che i maschi murari ai piani superiori restano sostanzialmente in fase elastica. La formazione del meccanismo di piano compromette notevolmente la capacità ultima dell'intera struttura, la quale non riesce ad assorbire ulteriori incrementi del taglio alla base e si deforma a forza costante. La struttura in tal modo impegna la duttilità disponibile fino a raggiungere uno spostamento limite (1,78) pari a circa 2,5 volte lo spostamento di soglia elastica ($d_u = \mu d_y$).

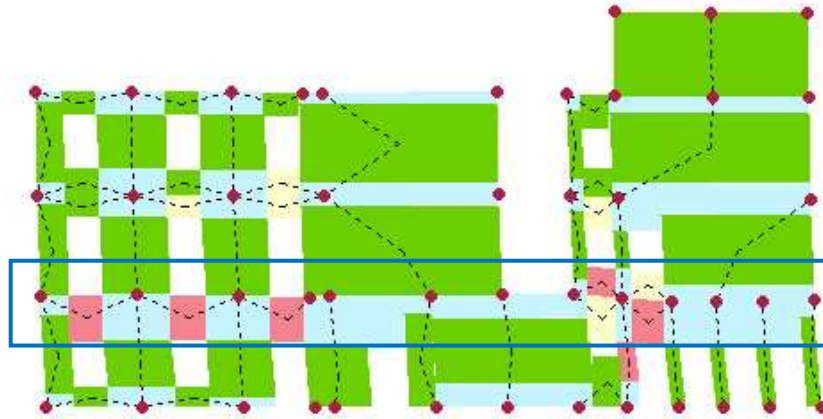


Fig. 80 – SISMA X - Plasticizzazione in fase elastica delle fasce di piano e formazione delle mensole (parete 18).

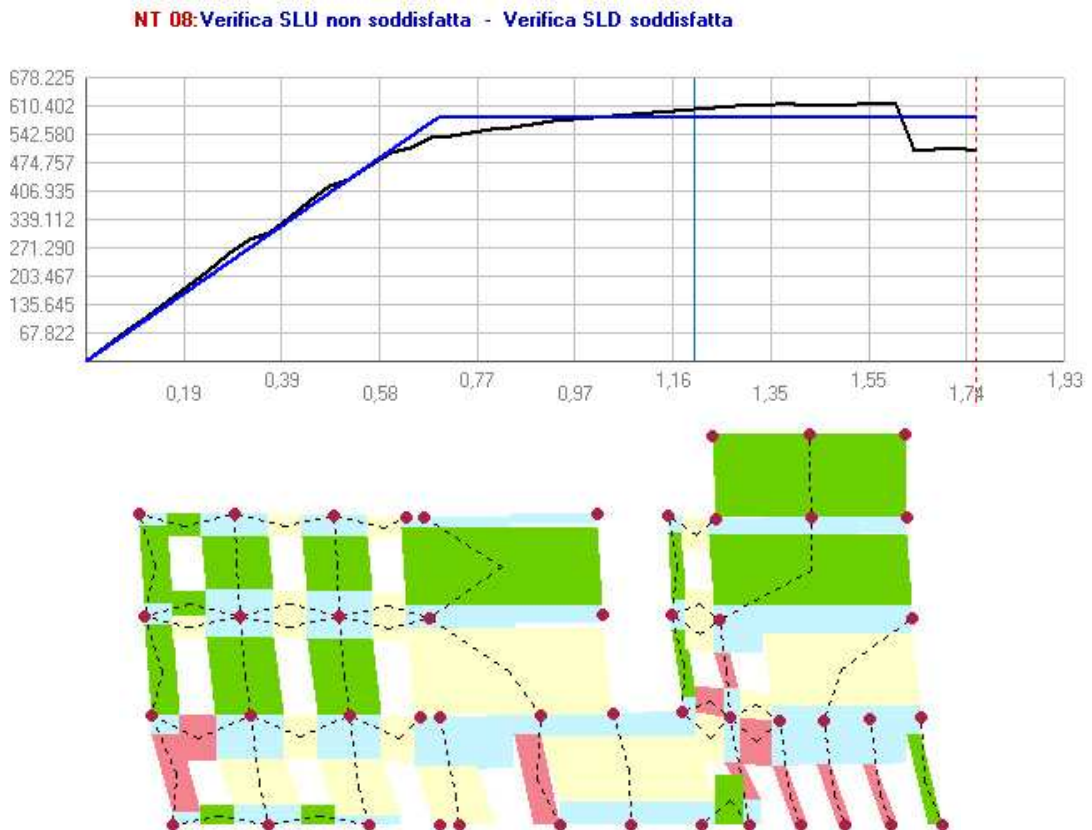


Fig. 81 – SISMA X – Fase plastica con plasticizzazione dei maschi murari a taglio (giallo) e pressoflessione (rosa) al piano terra.

Il collasso globale coincide con la formazione del *meccanismo di piano* al 1° livello, in particolare per raggiungimento della resistenza ultima delle pareti (8;18). Ciò si evince dal *tratto di softening* della curva di capacità in cui il decadimento del taglio alla base si verifica per rottura dei maschi murari al PT per taglio e pressoflessione. Nello specifico la formazione del piano soffice nella parete 18

comporta una drastica riduzione della resistenza globale coincidente proprio al 20% del taglio massimo raggiunto (che nel caso specifico è circa pari alla forza di snervamento) con successiva interruzione dell'analisi. Ciò denota l'elevata vulnerabilità della struttura legata proprio dalla formazione del meccanismo di piano. Si può osservare che la struttura manifesta un comportamento d'insieme estremamente irregolare: rottura della quasi totalità delle murature al PT ed elementi resistenti ai piani superiori sempre in fase elastica. Di fatti, la formazione delle mensole al PT, associata alle ridotte resistenze del materiale, non consentono alla struttura di impegnare globalmente la propria resistenza (il tagliante di base resta costante) riducendo così la capacità ultima (lo spostamento ultimo viene infatti fissato dalla norma in relazione al decadimento del 20% del taglio massimo).

NT 08: Verifica SLU non soddisfatta - Verifica SLD soddisfatta

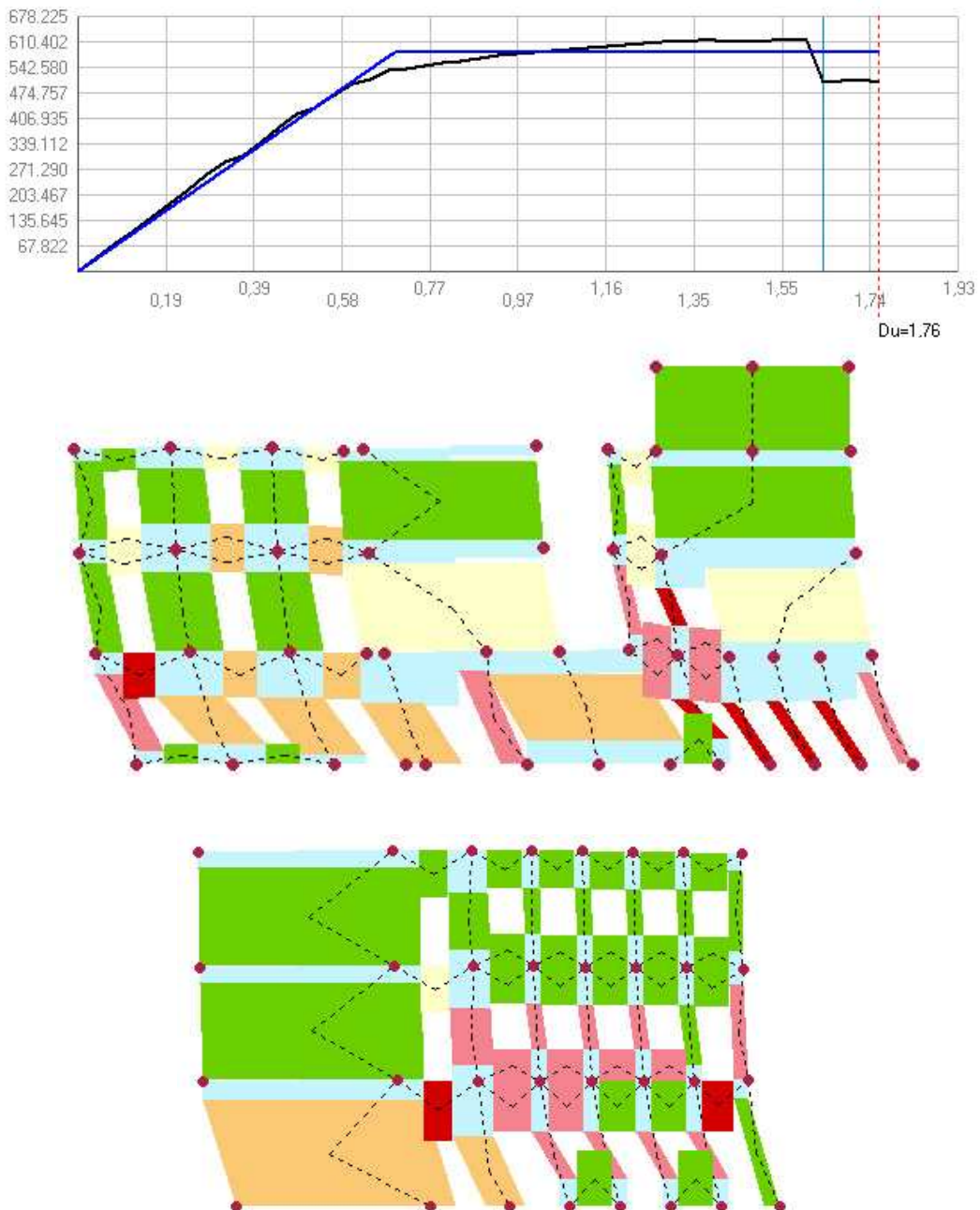


Fig. 82 – SISMA X – Meccanismo di rottura dei maschi murari a taglio (arancio) e pressoflessione (rosso) al piano terra. Formazione del meccanismo di piano soffice (pareti 18e 8) e decadimento del taglio alla base con collasso della struttura.

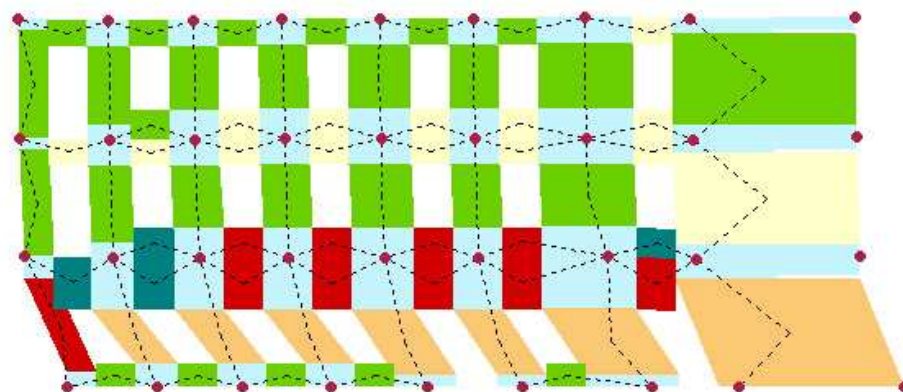
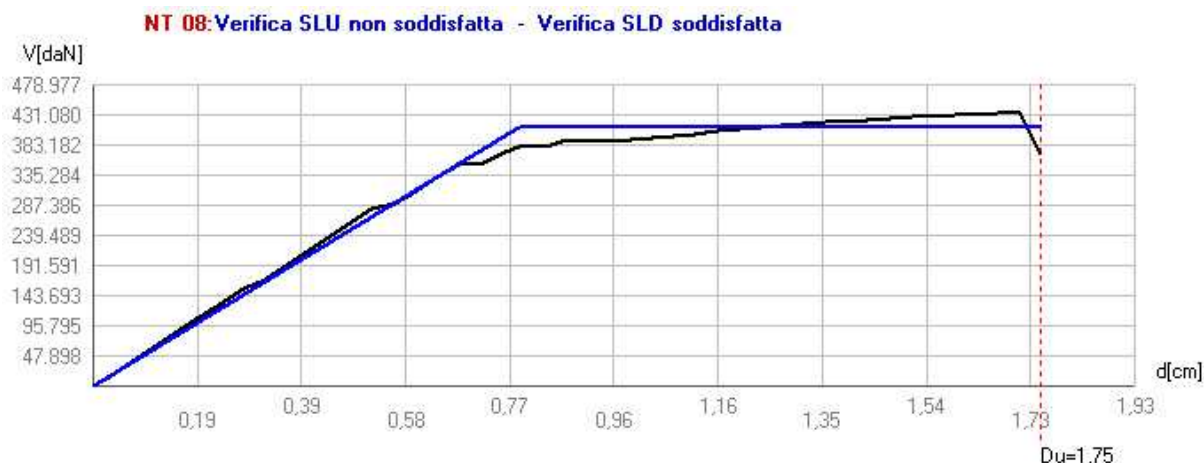


Fig. 83 – SISMA X – Meccanismo di rottura dei maschi murari a taglio (arancio) e pressoflessione (rosso) al piano terra. Si evidenzia la condizione di crisi delle fasce al PT con formazione di meccanismi a pressoflessione (parete 1).

▪ **Capacità di spostamento direzione Y (analisi n°18) eccentricità negativa.**

Parametri di verifica							
N.	Dir. sisma	Carico	Ecc.	DMax	Du	q* SLU	Verifica.
			[cm]	[cm]	[cm]		
18	+Y	Masse	-175	4,79	1,75	4,75	No
Parametri di analisi							
T*	m*	w	Γ	Duttilità (μ)	F*y	d*y	d*u
[sec]	[kg]	[kg]		(disponibile)	[daN]	[cm]	[cm]
0,429	2432799,14	4675175,69	1,34	2,22	306430	0,59	1,30



Esaminando la curva di capacità ottenuta nel caso di sisma in direzione Y, la risposta della struttura resta sostanzialmente invariata. La struttura manifesta un comportamento molto deformabile sul ramo elastico per effetto della ridotta rigidità dei maschi murari al PT (comportamento a mensola). Il periodo dell'oscillatore equivalente più elevato denota in generale una maggiore capacità deformativa della struttura nella direzione Y con uno spostamento allo snervamento pari a 0,8cm. La struttura manifesta un comportamento perfettamente plastico con valore della resistenza allo snervamento circa pari a 400000 inferiore rispetto a quella per X (maggiore vulnerabilità su Y). Il collasso globale si genera per effetto di un meccanismo soffice del piano terra, con riferimento specifico alle pareti centrali (7;13) dotate di minore capacità di spostamento. Raggiunto lo snervamento a seguito della plasticizzazione delle fasce, i maschi murari delle pareti centrali assunto un comportamento a mensola tendono a plasticizzarsi rapidamente a taglio e pressoflessione (elementi snelli). La fase plastica

pressoché costante, denota ancora l'incapacità della struttura a resistere ad ulteriori incrementi di taglio alla base manifestando spostamenti anelastici irreversibili. Il collasso si manifesta per uno spostamento ultimo relativamente basso pari a 1,75cm (duttilità pari a 2,22) corrispondente alla fase di decadimento della resistenza con formazione del meccanismo al PT. La *fase di softening* si origina a seguito del collasso dei maschi murari di PT delle pareti 7 e 13, con una riduzione della resistenza globale pari al 20% del taglio massimo. Ciò denota l'elevata vulnerabilità della struttura anche in direzione Y legata proprio dalla formazione del meccanismo di piano. Si può osservare che la struttura manifesta un comportamento d'insieme estremamente irregolare: rottura della quasi totalità delle murature al PT ed elementi resistenti ai piani superiori quasi sempre in fase elastica.

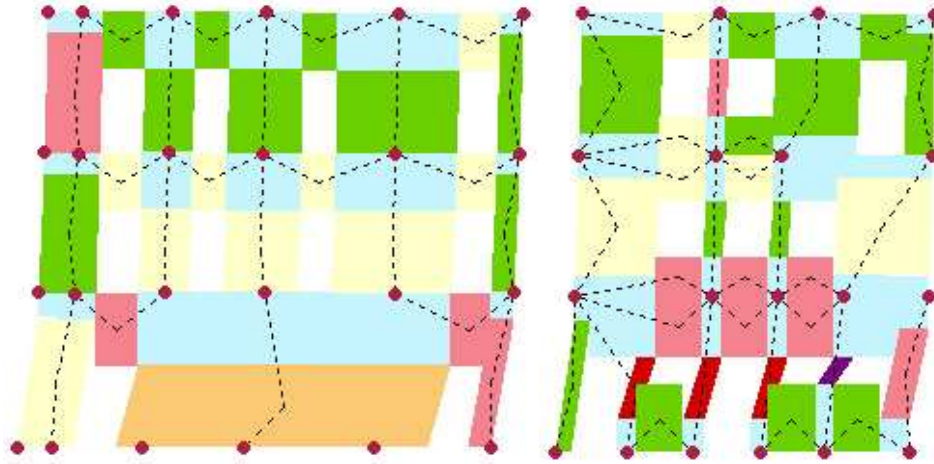
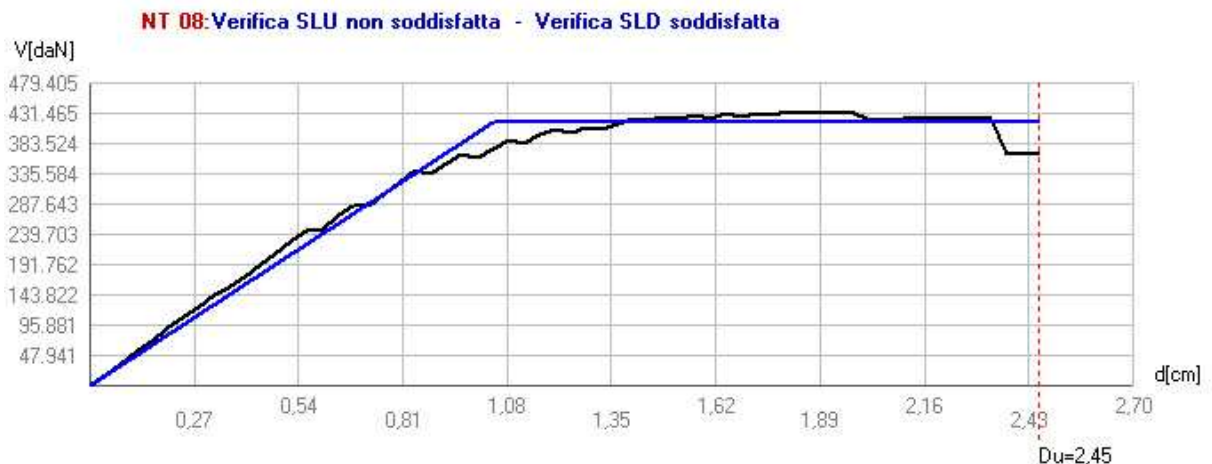


Fig. 84 – SISMA Y – Meccanismo di rottura dei maschi murari a taglio (arancio) e pressoflessione (rosso) al piano terra. Formazione del meccanismo di piano soffice (pareti 13 e 7) e decadimento del taglio alla base con collasso della struttura.

▪ **Capacità di spostamento direzione Y (analisi n°19) carico proporzionale al 1° modo.**

Parametri di verifica							
N.	Dir. sisma	Carico	Ecc.	DMax	Du	q* SLU	Verifica.
			[cm]	[cm]	[cm]		
19	+Y	1° modo	175	5,6	2,45	4,67	No
Parametri di analisi							
T*	m*	w	Γ	Duttilità (μ)	F*y	d*y	d*u
[sec]	[kg]	[kg]		(disponibile)	[daN]	[cm]	[cm]
0,490	2432799,14	4675175,69	2,34	2,35	311563	0,78	1,83



Si riporta la curva di capacità di un'altra analisi significativa in direzione Y la quale, pur non essendo la più punitiva consente di poter effettuare alcune osservazioni sul comportamento strutturale. A differenza della precedente essa considera una distribuzione delle azioni proporzionale al 1° modo (triangolare inversa) sicuramente più penalizzante per i livelli superiori. L'analisi consente di evidenziare l'elevata vulnerabilità della struttura in direzione Y derivante dalla irregolarità in altezza delle pareti resistenti situate in prossimità del prospetto SE del fabbricato. In particolare la parete 10 interrotta al primo livello e le pareti dell'atrio centrale caratterizzate da un numero notevole di aperture con maschi murari eccessivamente snelli. A ciò si aggiungono le scarse caratteristiche meccaniche della muratura dei primi due livelli realizzata in pietrame disordinato. In tal caso supposta una eccentricità positiva delle masse, il collasso della struttura si verifica per effetto di un meccanismo di piano, questa volta al primo livello. La curva di capacità è identica alle precedenti: elevata deformabilità sul tratto elastico con plasticizzazione delle fasce; incapacità della struttura di assorbire ulteriori incrementi di taglio sul ramo plastico; collasso per meccanismo di piano soffice. In particolare, osservando le pareti 7 e 10, la fase plastica coincide con la plasticizzazione dei maschi murari al piano terra e al primo piano; la fase di softening si origina per effetto del collasso a taglio e pressoflessione degli elementi del primo piano.

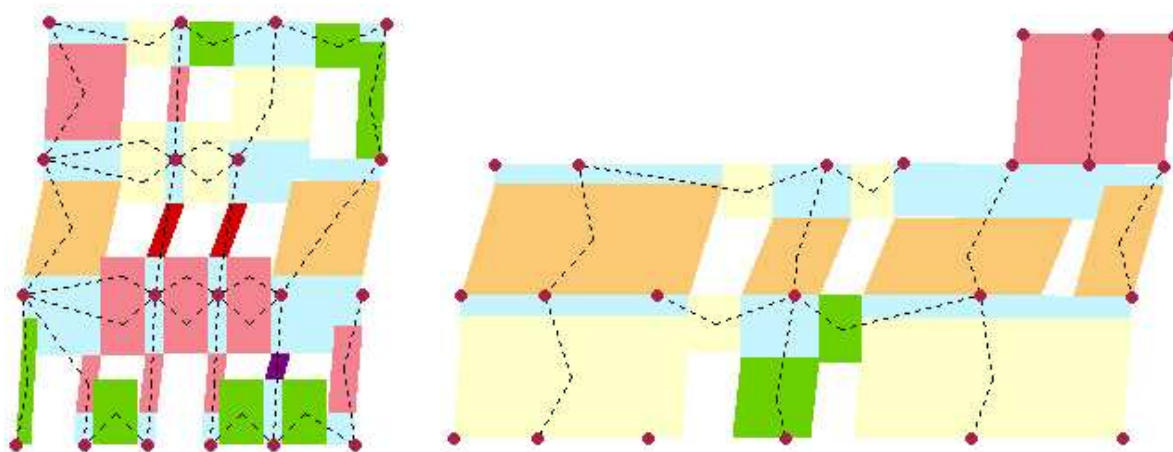


Fig. 85 – SISMA Y – Meccanismo di rottura dei maschi murari a taglio (arancio) e pressoflessione (rosso) al primo piano. Formazione del meccanismo di piano soffice (pareti 7 e 10) e decadimento del taglio alla base con collasso della struttura.

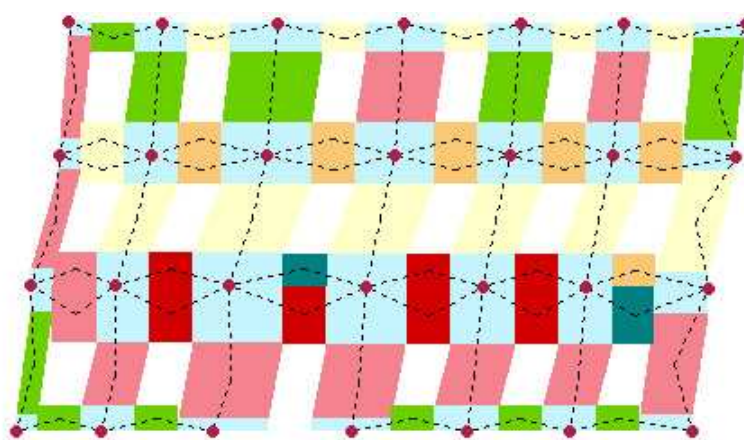


Fig. 86 – SISMA Y – Meccanismi di rottura delle fasce di piano: meccanismo a pressoflessione (rosso) e a taglio (arancio). (Parete 12)

3.8.3.2 Valutazione della vulnerabilità sismica e livelli di sicurezza (stato di fatto).

Di seguito viene rappresentato il *quadro di vulnerabilità della struttura* attraverso il calcolo degli indicatori di rischio espressi in termini di PGA e periodo di ritorno TR. Ancora una volta si farà riferimento alle due analisi rappresentative del comportamento sismico globale dell'edificio nelle due direzioni principali. In entrambi i casi si evidenzia l'esito negativo delle verifiche allo stato limite di salvaguardia della vita (SLU) dipendente dall'elevato valore della domanda di spostamento della struttura quasi doppia rispetto alla capacità.

					TR _c		TR=cost	
	TR _c	TR _D	αTR	PGA _D [m/s]	PGA _c [m/s]	αPGA (TR)	PGA _c [m/s]	αPGA
SLV	161	712	0,226	2,340	1,330	0,568	1,230	0,528
SLD	105	75	1,400	0,970	1,120	1,150	1,150	1,182
SLO	95	45	2,111	0,800	1,070	1,344	1,170	1,460

Parametri di vulnerabilità sismica per SISMA X (analisi 14).

					TR _c		TR=cost	
	TR _c	TR _D	αTR	PGA _D [m/s]	PGA _c [m/s]	αPGA (TR)	PGA _c [m/s]	αPGA
SLV	89	712	0,125	2,340	1,050	0,448	0,940	0,400
SLD	85	75	1,133	0,970	1,030	1,054	1,040	1,068
SLO	85	45	1,889	0,800	1,030	1,284	1,120	1,398

Parametri di vulnerabilità sismica per SISMA Y (analisi 18).

Numericamente la struttura allo stato di fatto:

- In termini di PGA, a fronte di una accelerazione massima al suolo attesa per il sito di progetto pari a $PGA_D=2,34 \text{ m/s} = 0,23g$, la struttura riesce a sostenere una accelerazione pari a circa la metà $PGA_c=1,33\text{m/s} = 0,14g$.

- In termini di periodo di ritorno TR ciò si traduce nel fatto che a fronte di un sisma atteso avente periodo di ritorno pari a 712 anni (più raro e quindi di intensità maggiore), la struttura riesce a sostenere un sisma avente periodo di ritorno pari a 89 anni (più frequente e quindi di minore intensità).

In conclusione, a seguito della valutazione di vulnerabilità, è necessario procedere attraverso un **intervento di adeguamento sismico**, finalizzato ad "adeguare" il livello di sicurezza della struttura alle combinazioni delle azioni di progetto previste dall'attuale normativa NTC08. In tal senso sarà necessario definire le possibili strategie di consolidamento atte a dimostrare il raggiungimento dei livelli prestazionali richiesti. Per semplicità, alle pagine successive si tratterà il problema del consolidamento di una delle pareti dell'edificio in esame dimostrando quantitativamente l'incremento del livello di sicurezza raggiungibile attraverso semplici interventi di consolidamento.

Si vuole dimostrare che incrementando il livello di approfondimento dell'analisi (analisi non lineare), si riescono ad individuare più facilmente le carenze strutturali sia in termini di resistenza che di rigidità, indirizzando gli interventi solo su quegli elementi strutturali ritenuti "più vulnerabili". Inoltre si vuole sottolineare il problema dell'economicità degli interventi di consolidamento, indirizzando le scelte verso tipologie che consentono di assolvere a più funzioni.

3.8.3.3 Strategie di adeguamento.

In relazione alle problematiche evidenziate in termini di capacità di spostamento della struttura in esame, è facile comprendere che l'attenzione deve ricadere sulla elevata vulnerabilità sismica del piano terra dell'edificio. Di fatti, la possibile formazione del meccanismo di piano riduce

notevolmente la “resistenza sismica dell’edificio” (taglio massimo alla base) che allo stato di fatto è circa pari al 15% del peso complessivo ($W_{tot}=W_1+W_2+W_3=19156,25+13030,74+11345,5=43532,49\text{kN}$). Ciò implica che la struttura allo stato di fatto potrebbe resistere ad una azione sismica circa pari al 15% del proprio peso (molto bassa). Nello specifico ci si limiterà ad individuare le possibili strategie di adeguamento sismico connesse al solo comportamento nel piano delle pareti, come precedentemente valutato. Nella presente tesi non si terrà conto degli interventi di consolidamento per meccanismi fuori dal piano i quali a rigori andrebbero preventivamente valutati.

Nello specifico le **strategie di adeguamento** devono essere mirate essenzialmente a risolvere le carenze strutturali principali, riguardanti la risposta sismica delle pareti nel proprio piano (2° modo):

- In primo luogo si deve procedere *all’irrigidimento del primo impalcato* costituito dal sistema spingente. In tal senso è necessario l’inserimento di tiranti metallici lungo il profilo delle pareti del piano terra. Si ribadisce ancora l’importanza della tecnica di consolidamento con catene metalliche la quale anche se antica è quella più efficace. L’effetto da ricercare è quello del confinamento globale della struttura, con una maggiore collaborazione tra le pareti. In termini numerici l’irrigidimento dell’impalcato con tiranti garantisce una migliore redistribuzione delle azioni sismiche tra le pareti in relazione alle proprie rigidità complanari. Inoltre l’uso dei tiranti consente di assorbire le spinte statiche delle volte al piano terra, incrementare il grado di connessione tra le pareti favorendo il comportamento scatolare, ridurre la vulnerabilità della struttura nei confronti dei meccanismi locali (fuori dal piano).

- Si deve favorire *l’effetto di accoppiamento delle fasce murarie* al piano terra. In tal senso l’inserimento dei tiranti metallici all’interno dei pannelli di fascia modifica lo schema statico delle pareti: si passa dal sistema a mensola, al telaio iperstatico con notevole incremento della resistenza e della rigidità dei maschi murari. Numericamente ciò consente di ridurre la domanda di spostamento della struttura incrementando notevolmente i coefficienti di sicurezza delle verifiche.

- Si deve migliorare la *qualità della tipologia muraria* delle pareti del piano terra e del primo piano che come evidenziato presentano parametri meccanici relativamente scadenti (M1 - muratura in pietrame disorganizzato con nucleo interno scadente). Ciò si traduce numericamente in un incremento della *rigidità* (moduli di deformabilità) e della *resistenza* (resistenze a compressione e taglio) della muratura dei primi due livelli mediante interventi a carattere diffuso come: intonaci armati, iniezioni di malta, inserimento di elementi di connessione trasversale (diatoni artificiali), rinforzi con armature metalliche e FRP. In ogni caso tali interventi consentono di ridurre la domanda di spostamento della struttura con incremento del livello di sicurezza.

- Si deve *incrementare la rigidità e la resistenza nel piano* delle pareti dell’atrio centrale, caratterizzate da una distribuzione irregolare delle aperture, le quali presentano maschi murari di snellezza elevata facilmente soggetti a meccanismi di rottura a pressoflessione (resistenze molto basse). Ciò può essere conseguito mediante interventi di consolidamento quali: cerchiature, intonaci armati, iniezioni di malta, rinforzi con FRP. In ogni caso tali interventi consentono di modificare la domanda di spostamento della struttura con incremento del livello di sicurezza.

Capitolo 4

INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO PER EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA ORDINARIA.

4.1 Il consolidamento degli edifici in muratura e le prescrizioni normative (NTC08).

4.1.2 L'approccio multi-obiettivo nella progettazione degli interventi di adeguamento.

Gli obiettivi fondamentali della moderna progettazione antisismica possono essere così sintetizzati:

- prevenire il danneggiamento non strutturale in occasione di eventi sismici di minore intensità che possono presentarsi frequentemente durante la vita della struttura;
- prevenire il danneggiamento strutturale, minimizzando quello non strutturale, in occasione di eventi di moderata intensità che possono avvenire meno frequentemente;
- scongiurare il pericolo di collasso strutturale in occasione di terremoti di elevata intensità, ovvero eventi rari ma comunque possibili.

In relazione a tali principi occorre sottolineare che, mentre le normative di vecchia concezione si basavano su una progettazione sismica ad un unico livello, sottolineando l'attenzione solo sulle verifiche di resistenza, la moderna concezione antisismica ha introdotto i livelli prestazionali dimostrando l'importanza di preservare la funzionalità dell'opera anche a seguito di eventi sismici dannosi. Il controllo e la limitazione del danno costituiscono concetti basilari in un approccio "multilivello", metodo che rappresenta oggi una tecnica ormai riconosciuta a livello mondiale dai più importanti codici normativi. L'obiettivo delle norme tecniche di attuale generazione è rappresentato dal conseguimento anche per gli interventi sugli edifici esistenti di due tipologie di condizioni limite: uno stato di danno accentuato (SLU) che prelude al collasso, ed uno stato di danno lieve, legato alla funzionalità immediata della costruzione le cui conseguenze sono prettamente di natura economica e sociale. In tal senso si ammette che la struttura possa sfruttare la propria resistenza e deformabilità in campo post-elastico ammettendo a diversi livelli il danno strutturale. In tal senso sono privilegiati quei meccanismi duttili, capaci di sopportare facilmente gli elevati livelli di deformazione richiesti dall'azione sismica. Al contrario, devono essere necessariamente evitati quei meccanismi che inducono il collasso in maniera fragile, a causa delle limitate deformazioni plastiche ad essi associate. La chiave della moderna progettazione antisismica risiede, dunque, nella scelta delle regole generali per la struttura e di dettaglio per gli elementi strutturali, in modo tale da promuovere quei meccanismi post-elastici capaci di sfruttare le elevate deformazioni senza perdita sostanziale di resistenza, e precludere quelli fragili tali da portare la struttura rapidamente al collasso. In pratica si devono favorire *meccanismi di collasso generalizzati*, tali da impegnare globalmente le riserve di duttilità della struttura, rispetto a meccanismi localizzati (piani soffici, ecc.) estremamente fragili derivanti da elevate richieste di resistenza concentrate. Tali regole se costituiscono la base della moderna progettazione strutturale (*capacity design*), più difficilmente possono essere riscontrate nelle precedenti progettazioni. Nello stesso tempo però la scelta di opportune *strategie di adeguamento sismico* costituiscono l'unico strumento da parte del progettista per poter gestire la fase anelastica della struttura, indirizzando gli interventi al fine di modificare il meccanismo di collasso atteso, tipicamente fragile nel caso di edifici esistenti, verso cinematismi generalizzati. Ciò comporta un sensibile incremento di resistenza e duttilità della struttura come sarà a breve dimostrato per il caso in esame.

4.1.3 Il progetto degli interventi di consolidamento per gli edifici esistenti.

La sicurezza delle costruzioni esistenti costituisce un problema di fondamentale importanza ed interessa tutto il territorio italiano data l'elevata vulnerabilità degli edifici realizzati per anni in assenza di una qualsiasi concezione strutturale del tipo antisismico. Soprattutto per gli edifici in muratura, la progettazione si è sempre soffermata sulla valutazione del comportamento statico alle sole azioni gravitazionali, non considerando gli effetti di risposta dinamica tipici delle azioni sismiche (cicliche). Da ciò scaturisce la necessità della normativa attuale di fornire gli strumenti tecnici utili al fine di progettare adeguati presidi antisismici (interventi di consolidamento) atti ad *adeguare o migliorare* il

livello di sicurezza delle strutture in presenza di azioni sismiche. Nel presente elaborato, non ci si soffermerà sulla descrizione delle singole tipologie di consolidamento (facilmente reperibili in letteratura), ma si valuterà come queste influenzano gli esiti delle verifiche strutturali per i modi globali (2°modo), in termini di rapporto tra capacità e domanda di spostamento.

Nel caso di edifici esistenti in muratura, non sempre è facile definire le cause di eventuali dissesti e di conseguenza l'intervento "giusto" da adottare. In termini di risposta sismica l'interazione tra i modi locali e i modi globali rendono complesso il problema dell'adeguamento e le strategie di intervento devono essere valutate caso per caso. Non esiste un "manuale" che ad ogni tipologia di meccanismo di rottura fa corrispondere un intervento di consolidamento specifico, ma si deve procedere per gradi attraverso una approfondita fase di conoscenza preliminare e una valutazione critica dei risultati delle analisi strutturali.

In linea di massima si deve procedere come segue:

- 1) Verifica dei meccanismi locali e per azioni fuori dal piano delle pareti (1°modo);
- 2) Definizione delle strategie di consolidamento atte a limitare tali meccanismi locali e a favorire il comportamento di insieme (2°Modo) => raggiungimento del comportamento scatolare.
- 3) Verifica della risposta sismica globale (meccanismi di 2°modo) attraverso le analisi non lineari e definizione del livello di sicurezza allo stato di fatto.
- 4) Definizione delle strategie di consolidamento per adeguare o migliorare i livelli di sicurezza per azioni nel piano delle pareti.
- 5) Valutazione dei possibili effetti di interazione tra gli interventi di consolidamento previsti per i modi locali e globali.
- 6) Progetto degli interventi di consolidamento, ripetizione delle analisi strutturali tenendo conto dei presidi antisismici utilizzati e valutazione del nuovo livello di sicurezza (stato di progetto).

Naturalmente dietro ogni tipologia di intervento c'è sempre un impegno economico, per cui è banale rimarcare che più si interviene correttamente e più si incrementa il livello di sicurezza della struttura. L'obiettivo è quello però di "*non sprecare interventi di consolidamento*" o comunque di indirizzare le scelte verso soluzioni che ci consentano di migliorare contemporaneamente sia la risposta locale che globale della struttura, adottando una sola tipologia di intervento.

Delle numerose tecniche di consolidamento previste dalla normativa, è bene distinguere come esse entrano numericamente in gioco nelle varie formulazioni di verifica, in tal senso si possono distinguere in:

- Interventi atti ad incrementare la resistenza e rigidezza delle pareti *per azioni fuori dal piano* e per limitare i meccanismi locali (1°modo);
- Interventi atti ad incrementare la resistenza e rigidezza delle pareti *per azioni nel piano* (2°modo);
- Interventi atti ad incrementare la resistenza e rigidezza delle pareti sia *per azioni nel piano* che *fuori dal piano*;

In tal senso la circolare esplicativa C.M.617/09 al §C4.1 classifica le tipologie di interventi in:

- Interventi di adeguamento: la valutazione della sicurezza, nel caso di intervento di adeguamento, è finalizzata a stabilire se la struttura, a seguito dell'intervento, è in grado di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC, con il grado di sicurezza richiesto dalle stesse. Ovvero quelli interventi che consentono di *adeguare li livello di sicurezza sismica della costruzione* ai limiti previsti dalla normativa.

- **Interventi di miglioramento:** la valutazione della sicurezza nel caso di intervento di miglioramento è finalizzata a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, cui la struttura può resistere con il grado di sicurezza richiesto. Ovvero quelli interventi che consentono di *migliorare il livello di sicurezza sismica della costruzione* ai livelli prestazionali previsti.

- **Riparazione o intervento locale:** rientrano in questa tipologia tutti gli interventi di riparazione, rafforzamento o sostituzione di singoli elementi strutturali o parti di essi, non adeguati alla funzione strutturale che debbono svolgere, a condizione che l'intervento non cambi significativamente il comportamento globale della struttura, soprattutto ai fini della resistenza alle azioni sismiche. Ovvero interventi che non modificano sensibilmente il livello di sicurezza sismica della costruzione.

Inoltre al §C8.A.5 fornisce i principali **“Criteri per gli interventi di consolidamento di edifici in muratura”** con riferimento alle principali carenze strutturali tipiche dello stato di fatto degli edifici in muratura, tra cui:

1) Interventi volti a ridurre le carenze dei collegamenti.

Tali interventi sono mirati ad assicurare alla costruzione un buon comportamento d'assieme, mediante la realizzazione di un buon ammorsamento tra le pareti e di efficaci collegamenti dei solai alle pareti.

La realizzazione di tali interventi consente *di garantire la stabilità della struttura per azioni fuori dal piano* (1° modo) e costituiscono un requisito essenziale per l'applicazione dei metodi di analisi sismica globale dell'edificio, che si basano sul comportamento delle pareti murarie nel proprio piano. Essi possono riguardare: *l'inserimento di tiranti* nelle due direzioni principali dell'edificio (utili sia per limitare i meccanismi locali ma anche per incrementare la resistenza e la rigidezza delle pareti nel proprio piano – effetto di accoppiamento delle fasce); *cerchiature esterne; perforazioni armate; inserimento di cordoli in sommità* (consentono di incrementare la resistenza delle pareti sia nel piano che fuori dal piano; sono vietate le cordolature ai livelli intermedi eseguite nello spessore murario).

2) Interventi volti a ridurre l'eccessiva deformabilità degli impalcati.

Il ruolo dei solai nel comportamento sismico delle costruzioni in muratura è quello di trasferire le azioni orizzontali di loro competenza alle pareti disposte nella direzione parallela al sisma; inoltre essi devono costituire un vincolo per le pareti sollecitate da azioni ortogonali al proprio piano. Ciò può essere conseguito facilmente in presenza di solai in laterocemento (con $s > 50\text{mm}$) o in c.a. Risulta talvolta necessario un irrigidimento dei solai (v. solai in legno o ferro e sistemi voltati) di cui vanno valutati gli effetti del consolidamento.

3) Interventi volti ad incrementare la resistenza e la rigidezza dei maschi murari.

Tali interventi consentono di migliorare la risposta sismica delle pareti per azioni nel proprio piano (2° modo) e devono essere eseguiti solo dopo aver garantito l'integrità complessiva della costruzione (comportamento scatolare). Ovvero tali interventi sono considerati come “secondari” e devono essere realizzati a seguito di tutti quei presidi antisismici necessari a verificare la struttura nei confronti dei meccanismi locali e degli effetti fuori dal piano. Essi raggruppano tutti gli interventi di rinforzo mirati al risanamento o riparazione di murature deteriorate e danneggiate, ed al miglioramento delle proprietà meccaniche della muratura. L'intervento deve mirare a far recuperare alla parete una resistenza sostanzialmente uniforme e una continuità in termini di rigidezza.

Tra le principali tipologie troviamo:

- *intervento di scuci e cucì*, finalizzato al ripristino della continuità muraria lungo le linee di fessurazione ed al risanamento di porzioni di muratura gravemente deteriorate. E' consigliabile utilizzare materiali simili a quelli originari per forma, dimensioni, rigidezza e resistenza, collegando i nuovi elementi alla muratura esistente con adeguate ammorsature nel piano del paramento murario e

se possibile anche trasversalmente al paramento stesso, in modo da conseguire la massima omogeneità e monoliticità della parete riparata. Numericamente, se l'intervento è esteso e realizzato in modo uniforme su intere murature è possibile incrementare i parametri meccanici secondo le indicazioni normative.

- *Consolidamento con iniezioni di miscele leganti* mira al miglioramento delle caratteristiche meccaniche della muratura da consolidare. In generale tale intervento, se correttamente eseguito, consente di migliorare sia la *resistenza che la rigidezza della muratura*. Al §C8A.2 la circolare quantifica in termini numerici tale miglioramento, riportando il coefficiente correttivo da applicare per le varie tipologie di muratura, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G). In presenza di murature di scarsa qualità (ad esempio in pietrame) la corretta esecuzione dell'intervento consente di raddoppiare i parametri meccanici (coefficienti maggiorativi pari a 1,5-2).

- *Intervento di ristilatura dei giunti*, se effettuato in profondità su entrambi i lati, può migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura, in particolare nel caso di murature di spessore non elevato. L'eventuale inserimento nei giunti ristilati di piccole barre o piattine, metalliche o in altri materiali resistenti a trazione, può ulteriormente migliorare l'efficacia dell'intervento. In generale tale intervento, se correttamente eseguito, consente di migliorare solo la *resistenza della muratura*. Al §C8A.2 la circolare quantifica in termini numerici tale miglioramento, riportando il coefficiente maggiorativo da applicare per le varie tipologie di muratura, ai parametri di resistenza (f_m e τ_0). Per paramenti di buona qualità e spessore limitato è previsto un incremento di 1,5 volte dei parametri.

- *Inserimento di diatoni artificiali*, realizzati in conglomerato armato (in materiale metallico o in altri materiali resistenti a trazione) dentro fori di carotaggio, può realizzare un efficace collegamento trasversale tra i paramenti murari, evitando il distacco di uno di essi o l'innescare di fenomeni di instabilità per compressione; inoltre, tale intervento conferisce alla parete un comportamento monolitico per azioni ortogonali al proprio piano. In generale tale intervento, se correttamente eseguito, consente di migliorare solo la *resistenza della muratura*. In termini numerici, il coefficiente maggiorativo da applicare per le varie tipologie di muratura, ai parametri di resistenza (f_m e τ_0). In presenza di connessioni trasversali è previsto un incremento compreso tra 1,3 e 1,5.

- *placcaggio delle murature con intonaco armato*: può essere utile nel caso di murature gravemente danneggiate e caratterizzate da materiali incoerenti (v. murature in pietrame). L'uso sistematico su intere pareti dell'edificio è sconsigliato, per il forte incremento di rigidezza e delle masse, oltre che per ragioni di natura conservativa e funzionale. Tale tecnica è efficace solo nel caso in cui l'intonaco armato venga realizzato su entrambi i paramenti e siano posti in opera i necessari collegamenti trasversali (barre iniettate) bene ancorati alle reti di armatura. È inoltre fondamentale curare l'adeguata sovrapposizione dei pannelli di rete elettrosaldata, in modo da garantire la continuità dell'armatura in verticale ed in orizzontale, ed adottare tutti i necessari provvedimenti atti a garantire la durabilità delle armature, se possibile utilizzando reti e collegamenti in acciaio inossidabile. Il placcaggio può essere eseguito anche con *tessuti o lamine* in altro materiale (FRP) resistente a trazione può essere di norma utilizzato nel caso di murature regolari, in mattoni o blocchi. In generale tale intervento, se correttamente eseguito, consente di migliorare sia la *resistenza che la rigidezza della muratura*. Al §C8A.2 la circolare quantifica in termini numerici tale miglioramento, riportando il coefficiente correttivo da applicare per le varie tipologie di muratura, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G). In presenza di murature di scarsa qualità (ad esempio in pietrame) la corretta esecuzione dell'intervento consente di raddoppiare i parametri meccanici (coefficienti maggiorativi pari a 2-2,5).

4) Adeguamento sismico mediante incremento del livello di conoscenza. Da un punto di vista numerico l'incremento del livello di conoscenza, con conseguente riduzione delle incertezze in termini di dettagli costruttivi, rilievo strutturale, proprietà dei materiali, influisce in modo analogo al consolidamento delle murature.

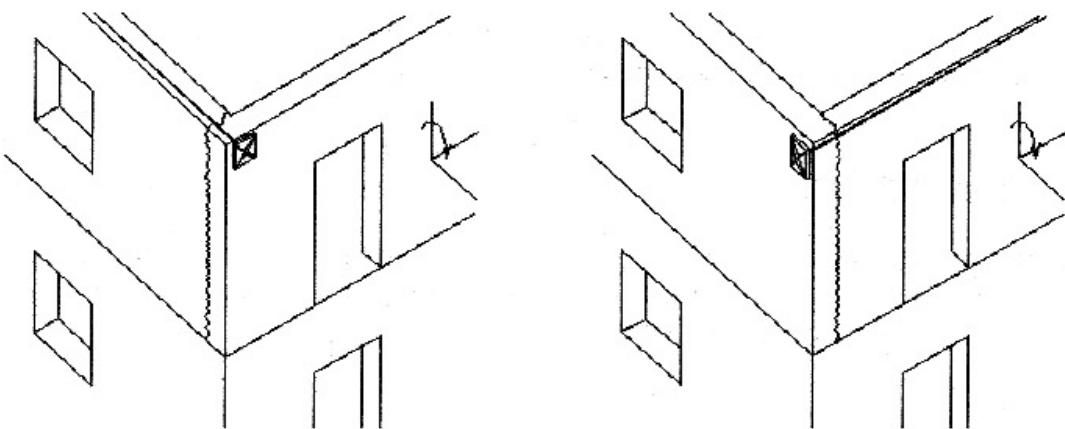
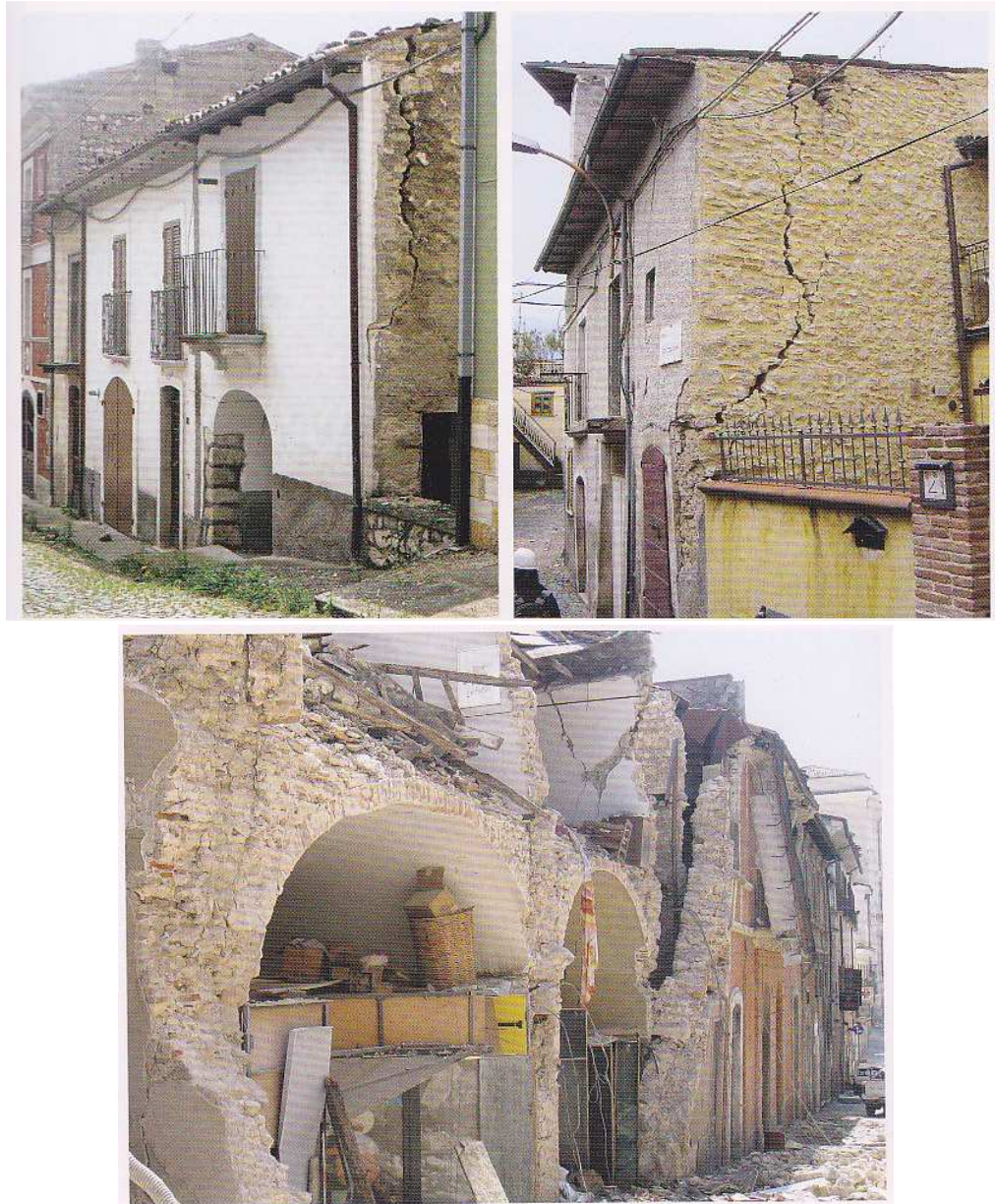


Fig. Effetti dei meccanismi di ribaltamento fuori dal piano in presenza di sistemi voltati e scarsa qualità degli ammorsamenti. Terremoto L'Aquila 2009 (Tratte da Progetto CASE, IUSS Press Pavia 2010). Importanza degli interventi di consolidamento con tiranti per impedire tali cinematici (Figure M.Vinci - Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per strutture in Muratura, 2012).

4.2 Consolidamento di una parete in muratura per azioni nel piano (2° modo).

Come visto al capitolo 2, uno dei possibili modi per modellare una struttura in muratura è quello di schematizzare le pareti a telaio equivalente, dove le pareti stesse si considerano composte da maschi murari, travi di accoppiamento (fasce di piano) e nodi rigidi. La normativa al §7.8.1.5.2 e 7.8.2.2.4 NTC08, consente di considerare nel modello le travi di accoppiamento in muratura solo se queste ultime sono dotate di elementi resistenti a trazione, ad esempio: cordoli in c.a., tiranti, architravi ben ammorsati, cerchiature esterne costituite da elementi metallici o materiali compositi. In assenza di tali elementi le fasce di piano non possono essere considerate ai fini della resistenza, con conseguente schematizzazione a mensola della parete. Nel caso in cui sono presenti i suddetti elementi resistenti a trazione, si ha un buon grado di accoppiamento tra maschi e fasce per cui si può assumere come schema della parete quello del telaio iperstatico equivalente con un incremento notevole sia in termini di rigidezza traslazionale che di resistenza alle azioni orizzontali.

Con riferimento ad una delle pareti disposte in direzione X dell'edificio oggetto di studio (parete 5) si vuole dimostrare come “semplici” interventi di consolidamento, se correttamente eseguiti, consentono di migliorare nettamente la rigidezza e la resistenza della struttura per azioni nel piano, favorendo gli esiti delle verifiche. In particolare si vuole sottolineare l'attenzione sul grado di approfondimento con cui deve essere condotta la verifica di vulnerabilità preliminare, la quale deve consentire di comprendere quali sono quelle “zone deboli” della struttura al fine di localizzare correttamente gli specifici interventi di consolidamento. In molti casi, estendere interventi di consolidamento anche a pareti “meno vulnerabili” o che non raggiungono il collasso può portare addirittura ad un peggioramento degli esiti di verifica (incremento della vulnerabilità della struttura).

Per semplicità si fa riferimento ad una sola parete della struttura, al fine di individuare più facilmente le tipologie di interventi da eseguire, con una più facile comprensione dei risultati. Nei casi reali sarà necessario valutare l'adeguamento in termini di incremento dei coefficienti di sicurezza riferendosi alla struttura nella sua globalità valutando, l'interazione tra le diverse tipologie di interventi, l'integrazione con i presidi necessari a limitare i meccanismi di 1°modo, le modalità esecutive, i costi del consolidamento. Di seguito ci si limita a dimostrare numericamente l'efficacia di specifici interventi di consolidamento, i quali, se conformi alle strategie di adeguamento scaturite da una attenta analisi critica dei meccanismi di collasso globali, consentono di ridurre notevolmente la domanda di spostamento della struttura incrementandone il livello di sicurezza.

Con riferimento alla parete piana n°5 della struttura in esame, per l'analisi numerica è stato adottato un modello a telaio equivalente (modello a macroelementi) con maschi e fasce modellate con elementi beam non lineari e nodi rigidi. Il modello descrive il comportamento di una parete multipiano in muratura con aperture dove il baricentro dei singoli elementi strutturali (pannelli di maschio e fascia) coincide con i ritti e traversi del telaio iperstatico; si suppone che gli elementi nodo siano infinitamente rigidi e resistenti, e modellati numericamente introducendo opportuni bracci rigidi (offsets) alle estremità degli elementi maschio e fascia⁴.

Il modello semplificato applicato per l'*analisi statica non lineare* prevede le seguenti ipotesi:

- L'elemento maschio (ritto) è costituito da una parte deformabile con resistenza finita e di due parti infinitamente rigide e resistenti coincidenti con i nodi di estremità. L'altezza della parte deformabile o “altezza efficace” del pannello di maschio viene definita secondo il metodo proposto da Dolce (1989). Il comportamento dell'elemento maschio viene supposto elasto-plastico con limite in deformazione. Si suppone cioè che il maschio abbia comportamento lineare elastico finché non si verifica uno dei possibili meccanismi di rottura. Nello specifico sono state determinate le resistenze a pressoflessione

⁴ Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura GNDT 2000 (Magenes, Bolognini, Braggio).

e taglio ($V_f; V_t$) di ciascun elemento, assegnando le rispettive cerniere plastiche a taglio o flessione a seconda del meccanismo cui è associato il valore minimo di resistenza. La matrice di rigidezza in fase elastica risulta determinata tenendo conto del sia del contributo del taglio che della flessione sulla deformazione (trave di Timoshenko). Per gli elementi si è assunto un legame costitutivo bilineare del tipo taglio-spostamento ($V-\delta$), con comportamento elastico perfettamente plastico, fissando gli spostamenti ultimi (d_u) in conformità con le disposizioni normative vigenti per lo SLV: (0,006h per meccanismo a pressoflessione; 0,004h per meccanismo a taglio).

- Non si tiene conto della variazione (ΔN) dello sforzo assiale nei ritti e quindi della tensione normale media di esercizio (σ_0) al crescere delle azioni orizzontali. In tal senso non si tiene conto, ad ogni passo dell'analisi, della necessaria riformulazione del legame costitutivo assunto per i singoli elementi di maschio, a seguito della variazione delle resistenze. Tale ipotesi semplificativa consente comunque di ottenere risultati accettabili in presenza di pareti relativamente basse (< 2-3 livelli).

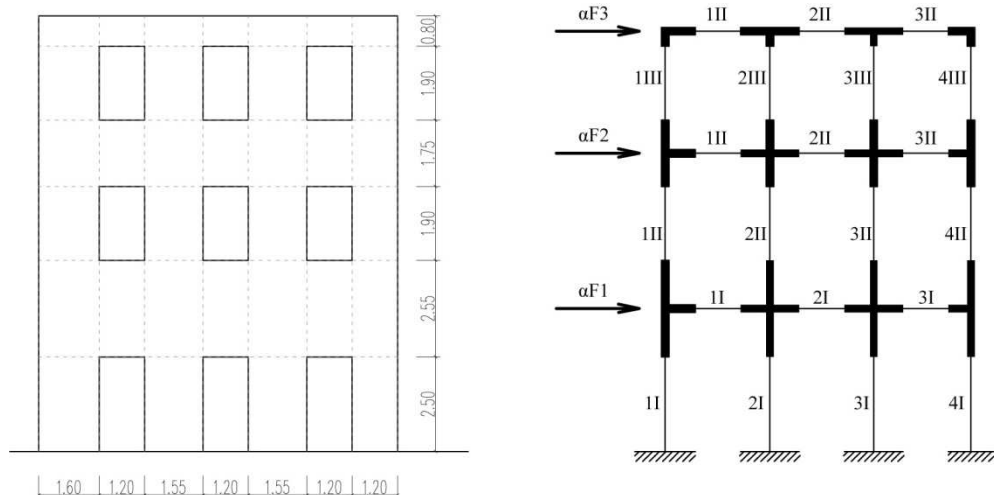
- L'elemento fascia (traverso), viene modellato solo nell'ipotesi di "trave di accoppiamento in muratura" ovvero quando è possibile la formazione di un meccanismo resistente a puntone diagonale. Ciò è possibile solo in presenza di elementi tensoresistenti (cordoli o catene). Diversamente non viene considerato il contributo resistente delle fasce e i maschi murari assumono una configurazione a mensola caricata nel piano. I pannelli di fascia vengono modellati in modo analogo ai pannelli di maschio, conservando gli offset rigidi di estremità assumendo come altezza efficace la larghezza del singolo elemento. Il comportamento dell'elemento viene supposto elasto-plastico con limite in deformazione, assumendo un legame costitutivo ancora bilineare. La resistenza dell'elemento viene fissata come la minima tra quella a pressoflessione e a taglio (V_f, V_t) modellando le rispettive cerniere plastiche.

- L'analisi statica non lineare viene eseguita mediante solutore SAP2000, applicando le azioni gravitazionali (secondo la combinazione sismica CE), inserendo le cerniere plastiche in corrispondenza di ciascun elemento a seconda del meccanismo previsto, infine applicando la sola distribuzione di carico proporzionale alle masse (Gruppo 2) con l'obiettivo di penalizzare la risposta sismica dei livelli inferiori della parete.

Nel caso della parete in esame, l'obiettivo è quello di dimostrare un miglioramento del comportamento sismico della stessa in termini di **incremento di rigidezza e resistenza nel piano**, attraverso l'esecuzione di due interventi di consolidamento tipici quali: *inserimento di un tirante metallico* e *placcaggio con intonaco armato*. Tali tipologie di intervento scaturiscono dalle strategie di adeguamento individuate nella fase di valutazione della vulnerabilità sismica della struttura e consentono di risolvere due carenze strutturali precedentemente evidenziate:

- **l'inserimento del tirante metallico**: consente l'effetto di accoppiamento delle fasce al primo livello trasformando lo schema resistente della parete. Si passa dal comportamento a mensola dei maschi murari al piano terra al telaio iperstatico introducendo la rigidezza flessionale dei traversi. In termini di *capacità di spostamento* tale intervento comporta un incremento sia della rigidezza che della resistenza sismica della parete.

- **Placcaggio della parete con intonaco armato**: consente di migliorare le caratteristiche meccaniche dei singoli pannelli murari, in quanto implica un incremento delle resistenze medie a taglio e compressione (f_m e τ_0), e delle rigidezze (E e G). In termini di *capacità di spostamento* tale intervento comporta un ulteriore incremento globale sia della rigidezza che della resistenza sismica della parete. Si vuole dimostrare che entrambi gli interventi, se applicati alla parete in esame, consentono di ridurre la domanda di spostamento, incrementando i livelli di sicurezza sismica del modello.



Maschi murari

LIVELLO 3					
Maschio	B [cm]	S [cm]	Heff [cm]	Ni (3) [daN]	σ_0 [daN/cm ²]
1	160	50	190	14626	1,8283
2	155	50	190	15729,5	2,0296
3	155	50	190	15729,5	2,0296
4	120	50	190	12501	2,0835
LIVELLO 2					
Maschio	B [cm]	S [cm]	Heff [cm]	Ni (2) [daN]	σ_0 [daN/cm ²]
1	160	60	190	29434,8	3,0661
2	155	60	190	30787,4	3,3105
3	155	60	190	30797,4	3,3115
4	120	60	190	24382,6	3,3865
LIVELLO 1					
Maschio	B [cm]	S [cm]	Heff [cm]	Ni (3) [daN]	σ_0 [daN/cm ²]
1	160	80	250	65833	5,1432
2	155	80	250	68658,5	5,5370
3	155	80	250	68668,5	5,5378
4	120	80	250	54267	5,6528

Fasce murarie

LIVELLO 1			
Fascia	B [cm]	S [cm]	Heff [cm]
1	120	60	255
2	120	60	255
3	120	60	255
LIVELLO 2			
Fascia	B [cm]	S [cm]	Heff [cm]
1	120	50	175
2	120	50	175
3	120	50	175
LIVELLO 3			
Fascia	B [cm]	S [cm]	Heff [cm]
1	120	50	80
2	120	50	80
3	120	50	80

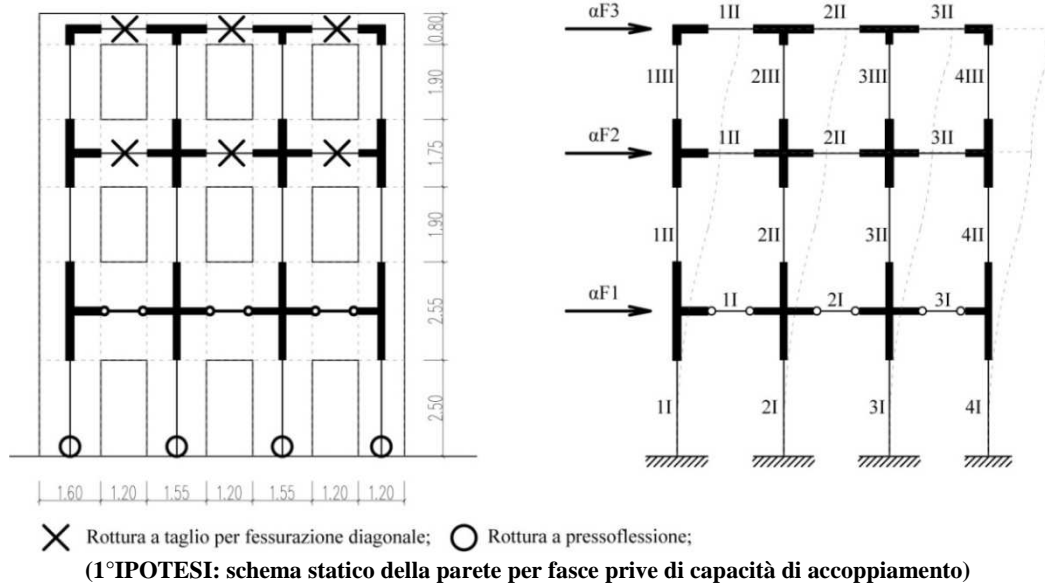
Peso complessivo parete: $W_{tot} (P5) = W1+W2+W3 = 495,7+335,89+480,54= 1312,12$ kN

Proprietà meccaniche dei materiali

MURATURA M1 (1° e 2° livello)		
fd (=fhd)	8,34	daN/cm ²
τ0d	0,17	daN/cm ²
ftd	0,255	daN/cm ²
E	8700	daN/cm ²
G	2900	daN/cm ²
MURATURA M2 (3° livello)		
fd(=fhd)	14	daN/cm ²
τ0d	0,35	daN/cm ²
ftd	0,525	daN/cm ²
E	8400	daN/cm ²
G	2800	daN/cm ²

4.2.1 Analisi statica non lineare nell'ipotesi di fasce prive di capacità di accoppiamento (1° ipotesi).

La prima ipotesi consiste nello studiare la risposta sismica della parete reale in assenza di qualsiasi presidio antisismico. In tal caso, in assenza di elementi orizzontali resistenti a trazione, i pannelli di fascia del primo livello vengono considerati come privi della capacità di accoppiamento e non possono essere modellati. Si considererà la sola rigidezza estensionale delle fasce inserendo opportuni pendoli in corrispondenza del primo implacato. Ovvero si suppone la rottura fragile quasi istantanea delle fasce di piano per meccanismo a pressoflessione. In tal caso il comportamento dei maschi murari al primo livello coincide con il modello a mensola avente rigidezza notevolmente ridotta. Per il 2° e 3° livello è possibile tener conto della rigidezza flessionale delle fasce data la presenza dei cordoli in c.a., considerando l'effettiva capacità di accoppiamento. Nello specifico per il calcolo della resistenza a taglio delle fasce, essendo la resistenza a trazione H_p dei cordoli molto elevata si assumerà il minimo normativo pari a $0,4 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t$. Si procede determinando le resistenze a taglio e pressoflessione dei singoli pannelli murari, in funzione delle rispettive snellezze, attraverso le relazioni riportate nelle NTC08. Infine si ricavano gli spostamenti ultimi per la costruzione dei legami bilineari e si modellano le cerniere plastiche. Al primo livello si considererà il comportamento a mensola dei maschi murari ipotizzando pertanto meccanismi di collasso a pressoflessione data l'elevata snellezza degli elementi resistenti verticali.

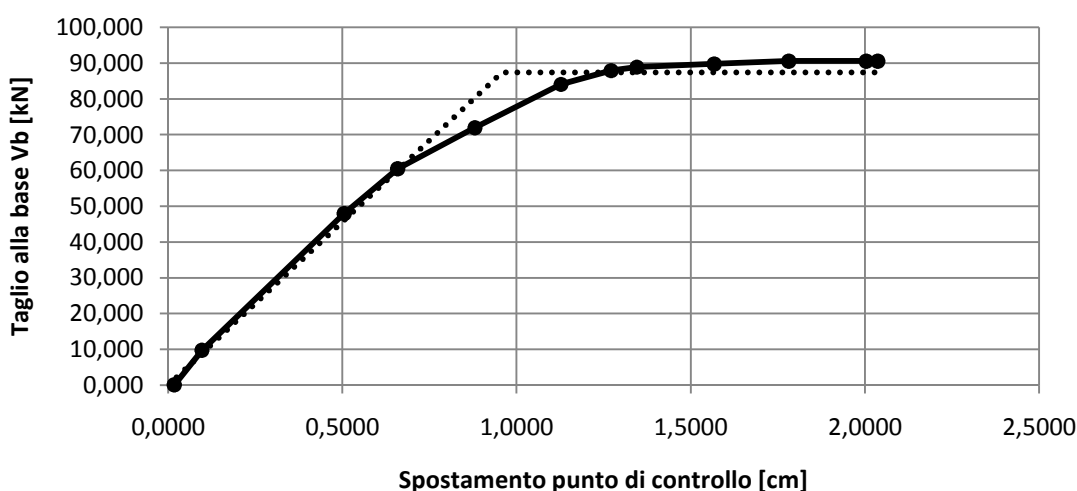


IPOTESI 1: PARAMETRI MASCHI MURARI								
Carichi assiali					Resistenze ultime		Spostamenti ultimi	
LIVELLO 3					TAGLIO	MOMENTO ULTIMO	FLESSIONE	TAGLIO
Maschio	B [cm]	S [cm]	Heff [cm]	σ_0 [daN/cm ²]	Vt [daN]	Mu [daN*cm]	duf = 0,006h	dut=0,004h
1	160	50	190	1,828250	7488,073	990315,3983	1,14	0,76
2	155	50	190	2,029613	7321,870	1011122,662	1,14	0,76
3	155	50	190	2,029613	7321,870	1011122,662	1,14	0,76
4	120	50	190	2,083500	4680,961	618736,4697	1,14	0,76
LIVELLO 2					MOMENTO ULTIMO	FLESSIONE	TAGLIO	
Maschio	B [cm]	S [cm]	Heff [cm]	σ_0 [daN/cm ²]	Mu [daN*cm]	duf = 0,006h	dut=0,004h	
1	160	60	190	3,066125	1336295,907	1,14	0,76	
2	155	60	190	3,310473	1271780,778	1,14	0,76	
3	155	60	190	3,311548	1271831,83	1,14	0,76	
4	120	60	190	3,386472	764090,1718	1,14	0,76	
LIVELLO 1					MOMENTO ULTIMO	FLESSIONE	TAGLIO	
Maschio	B [cm]	S [cm]	Heff [cm]	σ_0 [daN/cm ²]	Mu [daN*cm]	duf = 0,006h	dut=0,004h	
1	160	80	250	5,143203	1445593,406	1,14	1,00	
2	155	80	250	5,536976	1164956,004	1,14	1,00	
3	155	80	250	5,537782	1164520,264	1,14	1,00	
4	120	80	250	5,652813	659649,4885	1,14	1,00	

IPOTESI 1: PARAMETRI FASCE								
Carichi assiali					Resistenze ultime		Spostamenti ultimi	
LIVELLO 1					TAGLIO	MOMENTO ULTIMO	FLESSIONE	TAGLIO
Fascia	B [cm]	S [cm]	Heff [cm]		Vt [daN]	Mu [daN*cm]	duf = 0,006h	dut=0,004h
1	120	60	255					
2	120	60	255					
3	120	60	255					
(NO ACCOPPIAMENTO)								
LIVELLO 2					TAGLIO	MOMENTO ULTIMO	FLESSIONE	TAGLIO
Fascia	B [cm]	S [cm]	Heff [cm]	$0,4*fhd*h*t$ [daN]	Vt [daN]	Mu [daN*cm]	duf = 0,006h	dut=0,004h
1	120	50	175	29190	1487,5	1352183,8	0,72	0,48
2	120	50	175	29190	1487,5	1352183,8	0,72	0,48
3	120	50	175	29190	1487,5	1352183,8	0,72	0,48
LIVELLO 3					TAGLIO	MOMENTO ULTIMO	FLESSIONE	TAGLIO
Fascia	B [cm]	S [cm]	Heff [cm]	$0,4*fhd*h*t$ [daN]	Vt [daN]	Mu [daN*cm]	duf = 0,006h	dut=0,004h
1	120	50	80	22400	1400	474352,9	0,72	0,48
2	120	50	80	22400	1400	474352,9	0,72	0,48
3	120	50	80	22400	1400	474352,9	0,72	0,48

Sul modello è stata eseguita una analisi di pushover in controllo di spostamento, ricavando la curva di capacità della parete in termini di taglio alla base (V_b) – spostamento del punto di controllo. In particolare si può notare che la condizione ultima per la parete avviene per la rottura a pressoflessione dei maschi murari del primo livello i quali presentano un comportamento tipicamente a mensola con momento massimo al piede. Lo stato limite si attiva a seguito della successiva rottura a taglio delle fasce di piano ai livelli superiori. I maschi murari al 2° e 3° livello restano sostanzialmente in fase elastica. Dalla curva di capacità si nota come la struttura presenta un comportamento molto deformabile sul ramo elastico fino al raggiungimento di una resistenza allo snervamento circa pari a 90kN con successiva incapacità di assorbire ulteriori incrementi di taglio (comportamento perfettamente plastico). A fronte dei 1300 kN pari al peso complessivo, la parete resiste ad una azione sismica massima circa pari al 7% del proprio peso (molto basso).

1°IPOTESI: Fasce prive di capacità di accoppiamento.



In tabella si riportano i risultati dell'analisi statica non lineare nella prima ipotesi di parete con fasce al primo livello prive di capacità di accoppiamento. In particolare l'analisi si esegue sostituendo la curva di capacità della struttura reale con la curva di capacità del sistema bilineare equivalente ad un solo grado di libertà (SDOF), utilizzando la formulazione presentata al capitolo 2. Il calcolo si esegue considerando la prima forma modale principale (traslazionale).

1°IPOTESI – Parete non consolidata.		
Parametro	Valore	Unità di misura
K^*	91,865	kN/cm
T^*	0,637	sec.
F^*_{max}	74,87	kN
$Se(T^*) - SLV$	0,600	g
F^*y	72,28	kN
dy^*	0,792	cm
q^*	$(T^* > T_c = 0,568s)$	
$S_{De}(T^*) - SLV$	5,50	cm
Γ	1,21	
d^*_{max}	5,50	cm
μ (duttilità richiesta) = q^*	6,94	
μ_c (duttilità disponibile)	2,12	
d_{max} (domanda)	6,65	cm
d_u (capacità)	2,03	cm
$\alpha_u = \frac{d_u}{d_{max}}$ (coefficiente di sicurezza)	0,35	NON VERIFICATA

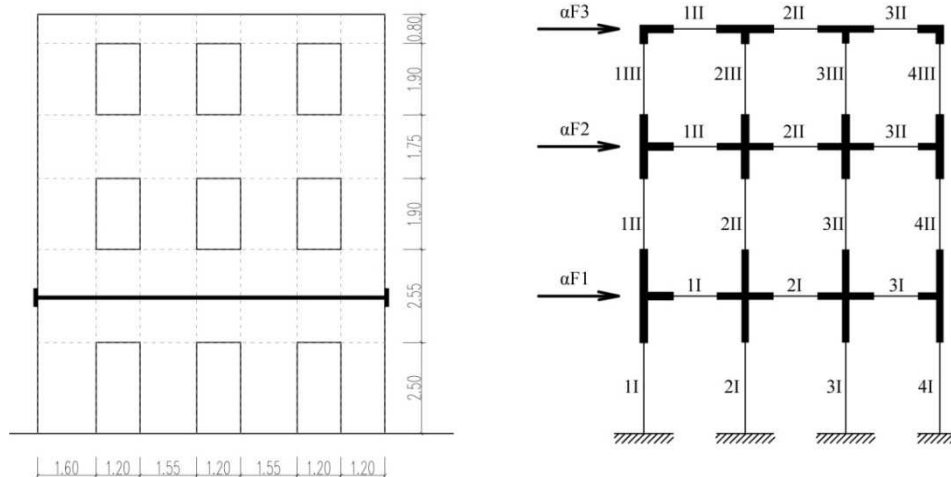
4.2.2 Analisi statica non lineare nell'ipotesi di consolidamento con tirante in acciaio (2° ipotesi).

La seconda ipotesi consiste nello studiare la risposta sismica della parete reale adottando il primo intervento di consolidamento per gli effetti nel piano. Esso consiste nell'inserimento di un tirante metallico preteso, inserito in corrispondenza della fascia di piano al 1° livello. Il modello statico della parete viene così modificato in quanto si dovrà tener conto della reale capacità di accoppiamento dei pannelli di fascia. L'elemento resistente a trazione consente di mobilitare la rigidezza flessionale delle fasce, le quali vengono modellate come i maschi murari, assumendo un legame costitutivo di tipo bilineare taglio-spostamento. In tal caso si determinano le resistenze a taglio e flessione delle fasce al PT, considerando il contributo della resistenza a trazione effettiva H_p del tirante metallico. Per il dimensionamento del tirante si è ragionato come di seguito. Per il generico pannello di fascia al PT i meccanismi di collasso possibili sono a pressoflessione e a taglio i cui valori delle resistenze sono date da ($V_p=2Mu/B$; V_t). In assenza dell'accoppiamento le fasce sono prive di rigidezze flessionale e la rottura avviene istantaneamente a pressoflessione. In tal caso, l'inserimento del tirante può essere sfruttato per modificare il meccanismo di rottura delle fasce passando da quello a pressoflessione a quello a taglio conferendo maggiore resistenza alla parete. Con riferimento ai pannelli di fascia l'effetto migliorativo dovuto all'accoppiamento può essere sfruttato finché la resistenza a pressoflessione risulta pari a quella per taglio $V_p=V_t$. Superato tale valore la rottura delle fasce avverrà sempre per taglio. Nel progetto in esame data la generica fascia di dimensioni [$H=255\text{cm}$; $B=120\text{cm}$; $s=60\text{cm}$] si ricava la trazione minima nel tirante imponendo $V_p(H_p)=V_t=2601\text{daN}$ da cui si ottiene $H_{p_{\min}}=1224\text{daN}$. Affinché si verifichi l'effetto di accoppiamento è necessario assicurare comunque una pre-trazione del tirante la quale può essere sfruttata per incrementare peraltro la resistenza a taglio per fessurazione diagonale dei maschi murari. Nel caso in esame, data l'elevata snellezza dei maschi murari al PT, la rottura degli stessi avverrà sempre a pressoflessione e l'effetto della pre-trazione risulterebbe comunque irrilevante ai fini dell'analisi in quanto la resistenza a taglio risulterebbe sempre maggiore di quella flessionale. In tal caso supposta una pre-trazione media nel tirante pari a $T=10\text{ kN}$ (utile per contenere peraltro gli effetti fuori dal piano delle pareti trasversali), si dimensiona il tirante su un tiro pari a $1224+1000\text{ daN} = 2224\text{ daN} \Rightarrow T_c=2250\text{ daN}$ a cui corrisponde un diametro minimo $T_c=At \cdot f_{yd}$ (S235) $\Rightarrow D_{\min}=1,12\text{ cm}$, si assumerà pertanto un diametro convenzionale pari a $D_t=20\text{ mm}$. Dalla verifica a schiacciamento della muratura è possibile ricavare il diametro minimo del capochiave circolare: $N_{Rdc} = A_c \cdot f_{hd} = 2250\text{ daN} \Rightarrow$ Per ridurre lo stato di compressione parallela ai giunti, si considererà comunque un diametro maggiore pari a $D_c=400\text{mm}$. Si ricava la resistenza a trazione del tirante (per $D_t=20\text{mm}$) $H_p=At \cdot f_{yd}=7382\text{ daN}$.

Allo stesso modo per il 2° e 3° livello è possibile tener conto della rigidezza flessionale delle fasce data la presenza dei cordoli in c.a., considerando l'effettiva capacità di accoppiamento. In tal caso il modello della parete cambia, si introducono i traversi orizzontali coincidenti con le fasce, lo schema diviene quello del telaio iperstatico con un incremento sensibile della rigidezza e della resistenza dei maschi murari al primo livello. Il vantaggio derivante dall'inserimento del tirante si legge proprio nella possibilità di modificare il meccanismo di collasso delle fasce di piano, spingendo la struttura verso un comportamento generalizzato sicuramente più duttile e resistente. Si evita così il meccanismo di piano debole sicuramente più fragile. Si procede determinando le resistenze a taglio e pressoflessione dei singoli pannelli murari, in funzione delle rispettive snellezze, attraverso le relazioni riportate nelle NTC08. Infine si ricavano gli spostamenti ultimi per la costruzione dei legami bilineari e si modellano le cerniere plastiche.

IPOTESI 2: PARAMETRI MASCHI MURARI								
Carichi assiali					Resistenze ultime		Spostamenti ultimi	
LIVELLO 3					TAGLIO	MOMENTO ULTIMO	FLESSIONE	TAGLIO
Maschio	B [cm]	S [cm]	Heff [cm]	σ_0 [daN/cm ²]	Vt [daN]	Mu [daN*cm]	duf = 0,006h	dut=0,004h
1	160	50	190	1,828250	7488,073	990315,4	1,14	0,76
2	155	50	190	2,029613	7321,870	1011122,7	1,14	0,76
3	155	50	190	2,029613	7321,870	1011122,7	1,14	0,76
4	120	50	190	2,083500	4680,961	618736,5	1,14	0,76
LIVELLO 2					TAGLIO	MOMENTO ULTIMO	FLESSIONE	TAGLIO
Maschio	B [cm]	S [cm]	Heff [cm]	σ_0 [daN/cm ²]	Vt [daN]	Mu [daN*cm]	duf = 0,006h	dut=0,004h
1	160	60	190	3,066125	7439,613	1336295,9	1,14	0,76
2	155	60	190	3,310473	7234,187	1271780,8	1,14	0,76
3	155	60	190	3,311548	7235,278	1271831,8	1,14	0,76
4	120	60	190	3,386472	4625,406	764090,2	1,14	0,76
LIVELLO 1					TAGLIO	MOMENTO ULTIMO	FLESSIONE	TAGLIO
Maschio	B [cm]	S [cm]	Heff [cm]	σ_0 [daN/cm ²]	Vt [daN]	Mu [daN*cm]	duf = 0,006h	dut=0,004h
1	160	80	250	5,143203	10011,829	1445593,406	1,50	1,00
2	155	80	250	5,536976	10046,479	1164956,004	1,50	1,00
3	155	80	250	5,537782	10047,179	1164520,264	1,50	1,00
4	120	80	250	5,652813	7855,312	659649,4885	1,50	1,00

IPOTESI 2: PARAMETRI FASCE								
Carichi assiali					Resistenze ultime		Spostamenti ultimi	
LIVELLO 1					TAGLIO	MOMENTO ULTIMO	FLESSIONE	TAGLIO
Fascia	B [cm]	S [cm]	Heff [cm]	Hp (< 0,4*fhd*h*t) [daN]	Vt [daN]	Mu [daN*cm]	duf = 0,006h	dut=0,004h
1	120	60	255	7379	2601	876815,3	0,72	0,48
2	120	60	255	7379	2601	876815,3	0,72	0,48
3	120	60	255	7379	2601	876815,3	0,72	0,48
LIVELLO 2					TAGLIO	MOMENTO ULTIMO	FLESSIONE	TAGLIO
Fascia	B [cm]	S [cm]	Heff [cm]	0,4*fhd*h*t [daN]	Vt [daN]	Mu [daN*cm]	duf = 0,006h	dut=0,004h
1	120	50	175	29190	1487,5	1352183,8	0,72	0,48
2	120	50	175	29190	1487,5	1352183,8	0,72	0,48
3	120	50	175	29190	1487,5	1352183,8	0,72	0,48
LIVELLO 3					TAGLIO	MOMENTO ULTIMO	FLESSIONE	TAGLIO
Fascia	B [cm]	S [cm]	Heff [cm]	0,4*fhd*h*t [daN]	Vt [daN]	Mu [daN*cm]	duf = 0,006h	dut=0,004h
1	120	50	80	22400	1400	474352,9	0,72	0,48
2	120	50	80	22400	1400	474352,9	0,72	0,48
3	120	50	80	22400	1400	474352,9	0,72	0,48



(2°IPOTESI: schema statico della parete per fasce dotate di capacità di accoppiamento – inserimento del tirante)

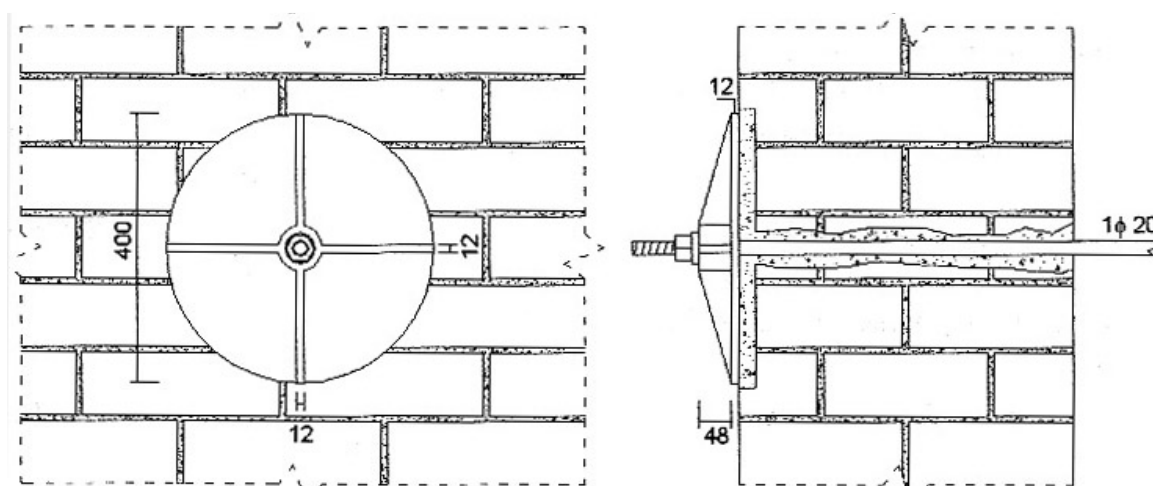
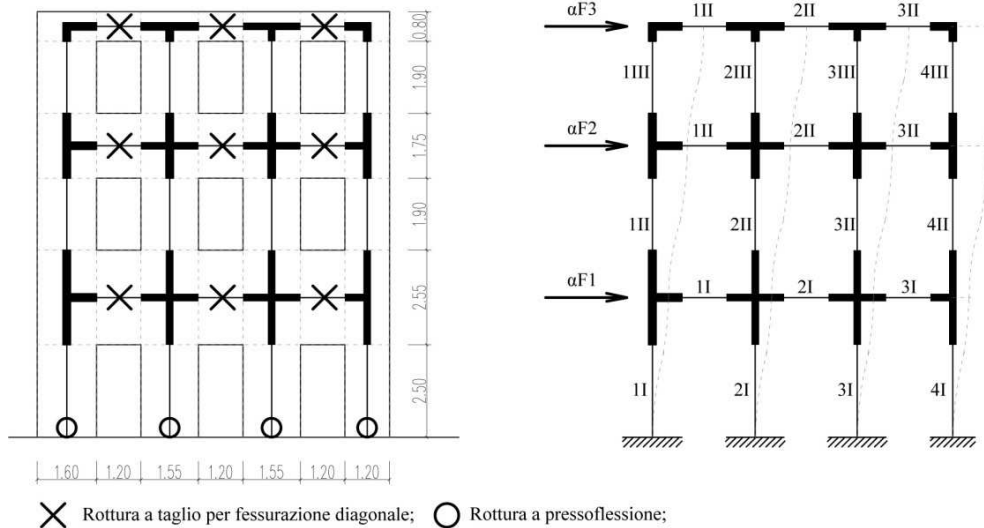
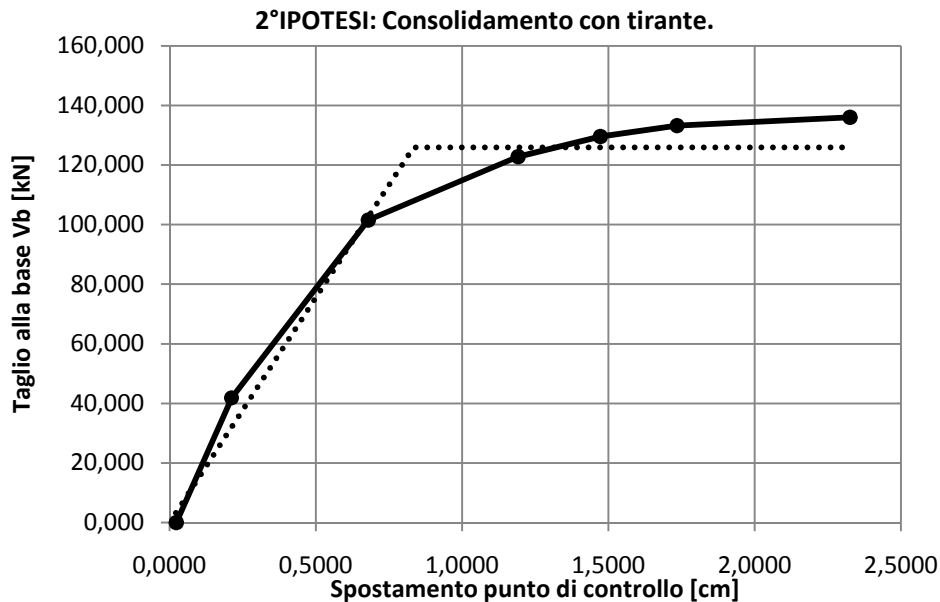


Fig. Esempio del particolare di inserimento del tirante e del capo chiave (Figure M.Vinci - Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per strutture in Muratura, 2012).

Sul modello è stata eseguita una analisi di pushover in controllo di spostamento, ricavando la curva di capacità della parete in termini di taglio alla base (V_b) – spostamento del punto di controllo. La condizione ultima per la parete avviene per rottura a taglio delle fasce di piano e successiva formazione delle cerniere per flessione al piede. L’inserimento del tirante consente però un sensibile incremento della rigidezza e della resistenza della parete. Dalla curva di capacità si nota che rispetto al caso precedente, la struttura assume un comportamento più rigido sul ramo elastico fino al raggiungimento della resistenza allo snervamento (inizio delle plasticizzazioni al piede) pari a circa 100kN. Sul ramo plastico, a differenza dell’ipotesi precedente, la struttura dimostra una residua capacità di assorbire ulteriori incrementi di taglio alla base (*comportamento elasto-plastico incrudente*), con un “ritardo” nell’evoluzione delle plasticizzazioni e quindi un incremento del rapporto di sovrarresistenza. Ciò è dovuto proprio al maggior grado di iperstaticità della struttura, che consente peraltro di incrementare la capacità di spostamento ultima. In tal caso la resistenza massima raggiunta dalla struttura è sensibilmente maggiore, circa pari a 140kN. Ovvero la struttura resiste ad una azione sismica massima circa pari al 11% del proprio peso (relativamente bassa rispetto alla domanda richiesta per il sito di progetto).



(2°IPOTESI: schema statico della parete per fasce dotate di capacità di accoppiamento, inserimento del tirante)



In tabella si riportano i risultati dell'analisi statica non lineare nella seconda ipotesi di parete consolidata con tirante metallico e fasce al primo livello dotate di capacità di accoppiamento. In particolare l'analisi si esegue sostituendo la curva di capacità della struttura reale con la curva di capacità del sistema bilineare equivalente ad un solo grado di libertà (SDOF), utilizzando la formulazione presentata al capitolo 2. Dai risultati si nota l'incremento della rigidezza (k^*) e della resistenza massima F^*_{max} rispetto all'ipotesi precedente, a cui corrisponde una riduzione della domanda di spostamento d_{max} ed un incremento del coefficiente di sicurezza. La verifica allo SLV risulta tuttavia ancora negativa in quanto l'intervento risulta ancora insufficiente per sopperire alle carenze strutturali soprattutto in termini di resistenza. Si necessitano ulteriori interventi di consolidamento atti ad incrementare la resistenza delle murature dei primi due livelli (tipologia M1 in pietrame disordinato) caratterizzate da ridotti valori di (f_m e τ_0).

2° IPOTESI – Parete consolidata con tirante in acciaio.		
Parametro	Valore	Unità di misura
K*	150,57	kN/cm
T*	0,474 < Tc	sec.
F* _{max}	109,70	kN
Se(T*) – SLV	0,602	g
F*y	101,55	kN
dy*	0,672	cm
q*	4,95	>3 NON VERIFICATA
S _{De} (T*) - SLV	3,35	cm
Γ	1,24	
μ (duttilità richiesta)	5,83	
μ _c (duttilità disponibile)	2,79	
d* _{max}	3,95	cm
d _{max} (domanda)	4,898	cm
du (capacità)	2,36	cm
$\alpha_u = \frac{d_u}{d_{max}}$ (coefficiente di sicurezza)	0,48	NON VERIFICATA

4.2.3 Analisi statica non lineare nell'ipotesi di consolidamento con tirante in acciaio e placcaggio con intonaco armato (3° e 4° ipotesi).

L'ultima ipotesi di intervento si basa sulla necessità di sopperire soprattutto alle richieste di resistenza delle murature dei primi due livelli, realizzate con materiali aventi scarse qualità meccaniche. In tal caso si studierà la risposta sismica globale della parete per gli effetti nel piano, integrando all'intervento con tirante metallico, la tecnica di consolidamento mediante placcaggio delle murature. Tale intervento può essere realizzato attraverso la tecnica dell'intonaco armato, la quale consiste nel realizzare due lastre in calcestruzzo (spessore 3-5cm) affiancate sui due lati della muratura, armate con rete metallica e rese solidali alla muratura stessa mediante connettori trasversali. Tale intervento consente di migliorare ulteriormente le caratteristiche meccaniche della parete in termini sia di resistenza che di rigidezza attraverso l'azione del confinamento offerto dai connettori trasversali. L'intervento si presta molto bene per murature costituite da pietrame e generalmente viene integrato alla tecnica delle iniezioni di miscele leganti. Il placcaggio deve essere eseguito in modo più uniforme possibile e distribuito sull'intera parete.

In termini numerici il placcaggio consente di incrementare le resistenze e le rigidezze del materiale costitutivo, in particolare per le murature scadenti dove si prevede un raddoppio delle caratteristiche (2-2,5 volte). Inoltre tale intervento comporta un sensibile incremento della massa muraria di cui se ne dovrà tener conto nelle analisi numeriche.

Nel caso in esame, l'incremento sensibile della resistenza a compressione dei maschi murari al PT a seguito del placcaggio armato, comporta un aumento della resistenza a pressoflessione degli stessi ed il meccanismo di rottura atteso diviene quello per taglio da trazione (valore minimo della resistenza). Tale variazione del meccanismo di rottura comporta un incremento notevole della resistenza dell'intera parete. Allo stesso modo si incrementa ulteriormente la resistenza flessionale delle fasce murarie a seguito dell'aumento di H_p (resistenza a trazione dell'elemento teso) dovuto alla presenza dell'armatura metallica. In ogni caso i pannelli di fascia, essendo elementi tozzi, presentano resistenze a taglio (V_t) molto più basse di quelle flessionali ed il meccanismo di rottura coinciderà sempre con quello per fessurazione diagonale. Nel caso in esame l'intervento si realizza mediante due lastre in cls dello spessore di 3cm con rete elettrosaldata avente maglie 15*15cm e diametro Φ=6mm (B450C). Il modello statico della parete resta invariato (telaio iperstatico), si migliora la capacità di accoppiamento delle fasce di piano incrementando sia la resistenza a pressoflessione che a taglio. Allo stesso modo per il 2° e 3° livello è possibile tener conto della rigidezza flessionale delle fasce data la presenza dei cordoli in c.a., considerando l'effettiva capacità di accoppiamento.

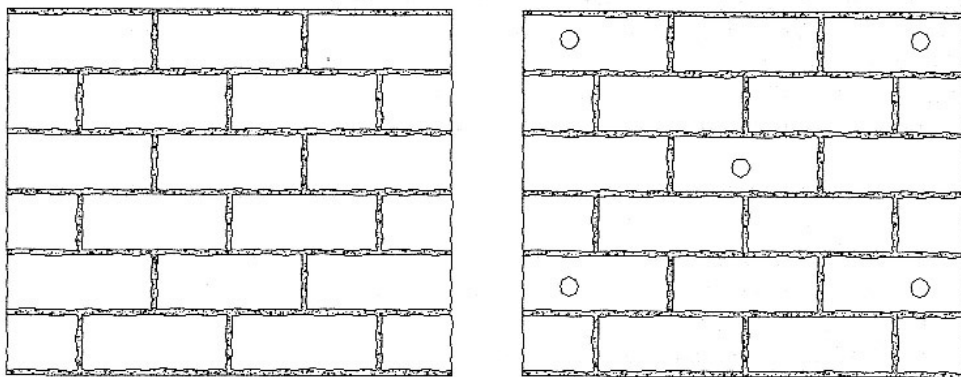


Fig. Intervento di placcaggio con intonaco armato. Fase A-B: preparazione della parete e perforazioni trasversali.

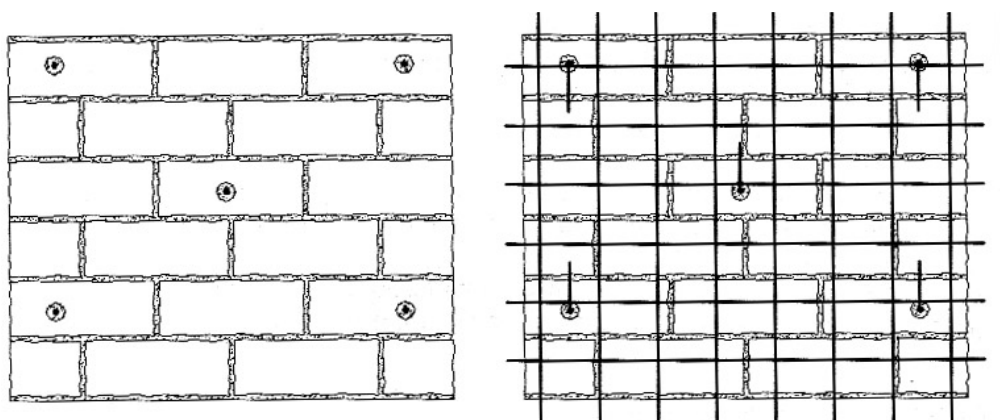


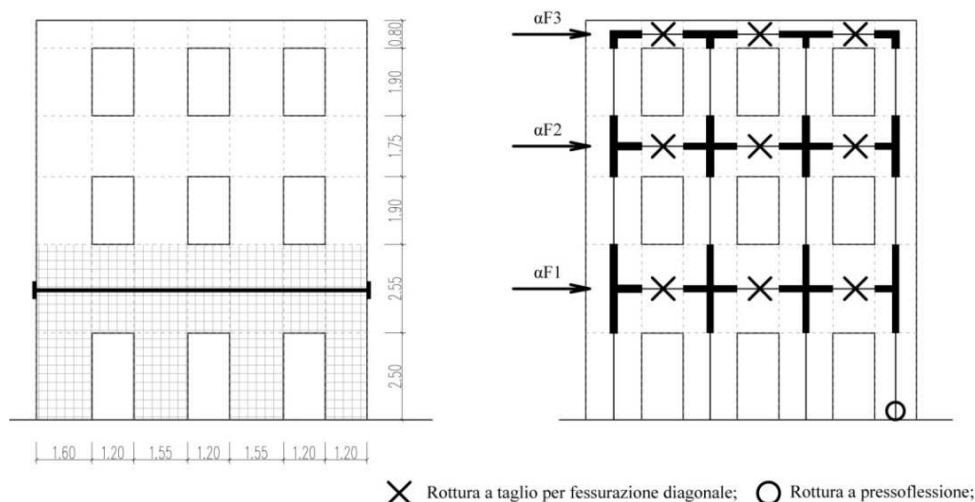
Fig. Intervento di placcaggio con intonaco armato. Fase C-D: alloggiamento dei connettori trasversali, posizionamento delle reti metalliche, esecuzione del getto delle lastre di confinamento. (Figure M.Vinci - Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per strutture in Muratura, 2012).

Nel caso in esame si sono effettuate due ipotesi di intervento, prevedendo prima il placcaggio della sola muratura del piano terra (A) e successivamente estendendolo a quella del primo piano (B), date le scarse qualità meccaniche ad entrambi i livelli (muratura M1). Dalle curve di capacità ottenute è possibile evidenziare in entrambi i casi un sensibile incremento della rigidità e della resistenza complessiva della parete. Si procede determinando le resistenze a taglio e pressoflessione dei singoli pannelli murari, in funzione delle rispettive snellezze, attraverso le relazioni riportate nelle NTC08. Infine si ricavano gli spostamenti ultimi per la costruzione dei legami bilineari e si modellano le cerniere plastiche. In conformità con quanto disposto **nella tabella C8.A.2.2 della C.M. 617/09**, per consolidamento con intonaco armato, è possibile incrementare le proprietà meccaniche (resistenze e moduli) della muratura di progetto corrispondente alla tipologia M1(PT e PP) attraverso un coefficiente maggiorativo pari a 2,5. In tal caso le caratteristiche di progetto risultano:

MURATURA M1 CONSOLIDATA CON INTONACO ARMATO (1° e 2° livello)		
$f_d (=f_{hd})$	20,85	daN/cm ²
τ_{0d}	0,425	daN/cm ²
f_{td}	0,6375	daN/cm ²
E	21750	daN/cm ²
G	7250	daN/cm ²

MURATURA M2 (3° livello)		
$f_d (=f_{hd})$	14	daN/cm ²
τ_{0d}	0,35	daN/cm ²
f_{td}	0,525	daN/cm ²
E	8400	daN/cm ²
G	2800	daN/cm ²

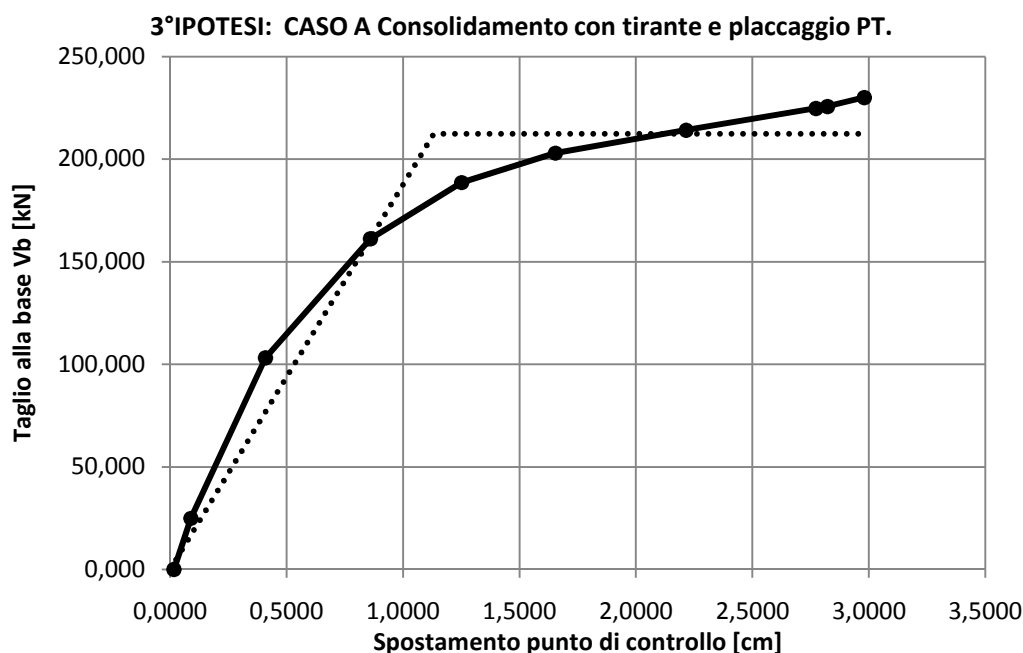
Caso A: parete consolidata con tirante e intonaco armato al PT.



(3° IPOTESI: CASO A parete consolidata con tirante e placcaggio con intonaco armato al piano terra)

Tale ipotesi costituisce una configurazione intermedia di risposta della struttura la quale, anche se non verificata, ci consente comunque di effettuare alcune osservazioni in termini di miglioramento. Sul modello è stata eseguita una analisi di pushover in controllo di spostamento, ricavando la curva di capacità della parete in termini di taglio alla base (V_b) – spostamento del punto di controllo. L'intervento di placcaggio modifica la configurazione di collasso della struttura infatti: l'incremento della resistenza a pressoflessione dei maschi al PT fa sì che la condizione ultima si verifica dapprima attraverso la rottura a taglio di tutte le fasce di piano e infine con la rottura a pressoflessione dell'ultimo maschio più snello del PT.

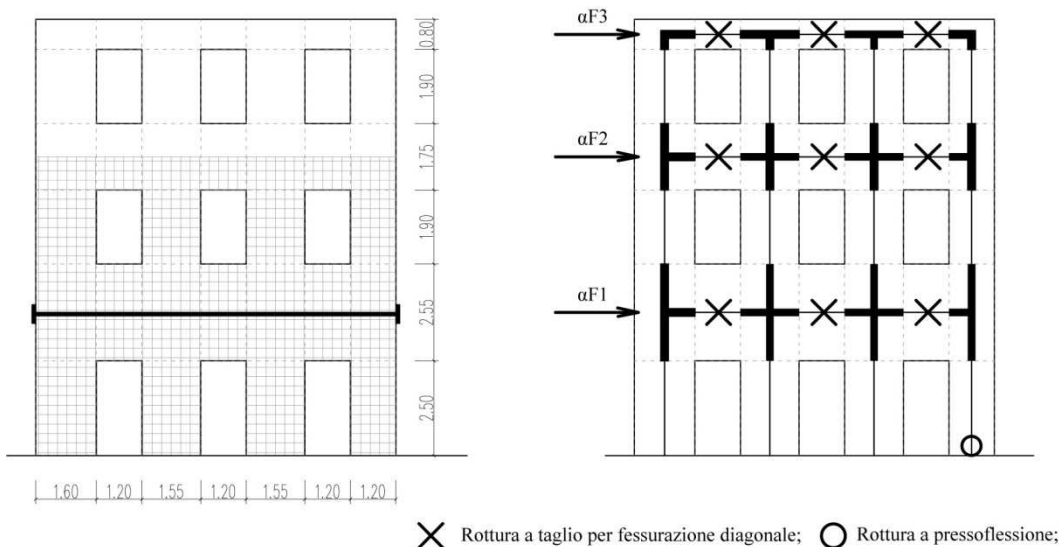
Rispetto al caso precedente, la tecnica del placcaggio, consente però un sensibile incremento della rigidezza e della resistenza della parete. Dalla curva di capacità si nota che, la struttura assume un comportamento molto più rigido sul ramo elastico fino al raggiungimento della resistenza allo snervamento (plasticizzazione delle fasce) pari a circa 170 kN. Sul ramo plastico, a differenza delle ipotesi precedenti, la struttura dimostra comunque una minima capacità di assorbire ulteriori incrementi di taglio alla base (*comportamento elasto-plastico incrudente*), con un "ritardo" nell'evoluzione delle plasticizzazioni e quindi un incremento del rapporto di sovrarresistenza. Ciò è dovuto proprio al maggior grado di iperstaticità della struttura, che consente peraltro di incrementare la capacità di spostamento ultima (2,9 cm). In tal caso la resistenza massima offerta dalla struttura è sensibilmente maggiore, circa pari a 230 kN; ovvero la struttura resiste ad una azione sismica massima circa pari al 18% del proprio peso.



In tabella si riportano i risultati dell'analisi statica non lineare nella terza ipotesi di parete consolidata con tirante metallico e placcaggio con intonaco armato al PT. L'analisi si esegue sostituendo la curva di capacità della struttura reale con la curva di capacità del sistema bilineare equivalente ad un solo grado di libertà (SDOF), utilizzando la formulazione presentata al capitolo 2. Dai risultati si nota l'incremento della rigidezza (k^*) e della resistenza massima F^*_{max} rispetto all'ipotesi precedente, a cui corrisponde una riduzione della domanda di spostamento d_{max} ed un incremento del coefficiente di sicurezza. **La verifica allo SLV risulta tuttavia ancora negativa** in quanto l'intervento risulta ancora insufficiente per sopperire alle carenze strutturali in termini di resistenza e rigidezza anche della muratura del primo livello (tipologia M1 in pietrame disordinato).

3°IPOTESI – CASO A parete consolidata con tirante e placcaggio con intonaco armato al piano terra.		
Parametro	Valore	Unità di misura
K^*	187,168	kN/cm
T^*	$0,405 < T_c$	sec.
F^*_{max}	189,04	kN
$Se(T^*) - SLV$	0,602	g
F^*y	174,50	kN
dy^*	0,930	cm
q^*	2,61	<3 VERIFICATA
$S_{De}(T^*) - SLV$	2,42	cm
Γ	1,217	
μ (duttilità richiesta)	3,3	
μ_c (duttilità disponibile)	2,63	
d^*_{max}	3,06	cm
d_{max} (domanda)	3,65	cm
d_u (capacità)	2,98	cm
$\alpha_u = \frac{d_u}{d_{max}}$ (coefficiente di sicurezza)	0,82	NON VERIFICATA

Caso B: parete consolidata con tirante e intonaco armato al PT e PP.



(3°IPOTESI: CASO B parete consolidata con tirante e placcaggio con intonaco armato al piano terra e primo piano)

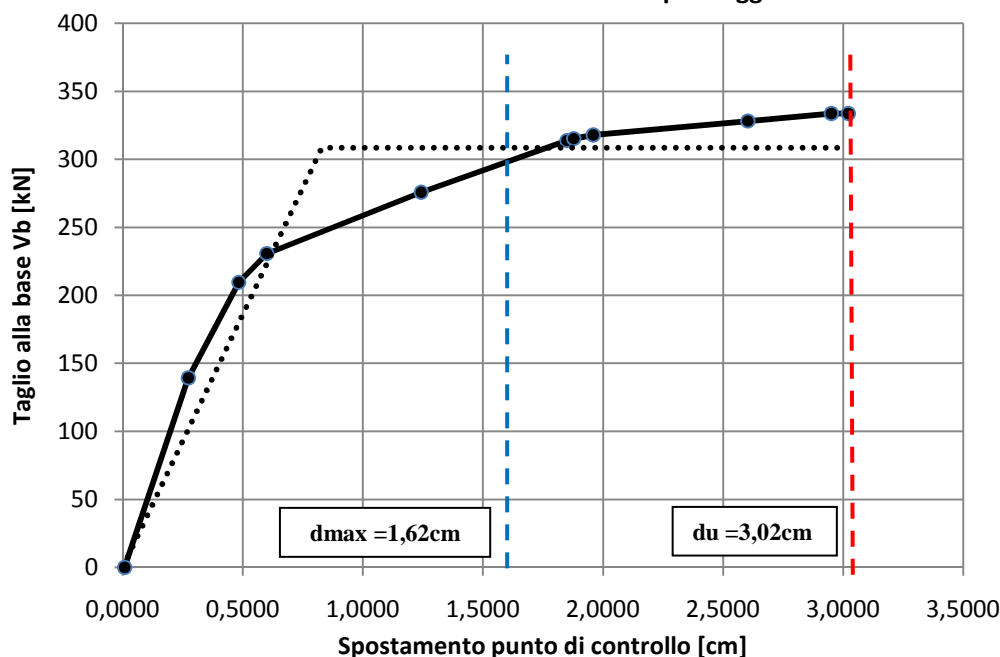
Tale ipotesi costituisce lo stato di progetto della struttura, la quale ci consente di dimostrare l'adeguamento sismico della parete in conformità con i livelli di sicurezza minimi (SLV) previsti dalle attuali norme tecniche NTC08 per il sito di progetto. Sul modello è stata eseguita una analisi di pushover in controllo di spostamento, ricavando la curva di capacità della parete in termini di taglio alla base (V_b) – spostamento del punto di controllo. Come visto in precedenza, l'intervento di placcaggio modifica la configurazione di collasso della struttura infatti: l'incremento della resistenza a pressoflessione dei maschi ai due livelli fa sì che la condizione ultima si verifica dapprima attraverso la rottura a taglio di tutte le fasce di piano e infine con la rottura a pressoflessione dell'ultimo maschio più snello del PT. Si procede determinando le resistenze a taglio e pressoflessione dei singoli pannelli murari, in funzione delle rispettive snellezze, attraverso le relazioni riportate nelle NTC08. Infine si ricavano gli spostamenti ultimi per la costruzione dei legami bilineari e si modellano le cerniere plastiche.

Rispetto al caso precedente, il placcaggio delle murature del primo livello, consente un ulteriore incremento della rigidezza e della resistenza complessiva della parete nel proprio piano. Dalla curva di capacità si nota che, la struttura assume un comportamento molto più rigido sul ramo elastico fino al raggiungimento della resistenza allo snervamento (plasticizzazione delle fasce) pari a circa 230kN. Come nel caso precedente, sul ramo plastico la struttura dimostra una buona capacità di assorbire ulteriori incrementi di taglio alla base (comportamento elasto-plastico incrudente) con un ulteriore incremento del rapporto di sovrarresistenza. Ciò è dovuto proprio alla maggiore rigidezza e resistenza dei primi due livelli (le plasticizzazioni avvengono in modo più lento) che garantiscono: una maggiore redistribuzione delle sollecitazioni ai piani superiori (si tende al collasso generalizzato), un ulteriore incremento della capacità di spostamento ultima della struttura (3,03 cm). In tal caso la resistenza massima offerta dalla struttura è sensibilmente maggiore, circa pari a 335kN; ovvero la struttura resiste ad una azione sismica massima circa pari al 26% del proprio peso.

Caso B: parete consolidata con tirante e intonaco armato al PT e PP.

IPOTESI 3: CASO B - PARAMETRI MASCHI MURARI								
Carichi assiali					Resistenze ultime		Spostamenti ultimi	
LIVELLO 3					TAGLIO	MOMENTO ULTIMO	FLESSIONE	TAGLIO
Maschio	B [cm]	S [cm]	Heff [cm]	σ_0 [daN/cm²]	Vt [daN]	Mu [daN*cm]	duf = 0,006h	dut=0,004h
1	160	50	190	1,828250	7488,073	990315,4	1,14	0,76
2	155	50	190	2,029613	7321,870	1011122,7	1,14	0,76
3	155	50	190	2,029613	7321,870	1011122,7	1,14	0,76
4	120	50	190	2,083500	4680,961	618736,5	1,14	0,76
LIVELLO 2					TAGLIO	MOMENTO ULTIMO	FLESSIONE	TAGLIO
Maschio	B [cm]	S [cm]	Heff [cm]	σ_0 [daN/cm²]	Vt [daN]	Mu [daN*cm]	duf = 0,006h	dut=0,004h
1	160	60	190	3,066125	12421,991	1947388,8	1,14	0,76
2	155	60	190	3,310473	12036,168	1940326,4	1,14	0,76
3	155	60	190	3,311548	12037,807	1940811,8	1,14	0,76
4	120	60	190	3,386472	7687,919	1183409,7	1,14	0,76
LIVELLO 1					TAGLIO	MOMENTO ULTIMO	FLESSIONE	TAGLIO
Maschio	B [cm]	S [cm]	Heff [cm]	σ_0 [daN/cm²]	Vt [daN]	Mu [daN*cm]	duf = 0,006h	dut=0,004h
1	160	80	250	5,143203	16381,329	3738221,4	1,50	1,00
2	155	80	250	5,536976	16401,009	3658602,7	1,50	1,00
3	155	80	250	5,537782	16402,080	3658893,4	1,50	1,00
4	120	80	250	5,652813	12816,109	2217471,8	1,50	1,00
IPOTESI 3: CASO B - PARAMETRI FASCE								
Carichi assiali					Resistenze ultime		Spostamenti ultimi	
LIVELLO 1					TAGLIO	MOMENTO ULTIMO	FLESSIONE	TAGLIO
Fascia	B [cm]	S [cm]	Heff [cm]	Hp (< 0,4*fhd*h*t) [daN]	Vt [daN]	Mu [daN*cm]	duf = 0,006h	dut=0,004h
1	120	60	255	26177,8	6502,5	3015447,4	0,72	0,48
2	120	60	255	26177,8	6502,5	3015447,4	0,72	0,48
3	120	60	255	26177,8	6502,5	3015447,4	0,72	0,48
LIVELLO 2					TAGLIO	MOMENTO ULTIMO	FLESSIONE	TAGLIO
Fascia	B [cm]	S [cm]	Heff [cm]	0,4*fhd*h*t [daN]	Vt [daN]	Mu [daN*cm]	duf = 0,006h	dut=0,004h
1	120	50	175	72975	3718,75	3380459,6	0,72	0,48
2	120	50	175	72975	3718,75	3380459,6	0,72	0,48
3	120	50	175	72975	3718,75	3380459,6	0,72	0,48
LIVELLO 3					TAGLIO	MOMENTO ULTIMO	FLESSIONE	TAGLIO
Fascia	B [cm]	S [cm]	Heff [m]	0,4*fhd*h*t [daN]	Vt [daN]	Mu [daN*cm]	duf = 0,006h	dut=0,004h
1	120	50	80	22400	1400	474352,9	0,72	0,48
2	120	50	80	22400	1400	474352,9	0,72	0,48
3	120	50	80	22400	1400	474352,9	0,72	0,48

3°IPOTESI: CASO B Consolidamento con tirante e placcaggio PT e PP.

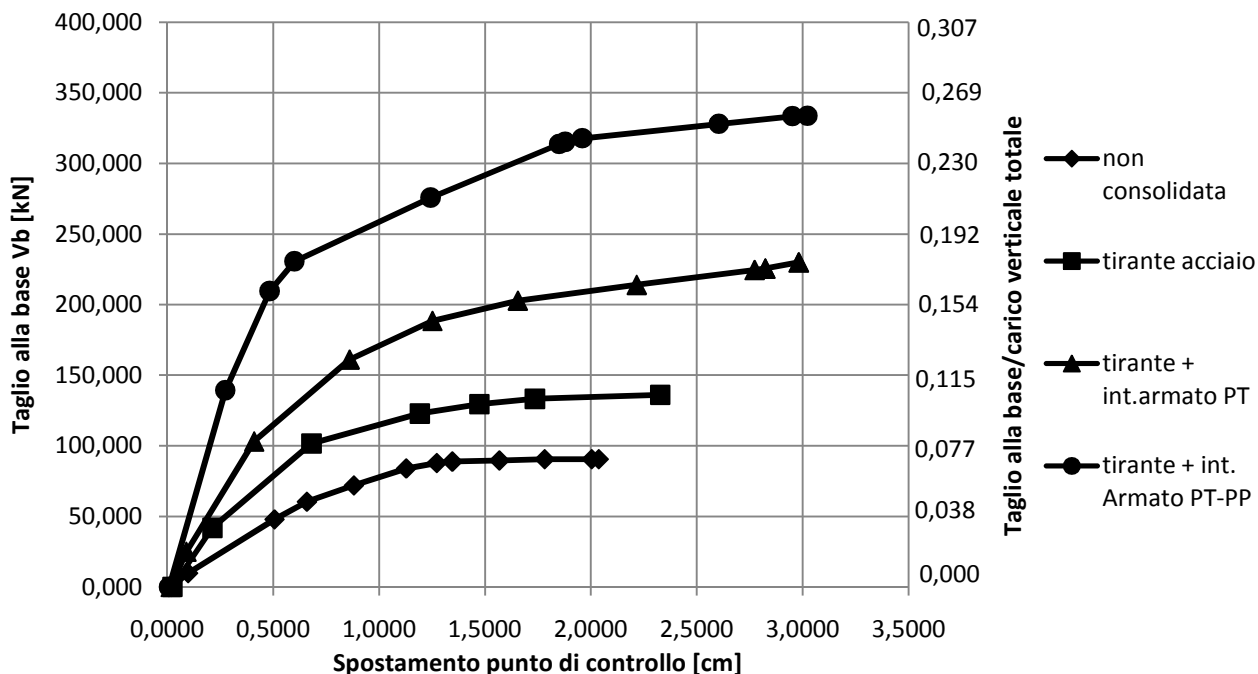


3°IPOTESI – CASO B parete consolidata con tirante e placcaggio con intonaco armato al PT e PP.		
Parametro	Valore	Unità di misura
K^*	373,11	kN/cm
T^*	0,294 < T_c	sec.
F^*_{max}	333,72	kN
$Se(T^*) - SLV$	0,605	g
F^*_y	244,91	kN
dy^*	0,6578	cm
q^*	1,95	<3 VERIFICATA
$S_{De}(T^*) - SLV$	1,28	cm
Γ	1,26	
μ (duttilità richiesta)	1,96	
μ_c (duttilità disponibile)	3,64	
d^*_{max}	1,29	cm
d_{max} (domanda)	1,62	cm
du (capacità)	3,02	cm
$\alpha_u = \frac{d_u}{d_{max}}$ (coefficiente di sicurezza)	1,8654	VERIFICATA

In tabella si riportano i risultati dell'analisi statica non lineare nella terza ipotesi di parete consolidata con tirante metallico e placcaggio con intonaco armato al PT ePP. L'analisi si esegue sostituendo la curva di capacità della struttura reale con la curva di capacità del sistema bilineare equivalente ad un solo grado di libertà (SDOF), utilizzando la formulazione presentata al capitolo 2. Dai risultati si nota l'incremento della rigidezza (k^*) e della resistenza massima F^*_{max} rispetto alle ipotesi precedente, a cui corrisponde una riduzione sensibile della domanda di spostamento d_{max} ed un incremento del coefficiente di sicurezza. L'effetto dell'adeguamento si legge proprio con riferimento alla **riduzione della domanda di spostamento per la verifica allo SLV**, calcolata tenendo conto dell'azione sismica per il sito in esame, rispetto alla capacità ultima della struttura (fissata dalla norma in relazione al meccanismo di collasso). L'esito della verifica risulta positivo con un coefficiente di sicurezza pari a $\alpha_u = 1,86$, che dimostra il raggiungimento del livello di sicurezza minimo previsto dalla norma.

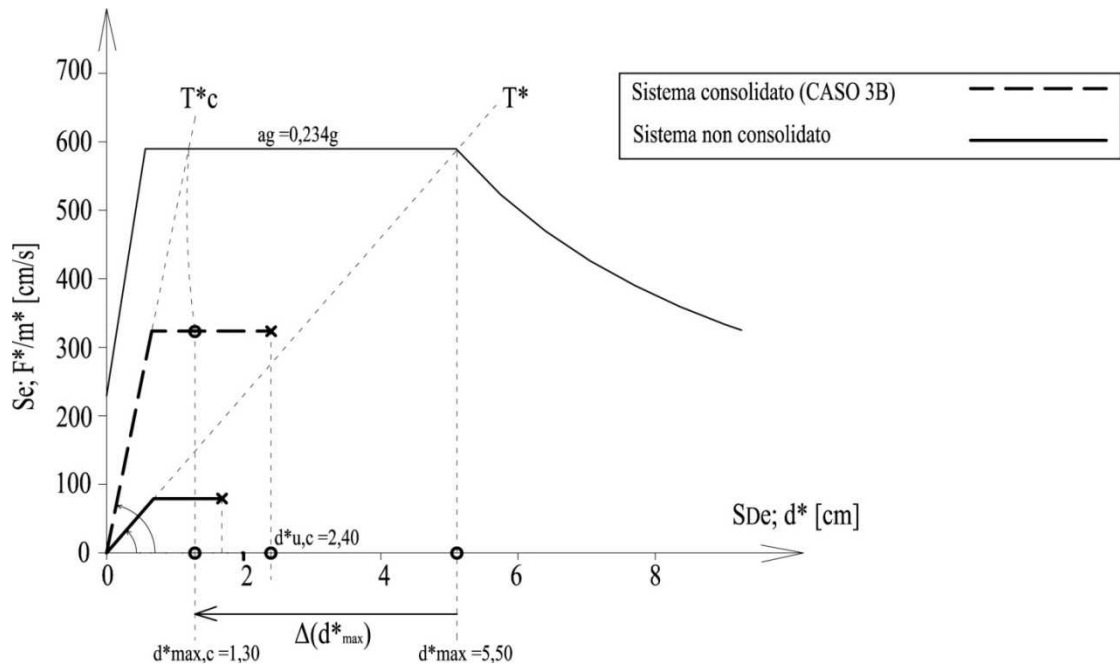
4.3 Confronto tra le curve di pushover e verifica della domanda di spostamento sullo spettro accelerazioni - spostamenti (*Acceleration Design Response Spectrum*).

Il diagramma pone a confronto le curve di capacità ottenute nelle diverse ipotesi di consolidamento della parete.



Si può constatare come la risposta sismica della parete cambia notevolmente in relazione agli interventi di consolidamento eseguiti. Ciò dipende proprio dall'aver favorito un meccanismo di collasso generalizzato rispetto al caso non consolidato, che portasse ad impegnare globalmente la resistenza e la duttilità della parete. In particolare si osserva un incremento sensibile della rigidità in fase elastica con una riduzione dello spostamento allo snervamento. La resistenza massima (F_{max}) della parete aumenta notevolmente con un incremento massimo del taglio alla base (per sistema con tirante + intonaco armato al PT e PP) pari a 3,4 volte la resistenza del sistema non consolidato. Nella fase plastica si passa da un comportamento elastico perfettamente plastico del caso non consolidato, ad un comportamento incrudente per i casi di intervento con intonaco armato. Ciò fornisce un maggior rapporto di sovrarresistenza (α_v/α_1) alla struttura e quindi una capacità residua di resistere ad ulteriori incrementi di taglio oltre lo snervamento. In particolare l'effetto può essere letto come la capacità della struttura di "ritardare" la formazione delle cerniere plastiche, sfruttando una migliore redistribuzione delle sollecitazioni in fase plastica, fino alla formazione di un meccanismo di collasso generalizzato. Si evita così la formazione del meccanismo di piano evidenziato al capitolo precedente a causa della elevata vulnerabilità dei primi due livelli dell'edificio. Le diverse tipologie di intervento consentono peraltro un incremento della duttilità disponibile della struttura con una capacità di spostamento ultima (d_u) sicuramente più elevata.

	Coefficiente di sicurezza SLV – PARETE 5	
	Sisma direzione X – percentuali di miglioramento	
Non consolidata	0,35	-
Consolidata con tirante	0,48	+37%
Consolidata con tirante e intonaco armato PT	0,82	+134%
Consolidata con tirante e intonaco armato PT e PP	1,86	+431%



Sullo spettro della domanda ADRS è possibile verificare l'adeguamento sismico conseguito per la parete 5 in termini di riduzione della domanda di spostamento tra il primo caso non consolidato e l'ultimo caso corrispondente agli interventi con tirante metallico e intonaco armato. Ciò che si vuole sottolineare è il miglioramento della risposta sismica della parete sia in termini di resistenza che di rigidezza a seguito di tipologie di interventi tipici per le murature ordinarie. In termini di miglioramento dei livelli di sicurezza, si può notare una riduzione percentuale della domanda di spostamento del 75%, un incremento percentuale della capacità di spostamento del 49%, un incremento della resistenza sismica della parete nel proprio piano di circa 3,3 volte rispetto al caso non consolidato. La *percentuale di adeguamento sismico* conseguita rispetto al livello minimo di sicurezza per lo SLV previsto dalla norma ($\alpha=1$), può essere rapportata al coefficiente di sicurezza nel caso consolidato ed è pari all' 86%.

Con riferimento agli *indicatori di vulnerabilità sismica*, nell'ipotesi di spettro a forma fissata (**SLV - TR=712 anni, Pvr =10%**), a parità di *domanda di accelerazione massima attesa al suolo* $(PGA)_D=0,234g$, si ricava la *capacità della struttura in termini di accelerazione massima al suolo sostenibile* $(PGA)_C$ nelle ipotesi di sistema non consolidato e consolidato:

	Valori delle $(PGA)_C$ SLV – PARETE 5		
	$(PGA)_C$ (g)	$\tilde{\alpha}_u = \frac{(PGA)_{CLV}}{(PGA)_{DLV}}$	(%) miglioramento
Non consolidata	0,091	0,38	-
Consolidata con tirante	0,121	0,51	34,2%
Consolidata con tirante e intonaco armato PT	0,134	0,60	57,8%
Consolidata con tirante e intonaco armato PT e PP	0,263	1,13	197,36 %

Sistema non consolidato:

$$(PGA)_C = 0,091g \Rightarrow \tilde{\alpha}_u = \frac{\tilde{a}_g^u}{a_g^{SLU}} = \frac{(PGA)_{CLV}}{(PGA)_{DLV}} = 0,38$$

Sistema consolidato con tirante e intonaco armato:

$$(PGA)_C = 0,263g \Rightarrow \tilde{\alpha}_u = \frac{\tilde{a}_g^u}{a_g^{SLU}} = \frac{(PGA)_{CLV}}{(PGA)_{DLV}} = 1,13$$

$(PGA)_C$ = capacità della struttura in termini di accelerazione massima al suolo sostenibile. Esprime l'intensità massima dell'azione sismica sostenibile dalla struttura.

$(PGA)_D$ = domanda in termini di accelerazione massima al suolo attesa. Esprime l'intensità massima dell'azione sismica di riferimento per il sito di progetto.

Dal calcolo si dimostra un sensibile incremento della capacità della parete in termini di accelerazione sostenibile allo SLV, con percentuali di miglioramento significative. Solo nell'ultimo caso di consolidamento con tirante e intonaco al PT e PP, l'accelerazione massima al suolo sostenibile dalla struttura è superiore a quella massima attesa per il sito in esame e la verifica del livello di sicurezza allo SLV risulta positiva.

4.4 Osservazioni in merito alle strategie di adeguamento.

Le tecniche di consolidamento previste dall'attuale normativa tecnica risultano molteplici. Nel progetto in esame, dovendo valutare la risposta sismica globale di una generica parete in muratura indagando sul comportamento nel piano, si sono volute scegliere due tecniche tipiche di intervento con la necessità di perseguire un risultato numerico puramente indicativo del comportamento. In tal senso l'analisi è stata svolta con il solo scopo di dimostrare l'incremento dei livelli di sicurezza della struttura per azioni nel piano, in base ai risultati che si otterrebbero attraverso l'esecuzione di una grande categoria di interventi di consolidamento. Nei casi reali la *scelta delle strategie di adeguamento* da adottare deve essere effettuata in modo oculato dal progettista e gli interventi di consolidamento devono essere sempre rapportati alla tipologia costruttiva investigata, sottolineando l'attenzione sui seguenti punti:

- a) Interazione con i possibili meccanismi di collasso nel piano e fuori dal piano;
- b) Raggiungimento di un livello di conoscenza elevato della struttura (LC3): geometria, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali.
- c) Analisi dei quadri deformativi e fessurativi. Dissesti in atto o stabilizzati.
- d) Interazione con precedenti interventi di miglioramento, adeguamento e rinforzo locale.
- e) Fattibilità e modalità esecutive.
- f) Stato di conservazione dell'opera: aspetti funzionali e architettonici.
- g) Miglioramento delle condizioni di benessere ambientale e sostenibilità.
- h) Tutela del patrimonio storico e culturale.
- i) Livelli prestazionali richiesti dalla committenza.
- l) Manutenzione dell'opera e durabilità degli interventi.
- m) Economicità.

4.5 Vulnerabilità sismica derivante da elementi architettonici. Aspetti formali e funzionali. Il “miglioramento architettonico” per l’adeguamento sismico di edifici esistenti.

4.5.1 Il “*conceptual design*” nella progettazione degli interventi di adeguamento sismico su edifici esistenti.

Come detto in precedenza, il principio base su cui si fonda la moderna progettazione antisismica risiede, nella scelta di opportune regole generali per la struttura e di dettaglio per gli elementi strutturali, in modo tale da favorire meccanismi di collasso generalizzati capaci di sfruttare globalmente le riserve deformative inelastiche della struttura. Nel caso di interventi di consolidamento su strutture esistenti, la scelta delle strategie di adeguamento deve rispecchiare tali regole tipiche della nuova progettazione spingendo verso il concetto di “edificio moderno” in muratura ordinaria.

Dovendo valutare la risposta sismica di un edificio esistente il quale risulta sia “formalmente” che strutturalmente già concepito il problema diviene sicuramente più complesso in quanto il progettista deve intervenire a posteriori per incrementarne il livello di sicurezza. Nel caso delle nuove progettazioni, il “*conceptual design*” costituisce quella fase preliminare in cui il progettista definisce i materiali, la tipologia e la forma del sistema strutturale, la distribuzione delle funzioni e quindi delle azioni, le modalità costruttive. In questa fase il progettista usa la propria esperienza e creatività per definire alternative e soluzioni progettuali che soddisfino nel contempo le diverse richieste prestazionali: la sicurezza, la funzionalità, la durabilità.

La scelta della *forma strutturale* rappresenta il fattore chiave dal quale dipenderanno le prestazioni sismiche dell’edificio e la sua vulnerabilità sismica. Il danno rilevato a seguito di terremoti di forte intensità ha posto in risalto che, a parità del rispetto di tutte le altre condizioni di progetto (normativa tecnica, metodologie computazionali ecc..) le strutture dotate di forma geometrica complessa ed irregolare hanno prestazioni estremamente limitate rispetto ad edifici semplici e regolari. La regolarità e la semplicità strutturale rappresentano dunque gli elementi fondamentali che governano la verifica ed il progetto di strutture sismo-resistenti. In questo panorama le più recenti norme tecniche europee quali l’EC8 e il D.M. 2008, tendono a dare maggiore risalto al problema della configurazione strutturale, legandola al concetto di **regolarità in pianta e altezza**, come elemento essenziale da cui dipende la risposta sismica della struttura.

Nel caso del patrimonio edilizio esistente, soprattutto per le costruzioni in muratura concepite sin dall’antichità nel rispetto del principio di *forma – struttura*, le criticità derivanti dalla *irregolarità formali* costituiscono uno dei primi elementi di vulnerabilità sismica, i quali devono essere preventivamente individuati dal progettista. Ad esempio, la scelta di configurazioni irregolari in pianta e in elevazione si è mostrata essere una delle principali cause di collasso di edifici durante i terremoti passati. Configurazioni strutturali irregolari tipiche degli edifici in muratura risultano:

- discontinuità delle pareti in altezza, le quali non si estendono con continuità dalla fondazione fino in copertura;
- distribuzione irregolare delle pareti in pianta, le quali non si sviluppano longitudinalmente per l’intera lunghezza della costruzione;
- assenza della concezione di “comportamento scatolare”. Pareti resistenti che si sviluppano prevalentemente in un’unica direzione a causa della monodirezionalità degli impalcati. Assenza di pareti di controvento.
- maschi murari dotati di snellezze elevate caratterizzati da effetti di instabilità per pressoflessione;
- irregolarità nella distribuzione delle aperture, le quali presentano forme geometriche differenti e frequenti disallineamenti in altezza;
- piante irregolari con notevoli sporgenze e rientranze;

- distribuzione irregolare delle funzioni, dei carichi strutturali e quindi delle masse sismiche in pianta e altezza;
- distribuzione in pianta e in elevazione della rigidità insufficiente e asimmetrica;
- presenza frequente di sovraccarichi strutturali;

Tutti questi elementi di forte irregolarità formale e funzionale, sono ancor più accentuate in edifici esistenti che hanno subito nel tempo molteplici variazioni d'uso ed interventi di adeguamenti privi di una "concezione strutturale" globale. Come visto nel caso della Scuola Media (meccanismo di piano sofficato), tali irregolarità riducono notevolmente la resistenza sismica globale della struttura, in quanto favoriscono collassi localizzati estremamente fragili, indotti da richieste concentrate di resistenza (punti in cui si concentrano le sollecitazioni sismiche) che la stessa non può soddisfare. Ciò è ancor più evidente nelle strutture in muratura dotate di riserve di duttilità prettamente geometriche. L'aderenza alle semplici regole di buona progettazione non garantisce naturalmente l'assenza del danno a seguito di terremoti moderati e forti, ma si può sicuramente affermare che il rispetto di tali regole può concorrere ad evitare collassi pericolosi per la vita e a ridurre il danno a livelli irreparabili. Quando si parla di "configurazione" di un edificio ci si riferisce di norma alla forma ed alle dimensioni dello stesso. Inevitabilmente, la forma e le dimensioni a larga scala influenzano il tipo, la forma, l'organizzazione, la localizzazione ed altri aspetti legati alla concezione strutturale dell'edificio, compresa la distribuzione degli elementi non strutturali. Per tale ragione, nell'ottica di una progettazione integrale, il progettista deve conoscere i fondamenti della progettazione antisismica delle costruzioni. Molto frequentemente, la semplicità formale originaria di tali strutture in muratura, è stata compromessa nel tempo da interventi incontrollati (sopraelevazioni, apertura incontrollata di vani, demolizioni di pareti, ecc.) hanno portato ad una modifica sostanziale dei regolari percorsi dei carichi strutturali, incrementando sensibilmente la vulnerabilità sismica della costruzione.

Nel caso di edifici esistenti ciò coincide con la necessità, prima di definire qualsiasi strategia di adeguamento, di operare un "*progetto concettuale*" che consenta di individuare le criticità formali e strutturali dell'opera. In tal caso, il "*conceptual design*" può essere letto in termini di "*miglioramento architettonico e formale*" da esplicarsi anche con interventi di adeguamento atti a modificare la forma strutturale, al fine di restituire le caratteristiche di regolarità e semplicità in pianta e altezza alla costruzione. Nella gran parte dei casi ciò si traduce nella necessità di restituire alla struttura una configurazione formale regolare, tale da garantire il corretto trasferimento delle azioni, evitare concentrazioni di sforzi, ridistribuire in modo regolare le masse, le rigidità e le resistenze. Anche se il concetto di configurazione strutturale è piuttosto ampio e generico, in sintesi si può affermare il suo impatto sulla risposta sismica della struttura dipende dai seguenti fattori: "**dimensione**", "**proporzione**", "**simmetria**", "**distribuzione**", "**resistenza perimetrale**". Tali fattori nei casi di adeguamento devono indirizzare una qualsiasi riprogettazione architettonica e funzionale della struttura. Numericamente ciò si traduce nella possibilità di prevenire una concentrazione della domanda inelastica legata a meccanismi di collasso localizzati, favorendo in condizioni limite una più uniforme ridistribuzione delle sollecitazioni tale da impegnare tutte le pareti in un meccanismo di collasso d'insieme.

4.5.2 Indicazioni progettuali e principi di regolarità.

L'attuale codice normativo al §C8A.5 *Criteri per gli interventi di consolidamento di edifici in muratura*, riporta al punto C8A5.5 *Interventi che modificano la distribuzione degli elementi verticali resistenti*, riporta delle indicazioni utili in termini di riprogettazione formale e strutturale. Tra questi rientrano principalmente tutte quelle strategie di adeguamento atte ad incrementare la rigidità e la resistenza della struttura nei confronti dei modi globali (effetti nel piano delle pareti). L'inserimento di nuove *pareti di taglio* può consentire di limitare i problemi derivanti da irregolarità planimetriche o

altimetriche ed aumentare la resistenza e rigidità all'azione sismica. Un incremento della rigidità delle pareti murarie, con conseguente modifica del comportamento sismico, si ottiene attraverso la chiusura di nicchie, canne fumarie o altri vuoti, purché venga realizzato un efficace collegamento dei nuovi elementi di muratura con quelli esistenti attraverso la tecnica dello scuci e cuci. La chiusura di queste soluzioni di continuità nella compagine muraria rappresenta anche un intervento positivo nei riguardi dei collegamenti. Tra questi troviamo anche gli interventi volti a rinforzare le pareti intorno alle aperture quali: inserimento di architravi, telai in acciaio e calcestruzzo di adeguata rigidità e resistenza. Ovviamente la progettazione di tali interventi deve essere adeguatamente verificata secondo le disposizioni normative vigenti, al fine di dimostrare i miglioramenti previsti. Ulteriori ipotesi di intervento possono essere formulate sulla base dei fattori precedentemente enunciati.

La dimensione e proporzione dell'edificio.

La "dimensione" dell'edificio sia in pianta che in elevazione, è un fattore fondamentale nella risposta sismica della struttura, poiché ad essa possono essere associati alcuni comportamenti indesiderati. Planimetrie di notevole estensione sono caratterizzate da masse maggiori e quindi azioni sismiche inerziali più elevate. Grandi dimensioni planimetriche rendono le pareti resistenti perimetrali maggiormente sensibili alle azioni torcenti indotte dai modi di vibrare secondari. Non si deve dimenticare, inoltre, che le dimensioni assolute dell'edificio influenzano anche l'entità delle azioni sismiche di piano. Nei confronti di un sisma, un edificio si comporta come una mensola incastrata alla base e soggetta a carichi orizzontali. In tal caso strutture di altezza elevata possono essere caratterizzate da azioni sismiche notevolmente amplificate ed il problema della resistenza cresce in modo esponenziale. Nel caso di strutture in muratura azioni cicliche elevate possono comportare un incremento notevole delle compressioni su alcuni maschi murari, ma nello stesso tempo decomprimere in modo da mandare in trazione altri elementi strutturali verticali (effetti del ribaltamento) generando collassi locali per parzializzazione delle murature. In generale i rapporti di proporzione tra le dimensioni geometriche degli elementi strutturali (H/B snellezza) devono essere controllati. Nel caso di edifici in muratura, le altezze ridotte fanno sì che l'edificio generalmente risulti tozzo con altezza H minore o uguale alla dimensione minore alla base B . Diverso è il problema della snellezza A/B in pianta, in quanto valori elevati accentuano l'insorgere di effetti torsionali al piede. Nel caso di strutture in muratura, al fine di contenere gli effetti per instabilità fuori dal piano, è necessario controllare i rapporti proporzionali in pianta delle singole unità ambientali, al fine di favorire una configurazione scatolare di tipo cellulare (muri portanti e muri di controvento).

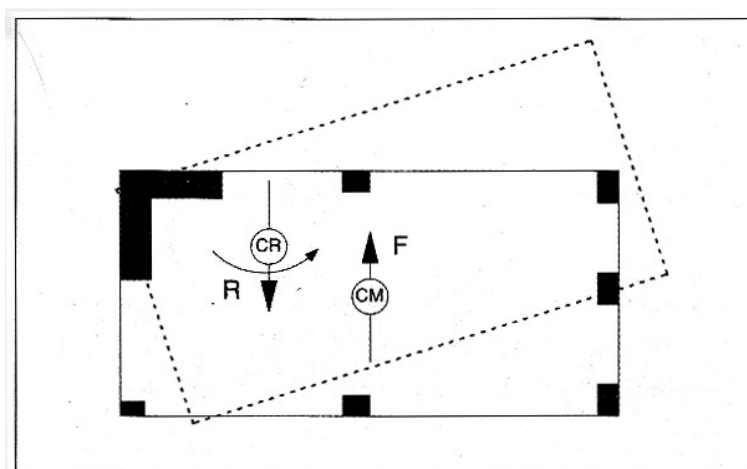


Fig. 87. Effetti torsionali generati dall'eccentricità tra centro delle masse e centro delle rigidezze di un edificio (Progettazione sismo resistente di edifici in c.a. Mezzina, Uva, Raffaele, Marano 2011).

Distribuzione di masse e rigidezze.

Il comportamento sismico di un edificio è condizionato sensibilmente dalla “concentrazione” e “distribuzione” delle masse e delle rigidezze sia in pianta che in elevazione. L’azione di un terremoto su di una struttura consiste in accelerazioni strutturali che si traducono in forze di inerzia prevalentemente orizzontali agenti a livello dei vari piani dell’edificio, dove si assume concentrata la massa. Il punto in cui a livello di piano si immagina applicata tale forza è detto “centro delle masse”. L’effetto di tali forze orizzontali sul generico piano è quello di farlo traslare come corpo rigido sul piano sottostante. Tale spostamento imposto a tutte le pareti di piano comporta l’insorgere di forze resistenti di taglio, di entità proporzionale alla rigidezza di tali elementi, la cui risultante è applicata nel centro delle rigidezze. E’ evidente che se baricentro delle masse e delle rigidezze non coincidono, si genera un momento torcente di piano, il quale produce una rotazione relativa del piano stesso, con un aggravio delle sollecitazioni di taglio e degli spostamenti sugli elementi resistenti verticali, che possono divenire eccessivi per tutti quelli elementi più lontani dal baricentro delle rigidezze.

In tal caso la progettazione architettonica deve prevedere una adeguata distribuzione dei sistemi strutturali (pareti in muratura o telai piani) predisposti a resistere alle azioni verticali e orizzontali al fine di prevenire richieste concentrate di duttilità. L’idea è quella di spingere la struttura verso un comportamento d’insieme che impegni in modo uniforme le proprie capacità di resistenza. In tal caso è necessario che in pianta, le pareti resistenti siano organizzate nelle due direzioni ortogonali, in modo da assicurare una *resistenza e rigidezza omogenea* in entrambe le direzioni principali. Ciò significa dotare l’edificio di “*resistenza e rigidezza bidirezionali*”. In tal ottica ritornano i principi di *regolare distribuzione in pianta delle pareti*, le quali si devono estendere per l’intera larghezza della costruzione in entrambe le direzioni. In una riprogettazione funzionale è possibile tener conto di tale principio andando ad inserire (qualora ritenuto necessario) pareti murarie aventi funzione di controvento che possono: modificare la distribuzione delle rigidezze in pianta, incrementare la rigidezza e la resistenza della struttura nella direzione più vulnerabile, incrementare la resistenza della struttura nei confronti dei modi torsionali.

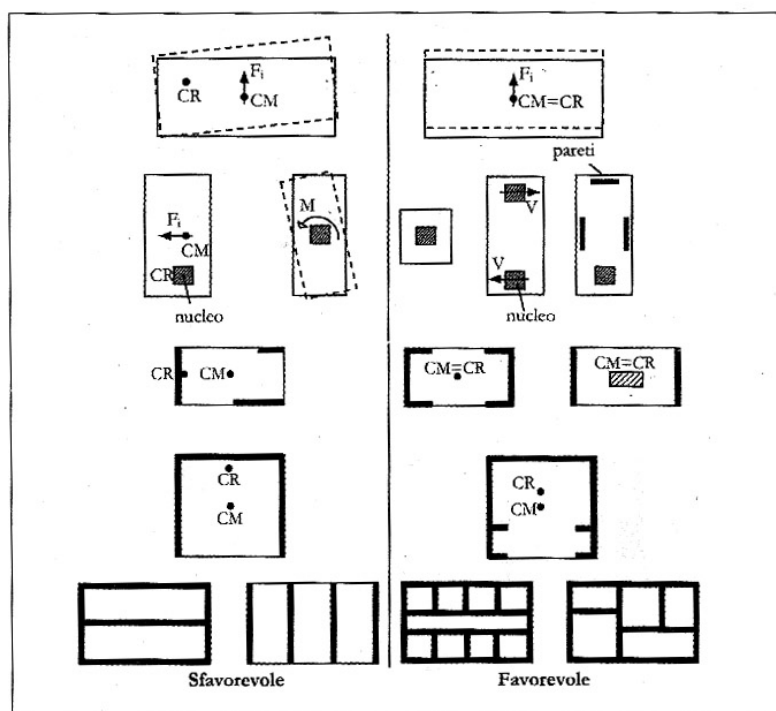


Fig. 88. Alcuni esempi di configurazione sfavorevole e favorevole per l’insorgenza di effetti torsionali (Progettazione sismo resistente di edifici in c.a. Mezzina, Uva, Raffaele, Marano 2011).

Allo stesso modo si può intervenire in altezza, cercando di favorire una risposta sismica regolare delle pareti nel proprio piano. Ciò può essere effettuato: eliminando eventuali discontinuità ed assicurando la continuità delle pareti fino in copertura; modificando la geometria delle aperture di pareti irregolari al fine di “semplificare” il percorso dei carichi fino in fondazione; chiudendo eventuali vuoti al fine di incrementare la rigidezza e resistenza delle pareti nel proprio piano e ridurre la snellezza dei maschi murari. Allo stesso modo l’inserimento di pareti di taglio, se correttamente ammorsate alle murature esistenti, può consentire di limitare gli effetti di instabilità per azioni fuori dal piano, favorendo il comportamento scatolare ideale. Caso frequente è la necessità di interrompere, mediante sistemi resistenti trasversali, pareti perimetrali di notevole estensione.

Per quanto concerne la “*resistenza perimetrale*”, si ricorda gli effetti indotti dai modi di vibrare torsionali degli impalcati (eccentricità tra baricentro delle masse e delle rigidezze), tendono a sollecitare maggiormente le pareti perimetrali delle strutture. In tal caso è necessario irrigidire proprio tali pareti al fine di incrementare la *resistenza e la rigidezza torsionale della struttura*. In particolare è necessario rafforzare le zone d’angolo (cantonali), evitando l’inserimento di aperture a distanza $>1m$ dal nodo di intersezione. Nel caso di strutture in muratura, criteri progettuali di tal tipo erano già previsti in passato, dove si sottolineava l’importanza dei cantonali d’angolo, i quali dovevano prevedere un ringrosso dello spessore murario ed un corretto ammorsamento.

Inoltre, la chiusura di vani posti in prossimità ($d < 1m$) dei nodi strutturali quali cantonali, martelli e croci di muro, migliora la rigidezza dei collegamenti favorendo il comportamento scatolare.

In una riprogettazione architettonica del costruito si deve tener conto di tale principio, andando a chiudere eventuali vuoti posti in prossimità delle zone d’angolo o di intersezione tra le pareti. Ciò comporta un miglioramento estetico ma nello stesso tempo un incremento della resistenza strutturale. Il controllo delle rigidezze mediante interventi di “*regolarizzazione della forma*” delle pareti murarie è fondamentale, in quanto ci consente di controllare l’insorgere di momenti torcenti di piano tipici di strutture esistenti irregolari, privi di una concezione strutturale antisismica.

Al fine di garantire la regolarità strutturale, si deve garantire una *uniforme distribuzione in pianta e in altezza delle masse*. In particolare una distribuzione eccentrica delle masse di piano amplifica gli effetti derivanti dai modi di vibrare torsionali. Allo stesso modo una distribuzione irregolare delle masse in altezza comporta una amplificazione irregolare delle azioni sismiche inerziali. Ciò è strettamente legato alla progettazione architettonica e funzionale degli edifici. In fase progettuale è necessario porre attenzione alla distribuzione delle unità ambientali in relazione alle funzioni che in esse si svolgono. Di fatti a ciascuna funzione sono associati i carichi di esercizio e quindi le masse di piano. In relazione alla regolarità in pianta, è necessario cercare di uniformare le masse disponendo funzioni che richiedono i medesimi carichi di esercizio. Sono da evitare soluzioni progettuali che prevedono l’ubicazione di singole unità funzionali, caratterizzate da carichi di esercizio e quindi masse notevoli, in modo eccentrico rispetto al baricentro dell’impalcato. In tali casi è consigliabile spostare tutte le attività che richiedono carichi di esercizio notevoli (biblioteche, archivi,...) in corrispondenza del centro della planimetria al fine di ridurre le eccentricità delle masse di piano. Diversamente si devono adottare soluzioni progettuali che consentano la centratura tra il baricentro delle masse e delle rigidezze di piano. Allo stesso modo è consigliabile evitare la concentrazione di masse particolarmente elevate ai livelli più alti della struttura al fine di ridurre gli effetti indotti dalle azioni sismiche inerziali (spostamenti notevoli). Ciò implica la necessità di spostare ai livelli inferiori tutti quegli ambienti funzionali che richiedono carichi di esercizio elevati. Tali principi progettuali sono fondamentali nei casi di riprogettazione architettonica e funzionale di un edificio esistente.

Semplicità e simmetria.

Una caratteristica fondamentale ai fini del comportamento sismico di una costruzione è la “semplicità”, sia in pianta, sia lungo lo sviluppo verticale. Una forma semplice favorisce percorsi di carico semplici e diretti per le azioni orizzontali e verticali. Forme compatte, chiuse e convesse si

comportano meglio rispetto a forme concave e aperte. Il rispetto della simmetria formale, deve coincidere con una distribuzione simmetrica di masse e rigidezze, in tal modo è possibile evitare gli effetti torsionali sfavorevoli. Nei casi di riprogettazione il principio della simmetria può essere perseguito attraverso interventi atti a favorire la centratura tra baricentro delle masse e delle rigidezze (esempio: chiusura di vani, realizzazione di pareti di controvento...).

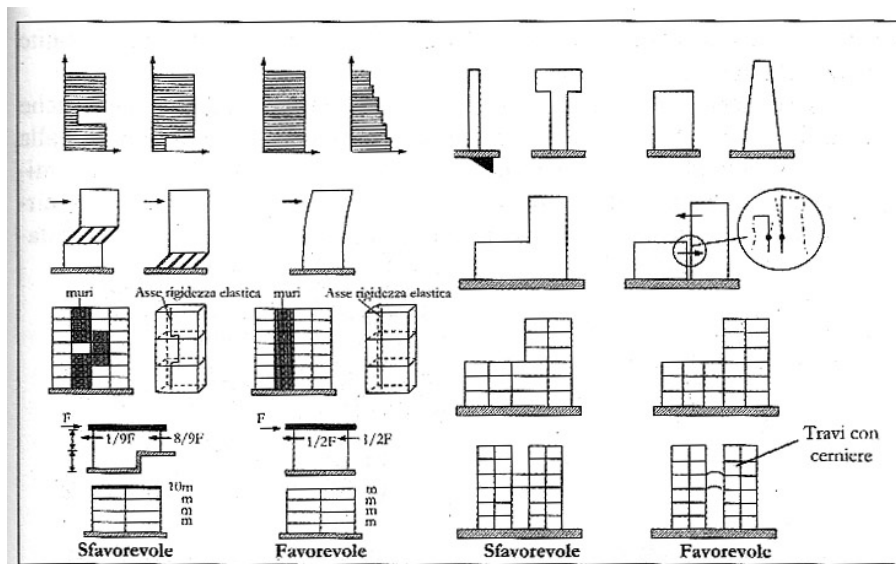


Fig. 89. Alcuni esempi di configurazione sfavorevole e favorevole in altezza (Progettazione sismo resistente di edifici in c.a. Mezzina, Uva, Raffaele, Marano 2011).

Uniformità.

La struttura deve essere *uniforme, simmetrica e iperstatica*. L'uniformità deve essere rispettata sia con riferimento alla distribuzione degli elementi strutturali in pianta, sia a quelli in elevazione. L'uniformità in pianta si raggiunge attraverso una corretta disposizione e organizzazione degli elementi strutturali in entrambe le direzioni. Ciò è garantito disponendo gli elementi in pianta secondo una maglia ortogonale che assicuri analoghe caratteristiche di resistenza e rigidezza in entrambe le direzioni principali. L'uniformità in elevazione sia in termini di masse che di rigidezze è fondamentale per evitare l'instaurarsi di "zone sensibili" nelle quali potrebbe concentrarsi la richiesta di duttilità e di sforzo, le quali potrebbero condurre la struttura al collasso fragile. Si pensi ad esempio alla formazione dei cosiddetti "meccanismi di piano debole". In generale la regolarità in termini di distribuzione delle masse e delle rigidezze lungo l'altezza dell'edificio fa in modo che le richieste globali e locali in termini di duttilità e resistenza siano tra loro confrontabili. Nel caso dei *piani deboli*, essi costituiscono zone della struttura ove si viene a concentrare una elevata richiesta di duttilità a causa della sensibile riduzione della rigidezza degli elementi strutturali che li caratterizzano (esempio, i *pilotis*). In tal modo in fase di progettazione è necessario evitare brusche variazioni di rigidezza in altezza ad esempio mediante l'inserimento di aperture molto grandi, variazioni della tipologia strutturale, disposizione di elementi eccessivamente snelli. Come si è visto nel progetto in esame, la presenza di maschi murari eccessivamente snelli appartenenti alle pareti centrali dell'atrio ha comportato la formazione di un piano debole. Nei casi di riprogettazione architettonica è possibile intervenire cercando di incrementare la rigidezza di tali piani deboli attraverso la chiusura o cerchiatura dei fori, l'incremento delle sezioni strutturali dei maschi, l'inserimento di pareti.

Regolarità.

Sebbene il concetto di regolarità sia piuttosto intuitivo, la sua definizione quantitativa risulta complessa. Le strutture in generale possono presentare irregolarità in pianta ed elevazione legate alla

geometria, alla distribuzione della rigidità e della resistenza, alla distribuzione delle masse lungo l'altezza, all'eccentricità tra baricentro delle masse e delle rigidità. Le strutture esistenti sono quasi sempre irregolari. Strutture con una configurazione regolare in pianta sono compatte e descritte da linee poligonali convesse, come avviene nelle forme rettangolari, quadrate e circolari. La presenza di angoli rientranti molto grandi danno origine a configurazioni irregolari in pianta. In questa situazione si viene a generare una struttura più vulnerabile a causa della risposta delle pareti sporgenti della struttura, che può risultare diversa rispetto alla risposta globale. Ovvero in presenza di forme irregolari difficilmente si riesce a garantire la centratura tra baricentro delle masse e delle rigidità e gli effetti torsionali tendono a divenire rilevanti. Ciò porta a richieste concentrate di duttilità in corrispondenza degli elementi più sollecitati con la possibilità di collassi fragili. In tali casi è possibile intervenire mediante soluzioni progettuali che consentono di modificare la posizione del baricentro delle rigidità in pianta (esempio, la chiusura di vani con incremento della rigidità della parete, l'aumento della sezione resistente di alcune pareti, l'inserimento di pareti, ecc.).

Un altro problema frequente è la presenza di irregolarità nei diaframmi orizzontali, che assolvono il compito di trasferire le forze laterali inerziali ai sistemi resistenti verticali. Come detto in precedenza, l'ipotesi di impalcato rigido e resistente assicura una adeguata distribuzione delle azioni orizzontali tra gli elementi verticali. La presenza di discontinuità significative (atri interni, grandi aperture o fori) produce differenze nella distribuzione delle azioni sismiche con conseguenti effetti torsionali. In presenza di grandi aperture possono insorgere deformazioni nel piano che compromettono tale capacità distributiva. In presenza di tali discontinuità è possibile migliorare il comportamento sismico incrementando la rigidità e la resistenza delle pareti poste in prossimità dell'apertura.

4.5.3 Possibili soluzioni progettuali per l'edificio oggetto di studio.

Nel progetto in esame si sono evidenziate in precedenza tutte quelle criticità architettonico strutturali che incrementano la vulnerabilità sismica globale della struttura. In accordo con le disposizioni normative è possibile sviluppare soluzioni progettuali che nello stesso tempo consentono di ridurre tutte quelle irregolarità geometriche che si traducono in una riduzione sensibile della rigidità e della resistenza strutturale in pianta e in elevazione. Ciò è ancor più evidente in strutture murarie in cui la geometria delle pareti strutturali definisce i percorsi delle azioni verticali ed orizzontali. L'idea è quella di apportare modifiche strutturali non sostanziali che si limitano alla ridefinizione delle aperture e dei vuoti architettonici nell'ottica di migliorare la risposta sismica della struttura. Un miglioramento formale, se supportato da verifiche numeriche, può limitare l'uso diffuso di interventi di consolidamento, costituendo di per sé una strategia di adeguamento. L'obiettivo primario è quello di conferire all'opera quelle caratteristiche di *regolarità*, *uniformità*, *semplicità* e *simmetria* che consentono analiticamente di migliorare i livelli di sicurezza sismica. Nel progetto in esame sono state rilevate diverse irregolarità geometriche (in pianta e altezza) che incrementano la vulnerabilità sismica della struttura:

- Distribuzione irregolare delle pareti con frequenti disallineamenti che riducono la resistenza e rigidità bidirezionale della struttura.
- Presenza diffusa di vuoti quali nicchie e vani, che costituiscono elementi di discontinuità nelle pareti. Essi riducono sensibilmente la rigidità e la resistenza delle pareti nel proprio piano.
- Presenza di rientranze e sporgenze che amplificano gli effetti dei modi di vibrare torsionali;
- Distribuzione non uniforme delle masse in pianta e altezza. In particolare l'ubicazione di funzioni differenti quali quella abitativa e quella scolastica (maggiore affollamento) porta ad assumere carichi di esercizio diversi per superfici dello stesso impalcato. La presenza degli archivi al secondo livello comporta l'ubicazione di masse elevate ad altezze maggiori con amplificazione degli effetti inerziali.
- Presenza di aperture poste a distanza minore di un metro ($d < 1\text{m}$) dagli incroci murari. Ciò riduce sensibilmente la rigidità e la resistenza degli ammorsamenti tra le pareti non consentendo il

comportamento scatolare (effetti fuori dal piano). In prossimità dei cantonali d'angolo, la presenza di fori, compromette la resistenza perimetrale della struttura.

- Elevata vulnerabilità delle pareti dell'atrio interno caratterizzate da un numero notevole di aperture, aventi geometria variabile, frequentemente disallineate e concentrate al piano terra. Ciò comporta percorsi irregolari delle azioni, richieste localizzate di duttilità e concentrazione degli sforzi. E' evidente la riduzione notevole della rigidezza e della resistenza delle pareti nel proprio piano che compromettono la stabilità globale dell'opera. In particolare l'elevata snellezza dei maschi murari al piano terra implica la formazione del meccanismo di piano estremamente fragile.

In tal caso è possibile formulare alcune soluzioni progettuali che possono comportare un miglioramento della risposta sismica globale dell'opera:

- Irrigidimento delle pareti dell'atrio interno mediante la semplice chiusura di alcune aperture, ricercando una configurazione geometrica regolare. Ciò consente percorsi dei carichi regolari, incremento della rigidezza e della resistenza delle pareti nel piano, miglioramento estetico e funzionale. L'intervento deve consentire un rafforzamento degli angoli interni mediante la chiusura dei vuoti posti in prossimità dei cantonali, ridurre la snellezza dei maschi murari al piano terra al fine di evitare il meccanismo di piano debole.

- Irrigidimento delle pareti e degli incroci murari mediante chiusura di nicchie e vuoti posti in prossimità. Ciò garantisce un incremento della resistenza dei collegamenti, favorendo la risposta scatolare della struttura, incremento della resistenza bidirezionale e perimetrale e nello stesso tempo un miglioramento estetico e funzionale.

- Eliminazione delle superfetazioni strutturali e non strutturali (passerella e nicchia in acciaio)

4.5.4 Riduzione della vulnerabilità sismica derivante da elementi architettonici non strutturali.

Soprattutto nel caso di edilizia scolastica esistente, risulta assolutamente prioritario in sede di verifica sismica, individuare tutti quei potenziali elementi secondari non strutturali i quali possono costituire fattori di vulnerabilità persino per sismi non necessariamente distruttivi. Infatti pensando ad un evento sismico, anche se la stabilità dell'opera può essere garantita, il danneggiamento di elementi non strutturali può costituire sin da subito una grave minaccia per l'incolumità degli utenti, oltre a determinare l'ostruzione delle vie di fuga. Il danno provocato dal sisma sugli elementi non strutturali, ossia non facenti parte dell'organismo strutturale vero e proprio dell'edificio, assume rilevanza non trascurabile ai fini del giudizio di agibilità. E' infatti molto frequente il danneggiamento di tali elementi con messa fuori servizio dell'intero edificio pur in presenza di sismi aventi basse intensità. Tipici danneggiamenti sono quelli riguardanti gli intonaci, i rivestimenti, gli stucchi, i controsoffitti, le tramezzature, lo scivolamento dei manti di copertura, il distacco di cornicioni e parapetti, la rottura di superfici vetrate, la caduta di oggetti di vario tipo sia interni (arredi non fissati), che collegati alle parti esterne dell'edificio. Nel caso poi di strutture strategiche ai fini della protezione civile come ospedali, sale operative, il danneggiamento di elementi tipo server, apparecchiature elettroniche, impianti, può comportare l'interruzione del servizio con conseguenti disagi per le operazioni di soccorso.

Esistono diversi riferimenti e standard che contengono metodologie, strumenti ed informazioni utili per affrontare il *rilievo delle criticità presenti negli edifici*. Fra i riferimenti internazionali vi sono i Manuali per il rilievo a vista di potenziali situazioni di rischio sismico della FEMA (Federal Emergency Management Agency) degli USA. In Italia, riferimenti più dettagliati sono forniti per l'Edilizia Scolastica: *Linee Guida per il rilevamento della vulnerabilità degli elementi non strutturali nelle scuole* – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici 28/01/09, le *Linee Guida* redatte dal CNR e dalla Regione Molise (Dolce et al. 2003; Dell'Isola et al.2007); le *Linee guida per la riduzione della vulnerabilità di elementi non strutturali, arredi e impianti* - Protezione Civile – RELUIS, Giugno

2009 – De Sortis, Dolce, Di Pasquale, Gregolo, Papa, Rettore). Altri riferimenti fondamentali sono: la *Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 12/10/2007*, finalizzata alla valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento ad elementi secondari non strutturali di particolare pregio artistico; le NTC08 con riferimento ai criteri di progettazione degli elementi non strutturali e degli impianti (§7.2.3 e 7.2.4).

In tutti i casi vengono forniti criteri ed impostazioni generali per l'individuazione di elementi architettonici secondari che possono costituire un possibile fattore di rischio. Vengono fornite istruzioni per l'esecuzione dei sopralluoghi, delle ispezioni e per la compilazione delle schede di rilievo della vulnerabilità di elementi non strutturali. Il problema è evidente, soprattutto per l'edilizia scolastica, data l'elevata esposizione al rischio degli utenti.

Sulla base di tali riferimenti e standard, si è proceduto a rilevare per la struttura in esame tutti i potenziali elementi non strutturali, i quali possono costituire dei fattori di vulnerabilità sismica dell'edificio, soprattutto in condizioni di servizio. Non costituisce oggetto di tesi la verifica numerica di tali elementi di vulnerabilità, la quale deve sempre essere eseguita in osservanza delle normative specifiche. In particolare vengono allegate a corredo alcune schede riepilogative in cui viene evidenziato: il *tipo di elemento*, il *rischio correlato*, i *possibili interventi di adeguamento o sostituzione*.

Balconi.

La presenza dei solai in ferro con voltine in pietra disposti a sbalzo nella muratura, costituisce un elemento di vulnerabilità in presenza di azioni cicliche. Il danno può derivare dallo sfilamento dei travetti metallici e dalla disarticolazione dei conci con successivi crolli parziali degli elementi strutturali e di rivestimento. I danni più frequenti si osservano quando la luce tra le mensole di appoggio è elevata. Il rischio connesso è quello di ferimento o ingombro delle vie di fuga.

Partizioni interne: la presenza di tramezzature costituite da lastre di gesso, con telai di supporto mal collegati alle strutture portanti, implica effetti di danneggiamento notevoli con ribaltamenti e crolli totali di intere partizioni. Nei casi di tramezzature in laterizio ben collegate, il danno deriva dalla formazione di comuni fessure a taglio diagonali. Il rischio connesso è quello di ferimento o di intralcio delle vie di fuga. Nel caso di partizioni con struttura interna a telaio, utilizzate per la suddivisione degli ambienti interni di edifici strategici, è necessario adottare alcuni presidi antisismici. Frequentemente, la presenza di pareti caratterizzate da sistemi di fissaggio labili, risultano estremamente vulnerabili alle sollecitazioni sismiche. La deformazione del telaio comporta l'espulsione delle lastre che coinvolgono aree più o meno estese, fino al completo ribaltamento della partizione. E' possibile intervenire su partizioni esistenti mediante: rinforzo del sistema di ancoraggio del telaio, il quale deve essere connesso saldamente alla struttura; inserimento lungo la cornice perimetrale, tra i montanti e i pannelli, di resina/schiuma ammortizzante o adesivi auto espandenti al fine di evitare la fuoriuscita dei pannelli. Sulla superficie finita andrà applicata una rete di acciaio o fibra di vetro al fine di contenere l'espulsione di frammenti di lastre e la fuoriuscita dei montanti durante l'evento sismico. Nei casi di riprogettazione, la sostituzione delle partizioni esistenti mediante soluzioni a telaio smontabili consente di migliorare le prestazioni dell'elemento costruttivo in relazione ai requisiti tipici previsti per le pareti interne (UNI 8087): *fruibilità, benessere ambientale* (termico e acustico), *sicurezza, resistenza al fuoco, durabilità e sostenibilità*.



Fig. 90 Partizioni interne in cartongesso: danni Sisma L'Aquila 2009 (Linee guida Reluis 2009) – Vulnerabilità sismica delle pareti Scuola Media Comune di Sant'Arcangelo.

Controsoffitti. Le partizioni interne orizzontali superiori, vengono generalmente realizzate mediante una struttura primaria di fissaggio al solaio, una struttura secondaria di fissaggio dello strato di finitura, un sistema di sospensione con pendini metallici, uno strato superficiale di rivestimento con interposto un eventuale strato isolante. Le modalità di collegamento delle lastre o dei pannelli di rivestimento alla sottostruttura può avvenire in diverse modalità: semplicemente alla struttura secondaria (telaio a vista), fissaggio a scatto, fissaggio con viti autofilettanti utilizzando un telaio a scomparsa. Tali partizioni, se non correttamente fissate, possono presentare un elevato livello di vulnerabilità in presenza di azioni sismiche. Il danno riscontrato è rapportabile a due fattori: la caduta di interi pannelli favorito da un non efficace ancoraggio o controventamento degli stessi; il collasso dell'intera griglia di supporto favorito da sistemi di ancoraggio labili e meccanismi in serie (rottura dei pendini a catena). Il collasso può essere favorito dall'incremento di carico dovuto agli apparecchi di illuminazione non ancorati alla struttura e dalla presenza di reti impiantistiche mal fissate. L'oscillazione del telaio di supporto, se non fissato perimetralmente, provoca effetti di martellamento in corrispondenza delle sommità delle partizioni verticali. Nel progetto in esame, il controsoffitto al secondo livello risulta ancorato alla sottostruttura in acciaio di rinforzo del solaio, con travi semplicemente appoggiate alla muratura. Il rischio diviene ancor più elevato data la possibilità di sfilamento delle travi in acciaio dalle pareti. Inoltre la presenza di apparecchi di illuminazione collegati ai pannelli del controsoffitto incrementa il peso e quindi il rischio di caduta degli stessi. Il rischio connesso è quello di ferimento, ingombro delle vie di fuga, mancanza di illuminazione.

Gli interventi sulle partizioni orizzontali esistenti possono prevedere la riduzione del peso del controsoffitto, rendendo autoportanti le lampade da incasso e limitando le strutture passanti attraverso il componente. Vista l'impossibilità di eliminare il moto orizzontale del controsoffitto, bisogna evitare che eccessivi spostamenti portino al crollo dei pannelli o peggio degli elementi incassati. Si agisce quindi con una opportuna controventatura dell'elemento, creando un perimetro elastico agli angolari, per permettere dei movimenti di assestamento al fine di evitare concentrazioni localizzate di sforzi.

Nei casi di riprogettazione, la sostituzione delle dei controsoffitti esistenti con partizioni interne attrezzabili consente di migliorare le prestazioni dell'elemento costruttivo in relazione ai requisiti di:

fruibilità, benessere ambientale (termico e acustico), sicurezza, resistenza al fuoco, durabilità e sostenibilità.



Fig. 91 Controsoffitti. Danni Sisma L'Aquila 2009 (linee guida Reluis 2009) – Elevata vulnerabilità Scuola Media Comune di Sant'Arcangelo.

Solai e soffitti: la presenza di impalcati in latero-cemento soggetti a fenomeni di ossidazione dovuti a infiltrazioni, eccessiva deformabilità dovuta alle frecce elevate e alle sezioni resistenti ridotte, comporta danni da sfondellamento, con distacco e successiva caduta delle cartelle inferiori dei blocchi di alleggerimento in laterizio. Il danno è ancor più accentuato nei casi in cui il solaio presenti irregolarità derivanti dalla non corretta messa in opera, quali: inadeguatezza dell'impasto, laterizi con errato allineamento dei fori, assenza delle fasce piene perimetrali. Il solaio non è solo chiamato a trasmettere i carichi verticali alle travi ed ai pilastri, ma svolge anche la funzione fondamentale di diaframma orizzontale. In presenza di azioni sismiche, le sollecitazioni vengono trasferite agli elementi resistenti verticali attraverso il moto dell'impalcato. Il generico diaframma rigido, pur non raggiungendo la fase di collasso, può subire danneggiamenti. Il più frequente è la caduta di intere sezioni di intonaco, il quale costituisce un rivestimento fragile e poco elastico. I materiali precipitati possono avere dimensioni rilevanti con superfici di distacco estese. Il rischio connesso è molto elevato e può comportare pericolo per la vita umana. Dopo aver verificato la parte inferiore del solaio con termografie e battiture, rimuovendo le eventuali porzioni ammalorate, l'intervento consiste in una controsoffittatura con lastre di gesso fibrorinforzate. Queste vengono ancorate attraverso profili zincati ai travetti del solaio. Per evitare il fenomeno del martellamento, attorno al perimetro del controsoffitto, si dovrà inserire una fascia di materiale sismo-dissipativo. Il sistema così ottenuto eviterà la caduta di frammenti durante altri eventi sismici. Nei casi di riprogettazione, la realizzazione di partizioni interne attrezzabili consente di migliorare le prestazioni dell'elemento costruttivo in relazione ai requisiti di: *fruibilità, benessere ambientale (termico e acustico), sicurezza, resistenza al fuoco, durabilità e sostenibilità.*

Cornicioni e parapetti. I cornicioni costituiscono elementi architettonici con funzione di coronamento dell'edificio. I parapetti possono costituire delle vere e proprie strutture in muratura di notevole peso, spesso realizzate senza un adeguato sistema di connessione del paramento murario negli angoli. In presenza di sisma, tali elementi generalmente "poco elastici", difficilmente si adattano al movimento della struttura. Nel caso dei cornicioni, il danno più frequente, è legato alla formazione di fessurazioni diffuse e il successivo distacco di intere sezioni. Per i parapetti, il danno principale a

carico dell'elemento si verifica nell'interruzione della continuità strutturale negli angoli di connessione. Venendo a mancare tale continuità, i lati del parapetti si muovono indipendentemente con elevato rischio di ribaltamento. La vulnerabilità cresce nei casi di strutture di coronamento mal collegate alla struttura principale, estremamente snelle e caratterizzati da un elevato stato di degrado acuito da problemi di infiltrazione. Nell'edificio in esame si osservano quadri umidi con distacco di intere sezioni dei parapetti, disgregazione dei cornicioni e ossidazione dei ferri di armatura. Il rischio connesso è quello di ferimento, intralcio delle vie di fuga e nei casi di elementi pesanti anche di pericolo per la vita umana. Nel caso delle cornici, gli interventi di adeguamento hanno come obiettivo la riduzione del peso di suddetti elementi e l'aumento dell'elasticità. Oltre alla soluzione tradizionale di ripristino, da accompagnare con idonei elementi di continuità (esempio: lamine o tessuti di rinforzo, reti metalliche, ecc.), nei casi di edilizia ordinaria è possibile utilizzare elementi in polistirene che, anche in caso di caduta riducono il rischio di danni a persone o cose. Per i parapetti, interventi tipici possono prevedere: il rinforzo degli angoli al fine di garantire la solidarizzazione dei collegamenti, l'ancoraggio alla base mediante idonei supporti in acciaio, il rivestimento con reti in acciaio o fibra di vetro al fine di limitare la caduta dei rivestimenti.



Fig. 92 Parapetti e cornicioni. Danni Sisma L'Aquila 2009 (linee guida Reluis 2009) – Elevata vulnerabilità Scuola Media Comune di Sant'Arcangelo.

Canne fumarie: possono essere realizzate mediante elementi di muratura o blocchi prefabbricati . Il danno è legato alle deformazioni differenziali del supporto cui sono collegate con successiva rottura fragile e caduta dall'alto. Sono da preferirsi, come nella struttura in esame, canne fumarie in lamiera le quali sono dotate di elevata flessibilità e duttilità, la quale limita solitamente il danno. Devono essere assicurati i fissaggi, al fine di evitare distacchi e cadute di elementi. Il rischio connesso è quello di ferimento per caduta dall'alto di elementi.

Rivestimenti e paramenti esterni: l'elevato stato di degrado delle finiture dell'edificio, può accentuare il danno dovuto al distacco di intere sezioni di intonaco, di lastre lapidee e di qualsiasi altro tipo di elementi di rivestimento. Il rischio connesso è quello di ferimento o di intralcio delle vie di fuga.

Arredi interni, suppellettili e soprammobili: soprattutto negli istituti scolastici, la presenza di elementi di arredo alti e snelli, con carichi distribuiti in modo irregolare (scaffalature, librerie..), se non ancorati in modo efficace, possono costituire fattori di elevata vulnerabilità in presenza di sisma. Il

danno è legato al ribaltamento di tali arredi con pericolo per la vita umana ed intralcio delle vie di fuga. Si possono verificare rischi indiretti, nel caso in cui in tali arredi si conservino materiali e sostanze chimiche pericolose.

Superfici vetrate e serramenti. Gli infissi esterni verticali integrano le prestazioni di benessere termo-igrometrico e acustico delle chiusure verticali, inoltre consentono il controllo sui flussi di luce e aria naturale, svolgono funzioni di schermatura e oscuramento. A queste funzioni è necessario associare sicuramente le prestazioni in termini di sicurezza nei confronti delle sollecitazioni statiche e dinamiche. Nel caso dei serramenti, il problema sostanziale è legato alle caratteristiche prestazionali dei vetri impiegati. In generale il vetro tradizionale è un materiale caratterizzato da estrema fragilità, che mal sopporta anche piccoli spostamenti strutturali, inevitabili durante un evento sismico, ma che comportano la deformazione geometrica del serramento inducendo forti torsioni e compressioni della superficie vetrata. A seguito di una sollecitazione sismica i danni possono essere molteplici anche per bassi livelli di intensità dell'evento. Le dimensioni significative delle superfici vetrate contribuiscono alla vulnerabilità dell'elemento. La rottura fragile del vetro porta alla formazione ed espulsione di schegge di varie dimensioni. Il rischio per le persone è quello del ferimento per caduta dall'alto di frammenti. Nel caso in esame, la presenza di infissi ormai obsoleti con telai in alluminio estremamente deformabili alle azioni orizzontali e vetri standard non stratificati di spessori ridotti, implica una elevata vulnerabilità di tali strutture al sisma.



Fig. 93 Superfici finestrate. Danni Sisma L'Aquila 2009 (linee guida Reluis 2009) – Elevata vulnerabilità Scuola Media Comune di Sant'Arcangelo.

Gli interventi sugli infissi esterni verticali di edifici esistenti, consentono di modificare gli standard prestazionali del vetro in relazione alle disposizioni della norma UNI 7697/07 riguardanti i vetri di sicurezza in edilizia e il loro campo di applicazione. Sui vetri tradizionali è possibile applicare a caldo delle pellicole che migliorano il livello di sicurezza alla pari di un 2B2 e 3B3 (vetri stratificati). Anche in caso di rottura, il vetro verrà tenuto insieme dalla pellicola evitando la dispersione di frammenti più o meno grandi, sia verso l'interno che verso l'esterno. Questi rivestimenti hanno uno spessore inferiore a mezzo millimetro e garantiscono una perfetta trasparenza. Nei casi di riprogettazione, è consigliabile sostituire integralmente le superfici finestrate, adottando serramenti caratterizzati da *vetri stratificati o laminati*. Il vetro stratificato, si può definire come un pannello composto da due o più lastre di vetro unite tra loro su tutta la superficie mediante l'interposizione di materiale plastico, di cui il più diffuso è il polivinilbutirrale detto PVB. E' possibile in tal modo migliorare sia le caratteristiche di resistenza ma nello stesso modo integrare più standard prestazionali in termini di benessere ambientale, isolamento acustico, integrazione di sistemi fotovoltaici, ecc.

Conclusioni.

La sicurezza legata alle costruzioni esistenti è di particolare importanza vista l'elevata vulnerabilità sismica del patrimonio storico-architettonico presente sul territorio nazionale. In particolare molti edifici strategici (scuole, ospedali, caserme..), realizzati in passato in assenza di prescrizioni antisismiche, risultano esposti gravemente al rischio sismico. Vista la grande diversificazione e stratificazione delle tipologie edilizie esistenti, non è possibile definire approcci di analisi e verifica "standardizzati" tipici delle strutture in c.a. o acciaio. Tuttavia, la ricerca di una possibile classificazione "semplice" degli edifici esistenti in muratura risulta molto importante, in quanto ci consentirebbe di associare *la risposta sismica della costruzione* alla tipologia costruttiva adottata.

Tale classificazione risulta possibile se si limita il campo applicativo alle sole strutture di "*edilizia ordinaria*", prevalentemente ad uso abitativo, le quali presentano caratteristiche geometriche, funzionali, strutturali, molto simili (modello della fabbrica muraria). Tali tipologie devono essere distinte dagli "edifici speciali o a carattere monumentale", che costituiscono delle vere e proprie "singolarità architettoniche", tali da non poter essere classificate e quindi verificate univocamente secondo possibili formulazioni e schemi statici standard.

Nell'ambito dell'edilizia ordinaria, solo negli ultimi anni la ricerca si è spinta verso la costruzione di modelli di calcolo basati sull'osservazione del danno strutturale post-sisma, cercando con alcuni "adattamenti", di estendere la modellazione strutturale e le tipologie di analisi previste per le nuove progettazioni anche a strutture esistenti in muratura. In tale ottica la distinzione tra i meccanismi di collasso previsti, *1° modo fuori dal piano e 2° modo nel piano*, risulta indispensabile in quanto ci consente di cogliere perfettamente la risposta sismica tipica delle strutture in muratura ordinaria. Tali due fasi di verifica non devono essere intese come indipendenti, ma sono legate da un principio di gerarchia dei meccanismi. Affinché si possano attivare i meccanismi di 2°modo, per raggiungimento delle resistenze a taglio e flessione delle pareti nel proprio piano, è necessario che la risposta della struttura sia globale e quindi solo se è garantito a priori il "*comportamento scatolare*". Soprattutto negli ultimi eventi sismici (L'Aquila 2009 e Emilia 2012) si è potuto osservare come i principali collassi strutturali si originano per effetto di cinematismi per perdita locale dell'equilibrio: ribaltamento, flessione verticale, flessione orizzontale. Viceversa strutture "ben ammorsate", che garantiscono una adeguata risposta d'insieme, manifestano resistenze sismiche notevolmente maggiori. E' necessario approfondire in fase preliminare il livello di conoscenza con riferimento: alla qualità delle connessioni (collegamenti e ammorsamenti) tra le pareti e gli orizzontamenti; alla geometria della struttura; alla presenza di elementi resistenti a trazione quali cordoli o catene; alla qualità e alla tessitura muraria; alle interazioni con gli altri elementi della costruzione e con gli edifici adiacenti; alla presenza di quadri fessurativi e dissesti. Individuati i meccanismi di collasso locali ed eseguite le verifiche, la **principale strategia di adeguamento deve prevedere tutti quegli interventi di consolidamento atti a ridurre le carenze dei collegamenti**. Ovvero interventi mirati ad assicurare alla costruzione un buon comportamento d'insieme, mediante la realizzazione di un buon ammorsamento tra le pareti e di efficaci collegamenti dei solai alle pareti. La realizzazione di tali interventi consente di garantire la stabilità della struttura per azioni fuori dal piano (1°modo) e costituiscono un prerequisito essenziale per l'applicazione dei metodi di analisi sismica globale dell'edificio. Tali interventi si esplicano dotando la struttura di presidi antisismici in grado di garantire una adeguata resistenza a trazione quali: inserimento di tiranti, cerchiature esterne, perforazioni armate, inserimento di cordoli in sommità.

Esclusi i comportamenti fuori piano, si assume una *risposta scatolare globale* della struttura muraria nei confronti delle azioni sismiche orizzontali. In tal senso si ammette una risposta spaziale della struttura alle azioni sismiche orizzontali, le quali vengono trasmesse dagli impalcati alle pareti

resistenti verticali. La stabilità della struttura è garantita dalla rigidità e resistenza delle pareti per effetti nel proprio piano medio. In tale ottica le problematiche principali sono legate *alla modellazione tridimensionale* e al tipo di *analisi strutturale*.

Gli sviluppi in campo non lineare dell'ingegneria sismica, hanno accentuato l'importanza della valutazione degli spostamenti fino al collasso nel contesto del nuovo concetto di *duttilità*, per definire l'entità degli spostamenti che, in funzione della resistenza, la struttura deve essere in grado di presentare. Nel caso di strutture in muratura, l'*obiettivo* non è quello della *progettazione*, ma quello di *adeguare quelle esistenti*, in genere del tutto incapaci di fornire la resistenza sismica richiesta. In tale ottica è necessario individuare quali sono i "*punti più deboli*" della struttura e provvedere ai necessari rinforzi. Al fine di soddisfare tale obiettivo, i criteri più semplici di verifica sismica, sono quelli basati sulla valutazione della resistenza dell'edificio sotto condizioni di carico statico per le quali le azioni orizzontali crescono in modo monotono, cioè basati sulle verifiche cosiddette al *pushover*. In particolare, per le *strutture esistenti in muratura* pur essendo consentite tutte le tipologie di analisi, nella C.M. 617/09 al §C8.7.1.4, si specifica *analisi statica non lineare* come metodo di riferimento per l'esecuzione delle verifiche. In tal senso si deve operare mediante approcci basati sulla valutazione della domanda/capacità di spostamento (displacement based method) delle strutture, tipici delle analisi non lineari, tenendo conto delle reali caratteristiche meccaniche (*non linearità meccaniche*) dei materiali, delle condizioni di vincolo tra gli elementi strutturali (*non linearità geometriche*), degli spostamenti massimi raggiunti per i quali si raggiungono i diversi stati limite. Il nuovo metodo prestazionale, si basa sul *controllo delle risorse deformative anelastiche* e consiste nel confrontare la *capacità di spostamento della struttura (d_u)* con la *domanda di spostamento (d_{max})*, cioè con lo spostamento massimo atteso per il sisma di progetto. Con tale tipo di analisi infatti è possibile valorizzare la capacità di redistribuzione degli elementi strutturali, sfruttando l'opportunità di utilizzare valori delle resistenze non affette dal coefficiente di sicurezza. D'altra parte, la maggiore sofisticazione della tecnica di analisi rende più delicata la gestione delle stesse analisi, che risultano di conseguenza più sensibili ai parametri meccanici nonché ai modelli strutturali adottati. Anche le analisi non lineari scontano gli stessi problemi di base (geometria delle pareti, modellazione delle fasce di piano e degli impalcati, etc.) tipici delle analisi lineari e che rendono ampio il range dei risultati ottenuti.

La modellazione numerica di edifici in muratura, costituisce da sempre uno dei problemi sostanziali dell'analisi strutturale e sismica. L'uso di complessi modelli numerici agli elementi finiti (FEM) che implementano *legami non lineari a plasticità diffusa* comporta difficoltà notevoli dovute sia alla discretizzazione del modello (modello geometrico, meccanico e di carico) sia alla sintesi dei risultati. Il problema sostanziale, ancora oggetto della ricerca scientifica, è rappresentato dalla definizione di un "*criterio di rottura*" definibile per il "*materiale muratura*". Nella pratica professionale, è conveniente adattare modelli di risoluzione tradizionali, che utilizzando ancora la *teoria delle travi*, consentono di sviluppare il calcolo delle pareti in muratura attraverso procedure più semplici ma parimenti affidabili. Le modellazioni maggiormente utilizzate sono basate su una discretizzazione ai **macro-elementi (FME– Frame by Macro Elements)**, definita ad una scala maggiore, coincidente con la dimensione dei singoli elementi strutturali che costituiscono le pareti. L'utilizzo del *modello a telaio equivalente* trova ampia applicazione per l'esecuzione di analisi non lineari statiche (pushover), in quanto implementano l'uso di *modelli a plasticità concentrata* che consentono di studiare la risposta sismica della struttura considerando il decadimento locale delle rigidità per fessurazione dei pannelli, fino al collasso globale per meccanismo labile. Convenzionalmente tali cerniere vengono assunte come puntuali, associando ad esse *leggi costitutive non lineari del tipo forza-spostamento* in accordo con le disposizioni normative. La modellazione a telaio consente una migliore interpretazione della *concezione strutturale* e dei percorsi di carico attivi nel piano delle pareti soggetti alle azioni sismiche.

L'uso professionale di “*software dedicati*” (v. 3MURI) per lo studio di strutture tridimensionali in muratura ordinaria diviene necessario in quanto è possibile ridurre le “approssimazioni” tipiche dei modelli a telaio: riformulazione del legame non lineare degli elementi ad ogni passo dell'analisi; degrado della rigidità dell'elemento quando si sia superata la soglia di resistenza; discretizzazione a macro-elementi di pareti irregolari; gestione dei nodi tridimensionali tra le pareti; rigidità fuori dal piano trascurabile, etc. Per le strutture in muratura, l'uso di analisi non lineari su modelli spaziali tridimensionali, deve essere supportato da una valutazione critica dei risultati, eseguendo seppur su sottomodelli, verifiche locali a conferma dei risultati ottenuti. La stessa norma ribadisce l'importanza assoluta dell'analisi dei meccanismi locali mediante i teoremi dell'analisi limite dell'equilibrio. In particolare, per strutture in aggregato, un numero “esaustivo” di verifiche locali può sostituire complesse analisi globali. Ovvero, per sopperire ai limiti e alle approssimazioni, inevitabili nelle modellazioni spaziali, è consigliabile supportare le verifiche di sicurezza attraverso numerose verifiche (di equilibrio e resistenza) su singoli sottomodelli.

Alle approssimazioni di modellazione e analisi, si associa la variabilità delle tipologie strutturali tipiche degli edifici in muratura. Le modalità esecutive, la geometria, i dettagli costruttivi, i materiali impiegati, la “qualità” della muratura, sono elementi estremamente variabili e difficilmente classificabili. Le norme tecniche per la prima volta sottolineano **l'importanza della fase preliminare di conoscenza dell'opera**, facendo corrispondere al grado di approfondimento dei modelli di analisi e verifica da adottare, il **livello di conoscenza della struttura**. Vengono introdotti in relazione all'affidabilità delle informazioni disponibili, opportuni “*fattori di confidenza*” che penalizzano le verifiche numeriche in relazione al livello di conoscenza raggiunto in termini di: geometria, dettagli costruttivi, qualità della muratura, caratteristiche dei materiali. Ogni incertezza si “paga” in termini di risultati (riduzione del livello di sicurezza della struttura). In tale ottica, la necessità pratica assunta dalle NTC08, di assimilare la muratura comunque ad un “*materiale equivalente ideale*” omogeneo ed isotropo, indispensabile per applicare le regole esplicative delle analisi strutturali tipicamente in campo elastico, deve essere riguardata mediante una *valutazione preliminare della qualità muraria*, che consenta al progettista di “correggere” numericamente i valori dei parametri meccanici da utilizzare per il calcolo, forniti dalle tabelle normative. Ridurre le incertezze incrementando il livello di conoscenza dell'opera, può costituire una *strategia di adeguamento* alla pari di un qualsiasi intervento di consolidamento.

La valutazione della sicurezza, nel caso di intervento di adeguamento, è finalizzata a stabilire se la struttura, a seguito dell'intervento, è in grado di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC, con il grado di sicurezza richiesto dalle stesse. L'obiettivo delle norme tecniche di attuale generazione è rappresentato dal conseguimento anche per gli interventi sugli edifici esistenti di due tipologie di condizioni limite: uno stato di danno accentuato che prelude al collasso, ed uno stato di danno lieve, legato alla funzionalità immediata della costruzione le cui conseguenze sono prettamente di natura economica e sociale. Il controllo e la limitazione del danno costituiscono concetti basilari in un approccio “*multilivello*”, metodo che rappresenta oggi una tecnica ormai riconosciuta a livello mondiale dai più importanti codici normativi. In tale ottica, la scelta di opportune *strategie di adeguamento sismico* costituisce l'unico strumento da parte del progettista per poter gestire la fase anelastica della struttura, indirizzando gli interventi al fine di modificare il meccanismo di collasso atteso, tipicamente fragile nel caso di edifici esistenti, verso cinematismi generalizzati sicuramente più duttili. Nel caso di edifici esistenti in muratura, non sempre è facile definire le cause di eventuali dissesti e di conseguenza l'intervento “giusto” da adottare. Non esiste un “manuale” che ad ogni tipologia di meccanismo di rottura fa corrispondere un intervento di consolidamento specifico, ma si deve procedere per gradi attraverso una approfondita fase di

conoscenza preliminare e una valutazione critica dei risultati delle analisi strutturali. L'idea base è quella di indirizzare le strategie di adeguamento verso soluzioni integrate atte a ridurre contestualmente la vulnerabilità sismica rispetto ai modi locali e globali. Come visto, l'uso di tecniche tradizionali come i tiranti metallici, se correttamente inseriti, consentono di risolvere diverse problematiche di miglioramento sia per gli impalcati che per le pareti.

Come si è potuto constatare “semplici” tipologie di intervento (tiranti, intonaci armati, iniezioni con miscele) possono consentire di migliorare sensibilmente la risposta sismica della generica parete per azioni nel proprio piano, con un incremento di rigidità e resistenza significativo. Ciò porta ad un incremento delle $(PGA)_C$ ovvero delle accelerazioni sostenibili dalla struttura durante un evento sismico, e quindi la possibilità per la stessa di resistere a sismi di intensità crescente. Percentuali di miglioramento del 30-50% anche se non sufficienti a garantire gli esiti delle verifiche per siti di medio-alta pericolosità, risultano comunque significative in termini di risposta alle azioni sismiche della struttura per sismi più frequenti di minore intensità.

Nel caso di sistemi MDOF può capitare che, pur incrementando rigidità e resistenza di alcuni elementi strutturali (maschi murari e fasce) attraverso interventi tipici, l'esito della verifica può addirittura peggiorare con incremento della domanda di spostamento. Ciò può capitare in presenza di piani deboli o di elementi isolati rinforzati a pressoflessione. Strategie di consolidamento non adeguate possono portare paradossalmente ad un incremento della vulnerabilità sismica della struttura. In tal caso è molto importante testare l'effetto degli interventi su singoli sottomodelli strutturali eseguendo più analisi numeriche. Generalmente l'esecuzione di interventi limitate a singole porzioni delle pareti portano a percentuali di miglioramento esigue o addirittura a dei peggioramenti. E' consigliabile l'uso di interventi semplici ma estesi in modo uniforme sulle superfici murarie. Nella definizione delle strategie di adeguamento è fondamentale tener conto della fattibilità degli interventi, delle modalità esecutive, della manutenibilità e sostituibilità, della tutela del patrimonio storico e artistico, dei costi.

Il “*conceptual design*” in termini di “*miglioramento architettonico e formale*”, può costituire una strategia di adeguamento da esplicarsi con interventi architettonico – strutturali atti restituire alla struttura una configurazione formale regolare, tale da garantire il corretto trasferimento delle azioni, evitare concentrazioni di sforzi, ridistribuire in modo regolare le masse, le rigidità e le resistenze. La riduzione della vulnerabilità sismica derivante da elementi architettonici non strutturali costituisce un problema non di secondaria importanza, data l'elevata esposizione al rischio delle utenze anche in presenza di sismi non necessariamente distruttivi.

In appendice si riportano le tavole allegate del progetto esaminato e la “*Scheda di sintesi della verifica sismica di edifici strategici ai fini della protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico*” (Ordinanza n°3274/2003; D.M. 14/01/08), con gli indici di vulnerabilità aggiornati alle disposizioni normative vigenti (NTC08). In particolare si sottolinea l'aggiornamento della verifica di vulnerabilità dell'edificio in esame coerentemente con un LIVELLO 2 (LV2) per il quale è prevista obbligatoriamente l'analisi statica non lineare.

Appendice

Indice degli allegati:

Allegato 1: Inquadramento territoriale e urbanistico dell'opera;

Allegato 2: Planimetria generale e profilo altimetrico;

Allegato 4, 5, 6, 7, 8: Sintesi del rilievo architettonico;

Allegato 9,10, 11,12: Sintesi del rilievo strutturale;

Allegato 13: Criticità costruttive e strutturali. indicatori di vulnerabilità sismica.

Allegato 14: Indicazione delle indagini – saggi e prove.

Allegato 15: Dettagli costruttivi;

Allegato 16, 17, 18, 19: Vulnerabilità sismica derivante da elementi architettonici. Aspetti formali e funzionali. Il “miglioramento architettonico” per l'adeguamento sismico di edifici esistenti;

Allegato 20, 21, 22: Vulnerabilità sismica derivante da elementi architettonici non strutturali;

Allegato 23: Scheda di sintesi della verifica sismica di edifici strategici ai fini della protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico” (Ordinanza n°3274/2003; D.M. 14/01/08).



SCHEDA DI SINTESI DELLA VERIFICA SISMICA DI EDIFICI STRATEGICI AI FINI DELLA PROTEZIONE CIVILE O RILEVANTI IN CASO DI COLLASSO A SEGUITO DI EVENTO SISMICO

(Ordinanza n. 3274/2003 – Articolo 2, commi 3 e 4, DM 14/01/2008)

1) Identificazione dell'edificio		Spazio riservato DPC	
Regione BASILICATA Codice Istat 017		Codice DPCM N° progressivo intervento	
Provincia Potenza Codice Istat 076		Scheda n° Data	
Comune Sant'Arcangelo Codice Istat 080		Complesso edilizio composto da edifici	
Frazione/Località		Codice identificativo	
Indirizzo Piazza Amendola		Dati Catastali Foglio 34 Allegato	
		Particelle 25 26	
		Posizione edificio 1 <input type="radio"/> Isolato 2 <input type="radio"/> Interno 3 <input type="radio"/> 4 <input type="radio"/>	
		Coordinate geografiche (ED50 – UTM fuso 32-33)	
Num. Civico C.A.P.		E 16,272	Fuso
		N 40,248	33

Denominazione edificio	Istituto scolastico superiore di primo grado.
Proprietario	Comune
Utilizzatore	Studenti e personale amministrativo.

2) Dati dimensionali ed età costruzione/ristrutturazione													
N°Piani totali con interrati		Altezza media di piano [m]		Superficie media di piano [m²]		Volume oggetto di verifica [m³]		D	Anno di progettazione	1900			
A	3	B	3,7	C	500	H	5750	E	Anno di ultimazione della costruzione	1900			
F	<input type="checkbox"/> Nessun intervento eseguito sulla struttura dopo la costruzione												
G	Anno di progettazione ultimo intervento eseguito sulla struttura 2002							G1	<input type="radio"/> Adeg.	G2	<input type="radio"/> Miglior.	G3	<input type="radio"/> Altro

3) Materiale strutturale principale della struttura verticale															
Cemento armato	Acciaio	Acciaio-calcestruzzo	Muratura	Legno	Misto (Muratura e c.a.)	Prefabbricati in c.a. o c.a.p.	Altro (specificare)								
A	<input type="radio"/>	B	<input type="radio"/>	C	<input type="radio"/>	D	<input type="radio"/>	E	<input type="radio"/>	F	<input type="radio"/>	G	<input type="radio"/>	H	

4) Dati di esposizione
Numero di persone mediamente presenti durante la fruizione ordinaria dell'edificio

3) Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4) Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5) Muratura a blocchi lapidei squadrati	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6) Muratura in mattoni pieni e malta di calce	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
7) Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
8) Muratura in blocchi laterizi forati (percentuale di foratura < 45%)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
9) Muratura in blocchi laterizi forati, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
10) Muratura in blocchi di calcestruzzo (percentuale di foratura tra 45% e 65%)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
11) Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
12) Altro	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

13) Diaframmi orizzontali (cemento armato, acciaio, muratura)		14) Copertura (cemento armato, acciaio, muratura)	
1) Volte senza catene	<input checked="" type="checkbox"/>	1) Copertura spingente pesante	<input type="radio"/>
2) Volte con catene	<input type="checkbox"/>	2) Copertura non spingente pesante	<input checked="" type="radio"/>
3) Diaframmi flessibili (travi in legno con semplice tavolato, travi e voltine,...)	<input type="checkbox"/>	3) Copertura spingente leggera	<input type="radio"/>
4) Diaframmi semirigidi (travi in legno con doppio tavolato, travi e tavelloni,...)	<input type="checkbox"/>	4) Copertura non spingente leggera	<input type="radio"/>
5) Diaframmi rigidi (solai di c.a., travi ben collegate a solette di c.a., lamiera grecata con soletta in c.a.,)	<input checked="" type="checkbox"/>	5) Altro	<input type="radio"/>
6) Altro	<input type="checkbox"/>		

15) Distribuzione tamponature (cemento armato ed acciaio)		16) Fondazioni	
1) Distribuzione irregolare delle tamponature in pianta	<input type="checkbox"/>	1) Plinti isolati	<input type="checkbox"/>
2) Distribuzione irregolare delle tamponature sull'altezza dell'edificio	<input type="checkbox"/>	2) Plinti collegati	<input type="checkbox"/>
3) Tamponature tali da individuare pilastri corti	<input type="checkbox"/>	3) Travi rovesce	<input checked="" type="checkbox"/>
4) Tamponature senza misure a contrasto di collassi fragili ed espulsione in direzione perpendicolare al pannello	<input type="checkbox"/>	4) Platea	<input type="checkbox"/>
5) Altro	<input type="checkbox"/>	5) Fondazioni profonde	<input type="checkbox"/>
		6) Fondazioni a quote diverse	SI <input type="radio"/> 0 – NO <input type="radio"/> 1

17) Periodo di riferimento														
A	VR = 75 anni	<input checked="" type="radio"/>	B	VR = 100 anni	<input type="radio"/>	C	VR = 150 anni	<input type="radio"/>	D	VR = 200 anni	<input type="radio"/>	E	Altro	<input type="radio"/>

18) Classificazione sismica				
	STATI LIMITE (P_{VR})			
Parametro relativo a suolo rigido e con superficie topografica orizzontale (di categoria A)	SLO (81%)	SLD (63%)	SLV (10%)	SLC (5%)
1) Valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g (g)	0,048 g	0,059 g	0,139 g	
2) Fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, F_0	2,445	2,536	2,571	
3) Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_c^* (sec.)	0,312 s	0,338 s	0,453 s	

19) Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche										
1	Base dati per l'attribuzione della categoria di sottosuolo	1) Carte geologiche disponibili		<input type="checkbox"/>						
		2) Indagini esistenti		<input type="checkbox"/>						
		3) Prove in situ effettuate appositamente		<input checked="" type="checkbox"/>						
2	Descrizione indagini effettuate o già disponibili	1) Sondaggi		<input type="checkbox"/>						
		2) Prova Standard Penetration Test (SPT) o Cone Penetration Test (CPT)		<input type="checkbox"/>						
		3) Prospezione sismica in foro (Down-Hole o Cross-Hole)		<input type="checkbox"/>						
		4) Prova sismica superficiale a rifrazione		<input checked="" type="checkbox"/>						
		5) Analisi granulometrica		<input type="checkbox"/>						
		6) Prove triassiali		<input type="checkbox"/>						
		7) Prove di taglio diretto		<input type="checkbox"/>						
		8) Altro		<input type="checkbox"/>						
		1) Presenza di cavità		SI 0 0 – NO 0 1						
		2) Presenza di terreni di fondazione di natura significativamente diversa		SI 0 0 – NO 0 1						
4	Velocità equivalente onde di taglio V_{s30} 530 m/s	5	Numero di colpi equivalente $N_{SPT,30}$ colpi	7	Coesione non drenata equivalente $c_{u,30}$ kPa					
8	Susceptibilità alla liquefazione SI 19S-1 0 – NO 19S0 1 NB: In caso affermativo compilare la parte destra	1) Profondità della falda da piano di campagna		Z_w						
		2) Profondità della fondazione rispetto al piano di campagna		Z_g						
		3) Presenza di terreni a grana grossa sotto la quota di falda entro i primi 15 m di profondità:		SI 0 0 – NO 0 1						
		densità Spessore		sciolte		medie		dense		
				3.1) Sabbie fini m	0		0		0	
				3.2) Sabbie medie m	0		0		0	
				3.3) Sabbie grosse m	0		0		0	
9	Categoria di sottosuolo B (NTC, Tabb. 3.2.II e 3.2.III)	10	Coefficiente di amplificazione stratigrafica (S_s) e periodo T_c (sec.)							
			STATI LIMITE (P_{VR})							
				SLO (81%)	SLD (63%)	SLV (10%)	SLC (5%)			
			S_s	1,20	1,20	1,20				
			T_b	0,14	0,15	0,20				
T_c	0,43	0,46	0,58							
T_d	1,79	1,84	2,16							
11	Coefficiente di amplificazione topografica S_T (NTC: Tabb. 3.2.IV, 3.2.VI) 1,40	Categoria Topografica T4	h/H 1,00	12	Valori di S_s T_c ed S_T dedotti da studi di RSL SI 0 0 – NO 0 1					

20) Regolarità dell'edificio		
A	La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità ?	SI \emptyset 0 – NO \emptyset 1
B	Qual è il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto ?	1,7
C	Qual è il massimo valore di rientri o sporgenze espresso in % della dimensione totale dell'edificio nella corrispondente direzione?	43 %
D	I solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti?	SI \emptyset 0 – NO \emptyset 1
E	Qual è la minima estensione verticale di un elemento resistente dell'edificio (quali telai o pareti) espressa in % dell'altezza dell'edificio ?	32 %
F	Quali sono le massime variazioni da un piano all'altro di massa e rigidità espresse in % della massa e della rigidità del piano contiguo con valori più elevati ?	32 %
G	Quali sono i massimi restringimenti della sezione orizzontale dell'edificio, in % alla dimensione corrispondente al primo piano ed a quella corrispondente al piano immediatamente sottostante. Nel calcolo può essere escluso l'ultimo piano di edifici di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.	0 % (p. 1) 0 % (p. T)
H	Sono presenti elementi non strutturali particolarmente vulnerabili o in grado di influire negativamente sulla risposta della struttura (es. tamponamenti rigidi distribuiti in modo irregolare in pianta o in elevazione, camini o parapetti di grandi dimensioni in muratura, controsoffitti pesanti) ?	SI \emptyset 0 – NO \emptyset 1
I	Giudizio finale sulla regolarità dell'edificio, ottenuto in relazione alle risposte fornite dal punto A al punto H	SI \emptyset 0 – NO \emptyset 1

21) Fattore di confidenza		
A	Determinato secondo le tabelle dell'appendice C.8.A. alla Circolare	\emptyset
B	Determinato secondo la Direttiva PCM 12/10/2007	0
C	Valore assunto per le analisi	0

22) Livello di conoscenza			
A	Indicare il livello di conoscenza raggiunto solo se il fattore di confidenza è stato determinato secondo le tabelle dell'Appendice C.8.A della Circolare alle NTC 2008	LC1: Conoscenza Limitata (FC 1.35)	0
B		LC2: Conoscenza Adeguata (FC 1.20)	\emptyset
C		LC3: Conoscenza Accurata (FC 1.00)	0
D	Geometria (Carpenteria) (cemento armato, acciaio)	1) Disegni originali con rilievo visivo a campione	0
		2) Rilievo ex-novo completo	0
E	Dettagli strutturali (cemento armato, acciaio)	1) Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche in-situ	0
		2) Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ	0
		3) Estese verifiche in-situ	0
		4) Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ	0
		5) Esaustive verifiche in-situ	0
F	Proprietà dei materiali (cemento armato, acciaio)	1) Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in-situ	0
		2) Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ	0
		3) Estese prove in-situ	0
		4) Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ	0

		5) Esaustive prove in-situ	O
G	Quantità di rilievi dei dettagli costruttivi (cemento armato)	1) Elemento primario trave	%
		2) Elemento primario pilastro	%
		3) Elemento primario parete	%
		4) Elemento primario nodo	%
		5) Elemento primario altro (specificare)	%
H	Quantità prove svolte sui materiali (cemento armato)	1) Elemento primario trave	1 -Provini cls 2 -Provini acciaio
		2) Elemento primario pilastro	1 -Provini cls 2 -Provini acciaio
		3) Elemento primario parete	1 -Provini cls 2 -Provini acciaio
		4) Elemento primario nodo	1 -Provini cls 2 -Provini acciaio
		5) Elemento primario altro (specificare)	1 -Provini cls 2 -Provini acciaio
		6) Eventuali prove non distruttive svolte (elencare): a)	
I	Quantità di rilievi dei collegamenti (acciaio)	1) Elemento primario trave	%
		2) Elemento primario pilastro	%
		3) Elemento primario nodo	%
		4) Elemento primario altro (specificare)	%
L	Quantità prove svolte sui materiali (acciaio)	1) Elemento primario trave	1 -Provini acciaio 2 -Provini bulloni/chiodi
		2) Elemento primario pilastro	1 -Provini acciaio 2 -Provini bulloni/chiodi
		4) Elemento primario nodo	1 -Provini acciaio 2 -Provini bulloni/chiodi
		5) Elemento primario altro (specificare)	1 -Provini acciaio 2 -Provini bulloni/chiodi
M	Geometria (Carpenteria) (muratura)	1) Disegni originali con rilievo visivo a campione per ciascun piano	<input checked="" type="checkbox"/>
		2) Rilievo strutturale	<input type="checkbox"/>
		3) Rilievo del quadro fessurativo	<input type="checkbox"/>
N	Dettagli strutturali (muratura)	1) Limitate verifiche in-situ	O
		2) Estese ed esaustive verifiche in-situ	O
		3) Buona qualità del collegamento tra pareti verticali ?	SI \emptyset 0 – NO O 1
		4) Buona qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ?	SI \emptyset 0 – NO O 1
		5) Presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento ?	SI \emptyset 0 – NO O 1
		6) Esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture?	SI \emptyset 0 – NO O 1
		7) Presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti ?	SI O 0 – NO \emptyset 1
		8) Presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità ?	SI \emptyset 0 – NO O 1
O	Proprietà dei materiali (muratura)	1) Limitate indagini in-situ	O
		2) Estese indagini in-situ	\emptyset
		3) Esaustive indagini in-situ	O
P	Edificio semplice	1) Rispondenza alla definizione DM 14-01-2008 par. 7.8.1.9	SI O 0 – NO \emptyset 1

23) Resistenza dei materiali (valori medi utilizzati nell'analisi)									
		1	2	3	4	5	6	7	8
		Cls fondazione	Cls elevazione	Acciaio in barre	Acciaio profilati	Bulloni chiodi	Muratura 1	Muratura 2	Altro
A	Resistenza a Compressione (N/mm ²)						1,000	1,680	
B	Resistenza a Trazione (N/mm ²)								
C	Resistenza a taglio (N/mm ²)						0,020	0,063	
D	Modulo di elasticità Normale (GPa)						0,870	0,840	
E	Modulo di elasticità Tangenziale (GPa)						0,290	0,280	

24) Metodo di analisi						
A	Analisi statica lineare		O	E	Fattore di struttura q =	
B	Analisi dinamica lineare		O			
C	Analisi statica non lineare		Ø	F	Sono state effettuate analisi cinematiche	SI O ₀ – NO Ø ₁
D	Analisi dinamica non lineare		O			

25) Modellazione della struttura			
A	Due modelli piani separati, uno per ciascuna direzione principale, considerando l'eccentricità accidentale		O
B	Modello tridimensionale con combinazione dei valori massimi		Ø
C	Periodi fondamentali	Direzione X 0,3769 sec	Direzione Y 0,4798 sec
D	Masse partecipanti	Direzione X 82 %	Direzione Y 69 %

Rigidezza flessionale ed a taglio		1	2		3
		Non fessurata	Fessurata	con una riduzione del	determinata dal game costitutivo utilizzato
E	Elementi trave	O	O	%	O
F	Elementi pilastro	O	O	%	O
G	Muratura	O	Ø	50 %	O
H	Altro elem. 1(specificare)	O	O	%	O
I	Altro elem. 2(specificare)	O	O	%	O

26) Risultati dell'analisi: capacità in termini di accelerazione al suolo e periodo di ritorno per diversi SL

		Tipo di rottura								
		cemento armato, acciaio				muratura				Tutti
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
		Verifiche a taglio	Verifiche dei nodi	Verifiche di deformazione o di resistenza a flessione o pressoflessione	Capacità limite del terreno di fondazione	Capacità limite fondazioni	Verifiche di deformazione nel piano o globali per analisi statica non lineare	Verifiche fuori dal piano	Verifiche di resistenza nel piano	Deformazione di danno
A	PGA _{CLC}									
B	PGA _{CLV}						0,107			
C	PGA _{CLD}									0,105
D	PGA _{CLO}									0,105
E	T _{RCLC}									
F	T _{RCLV}						89			
G	T _{RCLD}									85
H	T _{RCLO}									85

27) Domanda: valori di riferimento delle accelerazioni e dei periodi di ritorno dell'azione sismica

Stato limite		Accelerazione (g)	TRD (anni)
A	Stato limite di collasso (SLC)	PGA _{DLC}	TR _{DLC}
B	Stato limite di salvaguardia (SLV)	PGA _{DLV} 0,234	TR _{DLV} 712
C	Stato limite di danno (SLD)	PGA _{DLD} 0,099	TR _{DLD} 75
D	Stato limite di operatività (SLO)	PGA _{DLO} 0,081	TR _{DLO} 45

28) Indicatori di rischio

		A	Valore assunto per il coefficiente "a"	0,41
Stato limite		Rapporto fra le accelerazioni		Rapporto fra i periodi di ritorno elevato ad a
B	di collasso (α_{uc})	=(PGA _{CLC} /PGA _{DLC})		=(TR _{CLC} /TR _{DLC}) ^a
C	per la vita (α_{lv})	=(PGA _{CLV} /PGA _{DLV}) 0,457		=(TR _{CLV} /TR _{DLV}) ^a 0,125
D	di inagibilità (α_{ed})	=(PGA _{CLD} /PGA _{DLD}) 1,061		=(TR _{CLD} /TR _{DLD}) ^a 1,133
E	per l'operatività (α_{eo})	=(PGA _{CLO} /PGA _{DLO}) 1,296		=(TR _{CLO} /TR _{DLO}) ^a 1,889

29) Previsione di massima di possibili interventi di miglioramento

A	Criticità che condizionano maggiormente la capacità	1 <input type="checkbox"/> fondazioni 2 <input type="checkbox"/> travi 3 <input type="checkbox"/> pilastri	4 <input type="checkbox"/> setti 5 <input checked="" type="checkbox"/> murature 6 <input checked="" type="checkbox"/> solai	7 <input type="checkbox"/> coperture 8 <input type="checkbox"/> scale 9 <input checked="" type="checkbox"/> altro volte
B	Interventi migliorativi prevedibili	1 <input type="checkbox"/> interventi in fondazione 2 <input type="checkbox"/> aumento resist./dutil sezioni 3 <input type="checkbox"/> nodi/collegamenti telai	4 <input checked="" type="checkbox"/> aumento resistenza muri 5 <input checked="" type="checkbox"/> tiranti, cordoli, catene 6 <input type="checkbox"/> solai o coperture	7 <input checked="" type="checkbox"/> eliminazione spinte 8 <input type="checkbox"/> altro 9 <input type="checkbox"/> altro
C	Stima dell'estensione degli interventi in relazione alla volumetria totale della struttura	Codice intervento 1	% percentuale volumetrica dell'edificio interessata dall'intervento	
		Codice intervento 2	% percentuale volumetrica dell'edificio interessata dall'intervento	
		Codice intervento 3	% percentuale volumetrica dell'edificio interessata dall'intervento	
D	Stima dell' incremento di capacità conseguibile con gli interventi	1 <input type="checkbox"/> SLC 2 <input checked="" type="checkbox"/> SLV 3 <input type="checkbox"/> SLD	Codice intervento 1 4 Codice intervento 2 Codice intervento 3	PGA1 0,263 g approssimazione ± PGA2 g approssimazione ± PGA3 g approssimazione ±

Riferimenti bibliografici.

- P. Lenza, A. Ghersi, B. Calderoni. Edifici in muratura alla luce della nuova normativa sismica. Dario Flaccovio Editore, 2011, Palermo.
- M. Vinci. Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura. Dario Flaccovio Editore, 2012, Palermo.
- N. Augenti. Il calcolo sismico di edifici in muratura. UTET, 2004, Torino.
- L. Petrini, R. Pinho, G.M. Calvi. Criteri di progettazione antisismica degli edifici. IUSS Press, 2004, Pavia.
- S. Cattari, E. Curti, A. Galasco, S. Resemini. Analisi sismica lineare e non lineare degli edifici in muratura. Sistemi Editoriali, 2005, Napoli.
- B. Calderoni. Corso di aggiornamento professionale: progettazione strutturale sulla base delle norme tecniche per le costruzioni 2008. Spoleto, 17-19 Marzo 2011.
- B. Calderoni, P. Marone, M. Pagano. Modelli per la verifica statica degli edifici in muratura in zona sismica. INGEGNERIA SISMICA Anno IV - N. 1 – settembre dicembre 1987.
- B. Calderoni, E.A. Cordasco, P. Lenza. La modellazione degli edifici storici in muratura per la valutazione della vulnerabilità sismica. ANIDIS 2009, Bologna.
- G. Magenes, D. Bolognini, C. Braggio. Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura. CNR - Gruppo Nazionale per la Difesa dei Terremoti, 2000 Roma.
- G. Magenes. Considerazioni sulla modellazione della risposta di elementi murari e di pareti ad azioni nel piano. Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura. CNR - Gruppo Nazionale per la Difesa dei Terremoti, 2001 Roma.
- G. Magenes, A. Della Fontana, Verifica di edifici in muratura ordinaria e armata con metodi di analisi statica, lineare e non lineare. ANPEL, 2010, Bregnano (CO).
- D. Foti, M. Borgia. Influenza delle Tamponature sulla statica dei telai in c.a. in zona sismica. INGEGNERIA SISMICA Anno XXIV - N. 1 - gennaio-marzo 2007.
- S. Podestà. Verifica Sismica di edifici in muratura. Dario Flaccovio Editore, 2012, Palermo.
- D. Foti, M. Mongelli. Isolatori sismici per edifici esistenti e di nuova costruzione. Dario Flaccovio Editore, 2011, Palermo.
- A. Ghersi. Il cemento armato. Dario Flaccovio Editore, 2010, Palermo.
- N. Augenti. Dispense del corso di aggiornamento professionale: "Costruzioni in Muratura". Ordine degli Ingegneri della Provincia di Napoli, Marzo 2007.
- S. Cattari, A. Galasco, S. Lagomarsino, A. Penna. Aspetti critici nell'analisi sismica statica non lineare degli edifici esistenti in muratura. In Tecniche di modellazione e progetto per interventi sul costruito in muratura, Edizioni Polistampa, 2006, Firenze.
- A. Galasco, S. Frumento. Analisi sismica delle strutture murarie, Calcoli strutturali. Sistemi Editoriali, 2011, Napoli.
- M. Como. Statica delle costruzioni storiche in muratura. Archi, volte, cupole, architetture monumentali, edifici sotto carichi verticali e sotto sisma. ARACNE Editrice, 2010 Roma.
- S. Podestà. Verifica sismica di edifici in muratura. Dario Flaccovio Editore, 2012, Palermo.
- F. Iacobelli. Progetto e verifica delle costruzioni in muratura in zona sismica (VII Edizione). EPC editore, 2008, Roma.

- F. Iacobelli. Calcolo degli edifici in muratura in zona sismica (IV Edizione). EPC editore, 2008, Roma.
- M. Mezzina, D. Raffaele, G. Uva, G. C. Marano, Progettazione sismo-resistente di edifici in cemento armato. Città Studi Edizioni, 2011, Torino.
- M. Mezzina, D. Raffaele, A. Vitone. Teoria e pratica delle costruzioni in cemento armato. Vol. I-II. Città Studi Edizioni, 2007, Novara.
- S. Bufarini, V. D'Aria, D. Squillacioti. Meccanica delle murature. EPC Editore, 2012, Roma.
- E. Cosenza, G. Maddaloni, G. Magliulo, M. Pecce, R. Ramasco. Progetto antisismico di edifici in cemento armato (III Edizione). IUSS Press, 2007, Pavia.
- L'Aquila, il Progetto C.A.S.E. complessi antisismici sostenibili ed ecocompatibili. IUSS Press, 2010 Pavia.
- C. G. Lai, S. Foti, M. Rota. Input sismico e stabilità geotecnica dei siti di costruzione. IUSS Press, 2009, Pavia.
- A. Ghersi, C. Majorano. Analisi ed applicazione di procedimenti per la verifica sismica di edifici in muratura con solai in c.a. Quaderni dell'edilizia n° 44, CESUN, Napoli.
- L. Caleca. Architettura Tecnica (IV edizione). Dario Flaccovio Editore, 1998, Palermo.
- E. Arbizzani. Tecnologia dei sistemi edilizi: progetto e costruzione. Maggioli Editore, 2008, Santarcangelo di Romagna (RN).
- G. Sarà. Restauro Strutturale. Liguori Editore, 1989, Napoli.
- L. Caleca, A. De Vecchi. Tecnologie di Consolidamento delle strutture Murarie. Dario Flaccovio Editore, 1987, Palermo.
- P. Lenza. Sul comportamento statico di volte in muratura. L'ingegneria sismica in Italia, IV convegno nazionale, 1989, Milano.
- T. Albanese, C. Nuti. Analisi statica non lineare (Pushover). Dispensa del DIS, università ROMA TRE. Maggio 2007.
- F. Pugi. Analisi lineare e non lineare delle murature soggette a sisma con il codice "AEDES". Università degli studi di Ferrara. Seminario del 31 maggio 2005.
- G. Manfredi. Le nuove norme per la progettazione sismica delle strutture in muratura. Corso di aggiornamento Ordine degli ingegneri di Lecce, 2004.
- Dispense del Master in "Progettazione antisismica delle costruzioni" MUPAC 2007/2008. N. Gattesco, Edifici in muratura, Università degli studi di Trieste (Manuali MIDAS).
- Progettazione Sismica, n° 1-2-3 anno IV. Rivista scientifica a cura della IUSS Press Pavia.
- M. Dolce, A. Masi, C. Moroni, D. Liberatore, M. Laterza, F. Ponso, A. Cacosso, G. D'Alessandro, M. Faggella, R. Gigliotti, G. Perillo, L. Samela, G. Santarsiero, G. Spera, P. Suanno, M. Vona. Valutazione della vulnerabilità sismica di edifici scolastici della Provincia di Potenza. XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Genova 25-29 gennaio 2004.
- A. De sortis, G. di Pasquale, M. Dolce, S. Gregolo, S. Papa, G.F. Rettore. Linee guida per la riduzione della vulnerabilità sismica di elementi non strutturali, arredi e impianti. Dipartimento della Protezione Civile, 2009, Roma (RELUIS).
- Linee guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni. Dipartimento della Protezione Civile, 2009, Roma (RELUIS).
- L. Milano, A. Mannella, C. Morisi, A. Martinelli. Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi. Allegato linee guida per la

riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni. Dipartimento della Protezione Civile, 2009, Roma (RELUIS).

CISEM, dispense del corso di alta formazione “le nuove norme tecniche e la circolare esplicativa”. Politecnico di Bari, Gennaio-Marzo 2011.

Linee guida. Modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione/miglioramento/ricostruzione di edifici inagibili. Dipartimento della Protezione Civile, 2009, Roma (RELUIS).

M. Dolce, A. Masi, C. Samela, A. Goretti. INGV/GNDT- Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti. Atti del dipartimento università degli studi della Basilicata, anno 2005 (RELUIS). Progetto: SAVE – Strumenti Aggiornati per la Vulnerabilità sismica del patrimonio Edilizio e dei sistemi urbani. La valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico degli edifici pubblici mediante le procedure VC (vulnerabilità c.a.) e VM (vulnerabilità muratura).

S.I.S Regione Molise. Protocollo di progettazione degli interventi di ricostruzione post-sisma sugli edifici privati. Decreto n°10 del 25 Gennaio 2006. Parte I – Edifici in muratura: 2.A istruzioni per la compilazione della scheda di accompagnamento al progetto esecutivo di ricostruzione; 3B analisi delle principali tecniche di intervento e limiti della loro applicabilità; 3C Indicazioni per la dimostrazione del danno; 3D indicazioni per la valutazione della qualità delle murature; 3E indicazioni per l’individuazione degli edifici all’interno di un aggregato edilizio; 3G analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura.

Regione Marche. Dipartimento per le politiche integrate di sicurezza e per la protezione civile. Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura. Decreto del Commissario Delegato per gli interventi di protezione civile n. 28 del 10 aprile 2002. ITC-CNR L’Aquila 2007.

Regione Molise. Sisma Molise 2002 dispense del programma di formazione per i tecnici progettisti degli interventi di miglioramento sismico degli edifici ordinari in muratura. CNR L’Aquila 2007.

Manuale per la compilazione della scheda di 1° livello di rilevamento e danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell’emergenza post- sisma (AeDES). Dipartimento della Protezione Civile, 2009.

CRiS Regione Basilicata. Linee guida per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici strategici e rilevanti. Ottobre 2005, Potenza.

D.M. 14/01/08 – Norme Tecniche per le costruzioni. C.M. 617/09. Istruzioni per l’applicazione delle norme tecniche per le costruzioni.

L. Borgesa, A. Castagnone. Verifiche sismiche di edifici in muratura. STA DATA 3MURI s.r.l, Torino.

A. Castagnone. Il calcolo delle strutture esistenti in muratura secondo NTC08. Fare Sismica Book, 2011 Parti I-V, Edizioni Mediasoft, Torino.

Software 3MURI, manuale d’uso. Versione: 5.0.400. STA DATA 3MURI s.r.l, Torino.

Ringraziamenti.

Si ringrazia l’ Amministrazione Comunale del Comune di Sant’Arcangelo di Potenza. In particolare il Responsabile dell’ Area Tecnica Geom. Domenico Claps, che ha concesso la consultazione della documentazione tecnica citata nel presente elaborato.

La documentazione tecnica consultata si riferisce alla “*Verifica di Vulnerabilità Sismica dell’edificio scolastico sito in Piazza Amendola*”, eseguita con Determinazione dell’ Area Tecnica del Comune di Sant’Arcangelo (PZ) n° 504 del 29/12/2007. Incarico eseguito dal Raggruppamento Temporaneo di Professionisti, di cui capogruppo Ing. Biagio Russo, n° 1708 Ordine degli Ingegneri di Potenza.

Si ringrazia la S.T.A. DATA S.r.l. C.so Raffaello,12 Torino, per aver rilasciato la licenza temporanea gratuita ad uso didattico del software 3MURI Professional, con il quale sono state eseguite le analisi numeriche.

Si ringraziano gli Amici, i Colleghi ed i Professori universitari per l’aiuto offerto in tutti questi anni.