



Politecnico di Bari
Dipartimento di Scienze dell'Ingegneria Civile e dell'Architettura
CdLM in Ingegneria Edile - Architettura
A.A.2016-2017

**Valutazione del comportamento sismico e
recupero strutturale di edifici in struttura mista:
il caso del Complesso Piave**

Tesi di Laurea in
Costruzioni in Zona Sismica
Recupero degli Edifici Storici

Relatori:
Prof.ssa Ing. Giuseppina Uva
Prof. Ing. Fabio Fatiguso

Laureando:
Andrea Nettis

ABSTRACT - ITA

Valutazione del comportamento sismico e recupero strutturale di edifici in struttura mista: il complesso Piave a Bari

Il fermento tecnico-scientifico indotto dalla Rivoluzione Industriale induce profonde innovazioni nella prassi costruttiva del secolo scorso con l'introduzione di nuovi materiali che stravolgono i consueti procedimenti costruttivi. L'edilizia del primo Novecento risulta composta da edifici ibridi, i cosiddetti edifici a struttura mista, che coniugano la presenza di materiali tradizionali, muratura e legno, con materiali innovativi, acciaio o calcestruzzo armato.

L'introduzione del calcestruzzo armato, in particolare, ha sconvolto il settore delle costruzioni. Si è protratto nel tempo un modo di operare che componeva sistemi costruttivi in muratura con elementi in calcestruzzo armato, sia nell'ambito delle nuove costruzioni, sia negli interventi di trasformazione su edifici esistenti.

Il seguente lavoro di tesi rivolge la propria attenzione alla classe di edifici misti risalenti alla prima metà del 1900, con struttura in muratura rinforzata da elementi in calcestruzzo armato. L'introduzione dei rinforzi era ispirata da esigenze contingenti e funzionali, piuttosto che strutturali, di conseguenza le carenze nella risposta sismica sono evidenti, poiché nella maggior parte dei casi venivano introdotti senza seguire principi ingegneristici o erano progettati esclusivamente a carichi verticali.

Nella trattazione teorica si affrontano le problematiche inerenti alla valutazione della vulnerabilità e l'intervento su queste tipologie strutturali.

In primis si descrive il processo d'intervento sull'esistente, basato sulla normativa attuale italiana e volto all'acquisizione di un adeguato livello di conoscenza della struttura oggetto di studio, in termini di geometria, dettagli costruttivi, caratterizzazione dei materiali e stato di conservazione.

Si descrivono le tecniche diagnostiche, prove distruttive e non distruttive, idonee alla definizione dei parametri geometrici e materici dei componenti costruttivi e alla caratterizzazione meccanica dei materiali impiegati.

Si valutano prescrizioni e indicazioni sul tema proposte dai quadri normativi italiano e europeo vigenti; sebbene essi, si limitano a fornire indicazioni sommarie e risultano carenti in termini di prescrizioni operative. A tal fine si elencano anche studi di ricerca e sperimentazioni effettuate con lo scopo di definire il quadro scientifico già delineato sulla tematica.

Si propone un quadro conoscitivo del comportamento sismico dei sistemi in muratura ordinaria, si elencano i vari meccanismi di collasso e i criteri di resistenza ad essi associati. Lo scopo di questa fase è quella di illustrare la filosofia che ha ispirato i metodi di modellazione degli ultimi trent'anni e valutare gli odierni metodi più avanzati. La convenienza dei metodi di modellazione analizzati viene definita sulla base dei concetti fondamentali impiegati per le analisi statiche non-lineari (*pushover*) fortemente consigliate nell'ambito dell'intervento sull'esistente.

La parte applicativa prevede lo studio del comportamento sismico di un edificio residenziale ubicato a Bari, avente struttura portante in muratura associata a sistemi telaio in calcestruzzo armato con forti caratteristiche di irregolarità strutturale planimetrica e altimetrica. Alla forma planimetrica irregolare, si aggiungono delle complessità intrinseche dovute alla presenza di un

ballatoio di distribuzione con struttura in calcestruzzo armato a contatto con la struttura muraria e la presenza puntuale di un ricovero interrato risalente al periodo prebellico, dotato di una struttura scatolare in calcestruzzo armato.

La modellazione viene effettuata con un approccio a telaio equivalente, impiegando il codice di calcolo *TREMURI* implementato nell'omonimo software. La valutazione della risposta sismica viene valutata tramite analisi *pushover* che permettono di studiare quantitativamente le interazioni che insorgono a carichi orizzontali tra i sistemi portanti in muratura e in calcestruzzo armato.

A conclusione, la fase finale riguarda la progettazione di interventi o combinazioni di interventi: vengono descritti gli aspetti caratteristici di tecniche di intervento innovative per il miglioramento sismico dell'esistente. Si ipotizza un intervento di miglioramento della risposta sismica del fabbricato e lo si valuta sulla base di parametri quantitativi e qualitativi associati alle specificità del caso.

Abstract - EN

Assessment of the seismic behaviour and structural recovery of mixed structures: Piave building complex in Bari

The technical-scientific turmoil provoked by the Industrial Revolution induced deep innovations in the constructive routine of last century with the introduction of new materials that overturned the usual constructive procedures.

The early 1900 building resulted composed of hybrid buildings, the so-called mixed structure buildings, which mixed the presence of traditional materials, masonry and wood with innovative materials, steel or reinforced concrete.

The introduction of reinforced concrete has particularly altered the construction field, in particular the constructive systems that mixed masonry with reinforced concrete frames has been used for long, either for new constructions, and in the interventions of transformation of existing buildings.

This thesis study is addressed to mixed buildings dating back to the early 20th century, with a masonry structure coupled with reinforced-concrete frames. The introduction of reinforced elements was inspired by temporary and functional needs, rather than structural ones, so the lack of a seismic response are evident, as in most cases, they were used without following any engineering principles or were planned only for vertical loads.

In literature, the issues concerning the vulnerability assessment and the intervention on these structural typologies are analysed.

First, the process of intervention on the existing structures is described; it is based on the Italian code, and aims at acquiring an adequate level of knowledge of the structure analysed, in terms of geometry, constructive details, materials characterization and state of conservation.

The diagnostic techniques are described, useful for the definition of the geometrical and material parameters of the constructive components and the mechanical characterization of the materials used.

The provisions and indications, according the Italian and the European codes, about the issue are assessed, though they provide concise and insufficient in terms of operational provisions.

For this reason, there is a list of research studies and experimentations carried out in order to define the scientific framework about the issue.

There is a framework of the seismic behaviour of ordinary masonry, a list of the different mechanisms of collapse and the related criteria of resistance. The aim of this phase is to illustrate the philosophy that inspired the modelling methods of the last thirty years, and assess the current advanced methods.

The convenience of the modelling methods analysed is defined according to the basic concepts used in the pushover analysis, strongly suggested for the existing structures.

The practical part is about the seismic behaviour of a residential building located in Bari, with a load-bearing system in masonry associated to reinforced-concrete frames with strong characteristics of structural irregularity either in plan and in elevation. Indeed, the irregular planimetric layout are complementary to some innate complexities, due to the presence of a distribution walkway, whose structure is of reinforced-concrete column and beam, in contact with the masonry; and the presence of a basement shelter, dating back to the pre-war period, equipped with a box-structure made of reinforced-concrete walls.

The modelling phase is carried out, according to the *Equivalent Frame* approach, using the code *TREMURI*, implemented in the namesake software. The assessment of the seismic response is done through pushover analysis, that allow to study quantitatively the interactions that arise, under horizontal load, between the load-bearing systems made of masonry and reinforced concrete.

In conclusion, the final part is about the planning of interventions or combinations of these: the characteristic aspects of the innovative intervention techniques for the seismic improvement of the existing structures are described.

A hypothesis of intervention of improvement of the seismic response of the building is provided and it is assessed according to the quantitative and qualitative parameters associated to the specified case.

Indice

PARTE I | Gli edifici misti in muratura c.a.: analisi del comportamento sismico e recupero strutturale

1. Descrizione del tema e obiettivi	10
2. La nuova edilizia a struttura mista del primo Novecento	13
2.1 Evoluzione delle innovazioni indotte nella Nuova Edilizia	14
2.2 Caratteristiche tecniche e tecnologiche degli edifici in struttura mista muratura-c.a.	19
2.3 Qualità prestazionali residue e degrado	20
3. La sicurezza nelle costruzioni esistenti.....	25
3.1. Generalità sull'approccio proposto dalla normativa.....	25
3.2 Il percorso di conoscenza	26
3.2.1 Procedure per lo sviluppo del processo conoscitivo	27
3.3 La valutazione di sicurezza	35
4. Il comportamento sismico degli edifici in struttura mista muratura-c.a.....	38
4.1 Aspetti generali sul comportamento sismico di edifici in muratura.....	38
4.2 Aspetti specifici degli edifici in struttura mista muratura-c.a.: studi numerici e sperimentali	50
4.2.1 Studi numerici.....	50
4.2.2 Osservazioni post-sisma e studi sperimentali	51
4.3 Il comportamento sismico di edifici in struttura mista muratura-c.a.	54
4.4 Elementi strutturali secondari	55
5. Metodi di modellazione e analisi sismica di edifici in muratura ordinaria	57
5.1 Criteri di modellazione per edifici in muratura	57
5.2 Metodi FEM.....	59
5.3 Metodi di modellazione a macroelementi	60
5.3.1 Maschi e fasce soggetti ad azioni sismiche.....	62
5.3.2 Il metodo a telaio equivalente	72
5.3.3 Breve storia dei metodi a telaio equivalente.....	73
5.3.4. Il codice di calcolo TREMURI.....	77
5.4. Analisi sismica per edifici in muratura ordinaria	89
5.4.1 Analisi lineari e fattore di struttura	90
5.4.2. Analisi non lineari.....	92
5.4.3. Analisi statica non-lineare: generalità e descrizione del metodo	94
5.4.4. Analisi pushover per le strutture in muratura ordinaria esistenti nelle NTC2008	102
5.4.5. Affidabilità dell'analisi pushover.....	104
5.4.6. Nuove applicazioni nell'analisi pushover per edifici irregolari.....	105

6. Interventi di recupero strutturale nell'edilizia mista	107
6.1 Principi di recupero strutturale e di miglioramento sismico	108
6.2 Strategie di miglioramento sismico sull'esistente	109
6.3 Tipologie e criteri per gli interventi di consolidamento sismico per edifici in muratura nella normativa attuale	111
6.4 Metodologie innovative di consolidamento: i materiali fibrorinforzati	113

PARTE II | Caso di studio: il complesso Piave (ex Gondar) a Bari

7. Presentazione del caso di studio e percorso di conoscenza	123
7.1 Inquadramento generale e descrizione tipologica	123
7.2 Caratterizzazione geometrica, funzionale, tecnologica, costruttiva e strutturale dell'edificio	125
7.2.1. Analisi storica	125
7.2.2 Storia sismica	126
7.2.3 Rilievo geometrico-funzionale dello stato di fatto	126
7.2.4 Ricostruzione del modello geometrico in Archicad e schede di rilievo	136
7.2.5 Indagini in situ	141
7.3 Considerazioni sul processo conoscitivo	143
8. La modellazione strutturale alle azioni sismiche	148
8.1 Premessa	148
8.2 Analisi dei carichi	150
8.2.1 Analisi dei carichi gravitazionali	150
8.2.2 Azione sismica	158
8.2.3 Combinazione delle azioni	163
8.3 Il modello numerico a telaio equivalente	164
8.4 La modellazione degli elementi strutturali secondari	167
8.5 Analisi Modale	167
8.6 Analisi statica non lineare	169
8.6.1. Elementi strutturali secondari	172
9. Analisi dei risultati	174
9.1 Formulazioni teoriche sui meccanismi di collasso dei macroelementi	174
9.2 Curva di capacità n.1: distribuzione proporzionale alle masse +X	178
9.3 Curva di capacità n.2: distribuzione proporzionale alla prima forma modale +X ...	179
9.4 Curva di capacità n.3: distribuzione proporzionale alle masse -X	183
9.5 Curva di capacità n.4: distribuzione proporzionale alla prima forma modale -X ...	186
9.6 Valutazione delle influenze delle eccentricità	187
10. Considerazioni critiche sulle carenze prestazionali	189
10.1 Criticità nella risposta globale	189
10.2 Considerazioni sui meccanismi di collasso dei pannelli murari	192
10.3 La risposta degli elementi in c.a.	192

11. Definizione delle incertezze e analisi di sensibilità	195
11.1 Considerazioni sull'approccio alla valutazione delle incertezze nella normativa attuale	195
11.2 Nuovi approcci alla valutazione delle incertezze.....	196
11.3 Definizione delle incertezze	199
11.4 Scenari di analisi	202
11.4.1 L'influenza degli elementi in c.a.....	204
11.4.2. L'influenza dei fattori di confidenza.....	206
12. Proposte di miglioramento sismico	210
12.1 Intervento tramite l'uso di materiali fibrorinforzati.....	211
12.1.1 Scelta motivata delle tecniche e dei materiali	211
12.1.2 Modalità di verifica dei pannelli	212
12.1.3 Localizzazione degli interventi.....	216
12.1.4. La risposta della struttura consolidata.....	220
12.2 Intervento di consolidamento con intonaco armato.....	222
13. Conclusioni	225
Riferimenti bibliografici	227
Appendice A Schede di indagine	232
Appendice B Tavole.....	274

PARTE I

Gli edifici misti in muratura c.a.: analisi del comportamento sismico e recupero strutturale

1. Descrizione del tema e obiettivi

Il problema della valutazione del patrimonio edilizio esistente è oggi diventato uno dei temi principali nell'edilizia, un settore che rinuncia spesso alle nuove costruzioni, nell'ottica di proteggere il paesaggio non edificato a causa dell'eccessiva espansione dei centri urbani, e si rivolge al recupero dell'esistente. In particolare, il consolidamento strutturale è una necessità sia per contrastare i fenomeni di degrado indotti dall'obsolescenza sia per permettere la conservazione di edifici caratterizzati da un sistema di valori degni di nota. Tra essi compaiono i valori storico-architettonici, ma anche legati a tradizioni e tecniche costruttive ad oggi obsolete, ma che parlano della storia dei contesti e dell'uomo che vi abita.

Inoltre, gli eventi sismici, che negli ultimi anni hanno interessato il Centro Italia, hanno mostrato le forti carenze afferenti il patrimonio edilizio esistente e hanno indirizzato la classe tecnica e scientifica verso la valutazione di vulnerabilità sismica e del rischio al quale gli edifici sono esposti. Ci sono stati forti sviluppi nelle metodologie di analisi e modellazione computazionale e gli approcci normativi si sono adeguati ad un problema che oggi è molto sentito dalla comunità.

Il problema della valutazione sismica dell'esistente è molto complesso, poichè risente dell'ampia variabilità delle caratteristiche tecnologiche e tipologiche degli edifici che compongono il patrimonio edificato. Infatti, gli edifici esistenti presenti in un contesto sono lo "specchio" delle tradizioni e delle tecniche costruttive del luogo che, nel corso della storia, si sono modificate e innovate con nuove tecnologie e nuovi materiali. In particolare il fermento tecnico-scientifico indotto dalla Rivoluzione Industriale induce profonde innovazioni nella prassi costruttiva del secolo scorso nel contesto europeo, con l'introduzione di nuovi materiali che stravolgono i consueti procedimenti costruttivi. L'edilizia del primo Novecento, infatti, risulta composta da edifici ibridi, i cosiddetti edifici a struttura mista, che coniugano la presenza di materiali tradizionali, muratura e legno, con materiali innovativi, acciaio o calcestruzzo armato.

L'introduzione del calcestruzzo armato ha sconvolto il settore delle costruzioni: si è protratto nel tempo un modo di operare basato sulla associazione di sistemi costruttivi in muratura con elementi in calcestruzzo armato, sia nell'ambito delle nuove costruzioni, sia negli interventi sull'esistente. Tale modus operandi era giustificato dall'economicità del nuovo materiale, dalla facilità d'impiego in tutti i contesti, dalle presunte caratteristiche di durabilità e compatibilità con la muratura, e dalle elevate prestazioni meccaniche. Anche il codice normativo dell'epoca, introdotto nel 1909 dopo il terremoto di Messina, consigliava l'impiego di sistemi in muratura confinata da elementi in calcestruzzo armato che ne incrementavano la duttilità, in zone ad alta pericolosità sismica.

Il presente lavoro di tesi si rivolge a questa classe di edifici misti: fabbricati con struttura in muratura rinforzata da telai o setti in calcestruzzo armato. L'introduzione dei rinforzi era ispirata da esigenze contingenti e funzionali, piuttosto che strutturali, di conseguenza le carenze nella risposta sismica sono evidenti, poiché nella maggior parte dei casi venivano introdotti senza seguire principi ingegneristici o erano progettati per sopportare esclusivamente carichi verticali. Si può proporre una sommaria classificazione dei casi rilevati (Lagomarsino et al. 2012): si rilevano strutture a telaio in calcestruzzo armato con tamponamenti perimetrali in muratura (muratura confinata), strutture miste nei quali pilastri e travi in calcestruzzo sono gettati a contatto con i pannelli murari e adibiti al sostegno di componenti costruttivi specifici, strutture nelle quali il sistema portante è composto da pannelli murari e sistemi a telaio che agiscono parallelamente in maniera isolata, sopraelevazioni con struttura in c.a., corpi aggiunti costruiti in aderenza a strutture in muratura o introdotti all'interno come vani scala.

Nei vari casi la risposta sismica globale è influenzata dall'interazione dei due sistemi strutturali che possono essere isolati o a contatto e, se a contatto, possono interagire in serie o in parallelo (Liberatore, 2007).

Queste tipologie strutturali sono diffuse non solo nel residenziale, ma anche in edifici pubblici e oggi rappresentano una parte importante del patrimonio edilizio italiano e, in generale, delle aree mediterranee, con caratteristiche di forte vulnerabilità alle azioni sismiche.

Le problematiche inerenti la valutazione del comportamento sismico e l'intervento di miglioramento su queste tipologie strutturali sono molte. Si riscontrano, in primis, le classiche problematiche associate all'intervento sull'esistente, legate all'acquisizione di un adeguato livello di conoscenza della struttura oggetto di studio, in termini di geometria, dettagli costruttivi, caratterizzazione dei materiali e stato di conservazione, al fine di proporre modelli numerici rappresentativi del comportamento reale.

I quadri normativi italiano e europeo si limitano a suggerire indicazioni e principi riguardo il processo conoscitivo, prescrivono di impiegare analisi che tengano in considerazione il comportamento di entrambi i sistemi strutturali presenti, consigliano l'impiego di analisi non lineari, ma risultano carenti in termini di prescrizioni specifiche e operative e riguardo gli interventi sulla tematica.

Le sperimentazioni sul tema ad oggi sono esigue, e gli studi di ricerca basati su analisi numeriche svolte in ambito non lineare risultano specifici di alcune tipologie tra quelle elencate, e data l'elevata varietà di queste ultime non costituiscono un quadro di riferimento sufficiente.

Recentemente sono stati svolti studi di ricerca nei confronti di strutture miste composte da muratura a contatto con telai in c.a., il più delle volte per edifici con muratura confinata o con pannelli in muratura introdotti come tamponamenti (in questi casi l'approccio d'analisi usuale è quello di considerare portanti solo i telai in c.a. e trascurare la funzione portante dei pannelli in muratura). Per quanto riguarda la tipologia di strutture dotate di sopraelevazione con struttura a telaio i dati sono molto carenti, alla stregua dei casi di corpi aggiunti.

In questi ambiti, alle consuete incertezze, si possono aggiungere le classiche problematiche di irregolarità strutturale in altezza o in pianta che incrementano le difficoltà nell'analisi.

L'obiettivo che ci si propone, nel presente lavoro di tesi, è di strutturare una trattazione teorica sul tema dell'edilizia mista, in generale, e, in modo specifico, per gli edifici in muratura-c.a.

Questa riguarda in primis le caratteristiche tecniche e tecnologiche, il comportamento strutturale e sismico di queste tipologie edilizie; di seguito, si esplora il contesto della modellazione strutturale e dell'analisi sismica, associato ad un confronto con l'approccio normativo attuale alla valutazione di sicurezza dell'esistente. In questa fase, un'attenzione particolare viene rivolta alle nuove strategie di modellazione a telaio equivalente diffusissime nell'ambito professionale e che vengono impiegati nella parte applicativa. Questi metodi di modellazione sono basati sulla scomposizione delle pareti murarie in macroelementi (dotati di legami costitutivi che ne evi-

denzino le caratteristiche di non-linearità) e sull'idealizzazione delle stesse in telai equivalenti (Frame by Macro Elements) e ad oggi sono considerati molto efficaci per gli studi sul tema, in quanto permettono l'efficace introduzione di elementi di tecnologie differenti come pilastri e travi in c.a. o acciaio, tra i frame del telaio ideale. Tali metodi innovativi costituiscono un passo avanti rispetto ai classici metodi POR del passato e possono essere impiegati per l'analisi della risposta sismica di edifici in struttura mista, in maniera affidabile, poichè considerano le caratteristiche meccaniche dei singoli elementi componenti la struttura (rigidezza, resistenza, deformabilità) tramite legami costitutivi non lineari.

Infine, viene proposto un excursus sulle strategie di consolidamento sismico in base alle carenze evidenziate nella risposta sismica di un edificio, supportato da una breve sintesi circa i principi che indirizzano un corretto intervento di recupero strutturale rispettoso dei valori espressi da un bene determinato. In questa fase, si propone lo studio di una metodologia innovativa di rinforzo strutturale tramite materiali compositi fibrorinforzati, esplorando le caratteristiche tecnologiche e meccaniche che condizionano la scelta dei materiali, i processi applicativi e i metodi di calcolo.

La trattazione teorica costruisce un background conoscitivo a supporto di una fase applicativa, riguardante lo studio della risposta sismica applicato al Complesso Piave a Bari, che verrà affrontato nella seconda parte del lavoro di tesi.

2. La nuova edilizia a struttura mista del primo Novecento

Le innovazioni tecnologiche introdotte nel Novecento, a margine della Rivoluzione Industriale, sconvolgono il settore edilizio con la diffusione di nuovi materiali, ghisa, ferro, laterizi, cementi e calcestruzzi, e l'introduzione di nuovi metodi costruttivi, che inducono profondi cambiamenti nella concezione dell'organismo edilizio in tutte le sue fasi costruttive. Il processo edilizio risulta essere caratterizzato da una sempre più incisiva industrializzazione che coinvolge anche i materiali tradizionali, lavorati in modo più razionale e seriale. Inoltre, esso viene facilitato dall'impiego di nuove macchine edilizie, che innovano i metodi costruttivi usuali, in termini di trasporto ed esecuzione.

Emergono delle nuove esigenze costruttive richieste dal mondo moderno: nascono altri tipi edilizi, fabbriche, infrastrutture, macelli, mercati; di conseguenza, i nuovi materiali e processi costruttivi si sviluppano per rispondere alle più svariate necessità. Inoltre, l'edilizia è chiamata a rispondere a bisogni abitativi e di servizi, che, talvolta, sono legati a contingenze e che mutano in maniera frequente nel tempo rispetto a quanto avveniva precedentemente. Gli edifici non sono più un qualcosa di definitivo, ma mutano le loro caratteristiche in maniera continua e inesorabile.

In questo contesto, i protagonisti del processo edilizio diventano gli ingegneri, capaci di rivolgersi all'efficacia e alla concretezza, a scapito degli architetti che rimangono deputati alle esigenze estetiche e decorative, finché non riescono ad adeguarsi alle nuove richieste della società.

Il mondo della letteratura tecnica viene rivoluzionato dalla comparsa di periodici e testi prodotti a scopo didattico, rivolti all'istruzione di una nuova classe di operatori formati nelle nuove scuole applicative d'ingegneria. Le necessità a cui doveva rispondere la letteratura sono diverse: il raccogliere un nuovo ampio sapere tecnico, il quale doveva essere aggiornato con continuità; ed essere idonea alla formazione di una nuova classe di professionisti, ai quali si richiedeva una multidisciplinarietà maggiore rispetto al passato.

La nuova edilizia è basata su concezioni empiriche tradizionali, ma sviluppa nuove teorizzazioni riguardanti le innovazioni. Queste ultime sono fondate sulla sperimentazione in cantiere, poiché le aziende dell'epoca che diffondevano nuovi elementi o sistemi costruttivi, appositamente brevettati, erano incentrate sulla produzione, più che sulla ricerca di soluzioni tecniche fondate su teorizzazioni scientifiche riconosciute.

Il processo di affermazione dei nuovi materiali e la grande varietà di soluzioni tecniche disponibili, comportano la scomposizione del sistema edilizio in componenti, in numero molto maggiore

rispetto al passato, quando l'organismo edilizio era sostanzialmente pensato nella sua globalità. La nuova edilizia è soggetta all'assemblaggio di soluzioni tecniche precostituite e idonee ai vari casi, composta da elementi teorizzati in modo assestante e associati in modo da produrre fabbricati idonei a determinate esigenze espresse dal committente e percepite dall'operatore. In questo i cataloghi diffusi dalle aziende, sono lo strumento che permette all'operatore di avere un riferimento sul quale basare le proprie scelte in maniera efficace.

Nei paragrafi seguenti vengono proposte considerazioni circa le caratteristiche tecniche e tecnologiche e le qualità prestazionali della nuova edilizia del Novecento, con particolare riferimento ad un ambito circoscritto dell'ampia varietà di tipologie di edifici in struttura mista riconosciute dalla letteratura tecnico-scientifica: gli edifici misti in muratura-cemento armato. Questa tipologia presenta una peculiarità nella risposta alle azioni orizzontali e, come si vedrà, una forte vulnerabilità in quanto, solitamente, la risposta sismica è carente a causa dell'inadeguatezza della progettazione dei nuovi elementi.

2.1 Evoluzione delle innovazioni indotte nella Nuova Edilizia

La nuova edilizia in struttura mista è il prodotto di un processo di affiancamento delle nuove tecnologie a quelle esistenti, inizialmente avvenuto tramite interventi di sostituzione o ampliamento e in seguito nella concezione di edifici nuovi. Essi si definiscono, come, il complesso di edifici che esibiscono la compresenza di elementi costruttivi tradizionali (come struttura in muratura, orizzontamenti a volta, solai in legno) e moderni (elementi in calcestruzzo, ghisa, ferro e orizzontamenti composti da materiali innovativi composti in modalità svariate). In questo contesto, si collocano gli edifici misti in muratura-c.a., caratterizzati da un sistema portante verticale in muratura ordinaria e telai o setti in calcestruzzo armato.

Gli edifici pubblici e residenziali, realizzati tra la fine dell'Ottocento e i primi anni del secolo scorso, presentano una concezione costruttiva ibrida: strutture in muratura portante composte da murature perimetrali, di controventamento e di spina, di unità lapidee o mattoni pieni, orizzontamenti a volta o solai lignei. Le prime sostituzioni del Novecento agiscono su questi edifici e riguardano i solai: quelli lignei vengono sostituiti da solai in ferro, cemento armato e laterocemento.

Il primo passo è l'associazione di tirantature metalliche alle travature lignee che manifestavano carenze o che necessitavano di rinforzi per sopportare carichi più ingenti, oltre all'associazione

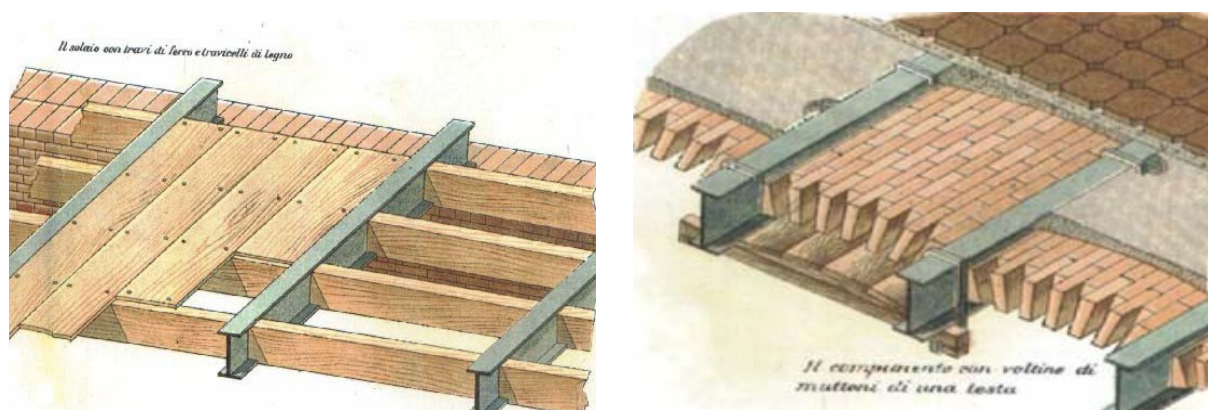


Fig 2.1. e 2.2 Solaio in ferro e legno e solaio in ferro e voltine di mattoni (da Misuraca G., Boldi M.A., 1916)

di putrelle in ferro a orditure secondarie di travature lignee (Fig.2.1) e ai classici tavolati. Successivamente, si osservano episodi di completa sostituzione di solai lignei o volte con orizzontamenti composti da putrelle metalliche associate a conci lapidei, voltine, tavelle o blocchi in laterizio (Fig.2.2). La diffusione di queste nuove tecnologie è ampia e rapida, in quanto i vantaggi dal punto di vista statico sono evidenti: l'eliminazione delle spinte orizzontali delle volte che permette la riduzione dello spessore delle murature; lo spessore minore dei solai nuovi, e le elevate caratteristiche di durabilità, igienicità. I nuovi elementi vengono introdotti per esigenze pratiche e economiche, anche nelle nuove costruzioni, ma ad essi non viene mai riconosciuta una dignità tecnica specifica; di fatti, nella maggior parte dei casi i nuovi solai vengono nascosti da controsoffitti o incannucciati.

Gli elementi verticali, di contro, rimangono indifferenti alle nuove tecnologie: i collegamenti tra i nuovi elementi e i muri portanti risultano essere semplici appoggi, realizzati con pietre dure o, nei casi migliori, si osserva la presenza di elementi di connessione metallici come tiranti e capochiavi. Si osserva, una tendenza a riconoscere il nuovo e il vecchio come elementi assestanti, associati senza nessuna preoccupazione circa le interazioni reciproche.

Innovazione successiva, sono le solette in cemento armato, nervate o meno, con i conseguenti vantaggi enormi di sicurezza al fuoco e durabilità anche in ambiente esterno (ambito in cui le putrelle in ferro erano carenti). Il nuovo calcestruzzo presenta numerosi punti di forza, tra cui i requisiti di monoliticità, con la possibilità di adattarsi alle più svariate esigenze in termini morfologici. Inoltre, si aggiungono la presunta correttezza dei calcoli statici, possibilità di prefabbricazione e miglioramenti nella resistenza ai sismi.

I primi esempi sono le solette con nervature poste a distanze determinate, di altezza proporzionale alla luce, armate in maniera empirica con ferri lisci che ripiegano di solito ad un terzo della campata, secondo i cataloghi emessi dalle numerose aziende produttrici. Le nervature sono la risposta all'esigenza di ridurre il peso di elementi costituiti da un materiale che induce carichi più gravosi rispetto ai classici solai lignei o metallici, infatti, eventualmente presentava anche sezione variabile.

Tra i primi esempi di solette piene nervate, si osservano i primi elementi prefabbricati, come le lastre Monier, con armatura di tondini disposti su vari strati, incrociati e legati con filo di ferro. I ferri lisci, ancorati con sagomature ad uncino, vengono disposti in due strati sovrapposti, solitamente il primo di diametro di 5-8 mm con ferri posti a 5-10 cm e uno inferiore di ferri di diametro minore 3-6 mm disposti con lo stesso interasse. Le qualità evidenti sono la facilità di realizzazione, elevata durabilità, efficace risposta alle elevate temperature.

Altre tipologie del settore (Coignet, Hennebique, Cottacin, Coularow etc.) differiscono per la

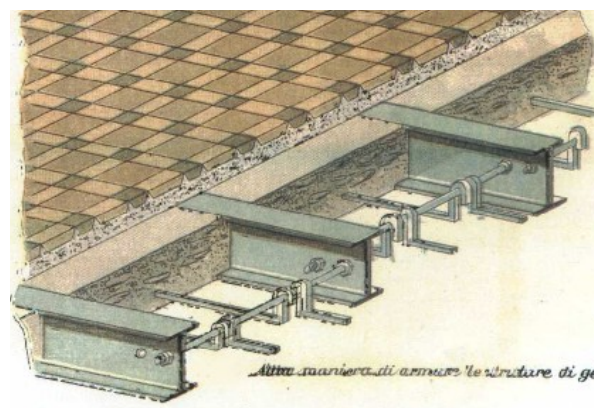
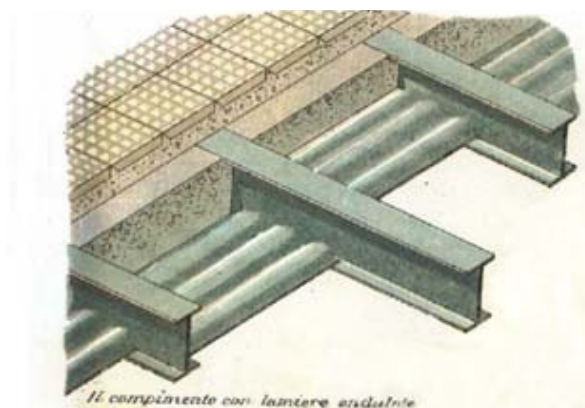


Fig 2.3 e 2.4 Solaio in ferro e lamiere metalliche ondulate e solaio in ferro e materiali cementizi (da Misuraca G., Boldi M.A., 1916)

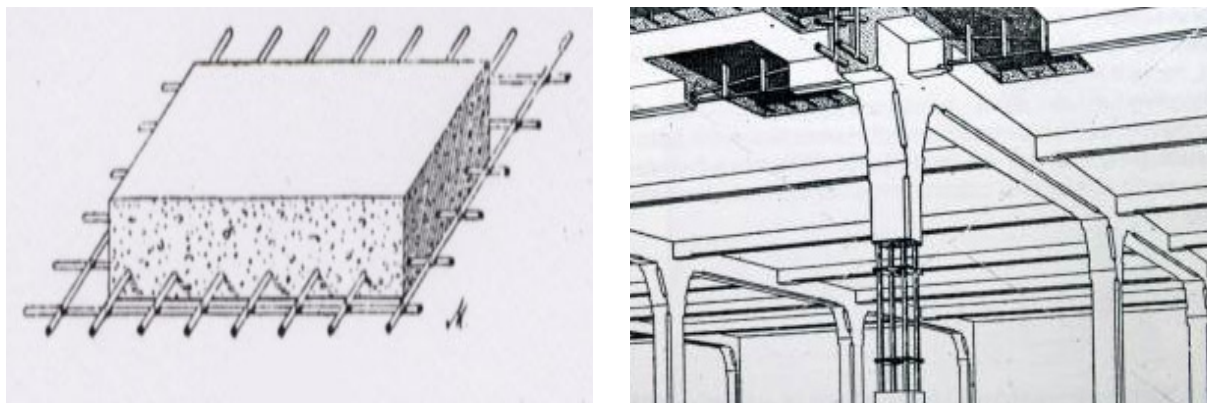


Fig 2.5 e 2.6 Soletta piena in c.a. tipo Monier e solaio Hennebique (da Levi C., 1907)

disposizione dei ferri e costituiscono un ambito quasi illimitato, supportato, però, da una teoria tecnica e scientifica, nella maggior parte dei casi, carente.

Si differenzia, in questo contesto, il solaio Hennebique, ricordato per la razionalità della disposizione dei suoi ferri che si avvicina concettualmente a quella odierna. L'orditura è parallela alla direzione minore del vano da ricoprire, le nervature sono poste a 3-3,5 m di interasse, presentano altezza pari a 1/15 o 1/20 della luce e larghezza maggiore di 15 cm con spigoli arrotondati. I ferri vengono distribuiti in coppie, sovrapposti, proporzionali ai carichi e alla luce, con un copriferro di 2 cm circa, posti all'intradosso in campata e ripiegati agli appoggi a distanza di 1/3 della luce in quantità proporzionali al momento agente. Inoltre, sono presenti ferri piatti ricurvi verso l'alto volti a conferire un minimo di armatura a taglio e evitare fessurazioni longitudinali alla connessione della nervatura con la soletta. Le solette sono armate in senso perpendicolare a quello delle nervature, con tondini disposti nella parte inferiore e con presenza eventuale di staffe inserite per legare l'armatura alla parte superiore in casi di altezza superiore ai 15 cm.

I collegamenti ai muri perimetrali sono costituiti da appoggi semplici nella maggior parte dei casi, tramite cordoli (gettati su una porzione o su tutto lo spessore del paramento), o tramite incassi nelle murature, oltre a soluzioni più complesse e rare, caratterizzate da tirantature (solaio Matrai).

La mancanza di una dignità riconosciuta a queste nuove tipologie di orizzontamenti viene manifestata con la necessità di nascondere gli intradossi nervati: vengono realizzati solai con camere d'aria tra le nervature con controsoffittature piane in cemento o tavelle in laterizio. Anche di seguito a questa esigenza vengono diffusi i solai in cemento armato con alleggerimenti artificiali in laterizio, che garantiscono una più efficace connessione tra i travetti in calcestruzzo gettati in aderenza tramite un sistema di rientranze e sporgente sulla superficie dei laterizi. Grande vantaggio è la possibilità di avere all'intradosso un'unica superficie in cotto, specialmente in casi in cui si usano laterizi con fondelli a ricoprimento dei travetti.

I primi solai in laterocemento adattano le dimensioni alle esigenze di carico e presentano altezze e interassi tra i travetti variabili in base luci. Si producono, inoltre, particolari travetti sagomati a costituire casseformi per accogliere i getti e evitare l'impiego di legname. Famosi in Italia sono i solai margherita, più rari, impiegati per ampi luci con orditura bidirezionale.

Le modifiche nel comportamento statico degli edifici esistenti, conseguenti alle nuove tecnologie, sono ingenti, derivanti dall'introduzione di carichi verticali maggiori e irrigidimento dei piani orizzontali. In primis, l'elevata rigidità dei nuovi solai riduceva la probabilità delle murature portanti di subire assestamenti naturali, come poteva accadere con i solai lignei molto flessibili,

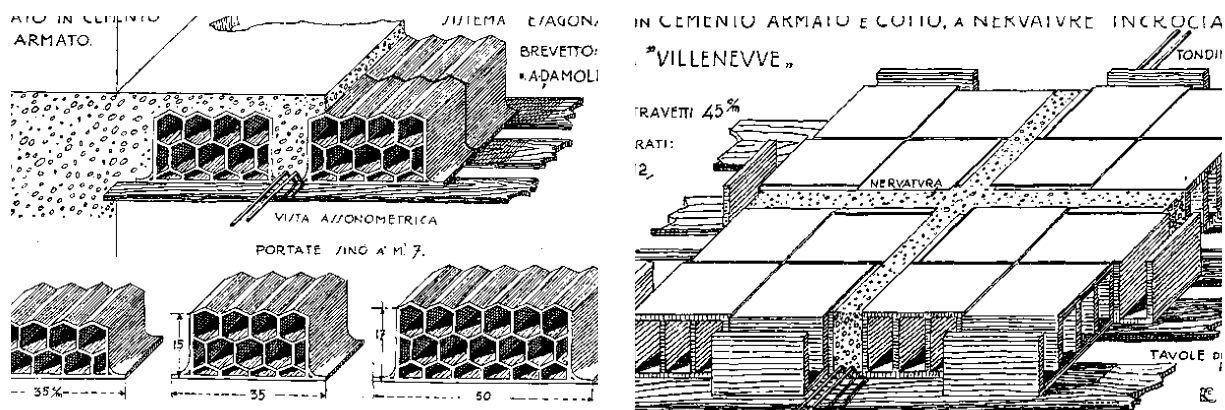


Fig 2.7 e 2.8 Solaio in cemento armato con mattoni esagonali, brevetto "Adamoli" e solaio a nervature incrociate, sistema "Villeneve"

e migliorava il comportamento globale rendendo più efficace la ripartizione delle azioni sismiche tra sui paramenti murari. Inoltre, l'inserimento di cordoli migliorava la connessione tra i paramenti murari trasversali e riduceva la probabilità di insorgenza di meccanismi locali. Questa consapevolezza fu una delle cause che contribuì fortemente alla diffusione della prassi di sostituzione di solai lignei con impalcati in laterocemento, come intervento di miglioramento sismico, con conseguenze, ancora oggi, disastrose (come si vedrà nel capitolo seguente).

D. Donghi, nel suo Manuale dell'Architetto, già nel 1906, riconosceva i vantaggi delle suddette tipologie di orizzontamenti e afferma: "Ove è possibile riesce convenientissimo di costruire i vari piani di solaio prima di elevare i muri del piano successivo, e ciò per estendere il solaio anche sopra tutti i muri del piano sottostante. Si viene così a formare ad ogni piano come una gran platea generale, che mentre contribuisce a legare tutti i muri, per i quali più non occorrono radicamenti o altro, impartisce ai solai una resistenza maggiore, perché allora questi si possono considerare veramente come incastrati negli appoggi".

In questo contesto, anche i collegamenti verticali si evolvono, alla stregua degli orizzontamenti, con la prima introduzione di elementi in ferro e successivamente di solette in calcestruzzo armato all'interno di strutture ancora in muratura. Le prime sostituzioni avvengono, semplificando di molto le rampe in muratura curve e voltate, con l'impiego di travi metalliche disposte in senso parallelo o perpendicolare alle murature perimetrali con voltine, blocchi o tavelle associate in materiali lapidei o laterizio. Il collegamento con le pareti, nei primi casi, avviene tramite l'introduzione di putrelle lungo la muratura d'ambito, sulla quale poggiavano voltine o tavelle. I gradini solitamente erano portati e venivano poggiati sulla struttura portante e costituiti in elementi lapidei o laterizi; anche se, alcune tipologie meno diffuse, mostrano scale costituite da gradini autoportanti a sbalzo incastrati nei muri perimetrali.

L'introduzione dei materiali cementizi induce innovazioni anche nelle tecnologie dei vani scala. Il nuovo materiale consente di realizzare strutture più complesse e articolate, come le rampe curve, adattarsi alle diverse morfologie di vani scala esistenti in muratura e fornire elevata resistenza al fuoco. I primi esempi mostrano una soletta gettata di cemento che si appoggia a putrelle incastrate nei muri a livello dei pianerottoli, con gradini sagomati in calcestruzzo armato. Di seguito, vennero introdotte soluzioni in cui le solette erano a sbalzo, incastrate nei muri o associate a putrelle parallele alla loro direzione, o soluzioni a gradini autoportanti in calcestruzzo armato gettati o prefabbricati. In ultimo, si osservano le prime travi a ginocchio o doppio ginocchio incastrate nelle murature del vano scala.

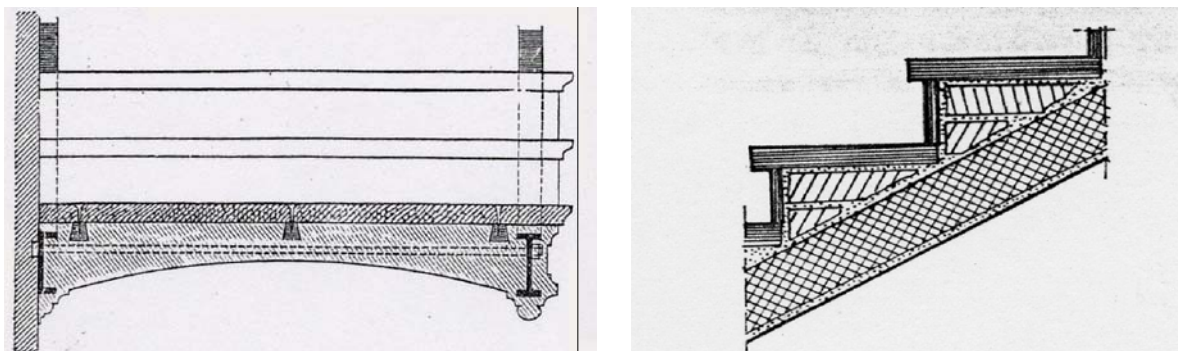


Fig 2.9 e 2.10 Scala in ferro e materiali cementizi a intradosso e curvo e scala in soletta in c.a.

Anche per quanto concerne i balconi, si possono riproporre le considerazioni svolte in materia di solai. I balconi in pietra vengono sostituiti da balconi a struttura in ferro (suscettibili agli agenti atmosferici) o, maggiormente, da solette in calcestruzzo armato incastrate a mensola nelle murature perimetrali, talvolta associate a gattoni in pietra o in travi metalliche ricoperte di malta per conferire protezione agli agenti atmosferici. Le solette in calcestruzzo armato sono le più diffuse, anche grazie alla peculiarità di poter riproporre le classiche modanature in pietra dei balconi degli edifici classici premoderni.

Per quanto riguarda l'introduzione di elementi resistenti verticali di materiali nuovi, associati alle murature nella risposta strutturale a carichi verticali e orizzontali, i primi esempi si osservano negli edifici industriali dell'inizio del Novecento nei quali compaiono colonne in ghisa, isolate, idonee a garantire ampi spazi interni nei capannoni industriali e maggiore flessibilità distributiva.

Anche i primi innesti di elementi verticali in calcestruzzo armato, nel residenziale e nel pubblico, sono conseguenti a necessità funzionali, non strutturali, usualmente riconosciuti oggi come interventi spontanei, non regolati da prescrizioni normative efficaci, ma da primitive teorie ingegneristiche.

E. Morsch nel 1930, afferma ancora la necessità di avere un involucro esterno che, anche in base ai regolamenti edilizi dell'epoca, assicuri un "aspetto straordinario" all'edilizia, riferendosi alla necessità di nascondere eventuali tecnologie innovative, per i quali non si riconosce un degno significato estetico.

La diffusione di tali tipologie avviene nel panorama internazionale dai primi anni del Novecento, fino agli anni Settanta, in maniera più incisiva nell'area mediterranea. Tali edifici nascono da innesti di elementi in calcestruzzo armato sull'esistente, o da nuove costruzioni di fabbricati concepiti direttamente con una struttura mista; e sono inerenti il patrimonio sia residenziale che pubblico, come scuole e ospedali.

Gli edifici in struttura mista muratura-c.a. sono oggetto di numerose classificazioni nella odierna letteratura tecnica. Gli interventi di associazione più frequenti di sistemi in c.a. alle murature, per esigenze funzionali o distributive, possono essere di varia tipologia:

- introduzione di vani scala o vani ascensore;
- ampliamenti in pianta con corpi di fabbrica con struttura in c.a.;
- sostituzione di muri di spina in muratura con setti o telai in cemento armato, per migliorare la fruizione degli spazi;
- sopraelevazioni su murature esistenti.

In altri casi i telai in calcestruzzo armato vengono usati per creare motivi architettonici nuovi in facciata o permettere l'introduzione di elementi architettonici nuovi che anticipano le movimentate facciate moderne delle strutture in calcestruzzo armato. Ad esempio, si rilevano casi in cui i telai in calcestruzzo armato sostengono i muri arretrati di tamponamento delle logge e intere porzioni di murature perimetrali portanti vengono eliminate. Le facciate, in questi casi, si svuotano e si pongono come un intermezzo tra la severa facciata in muratura e quella libera moderna degli edifici a telaio.

Inoltre, specialmente nelle zone soggette ad eventi sismici rilevanti, l'introduzione di elementi in calcestruzzo armato è motivata dalla ricerca di metodi di miglioramento sismico idonei per sistemi in muratura. In quel contesto, i sistemi in muratura ordinaria manifestano forti carenze nel comportamento sismico, come si evince dai danni post-sisma dell'epoca.

Il più delle volte i danneggiamenti eccessivi sono dovuti a mancanze tecnologiche e strutturali, ma nei primi anni del '900, in tutta Europa, si percepiscono i vantaggi indotti dall'accoppiamento di sistemi di varia tecnologia alle strutture usuali in muratura ordinaria per una migliore risposta sismica. Queste innovazioni possono migliorare le caratteristiche di duttilità e resistenza e, ad oggi, si distinguono numerose applicazioni come nella "Pombalina gaiola" in Portogallo o nella "Casa Baraccata" in Italia, basate sull'associazione di sistemi di rinforzo lignei a telaio sovrapposti ai muri portanti. Questi elementi, oggi, sono rappresentativi antenati dei sistemi misti a muratura confinata da elementi in cemento armato. Si ricordi, a tal proposito, che in Italia, dopo il terremoto di Messina, il Regio decreto del 1909 consigliava l'adozione di strutture in muratura confinata da telai in cemento armato, e numerosi esempi sono evidenti in questi contesti, ricostruiti dopo il sisma.

Odiernamente, questi sistemi in Italia sono rari e non contemplati dai quadri normativi, ma sono impiegati frequentemente in altre zone del mondo come l'America Latina (Argentina, Cile e Messico) dove i quadri normativi promuovono l'impiego di sistemi in muratura confinata come una soluzione anti-sismica.

2.2 Caratteristiche tecniche e tecnologiche degli edifici in struttura mista muratura-c.a.

Gli edifici misti nascono da interventi di trasformazione sugli usuali edifici in muratura ordinaria, ai quali si aggiungono componenti innovativi legati a esigenze architettonico-funzionali; o vengono concepiti direttamente ex-novo come edifici misti nei quali elementi in calcestruzzo armato assolvono funzioni strutturali, come quelli in muratura confinata.

Nel primo caso, la struttura è composta da una scatola muraria, solitamente, costituita da pareti disposte perimetralmente e internamente, adibite al trasferimento al suolo delle azioni verticali e alla resistenza alle azioni orizzontali, come vento e sisma. Tali pareti sono connesse tra loro con tecniche più o meno evolute o curate, a formare le intersezioni d'angolo (dette cantonali), intersezioni a T (martelli murari) e intersezione a croce (croci murarie). In generale, gli edifici si sviluppano con più livelli sovrapposti, e i muri portanti vengono rastremati con l'aumentare dell'altezza, mantenendo fili fissi intermedi o esterni in base alle esigenze funzionali e alla posizione in pianta.

Ad essi si associano gli elementi resistenti in calcestruzzo armato, progettati, il più delle volte, alle azioni verticali e privi di ogni requisito di progettazione alle azioni orizzontali.

I componenti in calcestruzzo armato possono essere posti perimetralmente, o all'interno degli ambienti, in contatto o isolati rispetto alle murature; o possono essere interi corpi di fabbrica con struttura a telaio associati al fabbricato esistente, in pianta o come sopraelevazioni.

Anche i casi di strutture in muratura intelaiata rappresentano una percentuale rilevante di edifici esistenti in struttura mista, diffusi in molte aree del mondo soggette ad attività sismica. Il comportamento di questi sistemi strutturali complessi, è regolato dall'interazione tra il telaio e la muratura da esso confinata. In questi sistemi il componente strutturale principale è il telaio in c.a. e i metodi di modellazione prevedono criteri con i quali si valuta l'influenza deformativa dei paramenti murari sul telaio confinante. Per questo, sostanzialmente, la tipologia di edifici in muratura confinata differisce dalle altre strutture miste, nelle quali il sistema principale è quello in muratura, che verranno analizzate nel seguente lavoro di tesi.

In generale, nell'ambito dell'edilizia in struttura mista, i solai sono composti dalle svariate tecnologie definite al paragrafo precedente, ma, in riferimento specifico agli edifici in struttura muratura-c.a. adibiti ad uso residenziale, gli orizzontamenti sono solai in laterocemento o solette in calcestruzzo armato nervate. Nei casi di edilizia industriale i solai possono essere fortemente differenziati in base alle luci da coprire.

Nell'ottica di una trattazione volta allo studio della risposta sismica e al recupero strutturale di edilizia in struttura mista, è essenziale definire le caratteristiche di entrambi i sistemi portanti collaboranti, le quali devono essere approfondite in maniera specifica per componenti tecnici tradizionali e innovativi, come punto di congiunzione tra tradizione e modernità.

Dal punto di vista strutturale, un'ulteriore classificazione introdotta (Liberatore, 2007) divide il campo di edifici in struttura mista muratura-c.a. in base all'interazione tra elementi in calcestruzzo armato e muratura, sistemi posti a contatto, o in aderenza, o sistemi non in aderenza.

Nel secondo caso, vengono definiti sistemi agenti in serie, in riferimento a episodi di sopraelevazioni con strutture in calcestruzzo armato, o in parallelo, elementi singoli o corpi in c.a. interagenti allo stesso livello con le murature. In questo gruppo si evidenziano anche sistemi nei quali, in aggiunta ad un involucro in muratura perimetrale, sono presenti pilastri o setti isolati all'interno.

Il decreto normativo italiano, ad oggi, introduce una classificazione ulteriore, simile alle precedenti, individuando alcune situazioni ricorrenti:

- edifici i cui muri perimetrali siano in muratura portante e la struttura verticale interna sia rappresentata da pilastri;
- edifici in muratura che abbiano subito sopraelevazioni con sistemi strutturali diversi sovrapposti;
- edifici che abbiano subito ampliamenti in pianta, il cui il sistema strutturale sia interconnesso con quello esistente in muratura.

Afferma, inoltre, che per queste situazioni è necessario prevedere modellazioni che tengano in considerazione le particolarità strutturali identificate e l'interazione tra elementi strutturali di diverso materiale e rigidità, ricorrendo, ove necessario, a metodi di analisi non lineare di comprovata validità.

2.3 Qualità prestazionali residue e degrado

I sistemi misti in muratura-c.a. costituiscono un'ampia porzione del patrimonio edilizio esistente realizzato fino agli anni '70 e presentano delle peculiarità specifiche, in quanto sistemi ibridi che denotano la compresenza di tradizione e innovazione. È bene osservare che, se da un

lato le tecniche costruttive erano sviluppate per i sistemi in muratura portante, supportate da tradizioni e sperimentazioni consolidate nel tempo, si balenava nell'incertezza per i sistemi in calcestruzzo armato e per l'interfaccia tra essi ed i sistemi in muratura, che non erano supportati da conoscenze specifiche e fondate.

Questi organismi, come in generale, tutta la nuova edilizia del 1900, sono soggetti al processo di obsolescenza, un processo naturale che induce al decadimento degli standard prestazionali espressi dai componenti costruttivi. Alcune tipologie di obsolescenza sono quelle dette normative e tecnologiche, correlate all'introduzione nel tempo di nuove normative e standard prestazionali incrementati dall'avanzare delle nuove tecnologie, e funzionali, denotate dalle mancanze nella risposta alle esigenze originarie che hanno indirizzato la progettazione di tali elementi.

Altre tipologie, denominate processi di obsolescenza fisica e materica, concernono l'azione sviluppata da agenti esterni su tutti i componenti dei sistemi edilizi.

Questi ultimi sono processi naturali e inevitabili, ma possono sfociare in patologie nei casi in cui risultano accelerati da diversi fattori, quali una cattiva realizzazione, mancata manutenzione, abbandono o errati usi.

Nell'edilizia in struttura mista tali fenomeni patologici vengono enfatizzati a causa delle carenze conoscitive dell'epoca e dal livello crescente di complessità, dovuto all'associazione di una grande varietà di componenti innovativi ai soliti tradizionali.

Qualità prestazionali

È opportuno valutare in maniera qualitativa le prestazioni residue degli edifici in struttura mista muratura-calcestruzzo armato, in modo da indentificare i punti di forza e debolezza di un patrimonio edilizio che oggi manifesta forti carenze, ma che è dotato di valori degni di nota e testimoni di una fase importante della storia dell'edilizia.

Per quanto riguarda il comportamento strutturale di questa classe di edifici, un'analisi idonea del settore di certo richiede un focus specifico per tutte le tipologie evidenziate. Infatti, ognuna presenta delle peculiarità specifiche nelle modifiche indotte al classico comportamento statico e dinamico di un sistema in muratura ordinaria. È bene considerare, però, che data l'elevata spontaneità del processo costruttivo e le differenze nei vari contesti, è possibile riscontrare nella realtà tipologie differenti da quelle delineate, per le quali ulteriori considerazioni sarebbero necessarie.

In generale, ad esclusione dei casi di muratura confinata, le strutture miste nascono per esigenze funzionali più che strutturali; di conseguenza, per tutti i casi sopra evidenziati, la prestazione meccanica dei nuovi elementi strutturali introdotti è carente. Soltanto nei casi migliori, i componenti aggiunti sono progettati per sopportare carichi verticali, mentre molte volte si classificano come episodi di edilizia spontanea, quindi non rispettano nessun principio ingegneristico. Dal punto di vista sismico, ai nuovi elementi non sono conferite alcune caratteristiche di duttilità o di capacity design.

Invece, nei sistemi in cui elementi monodimensionali in calcestruzzo armato sono posti a confinamento della muratura, le caratteristiche di duttilità e dissipazione di energia conferita, della struttura sono migliori.

È opportuno notare, che in casi in cui gli elementi siano posti in parallelo, la presenza di connessioni a livello di impalcato, come cordoli di interpiano o travi di collegamento, induce una collaborazione tra i sistemi in muratura e c.a. e, quindi, si instaura un'influenza reciproca alle azioni orizzontali che si traduce in una risposta complessa e in un danneggiamento diverso

da quello che si avrebbe se i sistemi rispondessero in maniera del tutto isolata.

Lo stesso avviene per l'introduzione di vani scala o vani ascensori, che possono avere conseguenze ingenti in termini di distribuzione di rigidità in pianta, così come le sopraelevazioni in altezza. L'interazione è una diretta conseguenza delle differenze in termini di risposta meccanica, resistenza e rigidità, tra i materiali. La differente rigidità e caratteristiche di non-linearità degli stessi inducono, inoltre, differenti comportamenti all'incrementarsi dei carichi, in base alla presenza o meno di orizzontamenti in grado di distribuire le azioni in maniera proporzionale alla rigidità dei singoli elementi.

Recentemente alcuni studi di ricerca¹ hanno tentato di definire un quadro orientativo sulle prestazioni esigue dei componenti costruttivi usuali nell'edilizia in struttura mista.

Nei casi degli edifici misti in muratura-c.a. queste considerazioni quantitative, ovviamente, non possono essere effettuate nei confronti dei sistemi a telaio o setti che presentano una grande varietà di specificità, ma alcune considerazioni sono state svolte in riferimento agli orizzontamenti che presentano caratteristiche più o meno ripetute.

I risultati mostrano che i primi solai in calcestruzzo armato con nervature a soletta piena o in laterocemento esibiscono una capacità portante idonea alle prescrizioni delle normative tecniche recenti (D.M. 09/01/1996, Circolare Min. LL.PP. 04/07/1996 n. 156 AA.GG. / STC, D. M. 14/09/2005) in casi in cui le nervature o i travetti siano di altezze maggiori ai 25 cm. La ricerca è stata condotta impiegando valori di parametri meccanici coerenti con le normative tecniche dell'epoca, probabili armature e schemi statici. In termini di deformazione, definita come freccia di inflessione, la verifica dipende, invece, dal rapporto tra spessore del solaio e luce.

Oltre alle prestazioni esplicitate in termini strutturali, si possono valutare le qualità prestazionali in altri campi.

- In termini di resistenza al fuoco usualmente queste tipologie di solai assicurano una prestazione REI 60 necessaria per la definizione dei compartimenti nell'edilizia residenziale;
- I valori di trasmittanza termica sono inadeguati per quanto riguarda i solai in soletta nervata, ma più elevati nei casi di solai in laterocemento dove gli alleggerimenti forati in laterizio si oppongono alla trasmissione dei flussi di calore tra le due superfici;
- In termini di isolamento acustico, invece, essi risultano efficaci in proporzione alle combinazioni di caratteristiche dimensionali e materiche;
- La manutenibilità, a causa dell'impiego di tecniche costruttive tradizionali e umide.

Patologie frequenti

Il processo costruttivo della nuova edilizia è basato su dettagli costruttivi che il più delle volte vengono proposti dai cataloghi promossi dalle aziende produttrici, i quali non sono supportati da sperimentazioni in scala reale, anche perché le aziende sono proiettate nella pratica senza delle basi teoriche idonee. Inoltre, gli operatori del settore si trovano di fronte a nuove sfide, esplorano nuovi campi, ma si ritrovano sostanzialmente impreparati.

Tra i punti più critici si riconoscono le connessioni tra elementi nuovi e tradizionali, che sono i primi punti di innesco dei fenomeni di degrado che si ripercuotono sulle qualità prestazionali odierne. In questi casi, si osservano degradi e deterioramenti dei singoli componenti, emergenti

¹ G. De Tommasi, F. Fatiguso, (2008) "L'edilizia a struttura mista dei primi del '900: procedure e interventi per la conservazione e manutenzione" - Adda Editore - Bari - 2008



Fig 2.11 e 2.12 Distacchi di copriferro nei primi solai in laterocemento

nei luoghi di contatto tra substrati composti da materiali diversi che reagiscono in maniera differente agli agenti esterni e spesso incompatibili tra loro.

Tra le problematiche più frequenti, inerenti le proprietà intrinseche del nuovo calcestruzzo armato, ci sono evidenti fenomeni di degrado che si manifestano con fessurazioni, fratture, esfoliazioni e distacchi di copriferris con conseguenti ossidazioni di ferri d'armatura. La causa più diffusa che induce queste patologie è l'aggressione degli agenti chimico-fisici esterni che penetrano sotto la superficie di elementi gettati con un calcestruzzo di scarsa qualità, composizione errata ed elevata porosità, vibrati in modo approssimativo e quindi che presentano nidi di ghiaia e zone di debolezza superficiali.

Inoltre, gli strati di copriferro, il più delle volte, hanno spessori esigui e non costituiscono una barriera efficace agli agenti corrosivi, specialmente in zone prossime al mare, in zone urbane molto trafficate o industriali, nelle quali è maggiore la presenza di agenti chimici aggressivi cloruri, solfati e alcali.

I fenomeni di degrado riguardano sia pilastri e travi, che tutti gli elementi gettati o prefabbricati in cemento anche debolmente armato (solai in laterocemento, solette piene o nervate, parapetti prefabbricati etc.), e sono più gravi in associazione a fenomeni di dilavamento, infiltrazioni o condense superficiali che enfatizzano l'azione degli agenti corrosivi.

In relazione ai solai in laterocemento, si possono riscontrare fenomeni di sfondellamento indotti da una progettazione carente. Si manifestano nelle zone di interfaccia tra travi e solai, dove gli sforzi di taglio sono eccessivi e provocano la rottura dei laterizi che perdono la parte inferiore



Fig 2.13 e 2.14 Distacchi di copriferro nei primi solai in calcestruzzo e fessurazioni per discontinuità materiche nei giunti

della loro sezione. Inoltre, deformazioni ingenti delle membrature, come frecce di inflessione elevate, indotte da carichi di esercizio maggiori di quelli ipotizzati in fase progettuale, possono enfatizzare questi fenomeni.

In riferimento alle problematiche che si rilevano nelle zone di contatto tra i vari substrati si citano macchie, deterioramenti e i distacchi di intonaco o finiture superficiali dovuti a incompatibilità fisico-chimica tra i vari elementi a contatto.

In particolare, i distacchi di rivestimenti, possono sia conseguire dai fenomeni precedentemente evidenziati, ma anche manifestarsi in corrispondenza di punti di contatto tra elementi che hanno caratteristiche meccaniche diverse.

Ad esempio, fenomeni del genere si rilevano nei giunti di connessione tra elementi in calcestruzzo e muratura, o anche tra elementi diversi di calcestruzzo a contatto che possono esibire comportamenti diversi ai cicli di carico scarico o alle variazioni termiche. Quest'ultima casistica è diffusa nelle zone funzionali adibite alla distribuzione verticale (vani scala) o orizzontali (ballatoi di distribuzione) che frequentemente vedono passaggi di persone e, quindi deformazioni cicliche che a causa della cattiva manutenzione si traducono in fessurazioni di intonaco, distacchi di pavimenti e degrado di finiture in generale.

Tutti i fenomeni elencati e tutte le altre possibili patologie sono sicuramente aggravate dalle mancanze dovute ad una manutenzione carente o mal eseguita. Tali edifici, in stato di abbandono o cattivo utilizzo, sono soggetti, spesso, ad interventi temporanei e affrettati privi di fondamenti ingegneristici, eseguiti indiscriminatamente a seguito nuove esigenze che nel tempo si sono sovrapposte o alla risoluzione contingente di problematiche insorte.

I fenomeni di degrado, fattori di invecchiamento naturale e patologici, appena definiti inducono un'alterazione delle qualità prestazionali di questi edifici e una riduzione della vita utile degli stessi che oggi mostrano debolezze non risolte e gravi mancanze in termini di funzionalità.



Fig 2.15 e 2.16 Sfondellamento nei solai in laterocemento e distacchi di copriferrì

3. La sicurezza nelle costruzioni esistenti

Nel paragrafo seguente si propone un quadro conoscitivo delle prescrizioni introdotte dalle normative attuali in termini di sicurezza degli edifici esistenti.

Il problema è stato recentemente percepito e approfondito dalla classe tecnica e dai codici attuali, che si sono adeguati alle esigenze di contesti nei quali gli interventi sul patrimonio edilizio esistente costituiscono un'alternativa valida alle nuove costruzioni, e necessaria, in vista degli avvenimenti sismici recenti che hanno mostrato le forti carenze in termini di vulnerabilità del patrimonio edilizio.

3.1. Generalità sull'approccio proposto dalla normativa

In riferimento alla problematica della valutazione di sicurezza dell'esistente, nei tempi recenti, i codici normativi sono stati approfonditi nella materia di rischio sismico, definito come prodotto dei fattori di pericolosità sismica, esposizione e vulnerabilità.

Relativamente alla definizione della vulnerabilità, per primo il recente O.P.C.M. 3274 del 20/03/2003 prescriveva l'obbligo per i proprietari di edifici o infrastrutture di interesse strategico o la cui funzionalità risultava di particolare importanza per finalità di protezione civile in casi di eventi sismici di procedere alle verifiche entro cinque anni dall'emissione dello stesso.

Il tutto doveva essere effettuato sulla base di una programmazione delle verifiche da effettuare, dell'emissione di un elenco delle tipologie di edifici interessati dal provvedimento e delle opportune indicazioni per svolgere la verifica di vulnerabilità, ad opera del Dipartimento della protezione civile e delle regioni. Queste operazioni non sono state effettuate.

Il quadro normativo attuale¹ è composto dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) e dalla Circolare Ministeriale 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008, le quali affrontano la tematica dell'esistente al Cap. 8.

Lo scenario delineati dall' O.P.C.M. 3274, è stato modificato dalla Circolare che afferma che la procedura di verifica di sicurezza dell'esistente assume una dipendenza dalle condizioni di carico a cui un edificio può essere soggetto (definite al §2). In particolare si distinguono:

- Azioni controllate dall'uomo (carichi permanenti e azioni di servizio);
- Azioni non controllate dall'uomo (azioni ambientali, soggette a variabilità nel tempo e incertezza probabilistica).

¹ I contenuti del Cap.8 delle NTC e della Circolare costituiscono un riferimento generale che può essere integrato, in casi particolari, da valutazioni specifiche ed anche alternative da parte del progettista, comunque basati su criteri e metodi di comprovata validità.

Gli interventi vengono definiti come “necessari e improcrastinabili” risulta essere obbligatorio in casi di inadeguatezza in termini di sicurezza ad azioni controllabili dall’uomo. Nella valutazione della conformità in sicurezza per quanto riguarda le azioni non controllabili dall’uomo le situazioni dovranno essere specificatamente valutate, interpretando eccessivi i provvedimenti di obbligatorietà dell’intervento, cambiamento di destinazione d’uso o, addirittura, messa fuori servizio dell’opera, non appena se ne riscontri l’inadeguatezza.

Spetta ai proprietari delle singole opere a definire il provvedimento più idoneo, individuando eventualmente vari livelli di miglioramento delle prestazioni in relazione a vita nominale restante o esposizione, in un tempo opportunamente prestabilito.

3.2 Il percorso di conoscenza

Il grado di incertezza che interessa progetto degli interventi e verifica dell’esistente è in generale diverso da quello che riguarda la nuova progettazione a causa della presenza di un numero ingente di fattori, quali l’estrema varietà delle soluzioni costruttive che in passato hanno caratterizzato le tipologie e sub-tipologie strutturali, nonché le trasformazioni che hanno interessato la costruzione nel tempo, o i processi di obsolescenza materica che inevitabilmente coinvolgono l’esistente e ne modificano le caratteristiche estetiche, materiche e meccaniche.

L’efficacia di un intervento sull’esistente è fortemente connessa al grado di conoscenza dell’edificio, alla definizione dei dati iniziali dai quali procedere per il processo di verifica e progetto degli interventi. In particolare si evidenzia l’inevitabilità di considerare tale incertezza, data l’impossibilità di conoscere lo stato delle conoscenze tecniche all’epoca della realizzazione, eventuali errori commessi in fase di esecuzione o progettazione, i processi di degrado indotti dal tempo, le azioni alla quale è stata sottoposta la costruzione esistente nel tempo, le trasformazioni a cui è stata sottoposta.

Il quadro normativo attuale e metodi recenti di analisi delle incertezze sottolineano come un adeguato processo conoscitivo possa alleviare le difficoltà inerenti la definizione di modelli strutturali rappresentativi di un realistico comportamento dell’edificio esistente oggetto di valutazione.

Il processo conoscitivo, è volto alla definizione di un modello interpretativo che permetta la comprensione del comportamento strutturale in termini qualitativi e a fornire una base per sviluppare un modello quantitativo sul quale procedere alla fase di analisi. In questo, il ruolo del progettista è fondamentale:

“Nelle costruzioni esistenti le situazioni concretamente riscontrabili sono le più diverse ed è quindi impossibile prevedere regole specifiche per tutti i casi. Di conseguenza, il modello per la valutazione della sicurezza dovrà essere definito e giustificato dal Progettista, caso per caso, in relazione al comportamento strutturale attendibile della costruzione, tenendo conto delle indicazioni generali di seguito esposte.”

L’approccio alla valutazione delle incertezze alle azioni e ai parametri meccanici dei nuovi materiali nei casi di nuove progettazioni è riassunto dall’impiego dei coefficienti di sicurezza parziali definiti in modo tale da giungere ad un’elevata probabilità che ci sia una coerenza e cautelatività tra la realtà e gli elementi di input nella progettazione. Nelle costruzioni esistenti, la strategia introdotta dalla normativa tecnica è volta alla definizione di una categoria di coefficienti di sicurezza ulteriori detti “Fattori di Confidenza”, (i quali possono aggiungersi o meno ai classici coefficienti parziali di sicurezza) che sintetizzano le incertezze dei dati iniziali dai quali prende piede il processo di progettazione e verifica, e impiegati nella modifica dei parametri meccanici dei materiali esistenti.

Sulla base del grado di conoscenza si prescrivono, inoltre, metodi analisi e verifica adeguati. A tale scopo la normativa individua con chiarezza il processo conoscitivo da adottare, da modulare in base al caso specifico, gli ambiti di indagine e i criteri per la redazione dei progetti.

Al fine di definire un percorso conoscitivo completo è opportuno tenere in conto che:

- la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse (in base a questo criterio, non è scontato introdurre i coefficienti di sicurezza parziali in aggiunta ai fattori di confidenza, in quanto i coefficienti FC potrebbero essere di per sé esaustivi nell'impiegare parametri di input esatti, senza dover ulteriormente considerare incertezze legate ai processi produttivi);
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

La normativa attuale definisce con precisione tutti i passaggi che portano alla definizione di un processo conoscitivo idoneo ai vari casi e pondera i coefficienti di valutazione delle incertezze in base all'efficacia e affidabilità dello stesso.

3.2.1 Procedure per lo sviluppo del processo conoscitivo

L'approccio alla valutazione di sicurezza è fortemente differenziato in base alla tipologia del caso in esame, e, a tal proposito, la normativa attuale predispone un accurato processo da attuare ai fini conoscitivi. Infatti, anche il processo conoscitivo, come la progettazione e la verifica, presenta delle peculiarità specifiche in base alle tipologie strutturali esistenti. Si pensi agli edifici in muratura storici per i quali si evidenzia solitamente una carenza di documentazione progettuale data la vetustà solita di tali edifici rispetto a quelli più recenti in c.a., inoltre, spesso a tale carenza si associano trasformazioni successive nel tempo che definiscono stratificazioni difficili da comprendere e talvolta presenza di vincoli architettonici.

La fase della conoscenza può essere condotta per varie fasi, elencate di seguito, non necessariamente successive, ma integrabili a vicenda; e per livelli di approfondimento successivi in proporzione all'accuratezza del rilievo, della documentazione a disposizione e delle ricerche storiche, delle prove in situ effettuate.

Analisi storico-critica

È opportuno che si ricostruisca il processo di realizzazione e delle successive trasformazioni, attraverso un'analisi storico critica. Tale fase si basa sulla raccolta della documentazione esistente, amministrativa o tecnica (progetto architettonico, strutturale, certificati di prova, varianti, progetti di ristrutturazioni ecc). In casi di edifici a valenza storico-artistica, è possibile reperire tale documentazione negli archivi storici, in casi di edifici in muratura in aggregati, è opportuno informarsi sull'evoluzione dell'intero quartiere o isolato, al fine di ottenere informazioni dall'evoluzione storico-urbanistica e derivare considerazioni derivanti dagli edifici adiacenti. È importante delineare il quadro normativo vigente all'epoca della costruzione per ottenere informazioni sui criteri di progettazione o dei dettagli costruttivi.

L'analisi storico-critica riguarda anche la storia sismica del sito di costruzione, il progettista può in tal modo conoscere a quali azioni l'edificio è stato soggetto e valutare la risposta strutturale come una sorta di valutazione di vulnerabilità sperimentale.

Rilievo geometrico-strutturale

A seguire, la fase di rilievo geometrico-strutturale, è volta a integrare o verificare, tramite osservazioni a campione, la conoscenza della geometria dell'edificio già desunta dagli elaborati

progettuali a disposizione dalla ricerca storica. In assenza di documenti progettuali, si richiede un rilievo strutturale completo dell'edificio. La fase di rilievo deve render noti anche, per quanto possibile, i dettagli costruttivi, ad esempio tipo e quantitativi di armatura, caratteristiche morfologiche dei paramenti murari. Il rilievo può richiedere dei saggi, ovvero prove distruttive e non distruttive: a tal proposito è opportuna la predisposizione di un opportuno piano di indagini, definito in funzione del livello di conoscenza che si vuole perseguire e tenendo conto che eventuali prove distruttive possono indurre ulteriori problematiche, se effettuate in zone di forte sollecitazione o soggette a ingente degrado. Anche le indagini devono essere mirate a confermare i dati ottenuti dalla ricerca storica.

L'esecuzione di prove distruttive deve essere localizzata in zone idonee alla definizione di dettagli statisticamente significativi e ad ottenere informazioni estendibili ad altre parti dell'edificio tramite prove non distruttive, i risultati forniti dalle prove non distruttive possono essere tarati sulla base di prove distruttive al fine di ottenere un livello di conoscenza approfondito e di garantire un modello il più preciso possibile.

In assenza di documentazione storica che induca considerazioni di base sulla quale stilare il piano delle indagini, si deve procedere al progetto simulato, sulla base della conoscenza delle tecniche costruttive e dei quadri normativi risalenti all'epoca di costruzione.

Risulta anche essere opportuno un rilievo dei dissesti e dei quadri fessurativi, nonché dei fenomeni di degrado in atto che sono manifestazioni di errori in fase costruttiva (es. distacco dei copriferri per strutture in c.a., mancato ammorsamento dei setti murari per strutture in muratura).

È necessaria una caratterizzazione del terreno di fondazione che influenza la risposta sismica locale: si valutano le condizioni topografiche e stratigrafiche che influenzano la propagazione delle onde sismiche, tramite specifiche analisi (cfr. § 7.11.3) o la presenza di dissesti dovuti a cedimenti.

Il passo successivo alla ricerca storica e al rilievo geometrico è quello della caratterizzazione meccanica dei materiali. Questo si basa sulla ricerca storica, sulle informazioni eventuali fornite dai certificati di prova o altra documentazione disponibile, e sulle prescrizioni normative vigenti all'epoca della costruzione. Tali informazioni non risultano però esaustive, infatti, la normativa attuale prescrive che, per giungere a livelli di conoscenza adeguati, venga svolto un quantitativo minimo di indagini che vada a confermare o a definire i valori di resistenza dei materiali. È opportuno quindi anche per questo, che in fase di rilievo venga predisposto il piano delle indagini sulla base di opportune strategie e obiettivi elencati precedentemente. I valori delle resistenze meccaniche ottenute dalle indagini possono essere opportunamente differenti da quelli categorizzati nella normativa (come ad esempio le classi per il calcestruzzo elencate al § 4.1 delle NTC).

Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Come già accennato, la Normativa attuale (cfr. C8A – Appendice al Capitolo 8 delle NTC) introduce, al fine di permettere la sintetizzazione delle incertezze insite nel processo di analisi dell'esistente, dei coefficienti di sicurezza ulteriori detti Fattori di Confidenza definiti in dipendenza dei Livelli di Conoscenza conseguiti per quanto riguarda gli ambiti della geometria degli elementi strutturali, dei dettagli costruttivi e delle proprietà meccaniche dei materiali. La definizione degli stessi si differenzia in base alla tipologia strutturale, ovvero strutture in muratura portante o in calcestruzzo armato. In generale, per entrambe le tipologie si distinguono 3 livelli di conoscenza:

- LC1: Conoscenza Limitata
- LC2: Conoscenza Adeguata
- LC3: Conoscenza Accurata

Per le costruzioni a valenza storica artistica, il riferimento per la definizione di tali parametri sono le Linee Guida a Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 12 ottobre 2007.

In questa sede verranno descritti entrambi gli ambiti, edifici in muratura, e in calcestruzzo armato, specificando che in casi di edifici aventi struttura mista in muratura e c.a. la normativa non riporta prescrizioni specifiche. In generale il livello di conoscenza e il FC, si attribuisce ad una struttura, e, quindi, in casi di edifici misti ci si deve riferire alla tipologia strutturale prevalente.

Edifici con struttura in calcestruzzo armato

Per la geometria è opportuno conoscere:

- Sistema resistente alle forze orizzontali in entrambe le direzioni;
- Tessitura dei solai;
- Dimensioni geometriche di travi, pilastri e pareti;
- Lunghezza delle ali di travi a T;
- Possibili eccentricità fra travi e pilastri ai nodi.

I riferimenti, come già detto, possono essere i disegni originali di carpenteria, i dettagli costruttivi o esecutivi, il rilievo visivo o il rilievo completo in situ.

Nell'identificazione dei dettagli costruttivi si comprende:

- Armatura longitudinale in travi, pilastri e pareti, anche nelle ali di travi a T;
- Armatura trasversale nelle zone critiche e nei nodi;
- Lunghezze di appoggio e condizioni di vincolo degli elementi orizzontali;
- Spessori dei copriferri;
- Lunghezza delle zone di sovrapposizione.

I riferimenti per la conoscenza dei dettagli costruttivi possono essere:

- un progetto simulato adottato in mancanza di dettagli costruttivi originali, eseguito sulla base della normativa vigente all'epoca della costruzione;
- verifiche in-situ limitate: servono per verificare la corrispondenza della documentazione storica, disegni costruttivi o progetto simulato con le armature effettivamente presenti e le altre caratteristiche;
- verifiche in-situ estese, eseguiti in casi di assenza di disegni originali come alternativa al progetto simulato
- verifiche in-situ esaustive eseguite in assenza di dettagli costruttivi originali e documentazione di progetto e si desidera un LC3.

Per la caratterizzazione dei materiali si eseguono prove di caratterizzazione effettuate sul calcestruzzo e sull'acciaio. Per il primo si richiede l'estrazione di campioni tramite carotaggi e esecuzioni di prove di compressione fino a rottura per la determinazione della resistenza ultima. Per l'acciaio, invece, si richiede l'estrazione di campioni di armatura ed esecuzione di prove a trazione per determinare valori di deformazione e resistenza a snervamento e rottura. Le prove, sugli acciai, hanno lo scopo di determinare quale classe di acciaio è stata impiegata in fase costruttiva con riferimento alla normativa vigente all'epoca di costruzione, è opportuno a tal proposito eseguire le prove sui diametri più frequentemente presenti.

Per quanto riguarda le prove non distruttive, esse si applicano dopo essere state tarate su quelle non distruttive per estendere i risultati derivati da queste ultime ad altri componenti strutturali.

Si distinguono:

- Prove in situ limitate: servono a completare o verificare le informazioni ottenute dalla ricerca storica su documenti di progetto e normative all'epoca della costruzione;
- Prove in situ estese: impiegate in mancanza di dati storici o quando i risultati delle prove limitate differiscono fortemente da quelli evinti dai documenti storici;
- Prove in situ esaustive: impiegate in mancanza di dati storici o quando i risultati delle prove limitate differiscono fortemente da quelli evinti dai documenti storici e si desidera raggiungere un LC3.

La tabella in seguito, riporta il numero di prove e verifiche da effettuare nei diversi casi. Degno di nota, è il fatto che la norma permette di tener conto delle situazioni ripetitive, ovvero, possono essere estesi i risultati di prove effettuate su un elemento strutturale a elementi che hanno le stesse caratteristiche geometriche, nonché ruolo a livello strutturale.

Le prove e verifiche da effettuare differiscono in base alle specificità dei casi, possono essere pianificate in fasi successive, con lo scopo di ottenere risultati più adatti a caratterizzare in maniera completa l'edificio in analisi, e devono tener conto delle modalità costruttive dell'epoca di costruzione, dei possibili errori in fase esecutiva. Inoltre la Normativa permette la sostituzione di alcune prove distruttive (in numero inferiore al 50%) con un numero di prove non distruttive più ampio, almeno il triplo.

Per le strutture in calcestruzzo armato il raggiungimento di uno dei tre Livelli di Conoscenza con rispettivi Fattori di Confidenza, viene definito come nella tabella di seguito (Tab 3.1)

Si osserva come sia opportuna in tutti i casi, la definizione ben precisa della geometria del sistema strutturale, sulla base della ricerca storica, che deve essere comunque confermata da rilievi visivi a campione, o sulla base di un rilievo strutturale che sia effettuato interamente. Per quanto riguarda i dettagli costruttivi il raggiungimento di livelli di conoscenza Adeguata o Accurata è legata alla presenza di disegni costruttivi, seppur incompleti, mentre l'assenza di disegni costruttivi permette di raggiungere un livello di conoscenza Limitato, purchè sia effettuato un progetto simulato e delle verifiche limitate associate. Per quanto concerne le proprietà dei materiali, in casi di assenza completa di certificati di prova o specifiche originali di progetto, si impiegano valori usuali per la prassi dell'epoca, ma almeno un numero esiguo di prove deve essere svolto.

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)(a)	Prove (sui materiali) (b)(c)
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Tab.3.1 Definizione dei livelli di verifica per edifici in c.a.

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Tab.3.2 Definizione dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.

Un LC2 è raggiunto se si effettueranno prove e verifiche limitate con documenti storici su dettagli e materiali, o soltanto prove e verifiche estese; un LC3 è raggiunto se si associano prove e verifiche estese ai documenti storici o, esaustive.

Riguardo i metodi di analisi, il Livello di Conoscenza Limitato LC1 esclude la possibilità di poter produrre un modello che evidenzi le caratteristiche in campo plastico della struttura, di conseguenza si esclude la possibilità di impiegare metodi di analisi non lineare, mentre, per LC2 e LC3, si possono implementare modelli accurati con caratteristiche di non-linearità e di conseguenza possono essere usate analisi statiche e dinamiche non lineari, oltre a quelli lineari.

Edifici con struttura in muratura ordinaria

Anche per gli edifici in muratura ordinaria si richiede una conoscenza completa della geometria, al fine di identificare il sistema strutturale resistente a carichi verticali e orizzontali, e particolare attenzione deve essere posta alla caratterizzazione completa di tutti i paramenti murari e orizzontamenti, poiché è frequente riscontrare variazioni di spessore, fuori-piombo, carenze costruttive o degrado. Un approfondito rilievo deve essere effettuato anche per quanto riguarda i fenomeni di obsolescenza naturali del materiale, eventuali problematiche indotte dal tempo o dall'uso della costruzione, trasformazioni eseguite, nonché la messa in evidenza di quadri lesionativi attribuibili a dissesti in atto con opportuna classificazione del meccanismo associato.

Un ruolo molto importante viene associato ai dettagli costruttivi, poiché influenzano il comportamento strutturale dell'edificio. Si devono caratterizzare oltre che le tipologie murarie, a corpo unico o doppio, l'efficacia dei collegamenti tra le fodere, tra le pareti ortogonali, o tra orizzontamenti e pareti, poiché questi influiscono su un corretto comportamento scatolare del sistema murario tridimensionale e esclude meccanismi di rottura localizzati.

Al fine della definizione dei dettagli costruttivi si distinguono:

- Verifiche in-situ limitate: basate su rilievi di tipo visivo, richiedono l'asportazione dell'intonaco e saggi che permettono di indagare all'interno del paramento murario, valutarne la stratigrafia e i collegamenti tra strati; o alla conoscenza delle tipologie di orizzontamenti presenti.
- Verifiche in-situ estese ed esaustive: più accurate delle precedenti, estese a tutto l'edificio.

Per quanto riguarda i materiali è importante caratterizzare sia la malta che i blocchi. Si necessita di prove sperimentali che offrono dati circa le caratteristiche fisiche-meccaniche dei blocchi lapidei o mattoni; si indaga sulla composizione della malta (legante, aggregato e rapporti tra essi). Assume, particolare rilevanza la costruzione a regola d'arte dei paramenti murari, con sfalsamento dei giunti verticali tra i blocchi, forma regolare degli stessi, correnti orizzontali ben definiti e sottili, eventuale presenza di listature, ammorsamento tra le fodere murarie in casi di muratura a sacco. La qualità dell'esecuzione permette un comportamento strutturale monolitico del singolo paramento murario.

In particolare, a causa della grande varietà delle tipologie di muratura legate alle epoche di costruzione e ai contesti, la normativa attuale riporta una categorizzazione di tipologie, prescrivendo per ciascuna di esse dei valori meccanici cautelativi da impiegare dalle verifiche, in modo tale da evitare errori in casi in cui il processo conoscitivo sia poco approfondito.

Anche in questi casi, le indagini che permettono di ottenere tali informazioni possono essere quantitativamente classificate in tre livelli di approfondimento, che vanno a definire un Livello di Conoscenza raggiunto e delle prescrizioni in termini di valori meccanici da impiegare come input nel modello di calcolo:

- Indagini in-situ limitate: servono a identificare la tipologia di muratura del caso in esame ed, eventualmente, con una delle categorie proposte dalla norma; devono integrare e confermare le già presenti informazioni desunte dai quadri normativi dell'epoca di costruzione o dei documenti progettuali. Sono basate su esami visivi della superficie murarie e talvolta richiedono l'asportazione di strati in intonaco. È utile che tali rilievi visivi siano effettuati in corrispondenza di zone significative, ad esempio, nei pressi degli angoli per valutare l'ammorsamento tra le differenti pareti. Tali indagini prevedono una preliminare osservazione della malta. Importante è anche valutare la capacità degli elementi murari di assumere un comportamento monolitico in presenza delle azioni.
- Indagini in situ-estese: si prevede l'estensione delle indagini e saggi elencati al punto precedente in maniera estesa e sistematica. L'obiettivo è la caratterizzazione completa di tutte le murature presenti e, se possibile, di associarle ad una delle categorie elencate dalla norma. Si eseguono saggi superficiali e interni, prove distruttive con martinetto doppio, valutazione delle caratteristiche fisiche di pietre e mattoni. Per la malta si eseguono prove di caratterizzazione al fine di conoscere la composizione di legante e aggregato. Associate alle prove distruttive, si associano prove non distruttive come sclerometrica, soniche, penetrometriche per la malta a complemento di quelle richieste. Si devono eseguire prove per tutte le tipologie di muratura presenti.
- Indagini in-situ esaustive: in aggiunta alle verifiche precedenti si deve indagare in maniera quantitativa sulle caratteristiche meccaniche della muratura. Devono essere integrate le informazioni ottenute tramite saggi e verifiche, tramite l'esecuzione di prove in situ o in laboratorio (prova a compressione diagonale o prove combinate a compressione verticale e taglio) associati a eventuali metodi di prova non distruttivi tarati sulla base delle prove distruttive.

È necessario valutare i risultati ottenuti dalle prove effettuate sulla base delle prove sperimentali disponibili in letteratura per le tipologie murarie oggetto di studio. Qualora esista una chiara,

comprovata corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sulla costruzione oggetto di studio possono essere utilizzate prove eseguite su altre costruzioni presenti nella stessa zona.

In tabella sono riportate le categorie di muratura riportate nella normativa con i parametri meccanici rispettivi, espressi in termini di 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). Nel caso delle murature storiche, i valori indicati dalla norma sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta scadente, giunti non particolarmente sottili, in assenza di ricorsi o listature e che siano a paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi che colleghino le foderre murarie trasversalmente. Si assume che la muratura sia costituita da due paramenti accostati, o con un nucleo interno di limitato spessore.

Opportuni coefficienti si applicano ai diversi parametri meccanici, in casi in cui le caratteristiche siano migliori, per applicazione di interventi di consolidamento, o inferiori, ad esempio in casi di nuclei scadenti. I coefficienti si applicano in maniera specifica ai parametri di deformabilità o resistenza, come specificato dalla normativa.

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(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)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Tab.3.3 Categorie proposte dalla normativa per la classificazione delle murature e parametri meccanici associati

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione 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

Tab.3.4 Coefficienti correttivi dei parametri meccanici da applicarsi ai parametri meccanici delle murature

Le migliori possono essere di tipo:

- Malta di buone caratteristiche (i coefficienti si applicano a tutti i parametri meccanici);
- Giunti sottili (<10 mm) (i coefficienti si applicano a tutti i parametri meccanici);
- Presenza di ricorsi o listature (i coefficienti si applicano ai valori di f_m e τ_o);
- Presenza di collegamento trasversale (i coefficienti si applicano ai valori di f_m e τ_o).

Tali coefficienti permettono anche la valutazione del contributo di interventi di consolidamento eseguiti come miscele leganti, consolidamento con intonaco armato o connessione delle foderi con diafani artificiali (cfr. § C8A.2 - Appendice al Capitolo 8 delle NTC).

I Livelli di Conoscenza associati al numero di indagini effettuate permettono di stabilire valori specifici dei parametri meccanici e dei fattori di confidenza:

- Il livello di conoscenza limitata LC1 si raggiunge sulla base di un rilievo geometrico efficace, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi e indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali (FC=1,35). In questo caso, si adottano i valori minimi dei parametri meccanici riportati nella tabella.
- Il livello di conoscenza adeguata LC2 richiede un rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui materiali costruttivi ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali (FC=1,2). Sia le resistenze che i moduli elastici assumono i valori medi nella tabella per la tipologia considerata.
- Il livello di conoscenza LC3 esige il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, indagini in situ estese ed esaustive sulle proprietà dei materiali (FC=1). I valori di resistenza e moduli elastici possono assumere valori diversi in base al numero e ai risultati delle prove (si rimanda al §C8.A.2 della Circolare per approfondimenti)

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			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		verifiche in situ estese ed esaustive	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

Tab.3.4 Coefficienti correttivi dei parametri meccanici da applicarsi ai parametri meccanici delle murature

3.3 La valutazione di sicurezza

La valutazione di sicurezza viene definita come un procedimento volto a stabilire se una struttura esistente è in grado di sopportare le azioni di progetto previste dal quadro normativo o alla determinazione dell'entità massima delle azioni di progetto alla quale la struttura può essere sottoposta secondo le prescrizioni imposte in termini di sicurezza dalle NTC.

La valutazione di sicurezza è obbligatoria in casi in cui insorgano variazioni, lente o improvvise, dello stato di fatto di edifici indipendenti o dipendenti dalla volontà dell'uomo:

- Interventi di miglioramento;
- Cambio di destinazione d'uso con significativa variazione dei carichi variabili della struttura o di una parte di essa;
- Errori di progetto o di costruzioni provati;
- Riduzione delle prestazioni meccaniche della struttura a seguito di azioni ambientali, eccezionali, degrado da obsolescenza che riduca le caratteristiche meccaniche dei materiali, uso anomalo o deformazioni derivanti da cedimenti di fondazione;

- Interventi non espressamente strutturali che interagiscano con la struttura in termini di regolarità o rigidità.

Le modalità di verifica devono essere ponderate in base alle caratteristiche delle variazioni che possono avere incidenza locale o globali. Nel primo caso la verifica può riguardare anche esclusivamente le porzioni interessate dalle variazioni, mentre nel secondo deve riguardare la costruzione globale. I risultati devono poter determinare se l'uso della costruzione possa continuare senza interventi, se l'uso debba essere modificato o se sia necessario procedere ad interventi. Eventualmente, deve permettere di stabilire quali provvedimenti adottare per rendere la struttura adeguata ai criteri di sicurezza proposti e, quindi, la progettazione di interventi.

La valutazione di sicurezza deve considerare le diverse tipologie di azioni a cui la struttura deve essere sottoposta.

Le azioni da considerare per la valutazione dell'esistente si differenziano in:

- Azioni controllate dall'uomo (esclusi sisma, neve, vento, variazioni termiche).
- Azioni non controllate dall'uomo: azioni sismiche.

Nell'ambito della valutazione dell'esistente, per quanto riguarda il primo macroambito, un'ineadeguatezza, può implicare una modifica di destinazione d'uso, imposizioni di limitazioni d'uso, o imporre interventi necessari e improcrastinabili; nel secondo, le decisioni da adottare circa il processo d'analisi e la definizione degli interventi dovranno essere valutate da proprietari e gestori, pubblici e privati, caso per caso, in base alla gravità delle carenze, alle disponibilità economica e alle implicazioni in termini di pubblica sicurezza. In questo caso la valutazione dovrà produrre una stima quantitativa della vulnerabilità sismica tramite un parametro che misuri il grado di sicurezza rispetto alle azioni di progetto imposte dalla normativa.

Il testo normativo prescrive che le verifiche di sicurezza possano essere eseguite limitatamente per quanto riguarda gli Stati Limite Ultimi (SLV per edifici in muratura, SLC per edifici in calcestruzzo o acciaio), lasciando opportuna discrezionalità alla verifica gli Stati Limite d'Esercizio, in base alle specificità dei casi.

Ulteriore differenza tra la verifica alle azioni controllate e non controllate dall'uomo è che, nel primo caso, in cui si riscontri un'ineadeguatezza per un determinato livello di approfondimento di indagini si deve obbligatoriamente giungere al livello di conoscenza superiore, finché le verifiche non risultano soddisfatte o fino al massimo livello di conoscenza possibile.

La combinazione di carico per la verifica alle azioni controllate dall'uomo, è quella fondamentale, definita come:

$$\gamma_{G1}G1 + \gamma_{G2}G2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

con i coefficienti definiti Cap.2 delle NTC, con la possibilità di adottare coefficienti modificati per i carichi permanenti γ_{Gi} ; adeguatamente motivati, ad esempio di eguagliare i coefficienti parziali di sicurezza γ_{G2} (per carichi permanenti non strutturali) ai γ_{G1} per carichi permanenti strutturali, in quanto sono compiutamente definiti (cfr. Tabella 2.6.1 NTC).

Per quanto riguarda le azioni sismiche, l'approccio risulta essere prestazionale, con opportune valutazioni alla duttilità connessa ai dettagli costruttivi, materiali utilizzati e gerarchia dei meccanismi resistenti, che devono risultare idonei e sostenere sollecitazioni e deformazioni anche dopo la fase di plasticizzazione. La combinazione di riferimento è definita al §2.5.3 delle NTC.

$$G1 + G2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

La definizione della massa sismica risulta essere definita sulla base dei carichi gravitazionali effettivamente presenti, oltre che di quelli variabili definiti con i coefficienti opportuni (Tabella 2.5.I - NTC). L'azione sismica sarà definita sulla base di:

- V_N : Vita nominale dell'opera;
- C_U coefficiente d'uso definito sulla base della classe d'uso;
- $V_R = V_N \times C_U$ detto periodo di riferimento

L'obiettivo della valutazione di sicurezza ad azioni sismiche di un edificio esistente è sintetizzato dal calcolo del coefficiente di vulnerabilità sismica:

$$CVS = \frac{PGA_{Cap}^{SLV}}{PGA_{Dom}^{SLV}}$$

Il rapporto è dato tra l'azione sismica corrispondente al raggiungimento della capacità e quella associata alla domanda. Esso si valuta in fase iniziale trascurando la variazione della forma spettrale in base all'accelerazione di ancoraggio, considerando la forma spettrale costante e coincidente con quella adottata per lo SLV relativo al T_R assunto.

Tale coefficiente assume varie forme in base all'analisi adottata, in particolare in un'analisi lineare, il CVS può essere espresso come rapporto tra la capacità dell'elemento che per primo raggiunge il limite di resistenza sotto azione sismica crescente e l'effetto prodotto sullo stesso dall'azione sismica di progetto associata al T_R . Nel caso venga svolta un'analisi non lineare, invece, esso è definito dal rapporto tra capacità massima in spostamento e domanda di spostamento richiesta dal sisma allo SLV, in ipotesi di uguale spostamento, data la proporzionalità tra valore spettrale di spostamento e PGA, a parità di altre grandezze.

Il termine PGA_{Cap}^{SLV} è legato all'accelerazione di ancoraggio che provoca un effetto limite espresso in capacità massima di spostamento o rotazione, variabili in base alla tipologia di struttura considerata (cfr. Cap 8 - NTC).

4. Il comportamento sismico degli edifici in struttura mista muratura-c.a.

Il problema del comportamento sismico degli edifici in muratura è stato affrontato basandosi in primis sull'osservazione dei danneggiamenti post-sisma, e interpretato con le teorie scientifiche basate sulla meccanica e sulla scienza delle costruzioni. La teoria è stata così strutturata, introducendo dei caratteri di comportamento comuni, sebbene sia rilevabile un'ingente diversità nelle caratteristiche materiche, geometriche e tecnico-costruttive del patrimonio degli edifici a struttura in muratura ordinaria. Al fine di effettuare una modellazione realistica, è bene comprendere i meccanismi di danno che incidono su tali edifici.

La comprensione del comportamento sismico degli edifici, permette di usare in maniera consapevole i metodi di modellazione e di analisi predisposti dalla normativa e dalla letteratura. Nel seguente paragrafo viene affrontata la trattazione sul comportamento sismico di una tipologia di edifici misti, oggetto di studio della presente tesi, che nella maggior parte dei casi, esibiscono un involucro in muratura con innesti di elementi monodimensionali o bidimensionali in calcestruzzo armato o corpi associati in pianta o in altezza.

Questa trattazione viene basata sulla comprensione dei sistemi in muratura ordinaria, per poi svolgere considerazioni specifiche sulla tipologia di edifici misti.

4.1 Aspetti generali sul comportamento sismico di edifici in muratura

In riferimento alle tipologie di edifici in struttura mista muratura-c.a. elencate al capitolo precedente, data la presenza di una parte considerevole di sistema strutturale in muratura, è bene esplorare la teoria sul comportamento sismico dei sistemi murari ordinari.

In questo contesto, si escludono i sistemi in muratura confinata che possono essere diversamente interpretati, in quanto la maggior parte della risposta sismica viene dominata dagli elementi in calcestruzzo armato.

La muratura è un materiale composito naturale, composto da materiali naturali o artificiali, che esibisce un comportamento non-lineare per vari fattori, tra cui a causa di un valore elevato di resistenza a compressione, e un valore esiguo di resistenza a trazione, che usualmente si trascura.

Un singolo paramento murario soggetto ad azioni normali e taglianti esibisce una rottura fragile e una scarsa duttilità, ma la risposta sismica degli edifici in muratura è influenzata da caratteristiche che derivano da un sistema costruttivo molto complesso composto da tanti elementi bidimensionali, associati nei modi più svariati in base alle tecnologie costruttive.

La storia effettua una selezione tra gli edifici in muratura ordinaria: ci sono giunti solo gli edifici dotati di caratteristiche migliori e in grado di resistere agli effetti indotti dalla successione dei decenni. Questi edifici sono stati oggetto delle sperimentazioni naturali effettuate dai sismi, in circostanze reali, nei tempi reali, difficilmente simulabili con i metodi usuali di modellazione numerica. Essi possono, perciò, offrire un campione oggetto di studio, nonché un esempio, per procedere alla progettazione di edifici in muratura o per gli interventi da attuare sull'esistente. Il più delle volte, essi sono l'esito di processi costruttivi affinati nei secoli, prodotti di una costruzione "a regola d'arte" che nel tempo ha trovato i suoi principi tramite un processo di sperimentazione a scala reale.

La ricerca sperimentale e l'osservazione dei danni post-sisma hanno portato, inoltre, a passi avanti sostanziali, nella comprensione delle peculiarità di questi sistemi costruttivi e nel riconoscimento di convenienti caratteristiche di non linearità, che si evidenziano con un aumento progressivo del quadro lesionativo derivante dalle deformazioni inelastiche dei paramenti strutturali, con degrado di resistenza e rigidità e una conseguente dissipazione isteretica nella risposta sismica. Queste sono caratteristiche che assumono un ruolo chiave nella progettazione di sistemi resistenti di questo tipo o nell'esecuzione degli interventi, secondo le normative attuali.

Il comportamento sismico di un pannello in muratura dipende, in fase preliminare, dalle caratteristiche costruttive, che devono essere idonee a garantire una risposta monolitica dello stesso sia ad azioni orizzontali che verticali.

A tal proposito, una tradizione basata su "regole del buon costruire" implicite e tramandate di padre in figlio, offre un'efficace guida. La regola dell'arte è costituita dall'insieme di buone pratiche costruttive consolidate nei secoli, che forniscono indicazioni su materiali, sulle caratteristiche dei blocchi o conci, sull'assemblaggio degli stessi. Essa, inoltre, costituisce la base per associare correttamente le tecnologie derivanti dal moderno sviluppo industriale con la produzione di un nuovo repertorio tecnico di materiali innovativi, volti alla risoluzione di esigenze moderne.

Numerosi trattati come il *Traité de l'Art de bâtir* di Jean Baptiste Rondelet, o il *Manuale dell'Architetto* di D. Donghi (Torino, 1925) sistematizzano tale schema di regole e lo formalizzano proponendolo in forma scritta. I principi di base sono:

- Garantire l'ingranamento dei conci e gli ammorsamenti tra le varie fodere con diatoni (unità disposte con la propria direzione longitudinale lungo lo spessore del paramento) o collegamenti trasversali nello spessore del muro (perforazioni armate). Lo scopo è di escludere piani di discontinuità paralleli alla superficie del muro e garantire una risposta monolitica in senso trasversale e longitudinale. In questo modo si evitano parzializzazioni della sezione muraria resistente.
- La malta costituisce un piano di debolezza, avendo resistenza a compressione inferiore a quella dei blocchi, ed è volta prevalentemente a garantire la connessione tra i conci. Per questo, è opportuno che essa sia di spessore esiguo, lo stretto necessario per garantire l'aderenza. È opportuno che i conci siano lavorati il più possibile e abbiano dimensione simile in altezza per realizzare piani di posa il più possibile orizzontali e letti sottili. La malta deve offrire un piano omogeneo di trasmissione delle tensioni tra i vari strati e, in casi di carenze, è bene che siano introdotte zeppe di materiale simile ai conci nei vuoti.
- Al fine di evitare piani di debolezza in senso verticale, è opportuno che i giunti siano sfalsati anche verticalmente e che non si creino piani di discontinuità dovuti a comenti di malta allineati.
- È opportuno che siano impiegate listature, ovvero strati orizzontali che garantiscano il ripianamento orizzontale del letto di posa, costituiti in calcestruzzo o in laterizio, posti in maniera ripetuta lungo l'altezza del paramento.



Fig. 4.1 e 4.2 Collapsi per disgregazione della qualità muraria ad Onna in occasione del sisma del 2009 in Abruzzo

Se le regole dell'arte non sono rispettate, si possono indurre disgregazioni del paramento murario in molte porzioni di dimensioni esigue o fessurazioni distribuite quasi casualmente sulla superficie del paramento. In generale, è sempre consigliato effettuare interventi, prima, di ricostituzione della monolicità del paramento e, poi, di procedere a interventi più complessi di consolidamento, che, in alternativa, sarebbero totalmente inefficaci.

Un paramento murario caratterizzato da consistenti caratteristiche di integrità della tessitura muraria, può esibire due meccanismi di collasso alle azioni orizzontali (A. Giuffrè, 1993):

- Meccanismi di I modo
- Meccanismi di II modo

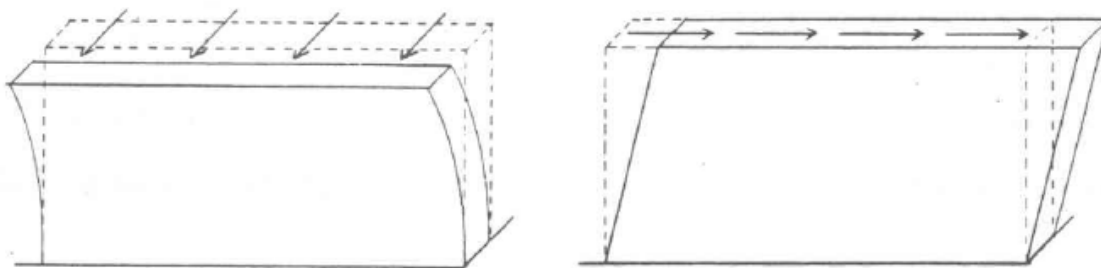


Fig. 4.3 Meccanismi di I modo e II modo

I meccanismi di collasso di I modo sono detti anche cinematismi fuori dal piano, e si manifestano quando il paramento viene sollecitato in direzione ortogonale al proprio piano. I meccanismi di collasso di II modo prevedono, invece, che le azioni orizzontali agiscano nel piano del pannello murario.

I primi si osservano in muri isolati o disconnessi da quelli adiacenti e inducono un meccanismo di ribaltamento per flessione fuori dal piano, quando l'azione stabilizzante dovuta ai carichi verticali non è idonea a escludere il pericolo di ribaltamento. I secondi, invece, derivano da azioni che sollecitano la muratura nel piano e di conseguenza, per le proprie caratteristiche inerziali, la muratura ha la possibilità di opporsi in maniera molto più efficace rispetto ai precedenti.

Si consideri una cella muraria elementare caratterizzata dall'assemblaggio di quattro pareti a coppie ortogonali, con un orizzontamento posto superiormente.

La risposta alle azioni orizzontali è tanto favorevole quanto il sisma chiama in causa i paramenti murari nella loro direzione più forte, ovvero quella longitudinale.

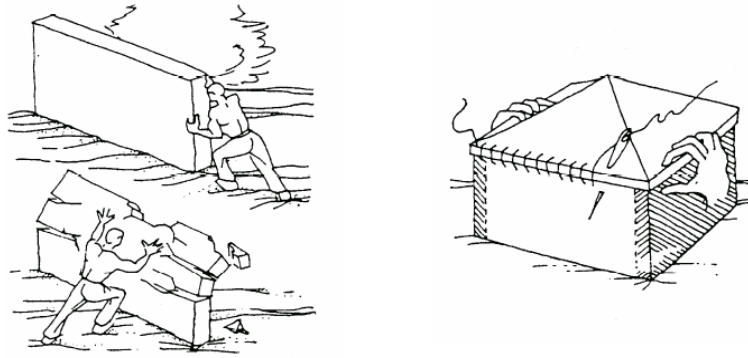


Fig. 4.4 Illustrazione di Touliatos (1996) sulla resistenza dei paramenti murari e sul comportamento scatolare

Nei casi in cui questo avvenga, si può affermare che la struttura esibisce un efficace comportamento scatolare. Questo tipo di risposta può essere ottenuta se si cura in maniera idonea la connessione tra i paramenti ortogonali, tramite opportuni dettagli costruttivi di ammorsamento, pietre d'angolo sagomate, collegamenti agli orizzontamenti. Solo in questo modo si sviluppa in maniera efficace il quadro fessurativo e si manifestano le riserve ingenti di resistenza a taglio dei paramenti, e di duttilità, tramite lo sviluppo di attrito tra i piani di rottura a contatto, ai lembi delle fessurazioni.

L'efficacia del comportamento spaziale scatolare previene l'espulsione di grandi porzioni di muratura, in cui l'edificio si dividerebbe in casi di meccanismi di I modo, e decrementa la probabilità di un collasso complessivo.

Meccanismi di I modo

I meccanismi di I modo si riconoscono, generalmente, quando insorge una risposta isolata della parete, ovvero, in casi in cui risultino carenti le connessioni tra i paramenti ortogonali. Si osservano quando la struttura non è in grado di distribuire in maniera efficace le forze sismiche: le pareti ortogonali ad una determinata direzione, che può coincidere o meno con l'azione sismica, risultano fortemente sollecitate e soggette a collassi di tipo fragile. I meccanismi di primo modo inducono una disorganizzazione globale della scatola muraria.

I meccanismi di I modo precedono i meccanismi di II modo, in quanto le murature oppongono meno resistenza ai carichi lungo la loro direzione trasversale, si verificano in edifici esistenti storici in muratura, e corrispondono a collassi parziali dovuti alla scomposizione della parete in grandi porzioni delimitate dalle fessurazioni o da giunti di malta. Cinematicamente, si creano labilità dovute alla creazione di cerniere sulle lesioni e conseguenti ribaltamenti di porzioni di muratura per perdita di equilibrio. Le verifiche possono essere svolte tramite l'analisi limite dell'equilibrio con un approccio cinematico (analisi cinematica lineare e non lineare) e basate sulla scelta del meccanismo di collasso e sulla valutazione della forza orizzontale che induca tale meccanismo. I meccanismi di collasso possono essere individuati mediante l'osservazione delle caratteristiche della muratura e della struttura in generale, tramite l'individuazione di punti di spinta, quadri lesionativi etc.

Si consideri che questi cinematismi sono indotti da azioni orizzontali che possono essere sia azioni sismiche, che spinte indotte da strutture voltate.

Le verifiche riguardano l'equilibrio delle singole porzioni strutturali che possono essere soggette ai cinematismi, considerati come corpi rigidi, sottoposti ai carichi sismici o alle azioni orizzontali indotte dagli elementi ad essi collegati. Tali analisi consentono di studiare i meccanismi di collasso anche in ambito non lineare, introducendo cerniere plastiche opportunamente posizionate e studiando l'equilibrio in condizioni limite (analisi limite dell'equilibrio), ovvero, ipotizzando che si verifichi il collasso in corrispondenza di un determinato moltiplicatore di carico, tale che si verifichi l'insorgenza di un numero di cerniere plastiche localizzate in modo da rendere labile la struttura.



Fig. 4.5 e 4.6 Collapsi parziali fuori piano di facciate in muratura causati da coperture in legno spingenti, nei centri storici di Concordia sulla Secchia in occasione del sisma del 2012 in Emilia

I meccanismi locali ai quali verificare la struttura devono essere definiti in fase preliminare, e possono essere ipotizzati sulla base dell'osservazione di danneggiamenti e collassi avvenuti su edifici simili in condizioni sismiche o meno. Inoltre, devono considerare le caratteristiche geometriche e architettoniche della struttura, la presenza di elementi resistenti a trazione quali cordoli o catene, la presenza di dissesti irrisolti e l'interazione con edifici adiacenti. Poichè la tematica richiede una trattazione approfondita che esula dal lavoro della seguente tesi, in questa sede sono sommariamente elencati i tipi di meccanismi locali, rimandando alla normativa attuale per l'analisi numerica approfondita.

- Meccanismo di ribaltamento semplice
- Meccanismo di flessione verticale
- Meccanismo di flessione orizzontale
- Meccanismo di ribaltamento composto

Tali meccanismi possono abitualmente essere risolti con interventi localizzati che migliorano la qualità delle connessioni tra i paramenti ortogonali (cordoli di collegamento, catene, inserimento di diatoni etc.). Questa fase è preliminare all'esecuzione di un'analisi sismica che tenga in conto la risposta globale dell'edificio.

Meccanismi di II modo

I meccanismi di II modo contemplano la risposta nel piano delle pareti ad azioni orizzontali. Condizione necessaria per il verificarsi di meccanismi di collasso di II modo è l'esclusione dei meccanismi di collasso di I modo e l'attivazione di un comportamento sismico scatolare che implica una risposta globale dell'edificio alle azioni sismiche.

In questi casi le pareti murarie sono soggette a sollecitazioni di flessione e taglio nel loro piano che comportano stati di deformazione ed eventuale nascita di quadri lesionativi in casi di superamento dei valori limiti di resistenza.

I meccanismi di collasso di una parete sollecitata nel proprio piano da azioni verticali e orizzontale possono essere di tre tipi.

- Rottura per pressoflessione: insorge per superamento della resistenza a compressione sulla base maggiormente caricata, in funzione del meccanismo di ribaltamento indotto dai carichi orizzontali.

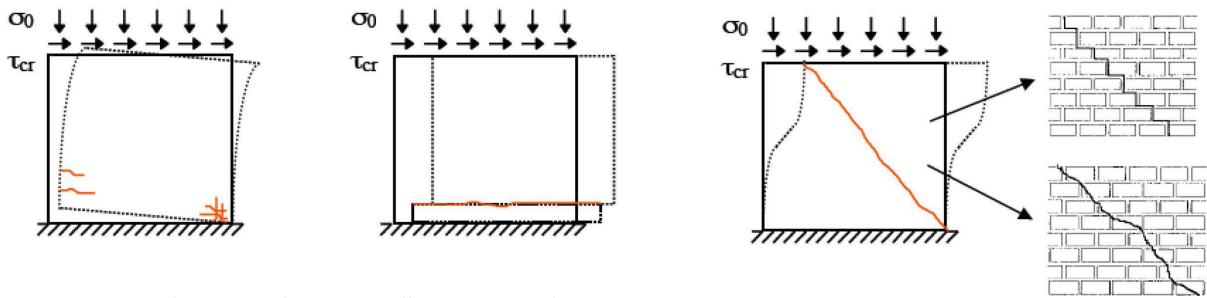


Fig. 4.7 Risposta di una scatola muraria alle azioni sismiche

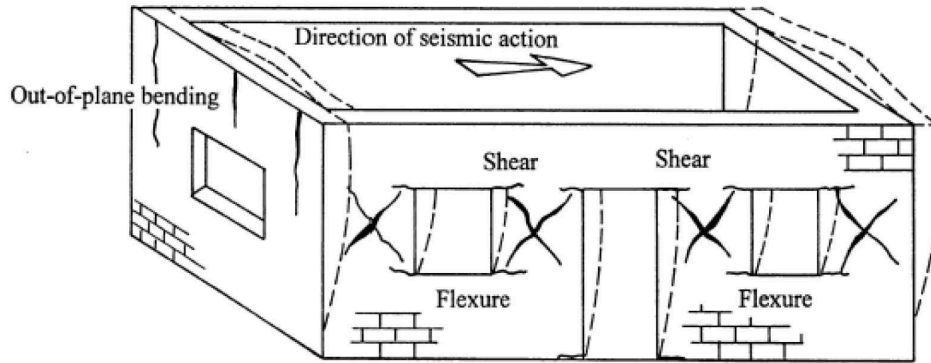


Fig. 4.8 Risposta di una scatola muraria alle azioni sismiche

- Rottura per taglio-scorrimento: avviene per separazione di due porzioni distinte del pannello che scorrono reciprocamente su un piano di rottura che, solitamente, coincide con un letto di malta. È più frequente per i pannelli murari che esibiscono una tessitura fortemente regolare.
- Rottura per taglio-trazione: si manifesta con una fessurazione diagonale che nasce nella porzione centrale del pannello e si proietta verso gli spigoli assumendo una direzione parallela alle isostatiche di compressione di un pannello soggetto a sforzi taglianti.

I pannelli murari offrono una risposta favorevole in casi di efficace comportamento scatolare, infatti, la sicurezza strutturale nei confronti di un sisma può essere raggiunta se i paramenti rispondono in maniera corretta ovvero se il sisma chiama in causa i paramenti murari nella loro direzione più forte, ovvero quella longitudinale. Questi meccanismi possono essere ottenuti se



Fig. 4.9 e 4.10 Edifici in cui il danno nel piano è concentrato nei maschi murari o in maschi e fasce murarie a Rovereto sulla Secchia (sisma Emilia 2012)

si curano in maniera idonea le connessioni tra i paramenti ortogonali tramite opportuni dettagli costruttivi di ammorsamento, pietre d'angolo sagomate, collegamenti agli orizzontamenti che ripartiscono equamente le forze esterne. Solo in pareti così realizzate, si sviluppa in maniera efficace il quadro fessurativo, si impiegano le riserve ingenti di resistenza a taglio dei paramenti e conseguenti all'attrito tra i piani di rottura a contatto ai lembi delle fessurazioni.

Lo sviluppo delle lesioni induce un abbassamento della rigidezza della struttura e un incremento del periodo che in genere per edifici aventi le usuali caratteristiche di altezza e massa, si traduce in un avanzamento verso il campo di accelerazioni spettrali inferiori.

Varie sono le tipologie di paramenti murari per strutture in muratura portante. Ad esempio, si distinguono, come già detto, paramenti in pietra naturale o artificiale, composti in vari modi per ottenere spessori vari. Si distinguono ancora, pareti a singolo paramento e a doppio paramento. Nel primo caso non sono presenti piani di discontinuità interni alle pareti, paralleli alla superficie; nel secondo caso si ritrovano pareti costituite da due fodere, con un nucleo centrale che veniva riempito da un conglomerato di scaglie lapidee, macerie e malta. Questa tipologia veniva impiegata in casi in cui si richiedeva di ottenere spessori ingenti del muro, in generale superiore a 40-50 cm. Oggi sono numerose le tipologie a paramento doppio e, in particolare, per quanto riguarda i blocchi di materiale artificiale, famosi sono i muri a cassavuota che caratterizzano l'ultima fase del secolo, i quali sfruttavano l'intercapedine d'aria per garantire prestazioni di isolamento termico. Le ultime innovazioni industriali propongono soluzioni tecniche efficaci composte da strati portanti con strati isolanti interposti. Per quanto riguarda l'impiego di murature composte da blocchi naturali, come materiali di cava, esse si caratterizzano primariamente per il taglio e la lavorazione dei conci e possono essere murature in pietra squadrata, non squadrata.

Ruolo degli impalcati

Gli impalcati assumono un ruolo fondamentale nella risposta alle azioni sismiche e nell'attivazione di un comportamento scatolare o di meccanismi locali, poiché esercitano determinate condizioni di vincolo sui paramenti murari su cui poggiano. Essi scaricano le masse in base alla loro orditura e la loro rigidezza influenza la trasmissione delle azioni sismiche ai singoli paramenti murari.

Le considerazioni sui solai sono necessarie per una modellazione corretta di edifici in muratura ordinaria e struttura mista, poiché influenzano in maniera preponderante la risposta strutturale.

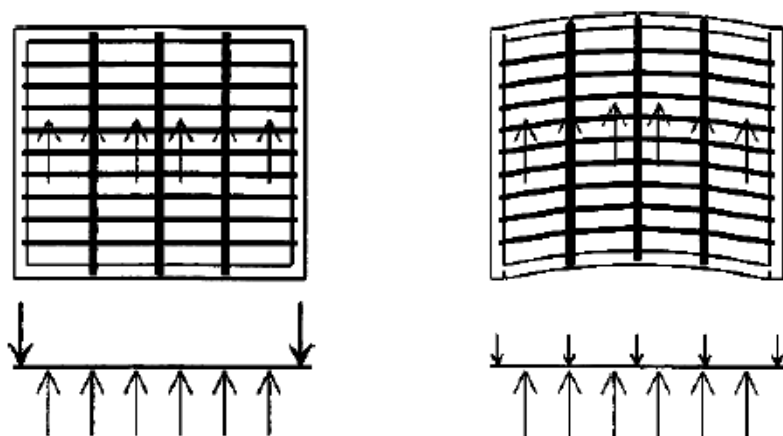


Fig. 4.11 Distribuzione delle azioni dei solai sui paramenti murari

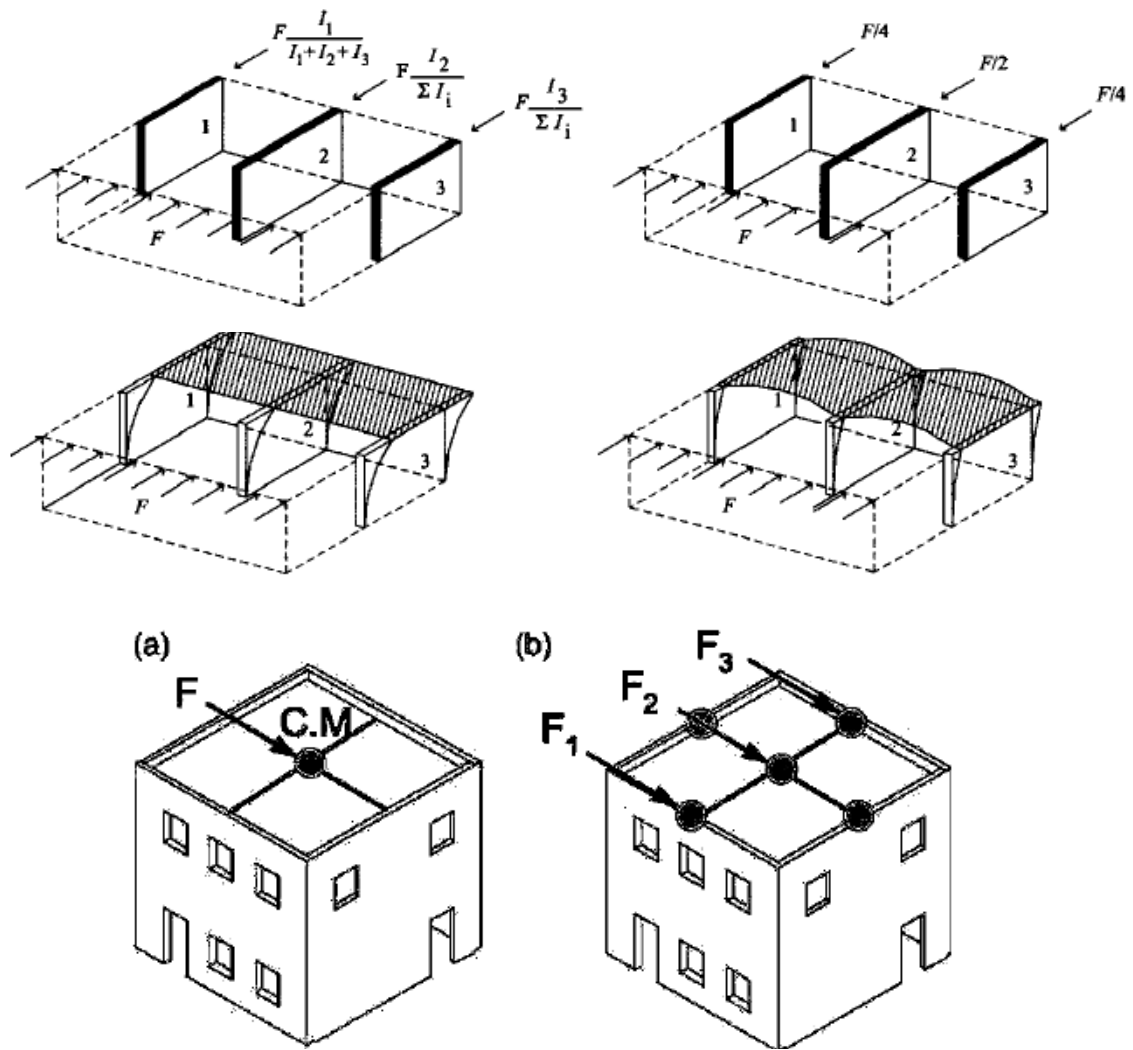


Fig. 4.12 Ruolo dei solai nella distribuzione di sforzi di taglio, spostamenti e distribuzioni di carico sui paramento murari

In generale:

- In presenza di solai rigidi la ripartizione delle azioni sismiche avviene sui singoli paramenti, in base alla loro rigidezza e alla posizione in pianta, favorendo l'instaurarsi di meccanismi di collasso di piano. Questi permettono una redistribuzione iperstatica delle forze orizzontali tra i paramenti resistenti a taglio.
- In casi di solai flessibili, la ripartizione delle azioni sulle varie pareti avviene in funzione dell'area di influenza dei carichi verticali accentuando il comportamento indipendente delle murature. Questi, permettono una redistribuzione dei carichi di tipo isostatico.

Dalla figura 4.11 e 4.12 si osserva come nel primo caso i solai, se opportunamente ammorzati alle pareti, inducono uno spostamento di piano: tutti i paramenti subiranno lo stesso spostamento, di conseguenza le azioni sismiche saranno assorbite dai paramenti più rigidi, ovvero quelli paralleli al carico. Nel secondo caso, la distribuzione dei carichi è disomogenea e si induce un comportamento che enfatizza la resistenza della singola parete, di conseguenza una disgregazione della scatola muraria.

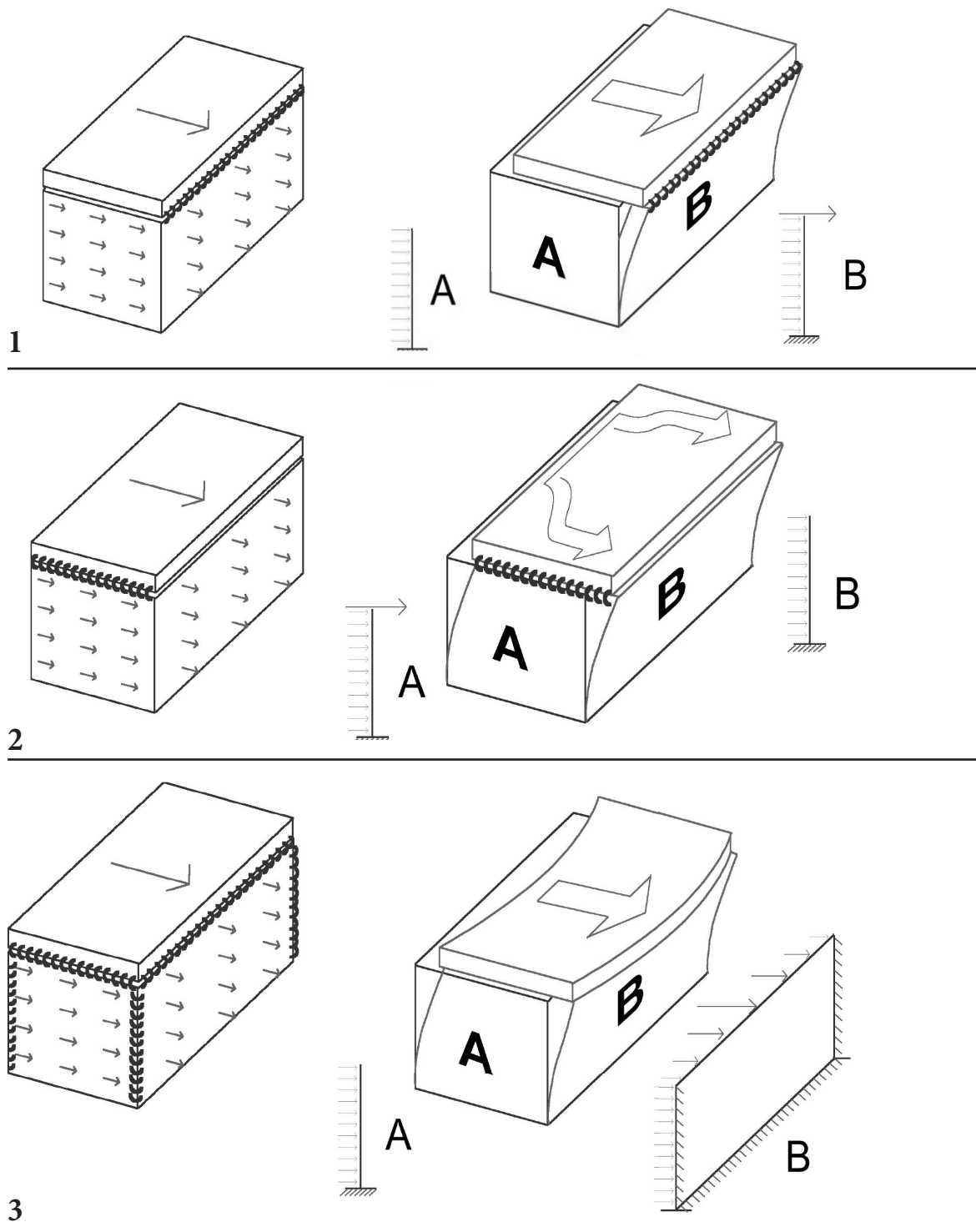


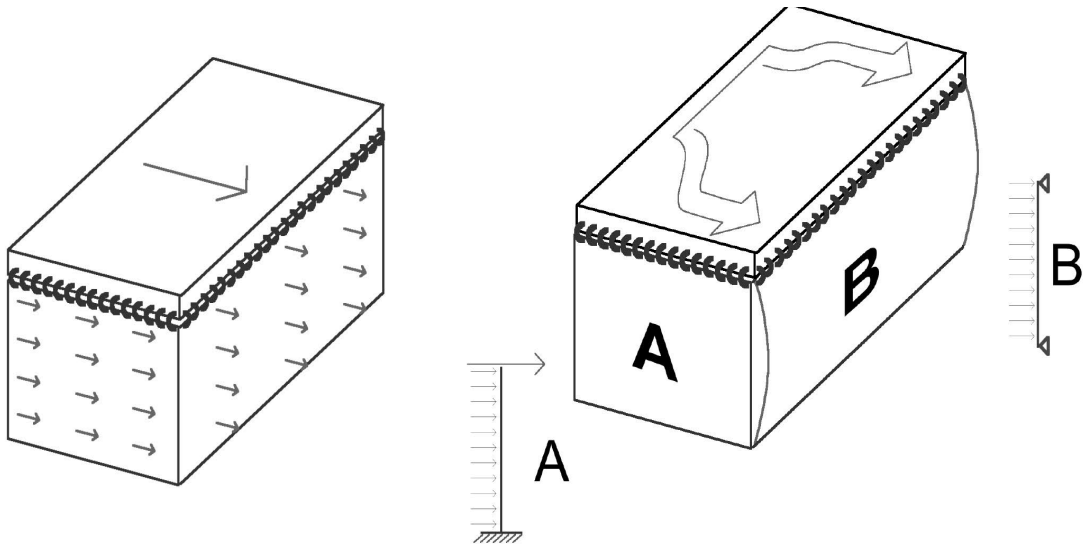
Fig 4.13-4.14-4.15 Influenza degli impalcati: Caso 1, Caso 2 e Caso 3

Si riportano di seguito alcuni casi di comportamento strutturale di celle murarie, al variare delle caratteristiche degli orizzontamenti e delle condizioni di vincolo tra le murature.

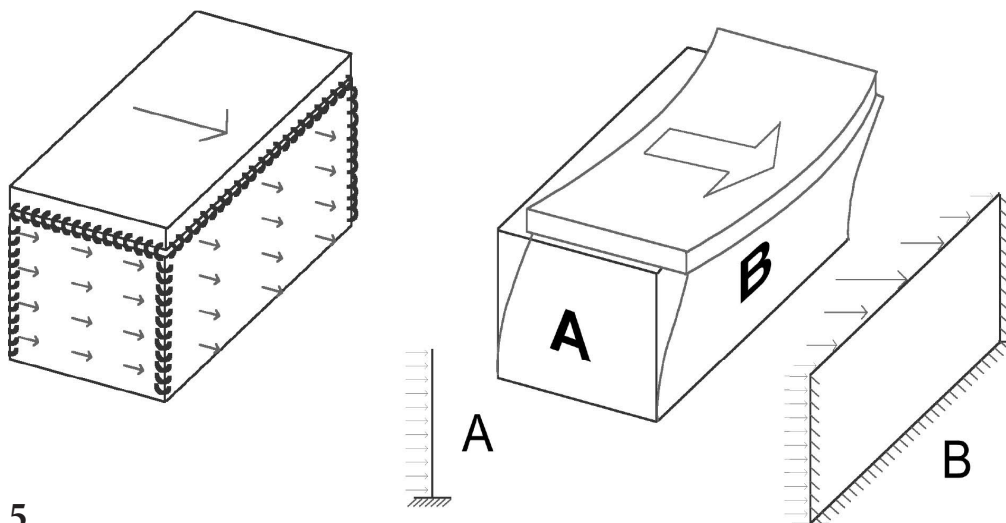
- Caso 1: Il solaio rigido è connesso con la parete sulla quale insiste, l'ammorsamento tra le pareti è carente. Sotto azioni sismiche il solaio scorre nel suo piano e scarica le azioni orizzontali sulle pareti B che vengono sollecitate in maniera perpendicolare al loro piano e assumono

un comportamento a mensola e un collasso fragile. Le pareti di tipo A sono parallele al carico sismico e sono sollecitate da azioni proporzionali alla propria massa sismica e reagiscono nel piano di maggior resistenza.

- Caso 2: Il solaio rigido è connesso con la parete parallela alla direzione del sisma, l'ammorsamento tra le pareti è carente. Il solaio scorre nel proprio piano trasferendo le azioni sismiche alle pareti A parallele al carico sismico che esibiscono grande resistenza. Le pareti B assumono un comportamento a mensola, ma sono sollecitate solo dal carico sismico proporzionale alla propria massa sismica.
- Caso 3: Il solaio flessibile è connesso con tutte le pareti e l'ammorsamento è efficace. Il solaio si deforma flessionalmente e scarica l'azione sismica in maniera disomogenea sul paramento murario B, in maniera più intensa nella zona centrale. La parete B assume un comportamento a piastra incastrata su tre lati se il rapporto tra altezza e lunghezza non è troppo elevato. La parete A si comporta a mensola sollecitata da azioni sismiche proporzionale alla propria massa sismica.



4



5

Fig 4.16-4.17 Influenza degli impalcati: Caso 4, Caso 5

- Caso 4: Il solaio rigido è connesso con tutte le pareti, ma l'ammorsamento non è efficace. In questo caso la parete A è sollecitata a mensola da forze sismiche proporzionali alla propria massa sismica e al carico indotto dal solaio, mentre la parete B assume un comportamento semplicemente appoggiato, sollecitato da un carico distribuito di forze orizzontali proporzionali alla propria massa sismica.
- Caso 5: Il solaio rigido è collegato a tutte le pareti che sono ben ammorsate tra loro. La condizione è particolarmente efficace con la parete A sollecitata a mensola da azioni sismiche indotte dalla propria massa sismica e dai carichi indotti dal solaio. La parete B viene sollecitata da azioni sismiche proporzionali al peso proprio e assume una condizione a piastra incastrata su tutti i lati.

In generale, si può affermare che la risposta sismica di una struttura può essere valutata in vari step. Trascurando i fenomeni di disgregazione della tessitura muraria, una prima fase dell'analisi sismica deve osservare la possibile insorgenza di meccanismi locali e la risposta localizzata dei paramenti murari. Solamente una volta esclusi i meccanismi di I modo, si può procedere ad un'analisi sismica globale, che tenga in considerazione esclusivamente il comportamento nel piano delle pareti.

Varie sono le tipologie di analisi che possono essere svolte, di tipo statico e dinamico, lineare e non lineare, ma in tutti i casi si necessita di una modellazione approfondita e rappresentativa del comportamento reale sotto il sisma.

Caratteristiche di regolarità

Ulteriori considerazioni utili ad una corretta comprensione del comportamento sismico di strutture, di qualsiasi tecnologia, sono legate alle caratteristiche di regolarità in pianta o in altezza.

Una corretta risposta sismica richiede determinate caratteristiche di semplicità e regolarità strutturale che si ottengono con una efficace distribuzione spaziale degli elementi strutturali in termini di resistenza e rigidezza. Queste caratteristiche garantiscono dei corretti percorsi di scarico dei carichi verticali e orizzontali e riducono le incertezze insite nelle fasi di modellazione ed analisi.

In generale una distribuzione planimetrica omogenea degli elementi resistenti, evita che si creino zone di sovratensione e deformazione elevata, e induce la coincidenza di centri di massa e rigidezza. Si garantisce una risposta disaccoppiata dei modi principali di vibrare che sono traslazionali e di conseguenza le azioni sismiche inducono moti traslazionali.

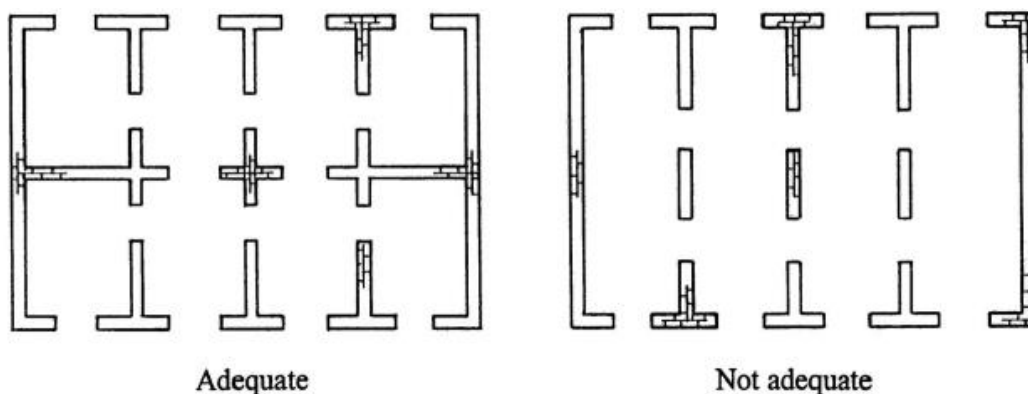


Fig. 4.18 Condizioni di regolarità in pianta da Tomazevic 1999

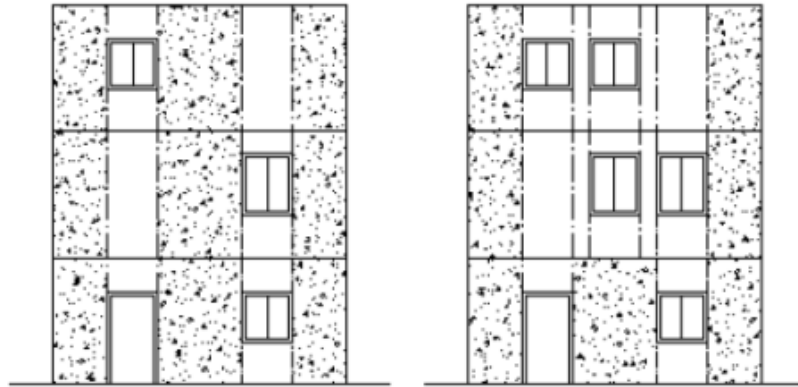


Fig. 4.19 Condizioni di regolarità in altezza

Le caratteristiche di massa e rigidezza devono essere distribuite equamente per ottenere una risposta traslazionale nelle due direzioni. Se questo avviene, si sollecitano i controventi nel loro piano di maggiore resistenza a taglio, e si evitano torsioni indotte che provocano rotazioni dell'impalcato e incrementano le sollecitazioni di taglio sugli elementi strutturali, in particolare per quelli più lontani dal centro di rigidezza.

La normativa italiana fornisce dei criteri, affinché una costruzione di qualsiasi tipologia strutturale, venga definita regolare in pianta o in altezza (cfr. §7.2.2) e introduce dei vantaggi se tali prescrizioni sono rispettate.

Nella definizione degli aspetti specifici delle strutture miste, un ruolo chiave hanno le campagne di osservazione post-sisma, in quanto esse offrono una sperimentazione reale e sono utili alla conferma dei dati ottenuti da analisi e modellazioni strutturali.

Prima considerazione può essere svolta nei confronti degli orizzontamenti, in riferimento agli edifici in muratura che sono stati soggetti a trasformazioni che prevedono la sostituzione dei solai lignei antichi o delle volte con orizzontamenti in laterocemento o a soletta portante nervata o meno.

Sebbene è stato evidenziato come la presenza di un orizzontamento rigido faciliti la distribuzione degli sforzi di taglio sui paramenti di competenza, si osserva come in realtà, molte volte l'inadeguatezza dei paramenti murari a sostenere i carichi ingenti introdotti dagli orizzontamenti in laterocemento induca a comportamenti sfavorevoli.



Fig. 4.20 e 4.21 Edifici in cui il danno nel piano è concentrato nei maschi murari o in maschi e fasce murarie a Rovereto sulla Secchia (sisma Emilia 2012)

In casi di paramenti murari fatiscenti, la presenza di solai molto rigidi induce meccanismi di disgregazione della tessitura muraria o meccanismi di ribaltamento di I modo sulle murature perimetrali. Quest'ultimo fenomeno avviene in casi di cattivi ammassamenti alle murature trasversali o in cui i solai sono solamente poggiati sui muri di competenza, senza che siano realizzati cordoli di collegamento che ne migliorino la connessione ai muri trasversali. Inoltre, la mancata realizzazione di cordoli che distribuiscano il carico sulla superficie intera dei paramenti induce sforzi normali eccentrici sui paramenti murari che subiscono parzializzazioni.

In condizioni di nuove edificazioni di edifici in struttura mista la presenza di solai rigidi, ben ammassati alle murature di competenza tramite la costruzione di cordoli armati apporata, invece, numerosi vantaggi alla risposta sismica di strutture con paramenti murari verticali in muratura.

4.2 Aspetti specifici degli edifici in struttura mista muratura-c.a.: studi numerici e sperimentali

Dopo le considerazioni appena svolte sulla risposta dei sistemi in muratura generici, si ritiene opportuno proporre un quadro conoscitivo circa gli studi scientifici svolti sul comportamento degli edifici misti. Si può affermare che lo studio della risposta sismica di edifici mista muratura-c.a., oggi, rappresenta ancora un punto di debolezza nella letteratura scientifica.

Di seguito, si riportano alcuni studi scientifici che hanno indagato sul tema, ma si osserva che molti dei risultati ritrovati non sono rappresentativi della globalità dei casi, a causa della grandissima varietà delle caratteristiche di tale patrimonio, sia in termini di tipologia degli elementi in c.a. introdotti, sia in termine di grandezze meccaniche del calcestruzzo armato.

Inoltre, nella trattazione seguente la tipologia di edifici misti in muratura confinata verrà trascurata, poiché queste tipologie di edifici sono caratterizzate da specificità diverse dalle altre classi di edifici misti in quanto il ruolo degli elementi in calcestruzzo armato è prevalente rispetto a quello degli elementi murari.

4.2.1 Studi numerici

Tra gli studi basati su modellazione numerica si cita l'esperienza di Casoli del 2007 che propose lo studio di un primo modello di edificio in muratura perimetrale non rinforzata, con pilastri interni; e di un secondo con setti di rinforzo in calcestruzzo armato. I risultati mostrano che l'intervento di introduzione di setti modifica completamente il comportamento strutturale e, in casi in cui i setti siano progettati per azioni sismiche, possono essere un sistema di miglioramento del comportamento sismico molto efficace.

Cattari e Lagomarsino (2013) hanno eseguito analisi statiche non lineari su edifici misti per lo studio dei sistemi di rinforzo storici per edifici in muratura ordinaria.

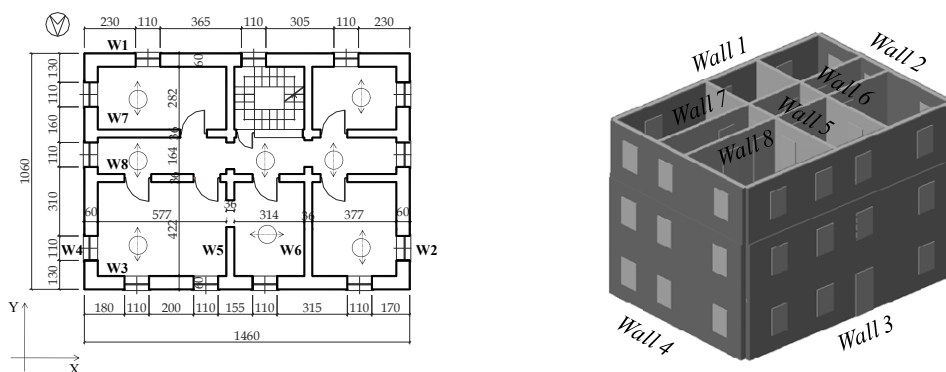


Fig. 4.22 Esperienza di Cattari e Lagomarsino, 2013

Tra i vari modelli proposti, uno di essi proponeva la sostituzione dei muri interni con telai in calcestruzzo armato non progettati sismicamente, e opportunamente connessi alle murature perimetrali.

I risultati mostrano che l'introduzione dei sistemi in calcestruzzo armato provoca un forte aumento di rigidità della risposta strutturale, ma che a causa della mancata progettazione in duttilità i sistemi a telaio presentano un esiguo valore di spostamento ammissibile, rispetto ai sistemi in muratura ordinaria perimetrali; di conseguenza lo spostamento ammissibile dell'intera costruzione diminuisce. Si osserva come la risposta sismica di sistemi in muratura ordinaria può essere fortemente influenzata dai sistemi in calcestruzzo armato introdotti e che, il più delle volte, l'introduzione di questi elementi implica un incremento della vulnerabilità sismica. Inoltre, si nota che il miglioramento sismico avviene solo se tali sistemi sono progettati in duttilità e hanno capacità in termini di spostamento maggiore ai sistemi in muratura.

Sangirardi (2016) ha studiato il comportamento di sistemi misti muratura-c.a. tramite l'impiego di analisi statiche non lineari. In un primo caso, sono stati analizzati cinque modelli relativi ai possibili interventi avvenuti storicamente su fabbricati in muratura ordinaria. È stata studiata la risposta sismica dei singoli modelli al variare delle caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi a telaio. Le considerazioni svolte a valle delle analisi modali mostrano come l'inserimento di elementi in c.a. incrementa il periodo strutturale rispetto ai modelli privi di rinforzi e che la risposta di sistemi in muratura è più rigida dei sistemi misti.

I risultati delle analisi statiche non lineari svolte confermano la necessità di un'esecuzione di analisi non-lineari per lo studio di tali sistemi, come proposto dai codici normativi, in modo tale da valutare l'influenza variabile degli elementi in c.a. per incrementi di carico crescenti con l'aumentare delle plasticizzazioni, specialmente in casi in cui siano rispettate le prescrizioni sismiche. Per casi in cui i sistemi in c.a. non sono stati progettati ad azioni sismiche il loro contributo è molto minore rispetto ai casi in cui sono progettati in duttilità, quindi si conferma ancora l'approccio proposto dai codici normativi, che permettono di distribuire gli sforzi di taglio esclusivamente ai paramenti murari nei primi casi. In caso contrario il contributo nel caso studiato giunge fino al 30% in fase plastica.

4.2.2 Osservazioni post-sisma e studi sperimentali

Si riportano di seguito, alcuni risultati disponibili da sperimentazioni recenti riguardo la tematica degli edifici misti, sebbene si specifica che i risultati relativi ad un singolo caso studio sono affetti dalle specificità del caso, di conseguenza poco rappresentativi del caso studio proposto dal presente lavoro di tesi.

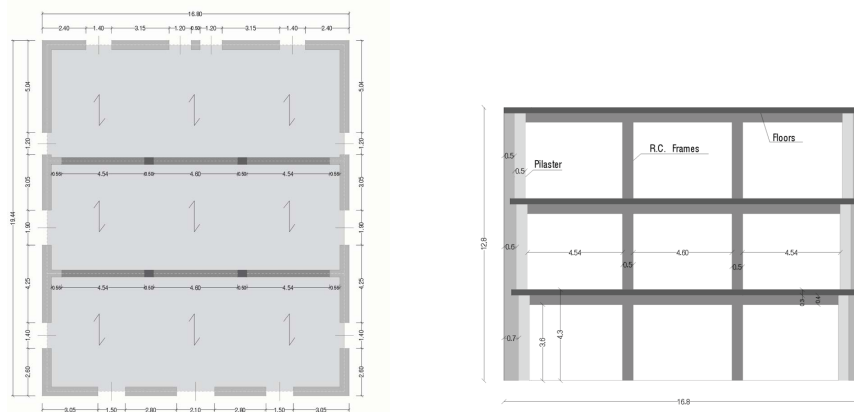


Fig. 4.23 Modello impiegato da Sangirardi, 2016

Tra le attività sperimentali condotte, si annovera l'esperienza di Tomazevic et al. (1990), che presenta una campagna di prove su tavole vibranti su edifici in muratura. Uno dei campioni presenta una struttura esterna in muratura ordinaria e un pilastro interno posto centralmente connesso alle murature da due travi. In questo caso si osserva che il contributo del pilastro era trascurabile all'aumentare della rigidezza dei muri perimetrali.

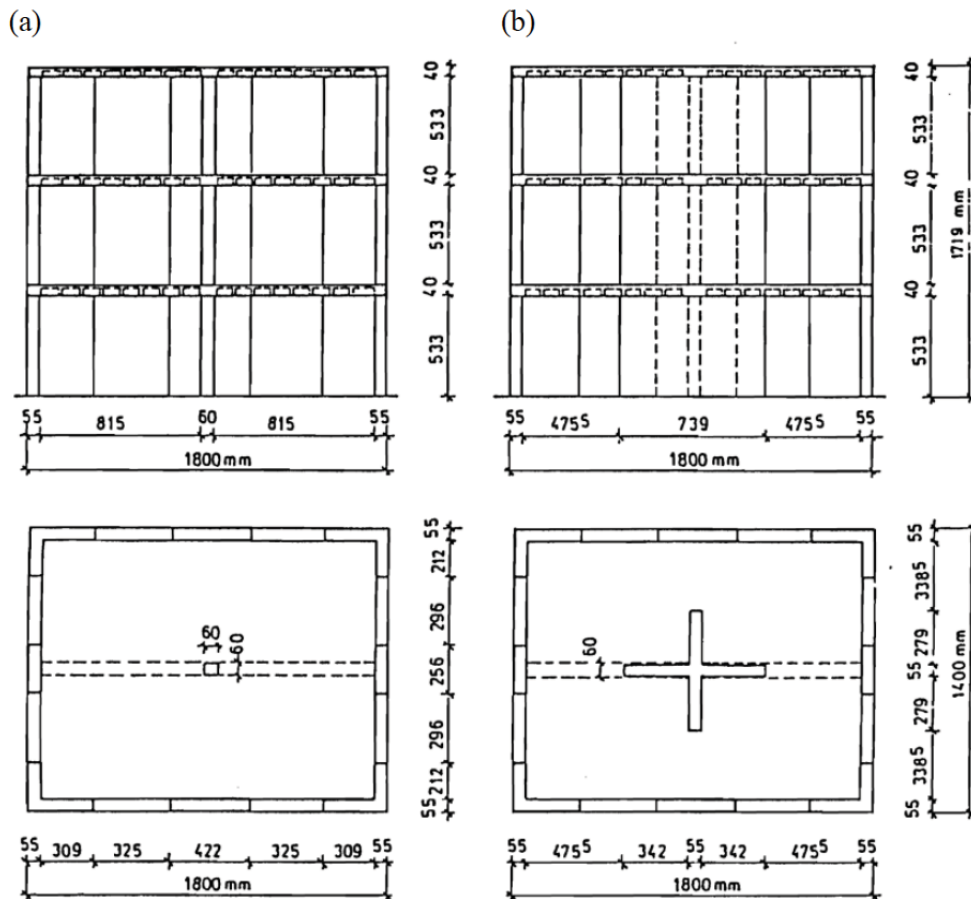


Fig. 4.24 Pianta del piano terra e dei piani superiori del modello oggetto di sperimentazione da Tomazevic, 1990: a) modello con pilastro centrale, b) modello in muratura non rinforzata

Si cita, inoltre, l'esperienza di Jurukowsky (dal 1989 al 1992), basata su prove su tavole vibranti per lo studio del comportamento sismico di edifici in muratura con un sistema a telaio in calcestruzzo armato posto al piano terra tramite modelli in scala. Dopo la valutazione di un altro modello che simula un eventuale intervento di rinforzo con l'introduzione di un setto in calcestruzzo armato continuo in altezza, si osserva l'andamento del danneggiamento in entrambi i casi. Nel primo caso i danni sulle murature si rilevano al piano terra; negli altri le plasticizzazioni sono, invece, distribuite in altezza. I benefici in termini di accelerazione massima sopportabile sono rilevanti nel secondo caso, con un raddoppiamento della PGA ammissibile.

Paparo nel 2015 partecipa ad un programma di ricerca, eseguendo prove sperimentali di tipo ciclico su modelli di edifici in struttura mista con paramenti in muratura e setti in c.a. rappresentativi di tipologie edilizie dell'Europa centrale, in scala.

I modelli simulano un edificio composto da un corpo a due piani con setti di c.a. associato ad un corpo di due piani in muratura.

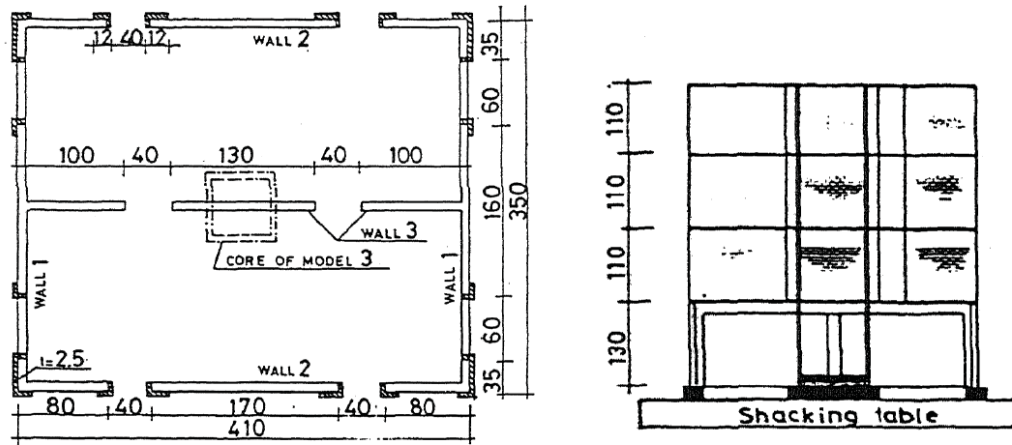


Fig. 4.25 Piano del secondo piano del modello proposto da Jurukowsky, 1992

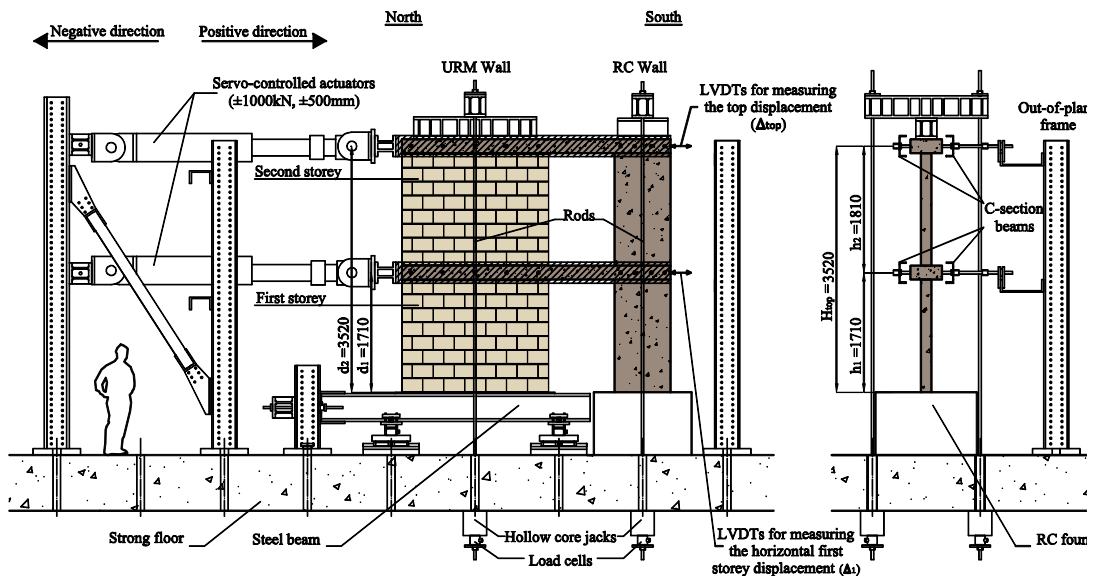


Fig. 4.26 Schema dell'esecuzione del test su edifici misti con setti in muratura e c.a. da Paparo, 2015

Con lo scopo di studiare l'interazione tra i due sistemi resistenti al fine di produrre delle linee guida efficaci per la progettazione di sistemi strutturali di questo tipo; i risultati mostrano che, alla definizione dello spostamento limite, il ruolo decisivo era assunto dalle pareti in muratura, le quali sono le prime a giungere a rottura. Di conseguenza, i setti in calcestruzzo possono essere progettati in classe di duttilità media, poiché delle riserve ingenti di duttilità non sarebbero chiamate in causa. Inoltre egli studia la risposta dei sistemi al variare dello sforzo assiale. I risultati mostrano che all'incrementarsi dello sforzo assiale i pannelli murari mostrano un decadimento dello spostamento ammissibile. Ulteriori considerazioni sono effettuate in termini di rigidità: si osserva che i setti in c.a. sopperiscono alle carenze evidenziate dai pannelli murari all'incrementarsi delle plasticizzazioni e che i danneggiamenti dei pannelli murari in questi casi non sono concentrati ai piani bassi, ma distribuiti correttamente in altezza.

Tra le analisi di indagine post-sisma, si annovera l'esperienza di Decanini et al. (2007) che analizza i danneggiamenti, su edilizia di questo tipo nel mondo nell'ambito di un programma di ricerca Reluis.

I risultati ottenuti mostrano, il più delle volte, l'impossibilità di individuare uno o più tipologie di edifici misti ricorrenti, il cui comportamento sismico è rappresentativo dell'intera popolazione, o almeno, di alcune classi tra quelle elencate nel capitolo 2, a causa delle specificità dei singoli territori e dei fattori specifici dei singoli eventi (caratteristiche del suolo, successione di moti al suolo etc.)

Una delle osservazioni più rilevanti tra i vari report è quella del terremoto di Tangshan in Cina del 28 giugno 1976 (Huixian, 2004). In questo ambito, gli edifici indagati erano caratterizzati da un involucro in muratura ed elementi in c.a. isolati all'interno privi di caratteristiche antisismiche, diffuse in Cina dopo il 1950.

Analizzando varie aree, in proporzione all'entità dell'azione sismica percepita, Decanini, sottolinea come sia possibile determinare un andamento del danneggiamento usuale: i pannelli in muratura perimetrali raggiungono i loro limiti di resistenza, di seguito le travi in c.a. tendono a comportarsi come mensole e collassano; in ultimo si verificano la rottura dei solai e dei telai interni e il collasso dell'edificio. Inoltre, i risultati mostrano che, i casi più critici sono gli edifici con il primo livello in c.a. e i piani superiori in muratura non rinforzata.

Ultimo dato riguarda, le statistiche derivanti da un rapporto relativo al terremoto di San Fernando del febbraio 1971, in riferimento ad una categoria di edifici costituiti da una struttura scatolare monopiano in muratura di mattoni o setti in calcestruzzo armato e pilastri o setti interni in c.a. o acciaio, con le coperture lignee sostenute da travi metalliche. In questi casi, i telai interni sembrano inefficaci e non influenzare il danneggiamento delle murature perimetrali, a causa della mancanza di connessione degli stessi alle murature perimetrali.

Altri report, mostrano altre tipologie di edifici misti, come nel caso del terremoto del Cile del 1985 (Flores et al.1986), dove si sono individuate tipologie edilizie miste con murature perimetrali armate e all'interno muratura confinata o telai in calcestruzzo, o in muratura confinata esterna con un nucleo interno composto da setti in c.a.. Riguardo il terremoto di Weber del maggio 1990 in Nuova Zelanda (Johnstone & Pontagoroa, 1993) si osservano sistemi in muratura perimetrale con una struttura a telaio interna, ma in questi casi decisiva è la scarsa qualità delle murature e la successione di sismi che hanno interessato in più step gli edifici.

4.3 Il comportamento sismico di edifici in struttura mista muratura-c.a.

Le considerazioni del paragrafo precedente sono propedeutiche alla comprensione del comportamento sismico di edifici in struttura mista muratura-c.a., caratterizzata da sistemi in muratura portante associati alle nuove tecnologie, in particolare per quelli che sono il prodotto della trasformazione di edifici storici originariamente in muratura ordinaria nei quali sono stati introdotti elementi resistenti in maniera isolata e non in aderenza rispetto ai paramenti murari. In questa tipologia di edifici il comportamento globale della struttura viene influenzato dagli elementi in calcestruzzo armato nei casi in cui essi siano connessi al resto dei muri di controvento tramite connessioni armate (cordoli) o orizzontamenti. Gli elementi in calcestruzzo, monodimensionali o bidimensionali, presentano caratteristiche di rigidità diverse rispetto a quelli dei paramenti murari a causa delle caratteristiche materico-meccaniche e di conseguenza modificano il comportamento strutturale globale.

In generale, la presenza di elementi resistenti di differenti tecnologie, talvolta posti anche in maniera decentrata planimetricamente, modificano le caratteristiche di distribuzione di rigidità in pianta. Ad esempio, in presenza di setti o sistemi a telaio posti centralmente al posto dei muri di spina, il comportamento strutturale globale si modifica con l'insorgenza di moti rotazionali globali.

Tale fenomeno viene enfatizzato anche nei casi in cui siano stati introdotti vani scala o vani ascensore in calcestruzzo armato.

In questi casi, si inducono irregolarità planimetriche e il sisma induce distribuzioni di sforzi di taglio disomogenei, moti torsionali e concentrazione di sollecitazione in determinati elementi resistenti.

In casi di sopraelevazioni con sistemi strutturali in calcestruzzo armato che poggiano sui cordoli dei sistemi murari sottostanti, la risposta della struttura viene fortemente influenzata dalle irregolarità in altezza e si osserva l'insorgenza di forme modali di periodo elevato di tipo rotazionale. In queste situazioni i metodi di analisi statica usuali, lineari e non lineari, risultano meno efficaci in quanto i classici profili di carico proporzionali alle masse o triangolari inversi sono poco rappresentativi del comportamento sotto sisma.

Al fine di valutare l'influenza dei rinforzi in calcestruzzo armato in maniera esaustiva, inoltre, si evince che è necessario impiegare i procedimenti di analisi non lineare, in quanto il verificarsi di plasticizzazioni e rotture al variare dei passi di carico può modificare in maniera incisiva il comportamento strutturale in base alle caratteristiche meccaniche o geometriche degli elementi a telaio o setti. È bene ricordare, che in ogni caso l'influenza degli elementi in c.a. può essere variabile in base alle caratteristiche di duttilità degli stessi, infatti, sebbene in generale la presenza di questi induce un incremento del periodo e una diminuzione della richiesta sismica, il contributo finale degli stessi dipende fortemente dalla capacità in termini di spostamento e quindi, dalla loro progettazione efficace o meno alle azioni sismiche.

4.4 Elementi strutturali secondari

La normativa italiana propone un approccio volto alla valutazione di quanto, effettivamente, la presenza dei sistemi differenti è rilevante dal punto di vista strutturale, e, se in determinati casi, si può trascurare la compresenza dei due sistemi, individuandone uno prevalente. Il modello di analisi predisposto, dev'essere determinato sulla base di queste considerazioni e, eventualmente, dell'efficacia dei collegamenti tra i due sistemi strutturali e delle loro differenze in termini di rigidezza e resistenza.

Con riferimento agli edifici misti in muratura-c.a., nei quali le membrature in calcestruzzo sono poste non in aderenza con i pannelli murari è possibile valutare l'omogeneità o meno della risposta strutturale con due modi.

Il primo modo, più semplice, ma approssimativo si basa sulla valutazione della percentuale di incidenza sulla rigidezza di ciascuno dei due sistemi strutturali rispetto al totale. Il secondo modo, più preciso si basa sulla valutazione degli spostamenti a livello di impalcato confrontando i due casi, cioè in presenza o meno di elementi in calcestruzzo armato.

- Nel primo caso si valutano la geometria e le caratteristiche meccaniche degli elementi resistenti in muratura e calcestruzzo armato e la rigidezza di ciascuno di essi. Si definisce la rigidezza totale per ciascuna direzione, considerando che i muri partecipano esclusivamente alla risposta strutturale nella direzione longitudinale di sviluppo.

Le formulazioni per il calcolo della rigidezza si riportano di seguito:

$$k_{cls} = \frac{1}{(h^3/12EJ)}$$

dove E il modulo elastico del calcestruzzo, J è il momento d'inerzia della membratura e h è l'altezza del pilastro

$$k_{mur} = \frac{1}{\left(\frac{h^3}{XEJ} + \frac{1,2h}{GA}\right)}$$

dove E il modulo elastico della muratura, G è il modulo elastico tangenziale della muratura, J è il momento d'inerzia della membratura, A è l'area della sezione del pannello resistente, X varia in base alle condizioni di vincolo dell'estremità (formulazione alla Timoshenko).

$X = 3$ se il pannello assume comportamento a mensola

$X = 12$ se viene vincolato alla rotazione in sommità

Si valutano $k_{tot,X} = \sum k_{mur,X} + \sum k_{cls,X}$ e $k_{tot,Y} = \sum k_{mur,Y} + \sum k_{cls,Y}$ e le percentuali per ogni direzione di rigidezza sviluppata da elementi in c.a. e muratura.

Se uno dei due sistemi resistenti partecipa alla rigidezza totale per una percentuale inferiore al 15%, può essere considerato secondario e trascurato dalla rigidezza globale, in questo caso la struttura viene considerata omogenea.

Il primo metodo risulta approssimativo in casi di edifici dotati di un numero di piani elevato, di conseguenza, specialmente in casi in cui le ipotesi di telaio shear-type non sono valide.

- Nel secondo caso si esegue un'analisi sismica completa e si valuta che il valore massimo del taglio assorbito dagli elementi secondari sia inferiore al 15% del totale. In questo caso, si ha la possibilità di valutare il contributo di tutti i livelli a differenza del primo caso.

In particolare la normativa attuale permette di considerare gli elementi sismici come resistenti esclusivamente a carichi verticali e trascurare la progettazione sismica in duttilità. Questo, nello specifico, può avvenire se l'elemento in questione non subisce plasticizzazioni allo SLU e se tali elementi sono in grado di assorbire le deformazioni della struttura intera soggetta ad azioni sismiche, mantenendo la capacità portante alle azioni verticali.

5. Metodi di modellazione e analisi sismica di edifici in muratura ordinaria

Nell'ambito delle costruzioni l'esigenza di voler prevedere il comportamento strutturale sotto i carichi è stata sempre presente. Si pensi che un tempo venivano impiegati modelli in scala degli edifici da realizzare, finché non sono stati introdotti dei modelli matematici più convenienti, che tentano di simulare numericamente il comportamento delle costruzioni, basati sulle teorie della scienza e della tecnica delle costruzioni. Tali procedure hanno soppiantato la modellazione fisica che avveniva un tempo, a favore di procedure di modellazione computazionale, con costi e tempi molto ridotti e possibilità di un vasto impiego.

5.1 Criteri di modellazione per edifici in muratura

I criteri che studiano il comportamento degli edifici storici sotto un'oscillazione sismica sono recenti: ancora oggi, il problema viene affrontato in vari modi, e la letteratura risulta carente di una classificazione univoca e dettagliata riguardo il gran numero di metodi di modellazione presenti. Ci sono approcci che entrano nel merito di una rigorosa soluzione dettagliata, che richiedono tempi di calcolo ingenti, così come metodi semplificati che mirano alla valutazione della risposta globale delle strutture. Tra i primi compaiono i metodi di analisi agli elementi finiti non lineari, mentre i secondi propongono una modellazione a macroelementi, elementi in cui viene scomposta la struttura, ai quali si associano le caratteristiche di non linearità.

La muratura è un materiale complesso, composto da blocchi e strati di connessione, costituite da malta, alternati secondo configurazioni svariate in base alle tecniche dei vari contesti e alle tipologie costruttive. I blocchi possono essere costituiti da vari materiali (conci lapidei, mattoni, blocchi di calcestruzzo, mattoni di argilla), i quali denotano caratteristiche fisiche e meccaniche diverse, difficili da simulare. Allo stesso modo, la malta può presentare caratteristiche differenti in base al legante e all'aggregato con cui viene prodotta (malta di calce, pozzolana, cemento). Ulteriore criticità è rappresentata dalle tecniche di posa in opera e dalla qualità degli stessi materiali, che possono variare in base alle disponibilità e alla tradizione costruttiva di un determinato territorio.

Numerose tecniche di modellazione sono state sviluppate dall'inizio degli anni '80 del secolo scorso, nel momento in cui si percepì, a seguito di gravi eventi sismici, la necessità di agire sull'esistente e di simulare il comportamento strutturale di edifici in muratura o misti.

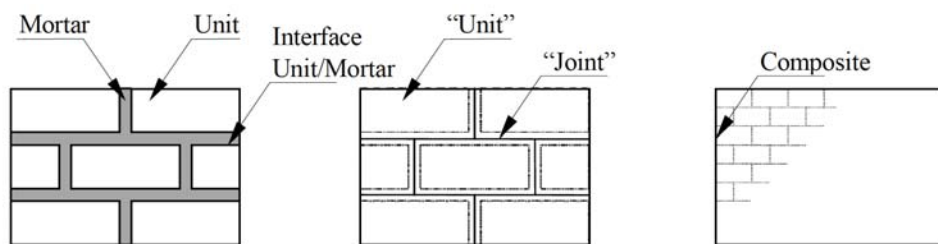


Fig. 5.1 Strategie di modellazione per strutture murarie (Laurenço et al.)

Una prima classificazione dei metodi di modellazione, si basa sul grado di accuratezza con la quale viene modellato il materiale; ad esempio, per ottenere una risposta estremamente specifica che ci informa sulla localizzazione del danneggiamento sul singolo paramento murario, si impiegano metodi di micro-modellazione dettagliata che simulano il comportamento disgiunto di malta e blocchi con elementi di connessione tra essi. Allo stesso scopo si possono impiegare metodi di micro-modellazione semplificata che invece sono basati su una modellazione dei blocchi lapidei connessi da elementi di interfaccia.

Una risposta globale dell'edificio può essere ottenuta, più convenientemente, con i metodi semplificati basati sulla macro-modellazione che considera la muratura come un mezzo unico continuo avente caratteristiche di omogeneità e anisotropia. Non si distinguono più malta e componenti lapidei e, sulla base delle caratteristiche di omogeneità indotte, si ipotizzano legami costitutivi che informano sulla risposta tensionale e deformativa, tenendo in conto le caratteristiche di entrambi i componenti. I vantaggi di questa strategia sono tempi di calcolo ridotti e una modellazione semplificata, a patto di ricevere una risposta strutturale meno dettagliata e più approssimata.

I primi metodi elencati possono essere basati su un approccio agli elementi finiti, mentre i metodi di macromodellazione permettono l'impiego di strategie più semplificate come la modellazione ai macroelementi. In particolare, quest'ultima strategia permette la simulazione della struttura scomposta in macro elementi con un telaio equivalente, ed è oggi una delle metodologie più diffuse nell'ambito dell'analisi dell'esistente.

È necessario citare anche i metodi di modellazione basati sull'analisi limite dell'equilibrio proposti dalla scienza delle costruzioni che oggi permettono di studiare i meccanismi di collasso di primo e secondo modo. L'analisi limite dell'equilibrio permette lo studio del comportamento di pareti in muratura, schematizzandole come una catena cinematica di corpi rigidi, la cui configurazione è sintetizzabile con un'unica variabile lagrangiana (lo spostamento di un punto rappresentativo). Si effettua la valutazione del moltiplicatore massimo dei carichi che induce alla soglia di attivazione del meccanismo. Tale moltiplicatore è, solitamente, espresso in unità dell'accelerazione \mathcal{G} , per il quale si verifica il collasso associato al meccanismo. Giuffrè nel 1993 ha dimostrato che tale metodo risulta efficace per la valutazione della vulnerabilità consideran-

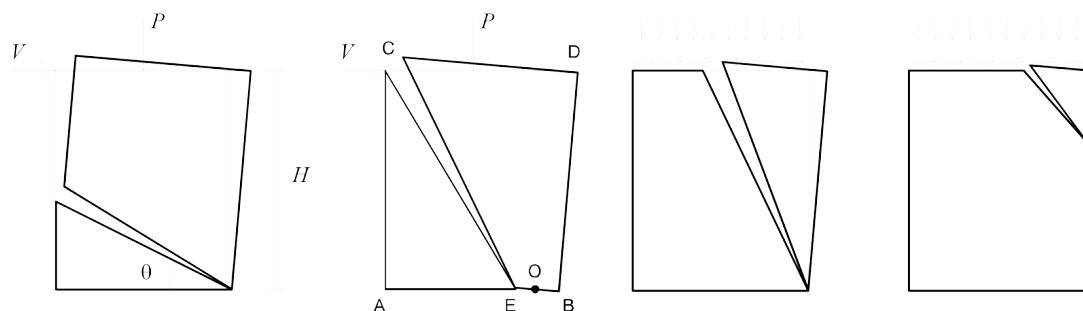


Fig. 5.2 Analisi limite: cinematici di collasso nel caso di rottura per ribaltamento (Como e Grimaldi, 1986)

do i meccanismi di I modo, Como e Grimaldi nel 1986, hanno invece dimostrato l'inefficacia del metodo per i meccanismi di II modo, per i quali, però, risulta essere eccessivamente cautelativo, sebbene idoneo per edifici storici (edifici monumentali, chiese) per i quali può essere ipotizzato un comportamento per parti.

Oggi, i nuovi metodi di modellazione sono teorizzati in maniera strettamente connessa all'impiego di analisi incrementali non lineari, tipologie di analisi particolarmente adatte alla valutazione della risposta strutturale alle azioni sismiche di strutture esistenti, perché considerano il comportamento duttile di sistemi strutturali che ricopre un ruolo chiave nell'approccio di verifica agli spostamenti proposto dai quadri normativi. Tali analisi necessitano di modelli efficaci ed elaborati che simulano il comportamento reale dell'edificio in ambito sia elastico che plastico.

Negli anni recenti l'evoluzione di tali modelli matematici è considerevole, per questo di seguito si propone un elenco dei metodi principali che offrono una base per la teoria odierna più evoluta, espressa dalla letteratura scientifica e dai codici normativi.

5.2 Metodi FEM

Una delle strategie di modellazione che permette di giungere alla simulazione del comportamento strutturale in maniera molto dettagliata, è l'approccio agli elementi finiti o FEM (Finite Elements Method). Tale metodo si è sviluppato parallelamente alla diffusione degli elaboratori elettronici attraverso la messa a punto di codici di calcolo che ne permettono un'applicazione efficace e accessibile. In generale, è basato sulla discretizzazione "a priori" di sistemi strutturali, ovvero, consistono nel modellare la struttura come un insieme di elementi poligonali (mesh) connessi in corrispondenza dei vertici, detti nodi. I carichi sono schematizzati come azioni nodali equivalenti.

Sostanzialmente si simula la struttura come un insieme di punti materiali connessi da elementi elastici. L'equilibrio del corpo continuo, che nella realtà ha un numero infinito di gradi di libertà, viene studiato tramite un numero finito di parametri lagrangiani e gli spostamenti dei nodi tra gli elementi elastici, possono essere ricavati tramite l'applicazione del classico metodo degli spostamenti. La congruenza è, invece, garantita da funzioni di forma che esprimono il comportamento interno degli elementi.

Con questo metodo di valutano gli stati di tensione e deformazione in maniera puntuale all'interno dell'elemento strutturale indagato. L'aumentare del grado di infittimento della mesh consente una soluzione sempre più dettagliata, perciò tali metodi risultano essere affidabili per edifici irregolari che presentano un elevato grado di incertezza. Talvolta, il grado di dettaglio della scomposizione in elementi finiti può essere incrementato in base alle zone dell'elemento per i quali si richiede una soluzione più o meno dettagliata. Questi metodi richiedono un onere computazionale elevato, un'elevata complessità nell'inserimento dei dati di input e un controllo complesso della soluzione fornita. La definizione dei parametri, inoltre, richiede una minuziosa conoscenza dei parametri meccanici del paramento murario, delle leggi costitutive, fino ad un livello non esplicitamente contemplato dalla normativa. Si dovrebbero impiegare approfondite analisi sperimentali per ottenere il valore di parametri che portano al calcolo degli spostamenti limite e all'individuazione dei meccanismi di collasso.

I risultati di un'analisi su un modello FEM sono mappe che mettono in luce il livello tensionale localizzato. È bene affermare, come si vedrà in seguito, che in casi di pannelli murari, il livello di tensione in punto superiore al valore limite non rappresenta la rottura, in quanto i criteri di resistenza degli elementi murari dipendono dai valori delle caratteristiche delle sollecitazioni e non hanno una corrispondenza diretta con lo stato tensionale. Quest'assunto nasce dalla considerazione che un superamento della tensione limite in maniera localizzata costituisce un danneggiamento localizzato lontano dal definire una condizione di collasso.

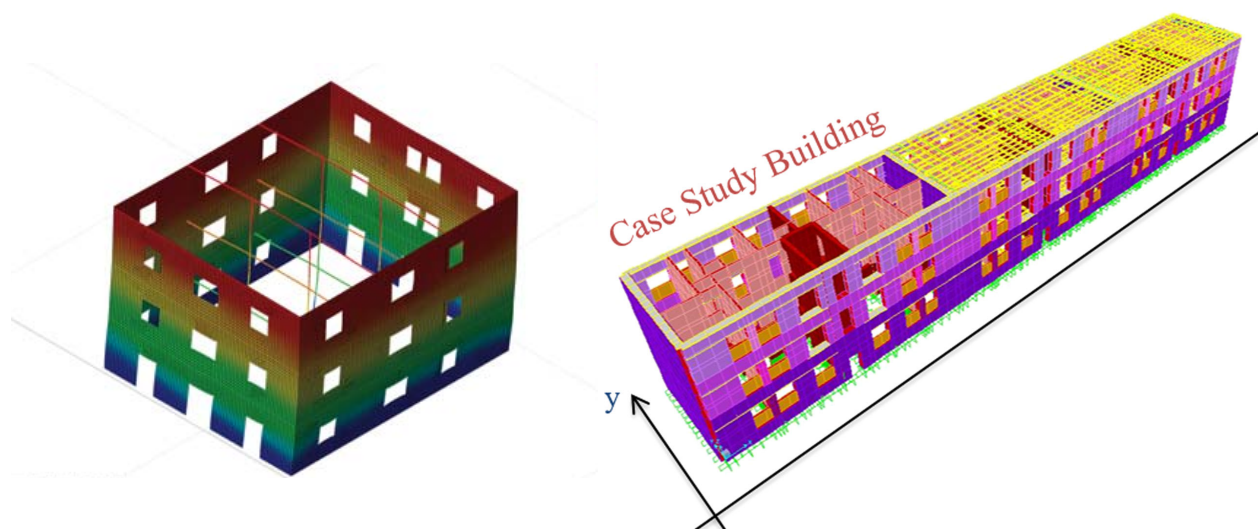


Fig. 5.3 Modellazione FEM eseguita con il codice di calcolo Diana da Sangirardi 2016, su un edificio in struttura mista-c.a.;
 Fig. 5.4 Modellazione FEM di un aggregato edilizio svolta da Ferrito, 2016, tramite il codice di calcolo SAP2000.

La norma segue quest'approccio e, infatti, non obbliga a controlli tensionali, ma fornisce dei valori limite di resistenza per pannelli murari in case a meccanismi di collasso definiti. Si capisce, che un approccio FEM richiederebbe l'integrazione delle tensioni su una determinata sezione per giungere a delle sollecitazioni da confrontare con quelle limite proposte dai quadri normativi. Al fine di ridurre l'onere computazionale, si sceglie, abitualmente, di impiegare metodi che forniscono più sinteticamente "l'effetto medio" espresso in termini di sollecitazioni sull'elemento maschio o fascia per valutarne la compartecipazione alla resistenza strutturale.

5.3 Metodi di modellazione a macroelementi

I metodi di modellazione ai macroelementi sono i più semplici e hanno avuto un'ampia recente diffusione a causa dell'estrema convenienza in termini di onere computazionale, e controllo dei risultati, sebbene forniscano soluzioni meno dettagliate dei metodi FEM. Sono strategie che si pongono l'obiettivo principale di valutare una risposta globale della struttura e, a tale scopo, sono in grado di considerare deformazioni in campo elastico e plastico.

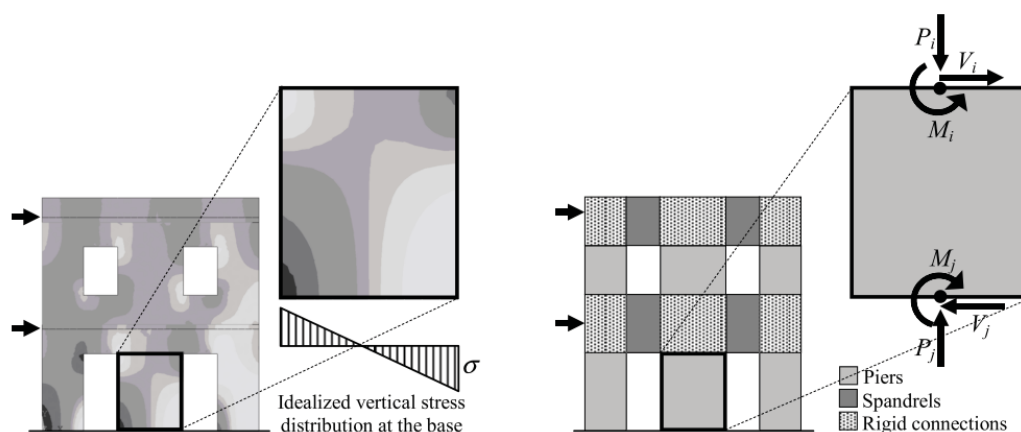


Fig. 5.5 Differenti strategie di modellazione per le pareti murarie (Calderini)

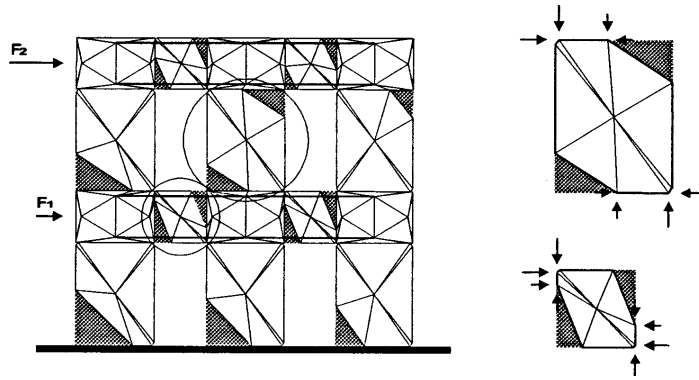


Fig. 5.6 Macromodellazione ad elementi bidimensionali (D'Asdia e Viskovic, 1994)

Tali metodi si basano sulla discretizzazione delle pareti murarie, in base alla distribuzione delle aperture, in macroelementi atti a simulare il comportamento dei pannelli murari reciprocamente connessi. Un macroelemento può essere inteso come una sorta di elemento finito, rappresentativo del comportamento di un pannello murario che al proprio interno contiene i legami costitutivi che permettono di valutare i valori limiti di resistenza. Sono numerosi i metodi di questo tipo sviluppati da ricercatori che hanno tentato di simulare il comportamento reale degli edifici in muratura e la maggior parte di essi derivano da osservazioni effettuate sui quadri lesionativi indotti da un sisma in un determinato contesto.

Ci sono modelli basati su macroelementi bidimensionali e monodimensionali. Nei primi si considera la scomposizione della parete forata in elementi finiti bidimensionali tozzi, dotati di comportamento non lineare o schematizzati come bielle. In questi metodi, si considera esclusivamente il comportamento monolatero del materiale muratura, ovvero che la resistenza a trazione sia trascurabile. Tale considerazione può essere estesa a tutto l'elemento o riferita a giaciture particolari (ad esempio per i giunti di malta). Tali condizioni hanno indotto lo sviluppo di tecniche di modellazione basate su particolari modificazioni sulla geometria degli elementi del modello rispetto alla realtà, trascurando le zone soggette a trazione (D'Asdia e Viskovic, 1994), o inducendo specifiche considerazioni sui campi di sforzi (Braga e Liberatore, 1990). Si adottano solitamente legami costitutivi elastici lineari sforzo-deformazioni nelle parti compresse per controllare i casi in cui la crisi viene indotta per raggiungimento del valore di resistenza a compressione. Viene contemplata anche la crisi a taglio, in questi casi l'ipotesi di non resistenza a trazione non è cautelativa. Solitamente, raggiunta la soglia di resistenza, l'analisi viene stoppata.

Tra i primi metodi a macroelementi monodimensionali teorizzati si elencano i modelli a biella o puntone proposti da Calderoni et al. tra il 1987 e 1989, o a geometria variabile, che considerano l'intera parete muraria schematizzata con elementi biella rappresentativi della parte reagente dei singoli pannelli, dotato di inclinazione e rigidità proprie. Con le plasticizzazioni che insorgono all'aumentare dei carichi, tali caratteristiche vengono modificate e la crisi avviene per schiacciamento del puntone o per configurazione limite di equilibrio.

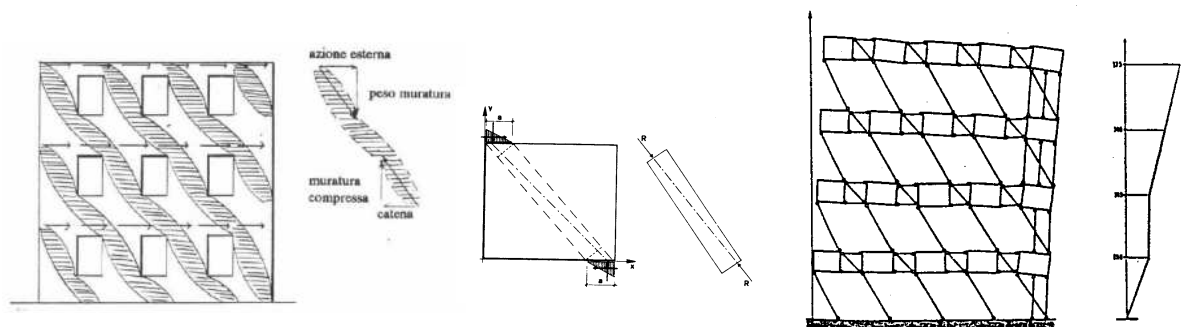


Fig. 5.7 Identificazione delle bielle compresse in una parete e modellazione a bielle equivalenti (Calderoni, 1987)

Un'altra categoria tra i sistemi di modellazione a macroelementi monodimensionali, comprende le strategie basate sull'idealizzazione di pareti murarie in telai equivalenti. Tale metodologia assume una più ampia diffusione, anche a seguito delle disposizioni legislative (a partire dal O.P.C.M. 3274/2003), che la indicano come metodo di riferimento ancora oggi.

In origine, negli anni '80, queste metodologie erano basate sull'analisi del singolo piano, ma negli ultimi anni gli sviluppi dell'ingegneria sismica hanno introdotto forti innovazioni che permettono lo studio basato su modelli a macroelementi delle intere pareti estese in altezza, le quali vengono assimilate a telai equivalenti composti da elementi deformabili (maschi murari e fasce di piano) e rigidi (porzioni in muratura esenti solitamente da danneggiamento).

Le intere pareti murarie vengono scomposte in macroelementi, elementi verticali, maschi murari, e orizzontali, fasce di piano. La scomposizione avviene sulla base dell'organizzazione delle aperture e dell'osservazione dei danneggiamenti post-sisma: i maschi sono i pannelli murari che si estendono ai lati delle aperture, le fasce sono gli elementi che li collegano, comprese nella porzione di parete soprastante le aperture. Questi elementi sono quelli deformabili che subiscono il danneggiamento in occasione di eventi sismici e sono connessi da nodi rigidi, porzioni in muratura esenti solitamente da rotture e fessurazioni.

I metodi a telaio equivalente fanno uso della teoria delle travi per il calcolo di pareti in muratura, poiché entrambi gli elementi definiti vengono assimilati ad elementi trave monodimensionali. Nella storia le variazioni di questi metodi di modellazione sono stati vari, in base alle ipotesi che si introducono per ben simulare il comportamento reale della parete, ad esempio si possono introdurre valori di rigidità ridotti per tenere conto delle fessurazioni, o delle parzializzazioni delle sezioni (F. Braga e M. Dolce, 1982), oppure si possono considerare legami sforzo-deformazioni elasto-plastici perfetti (Tomazevic, 1977).

Ogni macroelemento è dotato di un legame costitutivo che considera le non-linearità del comportamento ed è costituito da zone in cui può avvenire danneggiamento, rottura, rotazione o scorrimento. Varie sono state le teorizzazioni nella storia e hanno fatto sì che tali metodi consentissero analisi non-lineari incrementali di singole pareti o di modelli tridimensionali.

Usualmente, queste strategie considerano solo i meccanismi di resistenza nel piano. Nella modellazione tridimensionale, le pareti bidimensionali, così schematizzate in telai equivalenti, vengono associate a elementi a membrana che simulano i solai che possono essere dotati o meno di rigidità finita nel piano e collaborano alla trasmissione delle azioni orizzontali.

5.3.1 Maschi e fasce soggetti ad azioni sismiche

I meccanismi di danneggiamento nel piano della muratura si possono analizzare a valle delle osservazioni post-sisma. Come già accennato, il comportamento di una parete in muratura può essere indagato sulla base di una scomposizione della stessa in pannelli che in generale sono interessati dal danneggiamento: pannelli murari verticali (maschi murari) e le travi di accoppiamento in muratura (fasce di piano) connessi da nodi rigidi in genere esenti dal danneggiamento.

Maschi murari soggetti ad azioni sismiche

I maschi murari costituiscono gli elementi efficaci ai carichi sismici e sono stati oggetto di numerose sperimentazioni, grazie alle quali è stata descritta, la risposta alle azioni nel piano, elastica e post-elastica.

Il problema della risposta sismica di un maschio è stato affrontato sperimentalmente da An-thoine et al. (1995) impiegando due configurazioni limite rappresentative del comportamento reale di tali elementi.

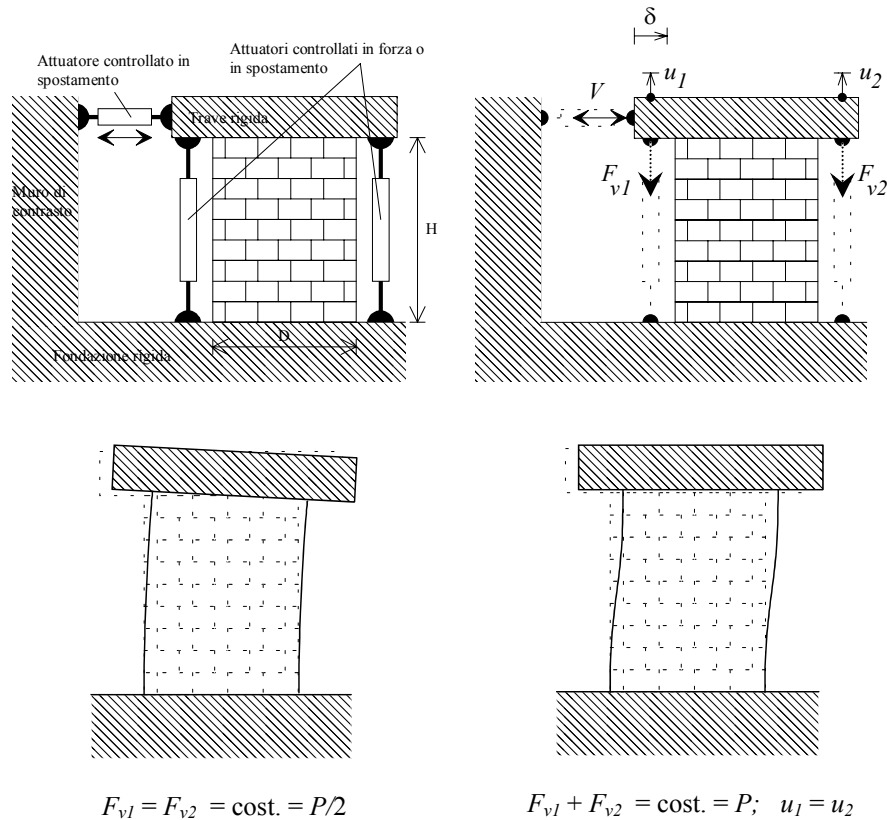


Fig. 5.8 Tipiche configurazioni di prova di pannelli murari.

- La prima configurazione induce uno sforzo di compressione costante e centrato sul pannello e uno spostamento ciclico in sommità che introduce uno sforzo tagliante tramite una traversa che permette la rotazione dell'estremità superiore del maschio murario distribuendo gli sforzi in maniera omogenea.
- La seconda configurazione prende in considerazione una condizione di incastro per l'estremità superiore del maschio murario. Le risultanti di compressione avranno eccentricità uguale e opposta tra le due basi, e varieranno al variare del carico tagliante.

Tramite il tracciamento di curve taglio-spostamento, si rilevano alcuni fondamentali tipi di collasso:

- Rottura per tensioni normali o per pressoflessione: ribaltamento e schiacciamento della zona compressa della muratura nelle zone esterne per superamento della resistenza limite a compressione.
- Rottura a taglio-scorrimento: si instaura un meccanismo di scorrimento tra due porzioni di pannello lungo linee di frattura orizzontali (riscontrabile frequentemente lungo i giunti di malta di murature a conci regolari).
- Rottura a taglio-trazione: si manifesta con fessurazioni diagonali estese sulla superficie del pannello, di maggiore ampiezza nella zona centrale. Possono riguardare i conci o i giunti di malta in base alla loro resistenza relativa e allo sforzo di compressione applicato.

Il primo è un meccanismo di rottura duttile e si verifica più frequentemente in presenza di pannelli di maschio snelli, mentre i meccanismi di rottura per taglio sono più fragili e caratterizzano i pannelli tozzi. I diagrammi di seguito mostrano come in entrambi i casi la risposta sia

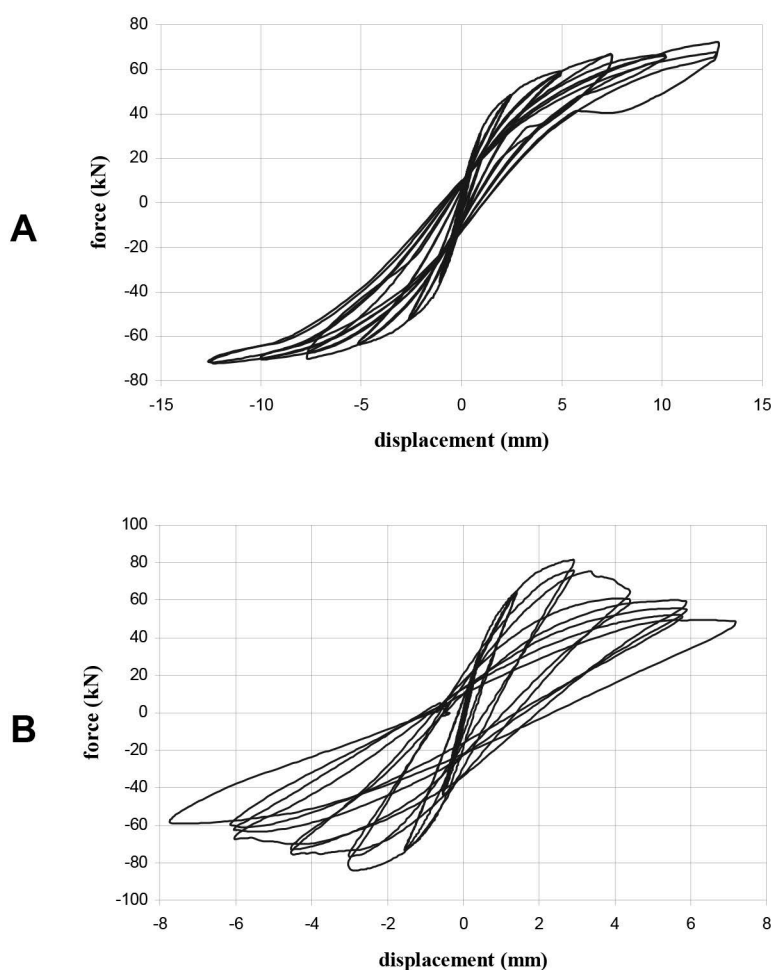


Fig. 5.9 Risposta ciclica di pannelli soggetti a prova secondo la procedura di figura 5.8 (Anthoine et al., 1995). Caso A: rottura per ribaltamento. Caso B: rottura per taglio con fessurazione diagonale.

comunque non lineare: nei casi di pressoflessione, a causa della parzializzazione della sezione che si manifesta a causa della trascurabile resistenza a trazione della muratura, e nelle rotture a taglio, a causa del manifestarsi delle fessurazioni e delle forze di attrito.

Si osserva come in maniera molto approssimabile il comportamento dei maschi murari sia schematizzabile individuando un legame basato sulla resistenza del pannello, intesa come valore limite di resistenza a taglio (V_{max}), sulla deformabilità del tratto elastico ($V < V_{max}$) e quella del tratto plastico ($V_{max} < V$).

Resistenza dei maschi murari

Per caratterizzare il comportamento del macroelemento, è necessario definire un criterio di resistenza per ogni meccanismo di rottura possibile.

- Resistenza a presso-flessione o ribaltamento

Il comportamento a pressoflessione può essere studiato idealizzando il maschio murario con un puntone ideale che evidenzia la parte reagente del materiale del pannello soggetto a sforzo normale e tagliante. L'asse del puntone ideale è costituito dalla congiungente dei punti di applicazione delle risultanti sulle estremità, e le estremità hanno ampiezza su ciascuna base coincidente con la lunghezza attiva della sezione reagente data dall'ampiezza dei diagrammi di compressione.

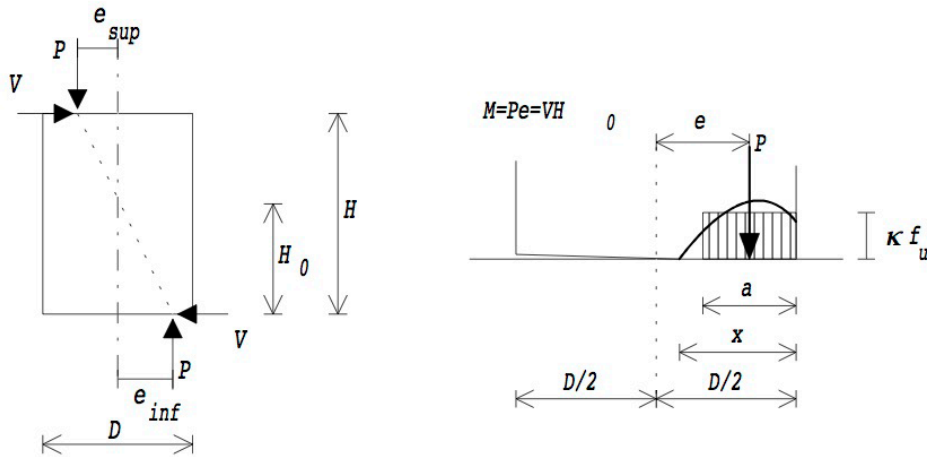


Fig. 5.10 Calcolo semplificato della risposta a pressoflessione del pannello murario

Il comportamento a pressoflessione varia in base alle condizioni di vincolo all'estremità superiore del maschio e in base al punto di applicazione della risultante di compressione sulle basi: se il punto di applicazione sarà interno al nocciolo centrale di inerzia avremo sezioni interamente reagenti, se risulta esterno avremo sezioni parzializzate. Il problema può essere affrontato in maniera approfondita, ricavando domini di resistenza a limite elastico o plastico, per ciascun caso evidenziato (cfr. Il calcolo sismico di edifici in muratura, N. Augenti). In questo ambito si riporta una trattazione semplificata.

La crisi per pressoflessione avviene per superamento della resistenza a compressione della parte compressa di una sezione di estremità e si manifesta in generale con una serie di fessurazioni verticali, sintomo del fenomeno di schiacciamento dirette lungo le isostatiche di compressione. Per semplicità si descrive il comportamento a pressoflessione in ipotesi di peso proprio trascurabile, in condizione di plasticizzazione (ovvero impiegando un legame costitutivo stress-block sulle due basi) e si pone $|e_{inf}| \geq |e_{sup}|$. Il valore limite di V_{max} corrisponde alla condizione di superamento del valore limite di compressione nella parte compressa all'estremità inferiore dell'elemento.

$$V_{max} \cdot H_0 = P \cdot e_{inf} = M_U = \frac{P \cdot D}{2} \left(1 - \frac{p}{\kappa \cdot f_u} \right)$$

D è la lunghezza della sezione trasversale del maschio

$p = \frac{P}{Dt}$ è lo sforzo di compressione medio sulla sezione trasversale

t è lo spessore della sezione trasversale

f_u è la resistenza a compressione della muratura

κ è un coefficiente che tiene conto della distribuzione degli sforzi nella zona compressa

Il valore di taglio ultimo sarà ottenuto come $V_u = M_u / H_0$.

In base ai casi elencati in precedenza, ovvero al variare delle condizioni di vincolo della base superiore varia l'altezza H_0 definita come distanza tra la sezione di base e quella di momento nullo, in particolare nella condizione di doppio incastro coincide con $H/2$, in casi di comportamento a mensola coincide con H .

Il codice normativo italiano presenta la formula di seguito (al §7.8.2.2.1) che può essere ricavata dalla formula precedentemente esposta, ed è impiegata per verifiche a pressoflessione per sezioni rettangolari.

$$M_u = \left(\frac{B^2 s \sigma_0}{2} \right) \left(1 - \frac{\sigma_0}{k f_d} \right) \Rightarrow V_f = \left(\frac{B^2 s \sigma_0}{2 H_0} \right) \left(1 - \frac{\sigma_0}{k f_d} \right)$$

B è la larghezza della parete

s è lo spessore della parete

$\sigma_0 = P/lt$ è la tensione normale media riferita all'area totale della sezione, se P è di trazione

$M_u = 0$

$k = 0,85$

$f_d = f_m / (\gamma_m FC)$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura, in casi di esistente opportunamente ridotta per FC.

Data la dipendenza del momento ultimo a pressoflessione dallo sforzo normale può essere ricavato il dominio di resistenza che assumerà forma parabolica. Il momento massimo si evidenzia valutando il valore di N al quale la derivata $M'_u = 0$. Tale condizione si evidenzia ad un valore di N pari alla metà del valore di sforzo normale centrato (al quale $M_u = 0$).

- Resistenza a taglio-trazione

La rottura a taglio-trazione può avvenire per superamento della resistenza a trazione del materiale, con conseguente perdita della continuità della compagine interna nel pannello murario. Il fenomeno è segnalato dalla presenza di fessurazioni diagonali che possono interessare i conci o la malta, e si diramano a partire dal centro del pannello dove gli sforzi di trazione dovuti al taglio sono massimi.

Il criterio di resistenza adottato prende in considerazione le tensioni principali e consiste nel limitare la tensione limite di trazione: il valore di V_{max} di un pannello soggetto a sforzi normali costanti e taglianti è assunto come il valore al quale si supera la resistenza a trazione del materiale e insorge la classica fessurazione diagonale.

Numerose sono le trattazioni scientifiche che hanno indagato sul comportamento a taglio-trazione del pannello murario.

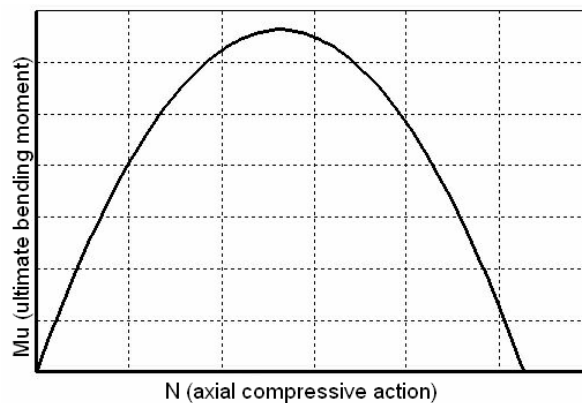


Fig.5.11 Dominio di rottura a pressoflessione

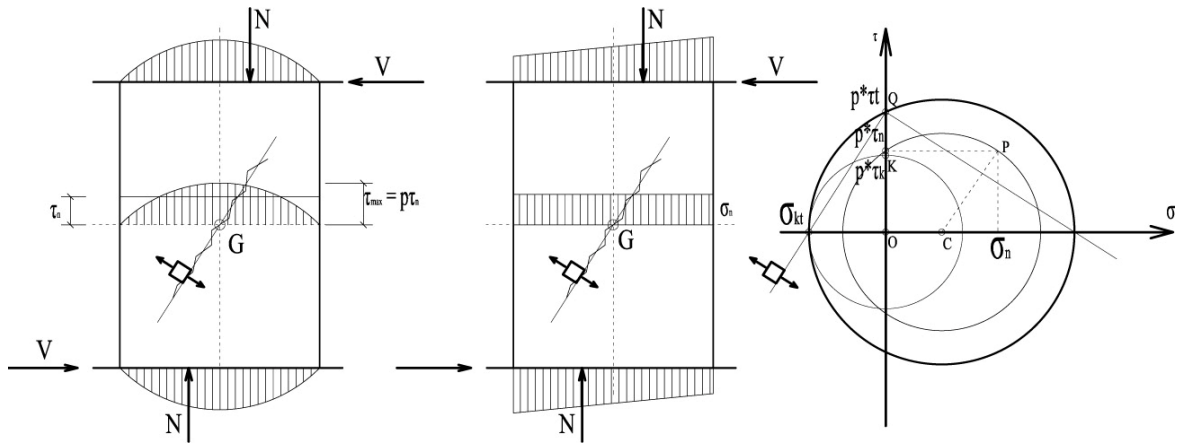


Fig. 5.12 Comportamento a taglio-trazione per pannelli murari

In generale, si assume che lo sforzo tagliante induca delle tensioni tangenziali che raggiungono il valore massimo nel baricentro del pannello il cui valore massimo è

$$\tau_{max} = p \cdot \tau_n$$

τ_n è il valore medio della tensione tangenziale indotta dallo sforzo tagliante, p è un coefficiente che sintetizza la distribuzione delle tensioni tangenziali sulla sezione di baricentro del pannello murario che varia sia con la geometria del pannello che con le condizioni di sforzo.

Uno dei criteri più impiegati è il criterio di resistenza di Turnšek e Cacovic, ricercatori slavi che hanno studiato il problema nel 1971, essi hanno posto come valore del coefficiente di distribuzione $p = 1,5$, valore rappresentativo del comportamento reale dei pannelli murari. Supportati da numerose sperimentazioni, hanno confermato la validità delle loro ipotesi.

Essi hanno trascurato l'anisotropia del materiale e hanno stabilito che la crisi per taglio avviene per superamento di un singolo parametro, cioè il valore di resistenza a trazione della muratura definita come f_{td} , valore limite dello sforzo di trazione supportabile dal materiale.

Le sollecitazioni indotte da uno sforzo normale e una sollecitazione tagliante, in corrispondenza della sezione baricentrica saranno date da una tensione normale media di compressione $\sigma_n = N/(B \cdot s)$ e una tensione tangenziale massima $\tau_{max} = p \cdot \tau_n = p \cdot V/(B \cdot s)$, con

$$\begin{cases} p = 1,5 \text{ per } h/d \geq 1,5 \\ p = 1 \text{ per } h/d \leq 1,5 \\ p = h/d \text{ per } 1 < p < 1,5 \end{cases}$$

secondo un'altra formulazione più accurata, confermata da risultati sperimentali ad opera di Turnšek e Sheppard, (1978) e Benedetti e Tomazevic, (1984). Al valore $p = 1$ si associano pannelli tozzi, al valore $p = 1,5$ si adotta una distribuzione parabolica delle tensioni tangenziali come accade nei pannelli snelli.

Il criterio è ben rappresentabile con l'impiego del cerchio di Mohr, di raggio CP e centro C che rappresenta lo stato tensionale del pannello soggetto a N e V secondo qualsiasi giacitura. Al variare dello sforzo di taglio seguiranno centri concentrici in C. La crisi insorge quando l'intersezione della circonferenza con l'asse delle ascisse raggiunge il valore di trazione σ_{kt} in figura il raggio CQ. La tensione tangenziale per rottura a taglio trazione $\tau_{max} = p\tau_t$ si riscontra nell'intersezione con l'asse delle ordinate.

Con una semplice relazione geometrica e opportuni passaggi algebrici si ottiene:

$$\tau_t = \tau_k \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{p\tau_k}} = \frac{\sigma_{kt}}{p} \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{\sigma_{kt}}}$$

dove τ_t esprime la tensione tangenziale media al collasso si ricava in funzione di σ_n tensione di compressione media e σ_{kt} valore limite di trazione che deve essere ricavato da opportune prove sui materiali che ne rendano noto il valore.

$$V_t = BS\tau_t = BS \frac{\sigma_{kt}}{p} \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{\sigma_{kt}}}$$

V_t è il valore limite di sollecitazione tagliante per indurre una crisi per taglio-trazione, tale formula viene riportata dalla normativa italiana (Circolare Ministeriale 617/2009 al §8.7.1.5) imponendo un valore di resistenza a trazione $\sigma_{kt} = f_{td} = 1,5\tau_{0d}$, dove τ_{0d} è il valore di resistenza di taglio puro.

$$V_t = BS \frac{1,5\tau_{0d}}{p} \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{1,5\tau_{0d}}}$$

Si osserva la proporzionalità del valore di resistenza a taglio rispetto allo sforzo normale, ciò permette di ricavare un dominio di resistenza come mostrato in figura.

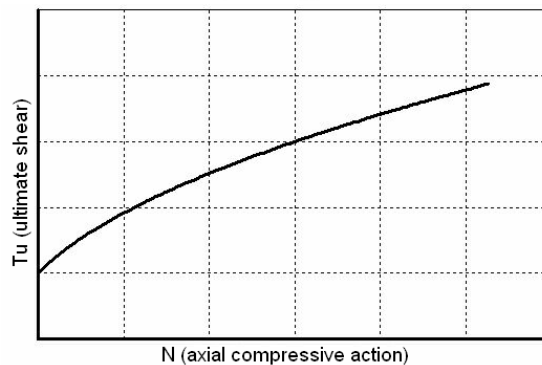


Fig.5.13 Criterio di resistenza a taglio-trazione

Tali formulazioni sono state messe in dubbio da Magenes e Calvi nel 1997 in condizioni di forti caratteristiche di anisotropia riscontrabili in determinati tipi di murature come quelle composte da mattoni in laterizio con malte relativamente deboli (cfr. Magenes G., Calvi G.M., “In-plane seismic response of brick masonry walls”, Earthq. Engin. and Struct. Dyn., Vol. 26, 1997, pp. 1091-1112).

- Resistenza a taglio-scorrimento

La crisi per taglio-scorrimento si manifesta con la separazione del pannello in due parti distinte dovuta allo scorrimento di una parte rispetto all'altra. Si manifesta con una fessurazione orizzontale che, nella maggior parte dei casi, interessa i giunti di malta, poiché la resistenza a scorrimento tra malta e conci risulta inferiore alla resistenza a taglio-scorrimento interna ai conci. In particolare, nel caso di taglio-trazione, le porzioni di muratura separate dalla fessurazione ten-

dono a distaccarsi in maniera ortogonale alla discontinuità, mentre in casi di taglio-scorrimento le parti scorrono lungo la lesione (le superfici di scorrimento possono essere anche inclinate). Il criterio di resistenza secondo un approccio alla Mohr-Coulomb (Coulomb, 1776 e Mohr, 1882) esprime la resistenza unitaria a taglio nella forma usuale $\tau = c + \mu\sigma$ dove il primo termine è il contributo dato dalla coesione del materiale in assenza di compressione e il secondo è legato all'attrito. Si riporta di seguito la formulazione espressa nella normativa italiana.

$$f_{vk} = \tau_0 + 0,4\sigma_n$$

dove f_{vk} è la resistenza a taglio caratteristica su un generico piano di potenziale scorrimento, τ_0 è la resistenza caratteristica di taglio in assenza di sforzo assiale.

La resistenza a taglio-scorrimento è data dalla resistenza unitaria moltiplicata per l'area efficace, ovvero l'area compressa della sezione trasversale in ipotesi di resistenza a trazione trascurabile. In generale il valore di resistenza a taglio è definito di seguito.

$$V_t = l' \cdot t \cdot f_{vd}$$

con l' lunghezza efficace della sezione trasversale, t spessore della sezione trasversale e $f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_{mFC}}$ resistenza a taglio unitaria di calcolo (NTC2008 §4.5.6).

Il codice normativo italiano propone per gli edifici esistenti in muratura, considerata la notevole varietà delle tipologie e dei meccanismi di rottura del materiale, che la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello in muratura potrà essere calcolata con un criterio di rottura per fessurazione diagonale o con un criterio di scorrimento.

In particolare consiglia per casi di muratura irregolare o caratterizzata da blocchi non particolarmente resistenti, di impiegare un criterio di taglio-trazione nella formulazione precedentemente espressa. Il collasso per scorrimento, di solito, avviene per murature realizzate con elementi quadrati ad elevata resistenza, in presenza di malte deboli.

Fasce murarie soggette ad azioni sismiche

Contrariamente a quanto avviene per i maschi murari, per le fasce non esiste una trattazione teorica approfondita sul comportamento sismico, o adeguati studi teorici e sperimentali. Tale mancanza è probabilmente dovuto al fatto che l'approccio alla materia con i metodi POR (descritti di seguito) era sostanzialmente riferito allo studio dei maschi murari come principali elementi resistenti a carichi orizzontali.

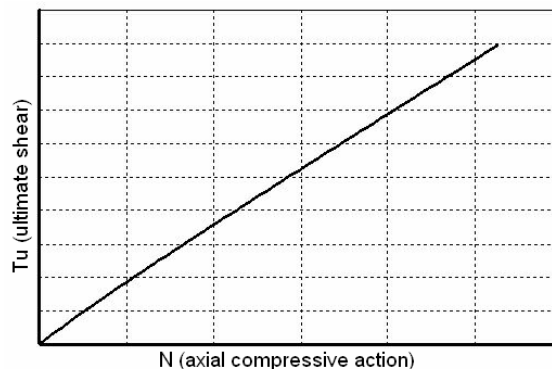


Fig.5.14 Criterio di resistenza a taglio-trazione

Le fasce costituiscono, però, un elemento importante nel definire le condizioni cinematiche di vincolo alle estremità dei maschi murari, infatti, queste sono fondamentali nel garantire accoppiamento tra i maschi murari, e la loro influenza cresce proporzionalmente al numero di piani.

La figura mostra lo stato di sollecitazione attribuito alle fasce murarie: esse risultano essere soggette a sforzi taglianti e normali, con questi ultimi strettamente connessi alla presenza di elementi resistenti a trazione associati alle fasce.

I meccanismi di collasso delle fasce sono stati studiati in maniera meno approfondita rispetto a quanto riguarda i maschi murari, ma in generale il comportamento meccanico può essere studiato analogamente a quello dei maschi introducendo opportune differenze, evidenziate dall'orientamento dei letti di malta e da sforzi normali molto ridotti rispetto a quelli dei maschi. Si osserva, infatti, che l'orientamento dei letti di malta ha una direzione diversa nei confronti delle sollecitazioni, rispetto a quanto avviene per i maschi murari. Questa considerazione è importante, poiché gli strati di interfaccia costituiscono dei piani deboli nella risposta agli scorrimenti. In casi di paramenti in muratura costruiti a regola d'arte, la resistenza a taglio è essenzialmente funzione della compressione normale ai letti di malta, mentre lo sforzo assiale in direzione parallela ai letti assume minore importanza. Nei casi delle fasce, poiché quest'ultimo è trascurabile, ne consegue che, usualmente, la resistenza alle sollecitazioni taglianti è legata solo all'azione coesiva del legante e dell'ingranamento dei conci. Invece, la resistenza a trazione, nel comportamento a pressoflessione, è maggiore nella direzione parallela ai letti di malta rispetto a quanto avviene nei maschi, ma comunque non costituisce un punto di forza affidabile per la resistenza della fascia.

In casi di murature irregolari, tali differenze non si rilevano in quanto i letti di malta hanno andamento fortemente irregolare e la muratura può essere idealizzata come un materiale isotropo. È lecito in questi casi studiare il comportamento delle fasce di piano come dei maschi ruotati di 90° .

Le condizioni di vincolo dell'estremità superiore dei maschi murari dipendono dallo sforzo normale al quale sono soggette le fasce, e quest'ultimo risulta essere connesso alla presenza di elementi resistenti a trazione, come cordoli o catene, che, introducendo uno sforzo di compressione sui pannelli di fascia, incrementano l'opposizione al ribaltamento dei maschi e ne migliorano il comportamento flessionale. Di conseguenza, è molto utile valutare l'interazione delle fasce di piano con sistemi resistenti a trazione associati. Nell'immagine si osserva che in presenza di tiranti o cordoli di piano sono meno rilevanti le dilatazioni orizzontali conseguenti al meccanismo di ribaltamento subito dalle fasce. Gli elementi resistenti a trazione si oppongono a tale meccanismo e favoriscono la resistenza flessionale, poiché trasmettono sforzi di compressione alle fasce di piano e ne migliorano il comportamento flettente. In questo modo, si genera un meccanismo a punto inclinato che favorisce l'accoppiamento dei maschi murari.

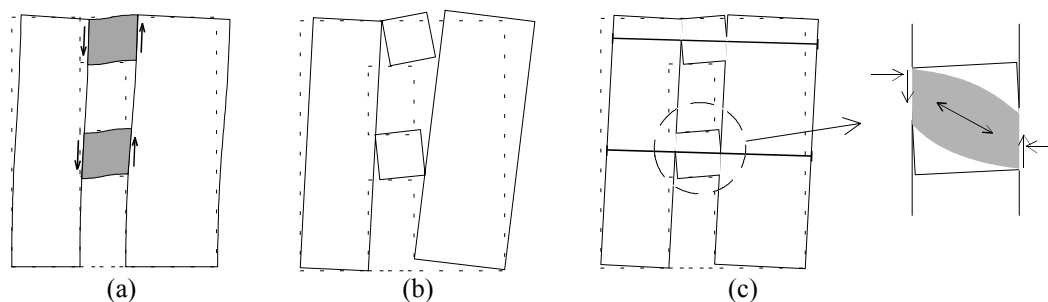


Fig.5.15 Risposta delle fasce murarie ad azioni sismiche

I meccanismi di rottura in queste condizioni sono; rottura per compressione eccessiva del puntone inclinato (analoga alla rottura a pressoflessione nei maschi) e rottura per taglio.

- Resistenza a pressoflessione

Alla stregua dei maschi murari, la rottura avviene per superamento della resistenza limite a compressione su una delle due basi.

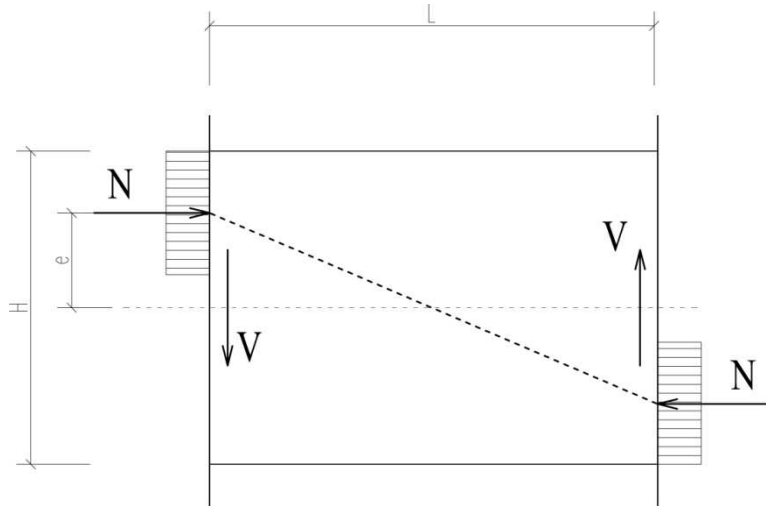


Fig.5.16 Meccanismi di funzionamento a puntone delle fasce di piano

Secondo la normativa attuale, insorge in casi di presenza di elementi di accoppiamento orizzontali resistenti a trazione. Il massimo M_u limite associato al meccanismo di pressoflessione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura, e il valore di taglio limite associato, si definiscono di seguito.

$$M_u = \left(\frac{H_p h}{2} \right) \left(1 - \frac{H_p}{0,85 f_{hd} h t} \right) \Rightarrow V_p = \frac{2M_u}{L}$$

H_p è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore limite $0,4 f_{hd} h t$

f_{hd} è la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete)

h è l'altezza della sezione della trave;

t è lo spessore della parete.

- Resistenza a taglio

La resistenza a taglio viene valutata con l'espressione seguente.

$$V_t = h \cdot t \cdot f_{vdo}$$

f_{vdo} è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione

h è l'altezza della sezione della trave;

t è lo spessore della parete.

5.3.2 Il metodo a telaio equivalente

I moderni metodi di modellazione a telaio equivalente consiste in un'interpolazione di due comportamenti limite, riassunti in due modelli semplificati, che si differenziano per le condizioni di vincolo imposti dagli elementi di fascia ai maschi murari. In entrambi i casi i maschi sono collegati dagli orizzontamenti che ripartiscono le azioni orizzontali, ma i rapporti di rigidità tra maschi e fasce permettono due considerazioni opposte.

- Il primo (SSWP: strong spandrels-weak piers), simula un comportamento indotto da forti elementi di fascia e deboli maschi murari, il collasso viene indotto dalla crisi degli elementi verticali, mentre gli elementi di fascia sono considerati infinitamente rigidi e limitano le rotazioni alle estremità dei maschi. Il meccanismo di collasso è un meccanismo di piano debole.
- Il secondo modello semplificato (WSSP: weak spandrels-strong piers), si basa su considerazioni opposte, poichè i maschi murari sono considerati infinitamente rigidi rispetto alle fasce di piano che non ne influenzano le rotazioni e sono schematizzate da bielle compresse. In questo secondo modello la funzione di accoppiamento delle fasce è considerata sostanzialmente trascurabile.

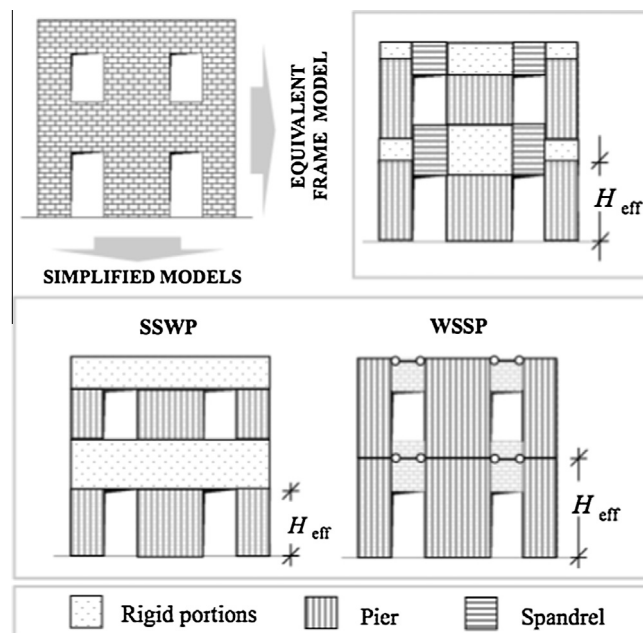


Fig.5.17 Modellazioni semplificate di pareti murarie: Modelli SSWP e WSSP

Entrambi questi modelli semplificati sono espressamente suggeriti dalle norme FEMA, il modello SSWP ricalca la base del metodo di modellazione POR proposto negli anni '80 prima del terremoto dell'Irpinia. Le normative tecniche in Italia contemplano il modello WSSP, come il metodo di modellazione più semplificato, ma impediscono l'impiego del modello SSWP per la modellazione di strutture multipiano in muratura.

La modellazione di una struttura muraria potrebbe essere così condotta sulla base di considerazioni preliminari sull'efficacia dell'accoppiamento delle fasce, ma tali metodi sono considerati oggi piuttosto imprecisi a causa della grande varietà di fattori che influenzano il comportamento di una struttura muraria:

- Ci possono essere sistemi in muratura che non mostrano comportamenti associabili a questi casi limite, con meccanismi di collasso che riguardano sia elementi verticali che

fasce di piano, o che modificano nel tempo il comportamento al verificarsi dei quadri lesionativi che modificano i rapporti di rigidità tra fasce e maschi.

- Risulta spesso complesso poter associare il comportamento di una struttura muraria ad uno dei modelli semplificati sulla base di considerazioni esclusivamente qualitative sull'efficacia dell'accoppiamento espletato dalle fasce. Ad esempio, si può riscontrare la presenza di cordoli di piano in c.a. per i quali non è scontato affermare che essi possano indurre un comportamento SSWP.

Il modello a telaio equivalente (EF: Equivalent Frame), permette la valutazione di entrambi i comportamenti limite e la valutazione della rigidità variabile con l'incrementare del danneggiamento in casi di analisi incrementali. La causa della sua diffusione è l'idoneità alle recenti prescrizioni normative, che suggeriscono di tenere in conto nella modellazione l'azione di legame esercitata dalle fasce di piano nei confronti dei maschi murari, in base a considerazioni sull'ammorsamento, sulla presenza di cordoli di interpiano o architravi. Nel modello EF, il comportamento globale dipende dalle caratteristiche meccaniche dei singoli elementi strutturali e dal loro comportamento non lineare che può essere diffuso o concentrato in determinate zone degli elementi monodimensionali.

I singoli paramenti murari vengono modellati in pannelli identificati in un sistema di coordinate globali e dotati di un sistema di riferimento locale e parametri meccanici ben definiti.

L'analisi svolta su questi modelli è solitamente di tipo incrementale e produce un legame taglio-spostamento (detto curva di capacità).

La peculiarità del metodo è che permette la valutazione delle condizioni cinematiche sui vincoli esercitati alle estremità dei maschi: il tipo di vincolo dipende dalle caratteristiche delle fasce in termini di geometria, ammorsamento e tecnologia costruttiva, dalla presenza di elementi di accoppiamento resistenti a trazione, dalla presenza di solai che trasmettono le forze orizzontali. Tutti questi elementi sono anch'essi soggetti a sforzi, indotti dai carichi orizzontali e possono essere soggetti a meccanismi di collasso o fessurazione.

5.3.3 Breve storia dei metodi a telaio equivalente

A seguito si elencano alcuni degli step sul metodo che hanno portato alla teoria odierna, basati solitamente sulle stesse ipotesi, ma che presentano differenze e innovazioni per giungere all'obiettivo di fornire risultati il più possibile attendibili e vicini al comportamento reale delle pareti murarie.

- *Metodo VET*
Storicamente è il primo metodo di simulazione del comportamento sotto azione sismica, basato sul calcolo manuale di pareti sollecitate da azioni orizzontali. Viene introdotto dall'ente regionale del Friuli-Venezia Giulia con la legge regionale 20.06.77 a valle del terremoto del 06-05-1976 che interessò le stesse zone. Si basava su un criterio di rottura a taglio per i soli maschi murari, infatti il collasso si determinava allo stato limite di fessurazione per tutti i maschi murari sollecitati dal sisma in una determinata direzione. Le ipotesi erano basate su una regolarità del sistema resistente e delle aperture, solai rigidi estensionalmente e ben ammorsati alle pareti, maschi murari che si comportano come mensole e assorbono carichi proporzionalmente alla loro rigidità tangenziale, si trascurava l'effetto dei carichi verticali sulla resistenza tangenziale ultima dei maschi murari che raggiungono il collasso a taglio contemporaneamente. È da notare come si trascurava ogni tipo di plasticità.
- *Metodo POR (Tomazevic, 1977)*
Introdotto conseguentemente alle esperienze posteriori al terremoto di Skopje (Jugoslavia) del 26.07.1963 ancora ad opera della regione del Friuli-Venezia Giulia con la stessa

legge regionale del metodo precedente. Le ipotesi su cui si basa tale metodo sono spessore costante delle pareti, solai rigidi estensionalmente che ripartiscono le forze d'inerzia ai maschi murari e li vincolano alla rotazione agli estremi; la rottura riguarda i maschi e avviene per taglio. Si considera, per la prima volta, una poco rilevante plasticità dei maschi murari, ipotizzando un legame costitutivo elasto-plastico perfetto rappresentato da una bilatera. La risposta della parete muraria viene valutata piano per piano, ipotizzando che delle curve caratteristiche taglio-spostamento determinate in base alle curve caratteristiche di ogni pannello del piano, che rappresentino lo spostamento al limite elastico, di fessurazione e ultimo.

Tale metodo fu affinato negli anni successivi, e introdotto dalla Appendice alla Circolare LL.PP. n 21745 del 30.07.1981, come prima e unica procedura di calcolo sismico per edifici in muratura; è rimasta tale fino al 2003 ed è stata usata indiscriminatamente come garanzia di sicurezza delle strutture, sebbene sia evidente come i risultati forniti sono talvolta errati. Tale metodo fornisce risultati efficaci infatti per pareti costituite da pannelli di maschio tozzi (soggetti a collasso a taglio), sollecitati da sforzi normali elevati che giustifichino l'ipotesi di sezione totalmente resistente alla base (non parzializzata a pressoflessione), che collassino successivamente ai pannelli di fascia. In casi in cui il collasso dei pannelli avviene per pressoflessione il metodo fornisce risultati completamente fuorvianti; inoltre, non considera il danneggiamento delle fasce murarie.

- *Metodo PORFLEX (F. Braga e M. Dolce, 1982)*

Le ipotesi sono simili a quelle del metodo POR, ma vengono affinate, introducendo un legame costitutivo basato su un collasso elasto-fragile per i pannelli in muratura. Si considerano condizioni di vincolo variabili per pannelli di maschio o di fascia, in base allo stato del pannello murario adiacente (se fessurato o meno). Le fasce di piano sono infinitamente rigide estensionalmente e flessionalmente, ma non infinitamente resistenti. Sostanzialmente, il modello varia tra un modello a incastro con momenti che si annullano in mezzeria, e uno a mensola con momenti nulli alle estremità. Il collasso viene analizzato piano per piano, schematizzando ciascun livello come un telaio equivalente monopiano definito dagli assi dei pannelli. Innovazione fondamentale è la valutazione del collasso non solo a taglio, ma anche a pressoflessione sia delle fasce che dei maschi assumendo determinate sollecitazioni provenienti dai ritti (cfr. cap 11.2.4 N. Augenti, Il calcolo sismico di edifici in muratura). Il procedimento verifica primariamente le fasce a taglio e pressoflessione e sulla base di esse si valuta la condizione di vincolo dei maschi murari, infine si esegue la verifica anche per questi ultimi a taglio-trazione. Il metodo si sviluppa così, inducendo un carico di piano incrementale e valutando per ogni step di carico la risposta del singolo piano, aggiornando le condizioni di vincolo del modello e le rigidità degli elementi, fino a definire la massima forza orizzontale compatibile. Aspetti ancora non considerati da tale metodo di calcolo sono il collasso dei maschi murari per taglio da scorrimento, la variazione di sforzo normale sui maschi murari, indotto dal momento ribaltante derivante dall'incremento di azioni orizzontali per ogni passo di carico, e lo sforzo normale applicato ai pannelli di fascia.

- *Metodo POR 90 (M. Dolce, 1990)*

Sostanzialmente simile al precedente, si introduce un'innovazione legata all'altezza dei pannelli di maschi murari che non viene considerata pari a quella dei vani come in precedenza, ma varia in funzione della dimensione delle fasce di piano. Queste ultime, infatti, possono indurre una condizione diversa da quella di incastro in base alla dimensione della sezione trasversale. Sulla base di analisi agli elementi finiti, Dolce ha ricavato altezze equivalenti dei maschi murari che si adattano alle analisi eseguite su pareti irregolari.

Oggi tale metodo ha influenzato la strategia di determinazione della scomposizione in

maschi e fasce di pareti irregolari.

- *Metodo VEM (F.Fusier e A.Vignoli, 1991)*
Prodotto da un altro studio di ricerca, si basa sulla valutazione del moltiplicatore ultimo dei carichi di esercizio che corrisponde al collasso della parete, esaminato per ogni livello. Il procedimento prevede la preliminare verifica delle fasce di piano a pressoflessione e taglio, con la possibilità di poter considerare uno sforzo di precompressione. A seguito si studiano i pannelli di maschio, vincolati con incastri in sommità ed esaminati a taglio-trazione, pressoflessione e anche a taglio-scorrimento.

Tali metodi presentano una grande varietà di presupposti teorici: è bene notare come essi derivano da una estrema differenziazione delle caratteristiche del patrimonio edilizio degli edifici a struttura muraria (tipologie di muratura, geometria delle pareti, regolarità delle aperture, tecniche costruttive, tecnologie degli orizzontamenti ecc.), e di conseguenza siano contestualizzabili ai vari casi, ai vari contesti, e che è difficile identificare un metodo di modellazione come impiegabile in senso assoluto.

In particolare, i metodi POR, considerando la presenza di orizzontamenti infinitamente rigidi, sebbene siano poco adatti per i classici sistemi in muratura ordinaria storici, si adattano in maniera più idonea, alla descrizione del comportamento sismico di strutture miste. In questi sistemi, infatti, la presenza di orizzontamenti di laterocemento permette di validare l'ipotesi SSWP sulla quale sono basati i metodi POR. Non a caso, si pensa che in questo contesto, questi metodi abbiano inciso sulla diffusione degli interventi di sostituzione di orizzontamenti voltati o lignei con solai in c.a., poiché la classe tecnica, disponendo di questo unico metodo di calcolo, era spinta a validare l'ipotesi di modellazione tramite un intervento reale.

Sostanzialmente, quasi tutti i metodi elencati in precedenza, permettono analisi statiche lineari o non-lineari incrementali, si basano su meccanismi di collasso di piano e ipotizzano la presenza di orizzontamenti infinitamente rigidi. In particolare si noti che poiché i metodi POR sono basati sulla conoscenza della risposta del singolo piano, la risposta della parete intera viene dedotta come somma dei comportamenti dei singoli piani e di conseguenza il collasso è un collasso di piano.

Le esperienze post-sisma hanno denunciato le carenze di questi metodi che sono, oggi, in disuso e sono stati sviluppati metodi più realistici.

Recentemente, la ricerca teorica e sperimentale ha fatto passi avanti e numerosi autori hanno sviluppato la modellazione di pareti in muratura teorizzando formulazioni di macroelementi dotati di caratteristiche di non-linearità, che permettono il passaggio efficace da elementi bidimensionali come i macroelementi a elementi trave non lineare. In particolare si descriverà di seguito il macroelemento proposto da Gambarotta e Lagomarsino nel 1996, che è alla base del codice di calcolo TREMURI che viene impiegato nel presente lavoro di tesi.

Esso “è un modello a base meccanica 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 modi di collasso tipici del comportamento murario” (Gambarotta et al. 1996).

Il modello proposto dal gruppo di ricerca dell'Università di Genova, coordinato dal prof. Lagomarsino permette di studiare il comportamento non lineare dei pannelli murari in modo molto più efficace, in analisi statiche non-lineari e o analisi a carichi ciclici. Tale metodo permette di tenere in conto dissesti e lesioni ipotizzando una rigidità ridotta e resistenza degradata.

Tale formulazione propone un macroelemento di natura bidimensionale, deriva dalla necessità di rappresentare il pannello murario con delle equazioni di equilibrio che coinvolgano un numero adatto di parametri lagrangiani e costituiscano un modello cinematico idoneo alla descrizione dei meccanismi elementari di deformazione, danneggiamento e dissipazione. Nel corso degli anni sono state riscontrate alcune limitazioni nell'efficacia di tale metodo, una di esse è la necessità di calibrare in maniera retroattiva i parametri meccanici del materiale, al fine di ottenere risultati più realistici, specialmente comparandolo con dati sperimentali o modelli più affinati.

Il macroelemento rappresentativo in questa strategia considera un pannello di larghezza b e spessore s costituito da tre parti distinte. La deformabilità assiale viene concentrata nei due elementi di estremità ipotizzati di spessore infinitesimo Δ , e di rigidità tangenziale infinita, mentre l'elemento centrale di altezza h è deformabile tangenzialmente, ma infinitamente rigido assialmente e flessionalmente. Si nota come le incognite cinematiche non risultano indipendenti tra loro, quindi la cinematica del modello si semplifica introducendo opportune equazioni di congruenza all'interno della formulazione. In particolare a causa della rigidità a taglio infinita e spessore trascurabile $u_1 = u_i$, $u_2 = u_j$, a causa della rigidità flessionale e assiale infinita $w_1 = w_2 = \delta$, $\varphi_1 = \varphi_2 = \phi$. Risultano incognite le 8 componenti di spostamento restanti ($u_i, w_i, \varphi_i, u_j, w_j, \varphi_j, \delta, \phi$).

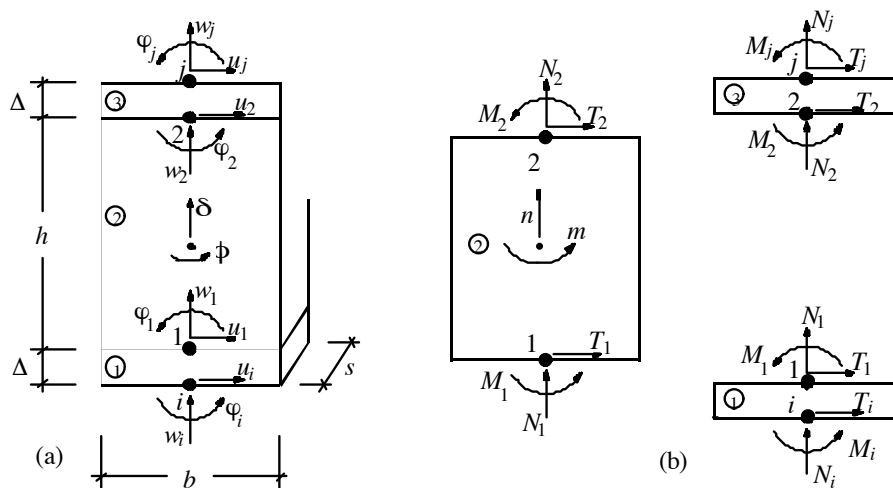


Fig.5.18 Modellazioni semplificate di pareti murarie: Modelli SSWP e WSSP

A causa della esigua resistenza a trazione della muratura si ipotizza che le due parti sono caratterizzate da un contatto elastico monolatero nelle interfacce, questa considerazione è alla base della rappresentazione del meccanismo di ribaltamento. Il meccanismo di taglio, invece, è schematizzato considerando uno sforzo di taglio costante lungo h ($T_i = T_j$) attraverso un legame tra le componenti cinematiche associate, e parametri che descrivono in comportamento plastico.

5.3.4. Il codice di calcolo TREMURI

Molti sono i metodi sviluppati che propongono formulazioni semplificate del comportamento non lineare del modello a macroelementi rivolti alla pratica ingegneristica comune. Il metodo TREMURI, si colloca tra essi, ottimizzato per l'esecuzione di analisi sismiche statiche non lineari. È basato sulla teoria del macroelemento proposta da Brencich e Lagomarsino nel 1998.

Numerosi sono i vantaggi che hanno portato alla diffusione del codice di calcolo:

- Possibilità di implementare diverse formulazioni per la definizione del comportamento nel piano dei sistemi murari;
- Modellazione di orizzontamenti costituiti da diaframmi di piano di rigidità finita (definita basandosi su varie tipologie ricorrenti nel patrimonio edilizio esistente, molto utile nel caso di orizzontamenti deformabili, come quelli in legno),
- Modellazione tridimensionali di pareti in murature caratterizzate da un esclusivo comportamento nel piano, i cui gradi di libertà sono opportunamente ridotti dai diaframmi di piano.

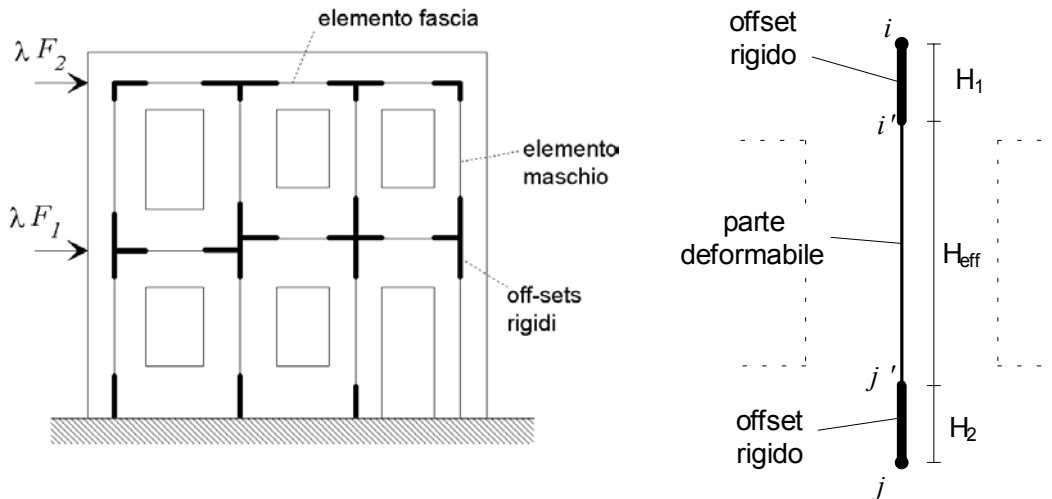


Fig.5.19 Schematizzazione a telaio equivalente di una parete caricata nel piano e individuazione delle porzioni rigide

Il metodo è stato validato paragonando i risultati ottenuti dalle analisi con opportune sperimentazioni condotte da Magenes et al. presso l'Università di Pavia nel 1995, e da altre esperienze sperimentali.

Il metodo a telaio equivalente implementato nel codice di calcolo rapporta i pannelli murari come degli elementi monodimensionali equivalenti nei quali si concentrano le caratteristiche di non linearità collegati da zone rigide esenti dal danneggiamento.

La presenza di aperture nei pannelli murari è determinante per la distinzione tra i due tipi di elementi: maschi murari verticali e fasce di piano che costituiscono delle travi di accoppiamento dei maschi. I maschi murari sono gli elementi verticali, soggetti ai carichi permanenti verticali e orizzontali, le fasce di piano permettono la ripartizione delle azioni orizzontali agli elementi verticali, e costituiscono delle condizioni al contorno dei maschi limitando spostamenti e rotazioni. Essi sono collegati da zone rigide, nodi rigidi bidimensionali di dimensioni finite, ai quali i macroelementi trasmettono le azioni lungo i tre gradi di libertà considerati. Tale strategia permette l'associazione della parete muraria ad un telaio piano e quindi semplifica l'analisi, oltre al fatto che permette l'introduzione di elementi monodimensionali di altro materiale, per questo motivo è molto impiegato nell'analisi sismica di edifici a struttura mista nei quali sono

stati introdotti elementi verticali resistenti in c.a., legno o acciaio.

I maschi e le fasce vengono modellati come macroelementi finiti bidimensionali, a due nodi, individuati singolarmente da una coppia di coordinate (x, z) nel piano della parete. I gradi di libertà degli stessi sono identificati con 3 coordinate lagrangiane per nodo (u_x, u_y, φ_z) .

L'assenza di danneggiamento delle zone rigide deriva dalle osservazioni post-sisma, esse rimangono in campo elastico e di conseguenza la loro risposta è trascurabile rispetto al comportamento globale della parete in cui sono determinanti le deformazioni non lineari degli altri componenti. I quadri lesionativi, infatti, si manifestano nella maggior parte dei casi in queste zone. Tale strategia di modellazione si basa sulla simulazione del solo comportamento nel piano degli elementi in muratura, in particolare, si valuta la risposta a taglio e a pressoflessione.

Il comportamento a presso-flessione è valutato tenendo conto delle parzializzazioni della sezione alla base, dovuta alla distribuzione delle tensioni di compressione sulla sezione di base, e al valore limite delle stesse. Il meccanismo di taglio, descritto secondo il legame sviluppato da Gambarotta e Lagomarsino, riesce a cogliere il progressivo degrado di resistenza e rigidità dell'elemento. A tali comportamenti si associano spostamenti limite, coerentemente alle NTC italiane, in base al valore massimo di drift (deformazioni massime) accettabile: 0,4% per il meccanismo di taglio, 0,6% per pressoflessione. Superati tali valori il pannello non è più considerato in grado di sopportare azioni orizzontali. Sia per le pareti che per gli orizzontamenti si trascura il comportamento alle azioni fuori dal piano. Di seguito si propone un'analisi più specifica delle peculiarità del metodo.

Idealizzazione delle pareti murarie in telai equivalenti

Il processo di idealizzazione dei paramenti murari in elementi monodimensionali comincia con l'identificazione del sistema resistente in termini di maschi murari e fasce di piano e l'individuazione degli stessi si basa su criteri fondati su analisi sperimentali e numeriche e l'osservazione di danneggiamenti post-sisma. La complessità di tale processo è legata alle caratteristiche dell'edificio in analisi, infatti, in casi di aperture distribuite omogeneamente e regolarmente sul paramento murario risulta facile individuare gli elementi resistenti, mentre in casi di aperture irregolari, è molto più complesso. Sommariamente, il metodo prevede tali fasi, in casi di edifici regolari:

- Sulla base dell'allineamento regolare, si definiscono le larghezze e le altezze delle fasce di piano come le fasce di muratura comprese tra le aperture.
- I maschi murari sono definiti ai lati delle aperture, l'altezza può essere assunta come quella dell'apertura adiacente in casi di maschi compresi tra aperture. In quelli perimetrali l'altezza può essere incrementata sulla base di osservazioni (riguardo un quadro lesionativo tipico post-sisma). In particolare, spesso si riscontra la presenza di rotture che si sviluppano dai lati delle aperture o degli architravi, nei maschi murari perimetrali, solitamente con un'inclinazione massima assunta di 30° come assunto nel metodo POR90 (Dolce M. Schematizzazione e modellazione degli edifici in muratura soggetti ad azioni sismiche. L'Industria delle Costruzioni 1991). A tal fine l'altezza dei maschi murari perimetrali può essere assunta pari alla media tra l'altezza di interpiano e l'altezza dell'apertura adiacente.

In casi di edifici irregolari, o in presenza di cordoli di interpiano o architravi efficaci, devono essere effettuate ulteriori considerazioni: le dimensioni delle fasce di piano possono essere prese in funzione delle zone di sovrapposizione, opportunamente associate a zone rigide adiacenti; o in casi di aperture non sovrapposte si impongono esclusivamente zone rigide.

Il procedimento non può prescindere dalla valutazione attenta delle effettive caratteristiche del singolo paramento murario.

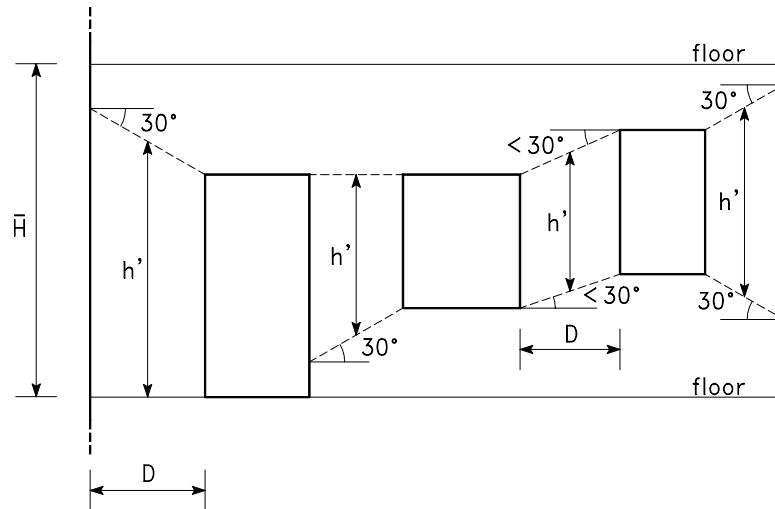


Fig. 5.20 Definizione dell'altezza efficace dei maschi murari (Dolce, 1989).

Ad esempio, se vi sono aperture murate, è opportuno valutare l'ammorsamento della tamponatura introdotta nell'apertura col contorno o, in casi di mancata valutazione approfondita, è bene non considerarlo, poiché è spesso complesso ammorsare la nuova porzione di muratura a costituire un tutt'uno con le porzioni adiacenti. In questi casi ipotizzare un comportamento solidale può essere non cautelativo. Ulteriore alternativa può essere considerare valori ridotti di resistenza per la porzione di muratura introdotta.

Modellazione degli elementi strutturali

Una volta dedotto il telaio equivalente, la risposta globale del modello dipenderà dai singoli elementi monodimensionali e dalle caratteristiche di non linearità degli stessi, che possono essere tenute in conto in modo più o meno approfondito. Le strategie variano in base alla tipologia dell'elemento strutturale: pannelli murari, elementi in c.a., elementi in acciaio strutturale etc.

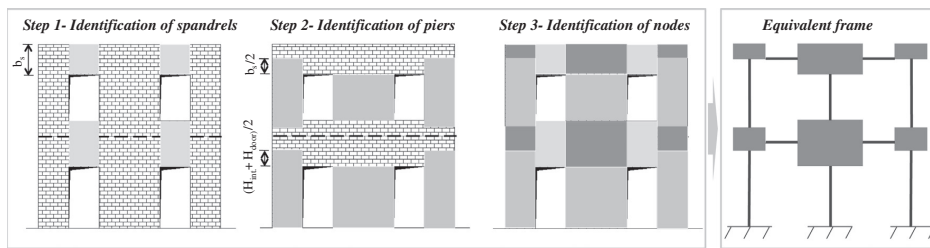


Fig. 5.21 Esempio di scomposizione di una parete muraria regolare in maschi, fasce e zona rigide

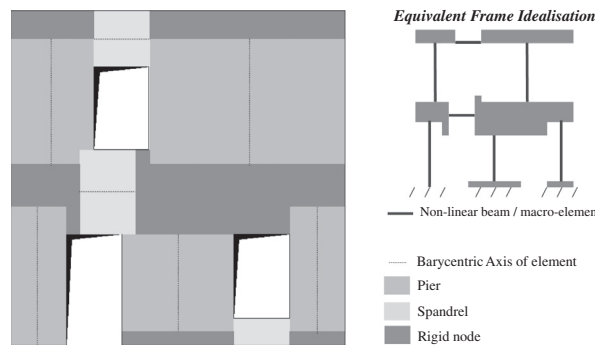


Fig. 5.22 Esempio di scomposizione di una parete muraria irregolare in maschi, fasce e zona rigide e idealizzazione a telaio equivalente

Nel caso del programma TREMURI si propone un'inevitabile semplificazione della modellazione delle non-linearità degli elementi strutturali per decrementare l'onere computazionale, si impiegano strategie di non-linearità concentrate e legami bilineari elastici-perfettamente plastici.

La risposta dell'elemento è ottenuta sulla base della rigidità, resistenza e capacità di spostamento ultimo assumendo un opportuno legame forza-spostamento e spostamenti limite ben definiti in relazione ad una percentuale dell'altezza per elementi in muratura o in termini di rotazione alla corda se si parla di elementi di c.a..

I vantaggi offerti da queste semplificazioni sono riconducibili ad un calcolo esauriente in tempi ridotti e all'impiego di pochi parametri che descrivono il comportamento strutturale, i quali possono essere facilmente definiti sulla base di quelli espressi dalla normativa o prove in situ. Inoltre, questo è l'approccio che consigliano vari codici normativi, i quali definiscono criteri di resistenza sia a pressoflessione che a taglio, implementati e adottati per osservare in comportamento nel piano dell'elemento.

Comportamento dei pannelli murari

Per quanto riguarda i pannelli murari, il comportamento viene descritto da legami forza-spostamento, funzione dei vari meccanismi di collasso che possono essere indotti:

- Comportamento flessionale, che consiste in una rotazione quasi rigida dell'elemento alla base e al collasso per pressoflessione con un quadro lesionativo che interessa il bordo compresso secondo le isostatiche di compressione.
- Comportamento a taglio con collasso per fessurazioni che si dipartono dal centro dell'elemento strutturale inclinate a 45° verso gli angoli, o collasso per scorrimento in casi di fessurazioni orizzontali alla base corrispondente ai corsi di malta.

È importante notare che questi meccanismi sono stati stabiliti sulla base di sperimentazioni e osservazioni post-sisma, e riguardano complessivamente il comportamento dei maschi murari, mentre per quanto concerne gli elementi di fascia, la teoria, come già detto, risulta carente.

Il comportamento delle fasce è sostanzialmente differente, a causa delle condizioni di vincolo diverse e l'andamento dei corsi orizzontali, in particolare il collasso a flessione è estremamente raro a causa dello sforzo di compressione che risulta essere molto ridotto, specialmente in casi di mancanza di cordoli di piano; così come risulta raro il collasso per scorrimento. Inoltre, il verificarsi di un meccanismo di collasso per i pannelli murari dipende da diversi parametri: la geometria, le condizioni al contorno, il carico assiale, le caratteristiche meccaniche di malta e blocchi, la morfologia dei blocchi. Nei casi delle fasce murarie, a questi parametri, si associano ulteriori variabili come l'ammorsamento delle fasce alla muratura dei maschi, la presenza di architravi o di cordoli di interpiano, i quali rendono ancora più complessa la valutazione del comportamento sismico.

I meccanismi di rottura già menzionati sono interpretati in termini di massimo sforzo di taglio indotto, sulla base di ipotesi proposte nella letteratura e nei codici. Di solito, essi sono basati sulla valutazione dello sforzo normale medio prodotto dalle forze applicate in determinati punti del pannello e il confronto con un dominio di resistenza (taglio-sforzo normale) derivato dalle caratteristiche meccaniche e geometriche dell'elemento in analisi.

Importanza rilevante assume il valore del carico assiale, preso come riferimento per l'individuazione del meccanismo di collasso, per taglio piuttosto che per pressoflessione. Tale carico assiale assume valori differenti durante l'analisi a causa dell'incremento dei carichi orizzontali o del verificarsi delle plasticizzazioni rispetto alla fase iniziale nella quale i soli carichi verticali determinano lo sforzo assiale. A causa di ciò, durante l'analisi non lineare, il valore di taglio

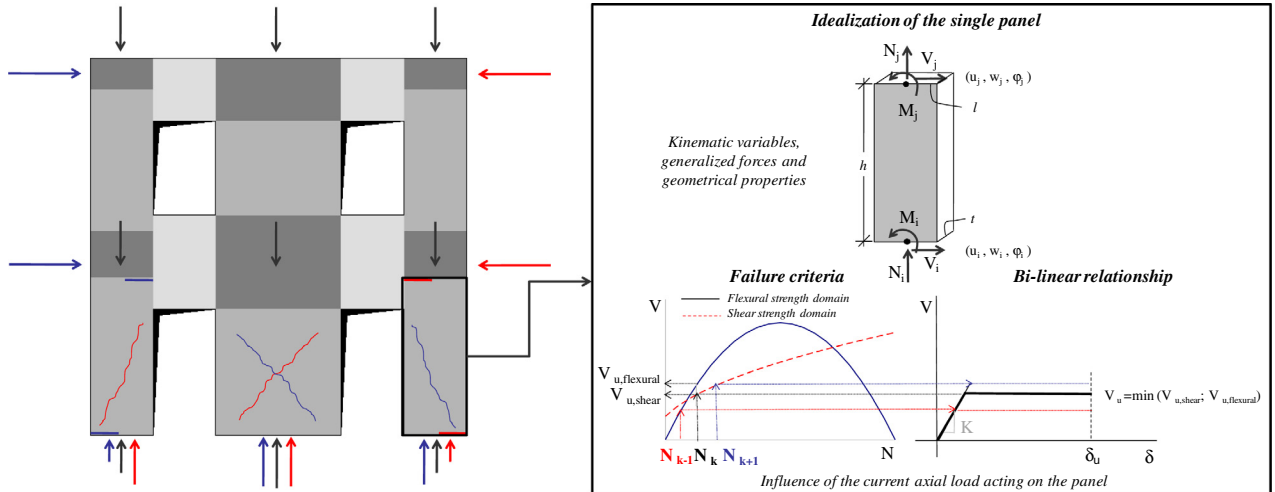


Fig. 5.23 Schema di funzionamento di un maschio murario

limite per ogni pannello varia. Per questo, approssimativamente, il meccanismo di rottura per ogni pannello si considera insorto al verificarsi di uno spostamento massimo δ_u come proposto dai codici normativi nazionali e internazionali attualmente vigenti.

Possiamo quindi affermare, in sintesi, che l'individuazione del meccanismo di collasso per il singolo pannello dipende da:

- Geometria del pannello (snellezza)
- Entità del carico assiale
- Caratteristiche meccaniche del materiale considerato

I pannelli sono modellati come elementi bidimensionali dotati di un legame bilineare, privo di rigidità nella fase post-elastica, e con decadimento della stessa per inversioni di carico. Le variabili cinematiche e statiche sono definite in figura successiva e elencate a seguito.

- Variabili cinematiche: $(u_i, v_i, \phi_i, u_j, v_j, \phi_j)$
- Grandezze statiche: $(V_i, N_i, M_i, V_j, N_j, M_j)$

I carichi sono applicati nei nodi, per cui lungo gli elementi bidimensionali non agiscono carichi. Il comportamento iniziale elastico della struttura viene rappresentato da una matrice di rigidità costituita sulla base delle caratteristiche di rigidità a taglio e a flessione del singolo elemento strutturale.

Il metodo di risoluzione si basa sulla consueta relazione $\{\vec{F}\} = [K]\{\vec{u}\}$, dove la matrice di rigidità viene definita di seguito a meno di un coefficiente η relativo al degrado di rigidità. I codici normativi consigliano abitualmente l'impiego di una rigidità fessurata ottenuta come la metà della rigidità iniziale, sin dalla prima fase di analisi. Numerose pubblicazioni evidenziano come la riduzione alla metà della rigidità iniziale risulta talvolta inesatta, poiché essa dipende dallo sforzo di compressione agente, di conseguenza si introduce una legge che esprime η in funzione di σ_y .

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

$$\text{con } \psi = 1,2 \frac{E}{G} \frac{b^2}{h^2}$$

Le zone rigide servono a trasferire le variabili statiche e cinematiche tra i nodi dei diversi elementi strutturali.

I valori ultimi di resistenza a taglio e flessione sono coerenti con quelli proposti da normative e letteratura tecnica, in base ai veri meccanismi di collasso che possono insorgere. Il comportamento non lineare viene introdotto una volta che una forza nodale raggiunge il suo massimo valore definito come il minimo tra il valore limite a pressoflessione, taglio-scorrimento o taglio-fessurazione diagonale.

I criteri di resistenza implementati nel codice di calcolo TREMURI per pannelli in muratura ordinaria vengono descritti a seguito, sia per maschi che per fasce, coerenti con i quadri normativi. Il codice di calcolo per ogni step dell'analisi aggiorna il valore limite in base alla variazione della sollecitazione normale negli elementi. Si introduce un controllo anche riguardo il valore ultimo della capacità a compressione:

$$N_U = 0,85ltf_u$$

con f_u la massima resistenza a compressione e l, t che sono le dimensioni della sezione trasversale del pannello.

Ci sono casi in cui differenti domini di resistenza possono essere implementati per lo stesso meccanismo di collasso, ad esempio nel caso di taglio. L'utente in questo caso deve effettuare una scelta sulla base della regolarità della disposizione dei conci del paramento murario e del rapporto tra rigidità e resistenza di malta e conci.

Riguardo le fasce, la pratica comune propone di adottare lo stesso criterio di resistenza dei maschi assumendo il comportamento delle fasce, come quello di un maschio murario ruotato di 90° . Ad esempio il codice normativo italiano effettua una distinzione nell'uso dei criteri di resistenza per le fasce in base al valore di sforzo normale: se quest'ultimo è noto dall'analisi si impiegano gli stessi criteri per maschi e fasce; se lo stesso risulta incognito, a causa della presenza di elementi di accoppiamento come cordoli di interpiano, che ne modificano la risposta assiale, si considera un comportamento a tirante-puntone, con la resistenza massima a compressione

coerente con la resistenza a trazione dell'elemento di accoppiamento.

Molti fattori differenziano il comportamento dei maschi murari da quello delle fasce di inter-piano. In particolare riguardo il meccanismo a flessione, a causa di un basso livello di sforzo normale in caso di mancanza di elementi di accoppiamento, le prescrizioni dei codici risultano molto cautelative e inducono un prevalere dei collassi a flessione rispetto a quelli di taglio nell'analisi, molto più frequentemente di quanto si può riscontrare in osservazioni di danno post-sisma o nelle sperimentazioni. Per superare questo problema, si richiedono criteri di resistenza più affidabili e realistici per gli elementi di fascia, come proposto da studi di ricerca recenti (Cattari S., Lagomarsino S, A strength criterion for the flexural behaviour of spandrel in un-reinforced masonry walls. In: Proc. 14th WCEE, Beijing, China; 2008), basati su un valore di resistenza a compressione f_{tu} calcolata in direzione orizzontale (parallela ai letti di malta), diversa dalla precedente, a causa dei differenti fenomeni di incastro con i pannelli adiacenti. Nell'ambito del programma TREMURI l'utente può scegliere quali criteri di resistenza a flessione adottare per le fasce di piano, coerentemente con quest'ultimo o con le NTC italiane (§7.8), nelle quali il più delle volte il valore limite di sforzo assiale che il software calcola è sottostimato rispetto al valore reale.

- Criteri di resistenza a flessione:

$$\text{Maschi: } M_u = \frac{Nl}{2} \left(1 - \frac{N}{0,85f_{ult}} \right)$$

$$\text{Fasce: } M_u = \frac{dH_p'}{2} \left(1 - \frac{H_p'}{0,85f_{hudt}} \right)$$

dove:

f_u è la massima resistenza a compressione

l è la lunghezza del pannello

t è lo spessore

H_p' è il massimo valore di sforzo assiale tra lo sforzo normale agente sul pannello di fascia

H_p , valore limite calcolato in corrispondenza di un meccanismo a tirante-puntone, quest'ultimo è assunto come il minimo tra l'effettiva resistenza a trazione dell'elemento di accoppiamento (cordoli o architravi) e $0,4f_{hudt}$

f_{hu} valore limite di compressione lungo la direzione orizzontale

Il dominio limite per quanto riguarda la risposta a pressoflessione si ottiene assumendo un legame costitutivo elasto-plastico perfetto con limitata duttilità sia a compressione che a trazione. Per le fasce la resistenza a trazione equivalente f_{tu} dipende invece dalla resistenza a trazione delle unità f_{bt} , da coefficienti rappresentativi della coesione dei giunti di malta c e dai coefficienti di attrito μ , ϕ un parametro di ammorsamento e σ_s sforzo normale medio.

Il momento limite sarà dato da una funzione di questi vari parametri.

$$M_u = f \left(N, \frac{f_{tu}}{f_{hu}}, \mu_t, \mu_c \right) \text{ con } f_{tu} = f \left(\frac{f_{bt}}{2}, c + \mu\sigma_s\phi \right)$$

- Criteri di resistenza a taglio:

- Taglio-scorrimento

Maschi: $V_u = l' tc + \mu N \leq V_{u,blocks}$

Fasce: $V_u = htc$

Si impiega il criterio di Coulomb, dove:

l' è la lunghezza della parte compressa della sezione trasversale, legata all'eccentricità in casi in cui quest'ultima supera il valore di $l/6$;

μ coefficiente di attrito (solitamente 0,4);

c fattore legato alla coesione dei giunti di malta;

$V_{u,blocks}$ è un limite allo sforzo di taglio ammissibile è dato il valore limite di taglio dei blocchi,

h è l'altezza della sezione trasversale delle fasce

- Taglio-trazione diagonale

Maschi: $V_{u,dc_1} = lt \frac{1,5\tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{N}{1,5\tau_0 lt}}$

Fasce: $V_{u,dc_2} = \frac{1}{h} (lt\tilde{c} + \mu N) \leq V_{u,blocks}$

La prima formula segue il criterio di Turnšek-Cacovic con:

τ_0 resistenza a taglio della muratura

b coefficiente legato alla distribuzione di sforzo in funzione della snellezza compreso tra 1 e 1,5.

Per le fasce si adotta ancora una volta un criterio di resistenza alla Coulomb con μ e c coefficienti di coesione.

Il collasso del pannello si valuta nel momento in cui si raggiunge lo spostamento limite:

$$\delta = \frac{(u_j - u_i)}{h} + \frac{(\varphi_j - \varphi_i)}{2} \leq \delta_u$$

δ_u varia in base al meccanismo prevalente di collasso che interessa il pannello e assume un i seguenti valori rispettivamente espressi per flessione e taglio.

Per nuovi edifici $\delta_u = \begin{cases} 0,8 \% H_{eff} \\ 0,4 \% H_{eff} \end{cases}$

Per edifici esistenti $\delta_u = \begin{cases} 0,6 \% H_{eff} \\ 0,4 \% H_{eff} \end{cases}$

Tali valori sono suggeriti da diversi codici normativi, in particolare quello italiano e quelli europei, sebbene molte campagne sperimentali recenti dimostrano che tali valori sono eccessiva-

mente cautelativi per gli elementi di fascia.

Nell'analisi, una volta che si verifica la crisi dell'elemento, esso viene schematizzato come una biella e non può assumere ulteriori sollecitazioni di taglio o flessione, ma solo sforzi assiali finché non si eccede la massima resistenza assiale N_u .

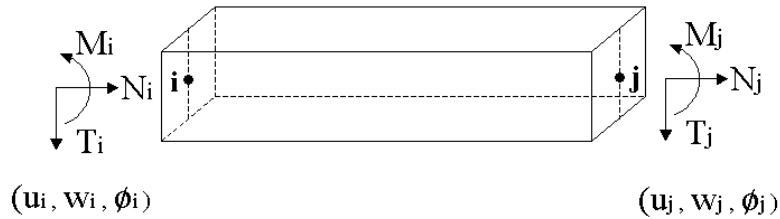


Fig. 5.24 Variabili cinematiche e statiche dell'elemento in c.a.

Elementi in calcestruzzo armato

Al fine di modellare strutture miste nel programma TREMURI sono stati introdotte strategie di modellazione per elementi in c.a.. Si possono modellare travi o pilastri con elementi bidimensionali o tridimensionali, adottando metodi a plasticità concentrata, assumendo, nelle porzioni d'estremità dell'elemento, delle cerniere plastiche. In questo modo si ottiene un'approssimazione coerente con quelle imposte nello studio del comportamento dei pannelli in muratura. Il tratto iniziale elastico del legame costitutivo degli elementi in c.a. viene definito sulla base della rigidità a taglio o a flessione dell'elemento trascurando la presenza delle armature.

L'approccio è sostanzialmente costituito da una matrice di rigidità simile a quella proposta per gli elementi in muratura con la possibilità di estendere la matrice in un campo 3D, introducendo le stesse considerazioni sul fattore η che valuta le variazioni di rigidità dovute a fessurazioni. Le rotture a taglio o a compressione sono considerate fragili, mentre si considerano rotture duttili quelle dovute a sollecitazioni di pressoflessione. La duttilità viene valutata tenendo conto del contributo delle cerniere plastiche. Il collasso per taglio avviene considerando un meccanismo a traliccio, coerentemente con la presenza o meno di armature trasversali a taglio. In casi di rottura a pressoflessione, il dominio di resistenza viene derivato in ipotesi di sezioni piane, aderenza perfetta tra cls e acciaio, distribuzione delle tensioni uniforme per il calcestruzzo, coerentemente con i codici NTC e EC2. Al fine di verificare la formazione di cerniere plastiche si valuta il rapporto tra limite elastico e i valori limite del dominio di resistenza M-N.

Poiché, in questi elementi può verificarsi la presenza di presso-flessione deviata, viene tracciato un dominio $M_x - M_y - N$. Sulla base dello sforzo assiale, si valuta il corrispondente momento limite nelle due direzioni X e Y (in maniera indipendente con opportune riduzioni o con metodi più complessi) nel dominio di rottura assunto lineare o ellittico e si verifica il superamento o meno del limite elastico. È opportuno tenere in conto che la formazione di una cerniera plastica per il superamento del momento limite in una direzione coinvolge la risposta in entrambe le direzioni. Lo stato limite indotto varia in base al parametro di rotazione rispetto alla corda (sulla base della luce di taglio L_v), si valuta il raggiungimento del valore ultimo di θ_u , sulla base di apposite formulazioni empiriche su basi sperimentali proposte da EC8: "La capacità deformativa è definita con riferimento alla rotazione ("rotazione rispetto alla corda") θ della sezione d'estremità rispetto alla congiungente quest'ultima con la sezione di momento nullo a distanza pari alla luce di taglio $L_v = M/V$. Tale rotazione è anche pari allo spostamento relativo delle due sezioni diviso per la luce di taglio."

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \cdot \left[\frac{\max(0,01, \omega')}{\max(0,01, \omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha_{psx} \frac{f_{yw}}{f_u} \right)} (1,25^{100\rho_d})$$

Per la definizione dei parametri elencati si rimanda alle NTC 2008 §11.A.1.

Una volta che il collasso è indotto sia fragile che duttile, l'elemento viene schematizzato anch'esso come una biella equivalente, fenomeni di instabilità o effetti del second'ordine non sono tenuti in considerazione.

In maniera simile sono modellati gli elementi in muratura armata con FRP, ci si basa sui criteri di resistenza elencati per pannelli in muratura ordinaria opportunamente modificata in base al documento CNT-DT 200/2004 "Istruzioni per la progettazione, l'Esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi Fibrorinforzati – Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p, strutture murarie"

Modellazione tridimensionale

Il modello tridimensionale dell'intero edificio viene assemblato sulla base degli elementi di cui si è appena discusso e sulla base delle seguenti considerazioni:

- Alle pareti si attribuisce il ruolo di elementi resistenti a carichi verticali e orizzontali;
- Gli orizzontamenti di qualunque tecnologia, sono responsabili della trasmissione dei carichi gravanti su di essi alle pareti, secondo la loro orditura, e della ripartizione delle forze orizzontali ai singoli elementi verticali, secondo le loro caratteristiche di rigidità di piano;
- Il comportamento flessionale dei diaframmi non è tenuto in conto, così come quello dei muri fuori dal piano in quanto sono considerati trascurabili rispetto alla risposta globale della struttura (si ricordi a tal fine che i meccanismi di collasso per risposta fuori dal piano devono essere opportunamente esclusi per ottenere una risposta esaustiva della struttura in senso globale).

La modellazione spaziale avviene tramite la connessione degli elementi verticali con i diaframmi di piano, modellati a comportamento membranale. Il modello così realizzato mette in luce il comportamento spaziale della struttura.

Dopo aver introdotto un sistema di riferimento globale a coordinate cartesiane (X,Y,Z), le coordinate del singolo paramento murario sono identificate dalle coordinate di un punto e dall'inclinazione con l'asse X. In questo modo la parete può essere come schematizzato come un telaio piano con sistema di riferimento locale e i nodi interni possono rimanere nodi bi-dimensionali con 3 gradi di libertà.

Agli angoli, dove due o più muri si incontrano si usano nodi tridimensionali, caratterizzati da 5 gradi di libertà nel sistema di riferimento globale, trascurando la rotazione intorno all'asse Z per le ipotesi di comportamento nel piano.

$$(u_x, u_y, u_z, \phi_x, \phi_y)$$

Tali nodi sono ottenuti dall'unione di 2 nodi bi-dimensionali, nell'ipotesi di accoppiamento completo dei pannelli connessi. Tale soluzione riduce il numero totale di gradi di libertà e permette di analizzare edifici complessi e irregolari con una sostanziale efficacia di calcolo.

Le masse nodali relative al comportamento fuori dal piano di ogni pannello sono distribuite su tutti i gradi di libertà tridimensionali, in funzione dell'opportuna distanza tra il nodo bidimensionale del pannello e i due nodi tridimensionali più vicini.

$$\begin{cases} M_{X,tot}^l = M_x^l + m(1 - |\cos\alpha|) \frac{l-x}{l} \\ M_{Y,tot}^l = M_y^l + m(1 - |\sin\alpha|) \frac{l-x}{l} \end{cases}$$

Per quanto concerne la modellazione dei diaframmi, la rigidità degli stessi può essere considerata infinita o trascurabile nei casi limite. In casi di solai infinitamente flessibili, non ci sarebbero carichi trasferiti tra i paramenti murari e non ci sarebbe la trasmissione dei carichi tra gli elementi danneggiati a quelli ancora efficienti. Nel caso opposto di rigidità infinita dell'orizzontamento, sarebbe sovrastimato il contributo di muri efficienti a supporto di quelli danneggiati. Quest'ultimo assunto è stato ricorrentemente adottato in diverse strategie di modellazione, ma è evidente che porta a considerazione fortemente forzate e non affidabili in casi di analisi di edifici storici con solai deformabili come quelli in legno, o volte in pietra.

Nel programma TREMURI gli orizzontamenti sono modellati come membrane ortotrope modellate agli elementi finiti a 3 o 4 nodi, con 2 gradi di libertà alla traslazione per nodo nel sistema di riferimento globale (u_x, u_y).

Gli orizzontamenti sono dotati di una direzione principale, che è la direzione di orditura e di scarico con modulo di deformabilità E_1 lungo la direzione principale e E_2 lungo la direzione ortogonale, il coefficiente di Poisson ν e il modulo di taglio G_{12} . I moduli di elasticità tengono in conto sia le caratteristiche di deformabilità assiale dei solai, ma anche il grado di connessione con le murature. Tali parametri permettono una connessione con gli spostamenti orizzontali nel piano dei nodi appartenenti allo stesso collegamento alle murature e che quindi influenzano anche lo sforzo assiale delle fasce murarie. Il parametro G_{12} , influenza la rigidità tangenziale dei diaframmi nella ripartizione dei carichi trasmessi alle murature. Al fine di ripartire le forze sismiche coerentemente con la rigidità del solaio, si impiega una matrice di rigidità che coinvolge i nodi tridimensionali di incidenza del solaio. I carichi verticali, propri e portati, partecipano alla descrizione della massa nodale della singola parete e si riversano nei nodi delle pareti (in base alle aree di influenza) sulle quali il solaio incide, alla quota del piano al quale appartiene il solaio stesso.

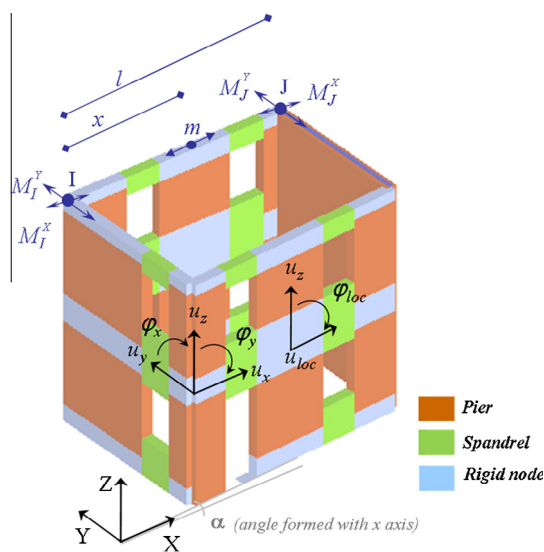


Fig. 5.25 Definizione del modello 3D dell'edificio, nodi bidimensionali e tridimensionali

Procedure di analisi sismica

Le procedure di analisi sismica proposte dal programma TREMURI sono: analisi statica incrementale a controllo di forze, di spostamento; analisi pushover tridimensionale, analisi dinamiche time-history. Per quanto riguarda l'analisi pushover essa è una dei metodi più impiegati nell'ambito della valutazione sismica dell'esistente sulla base dei recenti principi di Performance Based Design.

La procedura di analisi di spinta implementata nel programma TREMURI prevede la risoluzione del problema di sottoporre una struttura ad un profilo di carico costante, ovvero con rapporti fissi delle forze applicate, procedendo ad un controllo di spostamento tramite il monitoraggio di un punto rappresentativo.

L'analisi pushover viene condotta a controllo di spostamento relativo ad un nodo di controllo, imponendo che gli spostamenti dei punti degli altri piani siano tali da mantenere una deformata coerente con un profilo di forze assegnato incrementale. Tale procedimento viene risolto attraverso operazioni matriciali che permettono il passaggio dalla generale formulazione del problema pushover che riassume le forze da applicare ad un sistema di equazioni dotate di una matrice di rigidità modificata che permette di svolgere il procedimento a controllo di spostamento e tenere in considerazione le caratteristiche di non linearità che permettono il tracciamento della curva di capacità corretta comprensiva dei tratti di softening.

L'analisi viene eseguita con due profili di forze differenti, i due procedimenti di solito non producono grandi differenze in termini di resistenza massima globale, ma variano i meccanismi di collasso rilevabili.

5.4. Analisi sismica per edifici in muratura ordinaria

L'elevata vulnerabilità del patrimonio esistente alle azioni sismiche deriva da numerosi fattori, in particolare dalle caratteristiche tecnico-strutturali degli stessi, che talvolta non sono realizzati a regola d'arte, e da una progettazione che considera solamente le azioni verticali, poiché il concetto di rischio sismico è stato evidenziato nella nostra società in tempi più recenti.

Si ricorda a tal proposito che la normativa italiana ha rinnovato, solo nell'ultimo ventennio, la classificazione sismica nazionale, e introdotto opportune prescrizioni per la progettazione alle azioni sismiche. Statistiche recenti mostrano che circa il 70% del patrimonio edilizio italiano al 2001, risulta realizzato prima del 1974, quindi in assenza di prescrizioni adeguate. Si osserva, inoltre, come i più recenti metodi di verifica sismica siano stati introdotti sul finire degli anni Settanta, dalle teorizzazioni del metodo POR, che seppur fortemente fuorvianti agli occhi della teoria attuale rappresentano uno dei primi approcci significativi alla materia.

I sistemi strutturali in muratura del passato sono sostanzialmente concepiti per resistere alle azioni che l'organismo sopporta nel suo ciclo di vita, quindi progettati ai carichi verticali. Talvolta, inoltre, le esperienze costruttive tradizionali portano a prassi svantaggiose dal punto di vista sismico, come la costruzione di muri di spessore elevato, che inducono negative ricadute in termini di aumento delle masse sismiche, oltre ad una resistenza elevata.

Secondo i concetti base della dinamica delle strutture, un sisma induce su una struttura forze d'inerzia proporzionali alle masse portate. La simulazione stessa delle forze sismiche, in passato, ha portato alla teorizzazione di metodi di analisi fortemente differenziati. L'intensità di un sisma, misurata in termini di accelerazioni al suolo, può essere efficacemente valutata, quantitativamente e dinamicamente, da un accelerogramma, mentre le azioni sismiche indotte su una struttura, sono strettamente connesse alle caratteristiche dinamiche della stessa, e possono essere valutate tramite opportuni spettri di risposta elastica.

I primi metodi lineari si basano sulla schematizzazione delle forze d'inerzia indotte sulla struttura con distribuzioni di carichi statici proporzionali alle caratteristiche geometriche (altezze e masse) e dinamiche della struttura (periodo delle forme modali). Tramite queste strategie si valuta la risposta sismica in campo lineare, si considerano collassi fragili, escludendo le potenziali plasticità.

Nei tempi recenti, si è giunti alla consapevolezza che delle forze indotte in campo dinamico, come quelle indotte tramite un'accelerazione al piede di un fabbricato, possono indurre forti ricadute sui comportamenti non-lineari e, possono essere fronteggiate permettendo alla struttura di danneggiarsi. L'approccio volto alla considerazione del danneggiamento, ottenuto tramite escursioni in campo non-lineare della risposta strutturale (ammissibile in base a livelli prestazionali proporzionali a vari livelli di intensità delle azioni sismiche) è detto *Performance Based Design* ed è stato recentemente introdotto nei codici normativi. Questi ultimi, tramite l'introduzione di coefficienti che vengono definiti in base alle caratteristiche di regolarità e strategie progettuali in termini di dettagli costruttivi, simulano le caratteristiche di duttilità della struttura. Inoltre, permettono l'impiego di analisi lineari su sistemi elastici equivalenti più semplici per la progettazione e la verifica.

La strategia dello sfruttamento della risposta plastica è fortemente diffusa nei quadri normativi Europei, ma anche in America, Nuova Zelanda e altri Paesi extraeuropei ad alta sismicità, poiché risulta efficiente, nell'ottica di una progettazione economicamente sostenibile, in quanto evita l'impiego di elevate risorse per assicurare una risposta elastica priva di danneggiamenti ad azioni ingenti, ma che hanno bassa probabilità di verificarsi.

5.4.1 Analisi lineari e fattore di struttura

I metodi di analisi lineari sono idonei alla progettazione di nuovi edifici, in casi in cui sia le caratteristiche meccaniche dei materiali, sia le caratteristiche geometriche e progettuali delle strutture sono note. Il codice normativo italiano e l'Eurocodice 8, infatti, prevedono l'impiego di analisi statiche lineari e analisi dinamiche lineari considerando un coefficiente che simula la non-linearità, ovvero le caratteristiche di duttilità, detto *fattore di struttura* (q). I codici normativi permettono, altresì, la progettazione di nuovi edifici tramite modelli sia bidimensionali che tridimensionali in base alle caratteristiche di regolarità strutturale in pianta e in altezza.

Regularity		Allowed simplifications		Behaviour factor (for linear analysis)
Plan	Elevation	Model	Linear elastic	
YES	YES	2D	Lateral Force	Reference value
YES	NO	2D	Modal	Reduced value
NO	YES	3D	Lateral Force	Reference value
NO	NO	3D	Modal	Reduced value

Fig. 5.26 Tabella riassuntiva dei metodi di analisi associati alle caratteristiche di regolarità di una struttura (Eurocodice 8)

La simulazione delle azioni sismiche avviene tramite spettri di risposta elastica forniti dalla normativa, ottenuti linearizzando spettri di pericolosità di base costruiti su una base statistica di rilevazioni sismiche sul territorio. La scelta degli spettri di risposta avviene in relazione ad un *tempo di ritorno* (T_R), indicatore della frequenza di accadimento di un sisma di una determinata intensità, definito sulla base della vita nominale della struttura, dell'esposizione, e della probabilità di accadimento associata allo stato limite di verifica. Gli spettri di risposta elastica simulano, sostanzialmente, le azioni sismiche massime espresse in accelerazione, velocità o spostamento, indotte su una struttura dotata di determinate caratteristiche meccaniche in campo elastico.

Seguendo l'approccio *Performance Based Design*, la progettazione avviene per diversi stati limite, che definiscono le condizioni ultime in termini di risposta meccanica (danneggiamento ammissibile), associate ad un sisma di una determinata intensità. Il codice normativo italiano, ad esempio, ne distingue quattro: stato limite di operatività, di danno (attinenti agli stati limite di esercizio), di salvaguarda della vita, e di collasso (attinenti agli stati limite ultimi). Ad ognuno di essi si associa un determinato T_R dell'azione sismica e di conseguenza un livello di intensità delle azioni di progetto.

La verifica agli stati limite di esercizio, avviene tramite la valutazione della resistenza della struttura che deve essere maggiore delle sollecitazioni indotte dalle azioni sismiche calcolate da spettri elastici.

Per quanto riguarda la verifica agli stati limite ultimi, è doveroso accettare dei danneggiamenti della struttura: si valuta la risposta globale della struttura anche in ambito non-lineare e, a tal fine, si impiegano opportuni spettri di progetto ottenuti riducendo gli spettri elastici di un coefficiente pari a q . In altri termini, si progetta la struttura con azioni sismiche inferiori, le azioni massime a cui la risposta della struttura sarà elastica; oltre il valore di resistenza si entrerà in campo plastico e il superamento dello stato limite avviene grazie alle caratteristiche di plasticità. Poiché la domanda alle azioni sismiche indotte in campo dinamico viene definita in termini di spostamento, nel momento in cui la struttura raggiunge il limite di resistenza (espresso in termini di taglio alla base), essa entra in campo plastico e si danneggia. La verifica ad uno stato limite ultimo prende in considerazione anche la risposta duttile, infatti consiste nell'assicurare che la capacità di spostamento della struttura, strettamente connessa al danneggiamento, sia superiore alla domanda di spostamento richiesta dal sisma.

Come si evince, il ruolo chiave nell'approccio *PBD* è quello del *fattore di struttura* (q): esso è

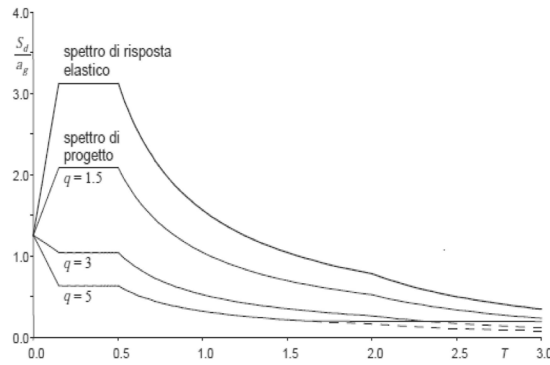


Fig. 5.27 Variazione degli spettri di progetto al variare di q

strettamente connesso alle caratteristiche di duttilità della struttura. Nell'ambito delle nuove progettazioni è possibile "progettare" la duttilità strutturale con appositi dettagli costruttivi, mentre in casi di intervento sull'esistente tale approccio è molto approssimativo, poiché le incertezze sulla duttilità sono innumerevoli. Il *fattore di struttura* viene definito come il rapporto di riduzione dell'input sismico per ottenere gli stessi effetti in termini di spostamento su una struttura dotata di caratteristiche di duttilità, agli stati limite ultimi, rispetto ad una struttura ipotizzata indefinitamente elastica. Esso è utile ad impiegare i consueti metodi di analisi lineare per calcolare le sollecitazioni in campo elastico. Molti sono stati gli studi sperimentali che hanno tentato di dare un valore idoneo a q , in casi di strutture in muratura ordinaria, ma i risultati difficilmente possono estendersi alla totalità dei casi, a causa dell'estrema differenziazione delle caratteristiche degli edifici.

Il fattore di struttura dovrebbe, esaustivamente, simulare gli effetti benefici ottenuti in termini di redistribuzione delle sollecitazioni tra gli elementi resistenti, una volta che uno, o più di uno, raggiungono i limiti di resistenza a taglio o a flessione. Si osserva dall'immagine sottostante come la curva di capacità, una curva che simula la risposta sismica della struttura in ambito non-lineare in un diagramma taglio-spostamento, mostra un degrado di rigidità all'aumentare dello spostamento imputabile alla plasticizzazione dei singoli elementi strutturali. In tali casi il valore del fattore di struttura è dato dal rapporto $F_{el,max} / F_u$. Nella stessa figura si mostra come la curva di capacità può essere approssimata come una bilineare (tale procedimento che verrà approfondito in seguito).

I metodi di analisi lineare sono due. Il primo considera una distribuzione di forze statiche equivalenti, ottenuta dall'attribuzione di una porzione del taglio totale assorbito ai gradi di libertà di ciascuna massa sismica. La forza di taglio totale indotta dal sisma è calcolata come:

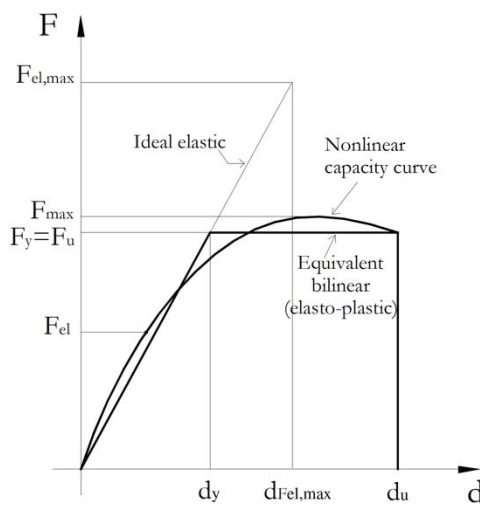


Fig. 5.28 Parametri per la definizione del fattore q

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \frac{\lambda}{g}$$

dove $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto con T_1 periodo del modo principale lungo la direzione considerata, W è il peso totale dell'edificio, λ è un coefficiente pari a 0,85 per edifici regolari in altezza di almeno 3 orizzontamenti (se $T_1 < 2T_C$), pari a 1 in tutti gli altri casi (NTC2008); g è l'accelerazione di gravità. T_C rappresenta il valore limite del tratto di accelerazione costante dello spettro di risposta. T_1 può essere calcolato con formule approssimate e sulla base di analisi modali, e in questo caso permette di assimilare la struttura ad un oscillatore semplice equivalente, considerando significativo il solo primo modo di vibrare linearizzato.

Le forze statiche equivalenti F_i da applicare alla massa i -esima, di solito concentrate nel baricentro degli impalcati, saranno calcolate come:

$$F_i = F_h \cdot \frac{z_i W_i}{\sum z_j W_j}$$

dove z_i e z_j sono le quote rispetto al piano delle fondazioni delle masse i -esima e j -esima, W_i e W_j sono i pesi delle masse i -esima e j -esima. Si osservi come la distribuzione delle forze avviene tramite profili triangolari inversi, che simula la distribuzione associata alla prima forma modale approssimata.

Si richiede, in questi casi, la considerazione di effetti torsionali accidentali che possono insorgere a causa della distanza tra centro di rigidità e centro di massa, indotta da irregolarità geometriche intrinseche o alla variazione dei carichi accidentali durante la vita nominale del fabbricato. Si possono tenere in conto questi effetti tramite una formulazione approssimata, basata sull'amplificazione degli effetti indotti sugli elementi strutturali tramite il fattore δ :

$$\delta = 1 + 0,6 x/L_e$$

dove x è la distanza del singolo elemento resistente verticale dal baricentro geometrico di piano, L_e è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurate entrambe perpendicolarmente alla direzione del sisma considerato. In casi di irregolarità più accentuata si possono considerare azioni indotte con un'eccentricità del 5% rispetto al baricentro dell'impalcato considerato o formulazioni più accurate.

5.4.2. Analisi non lineari

Le analisi non lineari sono impiegate come verifica nei casi di nuova progettazione, ma uno dei più grandi vantaggi introdotti dalle stesse afferisce all'ambito degli interventi sull'esistente. I metodi di analisi lineare simulano le non-linearità in maniera approssimata tramite l'impiego di fattori di struttura: le normative permettono di impiegare stratagemma, ma in questi casi nulla si conosce circa l'andamento delle plasticizzazioni, e, inoltre, si attribuisce fiducia a quando prescritto dalla normativa senza una dimostrazione analitica. Al contrario, i metodi di analisi non lineari valutano la risposta sismica in campo plastico in maniera accurata. Sono idonei, in primis, a valutare l'andamento delle plasticizzazioni all'aumentare delle sollecitazioni indotte dai carichi: questo permette di localizzare la formazione del danneggiamento e di svolgere considerazioni circa il raggiungimento dello stato limite considerato, molto utile in casi di edifici irregolari nei quali i danneggiamenti possono essere distribuiti in maniera non uniforme e indurre a collasso porzioni localizzate.

Coerentemente con i quadri normativi, le principali applicazioni sono:

- Valutazione dei rapporti di sovrarresistenza¹ dell'analisi dell'esistente;
- Verifica dell'effettiva distribuzione delle plasticizzazioni negli edifici progettati con approcci lineari con fattore di struttura;
- Progetto di edifici di nuova costruzione;
- Valutazione della vulnerabilità per edifici esistenti
- Controllare gli effetti della perdita di resistenza di un elemento strutturale nei confronti della risposta globale.

Tali metodi di analisi sono, sostanzialmente, basati sulla valutazione della risposta globale della struttura soggetta a carichi orizzontali incrementali. I carichi possono essere simulati tramite accelerogrammi veri e propri, che inducono un moto alla base, o tramite profili di forze determinati sulla base delle forme modali della struttura.

Esigenza fondamentale per l'esecuzione di analisi non-lineari, è l'impiego di modelli in grado di simulare il comportamento plastico degli elementi costituenti. Si possono impiegare, a questo scopo, modelli a plasticità concentrata o modelli a plasticità diffusa più accurati. I primi concentrano in determinati punti degli elementi i danneggiamenti, in base a considerazioni effettuate sui dettagli costruttivi e sui parametri geometrici, il più delle volte tramite la definizione di legami costitutivi sollecitazione-spostamento (rotazione o traslazione) associato. I metodi a plasticità diffusa usano legami costitutivi che evidenziano non-linearità associati all'elemento, puntualmente o per fibre, e possono essere definiti in termine di tensione-deformazione.

In base alla caratterizzazione delle azioni si distinguono metodi di analisi statica o dinamica non-lineare.

L'analisi dinamica non-lineare calcola la risposta sismica della struttura valutando la *time-history* dello spostamento, ovvero la funzione di $u(t)$ ottenuta dall'integrazione dell'equazione del moto². Lo scopo è di valutare il comportamento dinamico della struttura in ambito non-lineare, impiegando confronti tra domanda e capacità in termini di spostamento o, anche come rapporto tra duttilità richiesta e disponibile, e verifica nei confronti di meccanismi fragili.

Un problema dell'analisi dinamica non lineare è la simulazione dell'azione sismica: in genere vengono adottati accelerogrammi spettro-compatibili³ prodotti da generatori di accelerogrammi. Essi vengono applicati simultaneamente sulla struttura, in gruppi relativi alle tre direzioni ortogonali (due orizzontali e una verticale). Possono essere di tipo:

- artificiale, prodotti coerentemente agli spettri elastici;
- naturali, rilevati sul territorio in occasione di eventi sismici ed estesi per associazione tra le diverse zone sul territorio in base alle caratteristiche di pericolosità sismica delle stesse;

¹ Il rapporto di sovrarresistenza definito nel codice normativo italiano come α_u/α_1 viene definito come il rapporto tra il coefficiente scalare associato al valore di carico per cui si raggiunge il collasso e il coefficiente moltiplicativo del carico che corrisponde alla formazione della prima cerniera plastica. Esso è strettamente connesso alle caratteristiche di duttilità. Il codice normativo italiano basa la valutazione del fattore di struttura sulla base di tale coefficiente.

² Il procedimento avviene tramite l'integrazione dell'equazione del moto di ciascun oscillatore semplice che rappresenta il moto dinamico di una struttura a m-gradi di libertà con l'integrale di Duhamel.

³ Per spettro-compatibilità si intende la verifica a dei requisiti che prevedono la coerenza dello spettro prodotto da accelerogrammi artificiali con lo spettro di risposta elastico adottato nella progettazione allo stato limite considerato. In generale si valuta in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi, per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ del 5%. L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico, in alcun punto del maggiore tra gli intervalli $0,15s \div 2,0s$ e $0,15s \div 2T$, in cui T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico, per le verifiche agli stati limite ultimi, e $0,15s \div 1,5T$, per le verifiche agli stati limite di esercizio. (NTC §3.2.3.6)

- simulati, derivati da leggi di ricorrenza, caratteristiche sismogenetiche, leggi di attenuazione del suolo, della zona in esame.

I risultati di un'analisi dinamica non-lineare possono essere espressi tramite un valore puntuale in un diagramma taglio-spostamento ($V_b - d$) ed esprimono la risposta della struttura in termini di relazione tra sollecitazione massima registrata e spostamento massimo di un punto di controllo. Si noti che la valutazione dell'equilibrio è di tipo dinamico, poiché lo spostamento e la sollecitazione indotta dall'accelerazione variano col tempo, quindi nel diagramma si può rappresentare il punto corrispondente agli effetti più gravosi.

Si possono così valutare nello stesso diagramma $V_b - d$, i risultati ottenuti tramite varie analisi *time-history* incrementali, giungendo così ad una *curva di capacità*.

Queste analisi possono essere svolte tramite carichi sismici incrementali, come ad esempio accelerogrammi opportunamente scalati proporzionalmente ad un valore scalare o accelerogrammi associati a tempi di ritorno maggiori. Tale procedimento viene detto *Incremental Dynamic Analysis (IDA)* e permette di ottenere informazioni accuratissime sulla risposta strutturale, ma presenta lo svantaggio di richiedere tempi di calcolo elevatissimi per i normali calcolatori disponibili nella pratica comune. Per ovviare a tale inconveniente si impiegano le analisi statiche non-lineari o *pushover*.

5.4.3 Analisi statica non-lineare: generalità e descrizione del metodo

Le analisi statiche non-lineari vengono introdotte a causa della richiesta di metodi semplici con cui valutare la risposta sismica in campo plastico. Sostanzialmente, il procedimento ricalca quello di un'analisi *IDA*, si produce una curva di capacità, ma il carico incrementale non è dato da un'azione dinamica, bensì da una distribuzione di forze statiche che viene incrementata in vari step di carico. In breve, il modello numerico della struttura viene "spinto" da un profilo di carichi statici fino a raggiungere il valore massimo di spostamento ammissibile.

Ogni passo di carico permette di valutare il rapporto tra taglio alla base rilevato e spostamento di un punto di controllo. In questo caso lo spostamento sarà un valore costante e non si ricaverà come massimo di una funzione variabile nel tempo come nel caso precedente, ma si otterrà una condizione di equilibrio statico. L'analisi termina quando la struttura raggiunge il punto di collasso ed esso deve essere opportunamente stabilito (può corrispondere all'insorgere di un meccanismo globale o locale, o al verificarsi di uno spostamento limite definito su base empirica, come si preferisce per i sistemi in muratura ordinaria).

In figura 5.31 si mostra come i risultati di un'analisi *pushover* rappresentano l'involuppo di tutte le possibili analisi *time-history* eseguite su un edificio. In particolare si osserva come in un diagramma taglio alla base-spostamento, le analisi dinamiche non lineari forniscono una curva

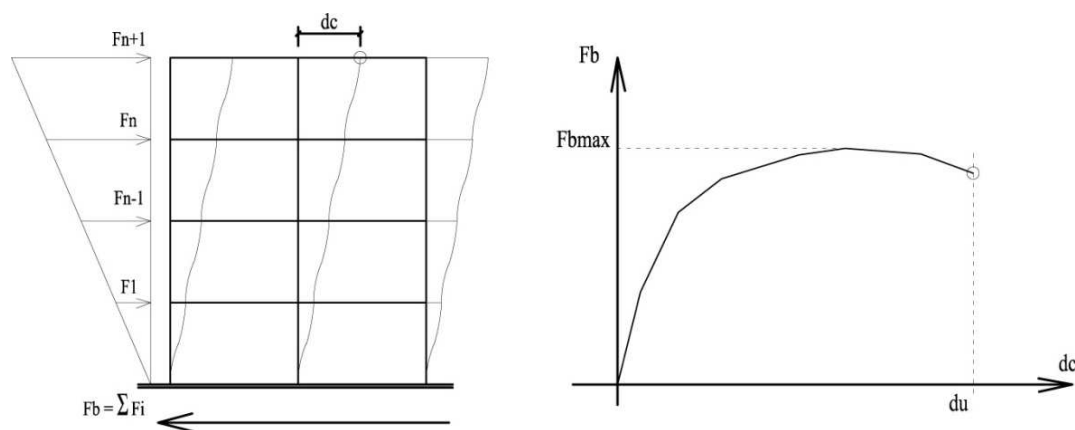


Fig.5.30 Pushover eseguita su un modello a telaio con profilo triangolare inverso e curva di capacità ottenuta

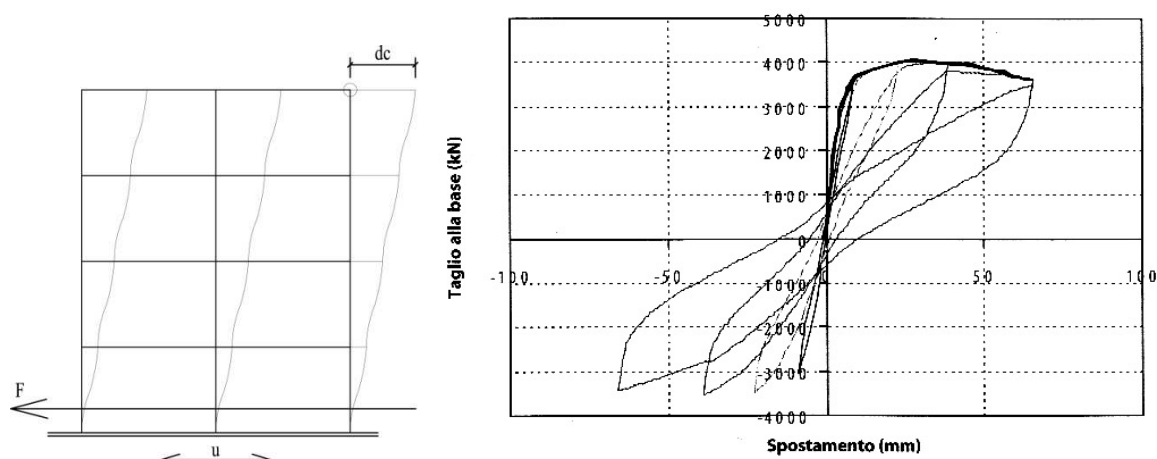


Fig.5.31 Confronto tra curve di risposta indotte da analisi dinamica non lineare (con cicli isteretici) e curva pushover (Galasco, 2005)

che evidenzia i cicli di isteresi. I valori di spostamento massimo e taglio massimo delle curve sono comuni ad una curva di capacità ottenuta da un'analisi *pushover*, evidenziata in grassetto.

I punti critici da valutare nell'impiego di un'analisi *pushover* sono i seguenti:

1. La curva di capacità rappresenta la risposta di una struttura a più gradi di libertà, dotata di comportamento plastico. Di contro, la verifica sismica richiede il confronto della capacità con la domanda, in termini di spostamento, espressa solitamente nei quadri normativi per oscillatori elastici semplici. Si necessita dell'introduzione di formulazioni specifiche per trasporre la curva di capacità per il sistema plastico a n gradi di libertà, a quella relativa ad un oscillatore semplice equivalente elastico.
2. La scelta del profilo di carico statico idoneo alla simulazione della risposta sismica dev'essere fissato opportunamente.

Il procedimento, quindi, consiste nell'applicazione di un profilo di carico incrementale, imposto simultaneamente alla presenza di carichi verticali, poiché non vale in principio di sovrapposizione degli effetti in ambito non-lineare (in analisi lineari, si possono effettuare analisi separate e valutare le sollecitazioni per sovrapposizione). Per ogni incremento di carico si valuta il rapporto $F_b - d_c$ dove F_b è la forza di taglio alla base rilevata (rappresentativa della distribuzione di forze), e d_c è lo spostamento di un punto di controllo.

La curva ottenuta è detta curva di capacità, rappresentativa del comportamento della struttura in esame. La procedura può avvenire a controllo di forze o a controllo di spostamenti. Il primo caso prevede l'applicazione di un profilo di forze statiche che rappresenta la distribuzione delle forze d'inerzia indotte da un sisma, in questi casi si potrebbe incorrere in problemi di convergenza della soluzione o trascurare il tratto di incrudimento decadente. Nella realtà le forze d'inerzia non crescono costantemente con l'intensità del sisma, di conseguenza l'impiego di un profilo di spostamenti può essere conveniente.

Ulteriore punto critico è la scelta del punto di controllo, il quale dev'essere scelto in modo tale da essere rappresentativo della risposta globale, poiché la curva di capacità è strettamente connessa alla scelta dello stesso. In casi di intervento su edifici irregolari, la scelta del nodo di controllo è un punto particolarmente critico, mentre in casi di edifici regolari, solitamente, si impone la valutazione dello spostamento del baricentro dell'ultimo impalcato significativo. Di seguito si approfondirà il problema.

Scelta del profilo di forze o spostamento

Un'operazione preliminare necessaria è la scelta di un profilo di carico o spostamento idoneo a garantire una risposta strutturale affidabile. In generale, si possono effettuare alcune classificazioni. La prima considera la proporzionalità della distribuzione di carico o deformazione dalle forme modali:

- *Metodi unimodali*
Si parla di metodi unimodali quando il profilo di spostamento imposto è una deformata che ricalca un vettore di forma ϕ (con l'ampiezza che varia nei passi di carico con un coefficiente scalare). Ugualmente, se si impiega un metodo a controllo di forze, il profilo di carico è proporzionale ad un unico vettore di forma ϕ attraverso la matrice delle masse M . Di solito ϕ è normalizzato imponendo un valore unitario al baricentro dell'ultimo impalcato e può rappresentare la prima forma modale della struttura.
- *Metodi multimodali*
Si parla di metodi multimodali, quando il profilo di spostamento imposto è una deformata proporzionale a m vettori di forma ϕ_i (con l'ampiezza che varia nei passi di carico con un coefficiente scalare). Ugualmente, se si impiega un metodo a controllo di forze, il profilo di carico è proporzionale a m vettori di forma ϕ_i attraverso la matrice delle masse M . Di solito i vettori ϕ_i sono normalizzati imponendo un valore unitario al baricentro dell'ultimo impalcato e rappresentano le forme modali significative della struttura.

Ulteriore classificazione valuta la variabilità dei profili imposti all'incrementarsi dell'azione imposta al modello:

- *Metodi non-adattivi* che rimangono costanti e indipendenti dal livello di deformazione;
- *Metodi adattivi* che si adattano alle variazioni di rigidezza che insorgono con le plasticità avanzanti e, quindi, si adattano alla variazione delle forme modali man mano che ci si spinge in campo non-lineare.

In generale i profili unimodali non-adattivi si impiegano per strutture regolari, nelle quali i modi di vibrare superiori al primo non hanno effetti ingenti. Per strutture con periodi elevati, è consigliabile impiegare profili più complessi o, eventualmente, ricorrere a più profili e più analisi.

I profili di carico fissi sono del tipo $F = \Psi \lambda(t)$, dove Ψ è il vettore di forma che assume diversi valori:

- Profilo di carico uniforme $\Psi = \text{diag}(M)$, dove M è la matrice delle masse,
- Profilo di carico unimodale $\Psi = MH^{-k}$, dove k è un coefficiente variabile in base al periodo del primo modo di vibrare e permette di passare da una distribuzione triangolare inversa a una relativa alla prima forma modale
- Profilo di carico multimodale (calcolato con la regola della sovrapposizione modale tramite il metodo della radice quadrata della somma dei quadrati SRSS):

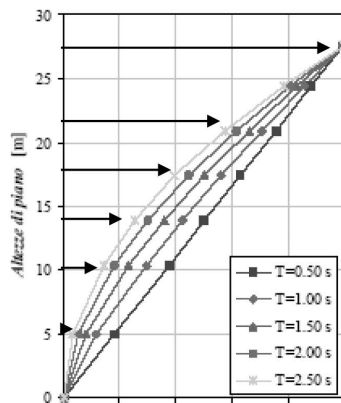
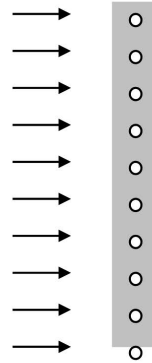
$$\psi_i = \sqrt{\sum_{m=1}^{N_m} (\Gamma_m \phi_{mi} m_i S_a^{(m)})^2},$$

Profilo di carico UNIFORME

$$\Psi = \text{diag}(M)$$

$$\Psi_i = m_i$$

distribuzione di forze uniforme se tutte le masse di piano sono uguali



Profilo di carico UNIMODALE

FEMA-356 (2000)

$$\Psi = M H^k$$

$$\Psi_i = m_i h_i^k$$

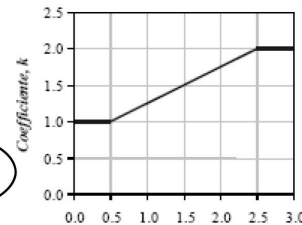


Fig.5.32 Definizione del profilo di carico uniforme e unimodale (norme FEMA-356, 2000)

dove Γ_m è il fattore di partecipazione modale del modo m-esimo, Φ_{mi} è la forma modale m-esima al piano i-esimo, m_i sono le componenti sulla diagonale principale della matrice delle masse, $S_a^{(m)}$ è la pseudo-accelerazione spettrale del modo m-esimo, N_m è un numero di modi di vibrare tali da eccitare il 90% della massa modale.

Le normative attuali suggeriscono due gruppi nei quali scegliere le forme del profilo di carico da implementare, di solito un profilo è proporzionale alle forze d'inerzia (profilo di carico costante in edifici in cui le masse sono distribuite in maniera omogenea in altezza), e l'altro è proporzionale alla prima forma modale della struttura (in casi di edifici regolari può essere approssimata con una distribuzione triangolare inversa). Si scelgono questi profili di carico, perché sono rappresentativi dei casi limite della risposta strutturale, in quanto il profilo costante enfatizza il verificarsi di collassi di piani deboli (collasso fragile), incrementando gli sforzi di taglio, mentre il secondo esalta le duttilità con il verificarsi delle plasticizzazioni lungo l'altezza, poiché esalta i momenti ribaltanti e, quindi, la risposta a pressoflessione.

I modi di eseguire la verifica sono vari, si cita il metodo del *Capacity Spectrum Method* (Freeman), il *Coefficient Method* (ASCE), e il metodo N2 (Fajfar). La verifica, in tutti i metodi, si esegue tramite un confronto tra la capacità della struttura e la domanda sulla base della teoria associata agli spettri per oscillatori semplici. Il metodo N2 viene proposto dai codici normativi italiano ed europeo, richiede il calcolo di una curva di capacità e la trasformazione della stessa in una curva bilineare per un oscillatore elasto-plastico semplice equivalente della struttura a m gradi di libertà.

La procedura viene specificata nelle fasi che la compongono, di seguito:

1. Al fine di eseguire la verifica, dallo spettro elastico in accelerazione predisposto dalla normativa si deve definire la domanda di spostamento. In maniera analitica si può impiegare la relazione seguente per passare dai valori di accelerazione a spostamento spettrale per oscillatori semplici.

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}$$

dove S_{de} è lo spostamento spettrale e S_{ae} è l'accelerazione spettrale associati ad un periodo definito e ad un coefficiente di viscosità determinato (usualmente per i sistemi in muratura pari al 5%). La figura di seguito mostra gli spettri normalizzati in accelerazione e spostamento e il rispettivo spettro ADRS (*Acceleration Displacement Response Spectrum*) ricavato dalla relazione precedente.

Le rette passanti per l'origine rappresentano i periodi di oscillatori semplici e per l'individuazione della domanda sismica di un oscillatore semplice di periodo T si può ricavare una coppia di valori (S_{de}, S_{ae}) corrispondenti all'intersezione della retta relativa a T con lo spettro ADRS. Ovviamente lo spettro ADRS è relativo allo stato limite considerato nella verifica.

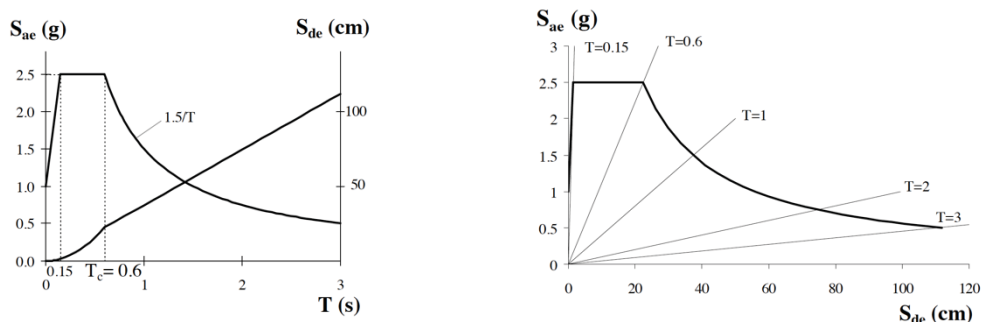


Fig.5.33 Spettri di risposta in accelerazione e spostamento spettrale e spettro ADRS

2. La verifica con il metodo N2 consiste nella associazione del sistema MDOF ad un sistema SDOF equivalente. Il passaggio avviene con una procedura basata sull'equazione del moto per sistemi a m gradi di libertà.

$$M\ddot{\mathbf{u}} + K\mathbf{u} = -M\mathbf{I}a$$

dove \mathbf{M} rappresenta la matrice delle masse, \mathbf{K} la matrice delle rigidità, \mathbf{u} il vettore degli spostamenti e a è il valore scalare dell'accelerazione al suolo.

Se il profilo di spostamento è assunto costante, il vettore di spostamento sarà dato da un vettore di forma normalizzato imponendo un valore unitario allo spostamento del punto di controllo $\boldsymbol{\phi}$ per uno scalare D_t variabile nel tempo (che rappresenta il valore di spostamento al punto di controllo):

$$\mathbf{u} = \boldsymbol{\phi}d_t$$

Si definisce \mathbf{P} un vettore definito di seguito, che rappresenta la distribuzione delle forze esterne proporzionale al profilo di forma $\boldsymbol{\psi} = \mathbf{M}\boldsymbol{\phi}$

$$\mathbf{P} = K\mathbf{u} = p\boldsymbol{\psi} = p\mathbf{M}\boldsymbol{\phi}$$

L'equazione del moto può essere così riscritta:

$$\boldsymbol{\phi}^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi} \ddot{d}_t + \boldsymbol{\phi}^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi} p = -\boldsymbol{\phi}^T \mathbf{M} \mathbf{I} a$$

per l'ortonormalità della matrice \mathbf{M} rispetto al vettore $\boldsymbol{\phi}$ si giunge alla relazione:

$$m^* \ddot{d}^* + F^* = -m^* a$$

dove:

- m^* è la massa di un oscillatore semplice equivalente: $m^* = \boldsymbol{\phi}^T \mathbf{M} \mathbf{I} a = \sum m_i \boldsymbol{\phi}_i$;
- $F^* = \frac{V}{\Gamma}$ è la sollecitazione di taglio associata all'oscillatore elastico equivalente;
- $d^* = \frac{d_t}{\Gamma}$ è lo spostamento del vettore elastico equivalente.

Il taglio totale alla base del sistema SDOF sarà

$$V = \sum P_i = \boldsymbol{\phi}^T \mathbf{M} \mathbf{I} p = p \sum m_i \boldsymbol{\phi}_i = p m^*$$

e il coefficiente Γ definito come coefficiente di partecipazione modale.

$$\Gamma = \frac{\boldsymbol{\phi}^T \mathbf{M} \mathbf{I}}{\boldsymbol{\phi}^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}} = \frac{\sum m_i \boldsymbol{\phi}_i}{\sum m_i \boldsymbol{\phi}_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \boldsymbol{\phi}_i^2}$$

Si può ricavare a questo punto, la curva di capacità per il sistema semplice equivalente, scalando entrambe le componenti di taglio e spostamento della curva di capacità ottenuta dalla *pushover* per Γ .

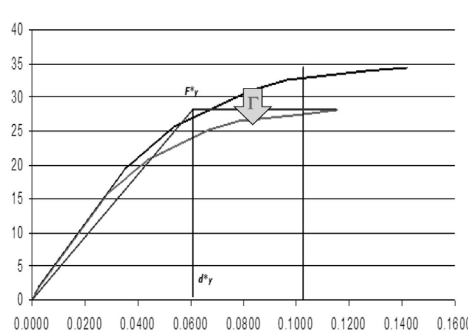


Fig.5.34 Passaggio dalla curva di capacità per il sistema MDOF a quella per il sistema SDOF equivalente e bilinearizzazione

3. Si necessita di eseguire una bilinearizzazione della curva di capacità scalata, al fine di individuare il valore di k^* utile nel calcolo della domanda di spostamento sulla base del periodo dell'oscillatore semplice elastico equivalente. Tale valore è dato dalla pendenza del tratto elastico.

$$k^* = \frac{F_y^*}{d_y^*}$$

In generale la trasformazione avviene tramite principi di equivalenza energetica, espressi con una similitudine di aree tra la curva e la bilineare equivalente dotata di un tratto elastico lineare e un tratto plastico costante o lineare, in base alla presenza di un tratto incrudente o degradante.

Le NTC prevedono che la direzione del tratto elastico lineare sia data dalla congiungente l'origine al punto in cui $0,70F_{bu}^*$, dove F_{bu}^* corrisponde al valore scalato della resistenza ultima. Si inizia, quindi, determinando il valore di taglio massimo da cui si deduce il valore al 70% (indicato come F70%) e lo spostamento $d_{70\%}$ corrispondente (se il valore di taglio ottenuto non coincide esattamente con un sottopasso di analisi si procede mediante un'interpolazione lineare). Il tratto plastico sia un tratto costante tale che siano uguali le aree comprese tra la bilineare e la curva di capacità scalata, assumendo poi che lo spostamento ultimo sia lo stesso della curva numerica. I valori della rigidezza del sistema elastoplastico-equivalente e della forza di snervamento di calcolano come di seguito. Il valore dell'area si può calcolare per via numerica, ad esempio con il metodo dei trapezi.

$$k^* = F_{70\%}^* / d_{70\%}^*$$

$$F_y^* = \left(d_u^* - \sqrt{d_u^{*2} - \frac{2Area^*}{k^*}} \right) k^*$$

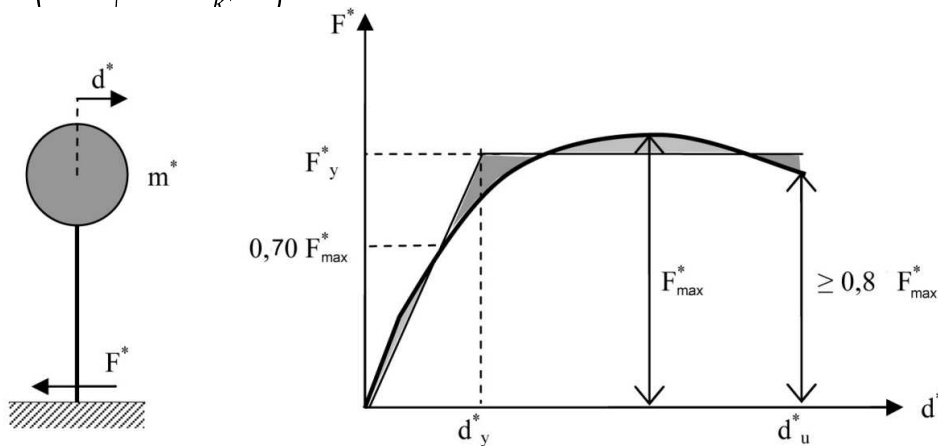


Fig.5.35 Bilinearizzazione della curva del sistema SDOF equivalente

Il periodo dell'oscillatore semplice elasto-plastico equivalente è dato dalla seguente formulazione.

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}$$

- Il valore di m^* permette la trasposizione della bilineare equivalente in uno spettro di capacità nel formato *accelerazione-spostamento* che può essere facilmente impiegato per svolgere il confronto con lo spettro nel formato *ADRS*.

$$\frac{F^*}{m^*} = a^*$$

5. La domanda di spostamento viene definita sulla base dei principi di risposta sismica equivalente di uguale spostamento e di uguale energia, in base al valore del periodo strutturale considerato.

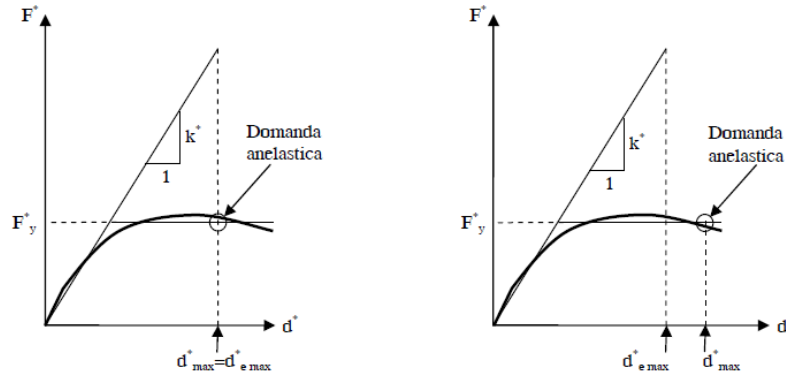


Fig.5.36 Determinazione della domanda di spostamento con i principi di uguale spostamento e uguale energia

Il confronto può essere grafico o analitico e può essere espresso con tali formulazioni:

- $d_t^* = d_{et}^* = S_{de}(T^*) \Rightarrow d_t^* < d_u^*$ se $T_c < T^*$
- $d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q^*} (1 + (q^* - 1) \frac{T_c^*}{T^*}) \geq d_{et}^* = S_{de}(T^*) \Rightarrow d_t^* < d_u^*$ se $T_c \geq T^*$

dove $S_{de}(T^*)$ rappresenta lo spostamento spettrale associato al sistema elastico equivalente definito come d_{et}^* sullo spettro di capacità, d_t^* è la domanda di spostamento (*target displacement*), e q^* considera le caratteristiche di duttilità dell'oscillatore equivalente e rappresenta il rapporto la forza elastica e la forza di snervamento del sistema elastico equivalente, $q^* = \frac{S_{ae}(T^*)m^*}{F_y^*}$.

Se $q^* \leq 1$, la verifica avviene come nel primo caso.

Il valore di d_u^* è il valore di capacità che deve essere confrontato con la domanda, opportunamente definito in base allo stato limite considerato sulla curva di capacità del sistema a m gradi di libertà e riportato sullo spettro di capacità.

Si noti come per periodi medio-brevi la domanda di spostamento dell'oscillatore elasto-plastico equivalente è maggiore rispetto ad un oscillatore elastico.

La verifica può esprimersi, facilmente, nei confronti del sistema *MDOF*, praticando un procedimento inverso a quello definito in precedenza nella forma:

$$d_t < d_u.$$

5.4.4. Analisi *pushover* per le strutture in muratura ordinaria esistenti nelle NTC2008

Le normative italiane specificano l'utilità dell'analisi statica non lineare per edifici in muratura, in quanto queste ultime sono dotate di un forte comportamento non lineare.

Applicabilità

Nel DM2008, si precisa che l'analisi *pushover* è più rappresentativa del comportamento dei sistemi in muratura ordinaria rispetto agli altri metodi di analisi, infatti, essa è applicabile anche ai sistemi in muratura dotati di una massa partecipante relativa al primo modo lungo la direzione investigata inferiore al 75%, ma superiore al 60% del totale. Nella Circolare applicativa, non si definisce un limite di applicabilità.

Il modello geometrico della struttura deve rispettare i seguenti requisiti o eventualmente si possono usare modelli più idonei (NTC §7.8.1.5.2, §7.8.1.6, §7.8.2.2 e §7.8.3.2):

- Si devono modellare tutte le pareti con funzione strutturale ipotizzando adeguati modelli che tengano in conto della deformabilità e della resistenza dei materiali.
- Si possono trascurare gli effetti fuori dal piano dei paramenti murari. Per edifici ordinari le usuali distanze tra pareti e le altezze di interpiano permettono di disaccoppiare il comportamento nel piano e fuori dal piano.
- Valutare l'incidenza delle aperture nei paramenti murari, in casi di assenza di valutazioni accurate è opportuno considerare come elementi resistenti solo i maschi murari che si estendono a tutt'altezza, con continuità.
- Valutare in maniera idonea le rigidità dei paramenti murari alle sollecitazioni flessionali e taglianti. Si preferisce l'impiego di valori di rigidità fessurata che consentono di avere una risposta strutturale più realistica e, in assenza di valutazioni più accurate, possono essere computati come la metà della rigidità non fessurata.
- I solai potranno essere considerati infinitamente rigidi flessionalmente nel loro piano se sono realizzati in solette di cemento armato, laterocemento con spessore della soletta superiore ai 4 cm, soletta di cemento armato di almeno 5 cm con travetti in acciaio o legno opportunamente connessi tra loro con connettori a taglio. Se si riscontra la presenza di aperture si deve escludere che esse costituiscano delle discontinuità rilevanti. In questi casi il modello potrà essere costituito solo da elementi murari collegati, ai soli fini traslazionali alle quote dei solai.
- In alternativa, in casi di rigidità finita degli orizzontamenti, si possono considerare gli elementi di accoppiamento tra i maschi murari come cordoli in cemento armato o travi in muratura se efficacemente ammorsate, a patto che si valuti la vulnerabilità anche di essi. Le travi di accoppiamento sono considerate efficaci se sono sorrette da architravi strutturalmente efficienti e se sono curati i dettagli costruttivi che garantiscono l'ammorsamento alle pareti (se sia possibile considerare una minima resistenza a trazione di esse) o se si può instaurare un meccanismo resistente a puntone diagonale (nel caso sia ammissibile la presenza di una componente orizzontale di compressione, ad esempio per la presenza di catene o elementi resistenti a trazione in prossimità della trave). In questi casi i cordoli di accoppiamento devono avere altezza almeno pari allo spessore del solaio.

I legami costitutivi dei pannelli murari possono essere bilineari con comportamento elastico-perfettamente plastico, con resistenza massima equivalente relativa al limite elastico definita sulla base di opportuni criteri di resistenza a taglio o a flessione. Lo stesso per elementi resistenti associati, come elementi lineari in calcestruzzo armato (cordoli o travi di accoppiamento).

Profili di carico

La normativa italiana entra nel merito della scelta dei profili di carico, prescrivendo l'impiego di una distribuzione di carico principale (Gruppo 1) e secondaria (Gruppo 2) (cfr. §7.3 delle NTC). La prima distribuzione, attinente al Gruppo 1 è una distribuzione di carico proporzionale alle forze statiche applicate per l'analisi lineare statica. Tale distribuzione è proporzionale alle altezze degli impalcati e alle masse associate:

$$1) F = \Psi\lambda(t), \text{ dove } \Psi_i = m_i h_i$$

La seconda distribuzione, attinente al Gruppo 2 è una distribuzione di carico uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione, proporzionale alle masse.

$$2) F = \Psi\lambda(t), \text{ dove } \Psi_i = m_i$$

Tali profili di carico si applicano indipendentemente dalle percentuali di massa partecipante associate ai primi modi di vibrare.

Calcolo della capacità di spostamento e verifiche agli stati limite

Gli spostamenti limite possono essere indicati sulla curva di capacità, in corrispondenza dei valori di sollecitazione-spostamento che corrispondono al raggiungimento degli stati limite. In particolare con riferimento alle normative italiane il valore di d_u viene definito (§C.7.8.1.5.4), nei vari casi, come:

- Stato Limite di Danno (SLD): si considera il minimo valore, tra lo spostamento massimo corrispondente al raggiungimento della F_{max} e quello per il quale lo spostamento relativo tra due impalcati consecutivi ecceda il valore di $0,003h$, dove h è l'altezza d'interpiano.
- Stato limite di Operatività (SLO): si considera lo spostamento per il quale, lo spostamento tra due impalcati consecutivi, ecceda il valore di $2/3$ di quello calcolato per lo SLD.
- Stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV): si considera raggiunto tale stato limite alla riduzione del 20% della resistenza massima.
- Stato limite di Collasso (SLC): si assume che il soddisfacimento dello SLV implichi il soddisfacimento anche dello SLC.

Per gli edifici esistenti risulta obbligatoria solo la verifica agli SLU, le restanti verifiche sono facoltative, anche per edifici di classe III e IV (a differenza di quanto accade per edifici nuovi in muratura).

Nella verifica allo SLV si impongono limiti agli spostamenti ultimi per azioni nel piano di ciascun pannello al netto di eventuali moti rigidi del pannello stesso. I limiti corrispondono a:

- a 0,4% dell'altezza del pannello in casi di rottura a taglio,
- a 0,6% dell'altezza del pannello in casi di rottura a pressoflessione (per pannelli che esibiscono un comportamento a mensola tale limite può essere incrementato fino al doppio).

I valori di calcolo dei materiali da applicare nelle verifiche sono ottenuti dai valori meccanici medi ridotti del fattore di confidenza in base al livello di conoscenza raggiunto con il percorso conoscitivo, si esclude l'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, perché vengono escluse le incertezze statistiche dovute alla produzione.

Per le verifiche di sicurezza, in casi di analisi statiche non-lineari, la capacità di spostamento deve risultare maggiore della domanda sismica allo stato limite considerato. Inoltre, un'ulterio-

re verifica in termini di duttilità consiste nell'imporre

$$q^* < 3$$

dove q è definito come il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente $SDOF$ calcolato sulla base dell'accelerazione spettrale associata al periodo e il taglio resistente alla base del sistema equivalente $SDOF$ ottenuto dall'analisi statica non-lineare.

5.4.5. Affidabilità dell'analisi *pushover*

L'affidabilità della verifica globale sugli edifici in muratura esistenti dipende in primis dalla capacità della struttura reale di manifestare un comportamento d'insieme. In casi in cui la risposta sismica avviene con una sequenza di meccanismi locali, i risultati dell'analisi *pushover* sono totalmente fuorvianti. La verifica globale di conseguenza richiede una verifica locale preliminare che escluda l'insorgenza di meccanismi localizzati di primo modo, o eventualmente l'esecuzione di interventi che vadano a migliorare il comportamento scatolare dell'edificio, le connessioni tra le membrature e gli ammorsamenti tra le fodere murarie, per garantire una corretta distribuzione delle forze orizzontali tra gli elementi resistenti individuati.

L'affidabilità dell'analisi statica lineare è, altresì, molto suscettibile alle caratteristiche del modello. In particolare, un modello a plasticità diffuso piuttosto che a plasticità concentrata offre una risposta molto più accurata. Ad esempio, un'ipotesi errata circa la localizzazione delle cerniere plastiche in un modello a plasticità concentrata risulta essere fuorviante circa l'andamento delle plasticizzazioni e sulla conseguente verifica in termini di spostamento.

Nelle analisi non lineari, le verifiche avvengono in termini di spostamento di piano o deformazione, di conseguenza i valori delle resistenze agiscono in maniera limitata a causa della possibilità di entrare in campo plastico e prevedere una redistribuzione delle forze. Per questo i valori di resistenza dei materiali vengono ridotti solo del fattore di conoscenza, e non si usano ulteriori coefficienti parziali di sicurezza. In casi di analisi lineari i coefficienti parziali di sicurezza hanno lo scopo di ridurre le incertezze legate alla dispersione statistica dei valori delle resistenze, essenziali per la verifica che avviene in campo elastico.

Come precedentemente affermato, l'analisi statica non lineare prevede la misurazione iterativa dello spostamento globale della struttura per ogni passo di carico, valutato monitorando quello di un nodo di controllo rappresentativo. In casi di edifici regolari, il punto di controllo viene, usualmente, scelto in corrispondenza del baricentro dell'ultimo impalcato significativo, come prescrivono i codici normativi italiano ed europeo. Tale assunto proviene dalla presupposizione che la deformata globale sotto il carico sia sostanzialmente composta da moti di traslazione degli impalcati lungo la direzione di spinta. Quest'ipotesi risulta particolarmente affidabile in casi di strutture ad impalcati rigidi (ad esempio strutture con impalcati in laterocemento), poiché la condizione di vincolo imposto dall'impalcato agli elementi verticali permette un'efficace distribuzione dei carichi, e lo spostamento dello stesso è poco influenzato dalla distribuzione planimetrica degli elementi di piano dotati di deformabilità più o meno accentuata. Si considera opportuno in tal caso trascurare i torrioni dei vani scala o elementi che non sono rappresentativi della struttura.

In presenza di impalcati deformabili, la scelta è più complessa: i solai non permettono una distribuzione omogenea degli sforzi di taglio, proporzionale alla rigidità dei singoli elementi, e la risposta del singolo elemento verticale assume un peso maggiore alla deformata globale rispetto al caso precedente. La curva di capacità varierà in base alla parete su cui viene fissato il nodo di controllo. Il procedimento usuale è di svolgere sempre varie analisi-campione che ci informino sulla porzione di struttura che giunge prima al collasso, e posizionare il punto di

controllo sulla stessa. Inoltre, è sempre consigliabile svolgere varie analisi con punti di controllo differenti ed eseguire la verifica su quella più cautelativa.

5.4.6. Nuove applicazioni nell'analisi *pushover* per edifici irregolari

L'analisi non lineare statica assume un ruolo fondamentale nell'ambito dell'intervento sugli edifici in muratura in quanto permette la valutazione effettiva della risposta strutturale in termini di duttilità, e quindi di superare i limiti presentati dalle analisi lineari per le quali non si sarebbe in grado di definire un valore affidabile del fattore di struttura. Anche a tal fine, le normative tecniche italiane permettono l'impiego di analisi *pushover* a prescindere dalla percentuale di massa partecipante relativa al primo modo di vibrare.

È risaputo che le procedure di analisi statica non lineare sono state sviluppate nell'ambito dell'analisi sismica di edifici in c.a. o per strutture a telaio in acciaio con le ipotesi di solai rigidi e che forniscono risultati affidabili in casi di configurazioni regolari. In edifici irregolari, la prima criticità è che la prima forma modale può non essere rappresentativa del comportamento dinamico poiché la massa partecipante ad esso associata può non essere elevata. Ne conseguono diverse incertezze, nell'attribuire una condizione di carico rappresentativa del comportamento strutturale, poiché non ci si può ricondurre alle distribuzioni usuali di forze proporzionali al primo modo di vibrare più o meno regolarizzato (ad esempio quello triangolare) in quanto la rigidità delle pareti varia in altezza e l'assenza di solai rigidi non permette di svolgere considerazioni a priori sulla deformata.

Sono state formulate in letteratura numerose proposte per adattare tali metodologie di analisi ad edifici fortemente irregolari nei quali i modi traslazionali non forniscono un contributo rilevante con valori di massa partecipante elevata per i moti rotazionali.

Tali metodologie si sviluppano in vari ambiti:

- Esecuzione di analisi multimodali che sfruttano distribuzioni di forze proporzionali ad una combinazione di forme modali con un valore rilevante di massa partecipante, o distribuzioni adattive che modificano il profilo di carico in base alle variazioni nella deformabilità della struttura con l'avanzare del danneggiamento.
- Introduzione di fattori correttivi per amplificare la domanda di spostamento.
- Impiego di eccentricità correttive per riprodurre l'effetto torsionale indotto dalla irregolarità.

Riguardo la scelta di un nodo di controllo, studi di ricerca recenti (*Lagomarsino et al.*) suggeriscono, in casi di edifici regolari con solai flessibili, la scelta di un nodo di controllo idoneo e il tracciamento della curva di capacità tramite la valutazione dello spostamento medio dei nodi dell'ultimo livello. La procedura viene eseguita monitorando lo spostamento di un punto di controllo, ma la curva di capacità valuta gli spostamenti medi di piano (media pesata delle masse nodali).

In ultimo, la verifica con la domanda di spostamento associata allo stato limite di riferimento viene eseguita tramite un confronto con lo spostamento di ogni singolo elemento (ASCE/SEI 41-13 2014) o considerando degli spostamenti *drift* d'interpiano o criteri euristici sul degrado di rigidità o resistenza della curva *pushover* (EC8-3 2005, NTC2008).

In questo campo numerose problematiche possono insorgere in casi di edifici irregolari, in pianta come in altezza dotati di solai flessibili: i confronti con la domanda di spostamento relativi agli stati limite possono non essere cautelativi impiegando i criteri precedentemente elencati. In particolare il criterio euristico, proposto dalle NTC, di associare allo spostamento relativo allo SLV, uno spostamento del nodo di controllo al quale corrisponde un decadimento della resistenza a taglio del fabbricato del 20% rispetto al valore massimo, può indurre al trascura-

re la presenza di situazioni critiche. Queste possono essere, ad esempio, porzioni di struttura fortemente danneggiate in punti localizzati che rispondono in termini esigui alla resistenza globale, ma che hanno rilevanza importante, poiché possono mettere a repentaglio la vita dei fruitori del fabbricato. Recentemente è stato proposto da *Lagomarsino e Cattari (2015)* un metodo di valutazione delle domande di spostamento, associate ai vari stati limite, basato su un approccio multiscala. Tale approccio si basa sulla combinazione dei risultati ottenuti dall'analisi della risposta sismica, *in primis*, dell'elemento strutturale preso singolarmente, a seguire della risposta delle pareti bidimensionali e, infine, della risposta globale. Nell'approccio multiscala si confronta la curva di capacità con la domanda di spostamento relativo allo stato limite indagato a varie scale, per ogni scala si introducono alcune variabili che vengono studiate all'avanzare del comportamento strutturale in ambito non lineare.

Le variabili sono la cumulata dei pannelli murari (schematizzati come macroelementi) che hanno raggiunto un prefissato livello di danno (E), i *drift* nelle pareti murarie e nei solai (M), il taglio totale alla base della struttura normalizzato dalla curva *pushover* globale (G).

Il raggiungimento di un determinato stato limite si valuta a tutte le scale evidenziate, di conseguenza il valore minimo relativo ad uno di essi viene riportato sulla curva *pushover* e impiegato per la verifica. L'indicatore viene detto:

$$u_{DLk} = \min (u_{E,PLk}, u_{M,PLk}, u_{G,PLk})$$

dove a k corrisponde lo stato limite indagato ($k = 1, \dots, 4$). Ovviamente, si devono opportunamente stabilire dei criteri che definiscano il raggiungimento di uno stato limite alle diverse scale.

In questo modo la capacità di spostamento relativo ad uno stato limite u_{DLk} viene proporzionata anche a danneggiamenti localizzati a singole pareti che, possono non corrispondere ad un elevato decadimento di taglio alla base. In questo modo si offre un criterio più valido rispetto ai criteri empirici (delle NTC o dell'EC8) che legano il raggiungimento dello SLV ad un determinato valore di decadimento del taglio alla base (20%). Tale approccio si può impiegare anche in analisi dinamiche non lineari, garantendo la possibilità di validare i risultati di analisi statiche non lineari.

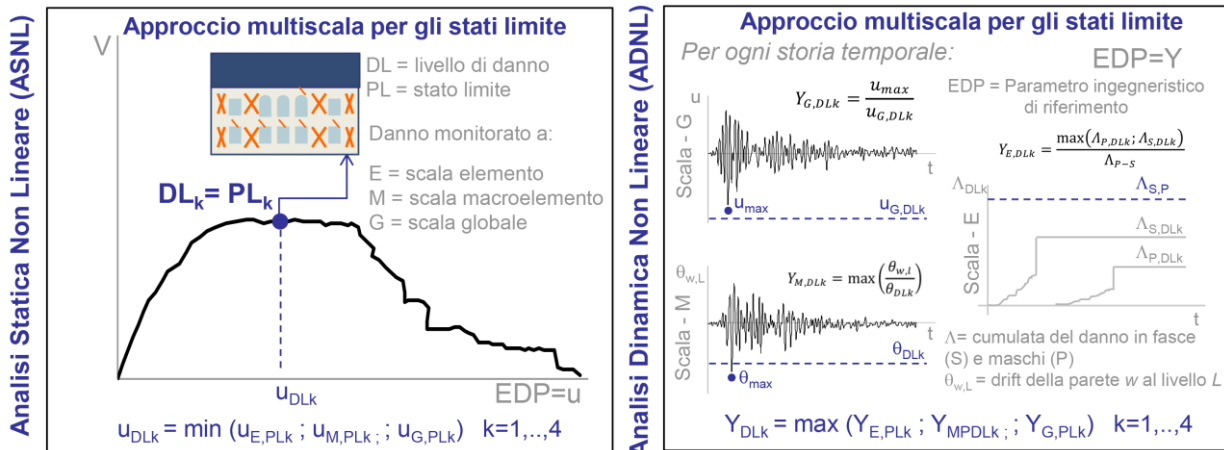


Fig.5.37 Approccio multiscala adottato da Lagomarsino e Cattari, 2015

6. Interventi di recupero strutturale nell'edilizia mista

Il recupero strutturale comprende tutti i processi di conoscenza, progetto e intervento di consolidamento, volti alla risoluzione di problematiche strutturali indotte per motivi di obsolescenza fisiologica, patologie o fenomeni traumatici e al ripristino delle caratteristiche statiche dell'esistente. Il processo non riguarda solo gli interventi e le tecniche di consolidamento, ma, in generale, anche la fase conoscitiva, con le tecniche diagnostiche, il rilievo delle problematiche strutturali e non, che sono essenziali alla conoscenza della struttura e propedeutiche alla definizione di un modello strutturale idoneo al progetto degli interventi in termini quantitativi.

Il settore del recupero strutturale del patrimonio edilizio storico si sviluppa nell'ultimo trentennio, all'indomani dei terremoti Friulano del 1976 quello Campano-Lucano del 1980. In queste occasioni le conseguenze dei sismi denunciarono le importanti carenze strutturali di un patrimonio che occupavano una vasta porzione del costruito. La classe tecnica della scorsa generazione si trovò di fronte a problematiche nuove, non supportate dalla letteratura tecnica e dai codici normativi che erano fortemente carenti, poiché sviluppati esclusivamente nei riguardi dei nuovi materiali che si diffondevano e rappresentavano l'unico oggetto di interesse.

I primi interventi proposti dai professionisti dell'epoca risultarono profondamente errati e ancora oggi si notano le conseguenze sul patrimonio interessato. In questo ambito, è doveroso elencare esempi di reticoli cementati, una tecnica di intervento che consisteva nella foratura della muratura e nell'iniezione di barre metalliche inclinate, solidarizzate con malte cementizie. Tali interventi incidono fortemente nel comportamento statico delle murature, sconvolgendolo, e portavano alla manifestazione di fenomeni di degrado dovuti a errori tecnici di esecuzione dovuti all'inesperienza della classe tecnica. Ad esempio, gravi erano i fenomeni di ossidazione delle barre iniettate, che difficilmente venivano ricoperte integralmente da malta (e quindi non erano debitamente protette dallo strato passivante), e si osservava migrazione di sali sulla superficie delle murature dovute all'incompatibilità chimica indotta tra malta di calce e elementi in pietra.

Altri, interventi drastici, già citati nei capitoli precedenti, erano la sostituzione di orizzontamenti lignei o voltati con solai in laterocemento, molto rigidi che miglioravano la distribuzione delle forze d'inerzia indotte dal terremoto, ma appesantivano drasticamente la struttura incrementando le accelerazioni sismiche e i carichi alla base dei paramenti murari. Le murature, il più delle volte, non avevano capacità resistenti necessarie a sopportare tali sforzi, poiché non venivano eseguite prove di caratterizzazione meccanica.

Il primo esempio citato, mostra l'inadeguatezza di una classe tecnica che agisce su un patrimonio sostanzialmente sconosciuto dal punto di vista statico, chimico e materico, in maniera invasiva

e indiscreta. Il secondo esempio, invece, denuncia le carenze teoriche basilari nella prassi dell'intervento dell'esistente, che veniva condotto trascurando quasi completamente la parte conoscitiva.

Ulteriore criticità era riferita ai metodi di modellazione e analisi delle strutture murarie, si pensi che i metodi POR (definiti al capitolo 5) negli anni '80, erano gli unici in grado di interpretare in maniera più o meno realistica il comportamento strutturale ed essi erano fondati su un'analisi incrementale della risposta alle azioni orizzontale del singolo piano nell'ipotesi di rigidità infinita di solai e fasce di piano. Si può immaginare che la classe dei professionisti era motivata a rivolgersi a interventi di irrigidimento dei solai anche nell'ottica di conferire affidabilità all'unico metodo di calcolo di cui si disponeva.

Oggi, la teoria degli interventi ha svolto molti passi avanti a livello tecnologico, molte delle criticità riscontrate negli anni '70-'80 sono state risolte, ma il settore è in continuo sviluppo. In questa sede verranno approfondite le prassi idonee al consolidamento strutturale, con uno specifico riferimento alla classe di edifici misti in muratura-c.a..

6.1 Principi di recupero strutturale e di miglioramento sismico

L'ambito del consolidamento sismico rientra nel macroambito del recupero strutturale del preesistente, definito come un processo volto a garantire la sicurezza statica di un edificio esistente.

Come evidenziato nell'introduzione al paragrafo, le teorie del consolidamento dell'ultimo secolo proponevano interventi di sostituzione, piuttosto che la conservazione, nei riguardi di componenti architettonici, a causa di esigenze di semplicità ed economicità. Si tendeva all'estendere al preesistente gli standard impiegate per le nuove costruzioni, impiegando tecniche e tecnologie moderne, introducendo gravi manomissioni pur di adeguare il preesistente alle nuove esigenze e prescrizioni normative.

Di contro, il principio base del recupero strutturale è l'esigenza di condurre un processo di consolidamento rispettoso delle caratteristiche architettoniche, estetiche, funzionali e statiche del bene, ovvero dei valori espressi. Il riconoscimento di questi valori nel processo di recupero assume un'importanza rilevante nell'ambito della scelta delle modalità di intervento al fine di impedire la sparizione fisica e filologica dell'organismo preesistente. Il processo di recupero, infatti, deve conciliare l'aspetto della sicurezza strutturale alla conservazione delle caratteristiche architettoniche.

L'obiettivo dell'intervento non deve essere quello di garantire una sicurezza permanente e di adeguarlo in maniera assoluta, pur con interventi molto pesanti; bensì quello di garantire una sicurezza prima, mentre e dopo l'evento sismico nell'ambito della vita utile di riferimento prescritta dalla normativa, privilegiando interventi meno invasivi e localizzati.

Il principio di non-cancellazione delle nature storiche, ovvero nel consentirne la leggibilità pur intervenendo sul bene, è essenziale, e si compone con l'istanza di adattamento del patrimonio ai differenti bisogni che si ripresentano all'utilizzazione. Un altro dei principi base è, infatti, condurre un processo di recupero con l'obiettivo di garantire un'utilizzazione del bene, una destinazione d'uso possibilmente coerente con le caratteristiche architettonico-funzionali. Solo un uso costante del bene, può prevedere interventi di manutenzione ricorrenti e poco invasivi nel tempo, che permettano la conservazione del bene negli anni.

Un processo di recupero corretto si basa su una fase conoscitiva che si rivolge alla conoscenza dell'edificio in tutti gli ambiti. In particolare, ai fini del consolidamento strutturale la fase preliminare è essenziale nel rilievo di problematiche strutturali o dissesti che incidono sulla partecipazione strutturale di determinati elementi. Non sono rari i casi in cui un quadro lesionario evidenzia la separazione di una parte del corpo di fabbrica che a quel punto non dispone di capacità portante e perde ogni incidenza sulla risposta globale.

La risoluzione di una problematica statica non può prescindere dall'individuazione delle cause che la provocano che possono essere di svariati tipi, connesse alle fondazioni e eventuali cedimenti del terreno, a processi di obsolescenza che riducono le caratteristiche meccaniche del materiale, ad esecuzioni e posa in opere non ottimali, a variazioni di carico, eventi traumatici o modifiche indiscrete indotte da interventi di trasformazione. Ovviamente tali cause possono sovrapporsi e in tali casi devono essere risolte nella totalità.

Il sisma viene identificato spesso come una delle più temibili cause di danno, il danno è proporzionale all'intensità del sisma, alle sue caratteristiche dinamiche comparate a quelle dell'edificio, al degrado e alle tecniche costruttive e alle problematiche statiche di quest'ultimo. I primi interventi di miglioramento della risposta sismica, rilevati nella povera letteratura dei secoli scorsi, erano finalizzati, al ripristino della continuità strutturale, applicando le regole dell'arte con opportuni accorgimenti relativi alla resistenza alle azioni sismiche, come l'ammorsamento delle murature trasversali, architravi in legno in corrispondenza delle aperture, introduzione di catene resistenti a trazione, collegamento dei solai ai muri, limitate altezze e sagomatura a scarpa dei muri trasversali. Questi accorgimenti venivano associati ad un intervento usuale di scuci-cuci volto a garantire un comportamento monolitico al singolo paramento murario e quindi a impedire la disgregazione muraria prima dell'insorgenza di un qualsiasi meccanismo di primo o secondo modo.

Gli interventi di miglioramento sismico devono essere volti al sanare eventuali scenari di danneggiamento già presenti e, di seguito, a migliorare le prestazioni di resistenza alle azioni indotte. Nei casi di edifici in muratura o misti, essi devono basarsi su un quadro conoscitivo e un'analisi dei meccanismi di danneggiamento già presenti, agire in maniera preliminare nei confronti di carenze localizzate ai singoli paramenti murari o in zone che possono essere soggette a meccanismi di primo modo. Gli interventi che devono apportare miglioramenti in termini globali possono risultare inefficaci nel momento in cui non vengano risolte le carenze presenti.

Gli interventi volti al miglioramento sismico, secondo i principi del recupero strutturale, devono essere predisposti per garantire la conservazione materica-architettonica di un fabbricato in caso di evento sismico, sanando le carenze evidenziate in fase di conoscenza, presenti a causa di un'assenza di progettazione sismica idonea. Essi devono così basarsi su un quadro conoscitivo molto approfondito, che oltre ai livelli di danneggiamento ponga opportuna attenzione alle peculiarità dell'edificio, alle tecniche costruttive, al funzionamento strutturale e anche alle trasformazioni storiche che il fabbricato ha subito attribuendo anche ad esse il giusto valore.

6.2 Strategie di miglioramento sismico sull'esistente

In generale, una verifica alle azioni verticali o orizzontali prevede un confronto tra capacità di prestazione strutturale e domanda indotta dalle azioni ed entrambi i termini possono essere espressi per sollecitazioni o spostamenti.

$$\text{Domanda (spostamento richiesto, sollecitazioni)} \leq \text{Capacità (spostamento ultimo, resistenza)}$$

In relazione alle azioni sismiche, definite come non controllate dall'uomo nel quadro normativo attuale, le strategie di miglioramento della risposta strutturale si possono distinguere in due macroambiti.

- Riduzione dell'azione sismica di progetto
- Aumento della resistenza o della duttilità

La prima strategia agisce sul parametro di domanda e prevede una riduzione delle masse sismiche o una modifica delle caratteristiche di rigidità della struttura. In questo modo le caratteristiche dinamiche della struttura variano e, di conseguenza, anche le azioni di progetto imposte dalla normativa. Si pensi, inoltre, ad un intervento di isolamento sismico alla base, eseguito tra le fondazioni e la struttura in elevazione, che riduce fortemente le accelerazioni indotte da un terremoto.

Nel secondo ambito rientrano tutti gli interventi volti al miglioramento della risposta strutturale nella globalità, ovvero, interventi di consolidamento vari che agiscono sui paramenti murari, sui solai, sulle connessioni. Una strategia idonea al ridurre l'azione sismica di progetto può anche essere un cambiamento di destinazione d'uso, con una riduzione dei carichi variabili.

La distinzione tra le strategie non è netta, poiché, molti tra gli interventi riconosciuti dalla letteratura scientifica agiscono in entrambe gli ambiti. Ad esempio, un intervento volto al miglioramento della risposta del singolo pannello murario, come un placcaggio in intonaco armato, induce modifiche sia nelle caratteristiche dinamiche dello stesso e, quindi, all'azione sismica, sia in termini di resistenza, come si può osservare dalle prescrizioni imposte dal quadro normativo attuale in tali casi.

La scelta della strategia più idonea è molto legata alla specificità del caso, in quanto alla base della scelta delle tecniche di intervento risiede sempre la necessità di valutare le esigenze che motivano il processo.

Si pensi ad un intervento da eseguirsi su un bene monumentale: in questi casi importanza fondamentale assume l'esigenza di preservare le caratteristiche estetiche e materiche del bene; oppure, ad un intervento su un edificio di importanza strategica, al quale si deve garantire il mantenimento della funzionalità anche durante il processo di posa in opera di un intervento.

Gli interventi si differenziano in varie tipologie.

- Rinforzi degli elementi resistenti: interessano alcuni o tutti gli elementi resistenti, al fine di migliorarne il comportamento ad azioni orizzontali e le caratteristiche meccaniche. Si devono valutare opportunamente le variazioni di risposta meccanica indotta dall'irrigidimento di un pannello murario piuttosto che di un altro nella risposta globale.
- Inserimento di alcuni elementi: introduzione di contrafforti o sistemi di connessione tra i paramenti murari come tiranti, cordoli o architravi. Essi sono elementi di resistenti a trazione che incrementano le prestazioni delle fasce e di conseguenza inducono condizioni di vincolo più convenienti ai maschi murari. Sono molto efficaci al fine di impedire alcuni meccanismi di collasso di primo modo e, di solito, incrementano in maniera efficace la duttilità della struttura.
- Sistemi di protezione passiva: rientrano in questa categoria i sistemi di isolamento alla base.
- Riduzioni delle masse: inducono una migliore risposta conseguentemente alla riduzione delle forze d'inerzia indotte da un terremoto.

Le caratteristiche di un intervento, sono di seguito elencate:

- Estensione: relativamente al numero di pannelli murari interessati.
- Reversibilità: in termini modifica permanente delle caratteristiche del fabbricato o possibilità di rimuovere eventuali componenti introdotti.
- Rispetto del comportamento statico e dinamico: si valuta se l'intervento induce variazioni nel comportamento strutturale del fabbricato e in quale entità.
- Stato di coazione indotto: relativo alla modifica dello stato tensionale al quale è soggetto un elemento del fabbricato; si possono distinguere così sistemi di protezione passiva che agiscono in casi di sisma, o catene indotte per risolvere problematiche di abbassamento in chiave.

- Integrità architettonica: rispetto delle caratteristiche estetiche e materiche del fabbricato.
- Durabilità: caratteristiche di efficacia in continuità nel tempo.
- Economia: espressa in termini di rapporto costi-benefici.

Per questo l'innovazione nell'ambito degli interventi si rivolge verso le caratteristiche di reversibilità, minore invasività e rispetto dell'impatto estetico e delle caratteristiche strutturali. Si preferisce impiegare tecniche di rinforzo passive, non introducendo coazioni ai paramenti murari che potrebbero essere infette da errori di calcolo e di conseguenza potrebbero indurre problematiche aggiuntive indesiderate. Gli interventi presentati a seguito, presentano caratteristiche di leggerezza, al fine di non incrementare le masse sismiche e durabilità, sebbene in quanto tecniche innovative, non sono state sperimentate in tempi lunghi.

Tali tecniche si rivolgono verso nuovi materiali performanti dal punti di vista meccanico, impiegandoli singolarmente o in maniera composita al fine di incrementare le prestazioni di resistenza e duttilità dei paramenti murari e quindi pronti a rispondere alle esigenze del PBD incentrate sulla risposta in termini di duttilità degli edifici.

6.3 Tipologie e criteri per gli interventi di consolidamento sismico per edifici in muratura nella normativa attuale

Le norme tecniche, premettendo che qualsiasi intervento sia finalizzato all'eliminazione e alla riduzione di carenze legati a errori di progetto o esecuzione, situazioni di degrado, trasformazioni inadeguate, etc. e al rafforzamento della struttura esistente, individuano varie categorie di intervento, specificando i casi e le condizioni in cui sono obbligatorie:

- *Interventi di adeguamento*
Idonei a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle presenti norme, in riferimento alle azioni di progetto prescritte dalle norme tecniche. Per l'adeguamento si esclude il rispetto delle prescrizioni in termini di dettagli costruttivi, sebbene sia richiesto il rispetto dei livelli di resistenza e duttilità richiesti per i vari stati limite.
- *Interventi di miglioramento*
Volti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente e alla valutazione dell'entità massima delle azioni al quale la struttura può resistere, con il grado di sicurezza richiesto. In queste tipologie di interventi non si richiede che necessariamente si raggiungano i livelli di sicurezza richiesti dalle presenti norme.
- *Riparazioni o interventi locali*
Possono essere interventi di riparazione, rafforzamento o sostituzione di elementi strutturali o parti di essi. Tali interventi devono comportare un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti e non cambiare significativamente il comportamento strutturale globale a carichi verticali e orizzontali, a tal proposito non devono indurre significative variazioni in termini di rigidità o peso.

Si propone di seguito un excursus sintetico sulle metodologie di consolidamento proposte dal quadro normativo attuale. A questo scopo, ci si riferisce alle murature, poichè gli interventi idonei al miglioramento sismico delle strutture miste muratura-c.a. ricalcano, in gran parte, quelli degli edifici a struttura muraria a causa del ruolo prevalente assunto da tale sistema nella risposta strutturale.

Il quadro normativo (nella Circolare 02-02-2009 n. 617) definisce un quadro delle tipologie di interventi, consigliando l'impiego degli stessi su porzioni estese delle strutture in modo regolare

e uniforme tale da non alterare le caratteristiche di rigidità globali e da non indurre sforzi localizzati.

Le tipologie di interventi devono essere applicate in quantità idonee, con una specifica attenzione, caso per caso, previa accertamento delle carenze e valutazione dei benefici indotti. Si differenziano in base alle tematiche e di seguito verranno elencati sinteticamente.

- Interventi volti a ridurre le carenze dei collegamenti
Sono interventi mirati al miglioramento della risposta globale, all'esclusione di meccanismi di primo modo o sforzi localizzati. Incidono sulle connessioni tra i paramenti murari e permettono un comportamento scatolare del fabbricato. L'esecuzione di questi interventi legittima l'esecuzione di analisi globali, che in caso di meccanismi locali non sarebbero realistiche.
- Interventi sugli archi e sulle volte
Sono interventi volti alla riduzione delle spinte indotte dai sistemi strutturali spingenti che possono degenerare in dissesti sulle volte o sulle murature adiacenti. Ci si riferisce a catene, contrafforti o ringrossi murari o ai più invasivi placcaggi o alleggerimenti di volte.
- Interventi volti a ridurre l'eccessiva deformabilità dei solai
I solai costituiscono un vincolo ai paramenti murari e sono adibiti al trasferimento degli sforzi taglianti sui paramenti murari. L'obiettivo dell'intervento è l'irrigidimento di solai, utile per una ripartizione delle azioni sismiche in maniera proporzionale alla rigidità dei singoli elementi strutturali. Poiché questi interventi il più delle volte comportano l'incremento dei carichi, sono sempre accompagnati da una verifica a carichi verticali dei paramenti murari e un aumento di resistenza eventuale. La deformabilità dei solai può essere ridotta nel piano o fuori dal piano.
- Interventi in copertura
Sono interventi volti al miglioramento della connessione tra gli orizzontamenti di copertura e i paramenti murari su cui poggiano. Prevedono la realizzazione di cordoli o tirantature al fine di evitare fenomeni di scorrimento reciproci tra coperture e muri portanti che possono portare a distacchi e fenomeni di martellamento.
- Interventi che modificano la distribuzione degli elementi verticali resistenti
Prevedono l'inserimento di nuove pareti che migliorino la regolarità strutturale e la resistenza alle azioni sismiche. Rientrano in questa categoria anche le realizzazioni di nuove aperture, che nel caso in cui indeboliscono il paramento murario di competenza devono essere intelaiate.
- Interventi volti ad incrementare la resistenza nei maschi murari
Sono gli interventi volti al rinforzo e risanamento delle murature deteriorate o danneggiati o al miglioramento delle prestazioni meccaniche. Varie sono le tipologie e dovranno essere scelti in maniera compatibile alle caratteristiche materiche e meccaniche della muratura ed, eventualmente, preceduti da interventi di miglioramento di integrità strutturale nel piano o tra le fodere murarie. Si elencano interventi di scuci-cuci, iniezione di miscele leganti, ristilatura dei giunti, inserimento di diatoni artificiali, tirantini antiesplivivi, placcaggi con intonaco armato o con tessuti o lamine che inducono anche caratteristiche di resistenza a trazione.
- Interventi su pilastri e colonne
Volti al rinforzo di questi elementi per carichi assiali o orizzontali. Avvengono con

cerchiature, contrafforti o miglioramento delle connessioni ai pannelli murari di maggior rigidità.

- Interventi in fondazione
Entrano difficilmente nel merito della risposta sismica degli edifici, ma si possono verificare casi in cui i terreni inducono cedimenti che portano a dissesti e mancata partecipazione alla risposta sismica di alcuni componenti strutturali.
- Realizzazione di giunti sismici
La realizzazione di giunti sismici può portare alla regolarizzazione della risposta strutturale in casi di strutture fortemente irregolari. La scomposizione di strutture composte in strutture semplici è una soluzione adottata spesso, ma può portare a forti perturbazioni nel comportamento strutturale e per questo deve essere adottata con cautela.

6.4 Metodologie innovative di consolidamento: i materiali fibrorinforzati

I materiali compositi provengono dagli ambiti dell'ingegneria aeronautica, navale, dell'industria sportiva nei quali venivano impiegati, poiché si richiedevano materiali prestazioni elevate in termini di resistenza o rigidità, e non si presentavano problematiche in termini di costo. I materiali compositi si sono diffusi anche nel settore delle costruzioni, nell'ultimo ventennio, a causa delle elevate prestazioni offerte che ne hanno consentito un'ampia diffusione e una diminuzione dei costi. Oggi sono molto impiegati nel settore del recupero e della conservazione del patrimonio edilizio degradato. Tali tecniche di intervento risultano essere piuttosto recenti, di conseguenza non esiste una letteratura univoca che ne definisce i metodi universali di applicazione, inoltre la recente introduzione non permette la sperimentazione su tempi lunghi e rimangono dubbi in termini di durabilità ai quali solo il passare degli anni potrà dare risposta. I quadri normativi, oggi, sono ancora carenti e di conseguenza i metodi di calcolo e verifica sono difficili da reperire, il codice normativo italiano non norma l'impiego dei materiali compositi, ma li cita e consiglia di riferirsi a documenti di comprovata validità come le Istruzioni CNR-DT 200/04 del Consiglio Nazionale delle Ricerche.



Fig. 6.1 e 6.2 Fasciature con FRP su volte e pilastri

I materiali fibrorinforzati sono idonei al rinforzo locale di elementi portanti in muratura, archi o volte, così come elementi in c.a. legno o metallici. In particolare possono incrementarne le caratteristiche meccaniche (ad esempio le prestazioni a pressoflessione o taglio dei pannelli murari) o risolvere dissesti indotti da degrado o obsolescenza e di conseguenza, sono molto usati nei cambi di destinazione d'uso, incrementi dei carichi di progetto o miglioramenti alle azioni sismiche.

Per materiale composito si intende un materiale composto da più materiali abbinati in modo tale da incrementare le prestazioni meccaniche di ciascuno preso singolarmente. Sono composti da varie parti chiamate fasi: normalmente è presente una fase continua, matrice, nella quale si immerge la fase discontinua detta fase di rinforzo.

In questo contesto, i materiali compositi fibrorinforzati sono i più impiegati nell'edilizia, composti da fibre immerse in una matrice resinosa. Le fibre sono dotate di elevate prestazioni meccaniche, ad esempio elevata resistenza a trazione, e conferiscono resistenza e rigidità all'elemento strutturale al quale sono applicati. La matrice ha il ruolo di connettere le fibre tra loro e di trasferire i carichi tra esse, oltre a solidarizzare il materiale composito con il paramento sul quale è applicato. Di conseguenza la matrice trasmette gli sforzi dal paramento murario al materiale composito e non può essere dotata di caratteristiche di incompatibilità rispetto al materiale che compone la superficie sul quale è applicata (es. laterizio, pietra ecc).

In generale nell'ambito dell'edilizia si distinguono quattro tipi di fibre impiegate, in nastri o tessuti:

- Fibre di carbonio
- Fibre di vetro
- Fibre aramidiche (fibre polimeriche dotate di elevata resistenza a trazione ottenute dalla lavorazione dei Poliammidi)
- Fibre di acciaio

Le resine sono di due tipi:

- Resine polimeriche termoindurenti per materiali FRP (Fiber Reinforced Polymers)
- Matrici cementizie per materiali FRCM (Fiber Reinforced Cementitious Matrix)

Le peculiarità che rendono un materiale fibrorinforzato idoneo per l'impiego nel recupero degli edifici storici sono:

- Elevata tensione di rottura (in particolare a trazione, in quanto non sono chiamati a rispondere a sforzi di compressione);
- Elevata resistenza alla corrosione e durabilità;
- Leggerezza (utile al fine di non incrementare i carichi portati dell'edificio e le forze sismiche);
- Versatilità (applicazioni su elementi di morfologia varia e possibilità di incrementare le caratteristiche meccaniche secondo varie direzioni);
- Facilità di applicazione;
- Reversibilità d'intervento e non invasività.

Un materiale composito risponde a sforzi di trazione nella direzione delle fibre, inoltre è schematizzabile come un materiale continuo e omogeneo, poiché le differenze meccaniche a livello microscopico tra fibre e matrice non sono rilevanti quando tali materiali sono impiegati alla scala dell'edificio. L'anisotropia del materiale, inoltre, è un limite facilmente risolvibile in casi di applicazione di più strati sovrapposti a fibre orientate in varie direzioni.

I materiali fibrorinforzati sono, infatti, disponibili in tessuti uniassiali, con tutte le fibre orientate

in una direzione, tenute insieme da una trama di tipo non strutturale; biassiali, con una tessitura bidirezionale ortogonale; o quadriassiali, con fibre orientate in varie direzioni.

La procedura applicativa standard per il placcaggio strutturale viene riportata di seguito. Si ricordi che un'operazione preliminare molto importante è la posa in opera di opere provvisorie che eliminino qualsiasi carico accidentale sul paramento murario, in modo tale da permettere al rinforzo di agire a seguito delle prime deformazioni che avvengono alla rimozione delle opere provvisorie. Inoltre, è opportuno risolvere dissesti in fase di avanzamento e risarcire fessurazioni eventualmente presenti.

1. Preparazione del supporto: si richiede che la superficie sia asciutta, pulita e priva di materiali incoerenti. Questa fase consiste nella rimozione dell'intonaco o altri rivestimenti superficiali, nell livellamento della superficie e nell'applicazione di un primer epossidico. Il primer viene introdotto in due fasi: la prima, a maggiore fluidità per facilitarne la penetrazione nel supporto e, poi, una seconda stesura di primer reso meno fluido dall'inserimento di inerti al fine di ottimizzare la superficie per l'adesione del materiale in fase continua.
2. Stesura del primo strato di matrice
3. Impregnazione delle fibre (eventuale): tale fase riguarda l'impiego di matrici polimeriche. Può avvenire a umido (immergendo il nastro in una vaschetta e poi lasciato sgocciolare o passato in rulli per procedere alla saturazione del nastro) o a secco (posizionando il tessuto su uno strato di resina precedentemente applicato sul supporto).
4. Stesura delle fibre sulla matrice: tale procedimento avviene con molta cura, evitando di lasciare delle grinze, il materiale fibroso viene pressato e rullato in modo da evitare la formazione di bolle d'aria.
5. Stesura del secondo strato della matrice
6. Impiego di eventuali finiture superficiali

I campi d'applicazione dei materiali fibrorinforzati sono innumerevoli: miglioramento sismico, cambiamento di destinazione d'uso (che incrementano i carichi permanenti non strutturali o accidentali), restauro di beni monumentali (a causa delle caratteristiche di non invasività e reversibilità), consolidamenti strutturali e rinforzo di edifici esistenti. I materiali fibrorinforzati permettono le seguenti operazioni:

- Rinforzo e ripristino di opere in c.a.,
- Recupero e rinforzo di elementi strutturali in muratura,
- Collegamento di elementi disconnessi o ammorsamento dei paramenti murari,
- Rinforzo o collegamento di solai di varia tipologia,
- Confinamento di colonne o pilastri in muratura o c.a.,
- Rinforzo di archi o portici.

Il quadro normativo è carente, per la prima volta sono stati introdotti dall'O.P.C.M. 3274 del 20/03/03 (§11.3.4.3) e la normativa attuale (Appendice alla Circolare, §C8A.7.3) fa riferimento alle Istruzioni CNR DT 200/2004 sui criteri da adottare per la progettazione, esecuzione e controllo. Quest'ultimo documento fornisce delle prescrizioni per l'impiego degli FRP su elementi in c.a. e muratura seguendo l'approccio proposto dagli Eurocodici.

Negli ultimi anni l'impiego degli FRP è stato progressivamente limitato a causa dell'incompatibilità della temperatura di utilizzo dello stesso con la temperatura superficiale del supporto: il range di temperatura di utilizzo degli FRP è dotato di un limite superiore (60°-80°C), oltre il quale il comportamento da fragile e duro, passa a malleabile e duttile. La temperatura superficiale

del supporto, nelle usuali applicazioni, può avvicinarsi alla temperatura limite e il materiale resinoso può perdere di efficacia.

I materiali fibrorinforzati a matrice cementizia (FRCM) possono, invece, essere efficaci a temperature molto maggiori grazie all'acqua di cristallizzazione contenuta all'interno della matrice cementizia.

Ovviamente, non è possibile associare matrici e tessuti di qualsiasi tipo, per ogni combinazione è necessario valutarne l'aderenza e la compatibilità fisico-chimica.

Inoltre, la posa in opera degli FRP richiede una manodopera specializzata e una superficie esente da irregolarità e umidità, condizione difficile da ottenere. La presenza di irregolarità richiede, spesso, la stesura di uno strato di malta di allettamento tra la muratura e la matrice resinosa, che rappresenta il piano debole nella trasmissione degli sforzi.

Comportamento meccanico dei materiali FRP

I compositi hanno un comportamento non omogeneo e anisotropo, in quanto le fibre reagiscono lungo la loro direzione longitudinale a trazione, mentre sono sprovviste di rigidità a compressione e flessionale. Le fibre hanno rigidità molto maggiore della matrice, ma una deformazione a rottura inferiore ed esibiscono un comportamento elastico ad elevata resistenza.

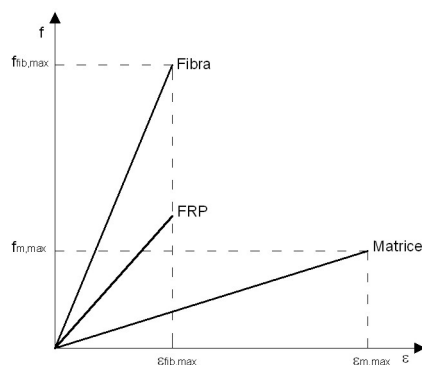


Fig. 6.3 Legami costitutivi negli FRP

Sistemi preformati	Modulo di elasticità normale [GPa]		Tensione di rottura [MPa]		Deformazione a rottura [%]	
	FRP E_f	Fibre E_{fib}	FRP f_f	Fibre f_{fib}	FRP ϵ_{fu}	Fibre $\epsilon_{fib,u}$
CFRP (basso modulo)	160	210-230	2800	3500-4800	1.6	1.4-2.0
CFRP (alto modulo)	300	350-500	1500	2500-3100	0.5	0.4-0.9

Tab. 6.1 Parametri meccanici di FRP a basso e alto modulo elastico

Il composito finale presenta caratteristiche intermedie tra entrambi con una rottura corrispondente alla rottura delle fibre.

La tabella presenta un esempio di confronto tra parametri meccanici di fibre e composito nel caso di CFRP (prodotto preformato di tipo unidirezionale). La valutazione dei parametri meccanici può essere eseguita con facilità per compositi preformati, mentre per quelli impregnati in situ, ci sono vari metodi di valutazione delle caratteristiche meccaniche, in quanto ci sono incertezze legate allo spessore del composito, la presenza di vuoti o irregolarità nella distribuzione della resina (cfr. CNR DT200 R1 2013 §2.2.3).

In generale le caratteristiche meccaniche di calcolo vengono derivate dai valori caratteristici:

$$f_{fRd} = \eta \frac{f_{fk}}{\gamma_f}$$

$$\varepsilon_{fRd} = \frac{f_{fRd}}{E_f}$$

dove f_{fk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione del composito, γ_f è il coefficiente parziale di sicurezza di materiale e η è il fattore di conversione delle condizioni ambientali,

Condizione di esposizione	Tipo di fibra / resina	η_a
Interna	Vetro / Epossidica	0.75
	Arammidica / Epossidica	0.85
	Carbonio / Epossidica	0.95
Esterna	Vetro / Epossidica	0.65
	Arammidica / Epossidica	0.75
	Carbonio / Epossidica	0.85
Ambiente aggressivo	Vetro / Epossidica	0.50
	Arammidica / Epossidica	0.70
	Carbonio / Epossidica	0.85

Tab 6.2 Fattore di conversione ambientale η_a per varie condizioni di esposizione e vari sistemi di FRP

minore di 1 che tiene conto dei fattori ambientali o effetti di lunga durata che possono indurre fenomeni di degrado. La tabella di seguito riporta i fattori di conversione delle condizioni ambientali al variare delle fibre e delle condizioni di esposizione divise in tre classi.

Il fattore η può tenere conto anche delle condizioni di carico al quale il materiale sarà sottoposto.

Il valore dei coefficienti parziali di sicurezza γ_f differiscono in base alle tipologie di rottura:

- Per rottura del materiale γ_f varia da 1,10 a 1,25 in base alle tecniche di applicazione (cfr. CNR DT200 R1 2013 §2);
- Per delaminazione (definita in seguito come γ_{fd}) varia da 1,20 a 1,50 in base alle tecniche di applicazione (cfr. CNR DT200 R1 2013 §2).

Condizione di esposizione	Tipo di fibra / resina	η_a
Interna	Vetro / Epossidica	0.75
	Arammidica / Epossidica	0.85
	Carbonio / Epossidica	0.95
Esterna	Vetro / Epossidica	0.65
	Arammidica / Epossidica	0.75
	Carbonio / Epossidica	0.85
Ambiente aggressivo	Vetro / Epossidica	0.50
	Arammidica / Epossidica	0.70
	Carbonio / Epossidica	0.85

Tab 6.3 Fattore di conversione per effetti di lunga durata η_l per vari sistemi di FRP (carichi di esercizio)

Modello di resistenza	γ_{Rd}
Flessione/Pressoflessione	1.00
Taglio/Torsione	1.20
Confinamento	1.10

Tab 6.4 Coefficienti parziali di sicurezza per FRP

Le resistenze prima di essere confrontate con le sollecitazioni indotte dall'analisi devono essere ancora ridotte per coefficienti parziali γ_{Rd} detti coefficienti parziali del modello che variano in funzione della sollecitazione e tengono conto delle incertezze indotte nel modello meccanico di calcolo.

In genere, la rottura delle fibre non avviene prima di un fenomeno detto delaminazione che consiste nel distacco tra rinforzo e supporto murario. Di conseguenza la deformazione ultima del composito è la minima tra quella a rottura e quella corrispondente al distacco.

$$\varepsilon_{fd} = \min(\varepsilon_{fRd} ; \varepsilon_{fdd})$$

dove ε_{fdd} è la deformazione ultima a cui corrisponde la crisi per delaminazione. Conseguentemente, in casi di rottura per delaminazione, il valore di resistenza ultimo non viene raggiunto e si impiega un valore di resistenza ultimo di calcolo minore.

$$f_{fd} = E_f \varepsilon_{fd}$$

La collaborazione tra muratura e rinforzo avviene a causa delle tensioni tangenziali che insorgono tra i due elementi e il fenomeno della delaminazione prevede il collasso per raggiungimento dello stato di crisi dell'interfaccia tra muratura e rinforzo. Di solito prevede il distacco di uno strato sottile (decimi di millimetri o millimetri) del supporto e, di conseguenza, la valutazione

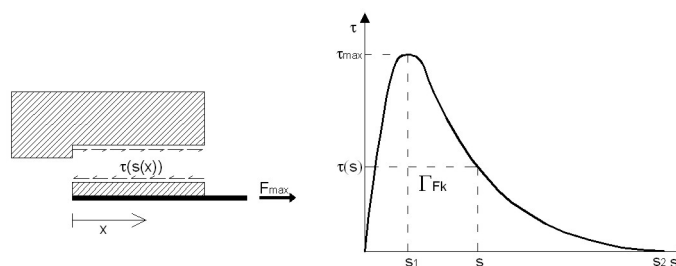


Fig 6.4 Collaborazione tra muratura e rinforzo

dell'entità della deformazione ultima alla quale il composito potrà essere soggetto è strettamente connessa ai parametri meccanici del supporto.

La resistenza del consolidamento dipende strettamente dalle tensioni tangenziali che si sviluppano tra le due superfici. Per la valutazione dell'andamento delle stesse si può impiegare un diagramma tensione-scorrimento, della tipologia di quello riportato in figura.

L'area Γ_{fk} sottesa alla curva rappresenta il lavoro necessario a produrre la rottura di una superficie di interfaccia di area unitaria, anche detta energia di frattura. Sperimentalmente:

$$\Gamma_{fk} = c_1 \sqrt{f_{mk} \cdot f_{mkm}}$$

dove f_{mk} è la resistenza caratteristica a compressione della muratura, f_{mkm} è quella a trazione

(di solito $f_{mkm} = 0,1f_{mk}$) e c_1 è un coefficiente di riduzione definito su base sperimentale, usualmente, imposto pari a 0,015.

La massima forza di aderenza tra supporto e rinforzo si può valutare con un'uguaglianza tra il lavoro delle tensioni di interfaccia e l'energia elastica dovuta alla deformazione longitudinale del rinforzo.

In sintesi, tralasciando i passaggi matematici:

$$F_{max,u} = b_f \cdot \sqrt{2 \cdot \Gamma_{fk} \cdot E_f \cdot t_f}$$

dove $t_f = p_f / \gamma_{fib}$ è lo spessore di calcolo del nastro (p_f è il peso delle fibre per unità di superficie nella direzione considerata e γ_{fib} è il peso specifico delle stesse) predisposto usualmente dalle aziende produttrici, e b_f è la larghezza. Si ottengono così

$$f_u = \frac{F_{max,u}}{b_f t_f} = \sqrt{\frac{2 \cdot \Gamma_{fk} \cdot E_f}{t_f}}$$

$$\varepsilon_u = \frac{f_u}{E_f} = \sqrt{\frac{2 \cdot \Gamma_{fk}}{t_f \cdot E_f}}$$

La forza $F_{max,u}$ si ottiene, inoltre, oltre un determinato valore di l_e detta lunghezza ottimale di ancoraggio o incollaggio. Per valori di ancoraggio ridotti la forza massima trasmessa diminuisce.

Dalle prescrizioni de CNR:

$$l_e = \sqrt{\frac{t_f \cdot E_f}{2 \cdot f_{mtm}}}$$

Per valori di ancoraggio inferiori la forza massima di trasmissione deve essere ridotta opportunamente. I valori precedentemente definiti devono opportunamente essere ridotti come grandezze di calcolo:

$$\Gamma_{fd} = \frac{\Gamma_{fd}}{\gamma_m} = c_1 \sqrt{\frac{f_{mk}}{\gamma_m} \cdot \frac{f_{mkm}}{\gamma_m}}$$

$$F_{max,d} = \frac{b_f \cdot \sqrt{2 \cdot \Gamma_{fk} \cdot E_f \cdot t_f}}{\gamma_{fd}}$$

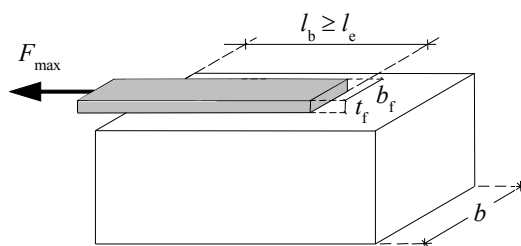


Fig. 6.5 Forza massima trasmissibile tra il rinforzo e la muratura

$$f_{fda} = \frac{f_u}{\gamma_{fd}} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \sqrt{\frac{2 \cdot \Gamma_{fk} \cdot E_f}{t_f}}$$

$$\varepsilon_{fda} = \frac{\varepsilon_u}{\gamma_{fd}} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \sqrt{\frac{2 \cdot \Gamma_{fk}}{t_f \cdot E_f}}$$

dove γ_{fd} è il coefficiente parziale di sicurezza che varia in base alle tipologie di rottura e con γ_m coefficiente di sicurezza delle murature. Di solito, la deformazione limite per delaminazione è di molto inferiore a quella per rottura del composito. Per evitare di penalizzare le capacità meccaniche eccessivamente, si impiegano dei connettori meccanici dello stesso materiale che vengono inseriti nelle murature e collegano i rinforzi su entrambe le facce. In questi casi si possono raggiungere deformazioni ultime nell'ordine del 0,3-0,4% che sono di molto superiori ai valori usuali per delaminazione, sebbene non siano disponibili esperienze sperimentali circa questi sistemi.

Materiali compositi con fibre di carbonio: Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP)

L'impiego di materiali CFRP trova largo impiego a partire dagli eventi sismici che hanno colpito l'Italia centrale nel 1997-98. Il processo produttivo non è economico, ma le peculiarità in termini di caratteristiche meccaniche rispetto al peso proprio ne hanno permesso ampia diffusione. Di solito le fibre di carbonio sono usate in matrici di resine termoindurenti come quelle epossidiche, ma anche termoplastico come poliestere.

I materiali fibrorinforzati in questione impiegano come fase discontinua delle fibre ottenute dalla trasformazione di un polimero organico (poliacrylonitrile) in carbonio in forni a 1500°C. Il carbonio presenta una tramatura di colore nero, in diverse tonalità che offrono un effetto di rifrazione unico tra i materiali. Al termine del processo produttivo la superficie delle fibre viene tratta con agenti particolari che ne incrementano la bagnabilità alla resina e, quindi, diminuiscono la possibilità di scorrimento nella matrice.

Le fibre di carbonio sono caratterizzate da un'elevata resistenza con bassi valori di deformazione longitudinale (elevatissimo modulo elastico). L'impiego di tali materiali nel settore dell'edilizia ha avuto successo grazie alle elevate prestazioni meccaniche in termini di resistenza a trazione, attivazione per bassi valori di deformazione e leggerezza. Un limite è la scarsa duttilità delle fibre di carbonio le quali sono soggette a rottura fragile in quanto il limite di snervamento è molto vicino al limite di rottura.



Fig. 6.6 Esempi di applicazione di materiali fibrorinforzati in CFRP (Fonte: schede tecniche Fibrenet)

I compositi fibrorinforzati in carbonio presentano un'elevata resistenza al creep nell'ambito della matrice, di conseguenza gli sforzi vengono ripartiti tra tutte le fibre omogeneamente.

Materiali compositi con fibre in acciaio: Steel Reinforced Polymer (SRP) e Steel Reinforced Grout (SRG)

Ci si riferisce ad una famiglia di materiali compositi che sfruttano le peculiarità di fili d'acciaio ad alta resistenza (Ultra High Tensile Strength Steel) intrecciati a formare trefoli, assemblati in un tessuto e inseriti in una matrice. Il principio di funzionamento è simile alle fibre aramidiche, di carbonio o vetro, ma sono più performanti in quanto le fibre di acciaio contrariamente alle altre sono dotate di resistenza a taglio. Le fibre di acciaio possono essere impiegate congiuntamente ad una fase continua polimerica, come resine epossidiche, nel caso degli SRP o in una matrice a base cementizia nel caso degli SRG. Sono particolarmente vantaggiosi per l'impiego su superfici in muratura, in particolare se impiegati con matrici a base cementizie, poiché non richiedono maestranze specializzate e presentano costi esigui. I vantaggi dell'impiego degli SRP o SRG rispetto agli altri materiali FRP sono di seguito elencati:

- La resistenza a taglio, li rende meno suscettibili a fenomeni di punzonamento per irregolarità della superficie, di conseguenza si richiede una minore minuziosità nella preparazione del supporto. Inoltre, grazie a questa caratteristica, si possono impiegare ancoraggi meccanici più efficaci.
- I fili d'acciaio incrementano la duttilità del paramento murario rinforzato, poiché insorge una pseudo-duttilità del cavo dovuto allo stiramento dei fili che lo compongono, anche senza che essi entrino in fase plastica.
- I fili d'acciaio sono dotati di durabilità considerevole, infatti, resistono alla corrosione, purché opportunamente protetti da uno strato di ottone o zinco. Inoltre, tali rivestimenti ne incrementano l'adesione alla fase continua.



Fig. 6.7 Alcuni esempi delle possibili tipologie di trefolo: le variabili in tal senso sono rappresentate dal numero di fili per trefolo e dalle modalità di intreccio dei fili stessi.

Il processo di produzione dei trefoli prevede una lavorazione di acciaio (perlitico o ipereutetoidico) nelle fasi di trafilatura, rinvenimento, placcatura in ottone o zinco e successiva seconda trafilatura.

Si possono classificare in base a:

- Classi di resistenza del filamento (2400-4000 MPa)
- Diametro del filo (0,20-0,48 mm) o del trefolo (0,89-1,02 mm): diametri così ridotti sono essenziali per ottenere le caratteristiche di flessibilità, mantenendo quelle di resistenza che consentono l'impiego nel settore edilizio.
- Tipologia di trefolo: l'intreccio dei filamenti influenza l'aderenza del trefolo rispetto alla matrice, è auspicabile che la rottura del rinforzo preceda lo scorrimento sulla matrice. I trefoli, infatti sono ottenuti dall'intreccio di più fili in elementi monodimensionali simili a corde che di conseguenza presentano una superficie corrugata.



Fig. 6.8 Valori di densità dei tessuti presenti in commercio: bassa (4 trefoli/pollice), media (12 trefoli/pollice), alta (23 trefoli/pollice)

- Densità del tessuto: proporzionale al numero dei trefoli impiegati per unità di lunghezza (bassa, media o alta). Tale parametro influenza anche la scelta della matrice, che può presentare diversi valori di viscosità (ad esempio matrice polimerica o matrice cementizia).

L'impiego di laminato finito permette di ridurre il peso rispetto all'acciaio dalle tre alle sei volte. In questo modo si realizza un composito leggero, con un materiale più duttile, economico e lavorabile rispetto agli altri compositi fin ora impiegati.

Ulteriore vantaggio rispetto agli FRP comuni è la facilità di posa in opera, i nastri d'acciaio in quanto dotati di una rigidità intrinseca seppur minima, facilitano la posa in opera rispetto a nastri o tessuti in fibra di carbonio i quali possono presentare grinze e necessitano di pressatura e rullatura. In questi casi, infatti, il rinforzo risulta sommariamente inefficace.

PARTE II

Caso di studio: il complesso Piave (ex Gondar) a Bari

7. Presentazione del caso di studio e percorso di conoscenza

7.1 Inquadramento generale e descrizione tipologica

Il complesso Piave è composto da un aggregato di due fabbricati isolati costruiti alla fine degli anni Trenta sotto il regime fascista, adibiti a edilizia residenziale pubblica e annessi al patrimonio edilizio dello IACP (Istituto Autonomo di Case Popolari), oggi rinominato ARCA Puglia. È situato nella periferia ovest della città di Bari, nel quartiere Stanic, in una zona caratterizzata da edifici residenziali privati e pubblici compresi tra i due e i cinque livelli fuori terra, e capannoni che testimoniano la presenza della vicina zona industriale, compresa una centrale dell'ENEL.

Il complesso si trova in via Bruno Buozzi, sulla quale si affaccia il fabbricato più a sud, una lunga arteria stradale di circa 20 metri di ampiezza che connette il centro della città alla zona industriale; confina a nord-est in via Cassalà e a sud-ovest in via Cheren, strade locali scarsamente trafficate di dimensioni esigue. I due fabbricati sono separati da una zona centrale adibita a parcheggio per i residenti situata centralmente.

I corpi di fabbrica presentano una struttura in muratura portante ordinaria, associata ad elementi caratterizzati da struttura intelaiata in calcestruzzo armato, con solai in laterocemento di diversa tecnologia costruttiva.

Entrambi sono caratterizzati planimetricamente da una forma a C, le ali presentano quattro livelli fuori terra, mentre la parte centrale ne presenta tre. Le altezze di interpiano misurano 3,50 metri. Morfologicamente la pianta del fabbricato si può inscrivere in un rettangolo di 42,80 e 36,60 metri, dove sul lato minore si estendono le ali. La copertura delle ali è posta a 15,40 metri



Fig. 7.1 Inquadramento urbanistico del complesso Piave

di altezza, mentre l'altezza massima raggiunta con torrini del vano scala è di 18,50 metri. Il corpo centrale si sviluppa fino al secondo livello con la copertura posta a 11,90 metri.



Fig. 7.2 e 7.3 Palazzina A: Prospetto su via B. Buoizzi e facciata interna sulla corte interna



Fig. 7.4 e 7.5 Palazzina B: Prospetto nord su via e facciata sulla corte interna

I fabbricati ospitano alloggi, unica eccezione sono degli esercizi commerciali ai quali si accede da via Buoizzi, posti al piano rialzato del fabbricato a sud. Il piano seminterrato è adibito, in generale, a deposito, ma all'estremità dell'ala est di entrambi i fabbricati, si trova un ricovero antiaereo e antigas, costituito da una struttura scatolare in calcestruzzo armato e costruito per proteggere gli utenti in vista dei conflitti bellici, in tempi fascisti, secondo la legge dell'epoca. I due ricoveri erano collegati da un passaggio interrato, che oggi è stato chiuso, a scopo di favorire il deflusso dei residenti protetti nel ricovero in casi di bombardamento.

La funzione distributiva è assolta da ballatoi che permettono ai residenti di giungere agli alloggi. Questi ballatoi si trovano nella corte interna ai fabbricati e connettono le ali al corpo centrale. Tale tipologia è rara tra gli edifici del periodo fascista, ma è stata utilizzata perché permetteva di risparmiare in termini di collegamenti verticali, che nel complesso sono solo in numero di due per fabbricato e situati nelle ali.

L'estetica dell'edificio denuncia una chiara impostazione razionalista con facciate intonacate e prive di decorazioni, movimentate da un gioco di pieni e vuoti posti funzionalmente agli effetti prospettici che si manifestano con la creazione di giochi di luce, i quali mutano i rapporti plastici tra i diversi piani. L'edificio è un esempio del passaggio dall'architettura premoderna, con il tradizionale fronte massivo in muratura portante da cui aggettano balconi a sbalzo di limitate dimensioni, alla moderna facciata intelaiata con chiusure verticali portate, in cui balconi e logge sono "ritagliati" senza particolari problemi statici (F. Fatiguso, G. De Tommasi, 2008). All'interno si nota la presenza di una "doppia facciata", data dal sistema di distribuzione che si sovrappone alla facciata in muratura.

7.2 Caratterizzazione geometrica, funzionale, tecnologica, costruttiva e strutturale dell'edificio

Di seguito si procede alla descrizione del quadro conoscitivo circa le caratteristiche geometriche, tecniche, funzionali e architettoniche delineato sull'edificio oggetto di studio, sulla base dei rilievi svolti in situ e dei documenti storici ritrovati all'Archivio di Stato di Bari, (nel fondo IACP, nelle buste 10-11-12). Un'attenzione particolare sarà rivolta agli aspetti strutturali.

7.2.1. Analisi storica

Il complesso fu edificato su iniziativa dell'Istituto Autonomo di Case Popolari, destinato ad offrire alloggio ai lavoratori della raffineria ANIC¹, situata nell'immediata vicinanza., in un'area dove oggi sorge la centrale elettrica realizzata dopo la dismissione della suddetta negli anni Sessanta. All'epoca la zona era quasi inedita con l'eccezione di piccole costruzioni agricole e, l'odierna via Bruno Buozzi era la strada provinciale che collegava Bari alla città di Modugno. Il complesso fu denominato "Gondar" in memoria della conquista dell'omonima città etiopica, avvenuta il 2 aprile 1935, sotto il regime fascista dalle truppe di Achille Starace, nell'ottica di espansione territoriale dell'Impero Coloniale Italiano. Al termine della seconda guerra mondiale, il nome del complesso divenne "Piave" e vennero rimossi i fregi fascisti, raffiguranti tre fasci littori, situati sulla facciata principale del fabbricato a sud.

La prima fase progettuale del gruppo "Gondar" risale al 1937, ad opera dell'ingegnere Teofilo De Tullio, capo dell'ufficio tecnico dello IACP, e dell'architetto Marino Lopopolo, con la collaborazione dell'ingegnere Vincenzo Mininni, in riferimento alla progettazione delle opere in calcestruzzo armato.

Dopo varie fasi progettuali, testimoniate dai documenti ritrovati nel fondo IACP dell'Archivio di Stato di Bari, l'impresa N. Dioguardi & Figli terminò la realizzazione nel 1940. Il ritardo nella realizzazione fu dovuto ad alcuni contenziosi insorti tra l'impresa e l'Ente per i pagamenti e a causa dell'approvvigionamento difficile dei tondini in ferro semiduro a causa del regime di autarchia fascista, da quanto si evince dalla corrispondenza rilevata presso l'AdS di Bari,

Il complesso venne edificato dove originariamente era stata prevista la realizzazione di un quartiere estensivo, dotato di servizi idonei alla vita sociale e di case unifamiliari con orti privati, al fine di riequilibrare l'impatto ambientale della raffineria vicina. La tipologia a ballatoio fu la soluzione al problema dell'ingente costo dei suoli dell'epoca e dell'edificazione in forma estensiva (Marzialiano, 2002). Nel 1938 si ipotizzò la realizzazione di un secondo complesso analogo al primo da edificare in un secondo lotto da annesso al gruppo "Gondar", ma, a causa della mancanza di fondi e di controversie sull'esproprio dei suoli, non venne mai realizzato.

Il complesso fu uno dei primi edifici realizzati nel quartiere e l'intorno urbano dello stesso venne completato nel secondo dopoguerra, ad esempio, con la costruzione del vicino Villaggio del Lavoratore, ad opera dello IACP, situato verso la raffineria. Negli anni Settanta e Ottanta sorsero alcuni edifici residenziali privati, in linea e a torre, e negli anni Duemila il complesso di edilizia pubblica situato sul lato opposto di via Buozzi. Anche due edifici scolastici sono stati realizzati nelle vicinanze per far fronte alla carenza di servizi che presenta il quartiere.

L'organismo edilizio non risulta essere stato coinvolto in danneggiamenti dovuti a bombardamenti della seconda guerra mondiale, né a modificazioni rilevanti. Gli unici interventi eseguiti sono stati interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria che non hanno interessato le parti

¹ ANIC: Azienda Nazionale di Idrogenazione Combustibili, azienda petrolchimica fondata nel 1936 sotto il regime fascista nell'ambito del regime di autarchia. Divenne STANIC dopo la fusione con la Standard Oil di Livorno nel 1950.

strutturali, ma che sono riconducibili a sostituzione di rivestimenti, ritinteggiatura delle facciate, sostituzione degli infissi e molte integrazioni e sostituzione degli impianti.

Gli unici interventi incidenti sugli elementi strutturali sono poco rilevanti, il primo più ingente riguarda la realizzazione di balconi aggettanti nel 1992, in via Cassalà sulla facciata nord-ovest del fabbricato più interno al quartiere. Altri meno degni di nota, sono la demolizione di parti o interi muri perimetrali, in corrispondenza di alcuni dei loggiati, e la demolizione di parti o apertura di varchi nei muri portanti dell'interrato, a fini impiantistici.

Si osservano numerose superfetazioni e interventi abusivi, denotati dall'ingente presenza di verande a chiusura della maggior parte delle logge, presenti su tutti i prospetti ad eccezione di quello su via Buoizzi. Anche la "doppia facciata" interna è stata soggetta a deturpamento estetico con la chiusura delle aperture della zona distributiva dei ballatoi, per l'impiego della stessa come vano privato di servizio dell'alloggio adiacente. Oltre alle verande si nota la diffusione sconsiderata di cancelli, grate, tende da sole, impianti esterni, fili per il bucato, canaline, caldaie e canne fumarie.

All'interno si rilevano alcuni spostamenti di tramezzature avvenuti negli anni, volti a variare la distribuzione interna o ad ampliare i servizi conseguenti alla chiusura delle verande.

7.2.2 Storia sismica

La ricostruzione della storia sismica permette l'identificazione di eventuali terremoti del passato che costituiscono un vero e proprio collaudo delle prestazioni meccaniche globali della struttura. Si rende, di conseguenza, necessario conoscere gli eventi sismici recenti per caratterizzare l'intensità delle azioni alle quali è stata sottoposta la struttura, anche in vista di sanare eventuali carenze già manifestatesi o orientare la progettazione di eventuali interventi. La caratterizzazione della storia sismica avviene tramite il Database Macrosismico Italiano versione DMBI1² (Tab 7.1) a cura di M. Locati, R. Camassi e M. Stucchi: uno strumento completo per la rilevazione degli eventi sismici che hanno interessato tutto il territorio italiano.

Nella tabella sovrastante, la colonna *I_s* indica l'intensità al sito, *N_p* il numero di osservazioni macrosismiche del terremoto, *I_o* l'intensità epicentrale, *M_w* la magnitudo momento (le intensità sono espresse nella Scala Mercalli-Cancani-Sieberg). I valori *RS* indicano registrazioni strumentali che non permettono di ricavare informazioni in termini di intensità e *F* (felt) indica un terremoto avvertito per il quale si escludono danni rilevanti (Intensità tra i 3 e 5 gradi MCS).

Si osserva l'assenza sostanziale di eventi distruttivi come tra l'altro evidenzia la non-elevata pericolosità sismica del contesto di Bari, ma si distinguono eventi abbastanza significativi come il terremoto dell'Irpinia o di Mattinatella, che sono classificati come grado 6³ della scala Mercalli-Cancani-Sieberg (intensità forte con comparsa di leggere lesioni negli edifici e di finestre in frantumi).

7.2.3 Rilievo geometrico-funzionale dello stato di fatto

Al fine di caratterizzare l'edificio sotto gli aspetti geometrico-funzionali sono stati impiegati i documenti tecnici e gli elaborati progettuali consultabili presso l'Archivio di Stato di Bari,

² Per la compilazione di DMBI1 sono stati considerati i dati provenienti da tali fonti: CFTI4med (Guidoboni et al., 2007), studi storico-macrosismici e rilievi macrosismici di autori INGV, Catalogo Macrosismico dei Terremoti Etnei (CMTE), studi storico-macrosismici pubblicati da altri autori, selezione di dati del bollettino macrosismico INGV.

³ VI grado nella scala Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS-1930). Forte: il terremoto viene percepito da tutti con un certo panico, tanto che molti fuggono all'aperto, mentre alcuni hanno anche la sensazione di cadere. I liquidi si agitano fortemente; quadri, libri ed analoghi oggetti cadono dalle pareti e dagli scaffali; le stoviglie vanno in pezzi; le suppellettili, anche quelle in posizione stabile, e perfino singole parti dell'arredamento vengono spostati se non addirittura rovesciate; si mettono a suonare le campane di dimensioni minori nelle cappelle e nelle chiese, gli orologi dei campanili battono le ore. In alcune case, anche se costruite in maniera solida si producono lievi danni: fenditure nell'intonaco, caduta del rivestimento di soffitti e di pareti. Danni più gravi, ma ancora non pericolosi, si hanno su edifici mal costruiti. Si può verificare la caduta di qualche tegola e pietra di camino.

Is	Data	Area epicentrale	Np	Io	Mw
2	1937 07 17 17:11:05	SAN SEVERO	40	6	5.05±0.19
RS	1937 12 15 21:25:45	CAPITANATA	23	4-5	4.62±0.26
5	1948 08 18 21:12:25	Puglia settentrionale	59	7-8	5.64±0.21
4	1951 01 16 01:11:48	Gargano	73	7	5.35±0.20
5	1962 08 21 18:19:30	Irpinia	262	9	6.13±0.10
6	1975 06 19 10:11:14	MATTINATELLA	15	6	5.18±0.28
3	1978 09 25 10:08	Matera	120	6	4.88±0.13
6	1980 11 23 18:34:52	Irpinia-Basilicata	1394	10	6.89±0.09
2-3	1984 04 29 05:02:60	GUBBIO/VALFABBRICA	709	7	5.65±0.09
F	1984 05 07 17:49:43	Appennino abruzzese	912	8	5.89±0.09
4-5	1990 05 05 07:21:22	Potentino	1374		5.80±0.09
4-5	1991 05 26 12:26:01	Potentino	597	7	5.11±0.09
2-3	2006 05 29 02:20:06	Promontorio del Gargano	384	5-6	4.63±0.09

Tab.7.1 Storia sismica del sito (Fonte: Database Macrosismico Italiano)

fondo IACP. I dati dedotti sono stati confermati tramite sopralluoghi in situ con misurazioni eseguite, prove termografiche e pacometriche. Ulteriore aspetto rilevante della fase di rilievo è l'analisi delle caratteristiche del degrado tecnico-materico dei componenti costruttivi.

Il complesso è formato da due fabbricati a C che si rivolgono verso una zona centrale pubblica adibita a parcheggio e ospita nella totalità 75 unità abitative di cui 32 trivani e 43 quadrivani. La palazzina a sud (definita con la lettera A) ne ospita rispettivamente 16 e 21 con un esercizio commerciale che si affaccia su via Bruno Buozzi. I trivani sono alloggi composti da tre vani più un servizio e sono ampi 48 mq, i quadrivani sono di dimensioni varie e possono raggiungere anche 82 mq, in quantità maggiorata rispetto agli standard di edilizia popolare dell'epoca.

Piano Seminterrato

Il piano seminterrato si sviluppa a quota 1,70 m sotto il livello del suolo ed ospita locali adibiti a deposito per i residenti, ampi dai 18 ai 30 metri. Vi si accede da due entrate poste sui prospetti minori, tramite una scalinata che porta ad una distribuzione che si sviluppa longitudinalmente alle ali. Ai depositi vi si accede anche da botole comunicanti con gli alloggi sovrastanti e alcuni di essi sono impiegati come camere da letto abusive e tavernette. Oltre ai depositi, i locali sono impiegati a fini impiantistici, come vani tecnici (riserva idrica, autoclave, cabina di trasformazione elettrica).

Peculiarità dell'edificio è la presenza di due ricoveri antiaereo e antigas sul lato est, uno per edificio, collegati tramite un passaggio sotterraneo che oggi è stato chiuso, costruiti in base alle prescrizioni vigenti all'epoca secondo la normativa R.D. 2121/36. Essi sono caratterizzati da una struttura scatolare in calcestruzzo armato, al fine di garantire la giusta robustezza ad eventi disastrosi, come bombardamenti, e potevano garantire l'isolamento grazie ad alcuni ambienti di filtro. Si sviluppano ad una profondità di 2,60 metri e sono dotati di un locale principale, due servizi ed una distribuzione, separati dall'esterno tramite un ambiente filtro. Oggi anch'essi sono adibiti a deposito (Marziliano, 2002).

Come si evince dai dati rilevati dai libretti delle misure ritrovati nella busta 12 dell'Archivio di Stato di Bari (fondo IACP), le murature del piano interrato sono spesse 60 cm e sono formate da blocchi sbizzati di tufo bianco di tipo "scorzo", posati a letto di cava, intrecciati con malta di calce e pozzolana. Queste sono a doppio paramento, con il primo di spessore 26 cm, di tufi correnti e l'altro di spessore 32 cm, a quadrelli. Ci sono diatoni che garantiscono l'ammorsamento tra le fodere. La malta è composta da una parte di calce grassa in pasta e due di pozzolana con granulometria fino a 3 mm con resistenza a compressione di circa 25 kg/cmq.

I paramenti murari dei locali sono privi di intonaco, a meno di quelli della distribuzione centrale. I solai sono innestati sulle murature portanti tramite cordoli in calcestruzzo armato di altezza variabile e di spessore uguale a quello della muratura, con il piano di calpestio composto da un massetto alleggerito privo di pavimentazione. Gli orizzontamenti di copertura sono in laterocemento e denunciano la loro orditura e la presenza di travetti di rinforzo in corrispondenza dei tramezzi dei piani superiori, in quanto privi di intonaco e semplicemente imbiancati. Gli orizzontamenti di copertura del corridoio sono in soletta in calcestruzzo armato di spessore 8 cm, intonacati a intradosso. Sono presenti pilastri in calcestruzzo armato di dimensione 60x60 cm innestati nelle murature portanti in corrispondenza delle logge dei prospetti esterni. I muri perimetrali presentano forature verso l'esterno, di altezza esigua, circa 40 cm, volte a favorire la ventilazione dei locali interrati, sebbene alcune di esse siano state murate.

Il forte degrado che si riscontra nel seminterrato consta di fenomeni di umidità da risalita che si manifestano con efflorescenze e distacchi di intonaco sui paramenti murari, dovuti alla scarsa compattezza del tufo e alla mancanza di un'intercapedine di isolamento dei paramenti murari rispetto al terreno. Anche sul piano di calpestio si osservano macchie evidenti che denunciano l'inefficienza del vespaio sul quale poggia il massetto, il quale non è aerato.

Fenomeni di umidità da acque disperse, probabilmente dovuti a carenze della fognatura, si rilevano nel seminterrato del fabbricato B, e si manifestano con ampie zone di ristagno di acqua e allagamenti ingenti denunciati dai residenti. Simili fenomeni si osservano in corrispondenza dei muri perimetrali dove i marciapiedi adiacenti non presentano valori di pendenza idonei e permettono alle acque meteoriche di ristagnare e creare infiltrazioni, macchie e muffe sul basamento dell'edificio.

I solai in laterocemento, mostrano fenomeni di sfondellamento evidenti, probabilmente dovuti ad una progettazione deficitaria, con deformazioni ingenti delle parti a contatto con i travetti e



Fig. 7.6 e fig.7.7 Umidità di risalita nel seminterrato della palazzina A e fenomeni di distacco di coriferro e ossidazione delle armature nelle solette a intradosso nel seminterrato della palazzina B



Fig. 7.8 e fig.7.9 Sfondellamento delle pignatte e distacchi di copriferro a intradosso nel seminterrato della palazzina A e sui pilastri del ricovero della palazzina A



Pianta del seminterrato

con gli appoggi. Le nervature e i travetti di sostegno alle tramezzature presentano forte degrado con espulsione di copriferro e ossidazione dei ferri d'armatura, i quali presentano una sezione notevolmente ridotta. La causa è attribuibile ad un esiguo spessore del copriferro e all'uso di un calcestruzzo non idoneo all'ambiente del seminterrato, dove i valori di umidità relativa sono elevati anche a causa dei suddetti fenomeni. Numerose aperture sono state praticate nei muri portanti per esigenze impiantistiche.

Anche gli orizzontamenti composti da una soletta in calcestruzzo armato mostrano fenomeni di distacco dei copriferri e ossidazione delle armature, specialmente nelle parti più esterne al fabbricato dove i fenomeni di ristagno di acque meteoriche all'intradosso sono aggravati dall'esposizione agli agenti atmosferici. In queste zone non è presente un'impermeabilizzazione sotto la pavimentazione del piano rialzato e di conseguenza, si sviluppano le infiltrazioni. Il tutto è aggravato da evidenti errori di posa in opera e getto, copriferri esigui, ferri troppo ravvicinati che durante il getto non hanno mantenuto la posizione prestabilita.

Nei ricoveri in calcestruzzo armato si notano le irregolarità delle superfici dei setti in calcestruzzo, evidenti sono i fenomeni di degrado dovuti a carente posa in opera, con nidi di ghiaia, zone di macroporosità e fessurazioni ed espulsione di copriferri.

Piano rialzato

Il piano rialzato nella palazzina B ospita 4 trivani e 6 quadrivani, mentre quello della palazzina A ne ospita rispettivamente 4 e 5. Si evidenzia che tre dei quadrivani della palazzina A sono stati ricavati abusivamente al piano rialzato nei locali adibiti a destinazione d'uso commerciale in origine e presentano aperture murate verso via B. Buozzi.

Il piano rialzato della palazzina A si sviluppa su due livelli sfalsati: le ali sono poste a 90 cm di altezza rispetto al livello zero del suolo, mentre il corpo centrale è posto a quota 40 in quanto era adibito a destinazione d'uso commerciale, e i locali richiedevano un accesso dal livello strada di via Buozzi. Gli alloggi della palazzina B sono posti tutti ad una quota di 90 cm.

L'altezza utile dei locali abitabili è di 3,25 cm che aumenta di 50 cm in corrispondenza dei locali con solaio ribassato.

Agli alloggi vi si accede tramite un sistema di distribuzione orizzontale che si sviluppa sulla copertura della distribuzione del piano seminterrato e conduce anche ai due vani scala, posti nelle ali in posizione centrale. Gli alloggi presentano aperture su entrambi i fronti, ad eccezione di quelli abusivi le quali aperture su via Buozzi sono state murate.

La struttura del piano rialzato è composta perimetralmente da muratura a corpo unico di spessore 50 cm e divisori interni di 45 cm di tufo bianco di tipo “scorzo” posti a punta di coltello e a letto di cava alternati, e malta di caratteristiche uguali a quelle del seminterrato. Gli orizzontamenti sono in laterocemento con orditura monodirezionale di spessore 25 cm. I pilastri dei telai a contatto con le murature sono rastremati rispetto al piano sottostante, presentano dimensioni di 45x45 cm, e sono collegati da travi di sostegno ai tamponamenti delle logge del piano superiore, di altezza 85 cm.

Per quanto riguarda gli elementi non strutturali, i tramezzi con funzione non strutturale sono composti da conci in tufo di 10 cm di spessore. I muri portanti e i tramezzi sono intonacati e le pavimentazioni sono in ceramica o in mattoni di cemento posizionate tramite uno strato di malta a diretto contatto con la soletta di calcestruzzo del solaio.

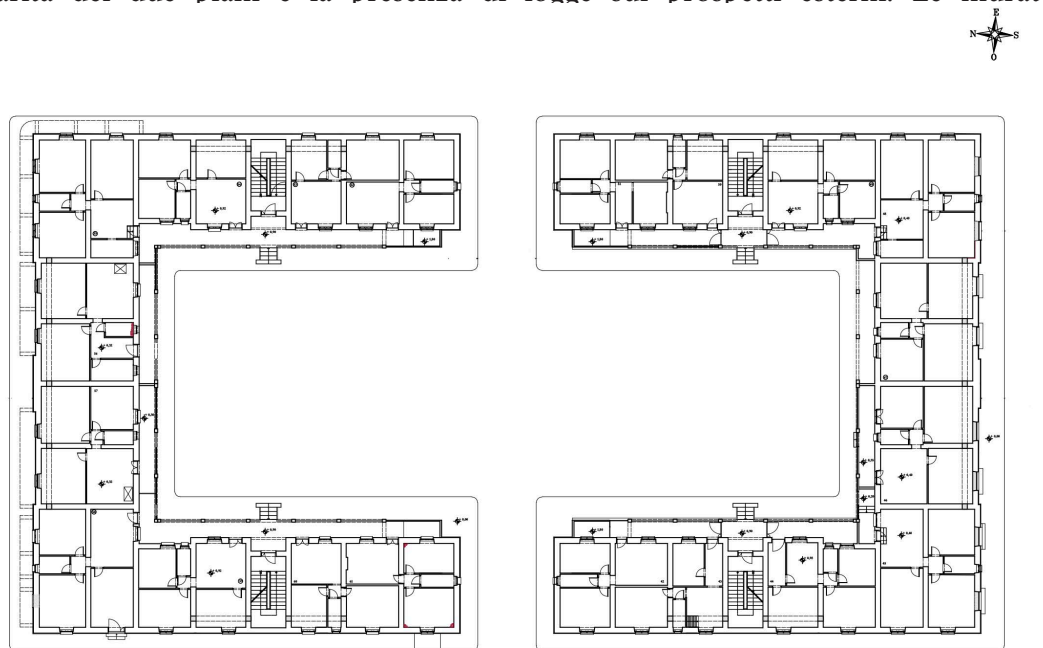
I fenomeni di degrado del piano terra sono riconducibili a fenomeni di umidità localizzata legata ad acque disperse per carenze impiantistiche o condensa da ponti termici, che provocano il degrado dell’intonaco sulle pareti perimetrali. Si osservano diffusamente delle fessurazioni ad andamento orizzontale sull’intonaco dei locali interni in corrispondenza dei cordoli in calcestruzzo armato. Queste sono dovute alla discontinuità materica, alle dilatazioni termiche differenziali tra i due componenti, alla mancanza di una rete in fibra di vetro nell’intonaco.

Primo piano e secondo piano

A destinazione d’uso residenziale, ospitano entrambi 10 alloggi, di cui 4 trivani e 6 quadrivani disposti alla stregua del piano terra. I sistemi di distribuzione verticale posti nelle ali permettono l’accesso al ballatoio, il quale permette la fruizione degli alloggi. L’altezza netta, dall’intradosso della copertura al calpestio, è di 3,25 m.

La struttura è composta da murature perimetrali di 45 cm di spessore e caratteristiche costanti rispetto al piano rialzato, mentre quelle divisorie interne presentano uno spessore di 32 cm al primo piano e 26 cm al secondo piano.

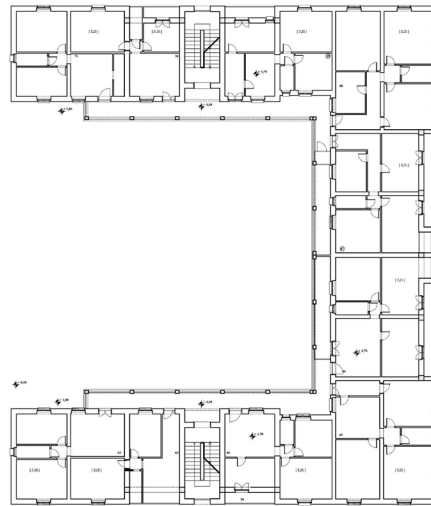
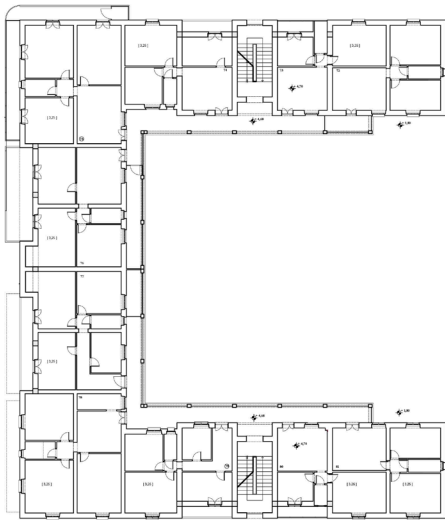
Peculiarità dei due piani è la presenza di logge sui prospetti esterni. Le murature di



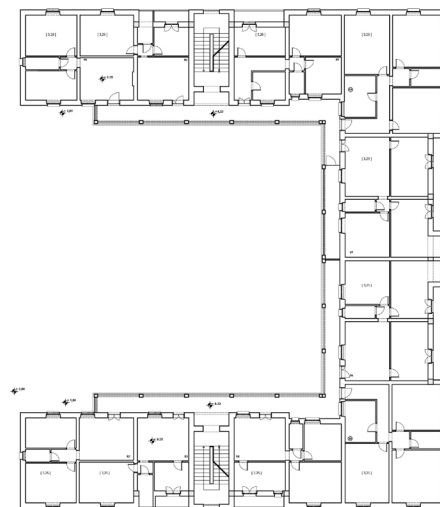
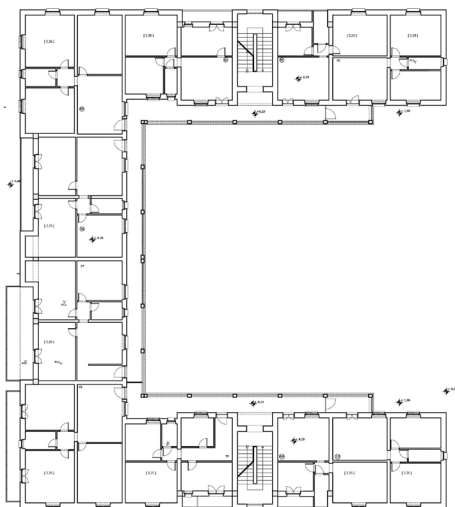
Pianta del piano rialzato



Fig. 7.10 e fig. 7.11 Fenomeni di condensa da ponte termico all'interno dei locali residenziali



Pianta del primo piano



Pianta del secondo piano



tamponamento delle logge hanno caratteristiche uguali a quelle portanti e poggiano su sistemi a telaio in calcestruzzo armato composti da travi alte 75x45 cm su pilastri 45x45 cm. I solai di copertura sono spessi 25 cm, in laterocemento con orditura monodirezionale. In sommità alle pareti portanti sono presenti cordoli armati, di altezza variabile e spessore uguale alla muratura portante su cui poggiano, che garantiscono l'ammorsamento tra i muri trasversali e con i solai. Il secondo piano del corpo centrale comunica con la copertura, perciò l'orizzontamento è diverso dagli altri: è un solaio a camera d'aria di tipologia STIMIP C della ditta "Fornaci Fratelli Rizzi Donelli Breviglieri & C" di Piacenza, caratterizzato dall'assenza di una soletta portante, travetti unidirezionali coperti da fondelli e pignatte composte da tre pezzi (tavella, soletta ed elemento ad L).

In corrispondenza dei prospetti su via Cassalà e Cheren dell'edificio B si rileva la presenza di balconi a sbalzo posticci introdotti nel 1992. Essi poggiano su travi di sezione variabile innestate nella muratura.

Non si rilevano gravi fenomeni di degrado, a meno di fenomeni di umidità da acque disperse dovute a carenze impiantistiche e fenomeni di condensa localizzati sui paramenti murari dei servizi igienici e manifesti con macchie nere e muffe.

Terzo piano

Al terzo piano la struttura si sviluppa sulle ali con due trivani e due quadrivani per ala. L'accesso avviene tramite i ballatoi ai quali si giunge dal vano scala posto centralmente. L'altezza netta è di 3,25 metri. La struttura perimetrale presenta caratteristiche costanti rispetto ai piani inferiori, mentre gli elementi portanti trasversali alla direzione di sviluppo degli alloggi, hanno uno spessore di 26 cm. La struttura intelaiata di sostegno alle logge è composta da pilastri di spessore variabile che si innestano nelle murature perimetrali, che si rastremano nella direzione longitudinale al paramento murario nel quale si innestano, e presentano dimensioni di 26x45 cm o 26x26 cm.

Il solaio di copertura è del tipo STIMIP C con le caratteristiche definite precedentemente e si appoggia sui muri portanti tramite cordoli in calcestruzzo armato di altezza maggiore rispetto a quelli dei piani sottostanti.

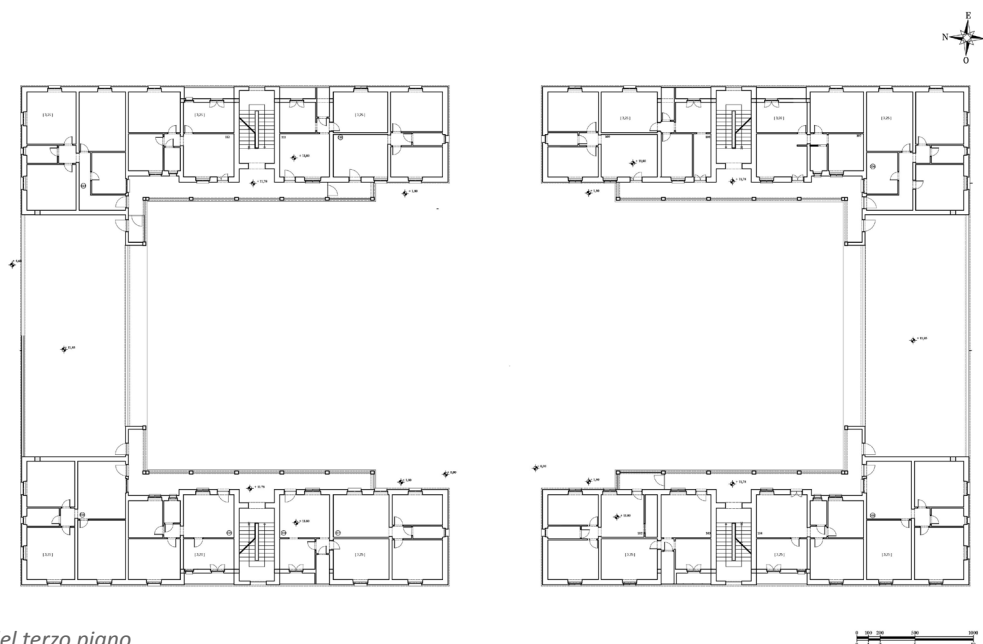
I fenomeni di degrado presenti, ricalcano quelli dei livelli sottostanti.

Sistema di distribuzione a ballatoio

Il sistema di accesso agli alloggi si sviluppa sulle facciate prospicienti la corte interna ed è costituito da un ballatoio esterno che si sviluppa parallelamente ai prospetti del corpo centrale e delle ali. Il sistema di distribuzione orizzontale si sviluppa per su tutti e tre i livelli e ad ogni livello vi si accede tramite il sistema di collegamento verticale dell'edificio. I parapetti dei ballatoi sono in blocchetti di tufo di spessore esiguo solidarizzati da rinforzi in c.a. poco armati alla soletta dell'orizzontamento.

Strutturalmente è composto da solette portanti in calcestruzzo armato di spessore 8 cm che poggiano sulle murature portanti tramite cordoli che ne ottimizzano l'ammorsamento e su travi alte di dimensioni 40x25 cm e pilastri di dimensioni 26x30 cm con la dimensione maggiore ortogonale alle travi.

I fenomeni di degrado più evidenti riguardano la presenza di fessurazioni in corrispondenza dei pilastri, relative al distacco dei copriferri dovuto all'ossidazione dei ferri di armatura. La causa è riconducibile ad un insufficiente spessore del copriferro stesso che assume valori esigui (2 cm) come rilevato dai dettagli costruttivi. Il fenomeno potrebbe essere stato indotto dai classici fenomeni di aggressione ad opera di agenti atmosferici, ma può essere stato aggravato



Pianta del terzo piano

dall'inquinamento atmosferico relativo alle vicine industrie petrolchimiche, dal traffico intenso di via B. Buozzi e sicuramente dalla carenza di manutenzione.

Inoltre, in corrispondenza dei giunti tra la soletta del corpo centrale e quella delle ali si rilevano fessurazioni dovute a discontinuità materiche e strutturali e alla cattiva esecuzione del giunto. Stessi fenomeni si rilevano nei giunti tra i pilastri. Fenomeni di espulsione di copriferro si notano anche all'intradosso delle solette portanti, probabilmente dovuti all'azione degli agenti atmosferici e alle carenze nell'allontanamento delle acque meteoriche dalle pavimentazioni che risultano fortemente degradate.

Sistema di collegamento verticale

I vani scala sono posti sui lati est e ovest, nella parte centrale delle ali della forma a C. Il vano scala sul lato ovest si sviluppa dal piano rialzato al terzo piano, mentre quello sul lato est prevede oltre al collegamento ai piani residenziali, anche l'accesso al seminterrato e al ricovero antiaereo, di conseguenza si sviluppa in profondità fino a 2,60 metri.

La struttura delle rampe è a soletta portante di spessore 24 cm con gradini portanti in calcestruzzo armato; i pianerottoli di arrivo sono costituiti da una soletta di 8 cm come quella dei ballatoi, mentre i pianerottoli di riposo alla stregua della scala sono caratterizzati da una soletta di 24 cm di spessore. Il vano scala è caratterizzato da un'apertura in vetrocemento, materiale caratteristico dell'epoca, che si estende dal pianerottolo intermedio del piano rialzato fino al terzo piano.

I gradini e i pianerottoli sono rivestiti da lastre e pavimentazioni in marmo e sono intonacati sui lati. I fenomeni di degrado presenti sono fessurazioni riconducibili alle discontinuità materiche, i cicli termici e di carico inducono variazioni termiche differenziali tra vari elementi a contatto. Le ringhiere sono metalliche e presentano fenomeni di ossidazione sul corrimano. La pavimentazione è fessurata in alcuni punti, probabilmente, a causa di cicli di carico-scarico dovuti al passaggio degli utenti e alla manutenzione scarsa.



Fig. 7.12 e fig .7.13 Degrado sui pilastri dei telai di sostegno ai ballatoi e fessurazioni per discontinuità materiche nei giunti di connessione tra i diversi elementi strutturali

Prospetti

I prospetti del fabbricato A sono stati soggetti ad una tinteggiatura recente, e sono intonacati di colore rosaceo, sopra un basamento di colore grigiastro che denuncia l'innesto del solaio del piano rialzato.

I prospetti del fabbricato B presentano il colore ocre originale dell'edificio e fenomeni di degrado più rilevanti. Le sfumature dovute ai flussi termici e igrometrici mostrano in alcuni punti la presenza di cordoli di interpiano e denunciano l'innesto degli orizzontamenti d'interpiano. In alcuni punti si evidenziano fenomeni di umidità ingenti, con muffe, macchie e degrado di intonaco

Al piano terra si nota il degrado di intonaco con distacchi e rigonfiamenti a un metro circa dal livello del suolo, manifestazione caratteristica dei fenomeni di umidità di risalita che producono cicli asciutto-bagnato. In corrispondenza del piano rialzato si notano graffiti e degrado da atti vandalici. Numerosi interventi isolati di ritinteggiatura delle facciate localizzati ad alcuni alloggi contribuiscono alla caratterizzazione di un prospetto oggetto di forte degrado estetico e materico.

Su tutti i prospetti sono evidenti macchie nere e muffe in zone interessate da dilavamento e conseguente comparsa di muffe e muschi e licheni. Si osserva tale manifestazione in corrispondenza delle sporgenze, come le soglie di marmo o i troppopieni delle logge o dei balconi aggiunti, i quali non riescono ad allontanare efficacemente le acque meteoriche.

I parapetti delle logge, in pannelli di calcestruzzo debolmente armato, manifestano un degrado costituito da distacchi di intonaco ed espulsione di copriferri. Tale fenomeno viene enfatizzato nelle logge che chiuse da verande, sono adibite a cucina o servizi igienici. In questi casi i flussi di umidità sono più ingenti ed incrementano la gravità del fenomeno.

I paramenti murari mostrano all'esterno fenomeni di degrado di intonaco, macchie nere e muffe, specialmente ai livelli superiori e sul prospetto nord. La causa è attribuibile a fenomeni di condensa da pioggia a vento indotti dallo scarso isolamento termico dei paramenti murari e dall'ombreggiamento perenne dei paramenti murari. Tali fenomeni sono diffusi genericamente in corrispondenza di discontinuità materiche e zone di ponte termico.

In particolare i locali del terzo piano degli alloggi 105 e 106 del fabbricato B mostrano fenomeni dello stesso tipo molto gravi, sono probabilmente enfatizzati a causa della maggiore superficie disperdente calore che incrementa i flussi termici e raffredda e superfici esterne dei muri esposte al vento e ombreggiate.

In corrispondenza del solaio di copertura di notano fenomeni di macchie nere e rigonfiamenti di intonaco dovuti a infiltrazioni causate dalla cattiva regimentazione delle acque piovane in copertura.



Prospetti della palazzina A



Fig. 7.14 e 7.15 Degrado sui prospetti della palazzina B e chiusura delle logge con verande sui prospetti della palazzina A

In generale il degrado viene evidenziato in entrambi gli edifici, anche dalle numerose chiusure di campate della struttura di distribuzione e impiegate dai residenti degli alloggi direttamente confinanti; e dalla chiusura delle logge con verande, le quali vengono impiegate come locali di servizio.



Fig. 7.16 e 7.17 Degrado sui prospetti della palazzina B e balconi aggiunti nell'anno 1992

7.2.4 Ricostruzione del modello geometrico in Archicad e schede di rilievo

Al fine di individuare un modello numerico rappresentativo dell'edificio e svolgere un'analisi affidabile, è necessario svolgere una corretta fase conoscitiva e individuare con precisione gli elementi che assolvono un ruolo strutturale e le caratteristiche materico-meccaniche degli stessi. Tutti gli elementi strutturali sono stati categorizzati in macrocategorie e studiati sulla base di appositi moduli schedografici che si riportano in appendice. Inoltre, è stata eseguita una fase di modellazione tridimensionale dei componenti strutturali, al fine di comprendere al meglio le interazioni tra i diversi elementi e di cogliere tutti gli aspetti che possono non essere chiari con un processo conoscitivo svolto con semplici planimetrie e sezioni.

1. Murature portanti

La prima categoria riguarda i componenti della struttura muraria. Si distinguono due tipologie di muratura:

- Tipologia 1 (scheda 01.1): al piano seminterrato sono presenti murature di spessore 60 cm formati da conci di tufo bianco di tipo scorzo posati a letto di cava intrecciati con malta di calce e pozzolana. La tipologia delle murature è a doppio paramento, con il primo di spessore 26 cm, di tufi correnti e l'altro di spessore 32 cm, a quadrelli.
- Tipologia 2 (scheda 01.2): muri perimetrali e muratura portante interna al piano rialzato di spessore 45 o 50 cm, a corpo unico in conci di tufo bianco di tipo "scorzo", con corsi posati orizzontalmente a letto di cava e a punta di coltello, alternati in altezza.
- Tipologia 3 (scheda 01.3): muri portanti interni al primo piano di spessore 36 o 32 cm, a corpo unico in conci di tufo bianco di tipo "scorzo" con corsi a quadrelli posati orizzontalmente.
- Tipologia 4 (scheda 01.4): muri portanti interni al secondo e terzo piano di spessore 26 cm, a corpo unico in conci di tufo bianco di tipo "scorzo" con corsi a quadrelli posati orizzontalmente.

A ciascun piano, i sottofinestra delle aperture perimetrali sono caratterizzati da uno spessore di 30 cm massimo. Si usa per l'allettamento dei conci in tutti i paramenti murari, una malta di calce idraulica, formata da una parte di calce grassa in pasta e due di sabbia pozzolanica con granulometria fino a 3 mm.

2. Orizzontamenti

Gli orizzontamenti impiegati sono solai piani con tecnologia in laterocemento. Tra essi, i solai di copertura presentano una tipologia con camera d'aria, diversa da quella degli impalcati sottostanti. I piani di calpestio dei ballatoi e delle logge sono caratterizzati da solette portanti.

- Tipologia 1 (scheda 02.1): solai in laterocemento dello spessore totale di 25 cm (20 cm di alleggerimento in laterizio e 5 cm di soletta armata in calcestruzzo). I travetti hanno larghezza 8 cm, e sono posti a interasse 38 cm.
- Tipologia 2 (scheda 02.2): solai in laterocemento dello spessore totale di 30 cm privo di soletta armata. L'alleggerimento è composto da pignatte con camera d'aria per garantire un discreto isolamento termico al piano sottostante. I travetti hanno larghezza 10 cm, e sono posti a interasse 50 cm.
- Tipologia 3 (scheda 02.3): soletta piena portante di spessore 16 cm posta nelle logge Nord, Est e Ovest.
- Tipologia 4 (scheda 02.4): soletta piena portante di spessore 8 cm che costituisce il calpestio del sistema distributivo.

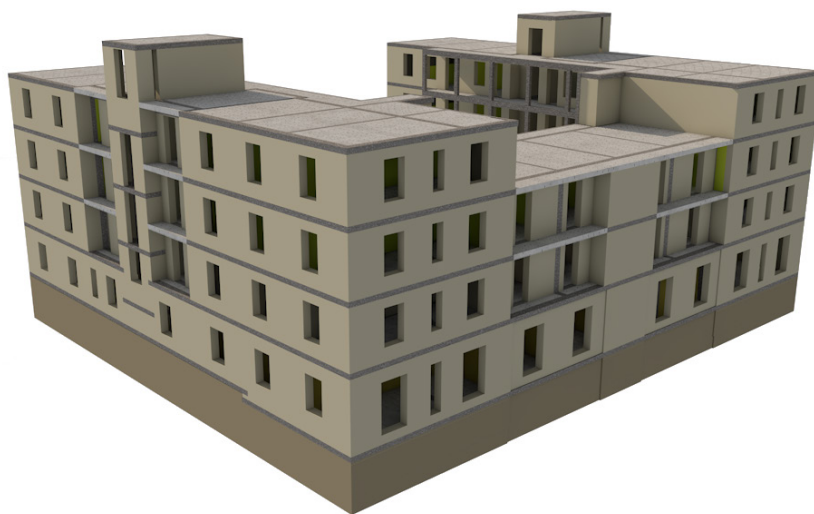


Fig.7.18 Visione prospettica sud-ovest del modello dell'edificio

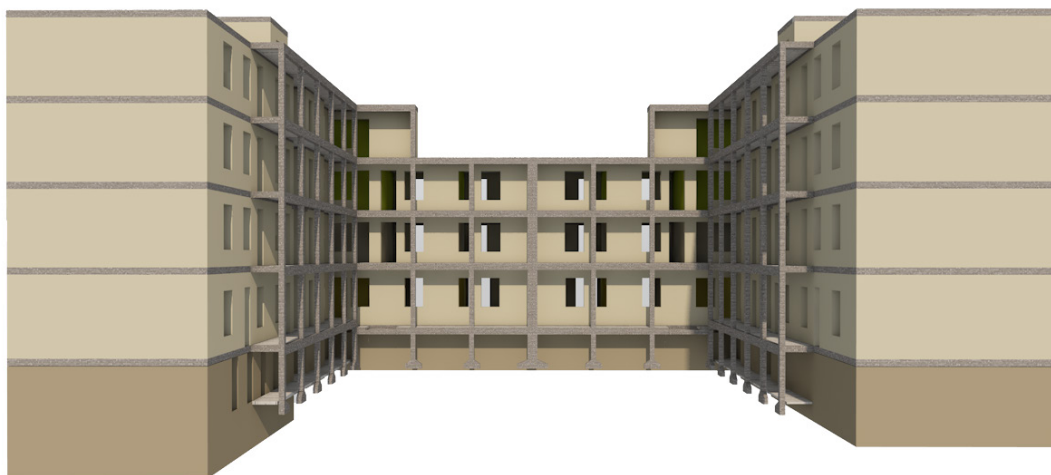


Fig.7.19 Visione prospettica nord del modello dell'edificio

3. Telai strutturali in calcestruzzo armato

I telai in calcestruzzo armato associati al sistema in muratura portante costituiscono una delle peculiarità strutturali di quest'edificio. I sistemi strutturali in calcestruzzo armato si distinguono in due tipologie:

- Tipologia 1 (scheda 03.1): telaio di sostegno dei ballatoi di distribuzione agli alloggi. I pilastri hanno sezione trasversale 26x30 cm con la dimensione maggiore ortogonale allo sviluppo planimetrico del telaio. Le travi hanno altezza 40 cm e base 25 cm.
- Tipologia 2 (scheda 03.2): telai di sostegno alle chiusure verticali delle logge, sono inseriti nelle murature, a contatto, e si sviluppano a partire dal livello di fondazione delle murature. Al piano interrato presentano una sezione trasversale di 60x60 cm e si rastremano ai piani superiori dove assumono dimensioni 45x45 cm. In sommità, al terzo piano, i pilastri dei telai Est-Ovest raggiungono dimensioni di 26x26 cm. Le travi presentano un'altezza di 75 cm e 45 cm di spessore.

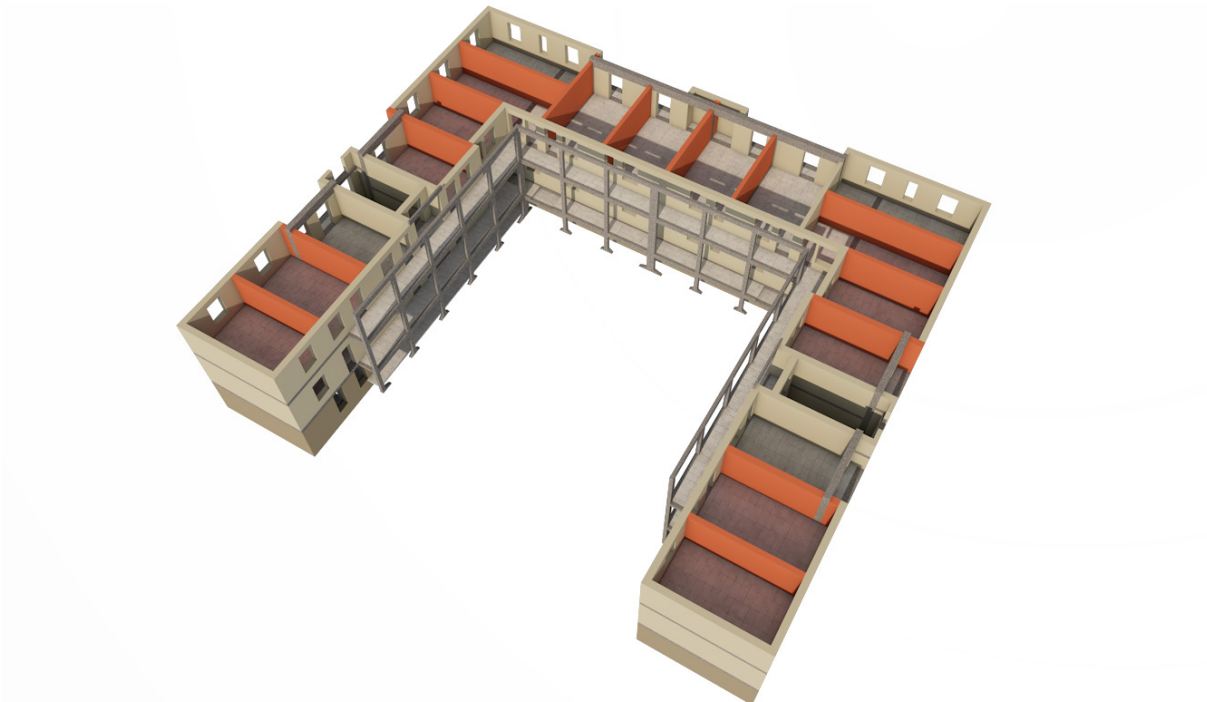


Fig.7.20 Visione prospettica del modello dell'edificio: in arancio le murature della tipologia 3

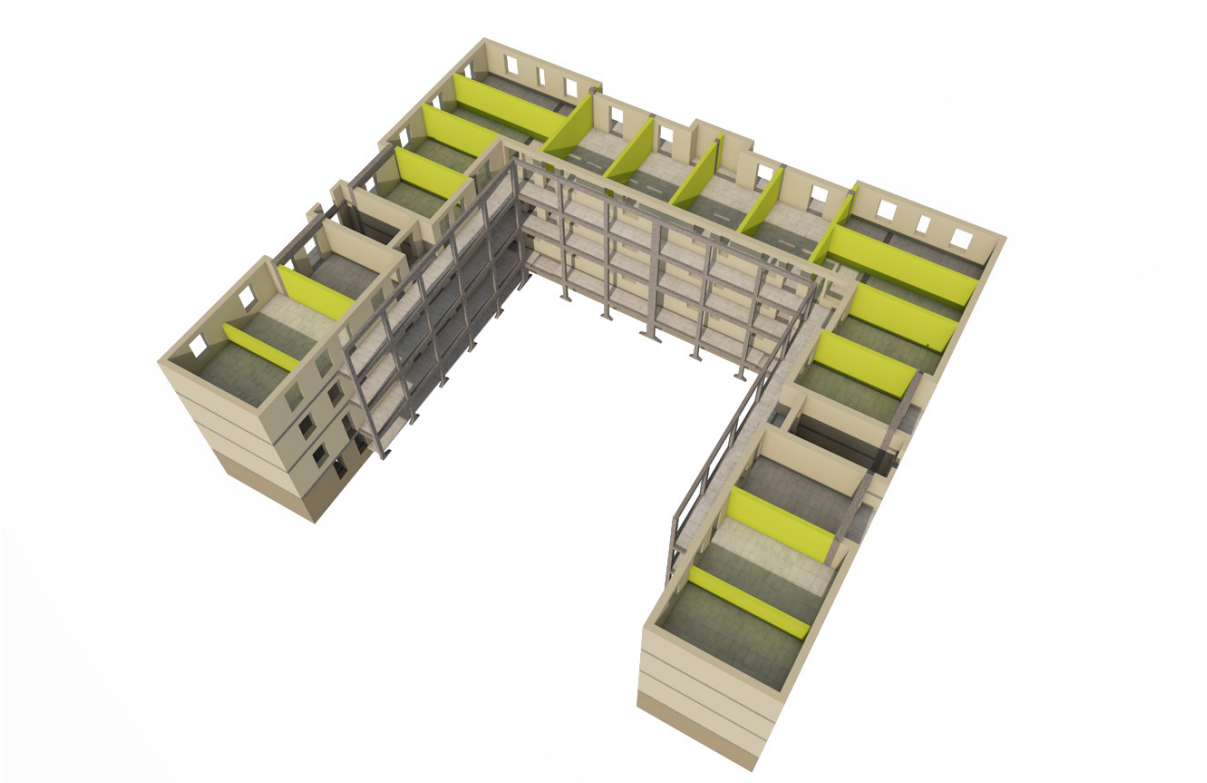


Fig.7.21 Visione prospettica del modello dell'edificio: in giallo le murature della tipologia 3

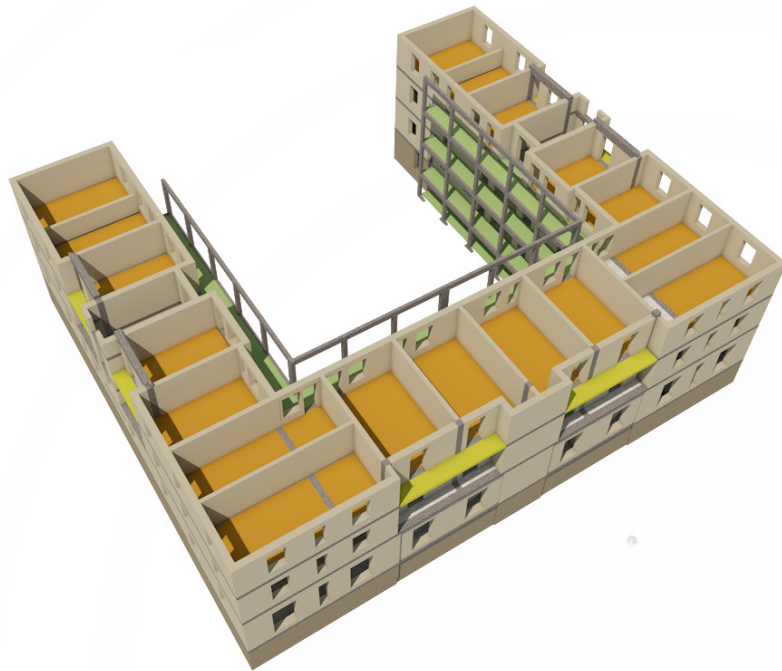


Fig.7.22 Visione prospettica del modello dell'edificio: in arancio i solai di tipologia 1 e in giallo le solette di tipologia 3

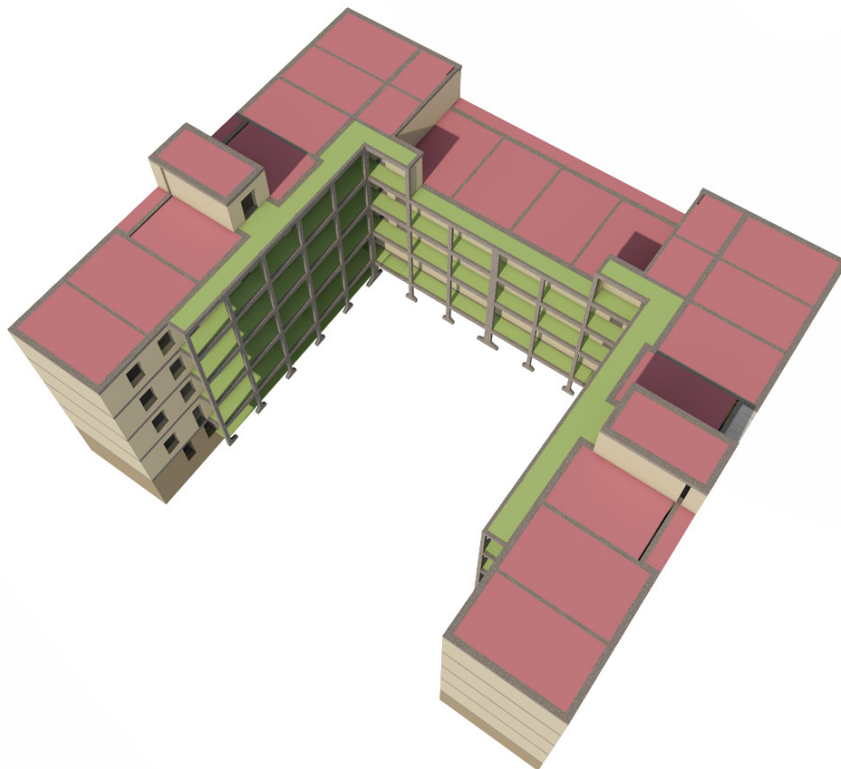


Fig.7.23 Visione prospettica del modello dell'edificio: in rosso i solai di tipologia 2, in verde quelli di tipologia 4

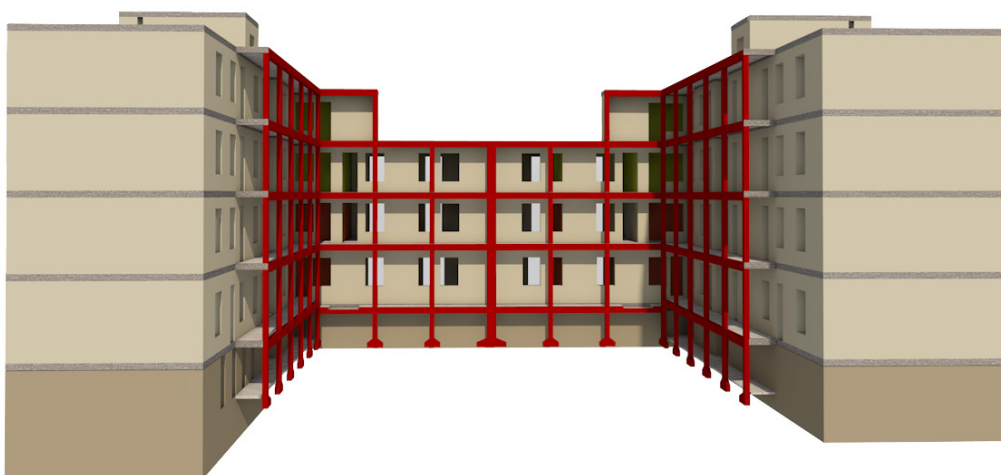


Fig.7.24 Visione prospettica del modello dell'edificio: in rosso i telai di sostegno ai ballatoi

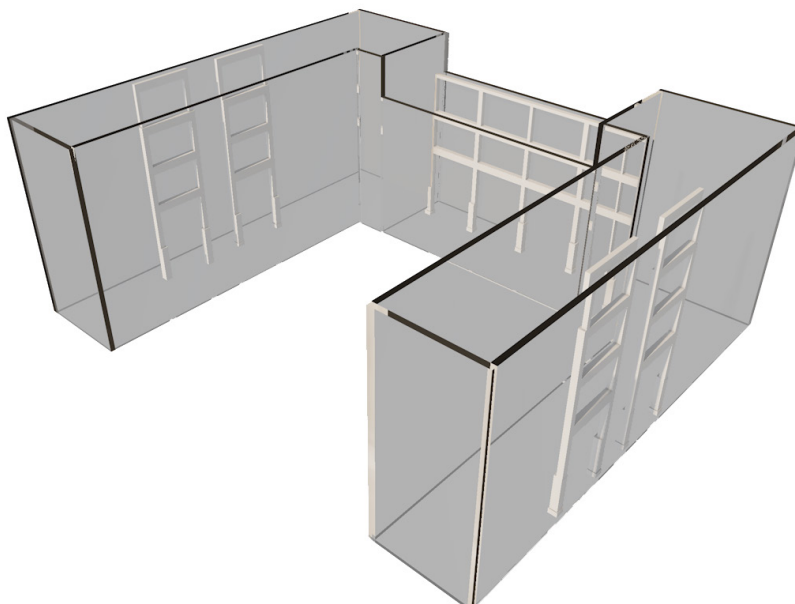


Fig.7.25 Visione prospettica del modello dell'edificio: telai interni di sostegno alle logge in c.a.

4. Cordoli in calcestruzzo armato

I cordoli (scheda 04.1) in calcestruzzo armato si trovano all'appoggio di tutti gli orizzontamenti, presentano uno spessore variabile in base alla muratura sulle quali poggiano e un'altezza variabile dai 20 ai 35 cm.

5. Sistemi di collegamento verticale

I vani scala (scheda 05.1) presentano rampe e pianerottoli di riposo costituiti da una soletta in calcestruzzo armato di 24 cm di spessore. I pianerottoli di arrivo sono costituiti da una soletta di 8 cm alla stregua dei ballatoi dai quali vi si accede.

6. Ricovero antiaereo e antigas

Il ricovero (scheda 06.1) presenta una struttura scatolare in calcestruzzo armato separata dalle murature del seminterrato da un'intercapedine di circa 5 cm. Presenta una camera d'aria an-

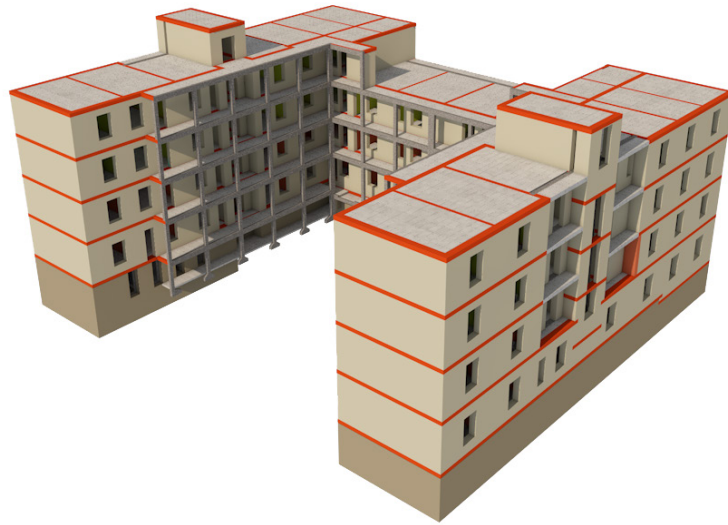


Fig.7.26 Visione prospettica del modello dell'edificio: in arancio i cordoli di collegamento in c.a.

tiscoppio sovrastante dell'altezza di 40 cm, anch'essa con struttura scatolare in calcestruzzo armato. I setti in calcestruzzo presentano uno spessore di 25 cm, la soletta di copertura è spessa 10 cm, così come il piano di calpestio. La camera d'aria separa il ricovero dal piano rialzato, la copertura della stessa costituisce il calpestio dei locali residenziali ed è una soletta di 25 cm.

7. Fondazioni

Il piano di fondazione è costituito da un banco di roccia tufacea e si trova alla profondità di 3 m circa. Gli elementi di fondazioni si differenziano in base agli elementi strutturali cui competono:

- Le strutture di fondazione degli elementi murari sono cordoli in conglomerato pozzolanico poco armato.
- Le strutture di fondazione del ricovero sono cordoli armati in calcestruzzo di 35 cm di altezza e 55 cm di base.
- I pilastri dei telai di sostegno delle logge sono dotati di plinti di forma quadrata 70x70 cm e altezza 40 cm.
- I pilastri dei telai di sostegno al ballatoio di distribuzione presentano un'impronta di base di 110 cm nella direzione del telaio e un'altezza di 60 cm.

7.2.5 Indagini in situ

L'importanza della fase preliminare di conoscenza proposta dai quadri normativi è evidente, poiché permette la determinazione dei parametri meccanici dei materiali impiegati nelle verifiche. L'approccio, in questo caso, segue le prescrizioni predisposte dalle NTC secondo le quali per l'intervento sull'esistente è obbligatorio valutare il livello di conoscenza raggiunto con il processo conoscitivo, onde ridurre le incertezze legate alla scarsa conoscenza dell'edificio oggetto di analisi. Gli ambiti di indagine riguardano:

In generale, un opportuno piano di indagine deve essere predisposto dal progettista, in base agli obiettivi preposti e al grado di conoscenza che si vuole raggiungere, all'ampiezza dell'intervento, alle necessità o anomalie riscontrate.

Nel caso in esame, sono state svolte alcune prove non distruttive, finalizzate alla caratterizzazione geometrica di alcuni componenti strutturali e alla definizione dei particolari costruttivi. Sono state svolte prove termografiche e pacometriche.

Prove termografiche

Sono state svolte prove termografiche al fine di verificare i dati evinti dalla documentazione tecnica rilevata presso l'Archivio di Stati di Bari.

Con la prova è stato possibile riscontrare l'effettiva presenza dei telai di sostegno (fig.7.15) alle logge dietro lo strato superficiale di intonaco. La termocamera, infatti, consente di rilevare le variazioni di emissioni termiche emesse per irraggiamento dai materiali costituenti gli strati più superficiali della muratura. Dopo un'opportuna taratura della termocamera, sono state restituite delle mappe cromatiche alle quali corrisponde un intervallo di temperatura. Le differenze cromatiche in questo caso ha permesso la rilevazioni di elementi di materiale differente, inseriti nelle murature rispetto all'intorno in tufo.

Le prove sono state anche, molto utili alla caratterizzazione tipologica dei componenti costruttivi, in particolare è evidente che le logge del prospetto sud della palazzina A presentano una soletta in calcestruzzo armato, mentre lo sbalzo al livello della copertura denota una tecnologia in laterocemento, contrariamente a quanto era stato rilevato dalle documentazioni tecniche.

È stato possibile anche rilevare la presenza di cordoli di appoggio dei solai alle murature e architravi ammorsate alle pareti adiacenti.



Fig.7.27 Rilevazione termografica eseguita il 27 luglio 2003 alle 14.30 | Pilastro e trave del prospetto sud della palazzina A



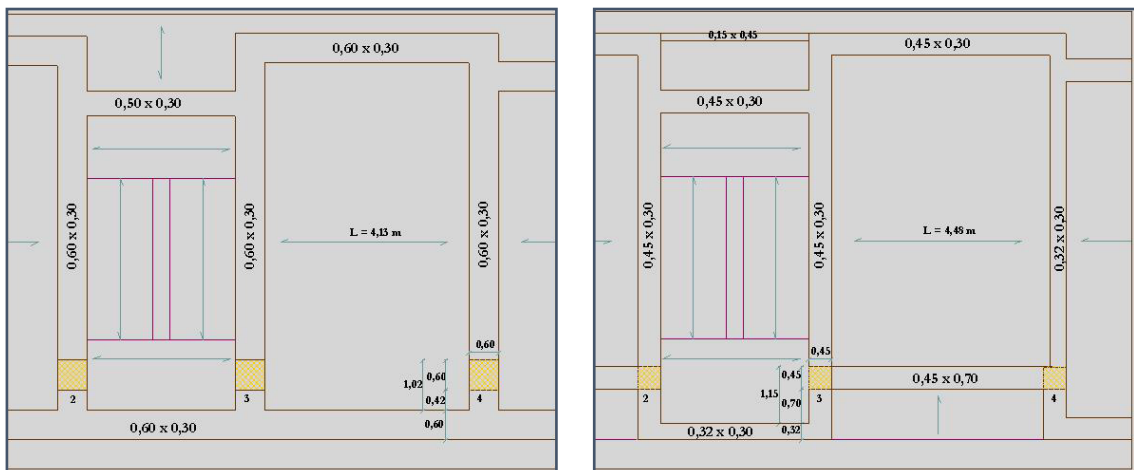
Fig.7.28 Rilevazione termografica eseguita il 27 luglio 2003 alle 14.30 | Cordoli e architravi del prospetto nord della palazzina

Prove pacometriche

Le prove pacometriche sono state eseguite sui telai di sostegno alle logge del lato est, al fine di verificare l'armatura nota dalle relazioni progettuali ritrovate. Sono stati ricavati i valori di interasse delle barre longitudinali, il passo delle staffe e il copriferro. È, infatti, evidente come i valori di copriferro siano fortemente variabili in base ai livelli. Il passo delle staffe, invece, conferma i valori rilevati nel libretto di misure.

7.3 Considerazioni sul processo conoscitivo

Il grado di incertezza sull'approccio alla verifica dell'esistente è, in generale, diverso da quello che riguarda la nuova progettazione, poiché ci si riferisce ad un edificio già realizzato di cui spesso non si conoscono le tecniche realizzative, le tecnologie impiegate, le trasformazioni subite nel tempo e le caratteristiche dei materiali, spesso modificate dai processi di obsolescenza e degrado che inevitabilmente coinvolgono l'esistente. Inoltre, l'efficacia dell'analisi del comportamento strutturale di un edificio esistente è fortemente connessa al grado di conoscenza dell'edificio, alla definizione dei dati di input dai quali procedere per il processo di verifica e progetto degli interventi.



RISULTATI INDAGINE PACOMETRICA					
	III piano	II piano	I piano	piano terra	seminterrato
Dimensione pilastro (1/2/3/4)	32x45 cm (2/3) 32x32 cm (1/4)	45x45 cm	45x45 cm	45x45 cm	60x60 cm
Spessore muratura	45 cm	45 cm	45 cm	45 cm	60 cm
Interasse barre long.	27 cm	35 cm	34 cm	34 cm	45 cm
Passo staffe	25 cm	25 cm	25 cm	25 cm	25 cm
Copriferro	2,5 cm	5 cm	5,5 cm	5,5 cm	7,5 cm
Scala in c.a. senza alleggerimento, interasse barre: 30 cm					

Fig.7.29 Prove pacometriche e rilievo geometrico eseguito sui telai di sostegno alle logge

A tal proposito, il quadro normativo attuale e metodi recenti di analisi delle incertezze sottolineano come un adeguato processo conoscitivo possa alleviare le difficoltà inerenti la definizione di modelli strutturali affidabili e rappresentativi.

Il processo conoscitivo, è volto alla definizione di un modello interpretativo che permetta la comprensione del comportamento strutturale in termini qualitativi e a fornire una base per sviluppare un modello quantitativo sul quale procedere alla fase di analisi.

Nelle costruzioni esistenti, la strategia introdotta dalla normativa tecnica è volta alla definizione di una categoria di coefficienti di sicurezza ulteriori, detti “Fattori di Confidenza”, (i quali possono aggiungersi o meno ai classici coefficienti parziali di sicurezza sui materiali) che sintetizzano le incertezze dei dati iniziali dai quali prende piede il processo di progettazione e verifica, riducendo i parametri di resistenza dei materiali. Inoltre, sulla base del grado di conoscenza si prescrivono, inoltre, metodi analisi e verifica adeguati.

La normativa individua con chiarezza tre livelli di approfondimento per il processo conoscitivo, gli ambiti di indagine da indagare e i fattori di confidenza associati. Gli ambiti di indagine sono inerenti la geometria del sistema strutturale, i dettagli costruttivi e le proprietà meccaniche dei materiali. In generale, la normativa individua tre livelli di conoscenza. La definizione degli stessi si differenzia in base alla tipologia strutturale, ovvero strutture in muratura portante o in calcestruzzo armato. In generale, per entrambe le tipologie si distinguono 3 livelli di conoscenza:

- LC1: Conoscenza Limitata
- LC2: Conoscenza Adeguata
- LC3: Conoscenza Accurata

In tutti i casi, è necessaria la definizione ben precisa della geometria del sistema strutturale, sulla base della ricerca storica, che deve essere comunque confermata da rilievi visivi a campione, o sulla base di un rilievo strutturale che sia effettuato interamente.

Per quanto riguarda i dettagli costruttivi, per le strutture in c.a. il raggiungimento di livelli di conoscenza Adeguata o Accurata è legata alla presenza di disegni costruttivi, seppur incompleti. L'assenza di disegni costruttivi permette di raggiungere un livello di conoscenza Limitato, LC1, purchè sia effettuato un progetto simulato e delle verifiche limitate associate (prove non distruttive per un numero limitato di elementi in c.a.). Un LC2 è raggiunto se si effettueranno prove e verifiche limitate con documenti storici su dettagli e materiali, o soltanto prove e verifiche estese; un LC3 è raggiunto se si associano prove e verifiche estese ai documenti storici o, esaustive. La quantità di prove e verifiche per ciascun livello di approfondimento viene definito in modo dettagliato dal quadro normativo.

Per quanto concerne le proprietà dei materiali, in casi di assenza completa di certificati di prova o specifiche originali di progetto, si impiegano valori usuali per la prassi dell'epoca, ma almeno un numero esiguo di prove deve essere svolto. Il livello di conoscenza varia in base al numero di prove distruttive svolte sui materiali. Per informazioni più specifiche si rimanda all'Appendice alla Circolare §C8A.1.B.

Per gli edifici in muratura, in termini di dettagli costruttivi un livello LC1 può essere raggiunto eseguendo indagini in-situ limitate che servono a identificare la tipologia di muratura del caso in esame ed, eventualmente, con una delle categorie proposte dalla norma. Tali verifiche sono basate su esami visivi della superficie murarie e talvolta richiedono l'asportazione di strati in intonaco. Per il raggiungimento di LC2 si richiede, invece, indagini in situ-estese o esaustive, ovvero si prescrive l'estensione delle indagini e saggi elencati al punto precedente, caratterizzando la tessitura, la tipologia di muratura, l'ammorsamento etc., a tutte le murature presenti e, se possibile, l'associazione ad una delle categorie elencate dalla norma. Si eseguono saggi superficiali e interni, prove distruttive con martinetto doppio, valutazione delle caratteristiche fisiche

di pietre e mattoni. In ultimo, per un LC3 devono essere svolte indagini in-situ esaustive: in aggiunta alle verifiche precedenti si deve indagare in maniera quantitativa sulle caratteristiche meccaniche della muratura sulla base di prove distruttive e non distruttive. Per informazioni più specifiche si rimanda all'Appendice alla Circolare §C8A.1.A.

Nel caso in esame il livello di conoscenza raggiunto è minimo data l'impossibilità di svolgere prove in situ sia sugli elementi in muratura che in calcestruzzo. In particolare il quadro conoscitivo presenta:

- Determinazione esatta della geometria del fabbricato, tramite la caratterizzazione specifica di piante, prospetti e sezioni;
- Caratterizzazione delle dimensioni di tutti i componenti costruttivi;
- Identificazione delle tipologie costruttive dei vari elementi, tramite rilievo visivo e documentazione storica;
- Rilievo dello stato di fatto circa i dissesti in atto, i fenomeni di degrado;
- Verifica dei dettagli costruttivi in maniera limitata alle situazioni in cui la muratura è a vista, data l'impossibilità di effettuare indagini approfondite.

Dato l'esclusivo scopo scientifico e didattico della presente tesi, si impone come riferimento di partenza per le analisi che verranno effettuate un livello di conoscenza LC1. Ci si riserva nella seconda parte di questo lavoro, la possibilità di indagare sulla tematica delle incertezze, tramite un'analisi di sensibilità che permette di studiare la risposta strutturale al variare dei livelli di conoscenza.

Il LC1, secondo la normativa, corrisponde a rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1.35$. Si prescrive la categorizzazione della tipologia di muratura presente con le categorie proposte dalla stessa.

Sulla base della determinazione del livello di conoscenza stabilito, sono stati stabiliti i parametri meccanici da impiegare come input nel modello numerico.

Caratteristiche meccaniche della muratura

Le murature portanti del complesso Piave sono composte da tufo bianco di tipo "scorzo", in gran parte a corpo unico, con tessitura regolare, realizzate a regola d'arte e con ammorsamenti curati tra i paramenti ortogonali. La categoria scelta è definita come muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite ecc.) e per le resistenze si impiegano i valori minimi tra quelli proposti; per moduli elastici, i valori medi.

Tipologia di muratura: Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite ecc.)

- $f_m = 140 \text{ N/cm}^2$
- $\tau_0 = 2,8 \text{ N/cm}^2$
- $E = 1080 \text{ N/mm}^2$
- $G = 360 \text{ N/mm}^2$
- $w = 16 \text{ kN/m}^3$

dove f_m è la resistenza media a compressione della muratura, τ_0 è la resistenza a taglio media, E il valore medio del modulo elastico normale, G il valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w è il peso specifico.

La normativa esprime tali valori per murature composte da due paramenti accostati, o con

un nucleo di esiguo spessore, 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). Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori, tali valori possono essere incrementati da opportuni coefficienti, ma nel caso in esame data l'incertezza elevata, si preferisce impiegare i valori minimi.

Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo armato

Con riferimento alle strutture in calcestruzzo armato si osserva che la geometria degli elementi strutturali è ben nota, da rilievi visivi, in situ, e documentazioni tecniche. Sono note le caratteristiche geometriche dei sistemi strutturali in calcestruzzo armato e la tessitura dei solai in laterocemento, inoltre i documenti storici permettono la rilevazione di quasi tutti i dettagli costruttivi, ma manca la possibilità di verificarne la corrispondenza con la realtà a causa dello scarso numero di prove effettuate. Per quanto riguarda le proprietà dei materiali, sono disponibili certificati che ne denuncino la qualità, ma non c'è la possibilità di effettuare prove in situ. Alla luce delle seguenti considerazioni si conferma il livello di conoscenza limitata e si riducono le resistenze del calcestruzzo e dell'acciaio per un coefficiente $FC=1,35$.

I dati sul calcestruzzo derivano dai documenti di cantiere. Esso risulta essere composto da cemento Portland a presa lenta (325 kg), sabbia calcarea (0,4 mc), pietrisco con granulometria 1-3 cm (0,8 mc) e acqua al 15% del volume. La normativa di riferimento è il R.D.L. n. 1213 del 29/07/1933.

Dal capitolato allegato ai documenti rilevati all'ADS di Bari (fondo IACP) si evidenziano le caratteristiche fondamentali dei costituenti del calcestruzzo strutturale e alleggerito:

- Sabbia: dev'essere di origine calcarea, di buona qualità, esente da salsedine e materiale terroso, vegetale, melmoso o polveroso. In particolare per l'impasto del calcestruzzo armato il diametro varia da 1 a 3 mm;
- Sabbione: stessi requisiti della sabbia, con diametri variabili dai 2 a i 5 mm;
- Pozzolana: proveniente dalle cave di Baccoli, deve essere di buona qualità, omogenea, priva di impurità e di fresca estrazione. La granulometria massima è di 3 mm;
- Legante idraulico: in casi di confezionamento di conglomerato cementizio non armato si impiega un cemento con resistenza a compressione a 28 giorni di 300 kg/cmq, mentre in casi di calcestruzzo armato si impiega cemento Portland a presa lenta con resistenza a compressione a 28 giorni pari a 250 kg/cmq.
- Pietrisco: proveniente dalla frantumazione di pietrame calcareo compatto, della qualità più adatta, privo di impurità, materiali vegetali o argillosi. Per i calcestruzzi armati la granulometria varia dai 3 ai 5 cm.
- Acqua: di preferenza acqua dell'Acquedotto Pugliese.

Le malte per le murature portanti sono composte da una parte di calce grassa e due parti di pozzolana con resistenza a compressione di circa 25 kg/cmq.

Le caratteristiche meccaniche sono definite di seguito, rilevate dai manuali storici dell'epoca⁴.

⁴ Luigi Santarella, Prontuario del cemento armato, Milano, Hoepli, 1935

E. Mörsch, teoria e pratica del cemento armato : con ricerche ed esempi costruttivi, Milano, Ulrico Hoepli, 1910

- $f_{cm} = 20 \text{ N/mm}^2$
- $f_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$
- $E = 220000 \text{ N/mm}^2$
- $G = 88000 \text{ N/mm}^2$
- $w = 25 \text{ kN/m}^3$

dove f_{cm} è la resistenza media a compressione del calcestruzzo, f_{ck} è la resistenza caratteristica, E il valore medio del modulo elastico a 28 giorni di stagionatura, G il valore medio del modulo di elasticità tangenziale calcolato come $0,4 E$, w è il peso specifico.

Riguardo l'armatura, sono state impiegate barre di acciaio semiduro a sezione tonda liscia, con estremi piegati ad uncino e legature in filo di ferro cotto. La normativa di riferimento è il R.D.L. n.198 del 04/09/1927, ma ci si può riferire alla Circolare de 17 maggio 1937 n.2202 "Impiego dell'acciaio semiduro nelle costruzioni in conglomerato cementizio armato" che consentiva la possibilità di impiego di acciaio semiduro nell'ambito dell'edilizia. Le caratteristiche, al tempo, erano una resistenza di trazione alle prove compresa tra i 5000 e i 6000 kg/cmq, un allungamento a rottura non inferiore rispettivamente al 21% e 14%. Nei calcoli la tensione ammissibile era valutata pari a 1600 kg/cmq.

8. La modellazione strutturale alle azioni sismiche

8.1 Premessa

In riferimento alla problematica della valutazione di sicurezza dell'esistente, i codici normativi prescrivono dettagliatamente la procedura da condurre a questo scopo.

Dopo la fase della conoscenza, di cui si è parlato al capitolo precedente, si procede alla fase di costruzione di modello numerico che rappresenti in maniera affidabile la geometria, i carichi, le caratteristiche meccaniche della struttura nello stato di fatto. In questo si osserva la necessità di svolgere una dettagliata analisi dei carichi sullo stato attuale, per poter procedere alla fase di analisi e alla determinazione degli effetti indotti dalle azioni sui componenti strutturali. Le analisi potranno essere condotte in ambito lineare o non lineare, in base alle specificità del caso e devono indagare sulla risposta strutturale alle azioni controllate o non controllate dall'uomo. Dopo la determinazione degli effetti sugli elementi strutturali, si deve procedere alla fase verifica, che può essere effettuata in termini di sollecitazioni o spostamento. Si ricordi che, a carichi controllati dall'uomo, le analisi vengono usualmente condotte in ambito lineare; mentre, a carichi sismici, spesso si ricorre ad analisi non lineari che, in questo caso, sono più affidabili. Nel primo caso, le verifiche vengono condotte in campo elastico perché si richiede che la struttura risponda senza danneggiamenti a carichi che hanno una probabilità elevata di verificarsi rispetto alle azioni sismiche, per le quali si sceglie una verifica in termini di spostamento in campo plastico e un conseguente danneggiamento ammissibile. L'obiettivo delle verifiche è la determinazione del livello di sicurezza.

La determinazione del livello di sicurezza stabilisce se una struttura esistente è in grado di supportare le azioni di progetto previste dal quadro normativo o meno. In casi di inadeguatezza a carichi controllati dall'uomo, gli interventi di consolidamento o gli eventuali altri provvedimenti vengono definiti come "necessari e improcrastinabili". Nella valutazione della conformità in sicurezza, per quanto riguarda le azioni non controllabili dall'uomo, le situazioni dovranno essere specificatamente valutate e si può ricorrere ad interventi di adeguamento o miglioramento sismico.

In questi casi, la scelta dell'intervento di consolidamento dovrà essere opportunamente valutata in termini di materiali e tecniche, nel rispetto delle necessità espresse dall'edificio o dalla committenza. Il processo di intervento richiede che venga rieseguita la fase di modellazione e analisi strutturale, aggiornando le eventuali variabili di carico, geometria o caratteristiche meccaniche rispetto allo stato di fatto.

L'obiettivo del lavoro svolto nella presente tesi, è lo studio del comportamento sismico globale dell'edificio A del complesso Piave e, per questo scopo, la fase legata alla verifica ai carichi

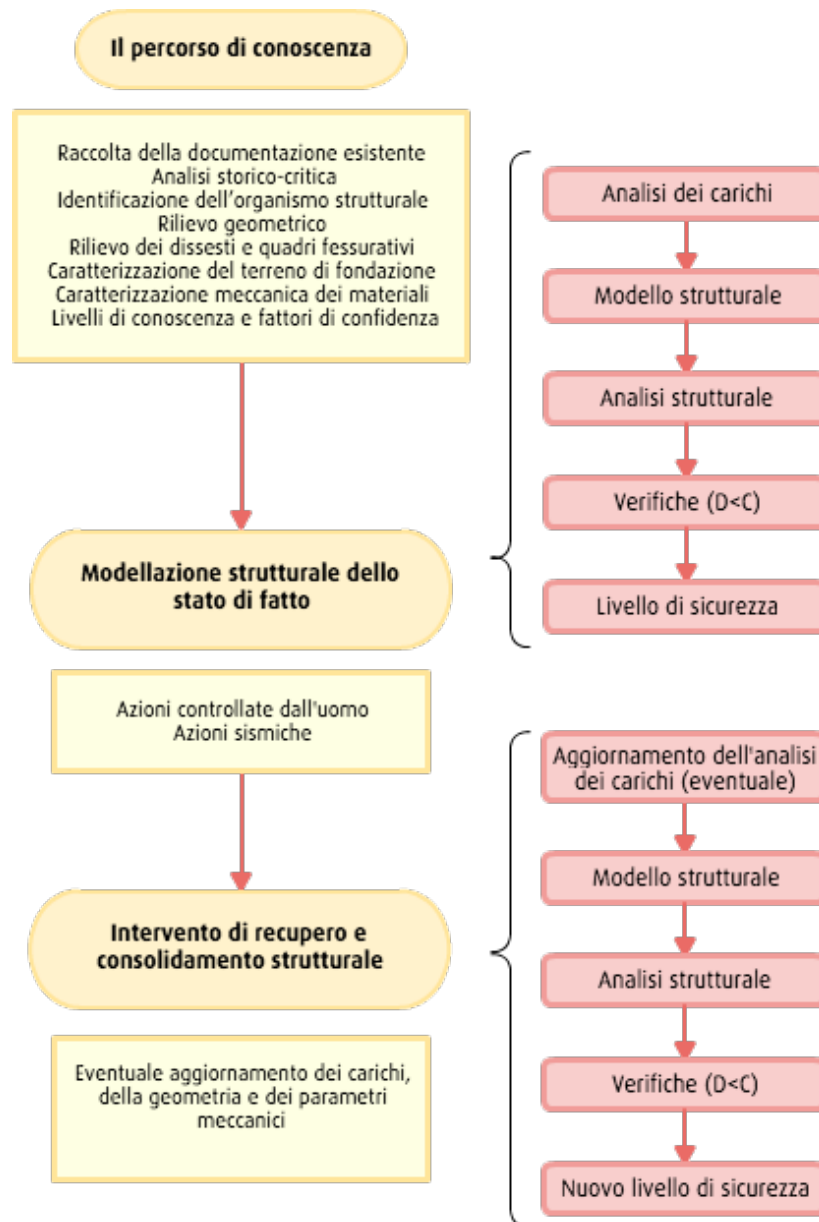


fig. 8.1 Procedimento per l'intervento sull'esistente secondo le NTC

controllati dall'uomo viene tralasciata. In particolare, si seguirà il percorso sopra delineato per i carichi sismici, escludendo, però, anche la verifica ai meccanismi di collasso di I modo, per i quali si dovrebbero svolgere analisi cinematiche in ambito lineare o non lineare.

La fase di modellazione viene condotta con un approccio a telaio equivalente tramite il codice di calcolo TREMURI. La modellazione della struttura viene eseguita tramite la scomposizione delle pareti murarie in macroelementi e la costruzione di un telaio equivalente, strategia che permette la modellazione efficace di componenti in calcestruzzo armato, introdotti come frame del telaio.

L'analisi sismica viene condotta con metodologie di analisi non lineare che permettono la valutazione delle variazioni di rigidezza della struttura, conseguenti ai danneggiamenti, coerentemente con il carico sismico incrementale. In questo ci si adegua alla normativa attuale che prescrive l'esecuzione di analisi non lineari in casi di edifici misti, poiché in questi edifici devono essere tenute in conto le interazioni tra gli elementi di tecnologia diversa che manifestano un comportamento molto variabile.

Questa è una necessità nel caso in esame anche a causa della mancata progettazione alle azioni sismiche degli elementi in calcestruzzo armato, per i quali al crescere dei carichi ci si aspetta un danneggiamento ingente. L'analisi viene condotta tramite un controllo in termini di spostamento per valutare anche l'insorgenza di un tratto di softening.

La fase di modellazione strutturale deve tener conto obbligatoriamente della possibile presenza di elementi strutturali secondari, per i quali si esclude la considerazione nell'analisi sismica globale. Per questo, ci si riserva di indagare sul ruolo strutturale del sistema di distribuzione orizzontale presente sui prospetti interni della struttura, dotato di struttura a telaio in calcestruzzo armato isolata dal resto dell'edificio. A questo proposito, verranno studiati due modelli, con e senza la presenza di questo componente architettonico, in modo tale da valutarne il grado di coinvolgimento nella risposta sismica globale.

Come precedentemente accennato, la fase finale dell'analisi sismica prevede la valutazione delle incertezze indotte dalla carente fase conoscitiva, tramite un'analisi di sensibilità svolta con l'obiettivo di indagare sull'importanza del percorso di conoscenza nel caso di studio e sull'interazione tra elementi in muratura e in calcestruzzo armato.

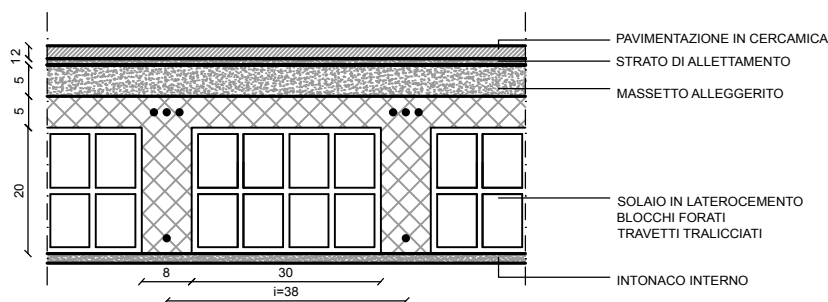
8.2 Analisi dei carichi

Nei paragrafi di seguito si effettua un'analisi di carico in riferimento allo stato di fatto dell'edificio coerentemente con il capitolo 3 delle NTC, fase essenziale per la determinazione delle masse sismiche e delle accelerazioni spettrali di progetto.

8.2.1 Analisi dei carichi gravitazionali

- SOLAIO DEGLI IMPALCATI DI CALPESTIO DEI LOCALI RESIDENZIALI

(cat. A: Locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)



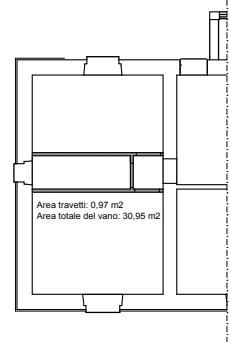
ELEMENTO	DIMENSIONE [m]			γ [kN/m ³]	tot. [kN/m ²]
	Larghezza	Profondità	Spessore		
Pignatte	0,3	1	0,2	4,5	0,710
Soletta	1	1	0,05	25	1,250
Travetti	0,08	1	0,2	25	1,040
Incidenza dei travetti portamuro					0,19
TOT. rustico					3,190

Si considerano i travetti portamuro in termini di incidenza, calcolata nella condizione di carico più gravosa (indicata in figura)

Peso proprio travetti portamuro: $0.97 \cdot 0.25 \cdot 25 = 6.06 \text{ kN}$

Incidenza: $6,06/30,96 = 0,19 \text{ kN/m}^2$

Carichi permanenti strutturali: $G_{1k} = 3,19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$



ELEMENTO	DIMENSIONE [m]			γ [kN/m ³]	tot. [kN/m ²]
	Larghezza	Profondità	Spessore		
Intonaco intradosso	1	1	0,015	12,65	0,19
Massetto portaimpanti	1	1	0,050	20,60	1,03
Posa per pavimentazione	1	1	0,010	14,72	0,15
Pavimentazione	1	1	0,020	10,50	0,21
				TOT.	1,58

Carichi permanenti non strutturali: $G_{2k} = 1,58 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

I tramezzi saranno computati con carichi localizzati, poiché il carico eccede il valore limite di 5 kN/m indicato dalle NTC come valore limite per considerare il carico dei tramezzi come un carico uniformemente distribuito sul solaio (cfr. §3.1.3.1, NTC2008)

Carichi variabili (cfr §3.1.4, NTC2008): $Q_{k1} = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

- SOLAIO DEGLI IMPALCATI DI CALPESTIO DEI LOCALI COMMERCIALI (cat. D1 Negozi)

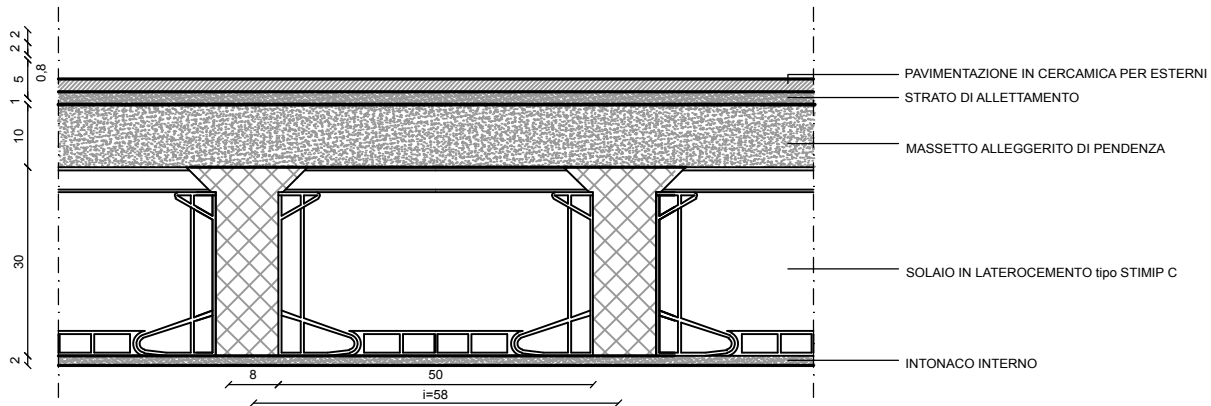
I carichi permanenti strutturali e non strutturali hanno uguale valore rispetto a quelli ai piani residenziali.

Carichi permanenti strutturali: $G_{1k} = 3,19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Carichi permanenti non strutturali: $G_{2k} = 1,58 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Carichi variabili (cfr §3.1.4, NTC2008): $Q_{k1} = 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

- SOLAIO DEGLI IMPALCATI DI COPERTURA**
 (cat. H1: Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione)



ELEMENTO	DIMENSIONE [m]			γ [kN/m ³]	tot. [kN/m ²]
	Larghezza	Profondità	Spessore		
Pignatte	0,5	1	0,3	4,5	1,755
Soletta	1	1	0,05	25	1,250
Travetti	0,08	1	0,25	25	1,300
				TOT. rustico	4,305

ELEMENTO	DIMENSIONE [m]			γ [kN/m ³]	tot. [kN/m ²]
	Larghezza	Profondità	Spessore		
Intonaco intradosso	1	1	0,02	12,65	0,19
Massetto di pendenza	1	1	0,10	20,60	2,06
Posa per pavimentazione	1	1	0,02	14,72	0,29
Pavimentazione	1	1	0,02	10,50	0,21
				TOT.	2,75

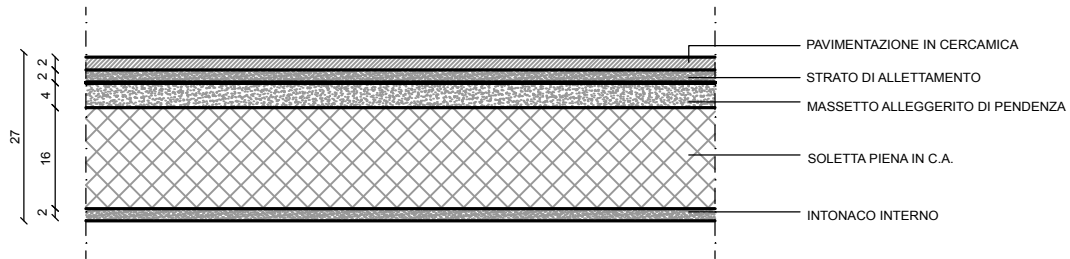
Carichi permanenti strutturali: $G_{1k} = 4,305 \frac{kN}{m^2}$

Carichi permanenti non strutturali: $G_{2k} = 2,83 \frac{kN}{m^2}$

Carichi variabili (cfr §3.1.4, NTC2008): $Q_{k1} = 0,5 \frac{kN}{m^2}$

- SOLETTA DELLE LOGGE

(Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi)



ELEMENTO	DIMENSIONE [m]			γ [kN/m ³]	tot. [kN/m ²]
	Larghezza	Profondità	Spessore		
Soletta	1	1	0,16	25	4,000
TOT. rustico					4,000

ELEMENTO	DIMENSIONE [m]			γ [kN/m ³]	tot. [kN/m ²]
	Larghezza	Profondità	Spessore		
Intonaco intradosso	1	1	0,02	12,65	0,25
Massetto di pendenza	1	1	0,04	20,60	0,82
Posa per pavimentazione	1	1	0,01	14,72	0,15
Pavimentazione	1	1	0,02	10,50	0,21
TOT.					1,434

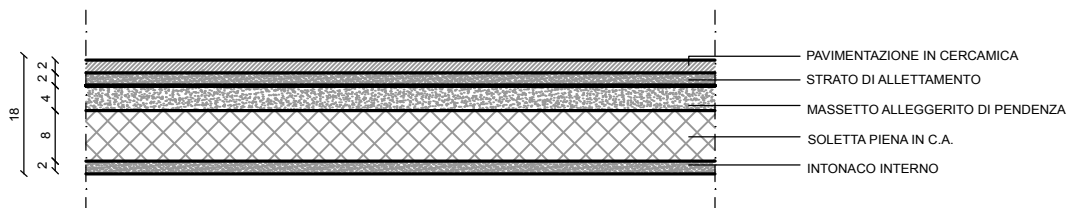
Carichi permanenti strutturali: $G_{1k} = 4 \frac{kN}{m^2}$

Carichi permanenti non strutturali: $G_{2k} = 1,435 \frac{kN}{m^2}$

Carichi variabili (cfr §3.1.4, NTC2008): $Q_{k1} = 4 \frac{kN}{m^2}$

- SOLETTA DEI BALLATOI

(Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi)



ELEMENTO	DIMENSIONE [m]			γ [kN/m ³]	tot. [kN/m ²]
	Larghezza	Profondità	Spessore		
Soletta	1	1	0,08	25	2,000
TOT. rustico					2,000

ELEMENTO	DIMENSIONE [m]			γ [kN/m ³]	tot. [kN/m ²]
	Larghezza	Profondità	Spessore		
Intonaco intradosso	1	1	0,02	12,65	0,25
Massetto di pendenza	1	1	0,04	20,60	0,82
Posa per pavimentazione	1	1	0,01	14,72	0,15
Pavimentazione	1	1	0,02	10,50	0,21
TOT.					1,434

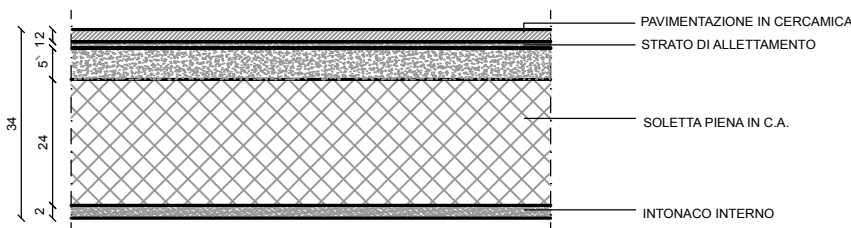
Carichi permanenti strutturali: $G_{1k} = 2 \frac{kN}{m^2}$

Carichi permanenti non strutturali: $G_{2k} = 1,435 \frac{kN}{m^2}$

Carichi variabili (cfr §3.1.4, NTC2008): $Q_{k1} = 4 \frac{kN}{m^2}$

- SOLAIO DI COPERTURA DEL RICOVERO

(cat. A: Locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)



ELEMENTO	DIMENSIONE [m]			γ [kN/m ³]	tot. [kN/m ²]
	Larghezza	Profondità	Spessore		
Pignatte	0,3	1	0,2	4,5	0,710
Soletta	1	1	0,05	25	1,250
Travetti	0,08	1	0,2	25	1,040
Incidenza dei travetti portamuro					0,19
				TOT. rustico	3,190

Carichi permanenti strutturali: $G_{1k} = 6 \frac{kN}{m^2}$

Carichi permanenti non strutturali: $G_{2k} = 1,56 \frac{kN}{m^2}$

Carichi variabili (cfr §3.1.4, NTC2008): $Q_{k1} = 2 \frac{kN}{m^2}$

- VANO SCALA

(Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi)

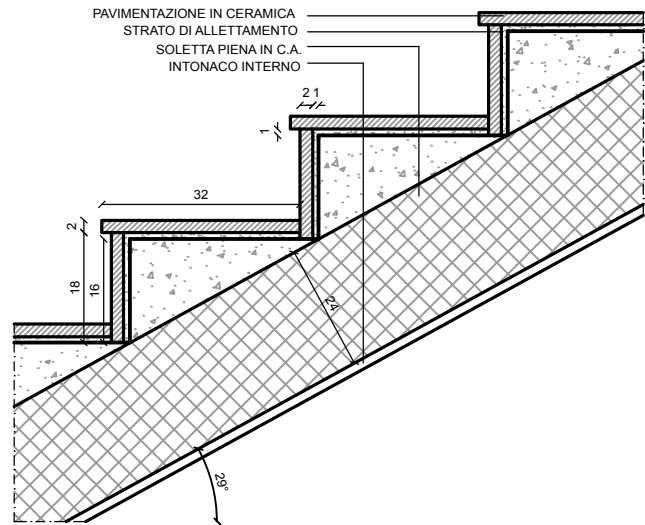
La rampa è costituita da una soletta in c.a. da 24 cm con gradini portanti in c.a..

L'analisi dei carichi, relativa alla rampa, è effettuata calcolando il peso verticale, relativo ad un'area 1,00 m x 1,00 m. La pedata della scala misura 0,30 m, perciò in un metro di larghezza ci sono 3,33 gradini.

Questo valore del peso proprio corrisponde al carico di un metro quadro di rampa proiettata sul piano orizzontale.

Sulla base di queste considerazioni:

- $H_{\text{interpiano}} = 3,25 \text{ m} + H_{\text{rustico solaio}} = 3 + 0,25 \text{ m} = 3,5 \text{ m}$
- Alzata = 0,165 m
- Pedata = 0,3 m
- Numero pedate = 22



ELEMENTO	DIMENSIONE [m]			γ [kN/m ³]	tot. [kN/m ²]
	Larghezza	Profondità	Spessore		
Soletta rampante	1	1	0,28125	25	7,031
Gradini	1	0,3	0,16	25	1,998
TOT. rustico					9,029

Lo spessore della soletta è stato ottenuto tramite la seguente formula:

$s^* = 0,16 * \cos(29^\circ) = 0,1875 \text{ m}$ dove 29° è l'inclinazione della rampa rispetto al piano orizzontale.

I gradini sono stati ipotizzati come in dettaglio e il carico al mq è stato calcolato considerando 3,33 gradini/mq.

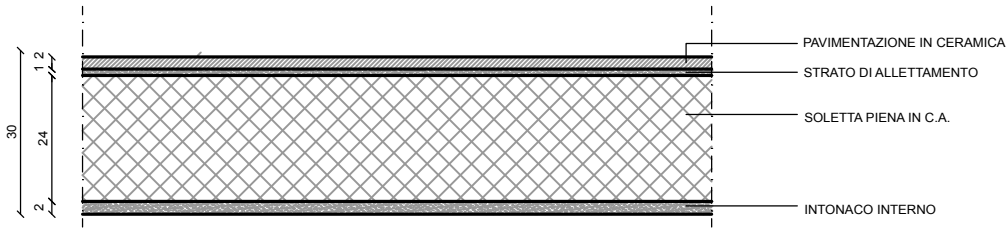
Carichi permanenti strutturali: $G_{1k} = 6 \frac{kN}{m^2}$

Carichi permanenti non strutturali: $G_{2k} = 0,579 \frac{kN}{m^2}$

Carichi variabili (cfr §3.1.4, NTC2008): $Q_{k1} = 4 \frac{kN}{m^2}$

ELEMENTO	DIMENSIONE [m]			γ [kN/m ³]	γ [kN/m ²]
	Larghezza	Profondità	Spessore/altezza		
Posa per pavimentazione	1	1	0,01	14,715	0,147
Intonaco interno	1	1	0,0175	12,655	0,221
Pavimentazione	1	1	0,020	10,500	0,21
TOT.					0,579

- PIANEROTTOLI DEL VANO SCALA
(Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi)



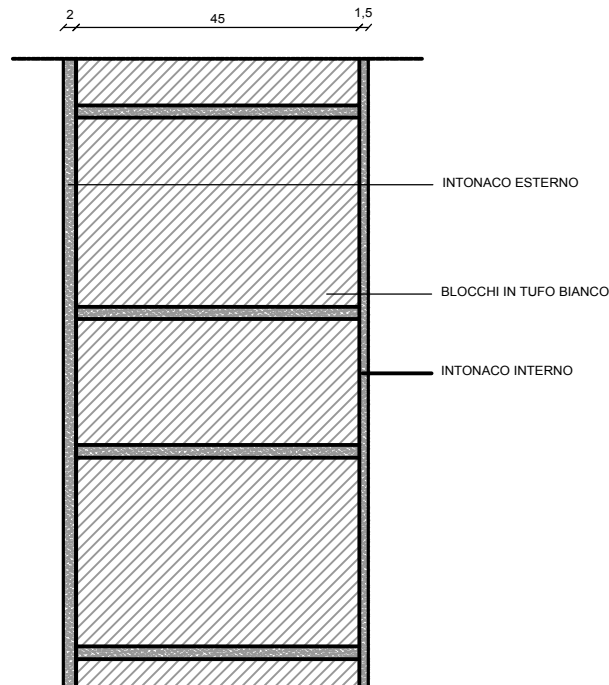
ELEMENTO	DIMENSIONE [m]			γ [kN/m³]	γ [kN/m²]
	Larghezza	Profondità	Spessore/altezza		
Intonaco intradosso	1	1	0,015	12,655	0,190
Posa per pavimentazione	1	1	0,010	14,715	0,147
Pavimentazione	1	1	0,020	10,500	0,21
				TOT.	0,547

Carichi permanenti strutturali: $G_{1k} = 6 \frac{kN}{m^2}$

Carichi permanenti non strutturali: $G_{2k} = 0,547 \frac{kN}{m^2}$

Carichi variabili (cfr §3.1.4, NTC2008): $Q_{k1} = 4 \frac{kN}{m^2}$

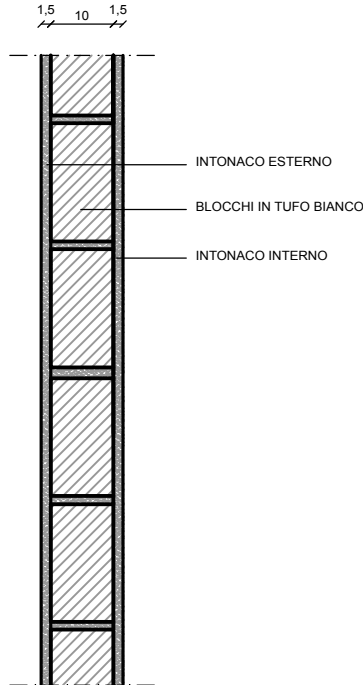
- CHIUSURA VERTICALE IN CORRISPONDENZA DELLE LOGGE



ELEMENTO	DIMENSIONE [m]			γ [kN/m³]	tot. [kN/m]
	Altezza	Larghezza	Spessore		
Peso proprio muratura	2,75	1	0,45	16,000	19,800
Intonaco esterno	2,75		0,02	12,600	0,693
Intonaco interno	2,75		0,015	12,600	0,520
				TOT.	21,013

Si considera il totale ridotto del 25% per tener conto delle aperture rilevata nella condizione peggiore.

Carichi permanenti non strutturali: $G_{2k} = 15,97 \frac{kN}{m}$



ELEMENTO	DIMENSIONE [m]			γ [kN/m ³]	γ [kN/m]
	Altezza	Larghezza	Spessore		
Intonaco esterno	3,25	1	0,015	12,6	0,614
Tramezzo in tufo	3,25	1	0,1	16,0	5,200
Intonaco interno	3,25	1	0,015	12,6	0,614
				TOT.	6,429

- TRAMEZZI

Carichi permanenti non strutturali: $G_{2k} = 6,429 \frac{kN}{m}$

- PARAPETTO DI BALCONI E COPERTURA

La stratigrafia è la stessa di quella indicata per i tramezzi interni.

Carichi permanenti non strutturali: $G_{2k} = 2,10 \frac{kN}{m}$

ELEMENTO	DIMENSIONE [m]			γ [kN/m ³]	γ [kN/m ²]
	Altezza	Larghezza	Spessore		
Intonaco esterno	1	1	0,02	12,600	0,252
Blocchi in tufo	1	1	0,1	16,000	1,600
Intonaco esterno	1	1	0,02	12,600	0,252
				TOT.	2,104
				TOT [kN/m]*	2,104

- AZIONI DELLA NEVE (§3.4.1 – NTC 2008)

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_E * C_t = 0.8 * 1 * 1 * 1 = 0,8 \frac{kN}{m^2}$$

dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura. Si impone: $\mu_i=0,8$.
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m], fornito al successivo §3.4.2 per un periodo di ritorno di 50 anni;

Zona II, BARI: $q_{sk} = 1 \text{ kN/m}^2$

L'altitudine di riferimento a_s è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio.

- C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3; . Si impone: $C_E=1$

Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in Tab. 3.4.I. Se non diversamente indicato, si assumerà $C_E = 1$.

- C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.4. Si impone: $C_t=1$

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

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

8.2.2 Azione sismica

La definizione dell'azione sismica di progetto avviene sulla base di mappe di pericolosità sismica predisposte dalle NTC. Per pericolosità sismica si intende lo scuotimento atteso del suolo, in un determinato sito, con una certa probabilità di eccedenza in un determinato livello di tempo. La normativa attuale si serve di Mappe di Pericolosità, che esprimono lo scuotimento atteso in termini di accelerazione superficiale massima, attesa con una probabilità determinata di accadimento in 50 anni e un opportuno percentile, su suolo rigido, libero e pianeggiante. I valori sono espressi con griglie di punti localizzati sul territorio nazionale posti su una maglia di 5,5 km circa.

Il quadro normativo ad oggi, fornisce valori di accelerazione massima PGA (Peak Ground Acceleration) e forme spettrali, parametri che consentono di definire spettri elastici rappresentativi dell'azione sismica, alla quale un edificio risulta soggetto in base alle proprie caratteristiche dinamiche. Il processo di definizione della pericolosità sismica di base comporta l'individuazione delle forme spettrali di progetto per l'edificio oggetto di indagine, in relazione alla localizzazione e ai vari valori di probabilità di accadimento per cui si progetta. I valori delle probabilità di accadimento impiegati sono relativi ai vari stati limite, coerentemente con i fondamenti del Performance Based Design, filosofia che indirizza le prescrizioni della normativa attuale.

Il valore di probabilità di accadimento, associato ad un periodo di riferimento proporzionato alle caratteristiche dell'opera (esposizione e vita utile), consente di progettare ad azioni sismiche in termini di sicurezza e ottimizzando le risorse economiche.

Poiché il terremoto è un evento la cui intensità dipende probabilisticamente da un periodo di riferimento, è opportuno definire dei parametri temporali relativi all'edificio in esame. Si definisce vita nominale, il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta a manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

L'esposizione, parametro rilevante alla definizione del rischio a cui è esposta un'opera, è considerata tramite un coefficiente associato alla classe d'uso (§2.4.2). Questo è proporzionale alle conseguenze che comporta un eventuale collasso dell'opera o interruzione di operatività.

Il valore del periodo di riferimento che si ricava per un'opera, considerato per la valutazione dell'azione sismica, è ottenuto dalla seguente formulazione:

$$V_R = V_N \times C_U$$

Nel caso in esame i parametri definiti sono:

$$V_N = 50 \text{ anni}, C_U = 1 \text{ (classe d'uso II)} \Rightarrow V_R = 50 \text{ anni}$$

Sulla base del periodo di riferimento l'azione sismica, come già introdotto, si esprime in funzione della probabilità di accadimento P_{VR} associata ai vari stati limite.

Essendo il caso in esame un edificio esistente in muratura, le verifiche di sicurezza saranno condotte con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita per combinazioni sismiche. La pericolosità sismica viene definita tramite spettri di risposta in funzione di un parametro temporale detto tempo di ritorno T_R .

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

All'allegato A e B delle NTC sono riportate tabelle nelle quali ai valori di latitudine e longitudine

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

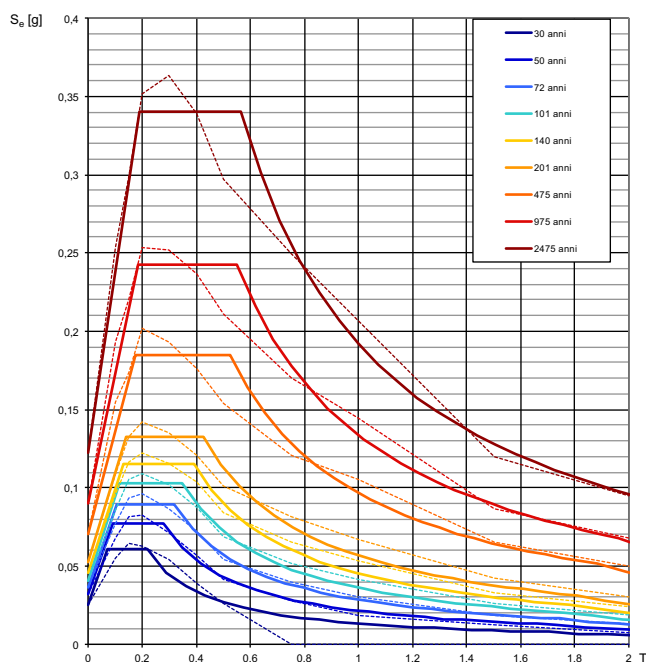
Tab. 8.1 Valori di vita nominale, tab.2.4.I NTC

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

Tab. 8.2 Classi d'uso, tab.2.4.III NTC

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%

Tab. 8.3 Probabilità di superamento nel periodo di riferimento, tab. 3.4.I. NTC



T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0,026	2,379	0,220
50	0,032	2,421	0,277
72	0,036	2,463	0,319
101	0,041	2,534	0,350
140	0,046	2,513	0,392
201	0,052	2,536	0,427
475	0,071	2,610	0,523
975	0,090	2,690	0,551
2475	0,122	2,779	0,565

Fig.8.2 Spettri di risposta e forme spettrali elastiche per il sito in esame

del sito di riferimento si associano delle forme spettrali in base al periodo di ritorno. Le forme spettrali sono costituite dai parametri (a_g, F_0, T_C^*) e rappresentano i dati della pericolosità sismica di base definita in condizioni di suolo rigido, pianeggiante e campo libero (ossia con coefficienti unitari di amplificazione stratigrafica a topografica che verranno definiti in seguito). Gli spettri che diagrammano una grandezza spettrale (accelerazione, spostamento o velocità) al variare delle caratteristiche dinamiche dell'opera sono definiti con queste formulazioni.

Dopo la definizione della pericolosità sismica del sito di riferimento, si ritiene necessario valutare l'insorgenza di eventuali fenomeni di amplificazione locale, detti effetti di sito, che possono incrementare l'intensità dell'azione sismica sull'edificio. Questi effetti dipendono dalle caratteristiche stratigrafiche e topografiche del sito in esame.

Le NTC propongono un modello di valutazione semplificato per la valutazione degli effetti indotti dalle caratteristiche stratigrafiche. Si presuppone, in generale, che le caratteristiche di trasmissione delle onde sismiche siano strettamente dipendenti dalle caratteristiche meccaniche degli strati di fondazione. L'approccio semplificato prevede l'associazione del suolo di fondazione ad una delle categorie proposte dalla normativa sulla base della definizione di un parametro detto velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 metri di profondità ($V_{s,30}$) rilevabile da prove geotecniche effettuate direttamente in situ. In alternativa possono essere impiegati opportuni altri indicatori come i valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica (Standard Penetration Test) $N_{SPT,30}$ (nei terreni prevalentemente a grana grossa) e della resistenza non drenata equivalente $c_{U,30}$ (nei terreni prevalentemente a grana fina).

In relazione alla topografia, la norma prevede ancora una categorizzazione dipendente dall'ubicazione dell'opera in base al livello del suolo dell'intorno, fermo restando la valutazione accurata della risposta sismica locale per situazioni complesse.

Il processo di categorizzazione del suolo consente di ricavare due parametri dipendenti dalla stratigrafia e topografia rispettivamente detti coefficienti di amplificazione topografica e stratigrafica, che consentono di tenere in conto degli effetti di amplificazione locale tramite variazioni nello spettro di risposta.

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

Tab. 8.4 Categorie stratigrafiche tab. 3.2.II. NTC

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

Tab. 8.4 Categorie topografiche tab. 3.2.IV. NTC

In relazione agli effetti della topografia e stratigrafia, lo spettro di pericolosità di base, definito in fase iniziale, subirà delle opportune variazioni per tenere conto degli effetti locali.

Le formulazioni che consentono di ricavare lo spettro sono:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T \leq T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]
 \end{aligned}$$

dove:

- T è il periodo di oscillazione strutturale dell'opera in esame, $S_e(T)$ è il valore dell'accelerazione spettrale associato;
- $S = S_S S_T$ è il coefficiente che tiene conto delle caratteristiche locali del suolo;
- $\eta = \sqrt{\frac{10}{(5+\xi)}} \leq 0,55$, è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%;

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{pg}}{tg} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{pg}}{tg} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{pg}}{tg} \leq 1,80 \cdot$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{pg}}{tg} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tab. 8.5 Valori dei coefficienti di stratigrafia tab. 3.2.V. NTC

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

Tab. 8.6 Valori dei coefficienti di topografia tab. 3.2.VI NTC

- F_0 quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
- $T_C = C_C \cdot T_C^*$ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;
- $T_B = \frac{T_C}{3}$ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;
- $T_D = 4,0 \frac{a_g}{g} + 1,6$ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

I coefficienti S_s , C_c e S_T sono definiti in base alle categorie di suolo definite precedentemente.

Nel caso in esame, in assenza di prove geotecniche svolte, ci si riferisce ad una categoria di suolo B e condizioni di suolo pianeggiante. I valori dei coefficienti sono definiti in base alle precedenti tabelle.

Lo spettro di risposta elastico ricavato viene riportato di seguito. Esso permette la valutazione dell'accelerazione spettrale massima in base alle caratteristiche dinamiche della struttura in esame. In casi di analisi statiche non lineari, lo spettro è essenziale per svolgere la verifica nello spettro ADRS.

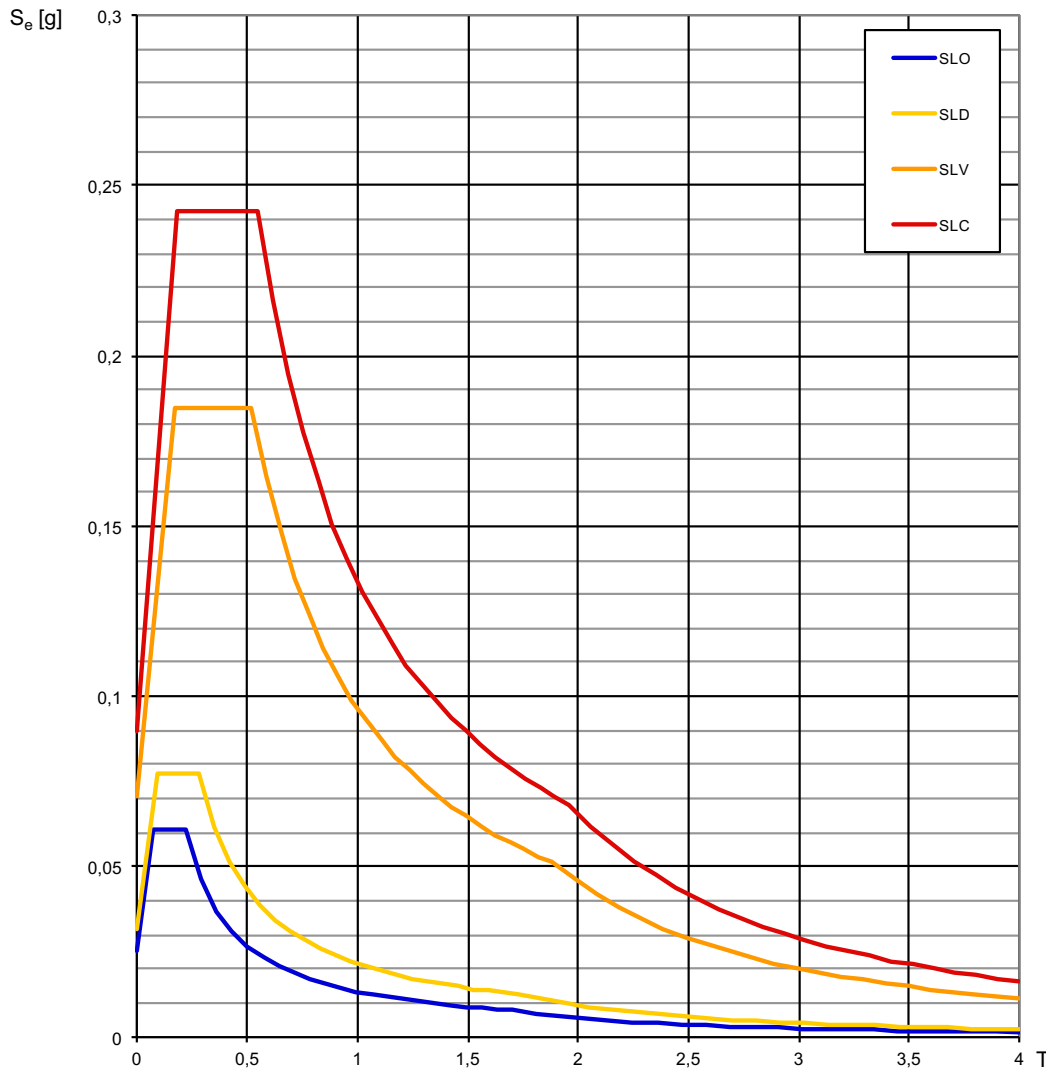


Fig. 8.4 Spettro di risposta elastico nel caso studio

8.2.3 Combinazione delle azioni

La combinazione delle azioni considerata nella definizione delle masse sismiche è quella proposta al §2.5.3 delle NTC, detta combinazione sismica e proposta per la valutazione degli SLU e SLE in condizioni di azioni sismiche.

$$E + G_1 + G_2 + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

I valori di Ψ_{2j} sono introdotti sulla base della destinazione d'uso del singolo piano, al fine di non considerare nella totalità i valori caratteristici dei carichi variabili; poiché è probabilisticamente incompatibile la presenza di carichi sismici in presenza di valori di carico variabile definiti nella loro massima intensità.

8.3 Il modello numerico a telaio equivalente

Le fasi di modellazione e analisi sono state condotte con il software 3MURI (S.T.A. DATA), che impiega la teoria dei macroelementi, scomponendo la parete muraria in maschi e fasce, e schematizzandola con un telaio equivalente. La modellazione tridimensionale avviene con la composizione delle singole pareti costituite da macroelementi e di elementi a membrana che simulano i solai. La considerazione delle non-linearità avviene in maniera concentrata in determinate porzioni degli elementi deformabili, connessi da nodi rigidi esenti dal danneggiamento. Una delle caratteristiche che rende il programma idoneo al caso in esame è la facile introduzione di elementi in calcestruzzo armato come elementi frame del telaio equivalente.

Ai sensi delle NTC (§§7.8.1.5.2 e §§ 7.8.1.6, 7.8.2.2 e 7.8.3.2), la modellazione dell'edificio tiene in conto numerosi fattori:

- Si devono modellare tutte le pareti con funzione strutturale ipotizzando adeguati modelli che tengano in conto della deformabilità e della resistenza dei materiali;
- Si possono trascurare gli effetti fuori dal piano dei paramenti murari (per edifici ordinari le usuali distanze tra pareti e pareti e altezze di interpiano permettono di disaccoppiare il comportamento nel piano e fuori dal piano);
- Valutare l'incidenza delle aperture nei paramenti murari, in casi di assenza di valutazioni accurate è opportuno considerare come elementi resistenti solo i maschi murari che si estendono a tutt'altezza con continuità;
- Valutare in maniera idonea le rigidezze dei paramenti murari alle sollecitazioni flessionali e taglianti. Si preferisce l'impiego di valori di rigidezza fessurata che consentono di avere una risposta strutturale più realistica e, in assenza di valutazioni più accurate, possono essere computati come la metà della rigidezza non fessurata;
- I solai potranno essere considerati infinitamente rigidi flessionalmente nel loro piano se sono realizzati in solette di cemento armato, laterocemento con spessore della soletta superiore ai 4 cm, soletta di cemento armato di almeno 5 cm con travetti in acciaio o legno, opportunamente connessi tra loro con connettori a taglio.
- In alternativa, in casi di rigidezza finita degli orizzontamenti, si possono considerare gli elementi di accoppiamento tra i maschi murari come cordoli in cemento armato o travi in muratura se efficacemente ammorsate, a patto che si valuti la vulnerabilità anche di essi.
- Le travi di accoppiamento sono considerate efficaci se sono sorrette da architravi strutturalmente efficaci, se sono efficacemente curati i dettagli costruttivi che garantiscono l'ammorsamento alle pareti (ovvero sia possibile considerare una minima resistenza a trazione di esse) o se si può instaurare un meccanismo resistente a puntone diagonale (ovvero sia possibile la presenza di una componente orizzontale di compressione, ad esempio per la presenza di catene o elementi resistenti a trazione in prossimità della trave). In questi casi i cordoli di accoppiamento devono avere altezza almeno pari allo spessore del solaio, in questi casi si possono impiegare modelli a telaio con zone rigide nelle parti di intersezione tra maschi murari e orizzontamenti.

La prima fase consiste nell'individuazione degli elementi strutturali, il segmento parete tracciato nel software corrisponde al piano medio della parete reale, a meno di opportune approssimazioni

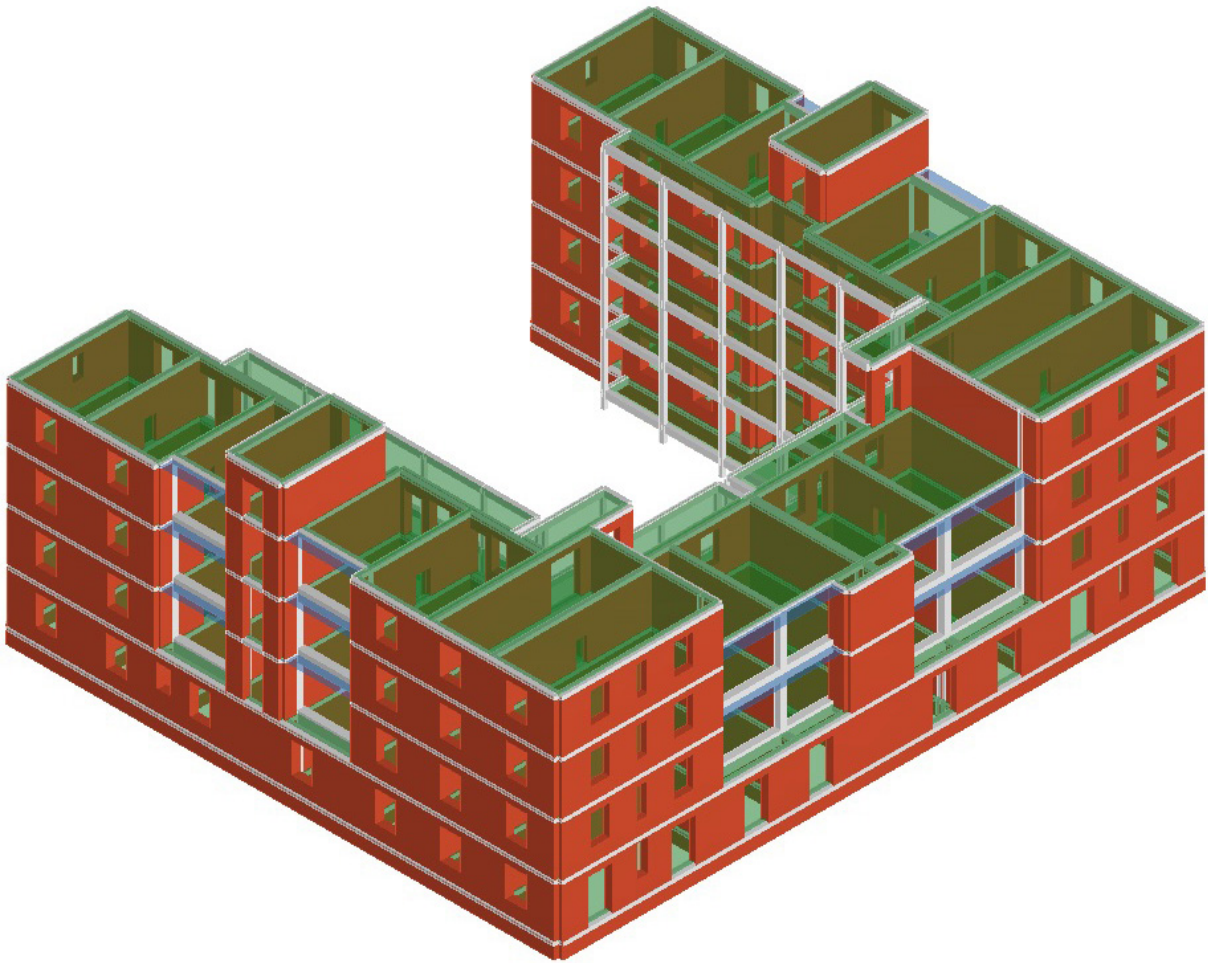


Fig. 8.5 Modello strutturale dell'edificio in 3MURI

in casi di rastremazioni o sfalsamenti asimmetrici. La creazione del modello 3D dell'edificio avviene, sulla base dei segmenti di parete tracciati sui fili fissi, associando ad ognuno di questi elementi delle caratteristiche meccaniche.

La singola parete viene, di seguito, scomposta in maschi murari e fasce di piano in base alla distribuzione delle aperture. Tale procedimento è ovviamente semplice nei casi in cui la parete sia costituita da parti piene alternate ad aperture regolari, mentre, nei casi in cui la parete mostra una disposizione irregolare delle aperture o dei quadri lesionativi che denunciano l'inefficacia o il danneggiamento di alcune parti, il procedimento diventa più complesso. Per ovviare a tali problematiche sono state proposte diverse formulazioni scientifiche (Lagomarsino, 2013) su cui si basa il software per effettuare una scomposizione plausibile in macroelementi anche nei casi più complessi, valutando l'effettivo flusso delle tensioni attraverso gli elementi di parete.

Gli elementi strutturali componenti le pareti vengono modellati tramite elementi trave non lineari, dotati di un legame costitutivo $(V - \delta)$ bilineare con tratto plastico costante come prescritto dalle NTC. Ai fini deformativi si considera il contributo sia flessionale che tangenziale. La risposta fuori dal piano non viene considerata, di conseguenza si trascurano le eccentricità trasversali degli sforzi normali e si considerano solo le caratteristiche di rigidità nel piano della parete.

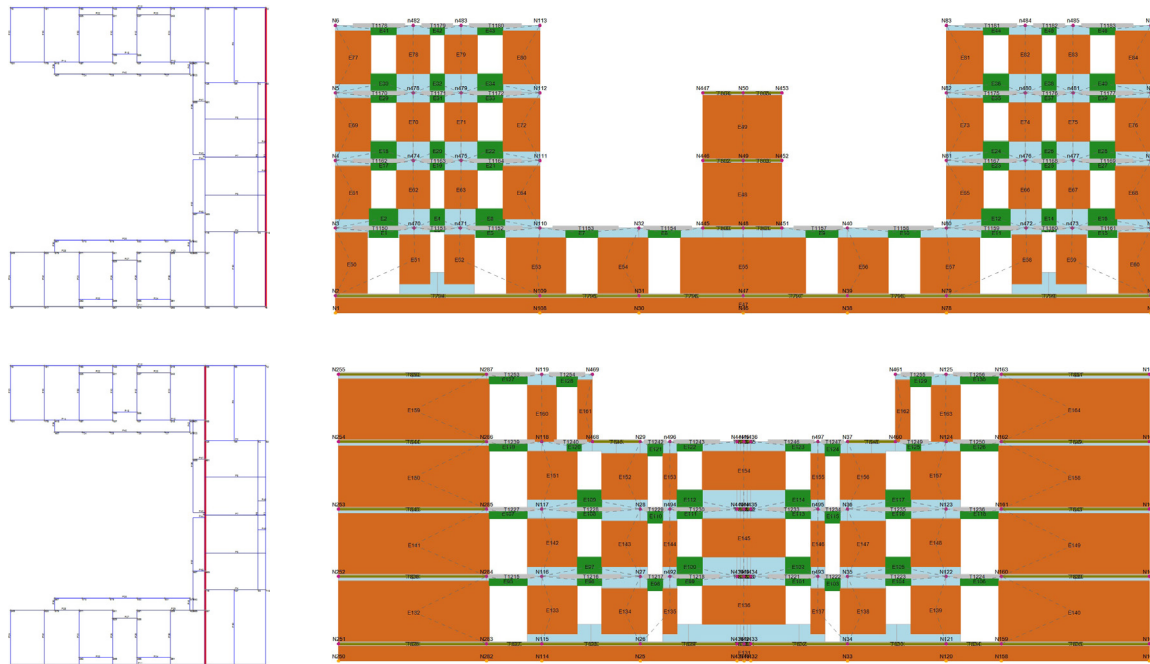


Fig. 8.6 Divisione delle pareti del modello strutturale in macroelementi

Il collasso del singolo elemento strutturale avviene per meccanismi di di:

- Pressoflessione
- Taglio-scorrimento
- Taglio-trazione
- Compressione

Il primo è considerato duttile, gli altri sono considerati fragili. Il valore di sforzo normale di un singolo elemento, permette di valutare il valore di resistenza in ognuno dei primi tre meccanismi. La presenza di cordoli di interpiano, consente di modellare le fasce di piano, poiché permette il meccanismo di funzionamento a puntone. I valori delle resistenze sono state definite al capitolo precedente. Nello svolgimento delle analisi, il collasso dell'elemento viene determinato al verificarsi di uno spostamento limite che corrisponde a 0,4% dell'altezza a taglio e 0,6% per presso-flessione. Al raggiungimento del collasso l'elemento viene schematizzato come biella e resiste solo a carichi verticali.

Anche per gli elementi in calcestruzzo si considerano le non-linearità. La fase elastica prevede un tratto lineare, di rigidità fessurata, calcolata in base alla sezione di solo calcestruzzo. Il comportamento non lineare viene tenuto in conto tramite la schematizzazione di cerniere plastiche che si formano per sollecitazioni di pressoflessione deviata. Si definisce un dominio di resistenza per ogni elemento strutturale in c.a. ($M_x - M_y - N$) e le verifiche a pressoflessione per ciascuna delle due direzioni ($M_{Rx} - M_{Ry}$) vengono svolte separatamente. Coerentemente con i quadri normativi, il valore di collasso viene definito in maniera correlata alla rotazione alla corda calcolata come θ_u proporzionalmente al valore della luce di taglio L_V determinati su basi empiriche. Al raggiungimento del collasso l'elemento viene schematizzato come biella e si trascurano gli effetti del secondo ordine o l'instabilità da carico di punta. Gli impalcati permettono la costruzione del modello tridimensionale e sono stati idealizzati come infinitamente rigidi, poiché le caratteristiche tecnologiche di cui sono dotati, lo permettono. Per una trattazione più approfondita si rimanda al capitolo 5.

8.4 La modellazione degli elementi strutturali secondari

Una peculiarità della struttura in esame è la presenza di un sistema di distribuzione orizzontale con una struttura isolata a telaio, connessa al resto dell'edificio tramite la soletta che costituisce il ballatoio. La normativa attuale italiana e europea introduce (NTC §7.2.3, EC8 §4.2.2) il concetto di elementi "secondari": elementi non facenti parte del sistema resistente al sisma, ossia elementi la cui rigidezza e resistenza vengono ignorate nell'analisi della risposta globale della struttura e progettati esclusivamente a carichi verticali. Questi devono poter assorbire le deformazioni massime della struttura soggetta ad azioni sismiche, mantenendo le proprie caratteristiche portanti a carichi verticali. Dal punto di vista operativo, tali elementi possono essere riconosciuti eseguendo una serie di analisi sismiche globale su modelli, con e senza elementi secondari, e confrontando le curve di risposta ottenute in termini di tagli alla base. La normativa, infatti, specifica come limite per la considerazione di elementi "secondari" un contributo alla rigidezza totale sotto azioni sismiche minore del 15%. Se la condizione è soddisfatta, questi elementi possono essere trascurati, nella risposta sismica, e progettati a carichi verticali non applicando le prescrizioni relative ai dettagli costruttivi alle azioni sismiche.

Il concetto deriva dalla possibilità di escludere la progettazione sismica di strutture (assicurando le caratteristiche di duttilità definite) le quali sono soggette ad un valore esiguo di taglio alla base e, quindi, ad azioni sismiche poco rilevanti. Di conseguenza, si ritiene inutile in tali casi applicare i criteri della progettazione in gerarchia delle resistenze. Alcuni esempi possono essere casi di strutture a pareti associate a telai strutturali, i cui pilastri partecipano in maniera poco rilevante alla rigidezza globale. La normativa precisa che tali elementi non possono essere decisivi nel passaggio per passare da struttura regolare ad irregolare e, inoltre, che le prescrizioni sismiche devono essere impiegate nella progettazione di tali elementi nei casi in cui essi subiscono plasticizzazioni allo SLU.

Il controllo della rigidezza limite del 15% può avvenire in tre modi:

- Controllo delle reali rigidezze, tale metodo può avvenire solo a valle di un'analisi
- Controllo dei tagli di piano: si valuta il rapporto tra i tagli assorbiti dagli elementi secondari e da quelli primari
- Controllo degli spostamenti: si possono realizzare due modelli, senza e con, il contributo irrigidente degli elementi secondari, il confronto tra gli spostamenti di piano dei due modelli dev'essere inferiore a 1,15.

8.5 Analisi Modale

È stata svolta un'analisi modale preliminare al fine di valutare l'effettiva applicabilità dell'analisi pushover e di studiare le caratteristiche dinamiche della struttura. Si ricordi che la normativa attuale permette l'applicabilità dell'analisi pushover indipendentemente della massa partecipante associata i moti traslazionali (§C.8.7.1.4), in casi di edifici esistenti, mentre in casi di nuove costruzioni definisce un valore limite di massa partecipante pari al 60%. Sebbene sia applicabile sempre, è opportuno studiare i moti di vibrare anche al fine di giustificare l'impiego di profili di carico differenti da quelli usuali predisposti dalla normativa.

I risultati sono di seguito riportati per il modello 1 (che esclude i telai dei ballatoi) e 2 (modello totale), relativi ai primi modi di vibrare. Si osserva come le analisi modali forniscono sostanzialmente, risultati coerenti e l'influenza del telaio di facciata non è rilevante alla determinazione delle forme modali.

- Si osserva come il primo modo di vibrare è traslazionale, lungo X, con un periodo di 0,53 sec e una massa partecipante superiore al 60%. Questa condizione è il limite che permette l'impiego di analisi non lineare per edifici di nuova progettazione secondo la normativa attuale. Tale risultato è giustificato dalla simmetria della struttura lungo l'asse X.
- La seconda forma modale, è di tipo rotazionale, e coinvolge una massa partecipante esigua lungo le direzioni fondamentali. Tale condizione, viene probabilmente, indotta dalla forte irregolarità planimetrica e altimetrica, e dalla presenza del telaio strutturale di sostegno alle logge del lato Nord.
- La terza forma modale mostra una percentuale di massa partecipante lungo Y, intorno al 50% e a seguire, le forme modali di periodo minore mostrano una massa partecipante esigua. In casi di analisi dinamica lineare, sarebbe opportuno considerare un numero molto elevato di modi di vibrare per ottenere un'eccitazione totale dell'85%.

Modo	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
1	0,53783	4.260.884	62,59	237	0	21	0
2	0,51802	4.450	0,07	743.308	10,92	0	0
3	0,48062	203	0	3.502.972	51,46	1	0
4	0,40082	47	0	128	0	11.062	0,16
5	0,28933	14	0	35.312	0,52	0	0
6	0,27387	181.696	2,67	9	0	106	0
7	0,25299	252	0	23.286	0,34	1	0
8	0,19281	690.658	10,15	1	0	8.890	0,13
9	0,18622	13.725	0,2	21.194	0,31	107.060	1,57
10	0,18409	449	0,01	887.886	13,04	2.245	0,03
11	0,18146	807	0,01	13.164	0,19	7	0
12	0,16708	15.463	0,23	14	0	79.501	1,17
13	0,15753	1	0	2.722	0,04	501	0,01
14	0,15322	1.178	0,02	0	0	14.422	0,21
15	0,14974	0	0	1.860	0,03	23	0
16	0,14574	3.921	0,06	843	0,01	1.305.800	19,18
17	0,14549	327	0	10.350	0,15	101.529	1,49
18	0,13493	250	0	4.965	0,07	395.717	5,81
19	0,13421	67	0	28.896	0,42	57.470	0,84
20	0,12831	183	0	13.354	0,2	253.878	3,73
21	0,12818	841	0,01	7.924	0,12	735.511	10,8
22	0,12752	99	0	63.996	0,94	7.568	0,11
23	0,12535	9.418	0,14	591	0,01	88.692	1,3
24	0,12329	268.119	3,94	1	0	6.240	0,09
25	0,11979	11.964	0,18	1.333	0,02	3.496	0,05
26	0,11865	80.510	1,18	64	0	19.481	0,29
27	0,11719	4.502	0,07	265	0	1.533	0,02
28	0,11644	1.548	0,02	186	0	7.181	0,11
29	0,11514	162	0	3	0	110	0
30	0,11249	1.840	0,03	212	0	3.625	0,05
31	0,11033	1.132	0,02	574	0,01	9.860	0,14
32	0,10872	4	0	51.791	0,76	80	0
33	0,10743	541	0,01	10	0	155.888	2,29
34	0,10583	855	0,01	25	0	157.651	2,32
35	0,10506	0	0	834	0,01	1.512	0,02
36	0,10407	1	0	102.849	1,51	82	0
37	0,10382	60	0	284	0	393.766	5,78
38	0,10284	0	0	45.810	0,67	427	0,01
39	0,09928	513	0,01	1	0	7.155	0,11
40	0,09922	0	0	22	0	0	0
41	0,0987	5.867	0,09	14	0	44.082	0,65
42	0,09572	212	0	502	0,01	116	0
43	0,09515	22.676	0,33	31	0	2.194	0,03
44	0,09312	2.076	0,03	11	0	23.906	0,35
45	0,09258	5.533	0,08	341	0,01	84.685	1,24
46	0,0925	10	0	16.731	0,25	2.052	0,03
47	0,09161	4.030	0,06	2.161	0,03	6	0
48	0,09143	69.330	1,02	164	0	873	0,01
49	0,0891	24	0	746	0,01	73	0
50	0,08891	665	0,01	2	0	47.315	0,7

Modo	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
1	0,54119	4.541.191	63,2	287	0	28	0
2	0,52042	3.818	0,05	994.722	13,84	0	0
3	0,48284	193	0	3.545.331	49,34	0	0
4	0,37858	403	0,01	77	0	9.724	0,14
5	0,28248	63	0	22.457	0,31	0	0
6	0,27397	175.771	2,45	18	0	129	0
7	0,24132	226	0	43.325	0,6	1	0
8	0,19351	720.392	10,03	41	0	5.331	0,07
9	0,18397	100	0	788.862	10,98	2.358	0,03
10	0,18187	16.086	0,22	19.947	0,28	70.799	0,99
11	0,17973	222	0	125.879	1,75	30	0
12	0,16502	11.074	0,15	2	0	81.357	1,13
13	0,15569	4	0	3.671	0,05	1.827	0,03
14	0,1523	1.689	0,02	30	0	63.841	0,89
15	0,1441	7	0	5.494	0,08	198	0
16	0,14123	4.320	0,06	10	0	1.713.205	23,84
17	0,14026	56	0	100	0	8.797	0,12
18	0,13274	306	0	9.300	0,13	223.429	3,11
19	0,13205	153	0	43.348	0,6	50.263	0,7
20	0,12725	685	0,01	16.568	0,23	129.796	1,81
21	0,1271	6.148	0,09	5.697	0,08	834.926	11,62
22	0,12671	845	0,01	35.307	0,49	23.527	0,33
23	0,12487	81.473	1,13	665	0,01	99.040	1,38
24	0,12359	223.167	3,11	39	0	16.313	0,23
25	0,11915	17.006	0,24	816	0,01	4.490	0,06
26	0,11845	52.594	0,73	125	0	13.237	0,18
27	0,11556	49	0	1.349	0,02	20	0
28	0,1145	453	0,01	8	0	4	0
29	0,11346	46	0	548	0,01	0	0
30	0,11104	1.861	0,03	2.055	0,03	10.741	0,15
31	0,10944	1.572	0,02	11.315	0,16	15.316	0,21
32	0,10879	131	0	48.952	0,68	1.867	0,03
33	0,10732	650	0,01	4	0	149.981	2,09
34	0,10537	1.201	0,02	1	0	22.863	0,32
35	0,10455	0	0	42.608	0,59	1	0
36	0,10397	0	0	90.258	1,26	0	0
37	0,10366	12	0	0	0	368.391	5,13
38	0,10296	0	0	25.327	0,35	0	0
39	0,09929	969	0,01	0	0	7.210	0,1
40	0,09925	2	0	14	0	8	0
41	0,09757	3.841	0,05	9	0	70.356	0,98
42	0,09349	91.783	1,28	1	0	4.705	0,07
43	0,09244	194	0	634	0,01	77	0
44	0,09218	4.431	0,06	2	0	74.141	1,03
45	0,09194	0	0	5.213	0,07	10	0
46	0,09022	10.536	0,15	3	0	17.502	0,24
47	0,0893	5	0	755	0,01	2	0
48	0,08883	33	0	1	0	68.220	0,95
49	0,08859	48	0	821	0,01	43	0
50	0,08814	0	0	7.463	0,1	43	0

Tab. 8.7 Analisi modale per il modello 1 a sinistra e modello 2 a destra

8.6 Analisi statica non lineare

Lo studio del comportamento sismico della struttura è stata svolta con un'analisi statica non lineare. Nell'ambito delle nuove progettazioni di edifici in struttura mista, i quadri normativi attuali prescrivono che le azioni sismiche siano assorbite solo da uno dei due sistemi resistenti, mentre nei casi in cui le interazioni devono essere considerate, si devono impiegare analisi non-lineari.

Al fine di determinare la curva di capacità in termini di taglio–spostamento, è stata eseguita un'analisi statica non lineare sulla struttura.

L'analisi pushover è stata condotta con profili di carico orizzontale assegnati:

- proporzionale alle masse;
- proporzionale al primo modo o ad una sua approssimazione.

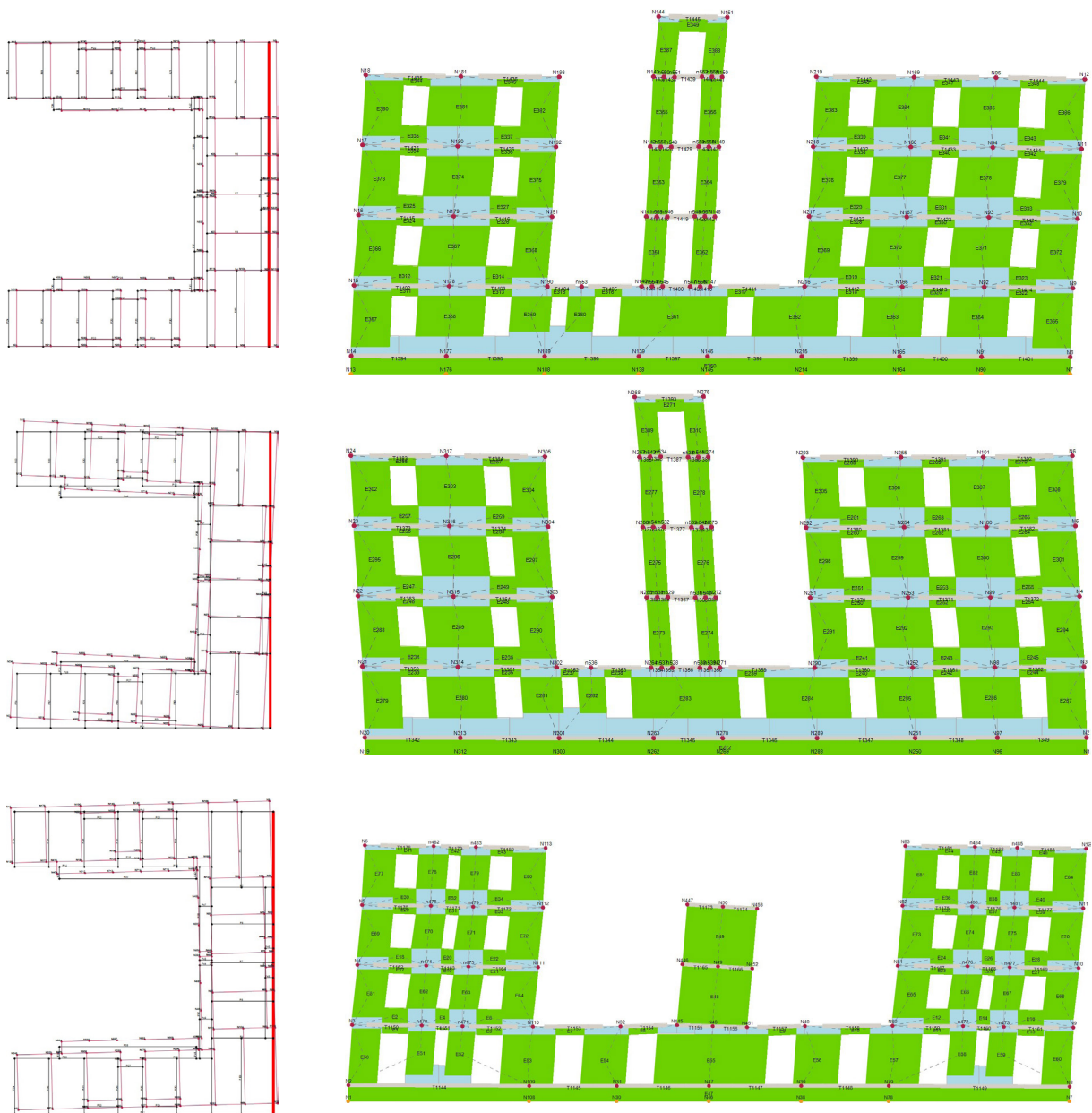


Fig. 8.7 Prima, seconda e terza forma modale (dall'alto in basso)

Considerando le eccentricità, da considerare obbligatoriamente per la presenza di eventuali moti torsionali, si considera un'eccentricità del 5% della direzione lungo la direzione considerata. I casi di carico diventano quindi 12 per ogni profilo e 24 in totale.

L'approccio proposto dal software 3Muri, permette di controllare algebricamente lo spostamento di un nodo di controllo, all'incrementarsi di un profilo di carico mantenuto di forma costante. Il metodo è quindi, a controllo di spostamenti: tale strategia è più accurata rispetto ad un procedimento a controllo di forze, perché permette il controllo della fase di softening, la fase di decadimento dopo il raggiungimento della resistenza massima.

La curva di pushover non è una soluzione esatta, ma sarà caratterizzata da un determinato livello di precisione, un errore accettabile, trattandosi di un problema non lineare. Per ottenere una soluzione più affidabile possibile, mantenendo tempi di calcolo brevi, è opportuno tarare opportuni parametri che permettano di ottenere una curva rappresentativa del comportamento strutturale e una soluzione accettabile del problema. Si osservi che all'aumentare dell'errore la curva tenderà ad una soluzione elastica lineare, ma non possono impiegarsi valori di tolleranza troppo bassi, in quanto l'onore computazionale cresce.

Il procedimento di taratura è stato effettuato tramite opportune analisi campione eseguite successivamente. In primis è stato valutato il valore di tolleranza confrontando le curve ottenute dalle analisi campione, a seguire il numero di sottopassi idonei a caratterizzare la curva.

Nel caso in esame il valore di tolleranza è stato imposto pari a 0,0008, cioè con un errore del 0,08%, poiché si evince dalla curva che all'incrementarsi della precisione i valori della bilineare equivalente variano di valori esigui. Il numero di sottopassi imposto è di 250 a fronte di uno spostamento massimo di 10 cm. Quest'ultimo parametro implica che ogni sottopasso è caratterizzato da un valore di spostamento pari a 0,04 cm.

La curva di capacità è stata tracciata valutando la media ponderata (in masse sismiche associate ai nodi) degli spostamenti dei nodi dell'ultimo impalcato, per riferirsi in questo modo ad un nodo ideale di controllo del sistema.

Il nodo target è stato scelto dopo aver lanciato delle analisi pushover campione: è stato scelto il nodo 113, sulla base delle seguenti considerazioni:

- Il nodo di controllo appartiene all'impalcato dell'ultimo livello significativo ed è prossimo al baricentro di piano.
- È stato preso in corrispondenza dei maschi murari decisivi al raggiungimento dello spostamento ultimo, identificati eseguendo analisi campione. In particolare, in questo modo si evita di sottostimare lo spostamento del piano posizionando il nodo di controllo su un elemento particolarmente rigido.

Le variazioni di forma della curva, i punti di discontinuità, il degrado di rigidezza, sono causati dalla plasticizzazione degli elementi strutturali che insorgono all'aumentare dell'intensità del carico. Il tracciamento della curva di capacità del software, si spinge fino alla riduzione del 20% della resistenza massima; di conseguenza, il collasso del singolo pannello non porta al raggiungimento di una condizione limite.

Si tenga bene in considerazione che per edifici in muratura le curve derivate dall'analisi *pushover* richiedono un'interpretazione accurata, in quanto si necessita di valutare con precisione, passo dopo passo di carico, l'andamento delle plasticizzazioni e l'insorgenza di situazioni forte-

mente insostenibili per la salvaguardia della vita.

A tal proposito, le curve che verranno discusse in seguito verranno interpretate in maniera approfondita, e lo spostamento ultimo sarà definito come una condizione ammissibile, non necessariamente corrispondente all'ultimo passo dato dal programma 3MURI.

La verifica viene effettuata tramite un confronto in termini di spostamento tra la domanda sismica per un oscillatore elastico, dotato di periodo strutturale uguale a quello della struttura, e la capacità ottenuta dalla bilinearizzazione e riduzione ad un sistema SDOF della curva di pushover del sistema MDOF. Questi passaggi, ossia il procedimento che porta all'associazione al sistema principale MDOF ad un oscillatore elasto-plastico equivalente, avvengono tramite il procedimento espresso nelle NTC esposto nel capitolo 5.

Nell'esecuzione del procedimento di verifica il programma calcola il periodo come

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

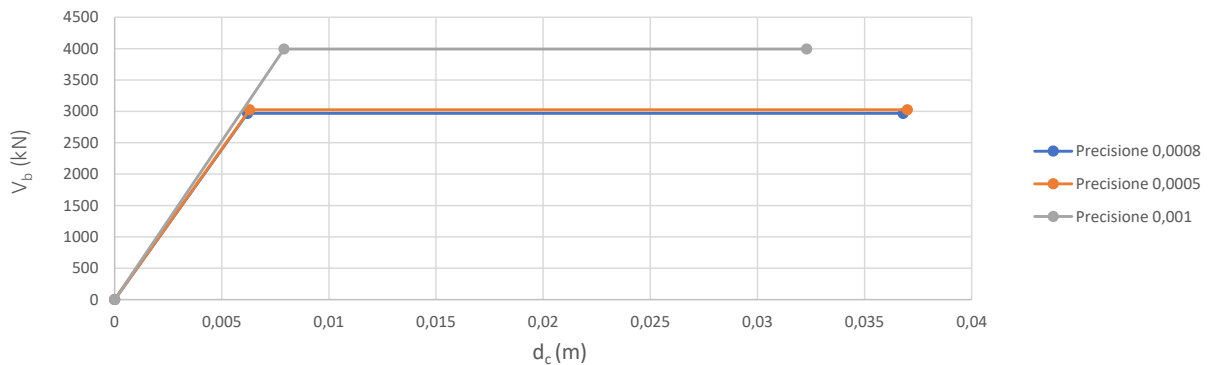


Fig. 8.8 Valutazione dei parametri di precisione idonei alla definizione della curva di capacità

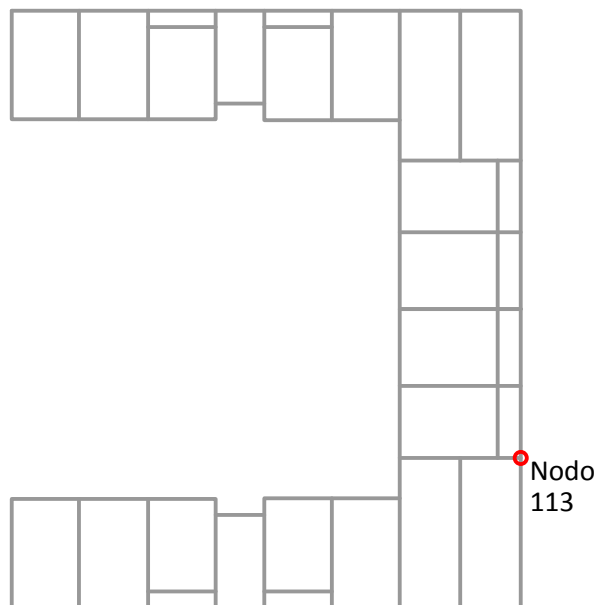


Fig. 8.9 Scelta del nodo di controllo

e valuta la verifica in campi di periodi brevi o lunghi, applicando il principio di uguale spostamento o uguale energia tramite il confronto di T^* con T_c^* . Il confronto si esegue introducendo il parametro q^* caratteristico della risposta plastica dell'oscillazione elastico equivalente e la verifica non risulta soddisfatta se tale valore eccede il valore di 3, come proposto dalle NTC (§7.8.1.6).

8.6.1. Elementi strutturali secondari

Al fine di valutare il problema degli elementi strutturali secondari, come già accennato, sono stati predisposti due modelli. Il modello 1 simula la risposta dell'edificio trascurando la presenza del telaio di sostegno ai ballatoi di distribuzione, il modello 2, invece, considera la risposta globale comprensiva del telaio strutturale di distribuzione.

Il modello 1 considera metà del carico portato dai ballatoi distribuito sulle murature e sono trascurati i parapetti del sistema di distribuzione. Nel modello 2 le masse sono, invece, valutate come nel caso reale. Sono state svolte due analisi pushover campione al fine di determinare la partecipazione degli elementi precedentemente identificati.

Confrontando i parametri di rigidezza derivati dai risultati delle due analisi si ricavano i valori delle rigidezze nei due modelli. Poichè essi differiscono di circa il 9%, la quota è inferiore al valore limite di 15% prescritto per considerare elementi strutturali come secondari.

Ne consegue che una valutazione del comportamento sismico, secondo la normativa attuale deve trascurare la presenza del telaio strutturale di facciata, poiché esso offre un esiguo contributo alla rigidezza totale dell'intero sistema. Nei passaggi successivi di questo lavoro di tesi, sarà considerato un modello strutturale che trascura il contributo del telaio isolato che sostiene i ballatoi di distribuzione.

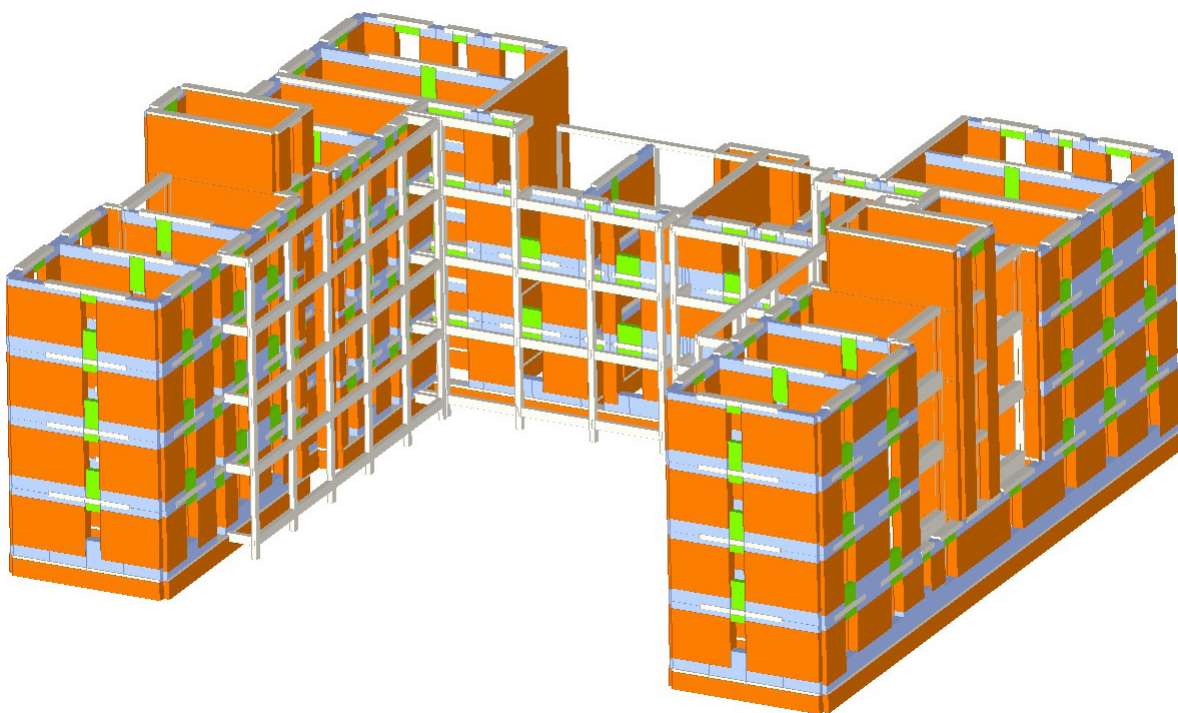


Fig. 8.10 Modellazione ai macroelementi | modello 1 con telaio di supporto ai ballatoi

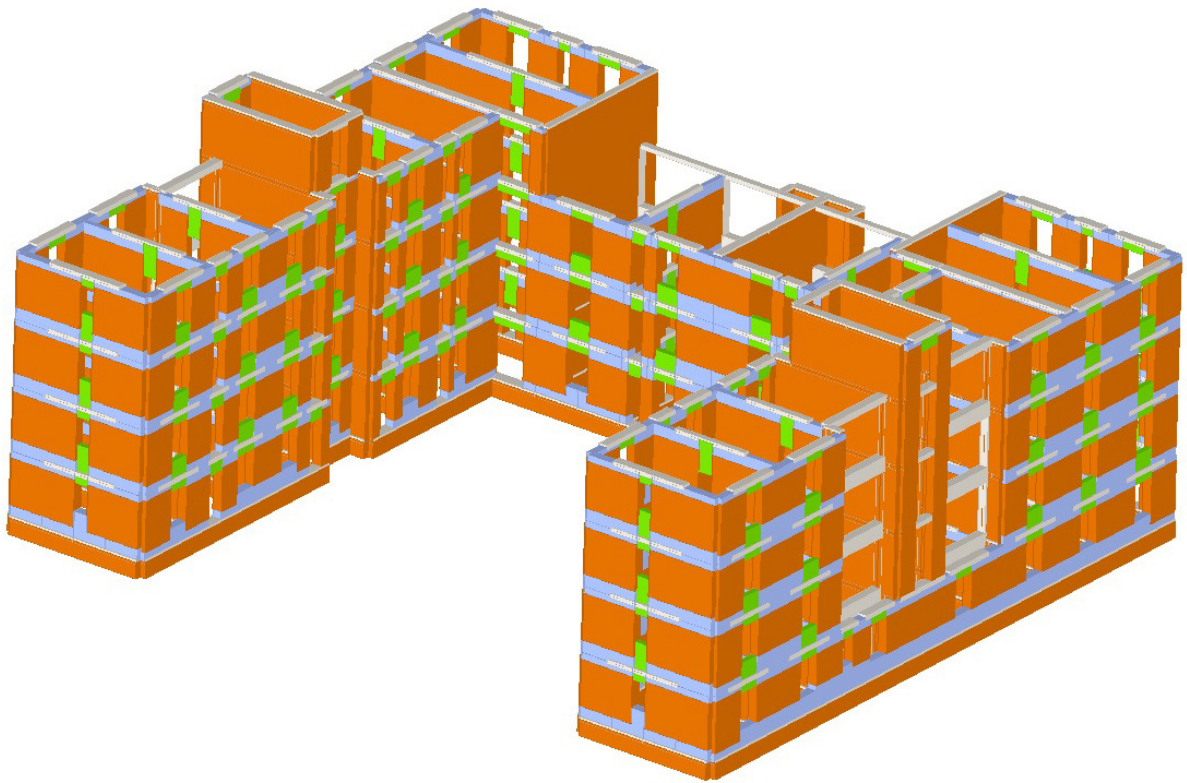


Fig. 8.10 Modellazione ai macroelementi | modello 2

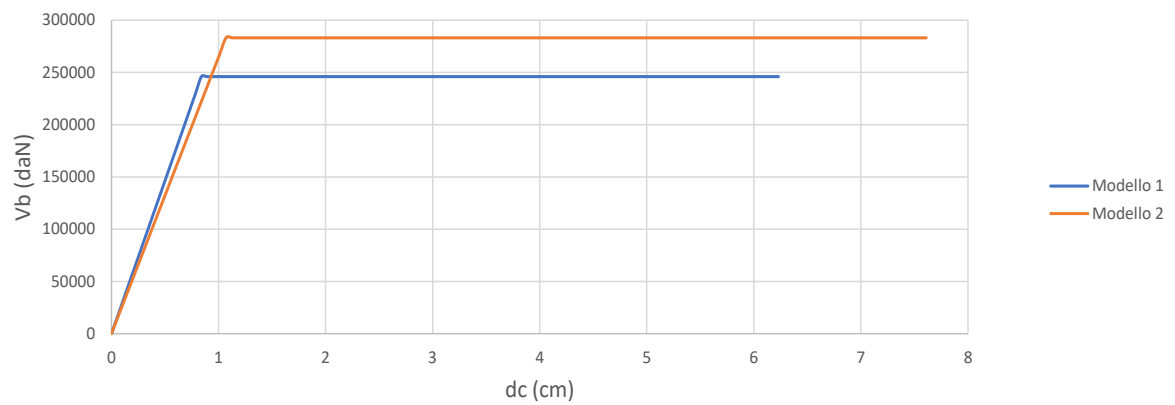


Fig. 8.11 Confronto tra le bilineari delle curve di capacità del modello 1 e 2

9. Analisi dei risultati

Nel paragrafo seguente di svolgeranno alcune considerazioni circa la risposta sismica del fabbricato, al fine di individuare i tipi di plasticizzazione e i meccanismi di crisi più diffusi.

Le analisi sono state svolte con profili di carico unimodali diretti lungo l'asse X, direzione nella quale la *pushover* assume più rappresentatività della risposta sismica, come si evince dall'analisi modale. Per la valutazione del comportamento lungo l'asse Y, sarebbe più conveniente svolgere analisi *pushover* con profili di carico multimodali. Le curve di capacità ottenute sono espresse in termini di taglio alla base e spostamento medio dei nodi dell'ultimo impalcato ponderato in massa sismica associata.

Le curve saranno discusse, proponendo graficamente i risultati del software, individuando i punti corrispondenti ad un valore orientativo di snervamento, di massima resistenza e di spostamento ultimo ammissibile. Quest'ultimo il più delle volte non corrisponde alla soglia del decadimento della resistenza del 20%, in quanto si ritiene opportuno fissare un nuovo ultimo passo di carico per il quale si ritiene raggiunta una condizione limite.

9.1 Formulazioni teoriche sui meccanismi di collasso dei macroelementi

È opportuno ricordare, in maniera sintetica, come il codice di calcolo, considera i meccanismi di crisi dei singoli elementi resistenti, maschi o fasce murarie e elementi in c.a..

Pannelli in muratura

I pannelli murari vengono idealizzati come elementi monodimensionali che costituiscono il *telaio equivalente*. I domini di resistenza sono definiti in termini di taglio e sforzo normale e, proprio sulla base del valore di quest'ultimo si definisce il valore di taglio resistente di ogni elemento per ogni *step* di carico. Il comportamento del pannello viene valutato nel piano, in termini di pressoflessione e taglio, ipotizzando un criterio di rottura a taglio alla *Turnsek-Cacovic*, ovvero una rottura a taglio-trazione con fessurazioni diagonali che si verificano in prossimità del centro del pannello.

Nell'ambito di una procedura di analisi non lineare si assume un comportamento elastico sino al raggiungimento di un valore limite (per taglio o per pressoflessione) nel pannello, assumendo un successivo ramo perfettamente plastico a resistenza costante, che termina al raggiungimento di un valore di spostamento limite.

I legami costitutivi sono di tipo bilineare elasto-plastico e la plasticizzazione viene indotta dopo il superamento del valore di resistenza minimo tra i due tipi di risposta. Di seguito si riportano

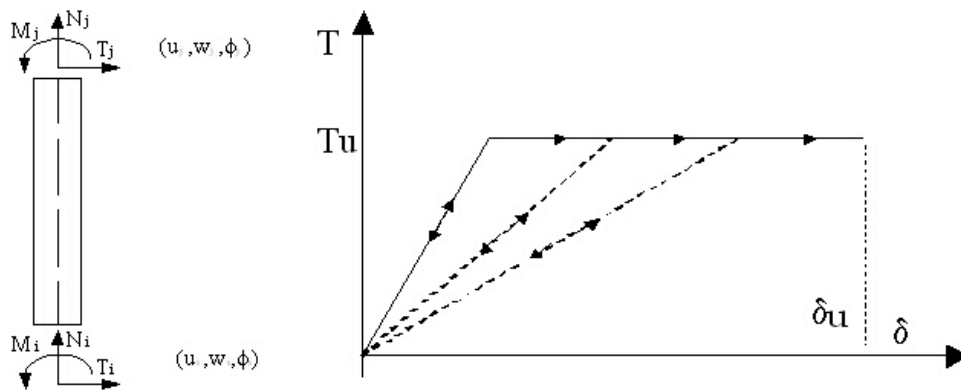


Fig.9.1 Legame costitutivo dell'elemento trave non-lineare in muratura

le formulazioni che portano alla definizione dei valori resistenti (per la definizione specifica dei parametri richiamati si rimanda al par. 5.5).

- La resistenza a pressoflessione può essere valutata mediante un dominio parabolico del tipo indicato in seguito, che mette in relazione sforzo normale e momento ultimo, secondo l'ipotesi di materiale non reagente a trazione. È valido sia per maschi che per le fasce.

- $M_u = \frac{Nl}{2} \left(1 - \frac{N}{0,85f_u l t} \right)$ per i maschi;
- $M_u = \frac{dH_p'}{2} \left(1 - \frac{H_p'}{0,85f_{hu} d t} \right)$ per le fasce.

Con:

f_u è la massima resistenza a compressione

l è la lunghezza del pannello

t è lo spessore del pannello

H_p' è il valore di sforzo assiale considerato per le fasce

- Per quanto riguarda la resistenza a taglio-trazione è stato ipotizzato un criterio di rottura alla *Turnšek-Cacovic*, come alternativa al criterio di *Mohr-Coulomb* prescritto dalle normative per le verifiche di sicurezza sulle nuove progettazioni. Il criterio scelto è idoneo, infatti, alla valutazione della risposta a taglio-trazione per murature esistenti:

- $V_{u,dc_1} = lt \frac{1,5\tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{N}{1,5\tau_0 lt}}$ per i maschi;
- $V_{u,dc_2} = \frac{1}{b} (lt\tilde{c} + \mu N) \leq V_{u,blocks}$ per le fasce.

Il collasso del pannello insorge nel momento in cui si raggiunge lo spostamento limite pari a $0,6 \% H_{eff}$ a pressoflessione e $0,4 \% H_{eff}$ a taglio. Nell'analisi, una volta che si verifica la crisi dell'elemento, esso viene schematizzato come una biella e non può assumere ulteriori sollecitazioni di taglio o flessione, ma solo sforzi assiali, finché non si eccede la massima resistenza assiale N_u pari a $N_u = 0,85ltf_u$.

Di seguito, si riporta uno schema riassuntivo del procedimento svolto dal software nell'esplicitare il danneggiamento dei singoli elementi.

Si osservi come il codice di calcolo, valuta per ogni *step* di carico il raggiungimento del valore di resistenza al variare dello sforzo assiale.

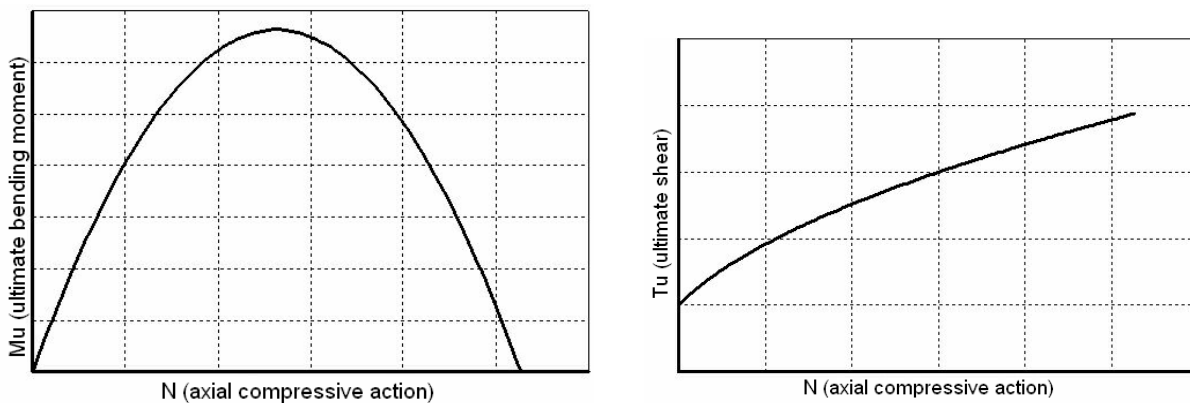


Fig.9.2 e 9.3 Dominio di rottura a pressoflessione e taglio-trazione

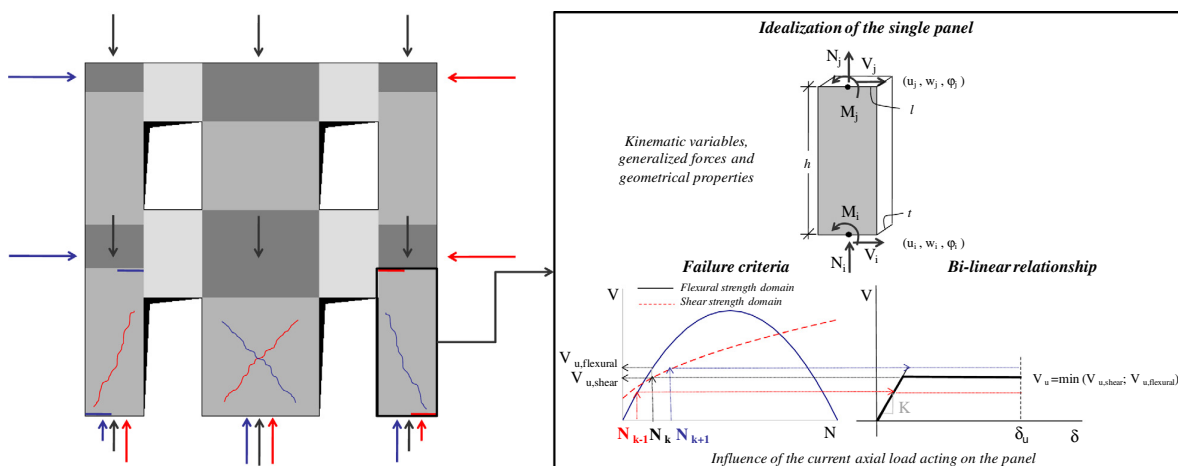


Fig.9.4 Schema riassuntivo della risposta del maschio murario

Elementi in calcestruzzo armato

Per quanto riguarda gli elementi in calcestruzzo armato il comportamento elastico è determinato direttamente a partire dal calcolo dei contributi di rigidità a taglio e flessione, computabili sulla base delle proprietà meccaniche e geometriche, in riferimento alla sola sezione di calcestruzzo (modulo elastico di Young E , modulo a taglio G e geometria della trave). Il contributo dall'armatura viene trascurato e la rigidità si assume tenendo conto in maniera approssimata dello stato fessurato.

Il comportamento si assume come elastico-perfettamente plastico anche per gli elementi in calcestruzzo armato, senza fase di softening o incrudimento. I meccanismi resistenti sono quello a pressoflessione deviata, considerato duttile, e taglio, fragile..

A pressoflessione, il comportamento plastico, indotto dal superamento del valore limite di resistenza, viene schematizzato con cerniere plastiche concentrate alle estremità degli elementi; mentre il comportamento a taglio è considerato fragile senza riserve di plasticità.

I legami costitutivi dei materiali sono il legame parabola-rettangolo per il calcestruzzo e elastico-perfettamente plastico per l'acciaio, riportati di seguito.

La verifica a pressoflessione avviene, coerentemente con la normativa attuale, tramite un confronto tra momento resistente e sollecitante in due direzioni e la costruzione del dominio di rottura avviene riportando in un diagramma $M-N$ i punti rappresentativi delle condizioni di equilibrio limite.

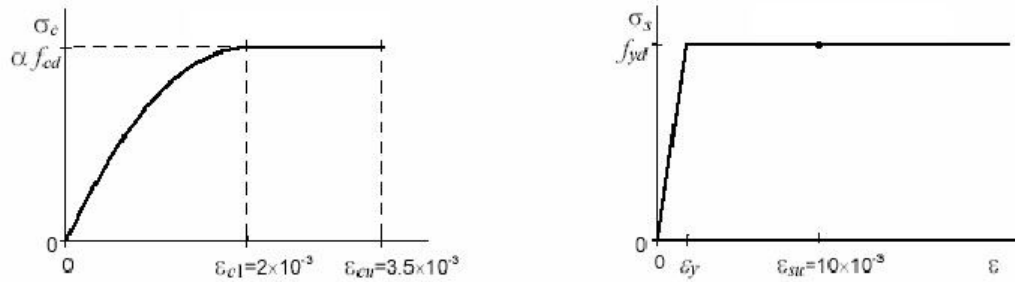


Fig.9.5 Legami costitutivi del calcestruzzo e dell'acciaio

La fase plastica viene opportunamente valutata attraverso un criterio di rotazione della sezione rispetto alla corda da confrontarsi con le condizioni di collasso riportate dalla normativa italiana e definite su basi sperimentali. La capacità deformativa è definita con riferimento alla rotazione della sezione d'estremità rispetto alla congiungente quest'ultima con la sezione di momento nullo a distanza pari alla luce di taglio $L_v = M/V$. Tale rotazione è anche pari allo spostamento relativo delle due sezioni diviso per la luce di taglio. La formulazione empirica per il valore di rotazione alla corda in condizioni di collasso viene riportata di seguito (cfr. Allegato alle NTC 11.A).

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \cdot \left[\frac{\max(0,01, \omega')}{\max(0,01, \omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_u} \right)} (1,25^{100 \rho_d})$$

in cui $\gamma_{el} = 1,5$, v è lo sforzo assiale normalizzato alla sezione di calcestruzzo, ω , ω' sono riferiti alla percentuale di armatura longitudinale, α è un fattore di efficienza del confinamento, ρ_{sx} e ρ_d sono le percentuali di armatura trasversale e diagonali.

Negli elementi non dotati di adeguati dettagli di tipo antisismico il valore dato dall'espressione precedente deve essere moltiplicato per 0,85. In presenza di barre lisce e di condizioni di ancoraggio insoddisfacenti il valore dato dall'espressione deve essere moltiplicato per 0,575.

Il meccanismo di taglio viene schematizzato tramite un modello a traliccio ideale di *Ritter-Morsch* composto dalle armature trasversali d'anima, elementi del traliccio resistenti a taglio funzionanti come aste di parete; dal conglomerato, sia del corrente compresso che delle bielle d'anima, e dall'armatura longitudinale.

La rottura a taglio può *in primis* derivare dalla rottura delle bielle inclinate: in questo caso, la verifica a taglio consiste nel confrontare il taglio di calcolo con una espressione cautelativa della resistenza a compressione delle bielle inclinate.

$$V_{sd} \leq 0,30 f_{cd} b_w d (1 + \cot \alpha)$$

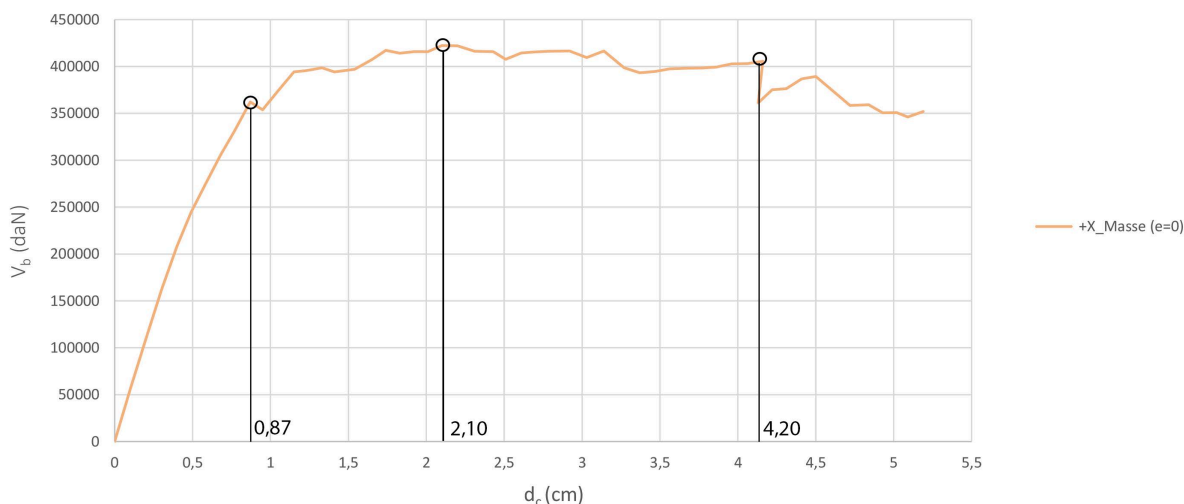
La rottura di elementi con armatura trasversale può altresì derivare dal classico meccanismo a traliccio con i valori di resistenza a taglio-compressione (rottura del calcestruzzo d'anima) e taglio-trazione. La resistenza a taglio dell'elemento sarà la minima tra le due di seguito indicate.

$$V_{Rsd} = 0,9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 d \alpha_c f'_{cd} b_w (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

9.2 Curva di capacità n.1: distribuzione proporzionale alle masse +X

Il profilo proporzionale alle masse ha la caratteristica di esaltare gli sforzi di taglio indotti all'intera struttura. Date le caratteristiche di quasi perfetta simmetria (a meno di aperture nei locali interrati) della struttura e l'eccentricità nulla del profilo di carico, i danneggiamenti riscontrati sono, poco approssimativamente, simmetrici nei lati est e ovest della struttura. I risultati sono valutati nelle diverse fasi distinte, elastica, al raggiungimento del valore resistente massimo e con riflessioni aggiuntive sulla eventuale fase di *softening*.



Ramo elastico ($d_c=0,87$ cm)

Si osserva come in fase elastica, la struttura presenti un valore elevato di rigidezza. In questa fase i danneggiamenti che si riscontrano sono riferiti alla plasticizzazione per taglio delle fasce di piano che presentano valori di resistenza esigui a causa del loro spessore ridotto e sforzo normale esiguo. La plasticizzazione delle fasce consente una corretta dissipazione degli sforzi e, quindi, induce un comportamento duttile della parete.

Alcuni maschi murari mostrano il superamento del valore di resistenza a pressoflessione, in corrispondenza dei punti deboli della parete, ovvero nei punti esterni, ad esempio in corrispondenza delle logge dove l'assenza delle fasce non permette una distribuzione degli sforzi ai pannelli adiacenti. Tali danneggiamenti riguardano sia i pannelli della parete P12 che le pareti ortogonali di chiusura laterale delle logge.

Il termine della fase elastica, viene raggiunto conseguentemente alla plasticizzazione a taglio della maggior parte delle fasce di piano delle pareti disposte parallelamente alla direzione di carico. È evidente, inoltre, che il forte degrado di rigidezza viene, altresì, indotto dal superamento del valore di taglio resistente dei maschi murari delle pareti parallele alla direzione di carico del corpo del fabbricato.

Il superamento di resistenza a taglio avviene in maniera incrementale dai maschi del quarto piano fino a quelli più bassi. La forma molto tozza di questi elementi giustifica tale meccanismo di collasso. Si osservi come gli elementi adiacenti mostrano, invece, un superamento della condizione limite di pressoflessione, a causa della forma più allungata.

In questa fase, il telaio di sostegno delle logge sul lato sud subisce un ingente danneggiamento, con rotture a taglio dei pilastri dell'interrato e del secondo livello e formazione di cerniere plastiche alle estremità dei telai dell'ultimo impalcato. La rottura a taglio è enfatizzata sui pilastri dei piani intermedi dalla presenza di travi di altezza ingente che ne diminuiscono la luce libera e inducono sforzi di taglio maggiori rispetto a quelli dell'ultimo piano che sono collegati in sommità

da un cordolo di altezza esigua e poco armato. Lo stesso avviene nel seminterrato dove l'altezza d'interpiano limitata rispetto ai piani superiori e le dimensioni trasversali elevate, favoriscono una rottura fragile.

Ramo plastico ($d_c=2,10$ cm)

Le caratteristiche di duttilità della struttura del fabbricato sono evidenti, si osservi l'ampia escursione in campo plastico dovuta ad un comportamento scatolare efficace permesso dalle corrette connessioni tra i paramenti ortogonali e dalla presenza di cordoli di interpiano all'innesto dei solai.

In questa fase, le fasce di piano delle pareti parallele alla direzione di carico, sia perimetrali che interne, subiscono un superamento del valore massimo di spostamento per meccanismi di taglio, di conseguenza subiscono la rottura e vengono schematizzate unicamente come bielle compresse.

È evidente il comportamento a pressoflessione dei maschi murari della parete P12 che superano il valore di resistenza massimo ed entrano in fase plastica.

I maschi murari del corpo centrale, trasversali alle pareti perimetrali del fabbricato tendono a comportarsi come mensole, poiché l'azione di accoppiamento delle fasce di piano è ormai irrilevante. Essi subiscono vari tipi di rottura, in base alla loro morfologia, come si evince dalle pareti P6 e P2. In questo caso, infatti, i maschi murari tozzi, subiscono una rottura a taglio, mentre gli altri, più snelli, esibiscono un comportamento plastico per pressoflessione.

Spostamento ultimo ($d_c=4,20$ cm)

Un forte degrado di resistenza espressa in termini di taglio alla base corrisponde alla rottura dei pannelli della parete 6, che subiscono una rottura a taglio per superamento dello spostamento limite.

I pannelli murari del piano terra della parete P12 e P, si plasticizzano a pressoflessione.

La parete P1 in direzione ortogonale al carico, risulta esigualmente danneggiata da sollecitazioni nel piano, poiché la strategia di calcolo è di trascurare la risposta dei pannelli murari fuori dal piano. Si osserva, la sola presenza di danneggiamenti localizzati alle fasce di piano per sforzi di taglio o ai pannelli murari estremi che subiscono gli effetti deformativi dei paramenti ammortati trasversalmente.

9.3 Curva di capacità n 2: distribuzione proporzionale alla prima forma modale +X

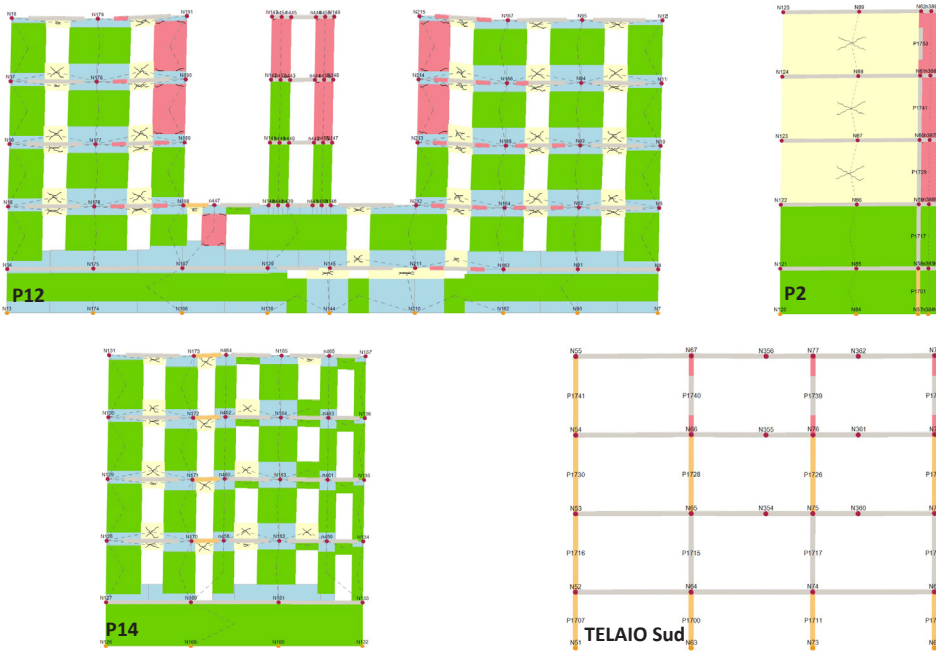
Il profilo proporzionale alla prima forma modale ha la caratteristica di esaltare i meccanismi di pressoflessione sugli elementi resistenti, poiché la risultante del profilo di carico è applicata in punto superiore in altezza. Rispetto a quanto accade rispetto al caso di profilo uniforme; quindi il momento ribaltante globale indotto è maggiore. Poiché i meccanismi flettenti sono più duttili di quelli di taglio, gli spostamenti della struttura (duttilità globale) sono enfatizzati, mentre i valori resistenti decadono.

Nonostante queste considerazioni, gli spostamenti ammissibili, nel caso in esame, non sono molto differenti, a causa dell'elevata estensione planimetrica del fabbricato rispetto all'altezza.

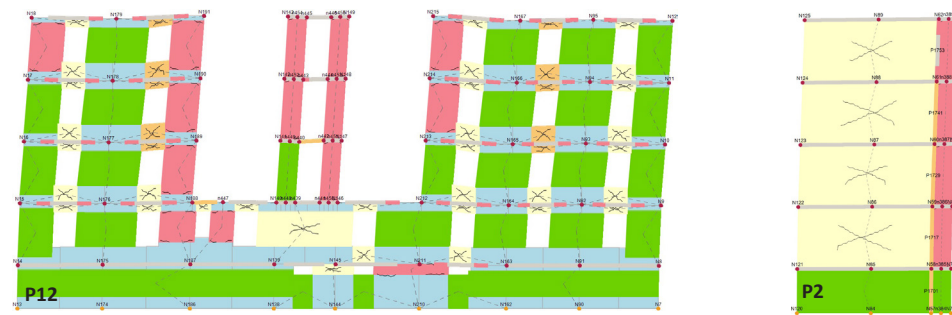
Ramo elastico ($d_c=1,15$ cm)

Nella prima fase della curva di capacità si riscontra lo stesso comportamento indotto dal profilo di carico uniforme, con plasticizzazione a taglio delle fasce di piano e un buon comportamento dissipativo dell'edificio inteso nella globalità.

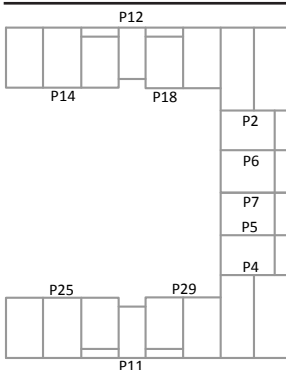
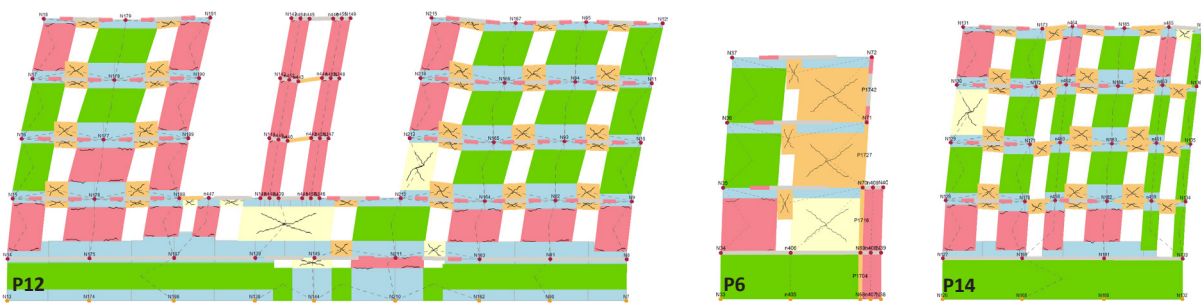
Analisi 1 | RAMO ELASTICO (dc=0,87 cm)



Analisi 1 | RAMO PLASTICO (dc=2,14 cm)



Analisi 1 | SPOSTAMENTO ULTIMO (dc=4,20 cm)

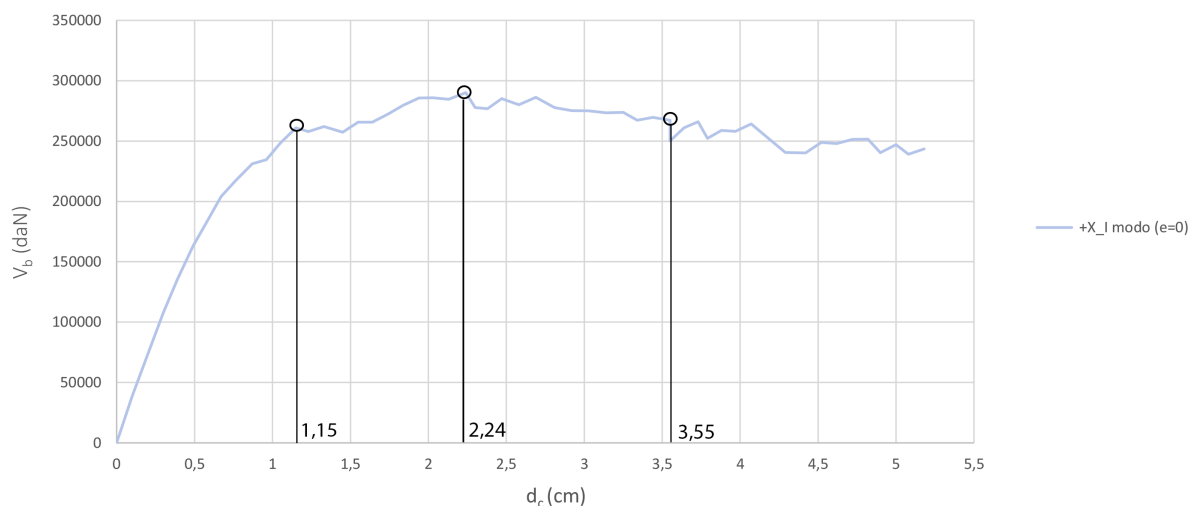


Muratura

- Integro
- Plastico per taglio
- Rottura per taglio
- Plastico per pressoflessione
- Rottura per pressoflessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura in fase elastica

C.a.

- Integro
- Rottura per taglio
- Plastico per pressoflessione
- Rottura per pressoflessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura per taglio (armatura diag carente)



Le prime plasticizzazioni nei maschi murari a pressoflessione e taglio insorgono nei pannelli estremi adiacenti alle logge sulla parete P12. Successivamente i pannelli interni della parte centrale del fabbricato, a causa della snellezza ridotta subiscono plasticizzazioni a taglio.

Ramo plastico ($d_c=2,24$ cm)

Il degrado maggiore di rigidità e il superamento della soglia di resistenza massima avviene con la plasticizzazione a taglio degli elementi di maschio nella porzione nord della parete P12, ovvero il lato su cui idealmente vengono indotte le spinte del profilo di carico.

I sistemi a telaio mostrano lo stesso comportamento del caso di profilo uniforme: quelli dei telai laterali est e ovest non subiscono danneggiamento, mentre quelli delle logge sud si danneggiano a taglio e pressoflessione.

In fase plastica i meccanismi di collasso dei pannelli della parete P12 sono gli stessi del profilo di carico uniforme, le fasce di piano giungono al valore di spostamento limite a taglio e collassano inducendo un comportamento a mensola dei pannelli di maschio adiacenti che giungono a meccanismi di collasso a pressoflessione per superamento della resistenza a compressione limite sulla sezione di base.

Spostamento ultimo (3,55 cm)

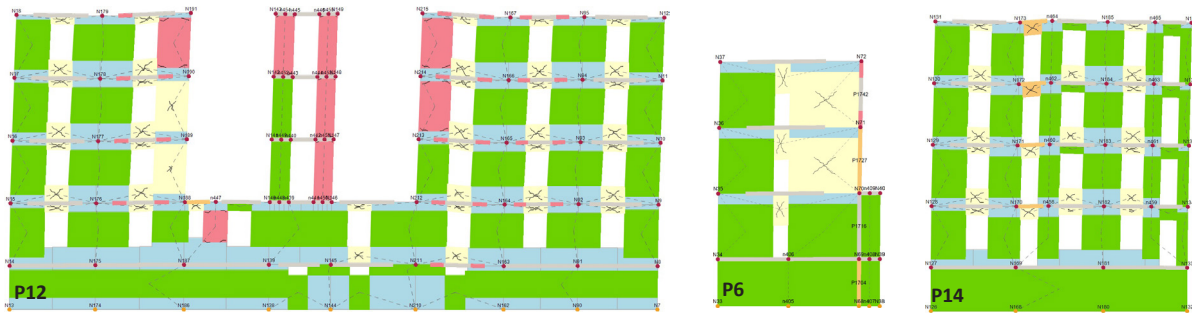
Come per il caso precedente, i pannelli murari con sviluppo parallelo al carico sul corpo di fabbrica subiscono rottura a taglio, a causa del basso valore di snellezza. In casi in cui si riscontra la presenza di apertura, alcuni dei pannelli possono subire plasticizzazione a pressoflessione.

Confronto analisi 1 e 2

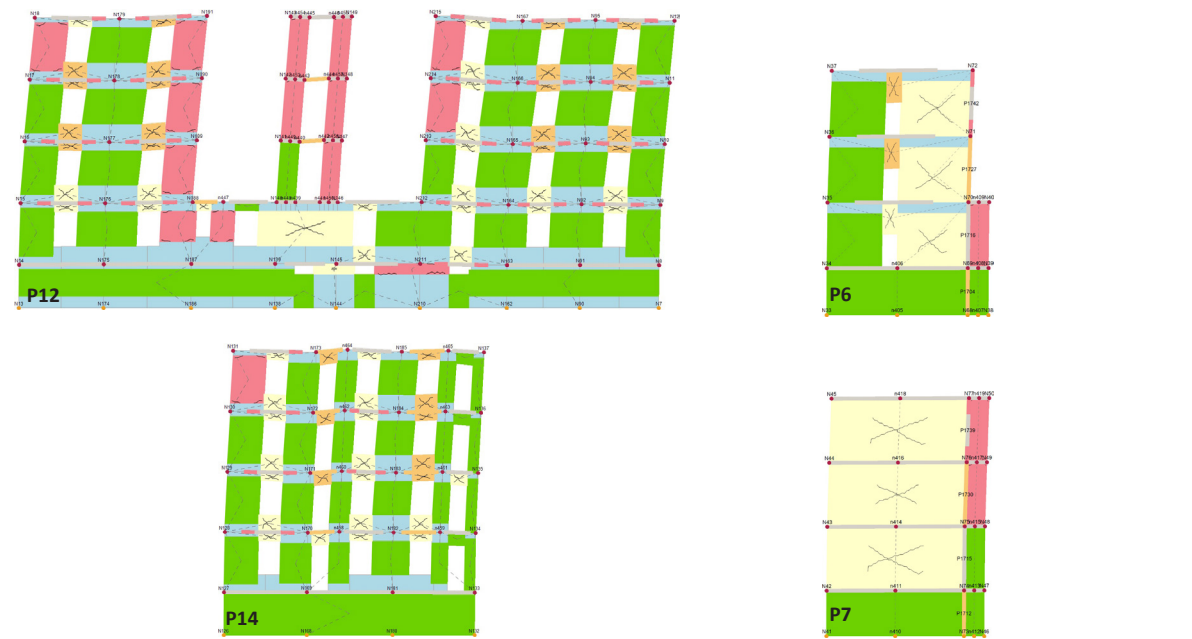
In entrambi i casi studiati si evince la presenza di un meccanismo di collasso prevalente delle fasce, e un successivo meccanismo di piano debole al livello del piano rialzato, come si osserva dalla plasticizzazione di tutti i maschi murari.

È utile, inoltre, fare un confronto tra le curve di capacità ottenute nei due casi: si conferma come il profilo uniforme esalti e caratteristiche di resistenza della struttura, mentre il profilo proporzionale alla prima forma modale esalti le caratteristiche di duttilità, con valori di resistenza massimi inferiori. Gli spostamenti limite, corrispondenti al raggiungimento della soglia di decadimento del 20% della resistenza, non differiscono molto tra i due profili,

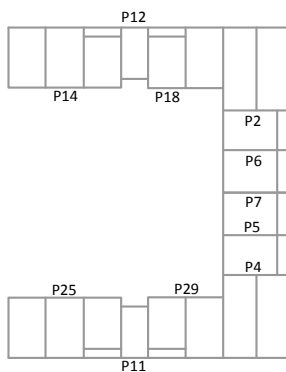
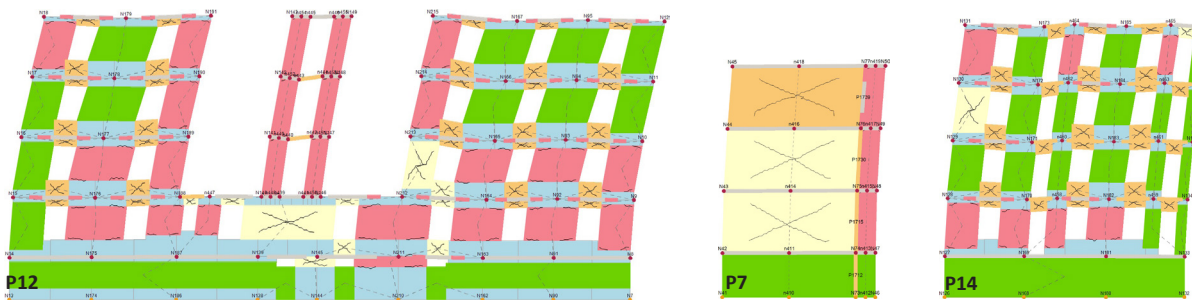
Analisi 2 | RAMO ELASTICO (dc=1,15 cm)



Analisi 2 | RAMO PLASTICO (dc=2,14 cm)



Analisi 2 | SPOSTAMENTO ULTIMO (dc=4,62 cm)

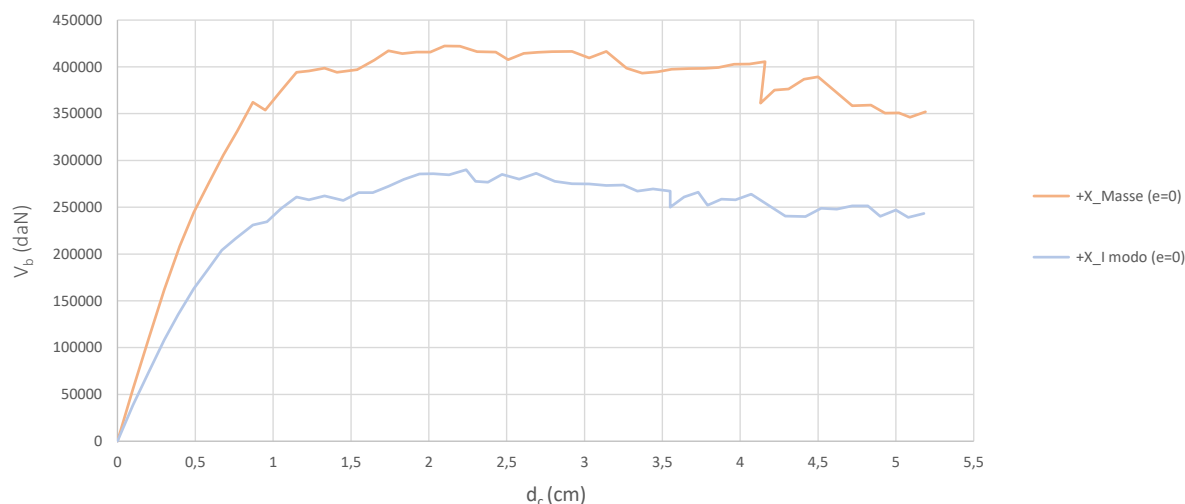


Muratura

- Integro
- Plastico per taglio
- Rottura per taglio
- Plastico per pressoflessione
- Rottura per pressoflessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura in fase elastica

C.a.

- Integro
- Rottura per taglio
- Plastico per pressoflessione
- Rottura per pressoflessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura per taglio (armatura diagonale)



9.4 Curva di capacità n 3: distribuzione proporzionale alle masse -X (profilo uniforme)

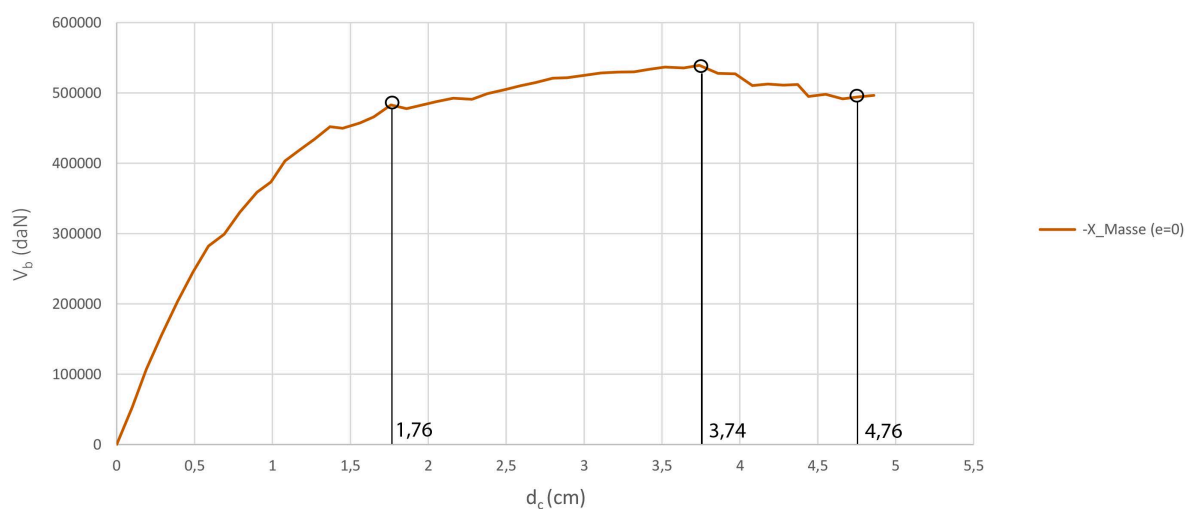
A causa dell'asimmetria lungo l'asse Y, si ritiene necessario valutare il comportamento dell'edificio ad azioni aventi verso opposto rispetto alle analisi precedentemente effettuate.

Ramo elastico ($d_c=1,76$ cm)

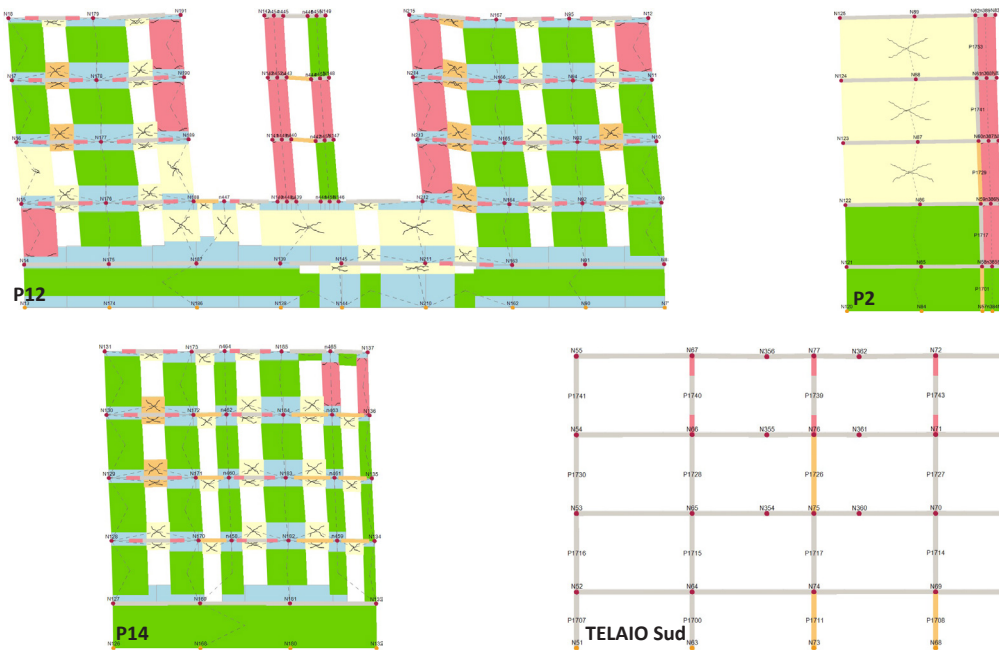
Si osserva una fase elastica di forte rigidezza rispetto ai casi precedenti, con un esiguo degrado di rigidezza graduale. La sequenza dei danneggiamenti in fase elastica ricalca le analisi precedenti. Anche in questo caso. Risulta interessante valutare il comportamento dei pannelli murari che compongono la parete P12 in prossimità del valore massimo di resistenza.

- Le fasce sono in fase plastica per superamento della resistenza a taglio a causa dell'esiguo valore di sforzo normale e spessore dei pannelli esiguo.
- I maschi murari adiacenti alle logge, presentano plasticizzazione a pressoflessione a causa dell'elevato sforzo normale indotto dai carichi verticali o orizzontali e a causa della snellezza elevata degli stessi.
- I pannelli dei primi livelli nella porzione centrale della parete, risultano essere plastici per taglio, a causa delle sollecitazioni; quelli più all'esterno, invece, non risultano danneggiati.

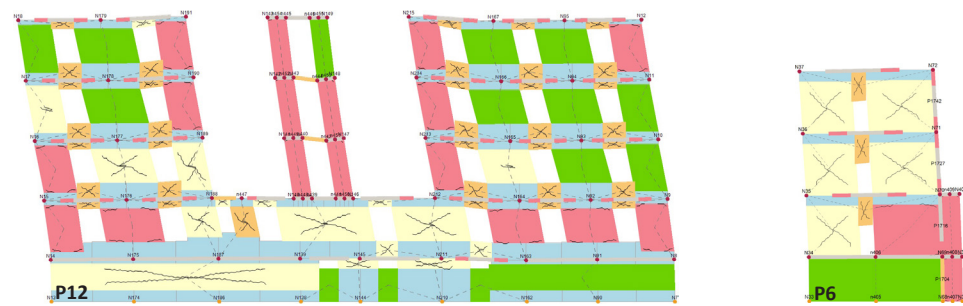
Ciò avviene, poiché il valore di sforzo normale nei pannelli centrali è inferiore rispetto a quello indotto dai carichi nei pannelli più esterni.



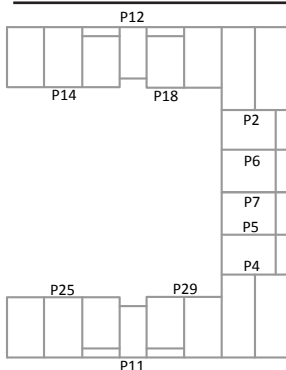
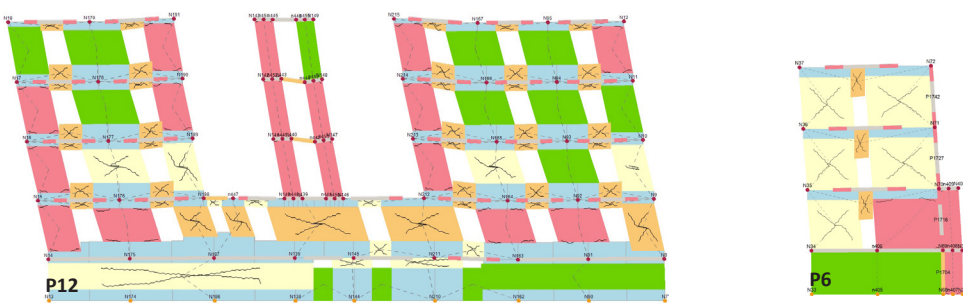
Analisi 3 | RAMO ELASTICO (dc=1,76 cm)



Analisi 3 | RAMO PLASTICO (dc=3,74 cm)



Analisi 3 | SPOSTAMENTO ULTIMO (dc=4,76 cm)



Muratura

- Integro
- Plastico per taglio
- Rottura per taglio
- Plastico per pressoflessione
- Rottura per pressoflessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura in fase elastica

C.a.

- Integro
- Rottura per taglio
- Plastico per pressoflessione
- Rottura per pressoflessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura per taglio (armatura diag carente)

Ad uno sforzo normale basso, corrisponde un valore di resistenza a taglio esiguo e di conseguenza si giustifica il comportamento differente.

Al termine della fase elastica, il telaio di sostegno alle logge del lato sud mostra la formazione di cerniere plastiche alle estremità dei pilastri del piano sommitale, dove le dimensioni della sezione sono inferiori rispetto agli altri piani. Al livello inferiore, si verificano rotture a taglio, in maniera asimmetrica rispetto all'asse del fabbricato, in base alla presenza o meno di aperture nei pannelli adiacenti.

Ramo plastico ($d_c=3,74$ cm)

La fase plastica è caratterizzata dalla rottura a taglio delle fasce di piano. L'azione di accoppiamento delle stesse sul comportamento dei maschi murari diminuisce, e anche la possibilità di distribuire gli sforzi tra i maschi murari. Dopo la rottura a taglio delle fasce di piano, insorge la rottura nei maschi murari, in particolare, in quelli relativi al piano rialzato, dove gli sforzi di taglio sono maggiori. Tale fenomeno è evidente nella parete 12, dove i pannelli di maschio alle estremità sono plastici a taglio o pressoflessione in base al valore di sforzo normale di cui sono caratterizzati.

I pannelli delle pareti trasversali del corpo del fabbricato sono plastici per taglio, ma non insorgono rotture.

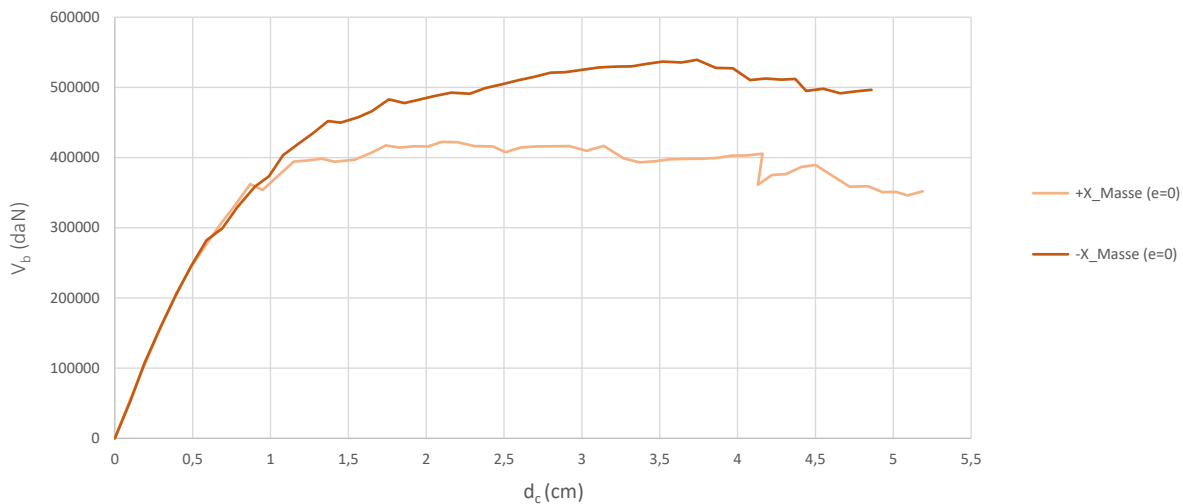
Spostamento ultimo ($d_c=4,76$ cm)

Il raggiungimento della soglia di decadimento del 20% di resistenza avviene proprio a causa della rottura a taglio dei pannelli del piano rialzato della parete P12.

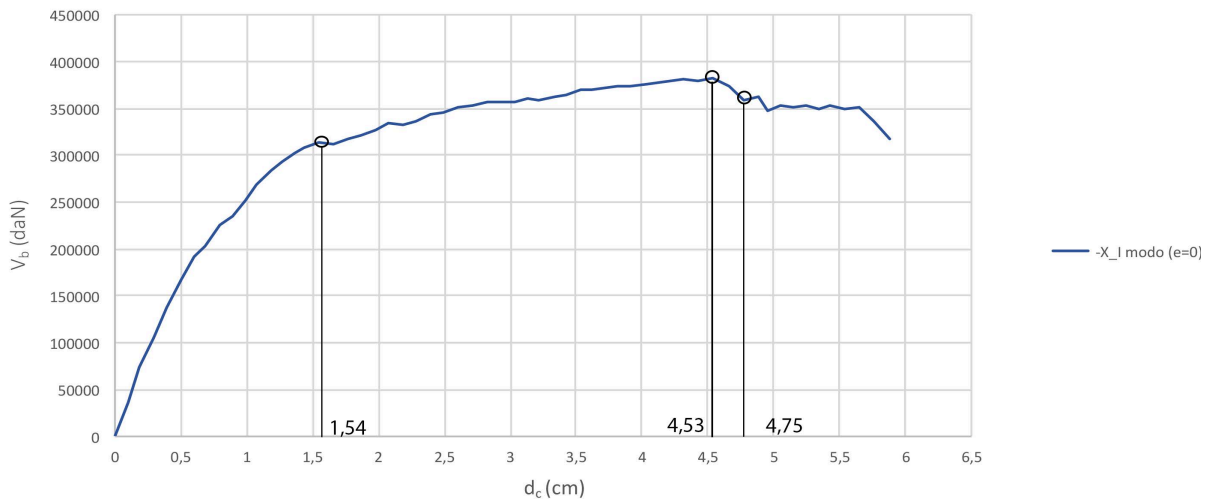
Confronto analisi 1 e 3

Si svolge un confronto tra la curva di capacità ottenuta con il profilo uniforme lungo la direzione positiva e negativa dell'asse X. Si osserva che la prima parte della fase elastica è sostanzialmente la stessa in termini di rigidezza, mentre la risposta strutturale nella condizione di carico $-X$, raggiunge livelli di resistenza più elevati. La motivazione può essere associata alla morfologia del fabbricato che mostra un centro di rigidezza spostato verso il corpo di fabbrica centrale. I meccanismi di funzionamento dei pannelli murari e la sequenza delle plasticizzazioni variano di poco.

La fase plastica mostra un forte tratto incrudente per la risposta al profilo di carico diretto in senso negativo dell'asse X, mentre nel caso positivo, il tratto plastico è facilmente schematizzabile come un perfettamente plastico.



9.5 Curva di capacità n.4: distribuzione proporzionale alla prima forma modale -X



Ramo elastico ($d_c=1,54$ cm)

Le caratteristiche della fase elastica sono le stesse dell'analisi precedente. Il punto di snervamento ideale corrisponde alla plasticizzazione a taglio dei pannelli centrali del piano rialzato della parete P12. In questa fase i pannelli dei muri trasversali del corpo centrale entrano anch'essi in fase plastica.

Ramo plastico ($d_c=4,53$ cm)

La fase plastica è caratterizzata da un tratto incrudente, a rigidità crescente, nel quale si susseguono i meccanismi di crisi per pressoflessione dei pannelli ai piani bassi della parete P12 alle estremità dell'ala. Il danneggiamento per taglio dei pannelli del corpo centrale si incrementa costantemente.

Spostamento ultimo ($d_c=4,75$ cm)

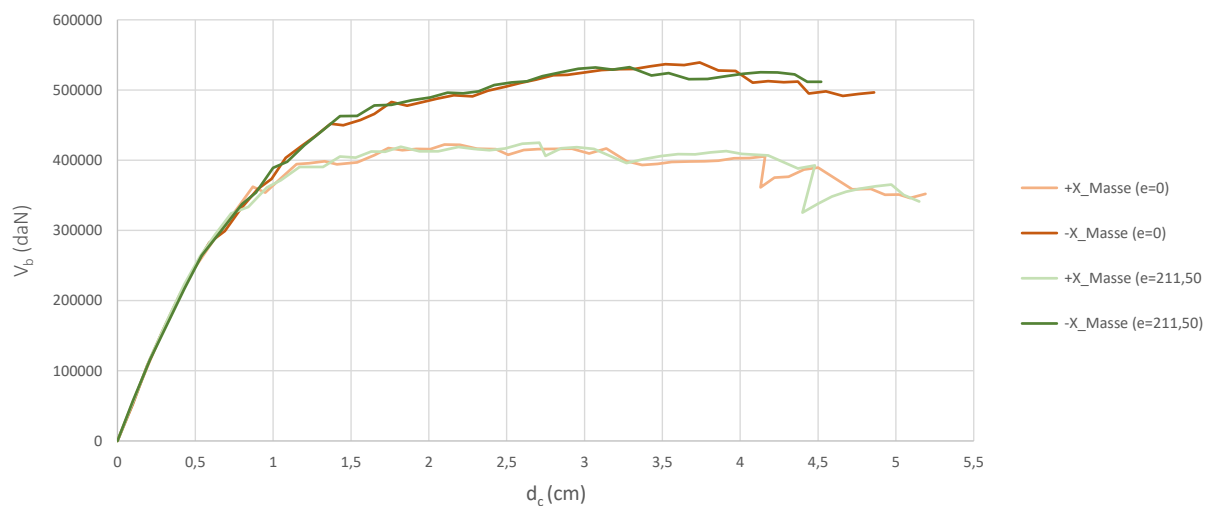
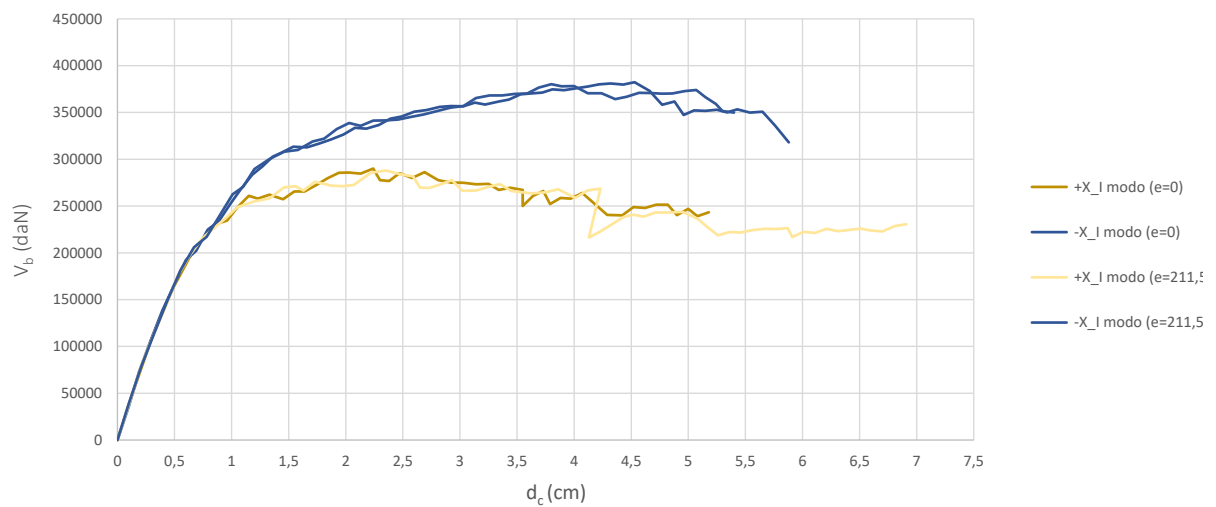
Si osserva una ripida fase di softening dopo il raggiungimento del valore di resistenza massimo. L'ultimo tratto è caratterizzato da degrado di rigidità, che comincia dopo la rottura a taglio

dei pannelli centrali della parete P12 richiamati in precedenza. Nell'ultima fase il decadimento del 20% della resistenza avviene per rottura a taglio dei maschi murari trasversali del corpo centrale.

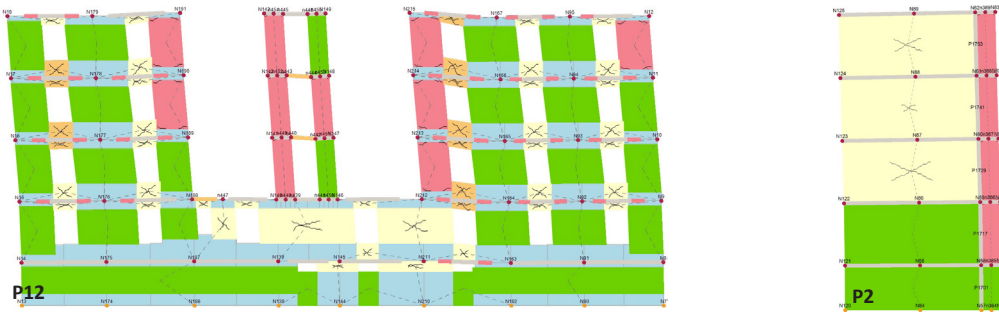
9.6 Valutazione delle influenze delle eccentricità

Si riporta di seguito un confronto tra le curve di capacità calcolate inducendo al profilo di carico un valore di eccentricità pari al 5% della dimensione ortogonale alla direzione di carico X, pari a 211,50 cm. È stato valutato solo un valore positivo di eccentricità, osservando gli effetti indotti in termini di andamento delle plasticizzazioni e degrado di rigidezza.

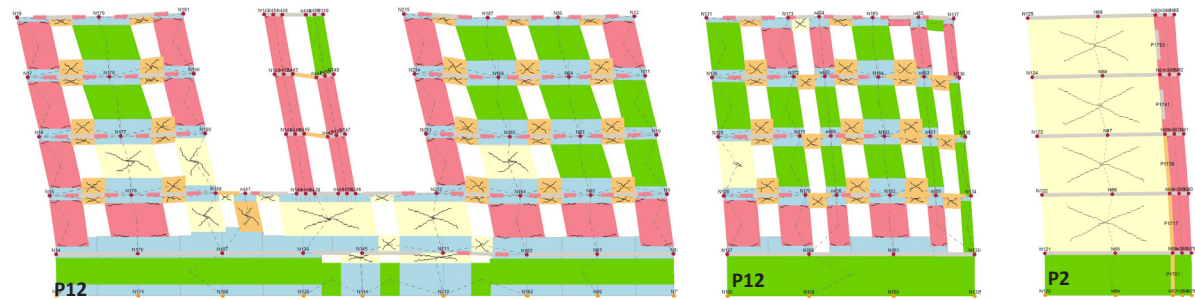
Nel primo grafico riportato di seguito, si osserva che sia nei casi in cui il profilo di carico sia uniforme che proporzionale al primo modo di vibrare, l'eccentricità non induce variazioni sostanziali nella globalità della curva di capacità e nell'insieme dei meccanismi di collasso, a meno del carico eccentrico +X che enfatizza le capacità in termini di spostamento con rilevante un tratto di *softening*.



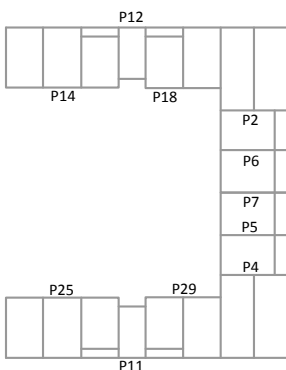
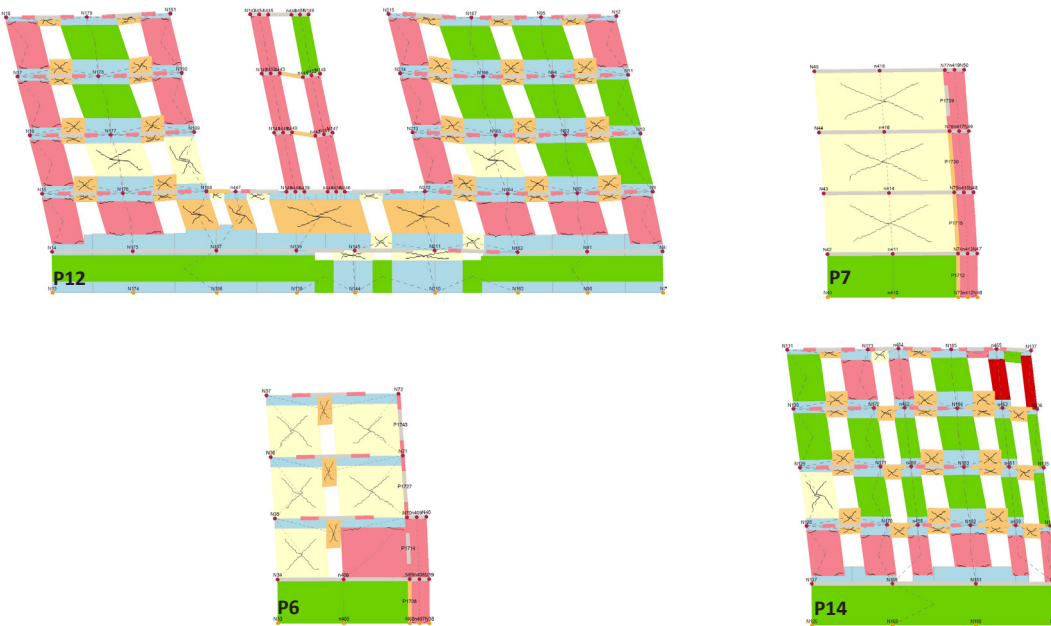
Analisi 4 | RAMO ELASTICO (dc=1,54 cm)



Analisi 4 | RAMO PLASTICO (dc=4,53 cm)



Analisi 4 | SPOSTAMENTO ULTIMO (dc=5,43 cm)



Muratura

- Integro
- Plastico per taglio
- Rottura per taglio
- Plastico per pressoflessione
- Rottura per pressoflessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura in fase elastica

C.a.

- Integro
- Rottura per taglio
- Plastico per pressoflessione
- Rottura per pressoflessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura per taglio (armatura diag carente)

10. Considerazioni critiche sulle carenze prestazionali

10.1 Criticità nella risposta globale

Al fine di individuare le carenze strutturali che caratterizzano la risposta sismica si riporta un elenco dei risultati dell'analisi e delle verifiche svolte dal software tramite il confronto tra capacità di spostamento allo SLU e domanda di spostamento, calcolata con il metodo *N2* riportato nella trattazione teorica (cfr. cap. 5).

Analisi	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV
1	+X	Masse	0	2,54	4,2	2,6
2	+X	1° modo	0	3,34	3,55	3,84
3	-X	Masse	0	2,87	4,76	2,01
4	-X	1° modo	0	3,7	4,5	2,57

Tab.10.1 Risultati delle analisi pushover con carico lungo la direzione X

Il valore D_{maxSLV} esprime la domanda di spostamento, mentre il valore D_{uSLV} esprime la capacità.

La verifica viene effettuata di seguito per l'analisi che mostra i risultati più sconvenienti. Il procedimento si svolge tramite una riduzione della curva di capacità per il sistema *MDOF*, a uno spettro di capacità, ossia una bilineare riferita ad un oscillatore elasto-plastico semplice equivalente alla struttura. Il processo viene spiegato nel dettaglio per l'analisi n.2.

In primis la curva di capacità viene ridotta, dividendo i valori di taglio e spostamento per il coefficiente Γ definito come coefficiente di partecipazione modale.

$$Vb^* = \frac{Vb}{\Gamma}$$

$$dc^* = \frac{dc}{\Gamma}$$

Il passaggio ad una bilineare, successivamente, avviene coerentemente alle NTC. Data una curva di capacità, le NTC (§7.8.1.6) prevedono che la direzione del tratto elastico lineare sia data dalla congiungente l'origine al punto in cui $0,70V_{bu}^*$, dove V_{bu}^* corrisponde al valore scalato della resistenza ultima per il sistema *MDOF*. Si inizia, quindi, determinando il

valore di taglio massimo da cui si deduce il valore al 70% e lo spostamento corrispondente. Il tratto plastico è un tratto costante, tale che siano uguali le aree comprese tra la bilineare e la curva di capacità scalata, assumendo poi che lo spostamento ultimo sia lo stesso della curva numerica.

La verifica viene svolta impiegando uno spettro *ADRS* tramite la relazione

$$S_{de}(T) = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}(T)$$

che permette di ottenere i valori spettrali di spostamento a partire dallo spettro in accelerazione. Il confronto avviene tra lo spettro di domanda *ADRS* e lo spettro di capacità, ottenuto dividendo le ordinate della bilineare equivalente per un valore di m^* detta massa del sistema SDOF equivalente (cfr. par. 5.6)

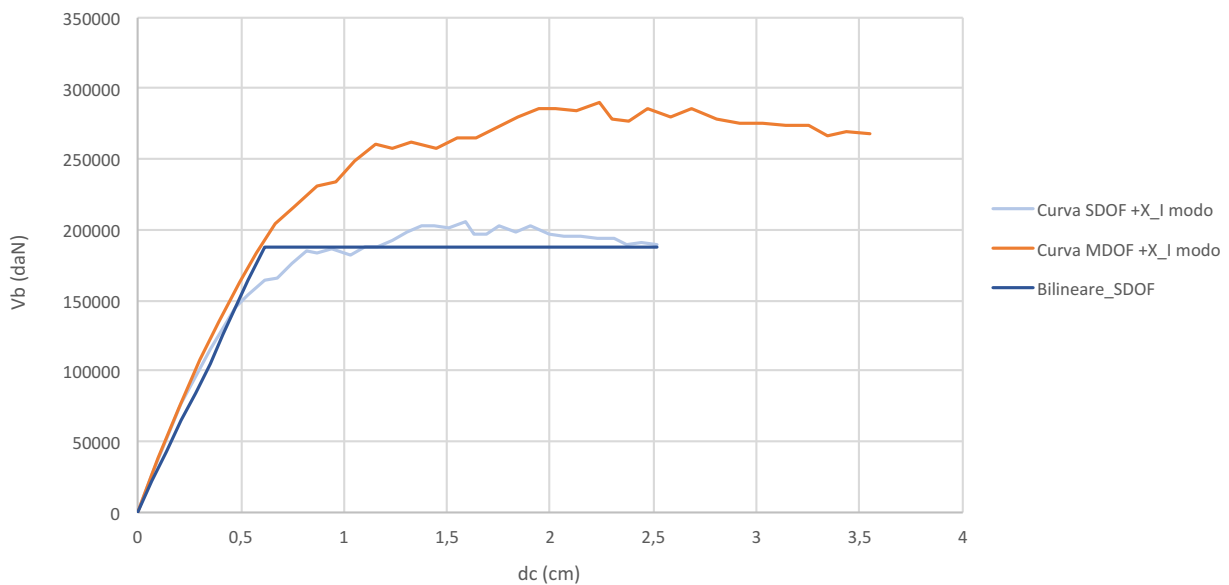


Fig.10.1 Riduzione della curva di capacità in bilineare del sistema SDOF equivalente

Si osserva che la verifica in termini di spostamento è soddisfatta, anche se i valori sono molto vicini.

Il coefficiente α_{SLV} è l'indicatore di sicurezza sismica e viene calcolato usualmente come:

$$\tilde{\alpha}_u = \frac{a_g^u}{a_g^{SLV}}$$

dove a_g^u e a_g^{SLV} sono i valori di accelerazione di domanda e di capacità che vengono opportunamente confrontati per dare una definizione quantitativa di vulnerabilità sismica del caso in esame, ottenuta tramite il valore del coefficiente di sicurezza $\tilde{\alpha}_u$ (cfr. §3).

Questo confronto permette di individuare le eventuali carenze e focalizzarsi alle analisi più problematiche.

T* [s]	m* [kg]	Γ	F*y [daN]	d*y [cm]	d*u [cm]
0,537	3354707	1,41	281412	0,61	2,6

Tab.10.2. Parametri relativi al sistema elasto-plastico SDOF equivalente

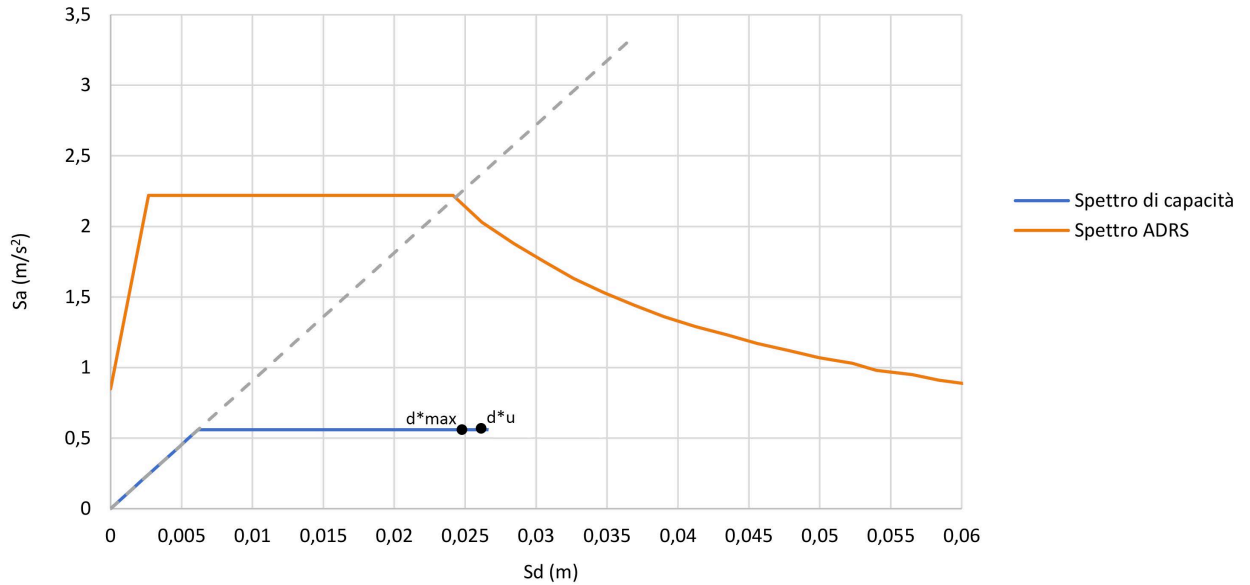


Fig. 10.2 Verifica nello spettro ADRS per l'analisi 2

Si osserva che per quanto riguarda l'analisi 2, eseguita con un profilo di carico proporzionale al primo modo non è verificata la condizione:

$$q^* = \frac{S_{ae}(T^*)m^*}{F_y^*} < 3$$

dove q^* esprime il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente. Nelle analisi evidenziate tale condizione non è soddisfatta, perciò si modifica la formulazione del coefficiente esprime $\tilde{\alpha}_u$:

$$\tilde{\alpha}_u = \frac{a_g^{u,rid}}{a_g^{SLV}}$$

dove $a_g^{u,rid}$ corrisponde all'accelerazione spettrale per la quale si verifica la condizione limite $q^* = 3$ (cfr. NTC §7.8.1.6). In questo caso tale coefficiente di sicurezza assume il valore di 0,73 e di conseguenza la verifica non è soddisfatta.

Questa condizione è una verifica in termini di resistenza del sistema elasto-plastico equivalente alla struttura *MDOF*. Il rapporto tra le resistenze dell'oscillatore elasto-plastico e di quello elastico, equivalenti, presenta un valore inferiore al valore accettabile dalla normativa. Di conseguenza, si evince che, sebbene, il fabbricato risponde alle esigenze in termini di spostamento, risulta carente in resistenza per determinate condizioni di carico.

La scarsa resistenza del fabbricato alle azioni sismiche, è, infatti, indotta dalla prematura plasticizzazione delle fasce di piano che, sin dalle prime fasi di carico, si plasticizzano per sforzi di taglio elevati rispetto alle proprie caratteristiche di resistenza. La funzione di accoppiamento delle stesse sui maschi murari diminuisce, rimane l'azione di collegamento esigua dei cordoli di interpiano, e gli spostamenti globali del fabbricato aumentano, poichè i maschi murari, assumono un comportamento tendente a quello a mensola e, quindi, più deformabile (il telaio equivalente tende a diventare un telaio isostatico). Essi, di conseguenza, vanno incontro ad una plasticizzazione a taglio o pressoflessione in base alle caratteristiche di sforzo normale associate ai pannelli e ai rapporti tra le dimensioni di base e altezza.

10.2 Considerazioni sui meccanismi di collasso dei pannelli murari

Col fine di individuare le carenze nella risposta strutturale, osservando i risultati delle analisi *pushover* del capitolo precedente, non si riesce ad identificare un meccanismo di collasso più frequente tra taglio e pressoflessione, poiché essi dipendono fortemente dalle caratteristiche dimensionali e di sforzo dei pannelli murari. Sicuramente i pannelli del corpo centrale del fabbricato risultano tozzi e subiscono rotture a taglio frequenti.

Ad esempio, analizzando i pannelli del piano rialzato, si osserva l'influenza dello sforzo normale sulle tipologie di rottura. I pannelli murari delle ali del fabbricato subiscono un collasso a pressoflessione per rottura della zona compressa, in quanto lo sforzo normale e la resistenza a taglio in proporzione ad esso, sono elevati a causa dei carichi indotti dai tre livelli superiori. Nel corpo centrale, invece, i piani superiori sono soltanto due, e lo sforzo normale sui pannelli del piano rialzato, non giunge a valori tanto elevati da poter escludere collassi a taglio.

10.3 La risposta degli elementi in c.a.

Dalle analisi svolte, si osserva inoltre, che gli elementi in calcestruzzo armato risultano poco incisivi nella risposta sismica del fabbricato.

I cordoli di interpiano sono fortemente deformabili data la loro altezza esigua e sono caratterizzati dalla formazione di cerniere plastiche per flessione alla loro estremità. Alcuni cordoli si rompono, invece, a taglio a causa della mancanza di dettagli costruttivi idonei a sopportare carichi sismici, relativamente alle zone in cui le fasce di piano presentano un'azione più trascurabile (fig. 10.3).

Si nota, anche, in maniera evidente come risulta carente la risposta sismica dei telai che sono progettati esclusivamente a carichi verticali.

La tabella 10.3 mostra la percentuale di taglio assorbito dai pilastri in calcestruzzo armato rispetto a quella in muratura, in corrispondenza dello *step* nel quale la resistenza del fabbricato è massima: si osserva come le percentuali sono esigue e inferiori al 10%.

Di seguito, invece, le tabelle 10.4 e 10.5 mostrano la distribuzione degli sforzi di taglio, in condizioni di taglio massimo assorbito dai pilastri in calcestruzzo armato. Si presentano i risultati per i profili di carico indotti senza eccentricità proporzionali alla distribuzione delle masse e al primo modo di vibrare.

	Taglio Massimo (+X)	
	I modo	Masse
Step	64	55
Spostamento (m)	0,00209	0,00208
Taglio totale (kN)	3000,51	4550,36
Taglio muratura (kN)	2808,09	4440,41
Taglio C.A. (kN)	192,42	109,95
Percentuale C.A. (%)	6,85	4,33

Tab. 10.3 Percentuale di taglio assorbito dai pilastri nella condizione di taglio massimo

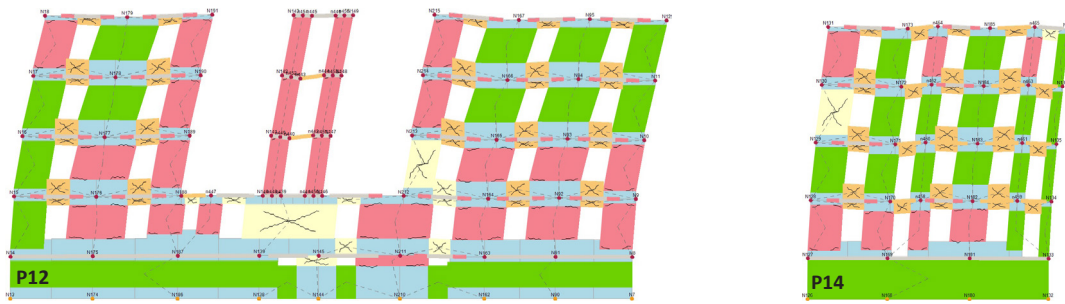


Fig.10.3 Analisi 2, fase di rottura | Rottura a taglio e pressoflessione dei pannelli delle pareti perimetrali

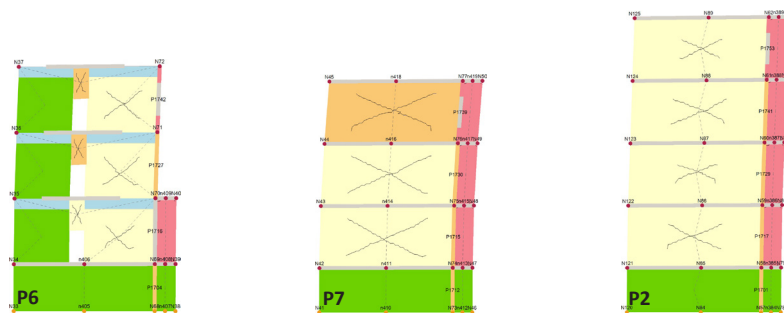
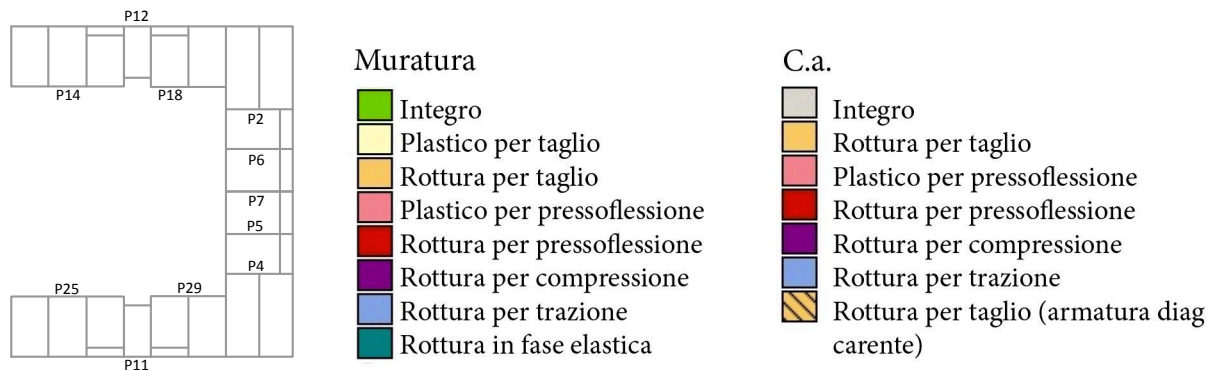


Fig.10.4 Analisi 2, fase di rottura | Rottura a taglio dei pannelli delle pareti del corpo interno



I pilastri del piano interrato della parte Sud del fabbricato subiscono premature rotture a taglio lungo l'asse di carico, quando l'analisi viene condotta con un profilo lungo il verso positivo dell'asse X (Tab.10.1).

Si evince, che data l'elevata rigidezza dei pilastri rispetto ai pannelli in muratura, essi assorbono i più elevati valori di carico, nei primi passi, fino al raggiungimento di uno valore di spostamento esiguo. Dopodichè si manifestano le rotture a taglio data la scarsa armatura trasversale di cui sono dotati e l'analisi prosegue trascurando le sollecitazioni seguenti assorbite dal telaio sud, schematizzandoli come bielle.

I pilastri dei telai sui lati est e ovest, contrariamente, non si rompono nei primi passi di carico, nelle analisi svolte con carico positivo lungo l'asse X, ma esplicano la propria azione fino a rottura, sebbene il contributo al taglio alla base totale sia inferiore al 10% del totale. Questi telai sono disposti in maniera parallela al carico indotto, di conseguenza l'azione di accoppiamento delle travi favorisce il comportamento dei pilastri.

Anche per profili di carico indotti lungo il verso negativo dell'asse X, il contributo il taglio totale assorbito dai pilastri dei telai est e ovest può superare il 10% in fase elastica. I telai est e ovest, non giungono a rottura a taglio, si riscontra solo la presenza di cerniere plastiche ai piani su-

	Taglio max CA: I modo_+X		Taglio max CA: Masse_+X	
	Telaio Sud	Telai est e ovest	Telaio Sud	Telai est e ovest
Step	6	32	4	50
Spostamento (m)	0,0028	0,019	0,0012	0,019
Taglio max telaio (kN)	279,31	26,8	254,58	322,36
Taglio tot struttura (kN)	1048,74	2758,19	797,31	4866,48

	Taglio max CA: I modo_-X		Taglio max CA: Masse_-X	
	Telaio Sud	Telai est e ovest	Telaio Sud	Telai est e ovest
Step	57	120	24	55
Spostamento (m)	0,0217	0,0047	0,0091	0,0209
Taglio max telaio (kN)	237,59	443,17	254,88	192,62
Taglio tot struttura (kN)	3476,38	3651,93	3592,11	5119,89

Tab. 10.4 e 10.5 Dati sul taglio massimo assorbito dai pilastri dei telai Sud e Est-Ovest

periori. Il telaio a sud giunge a collasso a taglio, durante la fase plastica della curva di capacità globale.

Le carenze che si osservano, sono, quindi, riferite alla mancata progettazione ai carichi sismici. Non sono presenti staffe con un passo idoneo a sopportare i valori di taglio indotti, infatti, non si osserva infittimento di staffe rilevante alle estremità dei pilastri.

Tali osservazioni sembrano, in generale, confermare l'affidabilità della metodologia proposta dalla normativa che considera l'attribuzione delle azioni sismici alla sola muratura in casi di elementi resistenti in calcestruzzo armato progettati solo a carichi verticali.

11. Definizione delle incertezze e analisi di sensibilità

11.1 Considerazioni sull'approccio alla valutazione delle incertezze nella normativa attuale

La valutazione di sicurezza dell'esistente è un processo complesso che richiede una preliminare fase di conoscenza, volta alla definizione delle caratteristiche tecniche, materiche e meccaniche dell'edificio in esame che sono affette da un elevato valore di *incertezza*. Il processo conoscitivo è essenziale: senza lo svolgimento dello stesso, non può essere eseguita un'analisi di vulnerabilità affidabile, poiché ci si riferisce, in generale, ad un edificio completamente sconosciuto e i parametri di input nel programma di calcolo non possono essere definiti senza indagare sullo stato di fatto.

Gli strumenti odierni permettono di giungere ad un livello di conoscenza approfondito dell'edificio, paragonabile all'intervento di nuova progettazione; ma nella pratica comune i costi e tempi elevati legati ad un'esecuzione approfondita di prove *in situ* rendono complesso tale procedimento.

Le norme tecniche italiane sottolineano il ruolo del processo conoscitivo nell'ambito dell'esistente e prescrivono l'esecuzione di indagini approfondite in relazione al caso in esame e allo scopo per il quale si interviene su un bene. Sulla base dell'approfondimento dello stesso e del *Livello di Conoscenza* raggiunto, vengono apportate opportune penalizzazioni alle caratteristiche meccaniche di input nella modellazione, tramite dei coefficienti di valutazione delle incertezze detti *fattori di confidenza*, impiegati nell'ambito dell'approccio semiprobabilistico. Questi parametri riducono le resistenze meccaniche in maniera considerevole, nel caso in cui il processo conoscitivo sia approssimato e possono produrre una verifica di sicurezza alle azioni verticali e orizzontali molto cautelativa.

Si evince che nell'ambito del processo di intervento sull'esistente, l'approfondimento delle indagini costituisce un fattore non trascurabile, ma essenziale. Talvolta, in casi di in cui la verifica di sicurezza per una struttura esistente, nei confronti della quale si sia definito un livello di conoscenza limitato, non dia esito positivo, è sufficiente raggiungere un livello di conoscenza superiore per ottenere la verifica. Si ricordi, a tal proposito che la normativa attuale, in casi di mancata verifica a carichi controllati dall'uomo, impone il raggiungimento del grado di conoscenza maggiore per procedere ad un intervento di consolidamento o imporre altri provvedimenti.

Un miglioramento del livello di conoscenza, infatti, comporta una riduzione dei *FC* e una definizione meno cautelativa dei parametri meccanici dei materiali e incrementa la probabilità di verificare la struttura agli stati limite imposti e una diminuzione del grado in *incertezza*.

Si può definire un'incertezza *iniziale*, una mancanza conoscitiva definita in fase di pianificazione delle indagini, e un'incertezza *residua*, un'indeterminatezza in alcuni valori che viene risolta con l'introduzione di un *fattore di confidenza*.

Numerosi studi scientifici hanno evidenziato forti criticità nella metodologia di valutazione delle incertezze, proposta dalla normativa, fondamentalmente legate a:

- Elevata standardizzazione e convenzionalità dei criteri impiegati nel definire il raggiungimento di un determinato *livello di conoscenza*, non idonei all'estrema varietà delle caratteristiche delle svariate tipologie di edifici esistenti (numero di prove, tipi di prove etc.)
- Impiego del FC ai parametri di resistenza del materiale, estesi alla totalità degli elementi strutturali, indipendentemente dal ruolo nell'ambito strutturale assunto.

Quest'ultima problematica, è particolarmente evidente, nell'ambito dell'edilizia a struttura mista per la compresenza di sistemi strutturali aventi influenza più o meno ingente sulla risposta strutturale. risulta sconsigliata. In questi casi, imporre un coefficiente di sicurezza univoco può essere sia sconsigliata, sia non cautelativa, in quanto i sistemi strutturali presenti in contemporanea, ma assumere ruoli più o meno rilevanti e diversificati.

11.2 Nuovi approcci alla valutazione delle incertezze

Un metodo innovativo per la valutazione delle incertezze è l'analisi di sensibilità. Di seguito, si riporta una spiegazione della metodologia proposta da *Serena Cattari, Jamil Haddad, Sergio Lagomarsino*, nel 2015 (nell'ambito del Progetto Speciale RS11, Progetto esecutivo DPC-ReLUIII 2014), implementata nel codice di calcolo TREMURI.

L'analisi di sensibilità è un metodo che si colloca nel contesto della valutazione delle incertezze, ed è una metodologia che può essere impiegata per un'efficace comprensione del comportamento strutturale, per una efficiente programmazione del piano di indagine e superare gli ostacoli del metodo proposto dai quadri normativi attuali.

Si possono individuare varie tipologie incertezze:

- *Inceteezze aleatorie*: sono inceteezze riguardanti un valore numerico da attribuire a dei parametri, indispensabili alla definizione di un modello numerico rappresentativo del comportamento strutturale di un edificio esistente. Si impiegano domini di variazione, delimitati da un minimo e un massimo, di valori da attribuire a parametri. Un esempio sono le caratteristiche meccaniche o materiche degli elementi resistenti.
- *Inceteezze epistemiche*: si riferiscono ad aspetti non quantificabili con valori numerici, che riguardano le ipotesi di base per una modellazione efficace. Si pensi all'idealizzazione di un sistema a telaio in calcestruzzo armato con un modello *shear-type*, o ai modelli SSWP e WSSP per i sistemi in muratura: essi sono modelli ideali che approssimano il comportamento strutturale ad un modello semplificato. Le inceteezze epistemiche sono legate alle approssimazioni indotte nelle varie strategie di modellazione (riguardanti l'efficacia dei dettagli costruttivi negli edifici in muratura che garantiscono l'ammorsamento, rigidità infinita di solai in laterocemento, effetti delle tamponature in sistemi in c.a.). Tali inceteezze possono essere considerate con l'introduzione di varie strategie di modellazione.

L'analisi di sensibilità è un procedimento che incrementa l'onore computazionale nel mondo professionale, ma che ha la potenzialità di apportare benefici economici e in termini di sicurezza

strutturale, poiché permette di orientare un piano d'indagini all'individuazione dei parametri più significativi per la risposta strutturale. Consente, inoltre, di individuare i punti potenzialmente più significativi in vista di interventi di miglioramento strutturale.

Nei sistemi misti, come nel caso in analisi, tale strumento permette la valutazione di coefficienti che informano sull'influenza dei vari sistemi resistenti. In questi casi, le prove distruttive e non distruttive potranno essere predisposti sul sistema più incidente, e i fattori di confidenza potranno essere definiti tenendo conto dell'effettiva variabilità dei parametri in esame, dell'incertezza residua e della sensibilità della soluzione finale riguardo essi.

Il procedimento necessita di una fase preliminare di individuazione dei parametri numerici e dei dettagli costruttivi caratterizzati da incertezza. In casi di incertezza aleatoria, si deve stimare un intervallo di variabilità del valore numerico associato al parametro indagato, in casi di incertezze epistemiche è opportuno individuare varie strategie di modellazione.

Il metodo consente di individuare Livelli di Conoscenza graduati su tre livelli (in ordine di approfondimento: LCL, LCM, LCH) associati alle singole variabili che entrano in gioco nella risposta strutturale, di tipo aleatorio o epistemiche. A livello globale si assume un indicatore che sostituisce il valore di FC proposto dai quadri normativi, detto RU (*Residual Uncertainty*) ponderato in base al livello di conoscenza e di sensibilità di ciascun parametro.

La sensibilità è valutata tramite indicatori della risposta strutturale, come ad esempio il classico a_{SL} definito ai capitoli precedenti, calcolati tramite l'impiego di analisi statiche non-lineari.

Il metodo propone che una stima accurata della sicurezza sismica possa essere derivata da un'analisi svolta con parametri medi di tutte le grandezze e una con il valore minimo attribuito al parametro che influenza maggiormente la risposta globale, in modo da ottenere una capacità sismica inferiore al caso in cui si considerassero tutti i valori medi. La sicurezza sarà ridotta tanto più elevata è l'incertezza.

Ci sono metodologie di analisi di sensibilità nei confronti delle incertezze epistemiche, esse si svincolano dall'attribuzione di coefficienti di confidenza, poiché non ci sono parametri a cui assegnarli. Il metodo si basa sulla tecnica dell'albero logico, con valutazione di modelli alternativi, attribuendo ad ogni modello impiegato per l'analisi una probabilità che ne quantifichi l'attendibilità. Sostanzialmente, si lavora con una varietà di modelli, ognuno dotato di una propria credibilità. La somma delle probabilità associate a tutti i modelli è pari a 1, la stima della sicurezza può avvenire con una media pesata sui valori di probabilità associata ad ogni modello.

Infine, al termine del procedimento di analisi di sensibilità, si può applicare un coefficiente di riduzione direttamente alla curva di capacità dedotta dalle analisi, per tenere in conto ulteriori fattori non quantificabili nel calcolo e nell'analisi di sensibilità. Quest'ultimo metodo, può essere impiegato anche in analisi di casi in cui le incertezze epistemiche non possono essere valutate tramite analisi di sensibilità.

Si esplicita, di seguito, il procedimento volto alla sola valutazione di sensibilità di variabili aleatorie, tralasciando la trattazione per le incertezze epistemiche. Dopo la definizione delle variabili aleatorie divise in *gruppi*, in base alla tipologia (materiali, elementi etc.), dei domini di variabilità delle variabili aleatorie X_k con k variabile da 1 a N (N = numero delle variabili aleatorie) e definito il modello più idoneo in fase preliminare (coerentemente con le incertezze epistemiche) vengono eseguite $2N+1$ analisi.

- Un'analisi *pushover* effettuata attribuendo ai parametri k tutti i valori medi \bar{x}_k (valore centrale dell'intervallo);

- 2N analisi, ciascuna eseguita imponendo il valore medio di tutte le N variabili aleatorie k , a meno di un gruppo nel quale di impiega un parametro massimo $x_{k,max}$ o minimo $x_{k,min}$.

Al fine di ridurre l'onore computazionale, l'analisi *pushover* viene eseguita con una direzione, verso e forma del profilo di carico, determinata in fase preliminare come quella più gravosa dal punto di vista della risposta sismica. Al fine della verifica di sicurezza finale, dovranno essere sicuramente considerate tutte le analisi obbligatorie per i quadri normativi.

La sensibilità viene definita sulla base di indicatori di vulnerabilità. Nel caso specifico, il programma TREMURI, considera come indicatore il valore di PGA che porta al raggiungimento di un determinato stato limite $a_{SL,k}$.

Per ognuna delle 2N analisi svolte riferendosi ad un determinato stato limite, saranno identificati gli indicatori di vulnerabilità sismica, in relazione alla variabile aleatoria considerata che assume un valore estremo. La sensibilità $\Delta c_{SL,Xk}$ alla variabile aleatoria X_k è definita come:

$$\Delta c_{SL,Xk} = \frac{a_{SL,k-mean} - a_{SL,k-min}}{a_{SL,k-mean}}$$

dove:

$$a_{SL,k-min} = \min (a_{SL,k-low}, a_{SL,k-mean}, a_{SL,k-up})$$

$a_{SL,k-low}$ è l'indicatore ottenuto dall'analisi svolta con valore minimo di X_k e $a_{SL,k-up}$ è ottenuto dall'analisi svolta con valore massimo.

$a_{SL,k-mean}$ è l'indicatore ottenuto dall'analisi svolta con tutti i valori medi.

Si definisce il valore $\Delta c_{SL,Xk}$ come *sensibilità conoscitiva*, ovvero, un parametro volto alla definizione della variabile aleatoria maggiormente incidente dal punto di vista della risposta strutturale, utile per individuare la strategia più cautelativa nella modellazione e ad indirizzare l'approfondimento del processo conoscitivo.

Inoltre, viene introdotto un ulteriore parametro detto Δm definito come sensibilità al miglioramento ottenuto dalla seguente formulazione:

$$\Delta m_{SL,Xk} = \frac{a_{SL,k-mean} - a_{SL,k-max}}{a_{SL,k-mean}}$$

dove $a_{SL,k-max} = \max (a_{SL,k-low}, a_{SL,k-mean}, a_{SL,k-up})$

Quest'ultimo è un valore negativo, poiché $a_{SL,k-mean} < a_{SL,k-max}$ ed è idoneo alla definizione dell'incidenza sul miglioramento della risposta sismica, delle variabili aleatorie. È un indicatore utile per l'individuazione degli elementi che presentano maggiore influenza in caso di svolgimento di interventi.

Una volta definiti gli indicatori di sensibilità di tutte le variabili aleatorie, il metodo proposto da *Lagomarsino et al.*, propone l'attribuzione di una classe di sensibilità a ciascuno di essi. Le classi sono tre (SCL, SCM, SCH, ovvero *Sensitivity Class Low, Medium e High*). L'attribuzione di una classe di sensibilità consente di indirizzare il quadro conoscitivo agli elementi maggiormente influenti, di SCH o SCM, e aggiornare, eventualmente, i valori medi dei diversi parametri da impiegare nella verifica di sicurezza finale. Inoltre, dopo l'indagine *in situ*, può definirsi un Livello di Conoscenza per ogni variabile aleatoria, anch'essi su una scala da 1 a 3, piuttosto che uno definito in modo generale.

Il livello di conoscenza globale, a questo punto, può essere calcolato sulla base del valore di classe di sensibilità SC_k e livello di conoscenza LC_k di ciascun parametro k . Questo sarà definito come RU e definito con la seguente formulazione:

$$RU = \max (RU_k), \quad (k = 1, \dots, N)$$

$$RU_k = SC_k - LC_k \geq 0$$

con SC_k e LC_k definiti su una scala da 1 a 3 dove a 1 è associato un valore basso, a 3 un valore alto di sensibilità o conoscenza sviluppata.

Il valore di RU_k varia da 0 a 2, a 0 corrisponde un valore di conoscenza completa, a 2 corrisponde un valore insufficiente e tramite questi parametri è possibile valutare in maniera quantitativa l'incertezza residua sulla valutazione della sicurezza.

La verifica di sicurezza finale, può essere condotta attribuendo, comunque, un *fattore di confidenza*, che permette di ottenere una soluzione più cautelativa e che deve essere imposto ad un parametro aleatorio k^* , possibilmente scelto tra quelli con $SCH=3$ e RU_k elevato. Si effettua, così, la verifica finale usando un modello nel quale a tutte le variabili aleatorie si attribuiscono valori centrali del dominio di variabilità associato $X_{k,mean}$ ad eccezione del parametro k^* al quale viene assegnato il FC:

$$X_{k^*} = FC \cdot X_{k^*,mean}$$

$$FC = \frac{1}{3} \left[2 - RU^* + (RU^* + 1) \frac{X_{k^*,min}}{X_{k^*,mean}} \right]$$

dove $X_{k^*,min}$ è il valore estremo del dominio di variabilità di k^* che produce un valore $a_{SL,k-min}$. La verifica viene eseguita svolgendo un'analisi statica non lineare sul modello così predisposto e calcolando il coefficiente di vulnerabilità sismica in base all'indicatore scelto (ad esempio l'accelerazione di picco al suolo per lo stato limite indagato).

11.3 Definizione delle incertezze

I risultati delle analisi effettuate risentono senza dubbio di un margine di incertezza dovuto alle carenze dei dati raccolti in fase iniziale e dalla mancata esecuzione di prove *in situ*.

È stata impiegata un'analisi di sensibilità, al fine di indagare la suscettibilità della risposta strutturale ottenuta dalle analisi al variare di alcuni parametri meccanici. Questi ultimi sono stati, in fase preliminare, introdotti nel codice di calcolo osservando le prescrizioni derivanti dalle normative attuali e dell'epoca, o valutati cautelativamente coerentemente ai documenti tecnici rilevati nel processo conoscitivo.

Nel caso in esame si valuterà la sensibilità della risposta al variare delle sole variabili aleatorie definite in seguito.

La prima fase del processo di seguito proposto, consiste nell'individuare le incertezze aleatorie su cui indagare. La scelta delle stesse viene effettuata in base a considerazioni svolte sulle caratteristiche tecniche e materiche del fabbricato e sulla base delle mancanze del processo conoscitivo. I parametri individuati sono stati raccolti in gruppi (tab 11.1).

Nel gruppo X_1 sono stati riportati i parametri rappresentativi delle incertezze relative al materiale dei muri portanti. L'intervallo di variabilità è stato definito sulla base dei parametri meccanici proposti dalla normativa per *murature in conci di pietra tenera (tufo, calcarenite etc.)* (cfr. Appendice Circolare 2009, C8A.2). I parametri minimi coincidono con quelli fissati in fase preliminare, impiegati nelle analisi svolte nei capitoli precedenti.

Scenario	Muratura (G1)		Calcestruzzo (G2)	
	0	f_m (N/mm ²)	140	Classe
τ_0 (N/cm ²)		2,8	E (N/mm ²)	29280,5
E (N/mm ²)		1080	G (N/mm ²)	12200
G (N/mm ²)		360	f_m (N/mm ²)	26,5
FC		1,35	FC	1,35
1	f_m (N/mm ²)	140	Classe	Cls_max
	τ_0 (N/cm ²)	2,8	E (N/mm ²)	29280,5
	E (N/mm ²)	1080	G (N/mm ²)	12200
	G (N/mm ²)	360	f_m (N/mm ²)	26,5
	FC	1,35	FC	1,35
2	f_m (N/mm ²)	190	Classe	Cls_max
	τ_0 (N/cm ²)	3,5	E (N/mm ²)	29280,5
	E (N/mm ²)	1080	G (N/mm ²)	12200
	G (N/mm ²)	360	f_m (N/mm ²)	26,5
	FC	1,2	FC	1,2
3	f_m (N/mm ²)	190	Classe	Cls_max
	τ_0 (N/cm ²)	3,5	E (N/mm ²)	29280,5
	E (N/mm ²)	1080	G (N/mm ²)	12200
	G (N/mm ²)	360	f_m (N/mm ²)	26,5
	FC	1	FC	1

Tab. 11.1 Definizione delle incertezze

Il gruppo X_2 è stato, invece, definito in base ai parametri relativi al calcestruzzo. La variabile è stata definita in modo tale da poter valutare la sensitività della soluzione ottenuta alla classe di calcestruzzo e i parametri minimi e massimo sono stati imposti sulla base di una ricerca storica. I parametri minimi coincidono con quelli fissati in fase preliminare.

Il gruppo X_3 raccoglie, invece, le incertezze associate agli orizzontamenti della struttura. Non è stato possibile osservare, in situ, l'effettiva realizzazione delle connessioni tra i solai e le murature o il grado di efficacia delle stesse. Inoltre, i disegni tecnici a riguardo sono carenti e riportano cordoli di altezza variabile difficili da localizzare.

L'analisi di sensibilità è stata svolta tramite una serie di analisi *pushover* svolte con profilo di carico proporzionale alla prima forma modale, con verso positivo lungo l'asse X ed eccentricità nulla (Analisi 2 nel paragrafo precedente). La scelta è motivata dal fatto che l'analisi 2 è tra quelle più problematiche in termini di verifica di sicurezza.

Sono state svolte $2N+1$ analisi, dove N sono i gruppi di variabili imposti. Per ogni analisi è stata impiegata una combinazione di parametri differenti, come è riportato nella tabella seguente. Per ogni analisi è stata usata una combinazione di parametri minimi, medi o massimi relativi ad ogni gruppo.

La tabella 11.2, riporta le $2N+1$ analisi svolte che costituiscono la totalità dell'analisi di sensibilità e gli indicatori di vulnerabilità sismica allo SLV derivati dalle stesse.

Analisi svolte	α_{SL}
[1] G1 + G2 + G3	1,2
[G1] Muratura (11,31% / -13,09%)	
[2] G1 {min} + G2 + G3	1,064
[3] G1 {max} + G2 + G3	1,357
[G2] CA (1,33% / -2,79%)	
[4] G1 + G2 {min} + G3	1,234
[5] G1 + G2 {max} + G3	1,184
[G3] Solai (2,56% / -0,67%)	
[6] G1 + G2 + G3 {min}	1,169
[7] G1 + G2 + G3 {max}	1,208

Tab. 11.2 Risultati delle 2N+1 analisi svolte

Si possono ottenere i valori di sensibilità $\Delta c_{SL, Xk}$ applicando la formulazione:

$$\Delta c_{SL, Xk} = \frac{\alpha_{SL, k-medio} - \alpha_{SL, k-min}}{\alpha_{SL, k-medio}}$$

dove $\alpha_{SL, k-medio}$ è riferito alla combinazione [1] e i minimi alle [3],[5],[6].

Si ottengono, così valori di sensibilità riportati nel grafico di seguito riportati in percentuale.

Si nota, in maniera evidente, come i parametri di resistenza e deformabilità della muratura influenzano in maniera incisiva il comportamento strutturale, diversamente da quanto accade per le variabili del calcestruzzo e della connessione dei solai.

I risultati, ottenuti, possono essere impiegati per svolgere una campagna di prove conoscitive mirate all'indagine sulle incertezze aleatorie, nei riguardi di componenti costruttivi che assumono maggiore importanza nella definizione della risposta strutturale.

I risultati ottenuti, inoltre, giustificano, così, i risultati ritrovati nelle curve di capacità riportate

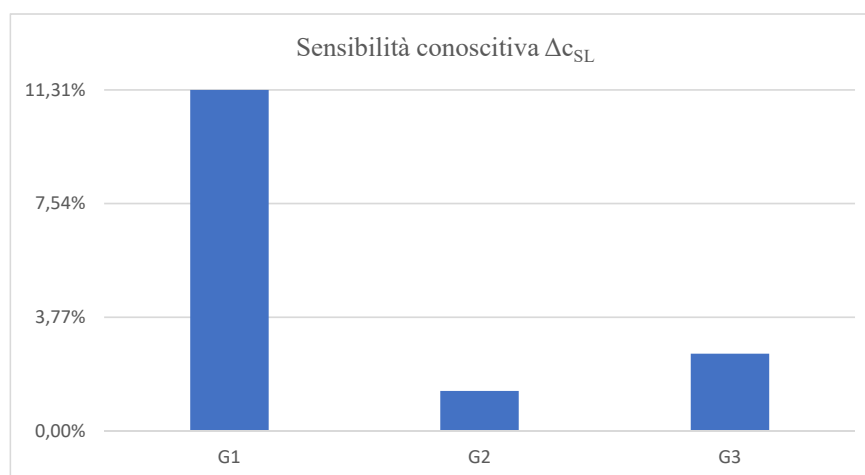


Fig. 11.1 Istogramma dell'analisi di sensibilità conoscitiva

al capitolo precedente, nei quali si osservava la percentuale molto limitata di forze d'inerzia assorbite dagli elementi in calcestruzzo.

Un'ulteriore considerazione può essere svolta valutando gli indicatori di vulnerabilità sismica. Si osserva che:

$$a_{SL,G2-min} \geq a_{SL,G2-max}$$

Tale risultato induce a pensare che una classe di calcestruzzo superiore a quella ipotizzata in fase iniziale risulta essere svantaggiosa per la risposta sismica.

Infatti, si osserva dai risultati dell'analisi che introdurre nei parametri di input una classe di calcestruzzo maggiore, tende a ridurre il periodo della struttura e la richiesta in termini di resistenza per l'oscillatore elasto-plastico equivalente alla struttura MDOF diventa più ingente. Questo avviene poiché si osserva che ci trova nella curva dello spettro di risposta a velocità costante, dove al diminuire del periodo cresce l'accelerazione spettrale (dato che $T^* > T_c$ con $T_c = 0,65$ s).

Il fattore q^* cresce e di conseguenza la condizione

$$q^* = \frac{S_{ae}(T^*)m^*}{F_y^*} < 3$$

non è verificata.

Si evince che le ipotesi iniziali non sono state impostate nel modo più cautelativo possibile e la soluzione può essere affinata tramite opportuni scenari d'analisi che indirizzino la finale fase d'intervento.

11.4 Scenari di analisi

L'obiettivo che ci si propone nel paragrafo seguente, è di indagare le variazioni della curva di capacità indotte dall'impiego di vari *fattori di confidenza* corrispondenti ai vari livelli di conoscenza proposti dalla normativa o derivanti da analisi di sensibilità, con particolare applicazione ad una struttura mista nella quale interagiscono vari sistemi strutturali come il complesso Piave. In particolare, in casi del genere è lecito indagare sulla condizione più cautelativa e chiedersi se imporre un FC globale fornisca risultati a favore di sicurezza o induca a sovrastime nella verifica globale.

Sono di seguito proposti alcuni scenari plausibili, nei quali sono stati impiegati vari fattori di confidenza applicati agli elementi in calcestruzzo o alle murature. Ulteriore scopo è quello di trarre considerazioni in merito ai benefici che apporterebbe alla verifica di sicurezza, lo svolgimento di una campagna di prove più accurata o, l'individuare i parametri di input idonei per una modellazione più cautelativa.

L'approccio permette di studiare la risposta sismica al variare delle caratteristiche meccaniche dei sistemi in muratura e calcestruzzo armato e del livello di conoscenza, poiché i FC si impongono esclusivamente ai parametri meccanici degli stessi. Data l'impossibilità di valutare ulteriori incertezze con quest'approccio sono stati mantenuti costanti i valori del gruppo G3 e pari ai valori medi dell'intervallo.

- Il primo scenario, o *scenario 0*, rappresenta la condizione già studiata nei paragrafi precedenti, in cui le caratteristiche meccaniche della muratura sono quelle proposte dai quadri normativi per un LC1 e quelle del calcestruzzo sono riferite ad una classe di qualità esigua. Tale modello rappresenta una condizione nella quale le indagini e verifiche *in situ*, permettono di raggiungere un livello di conoscenza limitato. La situazione è, sommariamente, rappresentativa della situazione reale, in cui non sono state effettuate prove sui materiali (sebbene la normativa obblighi a svolgere prove

Scenario	Muratura (G1)		Calcestruzzo (G2)	
0	fm (N/mm ²)	140	Classe	Cls_min
	τ_0 (N/cm ²)	2,8	E (N/mm ²)	29280,5
	E (N/mm ²)	1080	G (N/mm ²)	12200
	G (N/mm ²)	360	fm (N/mm ²)	26,5
	FC	1,35	FC	1,35
1	fm (N/mm ²)	140	Classe	Cls_max
	τ_0 (N/cm ²)	2,8	E (N/mm ²)	29280,5
	E (N/mm ²)	1080	G (N/mm ²)	12200
	G (N/mm ²)	360	fm (N/mm ²)	26,5
	FC	1,35	FC	1,35
2	fm (N/mm ²)	190	Classe	Cls_max
	τ_0 (N/cm ²)	3,5	E (N/mm ²)	29280,5
	E (N/mm ²)	1080	G (N/mm ²)	12200
	G (N/mm ²)	360	fm (N/mm ²)	26,5
	FC	1,2	FC	1,2
3	fm (N/mm ²)	190	Classe	Cls_max
	τ_0 (N/cm ²)	3,5	E (N/mm ²)	29280,5
	E (N/mm ²)	1080	G (N/mm ²)	12200
	G (N/mm ²)	360	fm (N/mm ²)	26,5
	FC	1	FC	1

Tab. 11.3 Scenari di analisi

disruttive sul calcestruzzo armato anche per un LC1). In questo caso, si analizza la situazione base in cui per la caratterizzazione dei paramenti murari vengano eseguite indagini *in situ* limitate predisposte al solo fine di identificare la muratura indagata con una delle categorie proposte dalla normativa, basate esclusivamente su esami visivi. I fattori di confidenza pari a 1,35 sono stati applicati globalmente alla muratura e al calcestruzzo armato.

- Lo *scenario 1* viene costituito con gli stessi parametri di input del modello precedente per la muratura e in termini di fattore FC. Le caratteristiche meccaniche della muratura sono quelle proposte dai quadri normativi e quelle del calcestruzzo sono riferite, invece, ad una classe di qualità maggiore. Il modello è stato ritenuto utile, per valutare la risposta della struttura all'incrementarsi della qualità del calcestruzzo di cui non si sa nulla in condizioni iniziali. Anche in questo caso, i fattori di confidenza pari a 1,35 sono stati applicati globalmente alla muratura e al calcestruzzo armato.
- Lo *scenario 2* rappresenta una condizione nella quale viene raggiunto un livello di conoscenza adeguato LC2. In questo caso si necessita di prove svolte sugli elementi in calcestruzzo armato e sui paramenti murari. Per gli elementi in calcestruzzo si richiede l'esecuzione di prove *in situ* limitate, se vengono confermati i valori rilevati dalla documentazione storica o dai certificati di prova originali (se incompleti); o, in caso

negativo, di prove estese.

Per quanto riguarda gli elementi murari, si necessita di svolgere un'indagine estesa volta all'identificazione della muratura con una delle categorie predisposte dalla normativa. L'indagine estesa prevede rilievi a vista, ma anche prove *in situ* con martinetti piatti singoli o doppi o caratterizzazione della malta.

È stata ipotizzata una classe di calcestruzzo più elevata, per permettere un confronto diretto con il caso precedente, i fattori di confidenza, in questo caso, saranno globalmente imposti e pari a 1,2.

- Lo *scenario 3* rappresenta una situazione nella quale vengano eseguite prove esaustive sugli elementi in calcestruzzo e sull'acciaio, o prove limitate in maniera congiunta a disegni costruttivi e certificati di prova (completi); e venga raggiunto un livello di conoscenza esaustivo LC3. Per quanto riguarda gli elementi murari, si dovrebbero svolgere indagini *in situ* esaustive: a quelle prescritte per un LC2, si aggiungono prove di caratterizzazione meccanica distruttive sui paramenti murari, in situ o in laboratorio. È stata ipotizzata la classe di calcestruzzo più elevata, i fattori di confidenza, in questo caso, saranno globalmente imposti e pari a 1.

Di seguito, verranno discussi i risultati al fine di trarre considerazioni circa l'influenza dei sistemi costruttivi interagenti e dei fattori di confidenza imposti. Le analisi *pushover* svolte, sono state eseguite applicando un profilo di carico proporzionale alla prima forma modale, lungo la direzione X, senza eccentricità, in quanto si evince dalle considerazioni svolte al paragrafo precedente che le eccentricità non inducono forti variazioni nelle curve di capacità.

11.4.1 L'influenza degli elementi in c.a.

Il primo confronto svolto tra lo *scenario 0* e lo *scenario 1* (tab. 11.4) mostra come al migliorare delle caratteristiche del calcestruzzo la verifica di sicurezza alla normativa attuale diventa più onerosa. Si osserva, in particolare, dall'analisi 2, evidenziata nella tabella seguente come l'incrementarsi delle prestazioni meccaniche del calcestruzzo comporta un decadimento del coefficiente di sicurezza sismica.

Si osserva (fig. 11.2) come la rigidezza del tratto elastico cresce e l'aumento di rigidezza comporta la diminuzione del periodo strutturale. Risulta che entrambi i periodi T_0^* , T_1^* sono essere maggiori di T_C^* e ci si trova nell'ambito del tratto parabolico dello spettro elastico di risposta. In questo tratto, detto a velocità spettrale costante, al diminuire del periodo strutturale corrisponde un aumento della accelerazione spettrale.

Di conseguenza nel momento in cui si effettua l'idealizzazione in sistema SDOF elasto-plastico equivalente, nel secondo caso la richiesta sismica in termini di resistenza sarà più onerosa di quella del primo caso (condizione di $q^* > 3$).

Quindi, sebbene la richiesta in termini di spostamento diminuisca, cresce la domanda di resistenza e, di conseguenza, la verifica non risulta soddisfatta, poiché il valore di q^*_0 supera 3.

Date le formulazioni:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}$$

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}$$

Scenario	Muratura (G1)		Calcestruzzo (G2)	
0	fm (N/mm ²)	140	Classe	Cls_min
			E (N/mm ²)	29280,5
	τ ₀ (N/cm ²)	2,8	G (N/mm ²)	12200
			fm (N/mm ²)	26,5
1	E (N/mm ²)	1080	FC	1,35
			Classe	Cls_max
	G (N/mm ²)	360	E (N/mm ²)	29280,5
			G (N/mm ²)	12200
	FC	1,35	fm (N/mm ²)	26,5
			FC	1,35

Tab. 11.4 Confronto tra gli scenari di analisi 0 e 1 per la definizione dell'influenza degli elementi in c.a

Analisi	Modello	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	α SLV
2	0	3,34	5,18	3,84	0,781
	1	3,34	7,31	4,11	0,73

Tab. 11.5 Risultati delle analisi condotte sugli scenari 0 e 1 per la definizione dell'influenza degli elementi in c.a

Si osserva che:

$$T_0^* > T_1^* \Rightarrow S_{ae}(T_0^*) < S_{ae}(T_1^*)$$

$$\frac{S_{ae}(T_0^*) m^*}{F_{y,0}^*} < \frac{S_{ae}(T_1^*) m^*}{F_{y,1}^*} \Rightarrow q^*_0 < q^*_1$$

Si osserva, inoltre, che l'influenza della classe di calcestruzzo, in termini di resistenza massima del sistema MDOF è trascurabile.

I risultati ottenuti sono confermati dall'analisi di sensibilità svolti precedentemente, nei quali si evince che:

$$a_{SL,G2-min} \geq a_{SL,G2-max}$$

ovvero, prevedono che, all'aumentare della classe di calcestruzzo, il coefficiente di sicurezza ne risente negativamente.

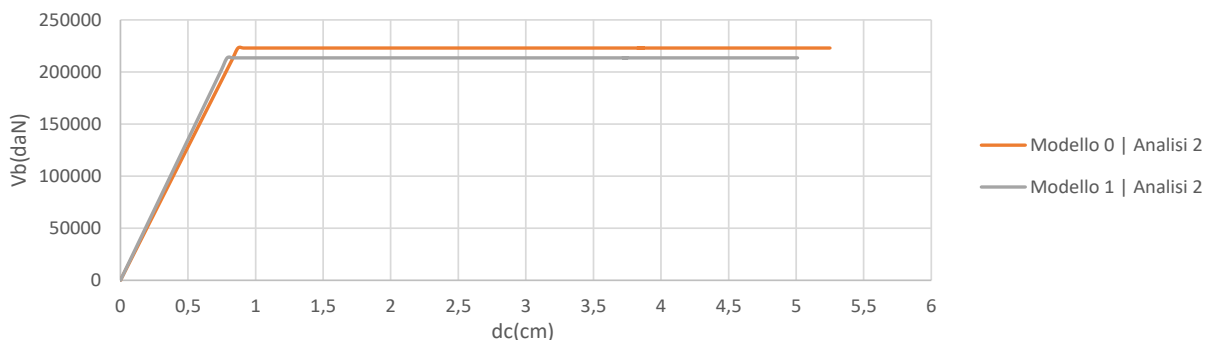


Fig. 11.2 Bilineari dei sistemi SDOF equivalenti delle analisi condotte sugli scenari 0 e 1 per la definizione dell'influenza degli elementi in c.a

11.4.2. L'influenza dei fattori di confidenza

Il confronto tra i modelli 1,2,3 mostrano come varia la risposta strutturale all'incrementarsi dell'accuratezza del processo conoscitivo che, eventualmente, potrà essere condotto sull'edificio in esame. Di seguito vengono riportate i grafici e le tabelle esplicative del confronto effettuato. E' evidente come la risposta strutturale cresce in termini di resistenza. Infatti, i coefficienti di sicurezza riportati in seguito crescono.

Inoltre, si osserva come la risposta elastica sia simile: la rigidezza del tratto elastico iniziale, viene determinata sulla base dell'azione dei coefficienti E e G che sono gli stessi per i modelli considerati ed esenti dalle riduzioni dei fattori di confidenza che, infatti, agiscono solo sui parametri di resistenza.

Scenario	Muratura (G1)		Calcestruzzo (G2)	
1	fm (N/mm ²)	140	Classe	Cls_max
	τ_0 (N/cm ²)	2,8	E (N/mm ²)	29280,5
	E (N/mm ²)	1080	G (N/mm ²)	12200
	G (N/mm ²)	360	fm (N/mm ²)	26,5
	FC=1,35			
2	fm (N/mm ²)	190	Classe	Cls_max
	τ_0 (N/cm ²)	3,5	E (N/mm ²)	29280,5
	E (N/mm ²)	1080	G (N/mm ²)	12200
	G (N/mm ²)	360	fm (N/mm ²)	26,5
	FC=1,2			
3	fm (N/mm ²)	190	Classe	Cls_max
	τ_0 (N/cm ²)	3,5	E (N/mm ²)	29280,5
	E (N/mm ²)	1080	G (N/mm ²)	12200
	G (N/mm ²)	360	fm (N/mm ²)	26,5
	FC=1			

Tab. 11.6 Confronto tra gli scenari di analisi 1,2 e 3 per la valutazione dell'influenza degli FC

I periodi strutturali T^* sono sostanzialmente gli stessi, le variazioni visibili nella tabella sottostante sono dovute al processo di passaggio tra curva di capacità e bilineare equivalente, basata su principi energetici sintetizzabili con un'uguaglianza di aree comprese tra le curve.

I coefficienti q_2^* e q_3^* variano rispetto al caso precedente, poiché, sebbene il numeratore dell'espressione rimane quasi costante, (in quanto il periodo strutturale T^* varia di poco) la forza di snervamento $F_{y,2}^*$ e $F_{y,3}^*$ cresce, posta al denominatore.

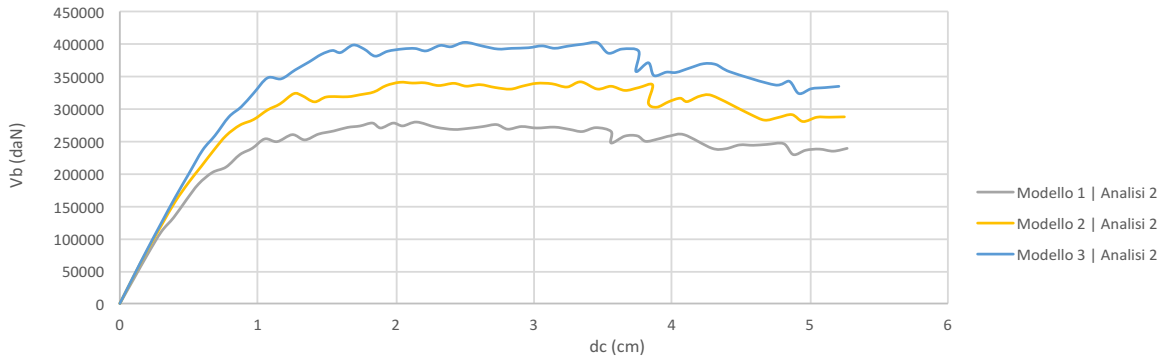


Fig. 11.3 Curve di capacità derivanti dalle analisi condotte sugli scenari 1,2 e 3 per la valutazione dell'influenza dei fattori di confidenza

Analisi	Modello	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	α SLV
2	1	3,33	5,27	4,1	0,732
	2	3,4	5,25	3,43	0,876
	3	3,4	5,21	2,9	1,036

Tab. 11.7 Risultati delle analisi condotte sugli scenari 1,2 e 3 per la valutazione dell'influenza degli FC

Modello 1 Analisi 2		Modello 2 Analisi 2		Modello 3 Analisi 2	
T* [s]	0,658	T* [s]	0,619	T* [s]	0,619
m* [kg]	3324854	m* [kg]	3324854	m* [kg]	3324854
Γ	1,41	Γ	1,41	Γ	1,41
F*y [daN]	176893	F*y [daN]	214322	F*y [daN]	242797
d*y [cm]	0,58	d*y [cm]	0,62	d*y [cm]	0,83
d*u [cm]	3,73	d*u [cm]	3,72	d*u [cm]	3,69

Tab. 11.8 Parametri delle bilineari per i sistemi SDOF equivalenti

$$\frac{S_{ae}(T_2^*) m^*}{F_{y,2}^*} < \frac{S_{ae}(T_1^*) m^*}{F_{y,1}^*}$$

La crescita della resistenza per i modelli 2 e 3 è dovuta, in particolare, all'incremento delle prestazioni meccaniche legate ai valori di resistenza delle murature che, rispetto al caso dello scenario 0, analizzato nel paragrafo precedente, ritardano la rottura a taglio o pressoflessione e rimangono in fase elastica per incrementi di carico maggiori. L'azione di accoppiamento delle fasce è esigua in tutti i casi, in quanto il collasso delle stesse si verifica per bassi valori di spostamento.

I meccanismi di collasso, sono sostanzialmente gli stessi tra i due modelli, ma possono essere svolte le seguenti considerazioni, confrontando le risposte dei modelli 1 e 3.

A parità di spostamento in fase elastica si osserva come il numero di pannelli di fascia che si plasticizzano per taglio sono maggiori nel modello 1 che nel modello 3 a parità di spostamento.

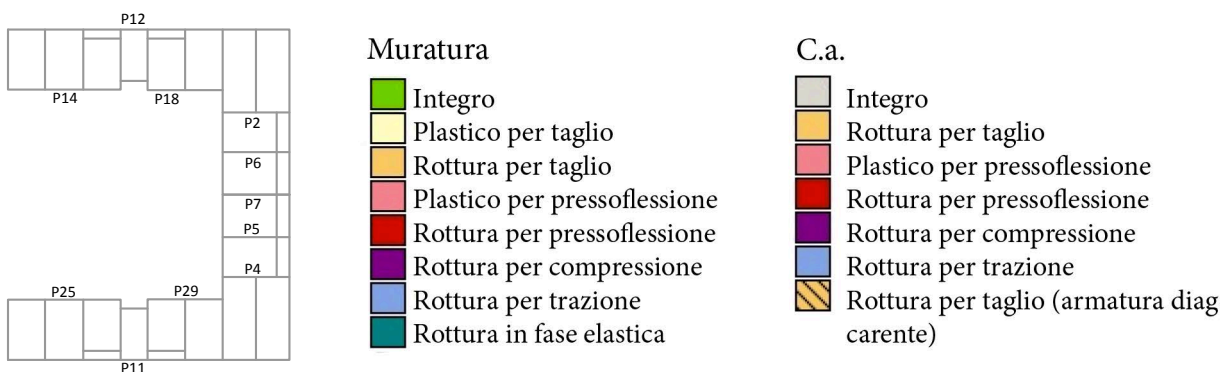
L'incremento dei parametri di resistenza, data la riduzione degli FC, tra il modello 1 e il 3, inoltre, ritarda la rottura a taglio dei maschi murari, poiché il valore limite per taglio è direttamente proporzionale alla resistenza τ_0 che nel secondo caso risulta maggiore. Si osserva come a parità

di spostamento le pareti del corpo centrale già plasticizzate a taglio sono in numero maggiore nel modello 1.

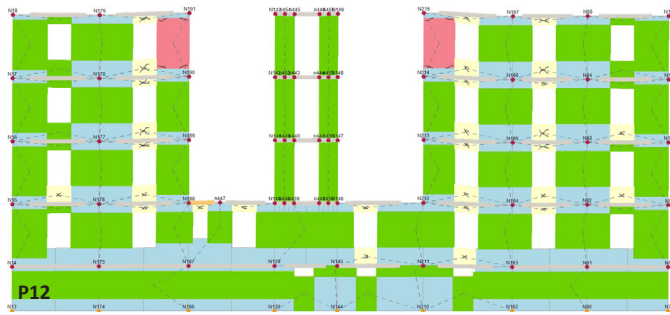
Il comportamento globale, riguardo l'andamento delle plasticizzazioni è sommariamente lo stesso, con collasso prevalente delle fasce di piano nelle prime fasi di carico, a seguire rottura a taglio e a pressoflessione dei pannelli di maschio presenti ai piani bassi delle ali, e a tutti i livelli del corpo centrale. Anche qui, la tipologia di rottura dipende dalla snellezza dei pannelli e sforzo normale assorbito.

Nello *step* di carico ultimo, si osserva che il collasso viene raggiunto per spostamenti ammissibili differenti nei due casi. Il modello 3 presenta valori di capacità di spostamento pari a 5,42 cm, maggiori a 5,01 del modello 1.

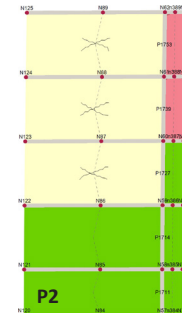
In questa fase, il numero di pannelli che subiscono la plasticizzazione per pressoflessione nel modello 3 è maggiore rispetto a quelli del modello 1, e viceversa a taglio. Questo fenomeno è dovuto alla forte influenza che ha il FC sulla resistenza a limite, tramite τ_0 .



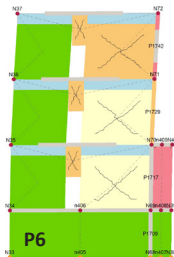
Scenario 1



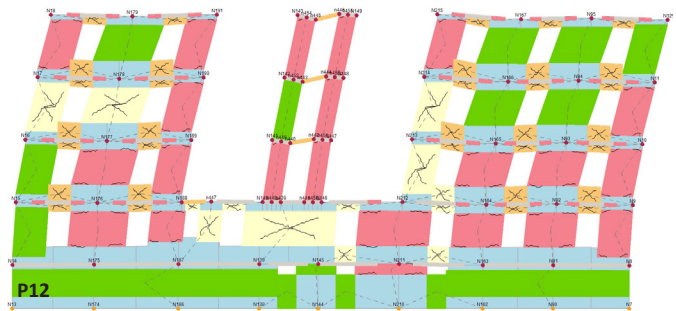
Ramo elastico ($dc=0,3$ cm)



Ramo elastico ($dc=0,3$ cm)

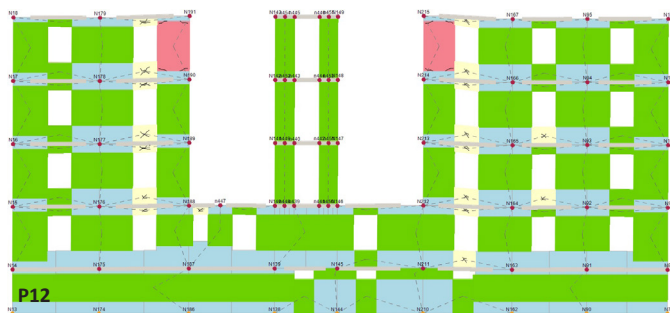


Prima rottura ($dc=3,53$ cm)

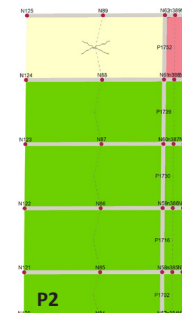


Collasso ($dc=7,39$ cm)

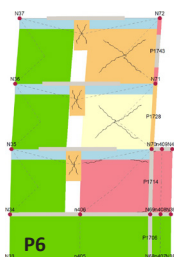
Scenario 3



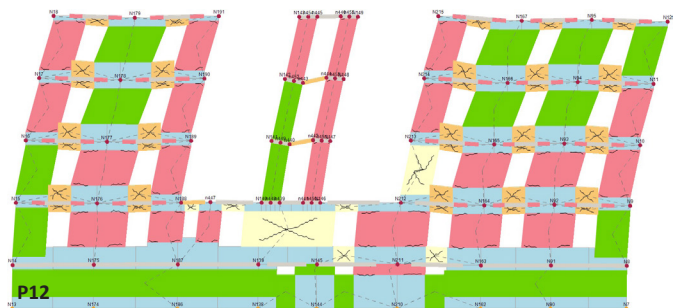
Ramo elastico ($dc=0,3$ cm)



Ramo elastico ($dc=0,3$ cm)



Prima rottura ($dc=4,33$ cm)



Collasso ($dc=7,32$ cm)

12. Proposte di miglioramento sismico

Le analisi svolte nei capitoli precedenti hanno mostrato una risposta sommariamente efficace dell'edificio al sisma, ma si considera necessario proporre un intervento di miglioramento per risolvere le carenze che sono comunque state evidenziate dalle analisi pushover con profilo di carico proporzionale alla prima forma modale.

Un corretto progetto di intervento deve seguire le seguenti fasi, in maniera concorde alle norme tecniche attuali (DM2008 §8.7.5):

- Verifica preliminare della struttura: tramite analisi sismica, con identificazione delle carenze e del coefficiente di sicurezza allo stato limite considerato;
- Scelta del tipo d'intervento: definizione dell'obiettivo dell'intervento;
- Scelta delle tecnologie e dei materiali;
- Dimensionamento preliminare dei rinforzi e analisi strutturali di simulazione per la valutazione d'idoneità e localizzazione del consolidamento;
- Verifica della struttura e determinazione del nuovo livello di sicurezza allo stato limite considerato.

La fase di verifica della struttura è stata effettuata nel capitolo precedente. In particolare i confronti svolti a margine dell'analisi di sensibilità hanno dimostrato che, all'aumentare dell'accuratezza della fase di conoscenza, la possibilità di considerare FC minori migliora i risultati dell'analisi.

Di conseguenza, si ipotizza che, nella normale pratica professionale, un intervento di miglioramento sismico richieda al minimo un Livello di Conoscenza Adeguato. È difficile pensare, infatti, che un intervento del genere, a causa delle spese che induce, venga effettuato senza perseguire un Livello di Conoscenza superiore al minimo.

Il modello impiegato è il modello 2, per il quale si intende raggiunto un LC2 e si impongono fattori di confidenza FC pari a 2, sia agli elementi di calcestruzzo che ai paramenti murari.

Si ricorda che i risultati dell'analisi più problematica (l'analisi 2, eseguita con profilo proporzionale alla prima forma modale di verso e direzione +X) mostrano una risposta duttile della struttura, ma una carenza in termini di resistenza rispetto alle prescrizioni normative. Il coefficiente di vulnerabilità sismica α_{SLV} è pari a 0,877 ottenuto a causa del non superamento della condizione limite $q < 3$.

12.1 Intervento tramite l'uso di materiali fibrorinforzati

12.1.1 Scelta motivata delle tecniche e dei materiali

A causa della necessità di incrementare le caratteristiche di resistenza della struttura, si sceglie l'esecuzione di un intervento di rinforzo dei maschi murari tramite materiali fibrorinforzati di tipo SRG (Steel Reinforced Grout). Questi materiali presentano una nuova frontiera nell'ambito del consolidamento strutturale degli edifici in muratura e presentano molte peculiarità rispetto agli altri materiali FRP già diffusi. Le fibre sono composte da trefoli fatti da fili d'acciaio ad alta resistenza UHTSS (Ultra High Tensile Strength Steel), assemblate in un tessuto e inseriti in una matrice di tipo cementizio. Le fibre di acciaio sono più performanti rispetto alle altre tipologie di fibre in quanto:

- Contrariamente alle altre tipologie di fibre, sono dotate di resistenza a taglio, grazie alla quale si possono impiegare sistemi di ancoraggio efficaci che riducono le problematiche della delaminazione e del punzonamento negli spigoli;
- Sono particolarmente vantaggiosi per l'impiego su superfici in muratura, in particolare se impiegati con matrici a base cementizie, poiché non richiedono maestranze specializzate e presentano costi esigui.
- Incrementano la duttilità del paramento murario rinforzato grazie allo scorrimento tra i fili di acciaio del trefolo;
- Sono dotati di durabilità considerevole, infatti, resistono alla corrosione, purché opportunamente protetti.

Nel caso in esame, ai fini del calcolo si impiegano i materiali i tessuti innovativi GeoSteel G600 prodotti dall'azienda Kerakoll a Tecnologia HardwireTM. Sono tessuti unidirezionali, formato da micro- trefoli di fili d'acciaio fissati su una rete in fibra di vetro che conferisce stabilità dimensionale nelle fasi d'installazione. Essi vengono fissati su entrambe le facce di un paramento murario e opportunamente collegati con connettori che attraversano lo spessore del muro.

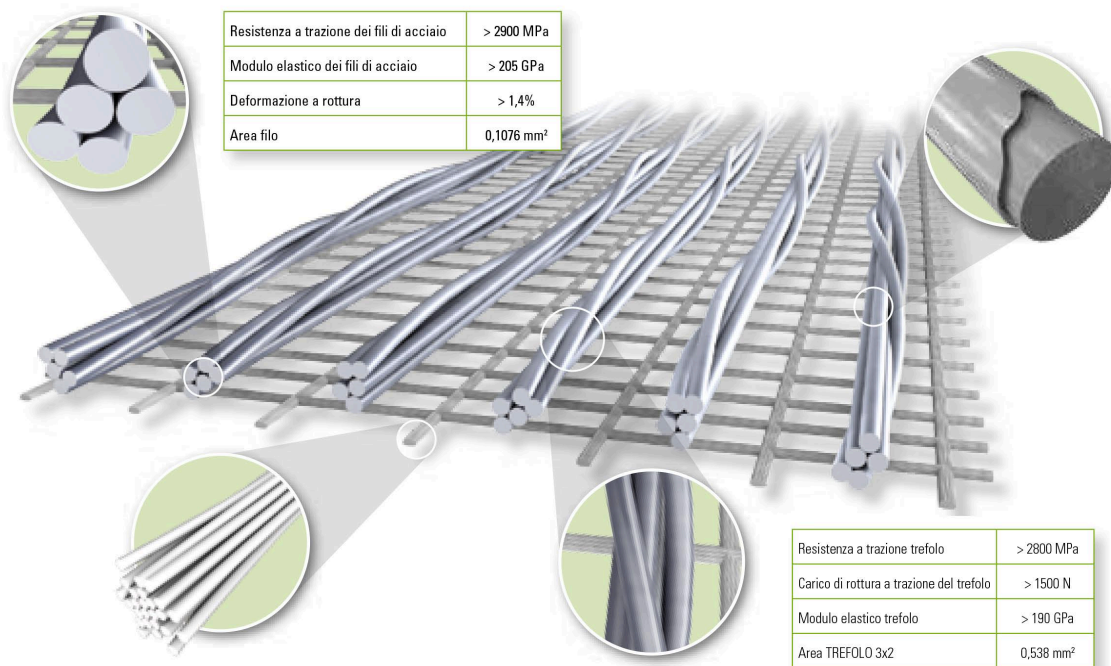


Fig. 12.1 Illustrazione sulla composizione del materiale fibrorinforzato SRG

DATI TECNICI SECONDO NORMA DI QUALITÀ KERAKOLL			
Filo			
- tensione caratteristica a trazione	σ_{filo}		> 2900 MPa
- modulo elastico	E_{filo}		> 205 GPa
- area	A_{filo}		0,1076 mm ²
Nastro secco/Trefolo			
Trefolo 3x2 ottenuto unendo fra loro 5 filamenti, di cui 3 rettilinei e 2 in avvolgimento con elevato angolo di torsione			
- area effettiva di un trefolo 3x2 (5 fili)	A_{trefolo}		0,538 mm ²
- n° trefoli/cm			4,72 trefoli/cm
- massa (comprensivo di termosaldatura)			≈ 2000 g/m ²
- spessore equivalente del nastro	t_{nastro}		≈ 0,254 mm
- carico di rottura a trazione di un trefolo			> 1500 N
- resistenza a trazione del nastro	σ_{nastro}		> 2800 MPa
- resistenza a trazione per unità di larghezza	σ_{nastro}		> 7,11 kN/cm
- modulo di elasticità normale del nastro	E_{nastro}		> 190 GPa
- deformazione a rottura del nastro	ϵ_{nastro}		> 1,50%
Confezione	rotoli 30 m (h 30 cm)		
Peso 1 rotolo	≈ 24 kg inclusa confezione		

Fig. 12.2 Caratteristiche tecniche del sistema in SRG impiegato

Si riportano nella fig. 10.2 le caratteristiche tecniche dedotte dalle schede tecniche dell'azienda produttrice

Sono stati imposti nel codice di calcolo 3Muri, i seguenti valori delle caratteristiche meccaniche, ipotizzando una posa in opera con connettori:

$$E_f = 190000 \text{ MPa}$$

$$f_{fda} = 570 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{fda} = 0,3\%$$

12.1.2 Modalità di verifica dei pannelli

La tipologia di rinforzo definita risulta particolarmente idonea per migliorare il comportamento dei maschi murari a pressoflessione e taglio, incrementandone le caratteristiche di rigidezza e resistenza.

Nel caso di pressoflessione, l'applicazione dei rinforzi sulle superfici di un pannello in muratura permette lo studio del comportamento resistente del pannello rinforzato, alla stregua delle sezioni in calcestruzzo armato, dove il ruolo del calcestruzzo è assunto dalla muratura, mentre il comportamento delle armature viene assimilato a quello delle fasciature in composito. Di conseguenza, le verifiche prevedono un classico confronto sollecitazioni-resistenze.

$$N_{Sd} \leq N_{Rd}$$

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

Il calcolo avviene sulla base delle ipotesi di:

- Mantenimento delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra muratura e materiale composito;
- Resistenza nulla a trazione per la muratura;
- Resistenza nulla a compressione per il composito;
- Comportamento elastico-perfettamente plastico per la muratura;
- Comportamento elastico lineare fino a rottura per il composito.

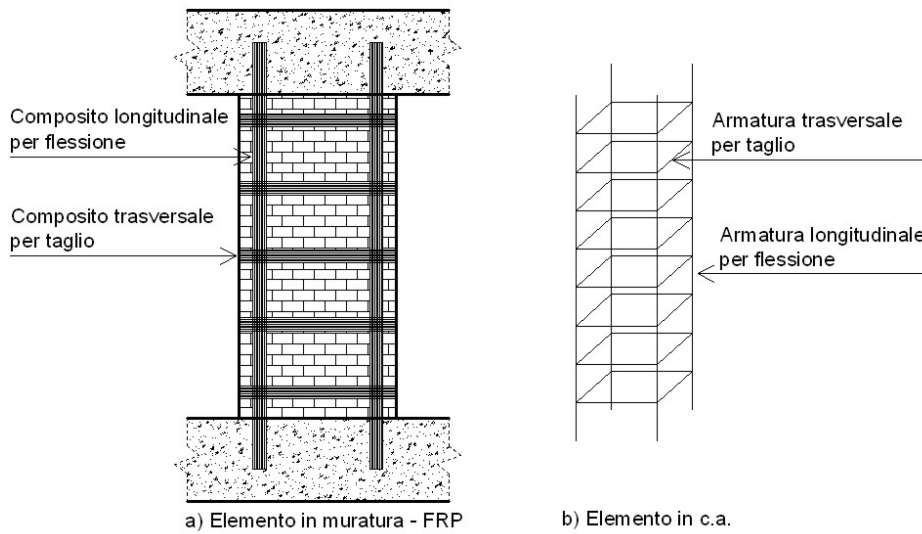


Fig. 12.3 Analogia tra elemento in muratura-FRP ed elemento in calcestruzzo armato

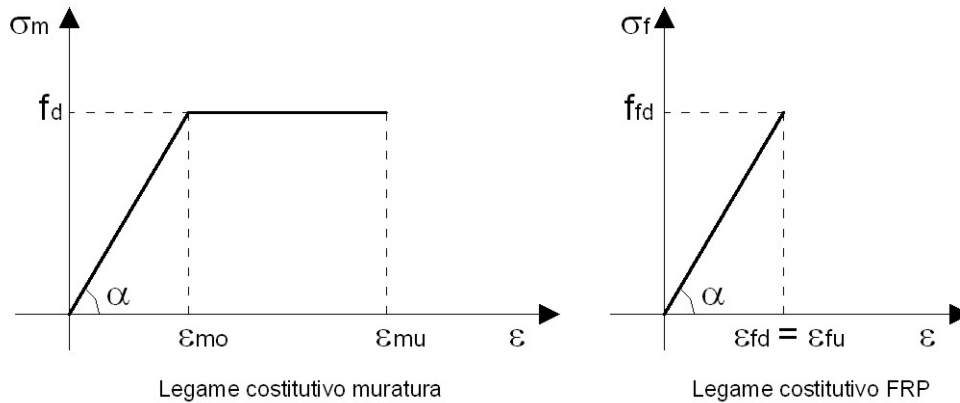


Fig. 12.4 Legami costitutivi

I legami costitutivi impiegati sono un legame elasto-plastico perfetto per la muratura e un legame elastico per il rinforzo, dove i valori limite di resistenza e deformazione variano in base alla presenza di connettori o incollaggio semplice.

La verifica del maschio murario rinforzato soggetto a pressoflessione avviene con lo studio della teoria dei campi di rottura.

Le rette AA', AO', AB, O''B, OB ed ED (fig. 12.5) coincidono con le deformazioni limite al quale può essere soggetto il pannello murario e delimitano i campi di rottura, di cui si riportano sinteticamente le caratteristiche.

- Campo 1

La sollecitazione è di trazione semplice o composta, la rottura riguarda i rinforzi che si rompono per raggiungimento della massima deformazione a trazione. La retta di rottura appartiene al fascio di rette passanti per A e l'asse neutro varia tra infinito e il lembo eventualmente compresso della sezione.

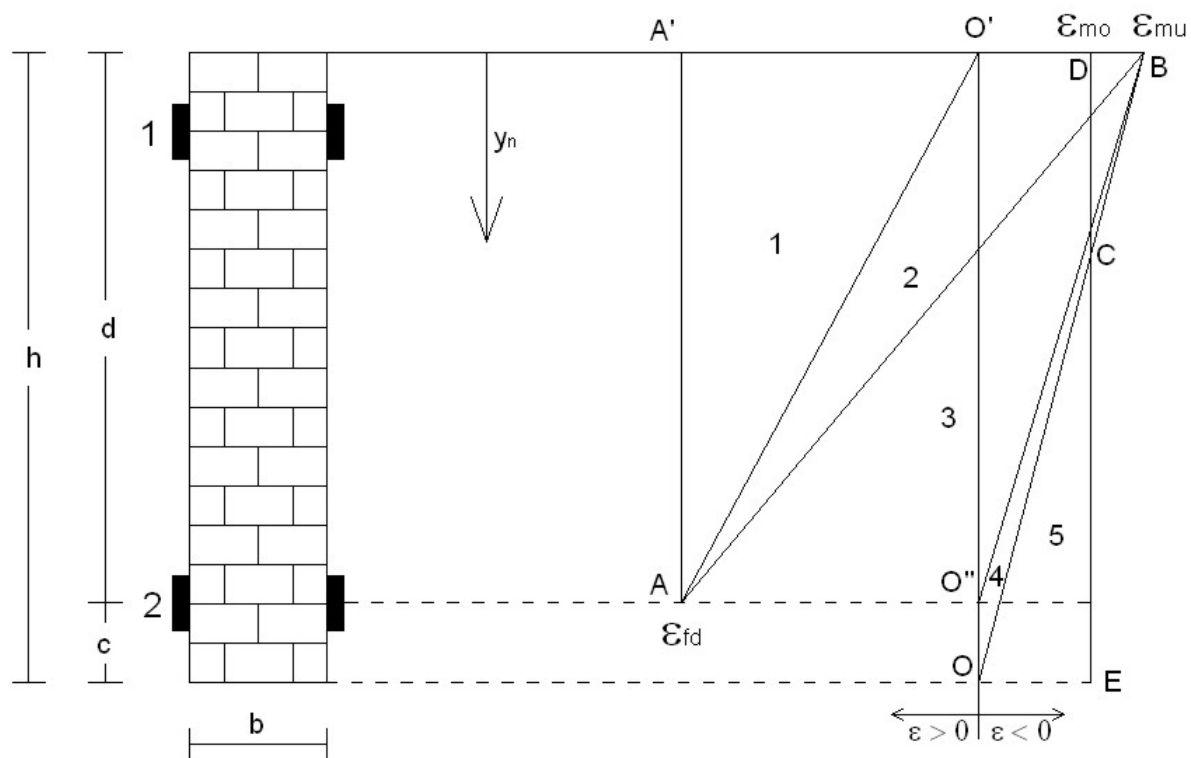


Fig. 12.5 Campi di rottura

- Campo 2

La sezione risulta parzializzata e la sollecitazione è di flessione semplice o composta. La rottura interessa il materiale composito a trazione, ma si può avere una rottura bilanciata, nel caso in cui, anche la muratura raggiunge il limite ultimo di deformazione a compressione. La retta di rottura passa per A e l'asse neutro varia dal lembo compresso della sezione all'intersezione tra OO' e AB, la sua ordinata può essere ricavata da semplici similitudini di triangoli.

- Campo 3

La sollecitazione è di flessione semplice o composta e la rottura riguarda la muratura che raggiunge il valore limite di compressione (la retta di rottura passa per B). L'asse neutro varia dall'intersezione tra OO' e AB fino alla retta BO'' .

- Campo 4

La sezione risulta quasi interamente compressa e la sollecitazione è di pressoflessione. L'asse neutro dista dal lembo superiore di un valore pari all'altezza utile della sezione e all'altezza netta. La rottura riguarda la muratura.

- Campo 5

La sezione è totalmente compressa e la sollecitazione è di compressione semplice o pressoflessione con piccola eccentricità. La retta di rottura passa per il punto C.

I valori di N_{Rd} e M_{Rd} si ottengono imponendo l'equilibrio alla traslazione ed alla rotazione per tutti i campi e vengono determinate in funzione dello stato deformativo della sezione. Si può ricavare il dominio di resistenza risolvendo l'equilibrio alla traslazione e rotazione per tutte le

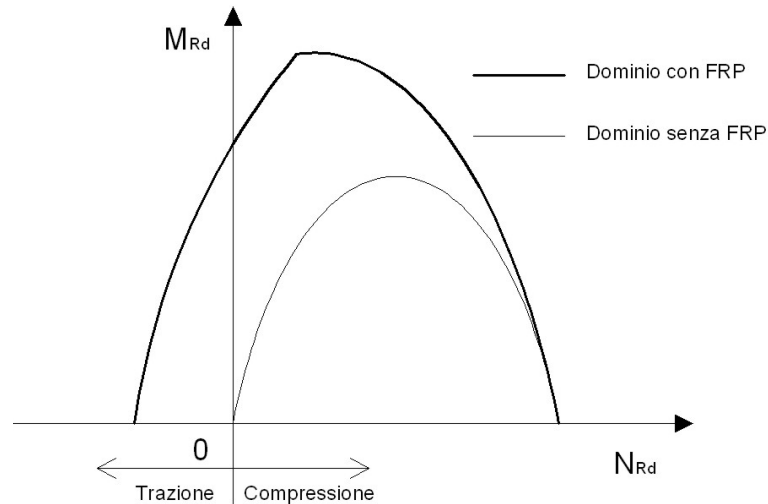


Fig. 12.6 Dominio di rottura

infinte condizioni deformate. Nella pratica comune si possono considerare domini semplificati ottenuti da un numero discreto di punti ottenuti da un numero definito di condizioni deformate.

Si osserva che per valori elevati di sforzo di compressione il rinforzo è inefficace, poiché il dominio dell'elemento consolidato è quasi coincidente con quello non consolidato. Ciò è dovuto all'ipotesi di resistenza a compressione nulla dei materiali che compongono le fasciature. Per valori esigui di compressione, invece, il consolidamento è molto efficace e tra l'altro conferisce un'esigua resistenza a trazione al maschio murario.

Mentre il rinforzo a pressoflessione del pannello in muratura avviene tramite l'impiego di fasce poste alle estremità dell'elemento, simmetriche e parallele alla direzione di sforzo normale; il rinforzo a taglio avviene tramite fasce che vengono incollate parallelamente alla direzione di taglio o diagonalmente.

La verifica a taglio può essere effettuata sulla base della teoria del traliccio isostatico di Ritter-Morsch costituito da due elementi paralleli all'asse del maschio, uno teso, la fasciatura verticale, e uno compresso di muratura; e due elementi inclinati, uno compresso costituito dalla muratura e uno teso costituito dalla fasciatura posta in senso orizzontale. La rottura può riguardare sia le bielle compresse di muratura sia le aste tese di composito.

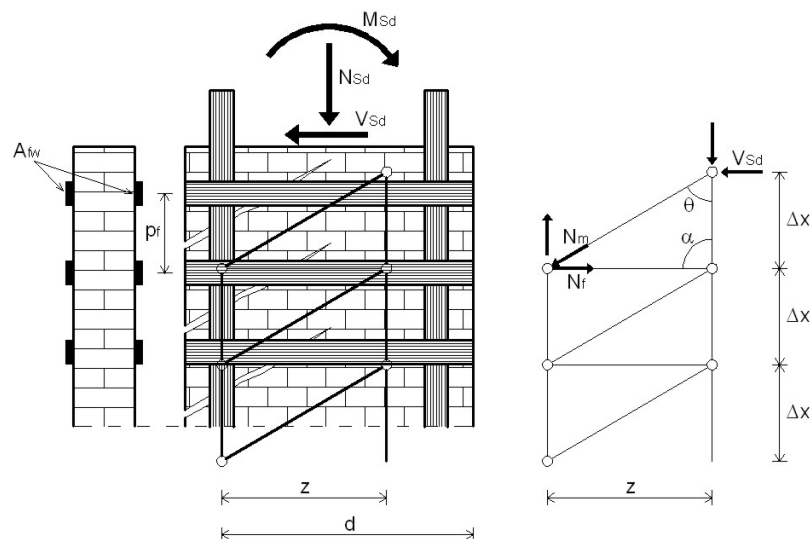


Fig. 12.7 Schematizzazione del traliccio isostatico di Ritter-Morsch

Tralasciando la trattazione approfondita, si può affermare in maniera sintetica che la resistenza a taglio del pannello sarà data dalla resistenza somma di quella della muratura e di quella del rinforzo, o dal valore di rottura della biella compressa.

$$V_{Rd} = \min (V_{Rd,m} + V_{Rd,f}, V_{Rd,max})$$

Si osservi, come nel meccanismo a taglio, sia necessaria la presenza dei rinforzi paralleli all'asse del pannello, per costituire il meccanismo a traliccio. Inoltre, affinché lo schema a traliccio sia valido, è bene porre i rinforzi orizzontali con un interasse minore di $0,6d$.

Anche in questo caso nella definizione dei valori di resistenza di deve considerare la rottura per delaminazione o impiegare connettori che la impediscano.

12.1.3 Localizzazione degli interventi

Grazie alle analisi svolte, sono state riconosciute le pareti che influenzano più delle altre la risposta strutturale, e identificati i meccanismi di rottura che portano al raggiungimento della soglia limite di decadimento di rigidezza pari al 20%. In primis l'analisi di sensibilità ha mostrato la minima influenza degli elementi in calcestruzzo sulla risposta strutturale globale, di conseguenza, gli interventi saranno rivolti al miglioramento dei paramenti murari. Inoltre, si osserva che le pareti che incidono maggiormente sulla risposta strutturale sono la parete P12 e la sua simmetrica, ovvero le facciate lunghe delle ali, e le pareti trasversali del corpo centrale, P2, P4, P6 e le simmetriche.

Inoltre, si nota che i meccanismi di rottura più frequenti sono i collassi a pressoflessione diffusi ai maschi murari del piano rialzato della parete P12 e le rotture a taglio o pressoflessione dei pannelli trasversali del corpo centrale (P2-P6-P7-P5-P4).

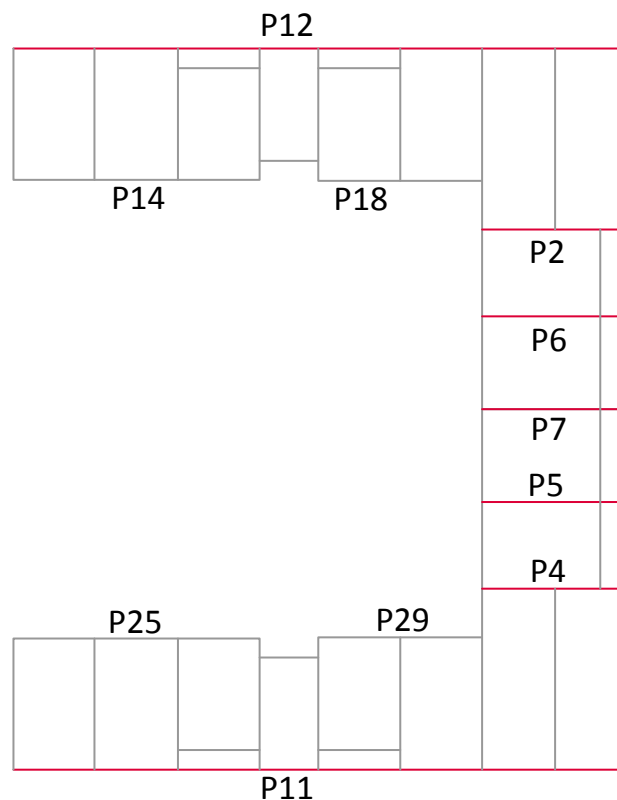


Fig. 12.8 Pianta delle pareti più influenti sulla risposta sismica lungo X

Fermo restando che l'obiettivo dell'intervento è un rinforzo di termini di resistenza della struttura, si eseguono analisi di simulazione di interventi di consolidamento eseguiti su pannelli murari diversi, in modo da individuare le pareti che incidono più sul miglioramento strutturale e indirizzare correttamente i rinforzi.

Un intervento di rinforzo efficace deve essere rivolto alle zone in cui le pareti presentano maggior debolezza, in quanto se si interviene su pannelli già efficienti non si ottiene un miglioramento. Inoltre, si deve tenere in conto che un intervento localizzato su una porzione specifica del fabbricato potrebbe modificare la risposta globale, quindi, è opportuno supportare la scelta delle zone su cui agire con modellazioni e analisi di simulazione di interventi che permettano la valutazione degli effetti sismici sulla struttura.

I modelli considerati sono stati implementati nel software 3Muri e sono due: il primo prevede un rinforzo dei pannelli murari della facciata, mentre il secondo ipotizza il rinforzo dei maschi murari del corpo centrale.

- 1) Nel primo modello sono stati rinforzati a taglio i maschi murari dei muri interni del corpo centrale diretti in direzione X dei primi due livelli completamente fuori terra

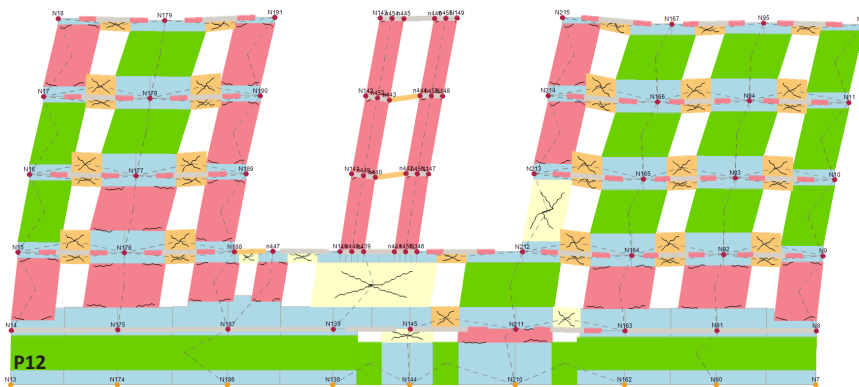


Fig. 12.9 Parete P12 in condizioni di collasso

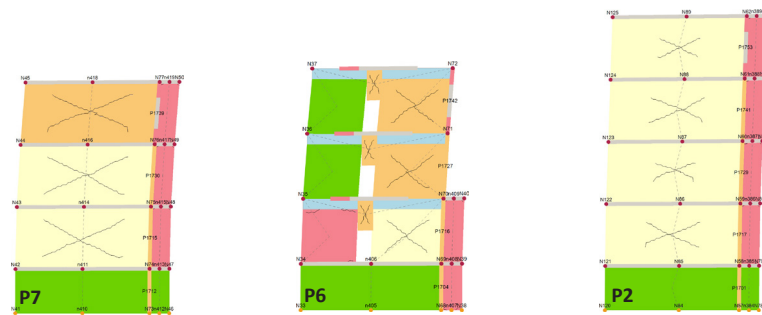
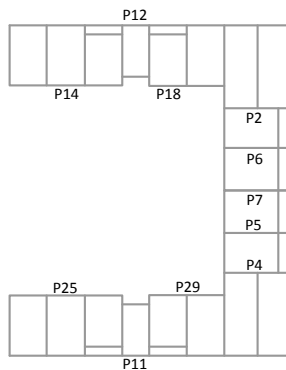


Fig. 12.10. Pareti del corpo centrale in condizioni di collasso



Muratura

- Integro
- Plastico per taglio
- Rottura per taglio
- Plastico per pressoflessione
- Rottura per pressoflessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura in fase elastica

C.a.

- Integro
- Rottura per taglio
- Plastico per pressoflessione
- Rottura per pressoflessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura per taglio (armatura diag carente)

(piano rialzato e piano primo). Si sceglie di fermarsi al secondo livello fuori terra, in quanto le analisi mostrano il raggiungimento della verifica e sarebbe inutile rinforzare, di conseguenza, anche i maschi murari del terzo piano, nell'ottica di un miglioramento sismico efficace, ma economico. La tab 12.1 mostra, invece, che applicando i rinforzi solo al piano rialzato, non si riceve un valore positivo della verifica di sicurezza. Le fasce in SRG di spessore 30 cm sono state poste con i parametri seguenti:

- Rinforzo verticale, concentrato alle estremità del pannello:
 Area del rinforzo: $A_c = b_f \cdot t_f = 0,76 \text{ cm}^2$
 Distanza dal bordo pannello: $D_c = 25 \text{ cm}$
 - Rinforzo trasversale (orizzontale):
 Area del rinforzo: $A_{sw} = b_f \cdot t_f = 0,76 \text{ cm}^2$
 Passo: $S = 80 \text{ cm}$
- 2) Nel secondo modello sono stati rinforzati a pressoflessione e taglio i maschi murari dei prospetti delle ali est e ovest dei primi due piani fuori terra (piano rialzato e piano primo). I rinforzi a taglio posti sui maschi sono stati prolungati sulle fasce per conferire un miglioramento della risposta a pressoflessione delle stesse. Le fasce in SRG di spessore 30 cm sono state poste con i parametri seguenti:

- Rinforzo verticale, concentrato alle estremità del pannello:
 Area del rinforzo: $A_c = b_f \cdot t_f = 0,76 \text{ cm}^2$
 Distanza dal bordo pannello: $D_c = 25 \text{ cm}$
- Rinforzo trasversale (orizzontale):
 Area del rinforzo: $A_{sw} = b_f \cdot t_f = 0,76 \text{ cm}^2$
 Passo: $S = 80 \text{ cm}$
- Rinforzo diffuso verticale:
 Area del rinforzo: $A_c = b_f \cdot t_f = 0,76 \text{ cm}^2$
 Distanza dal bordo pannello: $D_c = 60 \text{ cm}$

I drift limiti in entrambi i casi sono stati incrementati fino al 0,006h a taglio e 0,012h a pressoflessione, in quanto pannelli armati come suggerito dal quadro normativo.

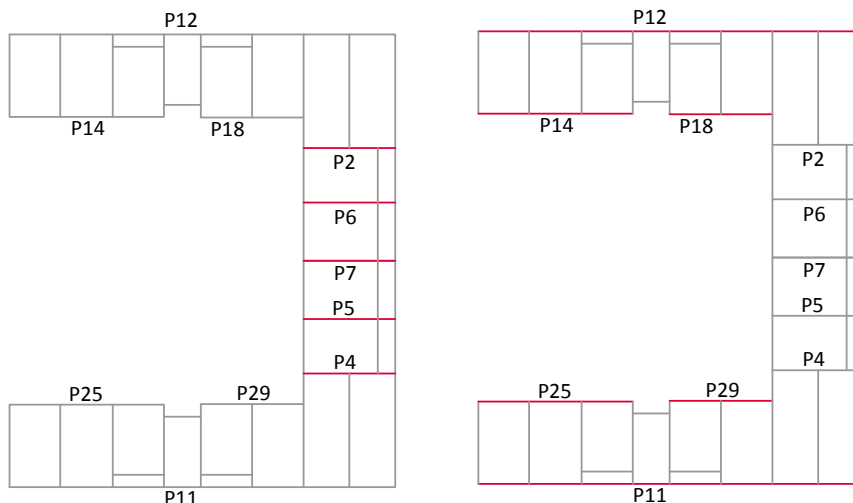


Fig. 12.11 Localizzazione in pianta degli interventi del modello 1 e 2

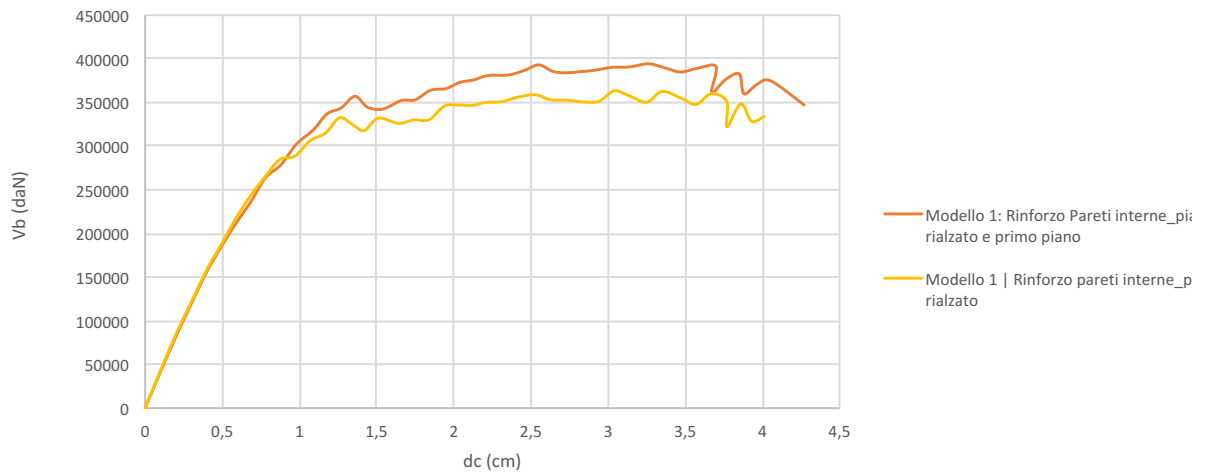


Fig. 12.12 Confronto delle curva di capacità sul modello 1: rinforzi in SRG applicati ai primi due piani e al solo piano rialzato

Analisi	Modello	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	α SLV
+X_I modo	Stato di fatto	3,09	3,77	3,42	0,877
	SRG_piano rialzato	3,09	3,6	3,18	0,945
	SRG_piano rialzato e primo piano	3,25	3,7	2,78	1,079

Tab. 12.1 Risultati delle verifiche svolte sul modello 1: rinforzi in SRG applicati ai primi due piani e al solo piano rialzato

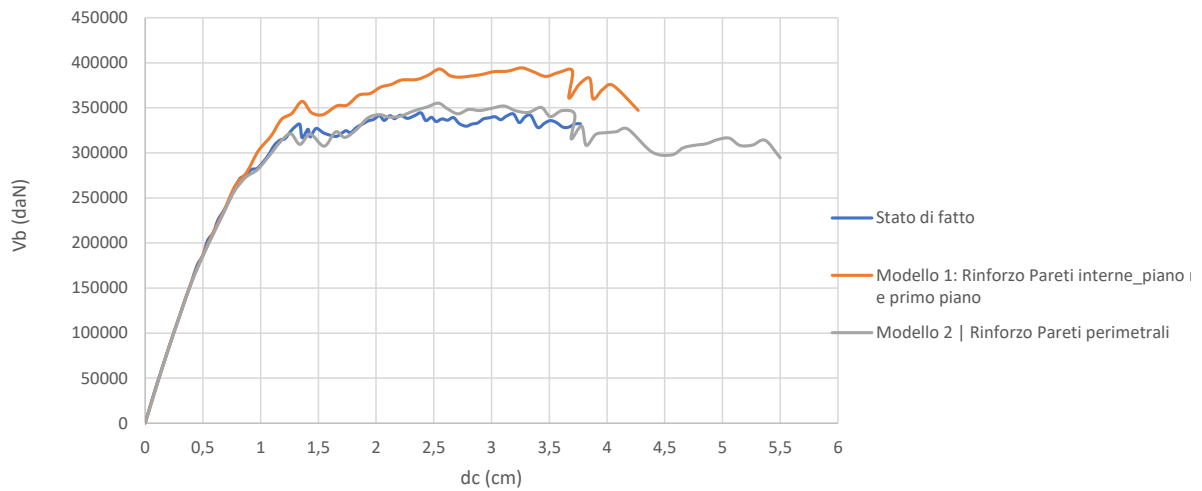


Fig. 12.13 Confronto delle curva di capacità sul modello 1 e modello 2: rinforzi in SRG applicati sulle pareti del corpo centrale sui primi due livelli o sulle pareti perimetrali

Analisi	Modello	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	α SLV
+X_I modo	Stato di fatto	3,09	3,77	3,42	0,877
	Rinforzi interni	3,14	3,7	3,2	0,938
	Rinforzi perimetrali	3,25	3,61	2,78	1,079

Tab. 12.2 Confronto delle curva di capacità sul modello 1 e modello 2: rinforzi in SRG applicati sulle pareti del corpo centrale sui primi due livelli o sulle pareti perimetrali

12.1.4. La risposta della struttura consolidata

Dalle curve di capacità si osserva che il modello 2, nel quale i rinforzi sono stati posti sui maschi murari dei piani inferiori dei prospetti esterni delle ali, non presenta forti differenze in termini di resistenza rispetto al modello dello stato di fatto. L'incremento di resistenza dovuto al rinforzo è esiguo a causa del forte valore di sforzo normale al quale i pannelli alla base sono sottoposti. Infatti, a pressoflessione il confronto tra i domini di rottura di un sistema consolidato e non, mostra che un rinforzo in FRP è inefficace in condizioni di sforzo normale elevato. L'andamento dei danneggiamenti nel modello 2, infatti, è lo stesso del modello dello stato di fatto, analizzato nel capitolo precedente, a meno di alcuni meccanismi di rottura a trazione indotti per raggiungimento della deformazione massima del materiale composito.

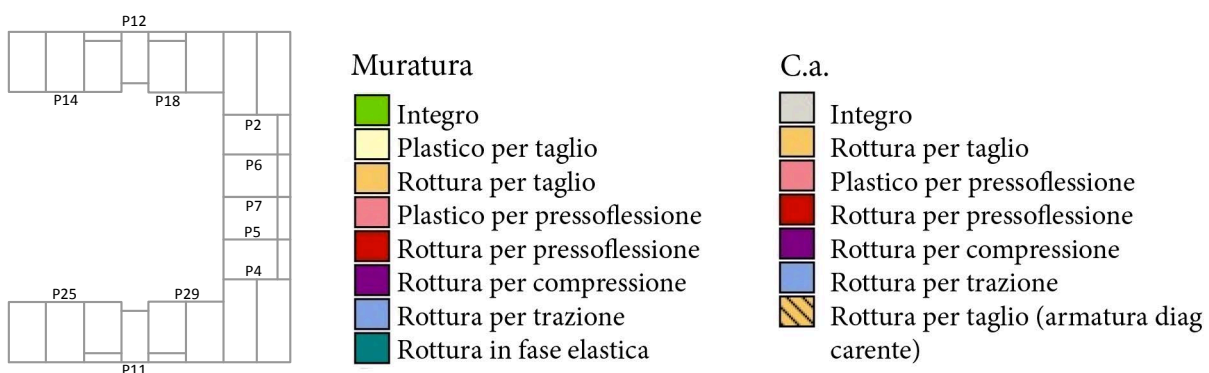
Il modello 1, invece, mostra gli effetti di un approccio di rinforzo più efficace. Il rinforzo a taglio degli SRG sui paramenti del corpo centrale è funzionale in quanto i maschi murari, sui quali viene disposto, ritardano la plasticizzazione e, quindi, sviluppano una risposta elastica per incrementi di carico elevati, collassando per valori di resistenza maggiori. Inoltre:

- lo sforzo normale dei maschi murari su cui è applicato è minore rispetto a quelli del prospetto principale, grazie al numero di impalcati minore che scaricano su di essi;
- il rinforzo a taglio non viene penalizzato per sforzi normali elevati ai piani bassi.

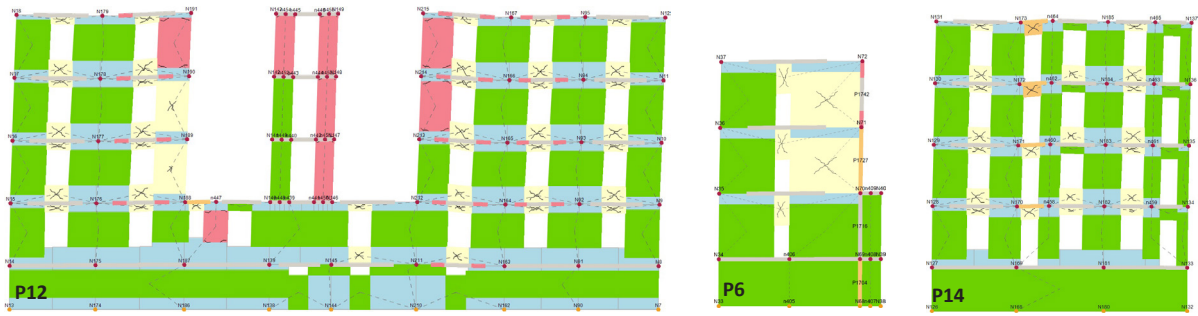
Si osserva nel dettaglio l'andamento dei danneggiamenti nel modello 1, per valutare le modifiche indotte nei danneggiamenti dai rinforzi rispetto allo stato di fatto.

I danneggiamenti delle pareti P2 e P7 del corpo centrale mostrano che la rottura a taglio dei pannelli rinforzati viene ritardata di molto rispetto allo stato non consolidato. In particolare, nella parete P7 insorgono danneggiamenti a pressoflessione di maschi murari tozzi che senza rinforzo subivano rottura a taglio. I collassi a taglio si manifestano per valori di spostamento globale elevati, ad esempio il primo collasso a taglio dei pannelli rinforzati avviene sulla parete P2 ad uno spostamento di 3,25 cm.

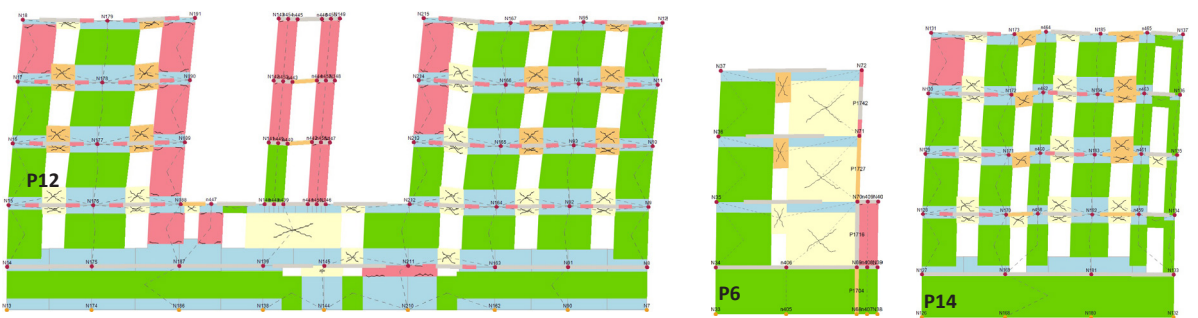
Nella tabella 12.2 si osserva che solo nel caso di rinforzo sui muri interni la verifica è soddisfatta.



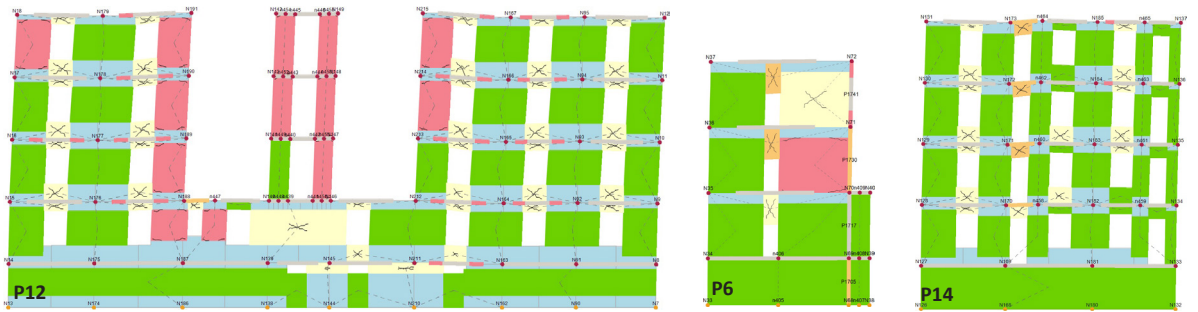
STATO DI FATTO | Analisi 2 | RAMO ELASTICO ($d_c=1,15$ cm)



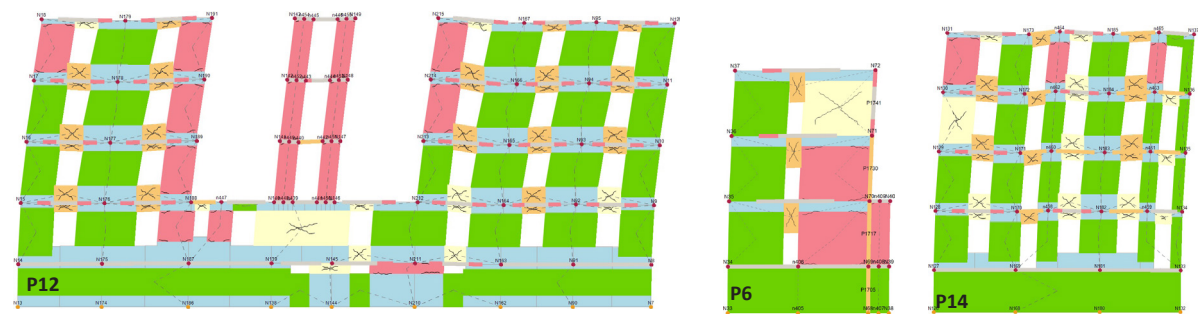
STATO DI FATTO | Analisi 2 | RAMO PLASTICO ($d_c=2,14$ cm)



RINFORZO CON SRG | Analisi 2 | RAMO ELASTICO ($d_c=1,36$ cm)



RINFORZO CON SRG | Analisi 2 | RAMO PLASTICO ($d_c=3,13$ cm)



12.2 Intervento di consolidamento con intonaco armato

E' stata ipotizzata una seconda ipotesi di intervento, in modo tale da proporre un confronto tra un metodo fortemente innovativo e poco invasivo, quale il rinforzo con SRG, e un metodo più tradizionale e irreversibile dal punto di vista conservativo.

Si sceglie un consolidamento con intonaco armato, che consiste nel realizzare due lastre in calcestruzzo di spessore 3-5 cm su entrambe le facce del pannello murario, armate con una rete metallica e rese solidali alla muratura stessa tramite connettori trasversali. Questo intervento è molto invasivo, poichè sconvolge il comportamento statico dei paramenti murari e dell'edificio se effettuato in maniera estesa. La normativa italiana lo suggerisce, infatti, solo per murature fortemente danneggiate e lo sconsiglia, invece, per ragioni di natura conservativa e funzionale. Un intervento del genere modifica il comportamento statico e dinamico dei paramenti murari, poichè induce forti incrementi di rigidezza e masse, ma è molto efficace per incrementare la resistenza dei maschi murari.

Per il calcolo di un intervento di consolidamento di questo tipo non esistono veri e propri modelli di calcolo, tuttavia la normativa attuale nella Circolare 617/09 espone alcune indicazioni per il calcolo di pareti rinforzate con intonaco armato. In particolare, propone dei coefficienti

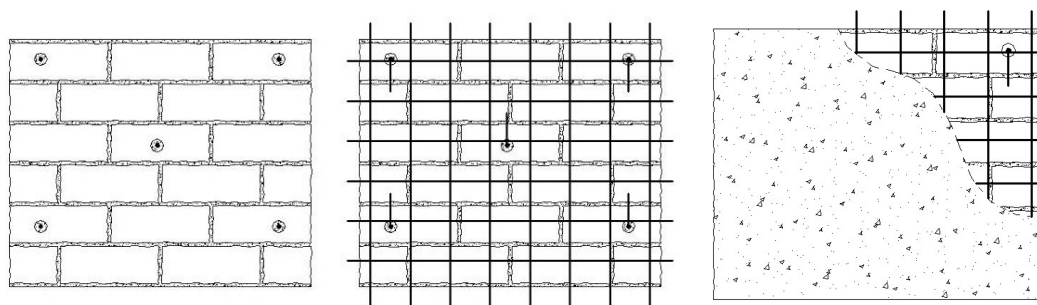


Fig. 12.14 Fasi principali del consolidamento con intonaco armato. Dopo la preparazione della parete tramite rimozione dell'intonaco e pulitura della superficie, si praticano le perforazioni per l'alloggiamento dei connettori metallici. Dopo l'inserimento dei connettori (usualmente barre ad aderenza migliorata), si posiziona la rete elettrosaldata e piegati i connettori per permettere una risposta solidale tra la muratura e il rinforzo. Infine, si procede alla spruzzatura del calcestruzzo in uno strato di 3-5 cm)

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 squadrati	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

Tab. 12.3 Coefficienti moltiplicativi dei parametri meccanici per consolidamento con intonaco armato

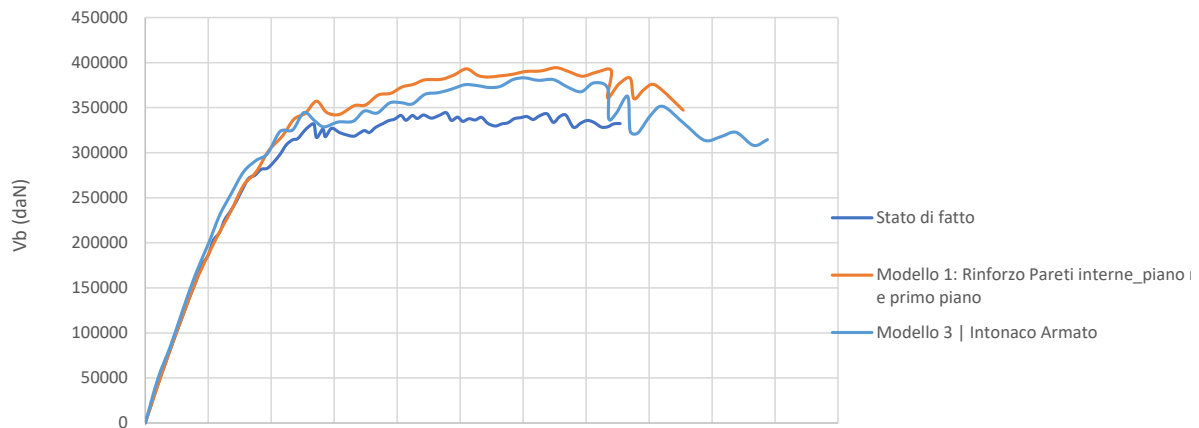


Fig. 12.15 Confronto delle curva di capacità sul modello 1, rinforzi in SRG applicati ai primi due piani e modello 3, rinforzi con intonaco armato

Analisi	Modello	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	α SLV
	Stato di fatto	3,09	3,77	3,42	0,877
+X_I modo	SRG_piano rialzato e primo piano	3,25	3,7	2,78	1,079
	Intonaco armato_piano rialzato	2,97	4,94	2,91	1,03

Tab. 12.4 Risultati delle verifiche svolte sul modello 1 e modello 3

correttivi da applicare ai parametri meccanici di resistenza e rigidità dei materiali impiegati come input nel modello di calcolo riportati nella tab. 12.4.

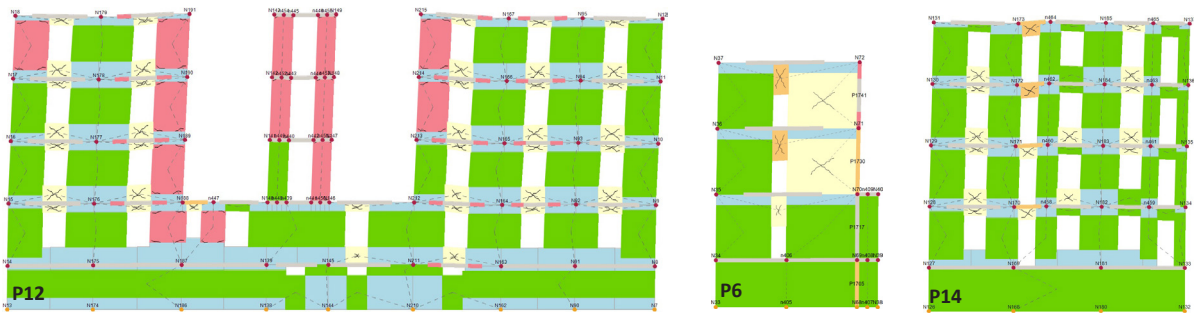
L'ipotesi di intervento è stata effettuata nei confronti dei maschi murari dei muri interni che sono stati già identificati come i più incidenti per il miglioramento della risposta sismica. In particolare, nel modello 3, si è ipotizzato di consolidare solo i maschi murari del piano rialzato nelle pareti P2-P6-P7-P4 e P5.

Si osserva dai risultati che un intervento di intonaco armato sui maschi murari delle pareti del corpo centrale potrebbe essere molto efficace e indurre forti miglioramenti nella risposta sismica. La curva di capacità mostra che la resistenza della struttura viene incrementata e la verifica è positiva.

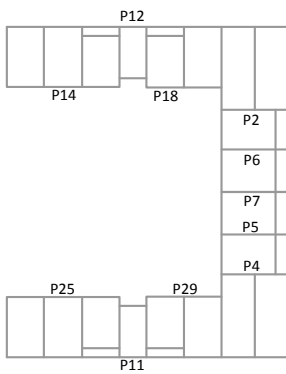
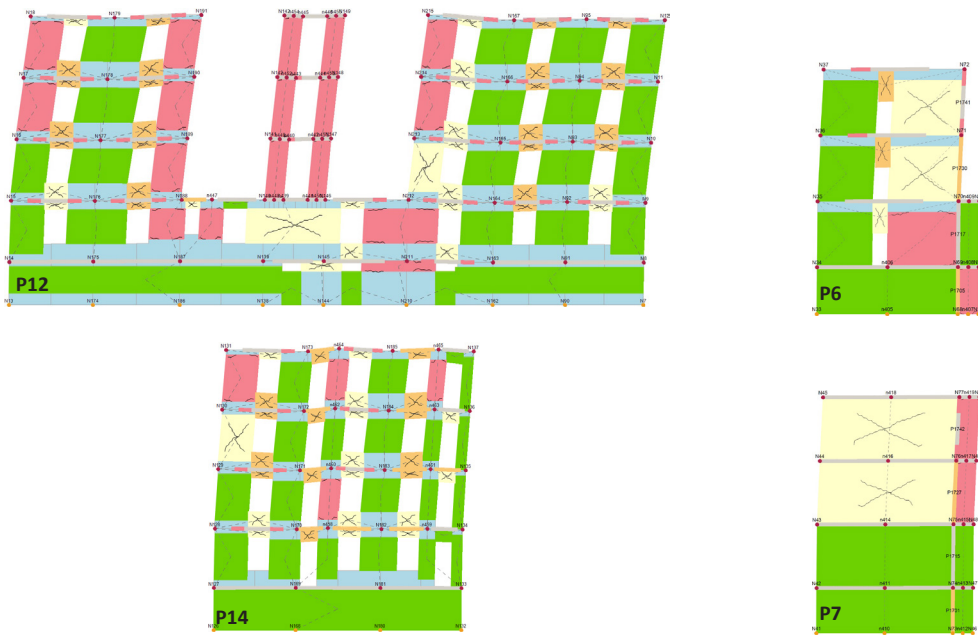
Il confronto mostra che un intervento in SRG è conveniente in termini di reversibilità, non invasività e rispetto delle caratteristiche tecniche, architettoniche e statiche dell'edificio, ma risulta essere più oneroso (in termini di estensione e conseguenti costi) rispetto ad un consolidamento effettuato con una tecnica molto più invasiva.

I risultati, infatti, mostrano i forti vantaggi di un intervento di placcaggio, che può essere una soluzione ottimale, in beni privi di forti valenze storico architettoniche o valori artistici da preservare, o in edifici residenziali o pubblici in cui non ci si può permettere un'interruzione di operatività. In questi casi, un intervento opportunamente localizzato con questa tecnica, può essere una risposta efficace alle esigenze di consolidamento e miglioramento sismico.

RINFORZO CON INTONACO ARMATO | Analisi 2 | RAMO ELASTICO (dc=1,26 cm)



RINFORZO CON INTONACO ARMATO | Analisi 2 | RAMO PLASTICO (dc=3,03 cm)



- Muratura**
- Integro
 - Plastico per taglio
 - Rottura per taglio
 - Plastico per pressoflessione
 - Rottura per pressoflessione
 - Rottura per compressione
 - Rottura per trazione
 - Rottura in fase elastica

- C.a.**
- Integro
 - Rottura per taglio
 - Plastico per pressoflessione
 - Rottura per pressoflessione
 - Rottura per compressione
 - Rottura per trazione
 - Rottura per taglio (armatura diag carente)

13. Conclusioni

In questo lavoro di tesi, la trattazione teorica è stata delineata con l'obiettivo di offrire al lettore un quadro conoscitivo sulla tematica degli edifici in muratura-c.a. che, oggi, forse a causa dell'ampia varietà delle loro caratteristiche, rappresentano una carenza nella letteratura tecnica.

Sono state descritte le caratteristiche tecniche e tecnologiche dell'edilizia in struttura mista del Primo Novecento, con l'intento di inquadrare il contesto storico nel quale queste tipologie edilizie si diffondono, e di elencare alcune delle tante criticità che possono riguardare questi edifici.

È stata rivolta attenzione alle prescrizioni imposte dal quadro normativo attuale, nell'ambito della valutazione di sicurezza dell'esistente, che oggi rappresenta ancora una delle tematiche alle quali numerosi studi di ricerca rivolgono le proprie attenzioni. È stato descritto l'approccio all'intervento sull'esistente secondo il codice normativo, con opportuni approfondimenti circa la valutazione delle incertezze.

Con l'obiettivo di studiare il comportamento sismico dell'edilizia in struttura mista muratura-c.a., sono state riportate in primis alcune considerazioni qualitative, supportate da sperimentazioni e studi effettuati nella letteratura scientifica. Di seguito sono state illustrate le metodologie di modellazione numerica più diffuse per i sistemi murari e più idonee per le strutture miste, illustrandone le peculiarità e descrivendone la teoria alla base. Infine, è stata descritta la procedura di analisi statica non lineare che oggi viene imposta dalla normativa attuale per lo studio degli edifici misti.

In riferimento al caso di studio, l'analisi sismica del complesso Piave, svolta tramite l'approccio a telaio equivalente, ha permesso di studiare la risposta sismica di una struttura composta da muratura-c.a. nella quale i telai in calcestruzzo sono inseriti nelle murature perimetrali per permettere l'inserimento di logge in facciata e il sostegno dei tamponamenti di chiusura.

Le curve di capacità derivanti dall'analisi pushover hanno permesso di studiare le caratteristiche di resistenza e duttilità della struttura e, in particolare, le variazioni di rigidità all'aumentare del carico sismico e l'interazione tra sistema strutturale in muratura e calcestruzzo armato. In seguito, un'analisi di sensibilità ha permesso lo studio dell'influenza sul comportamento sismico delle incertezze legate alla mancata esecuzione di prove in situ.

Nella prima fase è stata confermata l'ipotesi che gli elementi verticali in c.a. del telaio di distribuzione interno, isolati dal resto della struttura, possono essere considerati secondari, poiché la loro partecipazione alla risposta sismica è esigua. È stato, infatti, osservato che il contributo

di questi elementi, posti sul perimetro interno, è trascurabile, poiché questi partecipano alla risposta strutturale globale per un valore di rigidezza inferiore al 15%.

Inoltre, è stata valutata l'influenza nella risposta strutturale dei telai interni in c.a., posti in aderenza alle murature perimetrali a sostegno dei tamponamenti delle logge. Si nota che essi, non essendo progettati per carichi sismici, poiché assolvono ad una funzione meramente funzionale, subiscono la plasticizzazione per piccoli valori di spostamento. Coerentemente alla normativa, si è dimostrato che lo svolgimento di un'analisi non lineare è necessario nei casi in edilizia mista, in quanto è l'unico approccio che permette di cogliere questi fenomeni e la valutazione delle variazioni della rigidezza della struttura all'aumentare del carico applicato.

Le considerazioni svolte permettono di comprendere che, nel caso in esame, il sistema strutturale principale in muratura interagisce in maniera esigua con i telai in calcestruzzo, come era stato ipotizzato in fase preliminare.

La risposta sismica è stata analizzata tramite analisi statiche non lineari lungo la direzione di carico X, poiché l'analisi modale ha dimostrato che questo tipo di analisi non è affidabile per indagare la risposta strutturale nella direzione Y, data l'irregolarità planimetrica e altimetrica. A tal fine andrebbero svolte opportune analisi non lineari multimodali o dinamiche. Inoltre, sono state trascurate le verifiche locali, per i quali andrebbero svolte opportune analisi cinematiche.

Le curve di capacità derivanti dalle analisi pushover hanno permesso di individuare le carenze nella risposta strutturale relativamente alla risposta lungo un asse di carico specifico. Nell'ipotesi di costruzione a regola d'arte e di cordoli di accoppiamento efficaci, si osservano delle potenzialità in termini di spostamento, sebbene la struttura esibisca carenze in termini di resistenza. Tale considerazione deriva dal valore alto del parametro q^* che è superiore al valore limite accettato dalla normativa attuale.

Un'analisi di sensibilità è stata svolta per valutare le incertezze più rilevanti, legate alle caratteristiche meccaniche della muratura, del calcestruzzo e dell'ammorsamento dei solai alle murature. I risultati hanno dimostrato la bassa sensibilità della risposta strutturale alle caratteristiche del calcestruzzo e al grado di connessione dei solai, mentre la maggior influenza è quella delle caratteristiche meccaniche della muratura, come affermato precedentemente.

È stata svolta anche un'indagine della variabilità dei risultati all'incremento dell'accuratezza di un processo conoscitivo. A parità di parametri meccanici sulla muratura, è stata confermata la cautelatività dell'approccio normativo, poiché per bassi livelli di conoscenza la risposta in termini di resistenza è ridotta dai fattori di confidenza elevati. Si è osservato, come l'impiego di fattori di confidenza diversi incide sulla verifica in resistenza, mentre la rigidezza della struttura e la capacità di spostamento ne risentono meno, a causa del criterio imposto dalla normativa, di valutare come spostamento massimo dei pannelli murari, un valore costante pari ad una percentuale dell'altezza.

È stata effettuata un'ipotesi di miglioramento sismico con l'obiettivo di migliorare le prestazioni della struttura in termini di resistenza. La strategia è stata indirizzata al rinforzo dei maschi murari, e per questo, è stato ipotizzato un intervento di fasciatura tramite materiali compositi in tessuti in acciaio a matrice cementizia. La valutazione di sicurezza post-intervento è stata effettuata su un modello avente come input i parametri meccanici corrispondenti ad un LC2 sia per la muratura che per gli elementi in calcestruzzo. Varie simulazioni sono state svolte, con l'obiettivo di individuare le pareti più incidenti sulla risposta sismica. Infine è stato confrontato l'intervento di consolidamento innovativo e reversibile in SRG con un intervento più tradizionale e invasivo in intonaco armato, svolgendo alcune considerazioni quantitative e qualitative sull'efficacia di entrambi.

Riferimenti bibliografici

N. Augenti, *Il Calcolo Sismico degli Edifici In Muratura*, UTET Libreria, Torino, 2004

Braga F., Dolce M., 1982 - *Un metodo per l'analisi di edifici multipiano in muratura antisismici*, Roma.

Borges L., Castagnone A., *Verifiche sismiche di edifici in muratura*. STA DATA 3MURI s.r.l, Torino.

Borri A., Castori G., Giannantoni A., A.Grazini A., *Interventi con SRG (Steel Reinforced Grout) per la conservazione in sicurezza del patrimonio architettonico*, 2006

Bracchi S., da Porto F., Galasco A., Graziotti F., Liberatore D., Liberatore L., Magenes G., Mandirola M., Manzini C.F., Masiani R., Morandi P., Palmieri M., Penna A., Rosti A., Rota M., Sorrentino L., Tondelli M., *Comportamento degli edifici in muratura nella sequenza sismica del 2012 in Emilia*, *Progettazione Sismica n. 3-2012*, IussPress, Pavia

Castagnone A., *Il calcolo delle strutture esistenti in muratura secondo NTC08*. *Fare Sismica Book*, 2011 Parti I- V, Edizioni Mediasoft, Torino.

Caddemi S., Calì I., Cannizzaro F., Colajanni P., Pantò B., Ricciardi G., *un approccio innovativo per la modellazione degli edifici in muratura intelaiata. Applicazione ad un caso di studio*, XV Convegno Nazionale ANIDIS "L'Ingegneria Sismica in Italia", 2013

Cannizzaro F., "Un nuovo approccio di modellazione della risposta sismica degli edifici storici", *Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture*, Università degli studi di Catania.

Casoli, D. ,2007. *Assessment of existing mixed RC-Masonry structures and strengthening by RC shear walls*, Master thesis, Pavia, Italy.

Cattari S., Camilletti D., Marino S., Lagomarsino S., *Valutazione della risposta sismica di edifici in muratura irregolari in pianta e con solai flessibili*, *Atti del XVI Convegno ANIDIS 2015 "L'Ingegneria sismica in Italia"*

Cattari S, Lagomarsino S. *Modelling the seismic response of unreinforced existing masonry buildings: a critical review of some models proposed by codes*. In: *Proc. 11th Canadian masonry symposium*, Toronto, Ontario; 2009.

S.Cattari and S. Lagomarsino, Seismic assessment of mixed masonry-reinforced concrete buildings by non-linear static analyses, *Earthquakes and Structures*, Vol. 4, No. 3 (2013) 241-264

Colapietro D., Pinto M., Fiore A., Fatiguso F., Marano G.C., Quali-quantitative evaluation for the definition of antiseismic recovery interventions in historical buildings, *American Journal of Engineering Research (AJER)*, 2015

Colapietro D., Fatiguso F., Fiore A., Netti A., On the definition of seismic recovery interventions in r.c. buildings by non-linear static and incremental dynamic analyses, *INTERNATIONAL JOURNAL OF MECHANICS*, 2014

Decanini, L.D., Liberatore, L., De Sortis, A., Benedetti, S., 2006. Rapporto sui comportamenti, osservati in laboratorio e dopo terremoti severi, sulle prescrizioni di diverse normative, nazionali e internazionali, a proposito di edifici a struttura mista muratura-c.a.. Rapporto di ricerca RELUIS.

De Tommasi G., Fatiguso F. L'edilizia a struttura mista dei primi del '900: Procedure e Interventi per la conservazione e la manutenzione, Adda Editore, 2008

Fajfar P. (1999) Capacity spectrum method based on inelastic spectra. *Earthquake Engineering Structural Dynamics*;28(9):979-93.

Fatiguso F., Cardinale T., Colapietro D., Cardinale N., Evaluation of the efficacy of traditional recovery interventions in historical buildings. A new selection methodology, *European Geosciences Union General Assembly 2013, EGU Division Energy, Resources & the Environment, ERE*, 2013

Ferrito T., Milosevic J., Bento R., Seismic vulnerability assessment of a mixed masonry-RC building aggregate by linear and nonlinear analyses, *Bull Earthquake Eng*, 2015

Fiore A., Monaco P., Earthquake-induced pounding between the main buildings of the "Quinto Orazio Flacco" school, *Earthquakes and Structures*, Techno-Press, Vol. 1, No. 4, 2010, 371-390.

Galasco A., Frumento S., *Analisi sismica delle strutture murarie, Calcoli strutturali. Sistemi Editoriali*, 2011, Napoli.

Galasco A., Lagomarsino S., Penna A., Resemini S., Non-Linear Seismic Analysis Of Masonry Structures, 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004 Paper No. 843

Galasco A., Lagomarsino S., Penna A., *Analisi sismica non lineare a macroelementi di edifici in muratura*, X Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Potenza-Matera 9-13 settembre 2001

Iacobelli F., *Progetto e verifica delle costruzioni in muratura in zona sismica (VII Edizione)*. EPC editore, 2008, Roma.

Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A. and Cattari S., 2013. TREMURI program: an equivalent frame model for the non-linear seismic analysis of masonry buildings, *Engineering Structures*, 6, pp.1787-1799.

- Magenes G. 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.
- Mezzina M., Raffaele D., Uva G., Marano G. C., Progettazione sismo-resistente di edifici in cemento armato. Città Studi Edizioni, 2011, Torino.
- Mezzina M., Raffaele D., Vitone A.. Teoria e pratica delle costruzioni in cemento armato. Vol. I-II. Città Studi Edizioni, 2007, Novara.
- Morsch E., 1930, Teoria e pratica del cemento armato, Hoepli, Milano.
- Paparo, A. and Beyer, K., 2014. Quasi-static tests of two mixed reinforced concrete–unreinforced masonry wall structures, *Engineering Structures*, 71, pp.201-211.
- Podestà S., Verifica Sismica di edifici in muratura. Dario Flaccovio Editore, 2012, Palermo.
- Sangirardi M., Seismic behavior of Mixed Masonry-Reinforced Concrete Buildings. An insight into Modelling Approach., Tesi di dottorato, Bari, Maggio 2016
- Santarella L., 1940, Il cemento armato: le applicazioni alle costruzioni civili ed industriali, Hoepli, Milano.
- Tomažević, M., Modena, C., Velechovsky, T., (1990). Seismic behaviour of mixed structural systems with peripheral masonry walls and internal R.C. columns: an earthquake simulator study. Proceedings of 5th North American Masonry Conference. University of Illinois at Urbana- Champaign. June 3-6, 1990. pp. 139-150.
- M. Vinci. Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura. Dario Flaccovio Editore, 2012, Palermo.
- Verderame G.M., Stella A., Cosenza E. , Le proprietà meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate negli anni '60, X Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Potenza-Matera 9-13 settembre 2001

Codici normativi:

Regio Decreto No 193 ,18 aprile 1909, “Norme tecniche e igieniche obbligatorie per la riparazione, ricostruzione e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei Comuni colpiti dal terremoto del 28 dicembre 1908 o da altri anteriori”.

OPCM. n. 3431,2005, “Ulteriori modifiche ed integrazioni all’Ordinanza n.3274 del 20/3/2003 recante ‘Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica ” Suppl. ord. n.85 alla G.U. n.107 del 10/5/2005

Eurocodice 8. UNI EN 1998-1:2005. Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici. Marzo 2005. Ministero per i Beni e le Attività Culturali, Circolare del 5 giugno 2007.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, (DM 14/01/08) “Norme tecniche per le Costruzioni”, G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008, Supplemento Ordinario n. 30. 2008.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008. 2009.

Linee guida per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP, Documento approvato il 24 luglio 2009 dall’assemblea Generale Consiglio Superiore LL PP

CNR-DT 200 R1/2013, Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l’utilizzo di Compositi Fibrorinforzati, ROMA – CNR 10 ottobre 2013 – versione del 15 Maggio 2014

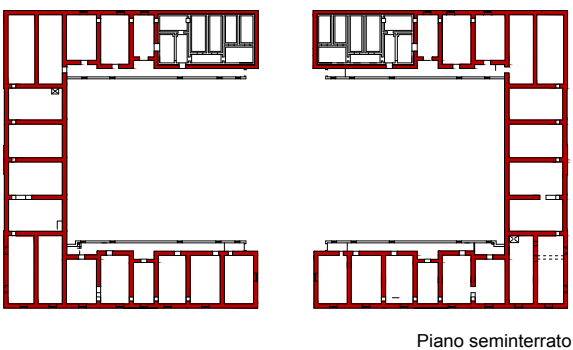
Manuali:

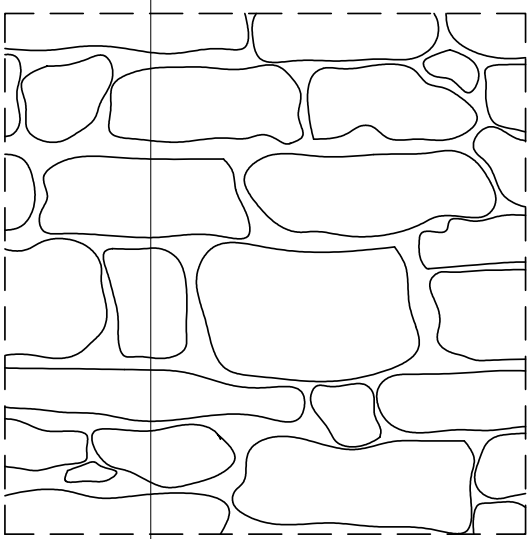
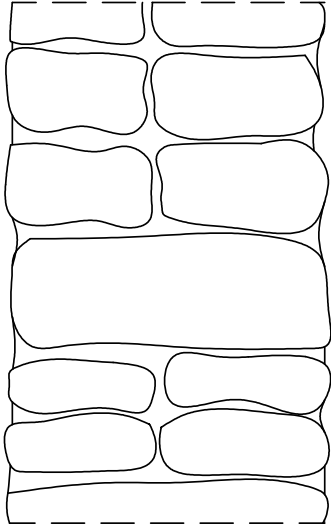

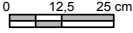
Software 3MURI, manuale d’uso. Versione: 11. STA DATA 3MURI s.r.l, Torino.

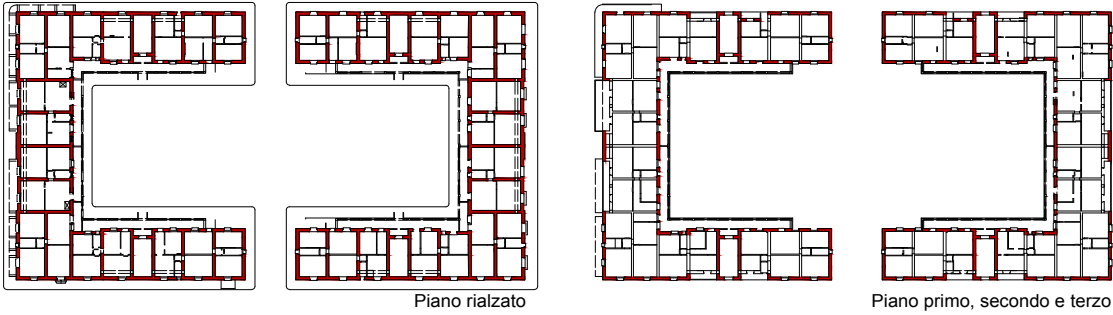
Appendice A

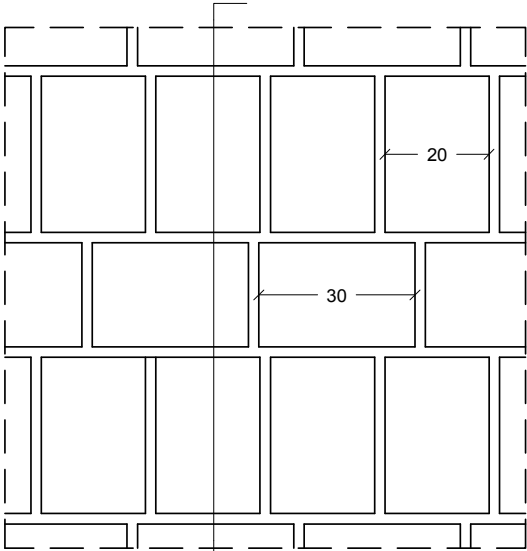
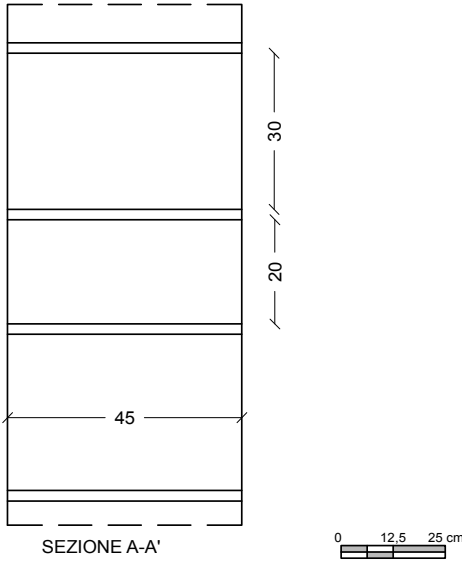


Schede di indagine

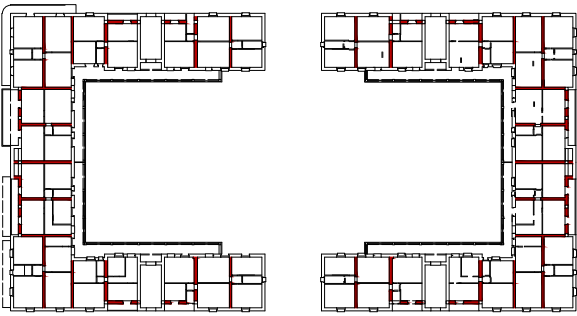
- 01 Muratura
- 02 Orizzontamenti
- 03 Strutture Intelaiate
- 04 Conessioni
- 05 Scale
- 06 Ricovero antiaereo
- 07 Fondazioni

Schede di indagine MURATURA		01.1a
ELEMENTO	Muratura perimetrale e interna, piano seminterrato	
LOCALIZZAZIONE		
 <p>Piano seminterrato</p>		
CARATTERISTICHE DEGLI ELEMENTI LAPIDEI		
Materiale	Tufo bianco di tipo "scorzo"	
Lavorazione	Sbozzatura accennata	
Dimensioni	In prospetto: variabili, in media 20-25 cm in sezione: fodera esterna: 30 cm, del par. 2 fodera interna: 25 cm	
Stato di conservazione	Discreto	
CARATTERISTICHE DEI GIUNTI		
Tipologia	Malta di calce idraulica, formata da una parte di calce grassa in pasta e due di sabbia pozzolanica con granulometria fino 3 mm.	
Stato di conservazione	Friabile	
Funzione	Allettamento	
CARATTERISTICHE DEL PARAMENTO		
Apparecchiatura	Corsi orizzontali e verticali irregolari, un paramento di blocchi correnti e uno di tufi a quadrelli	
Posa in opera	Blocchi posati in senso orizzontale	
Ricorsi o Listatura	Assenti	
Degrado	Umidità da risalita e acque disperse diffusa, diffuse efflorescenze	
SEZIONE TRASVERSALE		
Tipologia	Due paramenti ammorsati, nucleo assente	
Spessori	60 cm (26 (paramento 1) +2+32 (paramento 2))	
Collegamento trasversale	Diatoni di lunghezza pari allo spessore del paramento collocati ogni due blocchi per corso	


Schede di indagine MURATURA		01.1b
FINITURE		
Tipologia	Intonaco	
Stato di conservazione	Degrado e distacchi di intonaco ed efflorescenze diffusi	
DETTAGLI COSTRUTTIVI		
Collegamento tra pareti verticali	Paramenti ammorsati tramite conci squadrati	
Architravi	Architravi in c.a. gettati in opera	
Collegamenti con orizzontamenti	Cordoli in c.a.	
Interventi di consolidamento	Assenti	
RILIEVO FOTOGRAFICO E RAPPRESENTAZIONE		
 <p>PROSPETTO A-A'</p>		 <p>60 cm</p> <p>SEZIONE A-A'</p>
		 <p>0 12,5 25 cm</p>

Schede di indagine MURATURA		01.2a
ELEMENTO	Muratura portante perimetrale, muratura portante interna (piano rialzato)	
LOCALIZZAZIONE		
 <p>Piano rialzato</p> <p>Piano primo, secondo e terzo</p>		
CARATTERISTICHE DEGLI ELEMENTI LAPIDEI		
Materiale	Tufo bianco di tipo "scorzo"	
Lavorazione	Spigoli finiti e facce non lavorate	
Dimensioni	In prospetto: 30x20 cm circa In sezione: 45/50 cm	
Stato di conservazione	Buono	
CARATTERISTICHE DEI GIUNTI		
Tipologia	Malta di calce idraulica, formata da una parte di calce grassa in pasta e due di sabbia pozzolanica con granulometria fino a 3 mm.	
Stato di conservazione	Tenace	
Funzione	Allettamento	
CARATTERISTICHE DEL PARAMENTO		
Apparecchiatura	Corsi orizzontali regolari e verticali sfalsati	
Posa in opera	Corsi di blocchi posati in senso orizzontale alternati a corsi con blocchi posizionati a punta di coltello	
Ricorsi o Listatura	Assenti	
Degrado	Umidità diffusa sui paramenti esterni	
SEZIONE TRASVERSALE		
Tipologia	Paramento unico	
Spessori	Muri perimetrali: 50 cm (2o-3o piano:45 cm) Muri trasversali: 45 cm	
Collegamento trasversale	Blocchi di profondità pari alla larghezza del muro	

Schede di indagine MURATURA		01.2b
FINITURE		
Tipologia	Intonaco	
Stato di conservazione	Buono stato all'interno, all'esterno presenta macchie e dilavamento, fessurazioni per dilatazioni termiche e nelle discontinuità materiche	
DETTAGLI COSTRUTTIVI		
Collegamento tra pareti verticali	Angolate composte da conci squadrate	
Architravi	Architravi in c.a. gettati in opera	
Collegamenti con orizzontamenti	Cordoli in c.a.	
Interventi di consolidamento	Assenti	
RILIEVO FOTOGRAFICO E RAPPRESENTAZIONE		
 <p>PROSPETTO A-A'</p>		 <p>SEZIONE A-A'</p> <p>0 12,5 25 cm</p>
		 <p>Sopra: Particolare della muratura su prospetto B3A A sinistra: Prospetto B1</p>

Schede di indagine MURATURA		01.3a
ELEMENTO	Muratura portante interna primo piano	
LOCALIZZAZIONE		
 <p>Piano primo</p>		
CARATTERISTICHE DEGLI ELEMENTI LAPIDEI		
Materiale	Tufo bianco di tipo "scorzo"	
Lavorazione	Spigoli finiti e facce non lavorate	
Dimensioni	In prospetto: 40x15 cm In sezione: variabile in base allo spessore del paramento	
Stato di conservazione	Buono	
CARATTERISTICHE DEI GIUNTI		
Tipologia	Malta di calce idraulica, formata da una parte di calce grassa in pasta e due di sabbia pozzolanica con granulometria fino a 3 mm.	
Stato di conservazione	Tenace	
Funzione	Allettamento	
CARATTERISTICHE DEL PARAMENTO		
Apparecchiatura	Corsi orizzontali regolari e verticali sfalsati opportunamente	
Posa in opera	Corsi di blocchi posati in senso orizzontale	
Ricorsi o Listatura	Assenti	
Degrado	Assente	
SEZIONE TRASVERSALE		
Tipologia	Paramento unico	
Spessori	Muratura trasversale primo piano: 36 cm Murature di separazione tra alloggi e logge: 32cm	
Collegamento trasversale	I blocchi sono di profondità pari alla larghezza del muro	

Schede di indagine MURATURA		01.3b
FINITURE		
Tipologia	Intonaco	
Stato di conservazione	Buono stato all'interno, all'esterno presenta macchie e dilavamento, fessurazioni per dilatazioni termiche e nelle discontinuità materiche	
DETTAGLI COSTRUTTIVI		
Collegamento tra pareti verticali	Angolate composte da conci squadrate	
Architravi	Architravi in c.a. gettati in opera	
Collegamenti con orizzontamenti	Cordoli in c.a.	
Interventi di consolidamento	Assenti	
RILIEVO FOTOGRAFICO E RAPPRESENTAZIONE		
<p>Logge su prospetto A1</p>		

Schede di indagine MURATURA		01.4a
ELEMENTO	Muratura portante interna secondo e terzo piano	
LOCALIZZAZIONE		
		
CARATTERISTICHE DEGLI ELEMENTI LAPIDEI		
Materiale	Tufo bianco di tipo "scorzo"	
Lavorazione	Spigoli finiti e facce non lavorate	
Dimensioni	In prospetto: 40x15 cm In sezione: 26 cm (spessore del paramento)	
Stato di conservazione	Buono	
CARATTERISTICHE DEI GIUNTI		
Tipologia	Malta di calce idraulica, formata da una parte di calce grassa in pasta e due di sabbia pozzolanica con granulometria fino a 3 mm.	
Stato di conservazione	Tenace	
Funzione	Allettamento	
CARATTERISTICHE DEL PARAMENTO		
Apparecchiatura	Corsi orizzontali regolari e verticali sfalsati opportunamente	
Posa in opera	Corsi di blocchi posati in senso orizzontale	
Ricorsi o Listatura	Assenti	
Degrado	Assente	
SEZIONE TRASVERSALE		
Tipologia	Paramento unico	
Spessori	Muratura trasversale: 26 cm	
Collegamento trasversale	I blocchi sono di profondità pari alla larghezza del muro	

Schede di indagine MURATURA		01.4b
FINITURE		
Tipologia	Intonaco	
Stato di conservazione	Buono stato all'interno, all'esterno presenta macchie e dilavamento, fessurazioni per dilatazioni termiche e nelle discontinuità materiche	
DETTAGLI COSTRUTTIVI		
Collegamento tra pareti verticali	Angolate composte da conci squadrate	
Architravi	Architravi in c.a. gettati in opera	
Collegamenti con orizzontamenti	Cordoli in c.a. di spessore uguale alla muratura	
Interventi di consolidamento	Assenti	
RILIEVO FOTOGRAFICO E RAPPRESENTAZIONE		
<p>PROSPETTO A-A'</p> <p>SEZIONE A-A'</p> <p>0 12,5 25 cm</p>		
<p>Logge su prospetto A1</p>		

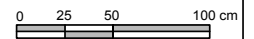
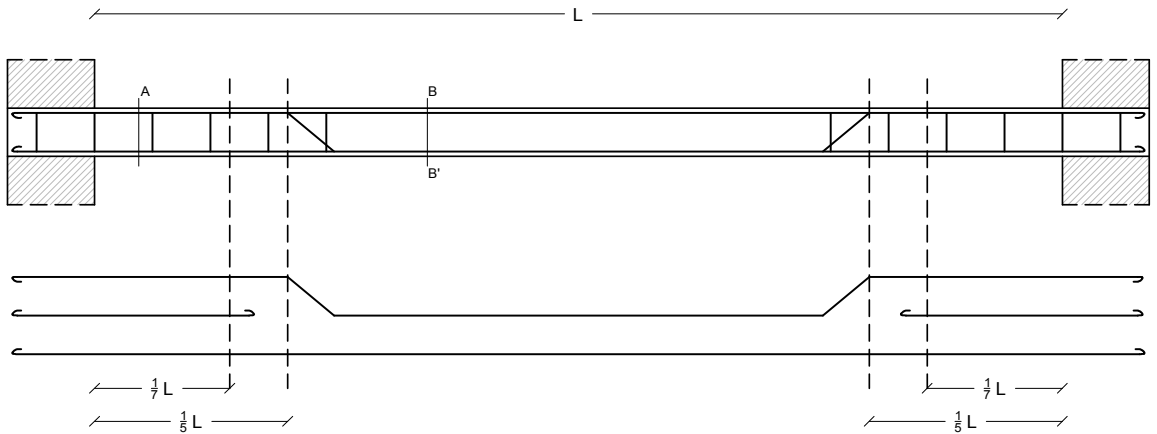
Schede di indagine ORIZZONTAMENTI		02.1a
ELEMENTO	Orizzontamenti in laterocemento	
LOCALIZZAZIONE e TESSITURA		
CARATTERISTICHE DELL'ORIZZONTAMENTO		
Tipologia	Solaio laterocementizio gettato in opera a travetti in c.a. e pignatte in laterizio, travetti a sostegno dei muri divisorii	
Morfologia	Piana	
Dimensioni	Travetti: paralleli, larghezza 8 cm, interasse 38 cm e altezza 20 cm Pignatte: b=30 cm, h=20 cm, p=40 cm Travetti di c.a. portamuro: b=30 cm h=25 cm	
Materiali	Calcestruzzo: Cemento Portland a presa lenta (325 kg), sabbia calcarea (0,4 mc), pietrisco con granulometria 1-3 cm (0,8 mc) e acqua al 15% del volume Armarura di barre di acciaio semiduro a sezione tonda liscia, estremi piegati ad uncino e legature in filo di ferro cotto	
Stato di conservazione	Piano seminterrato: mancanza di intonaco, sfondellamenti e espulsione di copriferris con ossidazione e corrosione di armatura Piani superiori: Fenomeni di umidità a acqua dispersa o condensa localizzati	

Schede di indagine ORIZZONTAMENTI		02.1b
FINITURE		
Tipologia	Intonaco a intradosso (piani superiori) e pavimentazione.	
Stato di conservazione	Degrado di intonaco e fenomeni di umidità localizzati da condensa o acqua disperse	
DETTAGLI COSTRUTTIVI SOLAIO (Da relazione e listino prezzi)		
Collegamenti con orizzontamenti:	Cordoli in c.a.	
Interventi di consolidamento:	Assenti	
Presenza di elementi ad alta vulnerabilità:	Assenti	
Copriferro	2,5 cm	
<p>All'incastro</p> <p>Armatura longitudinale: $\phi 8$ per luci fino a 4m $\phi 9$ per luci fino a 4,5m $\phi 10$ per luci fino a 5m</p>		
<p>In campata</p>		
<p>Distinta del solaio</p>		

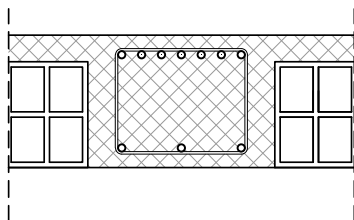
Schede di indagine | ORIZZONTAMENTI

02.1c

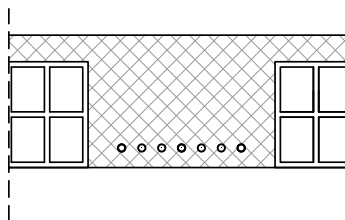
DETTAGLI COSTRUTTIVI TRAVETTI IN CORRISPONDENZA DEI MURI DIVISORI



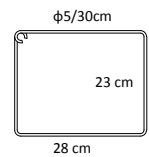
SEZIONE A-A'



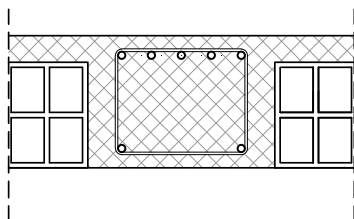
SEZIONE B-B'



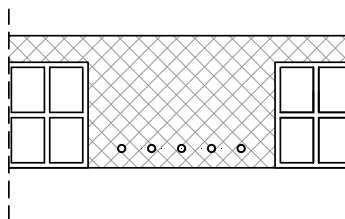
Per L=5m
 n3 ϕ 14 dritti
 n4 ϕ 14 sagomati a $\frac{1}{5}L$
 n3 ϕ 14 monconi a $\frac{1}{7}L$



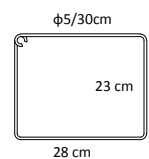
SEZIONE A-A'



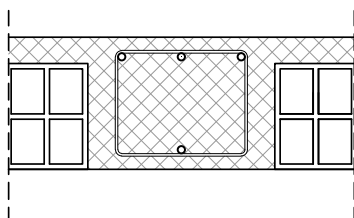
SEZIONE B-B'



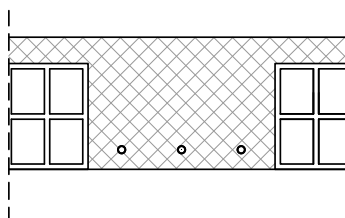
Per L=4,5m
 n2 ϕ 14 dritti
 n3 ϕ 14 sagomati a $\frac{1}{5}L$
 n2 ϕ 14 monconi a $\frac{1}{7}L$



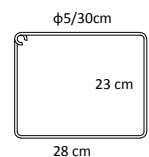
SEZIONE A-A'



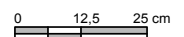
SEZIONE B-B'



Per L=4,5m
 n1 ϕ 14 dritti
 n2 ϕ 14 sagomati a $\frac{1}{5}L$
 n1 ϕ 14 monconi a $\frac{1}{7}L$



In tutti i casi, staffe ϕ 5 poste a $s=30$ cm fino a $1/5L$



NOTE

I dettagli costruttivi sono stati rielaborati a partire dalle relazioni tecniche di progetto, dai disegni costruttivi e dal libretto delle misure.

Fonte: Archivio di stato di Bari, fondo IACP, buste 10-11-12

Schede di indagine | ORIZZONTAMENTI 02.1d

RILIEVO FOTOGRAFICO E DOCUMENTAZIONE STORICA

ing. Vincenzo Mininni
BARI
Pulignano, 85

TABELLA per il calcolo delle costruzioni in cemento armato

INDICAZIONE		CARICO TOTALE SULLA TRAVE O SOLETTA				MOMENTO FLETT. Kg. cm.	DIMENSIONE SEZIONE			MOMENTO D'INERZIA		CARICHI DI SICUREZZA		FRECCIE	
DEL LOCALE	DEL LAVORO	1 Peso kg.	2 Sovraccarico kg.	3 Carico acc. kg.	4 Totale kg.		5 Larghezza cm.	6 Altezza cm.	7 b cm.	8 ferro cmq.	9 cm. ⁴	10 Kg./cmq.	11 Cemento Kg./cmq.	12 Dal calcolo m/m	13 Dal flessimetro m/m
	solai														
	luc. sul. 5	84	44.600	95	230	38	25		1.57		15.81	30.6			
	" " 4.50	84	44.600	95	230	38	25		1.24		15.90	31.2			
	" " 4.-	84	44.600	95	230	38	25		1.-		15.28	30.5			

Dosatura del conglomerato:

Cemento Kg. 325 per mc.
Sabbia calcarea mc. 0.400
Pietrisco calcareo " 0.800
Acqua 15% del volume

NOTE:
Data del disarmo: a 15 giorni dal getto
Data del collaudo:

SCHIZZI

Documento di progetto riguardante le caratteristiche del solaio (Fonte: Archivio di stato, fondo IACP, busta 10)



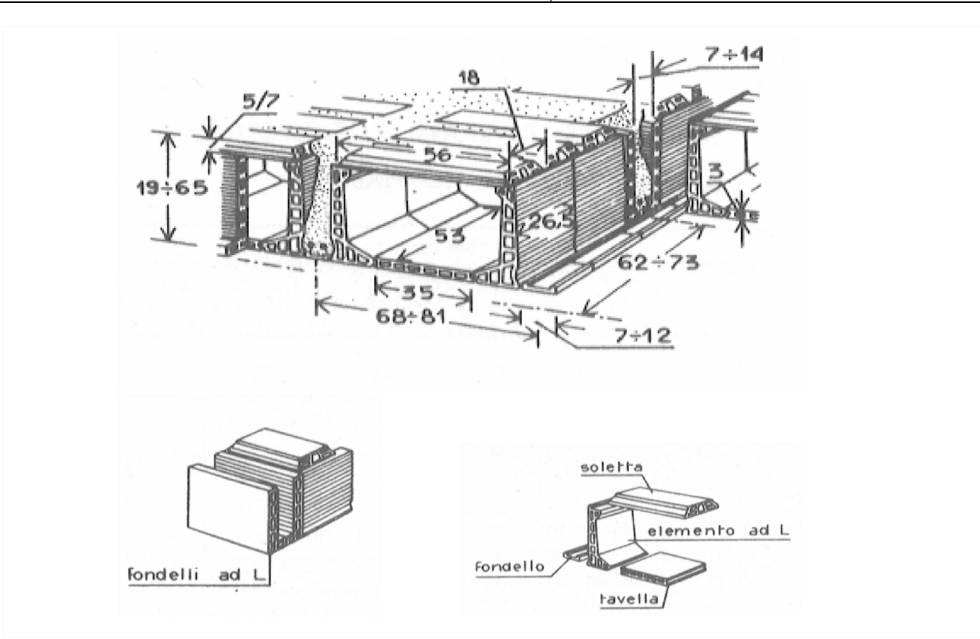
Le foto a sinistra riportano dettagli del intradosso del solaio di copertura dei seminterrati del palazzo A, a destra si notano i fenomeni di umidità a intradosso

Schede di indagine ORIZZONTAMENTI		02.2a
ELEMENTO	Orizzontamento di copertura	
LOCALIZZAZIONE e TESSITURA		
CARATTERISTICHE DELL'ORIZZONTAMENTO		
Tipologia	Solaio laterocementizio gettato in opera a travetti in c.a., alleggerimento a camera d'aria, privo di soletta collaborante.	
Morfologia	Piana	
Dimensioni	Travetti: paralleli di larghezza 10 cm, interasse 60 cm e altezza 30 cm Alleggerimento: b=50 cm, h=30 cm (camera d'aria 21 cm)	
Materiali	Calcestruzzo: Cemento Portland a presa lenta (325 kg), sabbia calcarea (0,4 mc), pietrisco con granulometria 1-3 cm (0,8 mc) e acqua al 15% del volume Armarura di barre di acciaio semiduro a sezione tonda liscia, estremi piegati ad uncino e legature in filo di ferro cotto	
Stato di conservazione	Fenomeni di umidità a ristagno di acque meteoriche in copertura, degrado di copriferro e espulsione, ossidazione dei ferri	
Note	Il solaio di copertura è una particolare tipologia detta STIMIP C della itta "Fornaci fratelli Rizzi Donelli Breviglieri & C." Gli elementi in laterizio sono composti da 4 pezzi assemblati in opera, veniva impiegato per garantire isolamento al piano a contatto con la copertura e per l'alloggiamento di impianti. E' dotato di canne di ventilazione che mettono in omunicazione la camera d'aria con l'esterno.	

Schede di indagine ORIZZONTAMENTI	02.2b
--	--------------

FINITURE	
Tipologia	Intonaco a intradosso
Stato di conservazione	Fenomeni di umidità localizzati da condensa o acque disperse

DETTAGLI COSTRUTTIVI SOLAIO	
Collegamenti con orizzontamenti:	Cordoli in c.a.
Interventi di consolidamento	Assenti
Presenza di elementi ad alta vulnerabilità	Assenti
Copriferro	Non rilevato
Armature <small>(da libretto delle misure)</small>	2 sagomati $\phi 14$ 2 sagomati $\phi 9$ 2 dritti $\phi 14$



RILIEVO FOTOGRAFICO E DOCUMENTAZIONE STORICA



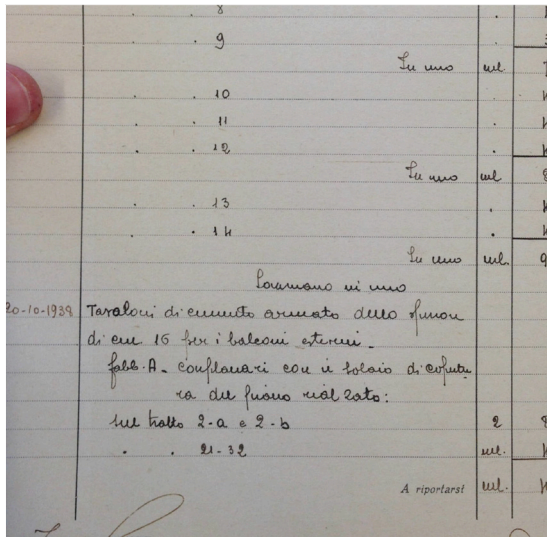
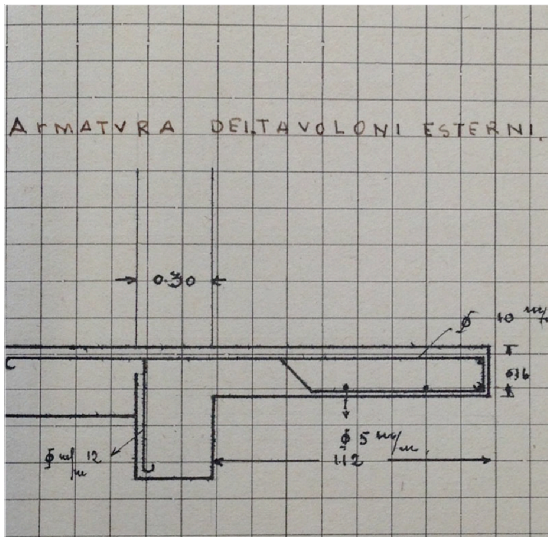
In foto si notano i fenomeni di degrado (espulsione di copriferro e ossidazione dei ferri) a intradosso del solaio di copertura nell'edificio B, accanto la copertina di un catalogo della ditta produttrice

Schede di indagine ORIZZONTAMENTI		02.3a
ELEMENTO	Soletta a sbalzo dei terrazzini	
LOCALIZZAZIONE e TESSITURA		
CARATTERISTICHE DELL'ORIZZONTAMENTO		
Tipologia	Solaio a soletta piena	
Morfologia	Piana	
Dimensioni	Spessore soletta=16 cm (h'=13,95) Luce netta= 100 cm	
Materiali	Calcestruzzo: Cemento Portland a presa lenta (325 kg), sabbia calcarea (0,4 mc), pietrisco con granulometria 1-3 cm (0,8 mc) e acqua al 15% del volume Armarura di barre di acciaio semiduro a sezione tonda liscia, estremi piegati ad uncino e legature in filo di ferro cotto	
Stato di conservazione	Fenomeni di umidità a ristagno di acque meteoriche, degrado di copriferro e espulsione, ossidazione dei ferri	
FINITURE		
Tipologia	Intonaco a intradosso e pavimentazione	
Stato di conservazione	Degrado di intonaco e fenomeni di umidità localizzati da acque disperse	

Schede di indagine | ORIZZONTAMENTI 02.3b

DETTAGLI COSTRUTTIVI SOLAIO	
Collegamenti con orizzontamenti:	Cordoli in c.a.
Interventi di consolidamento:	Assenti
Presenza di elementi ad alta vulnerabilità:	Assenti
Copriferro	2 cm
Armatura	Armatura longitudinale: n.8 ϕ 10 m/m.

RILIEVO FOTOGRAFICO E DOCUMENTAZIONE STORICA



Dettaglio costruttivo della soletta e voce riportata nel libretto delle misure (Fonte: Archivio di stato, fondo IACP, busta 10)



Dettaglio fotografico delle logge | prospetto B1

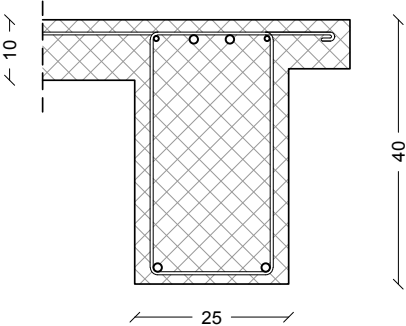
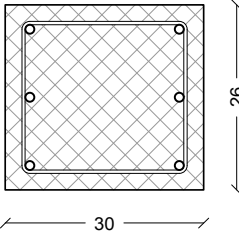
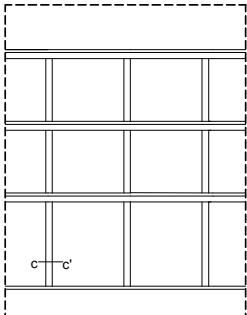
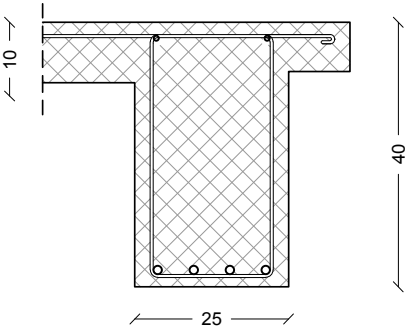

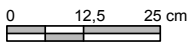


Dettaglio fotografico delle logge | prospetto A1

Schede di indagine ORIZZONTAMENTI		02.4a
ELEMENTO	Soletta del pianerottolo esterno	
LOCALIZZAZIONE e TESSITURA		
<p>The image contains four architectural floor plans, labeled II Impalcato, III Impalcato, IV Impalcato, and V Impalcato. Each plan shows a central staircase area with a landing slab extending to the right. The plans are detailed with room boundaries and dimensions. For example, in plan II, the dimensions from left to right are L*4,50 m, L*4,60 m, L*4,50 m, L*4,50 m, L*4,60 m, L*3,80 m, and L*3,80 m. The vertical dimensions on the right side of the plans are L*4,00 m, L*4,00 m, and L*4,00 m. The landing slab is highlighted in blue in all plans.</p>		
CARATTERISTICHE DELL'ORIZZONTAMENTO		
Tipologia	Solaio a soletta piena	
Morfologia:	Piana	
Dimensioni:	Spessore soletta=8 cm Luce netta= 130 cm	
Materiali (?)	Calcestruzzo: Cemento Portland a presa lenta (325 kg), sabbia calcarea (0,4 mc), pietrisco con granulometria 1-3 cm (0,8 mc) e acqua al 15% del volume Armarura di barre di acciaio semiduro a sezione tonda liscia, estremi piegati ad uncino e legature in filo di ferro cotto	
Stato di conservazione	Espulsione di copriferro e ossidazione dei ferri di armatura.	

Schede di indagine ORIZZONTAMENTI		02.4b
FINITURE		
Tipologia	Intonaco a intradosso e piastrelle in graniglia di cemento	
Stato di conservazione	Degrado di intonaco con distacchi in corrispondenza dei copriferri espulsi, fessurazioni e degrado della pavimentazione	
DETTAGLI COSTRUTTIVI SOLAIO		
Collegamenti con orizzontamenti:	Cordoli in c.a.	
Interventi di consolidamento:	Assenti	
Presenza di elementi ad alta vulnerabilità:	Assenti	
Copriferro	2 cm	
Armatura longitudinale	n.10 ϕ 10 m/m.	
RILIEVO FOTOGRAFICO E DOCUMENTAZIONE STORICA		
 		<p>In alto si osserva il degrado dei copriferri, e l'ossidazione conseguente delle armature, rispettivamente a sinistra in corrispondenza dei ballatoi del secondo livello, a destra in corrispondenza alla soletta di copertura del corridoio di accesso all'interrato. In basso una vista dell'intradosso delle solette dei ballatoi del secondo livello della palazzina B.</p>
		

Schede di indagine STRUTTURE INTELAIATA		03.1a
ELEMENTO	Struttura intelaiata di sostegno ai ballatoi di distribuzione	
LOCALIZZAZIONE		
<p>Prospetto A-A'</p> <p>Prospetto B-B'</p> <p>Prospetto C-C'</p> <p>Piano rialzato, primo, secondo e terzo</p>		
CARATTERISTICHE DEGLI ELEMENTI IN C.A.		
Tipologia	Struttura intelaiata di sostegno ai ballatoi di distribuzione composta da travi alte e pilastri, una campata in pianta, tre campate in altezza	
Regolarità	Sezione costante per tutti i livelli	
Dimensioni delle sezioni trasversali	Travi: h=40, b=25 Pilastri: h=28 cm, b=30 cm	
Materiali	Calcestruzzo: Cemento Portland a presa lenta (325 kg), sabbia calcarea (0,4 mc), pietrisco con granulometria 1-3 cm (0,8 mc) e acqua al 15% del volume Armarura di barre di acciaio semiduro a sezione tonda liscia, estremi piegati ad uncino e legature in filo di ferro cotto	
Stato di conservazione	Fessurazioni verticali da distacco di copriferro, armature esposte e ossidazione delle stesse	

Schede di indagine STRUTTURA INTELAIATA		03.1b
FINITURE		
Tipologia	Intonaco	
Stato di conservazione	Fessurazioni per distacco di copriferro e fenomeni di dilavamento	
DETTAGLI COSTRUTTIVI		
Collegamenti con le murature	Cordoli in c.a.	
Interventi di consolidamento:	Assenti	
Presenza di elementi ad alta vulnerabilità:	Assenti	
Copriferro	Non rilevato	
Particolari impalcati intermedi		
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;"> <p>Travi</p> <p>All'incastro (sez. A - A')</p> <p>Armatura longitudinale: $A_s=2\phi 12$, $A's=2\phi 12$</p> <p>Armatura trasversale: $\phi 5 / 30$ cm</p> <p>Reggistaffe: $2\phi 8$</p>  </div> <div style="width: 45%;"> <p>Pilastr</p> <p>(sez. C - C')</p> <p>Armatura longitudinale: $6\phi 15$</p> <p>Armatura trasversale: $\phi 6 / 15$ cm</p>   </div> </div>		
<div style="display: flex;"> <div style="width: 45%;"> <p>In campata (sez. B - B')</p> <p>Armatura longitudinale: $A_s=4\phi 12$</p> <p>Armatura trasversale: $\phi 5 / 30$ cm</p> <p>Reggistaffe: $2\phi 8$</p>  </div> <div style="width: 45%;">  <p>Ballatoi di distribuzione su propetto B3C</p> </div> </div>		
		

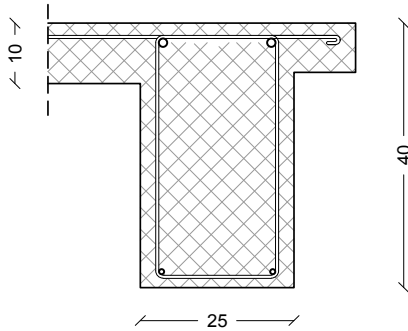
Schede di indagine | STRUTTURA INTELAIATA

03.1c

Particolari impalcati di copertura del ballatoi

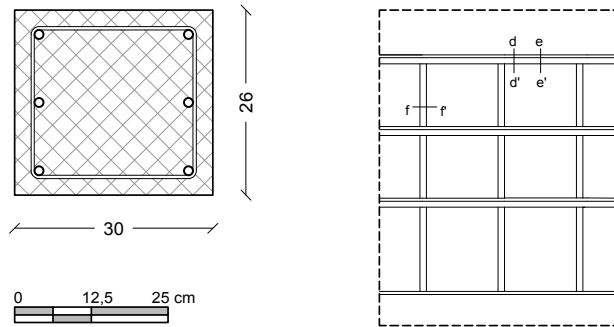
Travi (1-8,13-20 V impalcato, 9-12 IV impalcato)

All'incastro (sez. D - D')
 Armatura longitudinale: $A_s=2\phi 10$, $A_s'=2\phi 10$
 Armatura trasversale: $\phi 5 / 30$ cm
 Reggistaffe: $2\phi 8$

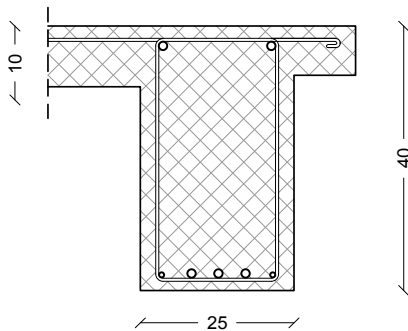


Pilastri (1-8,13-20 V impalcato, 9-12 IV impalcato)

(sez. F - F')
 Armatura longitudinale: $6\phi 10$
 Armatura trasversale: $\phi 6 / 15$ cm



In campata (sez. E - E')
 Armatura longitudinale: $A_s=4\phi 10$
 Armatura trasversale: $\phi 5 / 30$ cm
 Reggistaffe: $2\phi 8$



Ballatoi di distribuzione su propetto B3C

DOCUMENTAZIONE STORICA

DOCUMENTAZIONE DEI DATI A CARATTERI COSTRUTTIVI	
Travi B: sezione da inf. 12	
Travi C: sezione da inf. 12	
Travi D: sezione da inf. 12	
Travi E: sezione da inf. 12	
Travi F: sezione da inf. 12	
Travi G: sezione da inf. 12	
Travi H: sezione da inf. 12	
Travi I: sezione da inf. 12	
Travi J: sezione da inf. 12	
Travi K: sezione da inf. 12	
Travi L: sezione da inf. 12	
Travi M: sezione da inf. 12	
Travi N: sezione da inf. 12	
Travi O: sezione da inf. 12	
Travi P: sezione da inf. 12	
Travi Q: sezione da inf. 12	
Travi R: sezione da inf. 12	
Travi S: sezione da inf. 12	
Travi T: sezione da inf. 12	
Travi U: sezione da inf. 12	
Travi V: sezione da inf. 12	
Travi W: sezione da inf. 12	
Travi X: sezione da inf. 12	
Travi Y: sezione da inf. 12	
Travi Z: sezione da inf. 12	

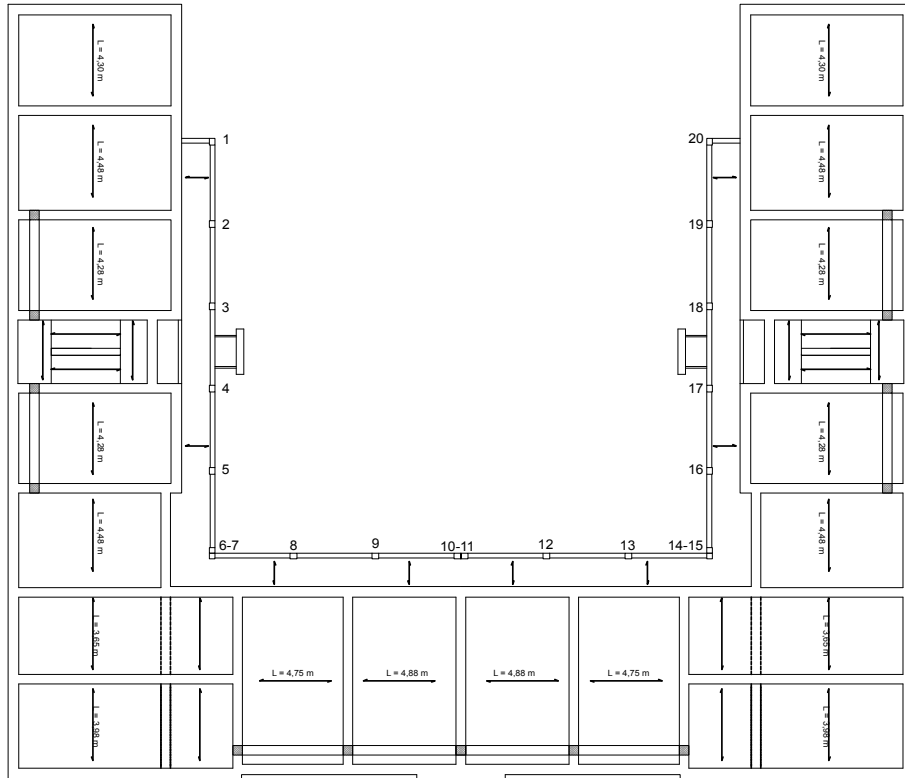
DOCUMENTAZIONE DEI DATI A CARATTERI COSTRUTTIVI	
Travi B: sezione da inf. 12	
Travi C: sezione da inf. 12	
Travi D: sezione da inf. 12	
Travi E: sezione da inf. 12	
Travi F: sezione da inf. 12	
Travi G: sezione da inf. 12	
Travi H: sezione da inf. 12	
Travi I: sezione da inf. 12	
Travi J: sezione da inf. 12	
Travi K: sezione da inf. 12	
Travi L: sezione da inf. 12	
Travi M: sezione da inf. 12	
Travi N: sezione da inf. 12	
Travi O: sezione da inf. 12	
Travi P: sezione da inf. 12	
Travi Q: sezione da inf. 12	
Travi R: sezione da inf. 12	
Travi S: sezione da inf. 12	
Travi T: sezione da inf. 12	
Travi U: sezione da inf. 12	
Travi V: sezione da inf. 12	
Travi W: sezione da inf. 12	
Travi X: sezione da inf. 12	
Travi Y: sezione da inf. 12	
Travi Z: sezione da inf. 12	

DOCUMENTAZIONE DEI DATI A CARATTERI COSTRUTTIVI	
Travi B: sezione da inf. 12	
Travi C: sezione da inf. 12	
Travi D: sezione da inf. 12	
Travi E: sezione da inf. 12	
Travi F: sezione da inf. 12	
Travi G: sezione da inf. 12	
Travi H: sezione da inf. 12	
Travi I: sezione da inf. 12	
Travi J: sezione da inf. 12	
Travi K: sezione da inf. 12	
Travi L: sezione da inf. 12	
Travi M: sezione da inf. 12	
Travi N: sezione da inf. 12	
Travi O: sezione da inf. 12	
Travi P: sezione da inf. 12	
Travi Q: sezione da inf. 12	
Travi R: sezione da inf. 12	
Travi S: sezione da inf. 12	
Travi T: sezione da inf. 12	
Travi U: sezione da inf. 12	
Travi V: sezione da inf. 12	
Travi W: sezione da inf. 12	
Travi X: sezione da inf. 12	
Travi Y: sezione da inf. 12	
Travi Z: sezione da inf. 12	

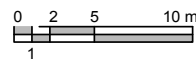
Documenti da libretto delle misure riguardo i dettagli costruttivi del sistema a telaio dei ballatoi esterni

chede di indagine | STRUTTURA INTELAIATA

03.1d





Carpenteria (piano tipo)

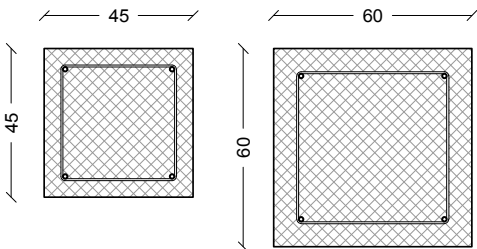
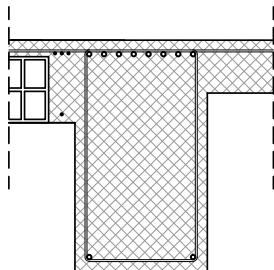
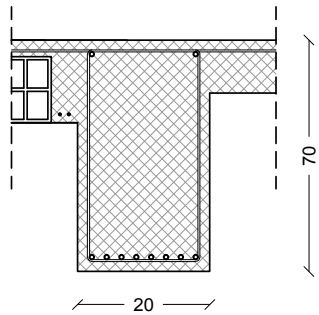
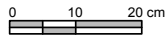


Armatura delle travature del telaio del ballatoi interni (da libretto delle misure)

Trave	ϕ	Ferri	Trave	ϕ	Ferri
Trave 1,20-muro (Impalcati I-IV)	$\phi 12$	2 dritti + 3 sagomati	Trave 1,20,8,13-muro (Impalcato V)	$\phi 10$	2 dritti + 4 sagomati
Trave 1-2, 20-19 (impalcati I-IV)	$\phi 12$	2 dritti + 3 sagomati	Trave 8-13 (Impalcato IV)	$\phi 10$	2 dritti + 3 sagomati
Trave 1-7, 14-19 (impalcati I-IV)	$\phi 12$	2 dritti + 3 sagomati	Trave 1-6, 15-19, 7-8, 13-14 (impalcati V)	$\phi 10$	2 dritti + 3 sagomati
Trave 8-13 (impalcati I-III)	$\phi 12$	2 dritti + 3 sagomati			2 dritti + 3 sagomati

N.B. Dove necessario si impiegano reggistaffe $\phi 8$

Schede di indagine STRUTTURA INTELAIATA		03.2a			
ELEMENTO	Struttura di sostegno alle chiusure verticali esterne delle logge				
LOCALIZZAZIONE e TESSITURA					
					
I Impalcato					
III Impalcato					
V Impalcato					
IV Impalcato					
Dimensioni degli elementi strutturali					
	b x h (cm)				
	Seminterrato	Piano rialzato	I piano	II piano	III piano
Travi logge E-O	-	45x85	45x70	45x70	32x30
Travi logge N-S	-	45x85	45x70	45x70	32x70
Pilastrini logge E-O	60x60	45x45	45x45	45x45	32x32
Pilastrini logge N-S	60x60	45x45	45x45	45x45	32x32

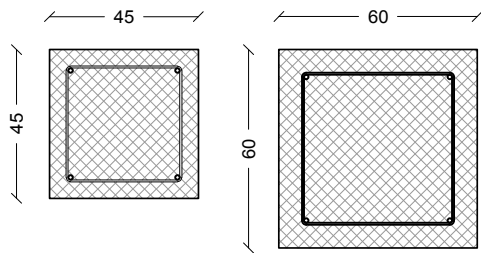
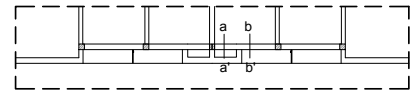
Schede di indagine STRUTTURA INTELAIATA		03.2b
CARATTERISTICHE DEGLI ELEMENTI IN C.A.		
Tipologia	Struttura intelaiata di sostegno alle chiusure verticali esterne delle logge, composta da travi alte e pilastri.	
Regolarità	Gli elementi strutturali presentano dimensioni varie in base ai livelli	
Materiali	Calcestruzzo: Cemento Portland a presa lenta (325 kg), sabbia calcarea (0,4 mc), pietrisco con granulometria 1-3 cm (0,8 mc) e acqua al 15% del volume Armarura di barre di acciaio semiduro a sezione tonda liscia, estremi piegati ad uncino e legature in filo di ferro cotto	
Stato di conservazione	Fessurazioni a distacco di copriferro, armature esposte e corrosione delle stesse.	
FINITURE		
Tipologia	Intonaco	
Stato di conservazione	Degrado di intonaco	
DETTAGLI COSTRUTTIVI		
Interventi di consolidamento:	Assenti	
Presenza di elementi ad alta vulnerabilità:	Assenti	
Copriferro	Variabile	
<p>Telaio di sostegno alle balconate E-O</p> <div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;"> <p>Pilastri (da prove pacometriche)</p> <p>Armarura longitudinale 4ϕ14 Armarura trasversale ϕ6 / 25cm</p>  </div> <div style="width: 50%;"> <p>Travi (da libretto delle misure)</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="width: 45%;"> <p>All'incastro (sez A - A')</p> <p>Armarura long: As=8ϕ14, As'=2ϕ14 Armarura trasv: ϕ5 / 30cm</p>  </div> <div style="width: 45%;"> <p>In campata (sez B - B')</p> <p>Armarura long: As=8ϕ14, As'=2ϕ14 Armarura trasv: ϕ5 / 30cm</p>  </div> </div> </div> </div>		
		

Schede di indagine | STRUTTURA INTELAIATA 03.2c

Telaio di sostegno alle balconate N-S

Pilastrì (da prove pacometriche)

Armatura longitudinale 4 ϕ 14
Armatura trasversale ϕ 6 / 25cm

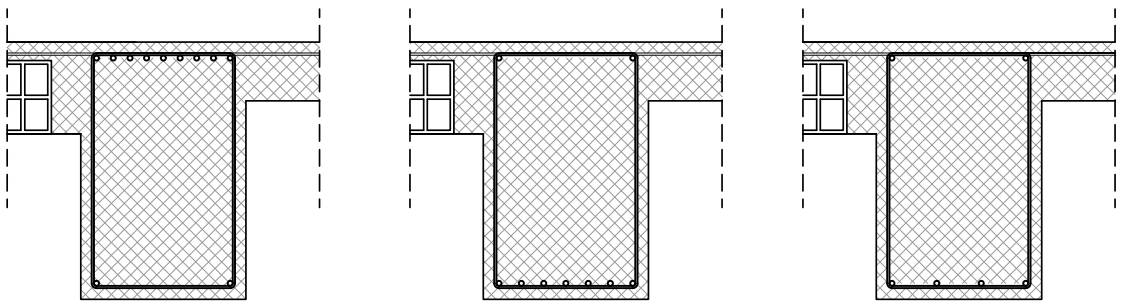


Travi (da dettagli costruttivi)

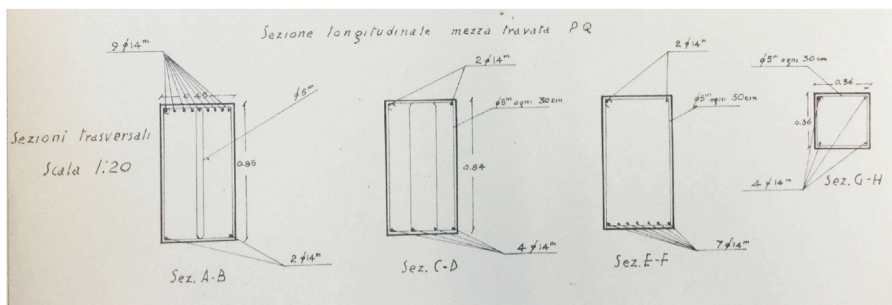
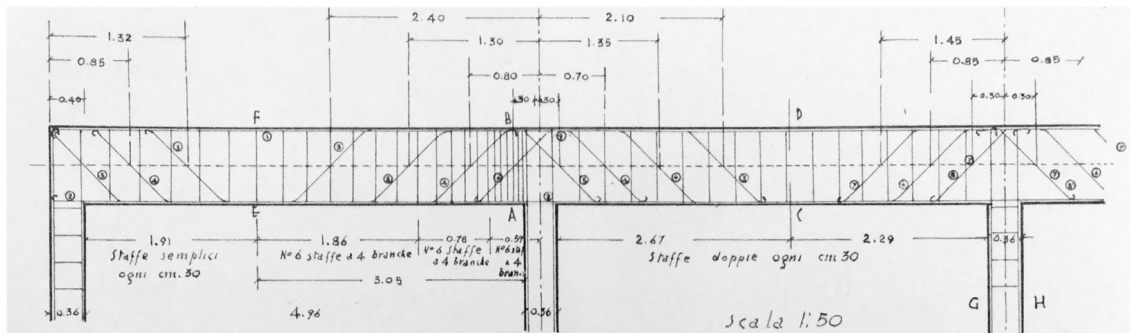
Sez A-A'
As 9 ϕ 14 | As' 2 ϕ 14
Asw/s ϕ 5 / 30cm

Sez B-B'
As 7 ϕ 14 | As' 2 ϕ 14
Asw/s ϕ 5 / 30cm

Sez C-C'
As 4 ϕ 14 | As' 2 ϕ 14
Asw/s ϕ 5 / 30cm



DISEGNI COSTRUTTIVI



Documentazioni di progetto (Fonte: Archivio di Stato di Bari) Distinta della mezza travata delle logge N-S e sezioni trasversali

Schede di indagine CORDOLI IN C.A.		04.1a
ELEMENTO	Cordoli di collegamento tra orizzontamenti e murature	
LOCALIZZAZIONE		
CARATTERISTICHE DEGLI ELEMENTI IN C.A.		
Tipologia	Cordoli di collegamento tra orizzontamenti in laterocemento e murature portanti	
Dimensioni delle sezioni trasversali	La larghezza dei cordoli è uguale a quella del muro sul quale poggiano, l'altezza è di 20 cm al piano seminterrato e piano terra, ai piani superiori è di 25 cm.	
Materiali	Calcestruzzo: Cemento Portland a presa lenta (325 kg), sabbia calcarea (0,4 mc), pietrisco con granulometria 1-3 cm (0,8 mc) e acqua al 15% del volume Amarura di barre di acciaio semiduro a sezione tonda liscia, estremi piegati ad uncino e legature in filo di ferro cotto	
Stato di conservazione	Buono	

Schede di indagine CORDOLI IN C.A.		04.1b
FINITURE		
Tipologia	Intonaco	
Stato di conservazione	Degrado di intonaco con fessurazioni	
DETTAGLI COSTRUTTIVI		
Interventi di consolidamento:	Assenti	
Copriferro	2 cm	
Armatura longitudinale	n ferri variabile di diametro $\phi 14$	
Armatura trasversale	$\phi 5 / 30$ cm	
Copertura del piano seminterrato e piano rialzato		

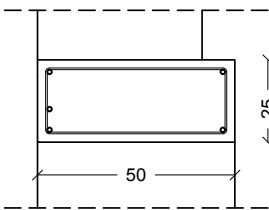
Schede di indagine | CORDOLI IN C.A.

04.1c

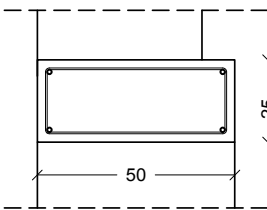
Copertura del I piano



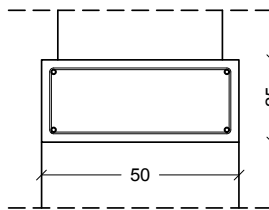
Sez. T1-Z1



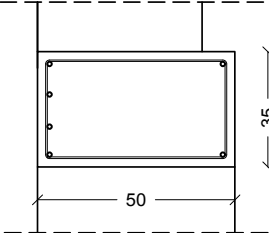
Sez. X1-Y1



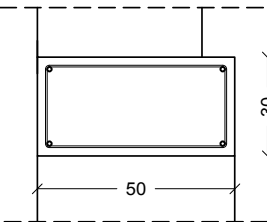
Sez. T3-Z3



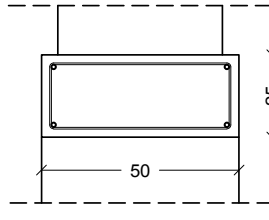
Sez. T2-Z2



Sez. X2-Y2



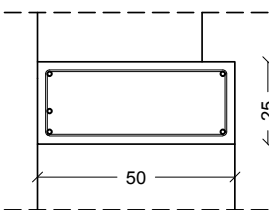
Sez. R-S



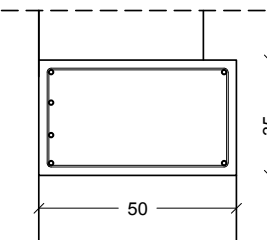
Copertura del II piano



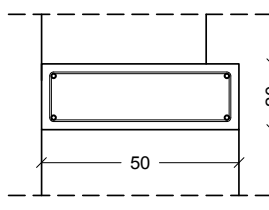
Sez. T1-Z1



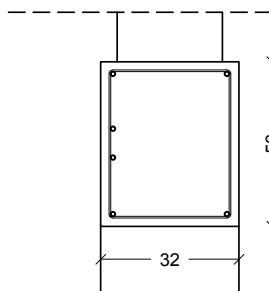
Sez. T2-Z2



Sez. X4-Y4



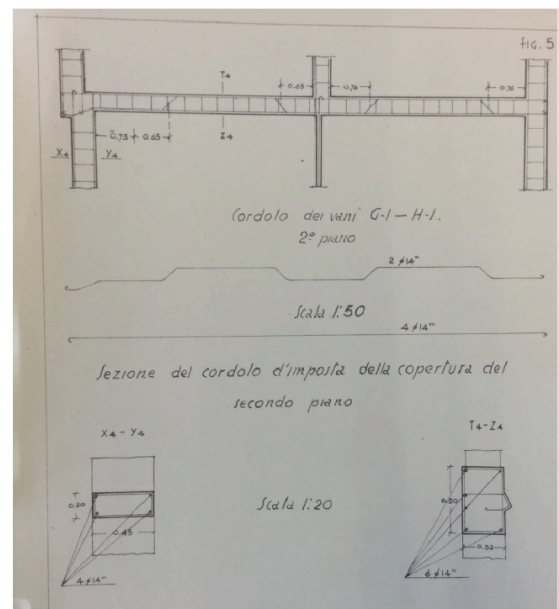
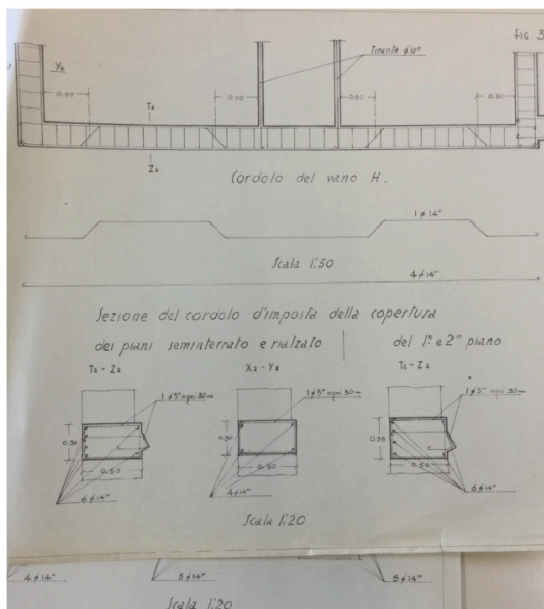
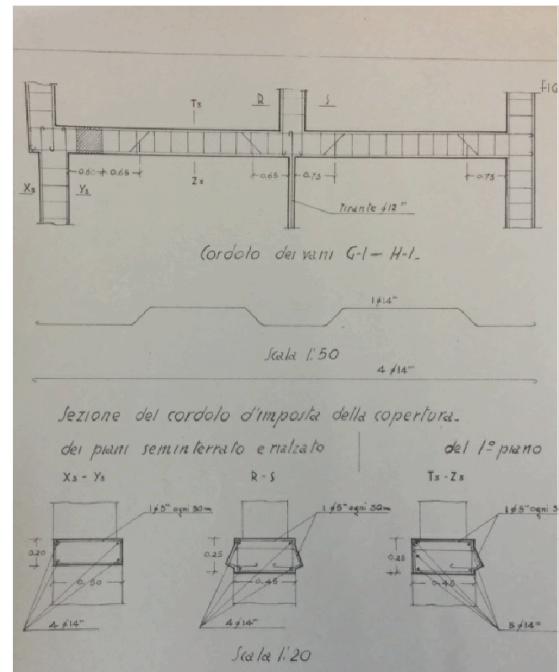
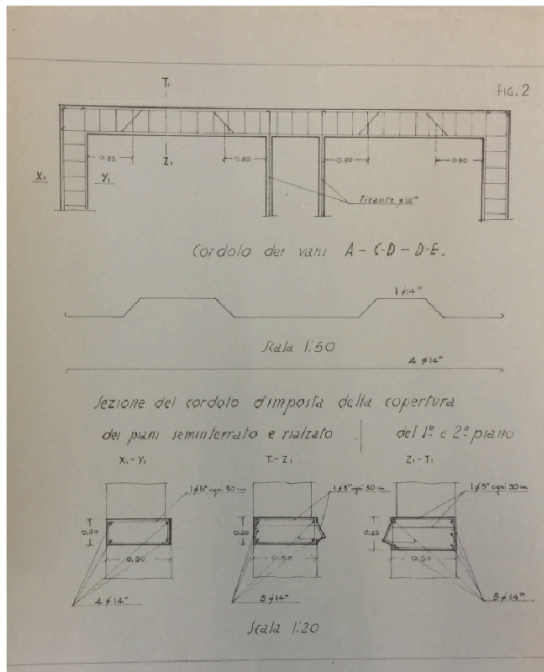
Sez. T4-Z4



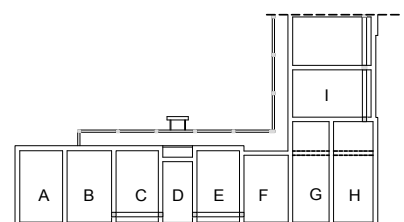
Schede di indagine | CORDOLI IN C.A.

04.1d

DOCUMENTAZIONE STORICA

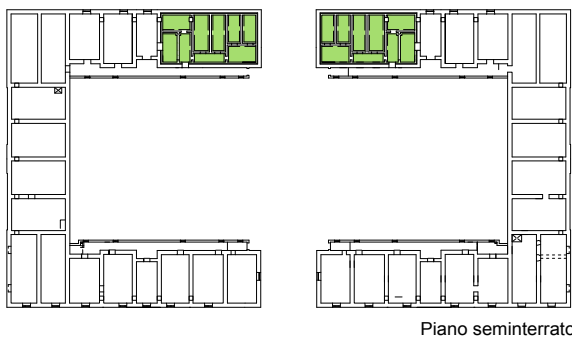


Documento di progetto riguardante le caratteristiche dei cordoli di collegamento dei solai alle murature (Fonte: Archivio di stato, fondo IACP, busta 12)
Si mostrano le sezioni dei cordoli dei vani A, C-D, D-E, G, H, I di tutti i livelli



Schede di indagine COLLEG. VERTICALE		05.1a
ELEMENTO	Sistema di collegamento verticale	
LOCALIZZAZIONE		
<p>Piano seminterrato</p> <p>Piano terra</p> <p>Piano secondo</p> <p>Piano terzo</p>		
CARATTERISTICHE DEGLI ELEMENTI IN C.A.		
Tipologia	Collegamento a rampe inclinate con struttura a soletta rampante e pianerottolo di riposo con soletta in c.a., a gradini portanti	
Dimensioni delle sezioni trasversali	24 cm	
Materiali	<p>Calcestruzzo: Cemento Portland a presa lenta (325 kg), sabbia calcarea (0,4 mc), pietrisco con granulometria 1-3 cm (0,8 mc) e acqua al 15% del volume</p> <p>Armarura di barre di acciaio semiduro a sezione tonda liscia, estremi piegati ad uncino e legature in filo di ferro cotto</p>	
Stato di conservazione	Degradato, compaiono fessurazioni agli innesti laterali dei corrimani alle facce laterali della soletta	

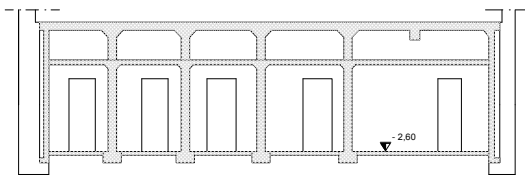
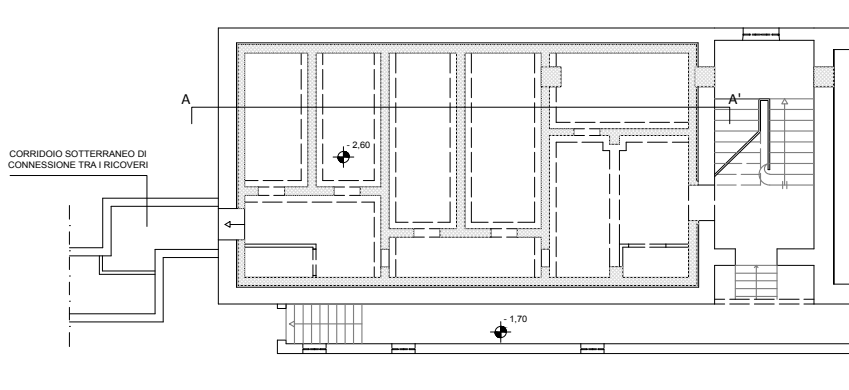
Schede di indagine COLLEG. VERTICALE		05.1b
FINITURE		
Tipologia	Intonaco e rivestimento in piastrelle di materiale cementizio	
Stato di conservazione	Degrado di intonaco con fessurazioni nelle discontinuità geometriche e materiche, fessurazioni della pavimentazione da usura	
DETTAGLI COSTRUTTIVI		
Collegamenti con le murature	Cordoli in c.a.	
Interventi di consolidamento:	Assenti	
Presenza di elementi ad alta vulnerabilità:	Assenti	
Copriferro	Non rilevato	
RILIEVO FOTOGRAFICO		
<p>A destra si osserva il vano scala della palazzina B, a Ovest. A sinistra il degrado della pavimentazione del vano scala e della soletta dei pianerottoli al secondo livello dell'edificio B.</p>		

Schede di indagine RICOVERO ANTIAEREO		06.1a
ELEMENTO	Struttura del ricovero antiaereo e antigas.	
LOCALIZZAZIONE		
 <p>Piano seminterrato</p>		
CARATTERISTICHE DEGLI ELEMENTI IN C.A.		
Tipologia	Struttura scatolare in calcestruzzo armato con pareti perimetrali separate dalle murature portanti mediante un'intercapeidne di 5 cm di spessore, alla base c'è una soletta in c.a. su vespaio in pietrame e superiormente una camera di scoppio separata dagli ambienti sottostanti a una soletta in c.a.	
Dimensioni degli elementi strutturali	Le pareti sono spesse 25 cm, la soletta di base è spessa 15 cm, il solettone di copertura è di 10 cm.	
Materiali	Calcestruzzo: Cemento Portland a presa lenta (325 kg), sabbia calcarea (0,4 mc), pietrisco con granulometria 1-3 cm (0,8 mc) e acqua al 15% del volume Armarura di barre di acciaio semiduro a sezione tonda liscia, estremi piegati ad uncino e legature in filo di ferro cotto	
Stato di conservazione	Degradato, sono presenti efflorescenze a parete.	
FINITURE		
Tipologia	Intonaco	
Stato di conservazione	Degrado e lacune dell'intonaco	
DETTAGLI COSTRUTTIVI		
Collegamenti con le murature	Assenti	
Interventi di consolidamento:	Assenti	
Presenza di elementi ad alta vulnerabilità:	Assenti	
Copriferro	Non rilevati	

Schede di indagine | RICOVERO ANTIAEREO

06.1b

RILIEVO

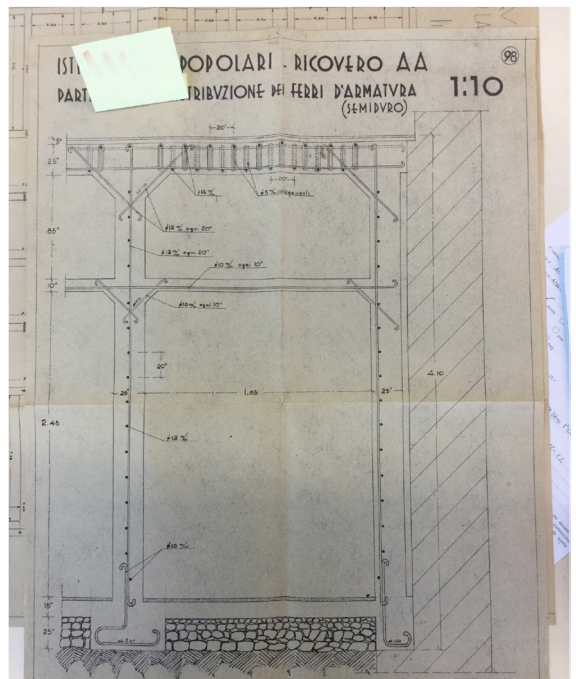
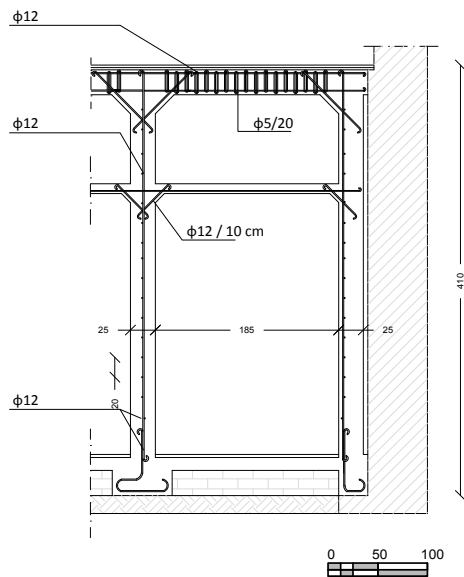


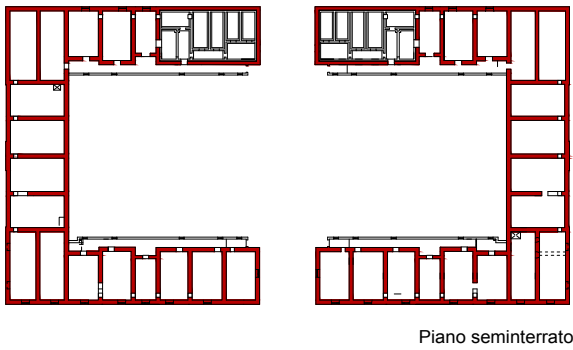
Sezione A-A'



Interno del ricovero antiaereo

PARTICOLARI COSTRUTTIVI



Schede di indagine FONDAZIONI		07.1a
ELEMENTO	Fondazione delle murature portanti	
LOCALIZZAZIONE		
 <p>Piano seminterrato</p>		
CARATTERISTICHE DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE		
Tipologia	Fondazioni dirette, superficiali: cordoli in c.a.	
Dimensioni degli elementi strutturali	H=100 m, B= 60 cm	
Materiali	Conglomerato pozzolanico armato costituito da una parte di malta formata da calce grassa e pozzolana e due parti di pietrisco calcareo di granulometria pari a 4-5 cm. Armarura di barre di acciaio semiduro a sezione tonda liscia, estremi piegati ad uncino e legature in filo di ferro cotto	
CARATTERISTICHE DEL PIANO DI POSA		
Tipologia	Strato di materiale sedimentario di origine marina (banco di roccia tufacea) denominato "Calcare di Bari".	
Caratteristiche geotecniche	Peso di volume (γ): 2,6-2,7 t/mc Modulo elastico (E): 120 MPa (roccia intatta), 20-46 MPa (roccia fratturata) Modulo di deformabilità (E_d): 5 MPa Capacità portante ammissibile: 0,5-1 MPa Angolo di attrito interno (φ): 35° Coefficiente di Winkler (K1): 30 kg/cmc	
Scavo	Profondità a 3 m circa	
CARATTERISTICHE DELLA CHIUSURA DI BASE		
Tipologia	Soletta in c.a. da 15 cm poggiata su vepaio in pietrame non ventilato	

Schede di indagine | FONDAZIONI

07.1b

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Collegamenti con le murature

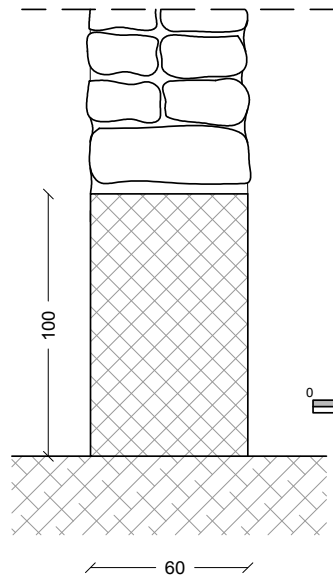
Assenti

Interventi di consolidamento

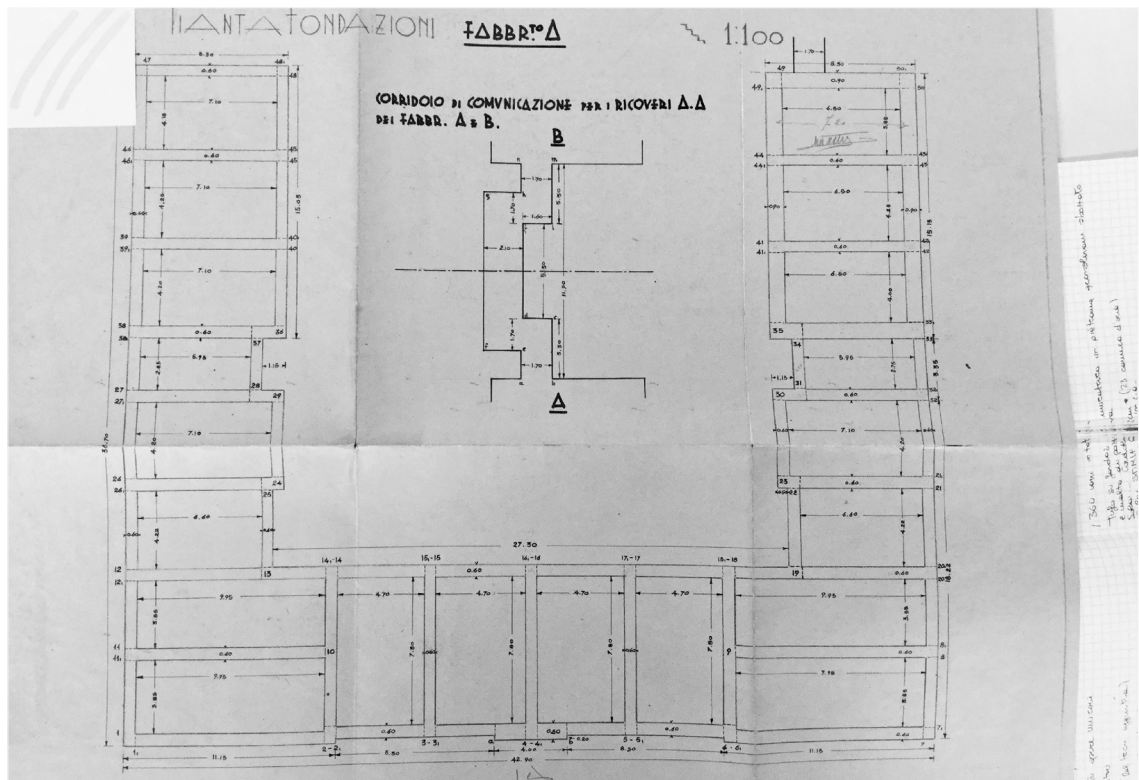
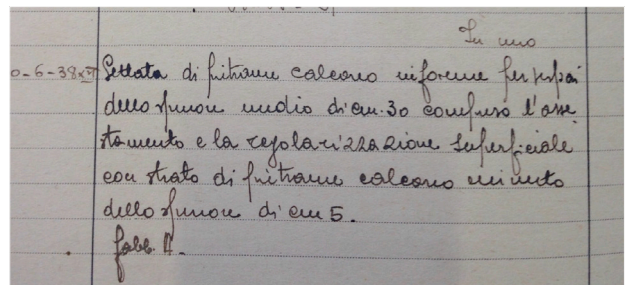
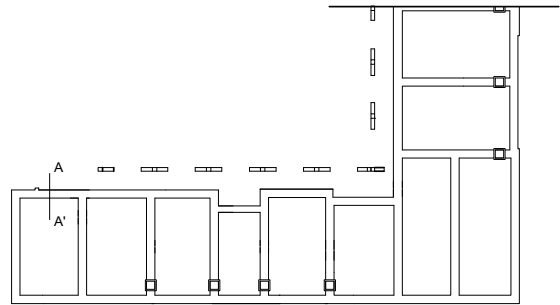
Assenti

Copriferro

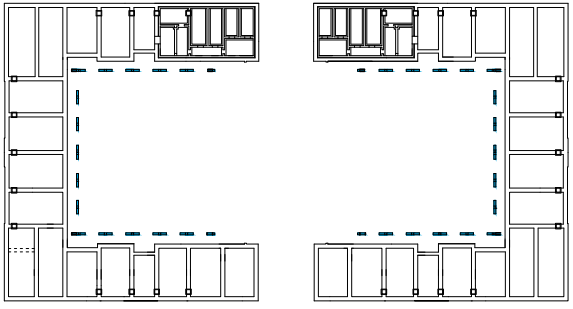
Non rilevati



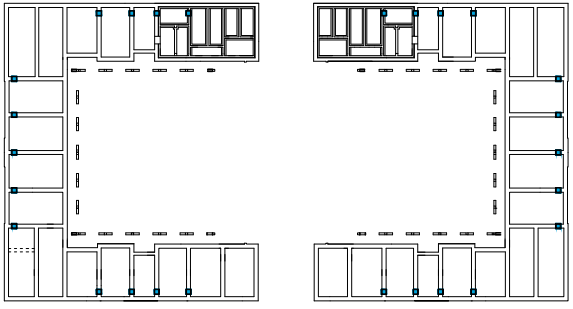
Sezione A-A'



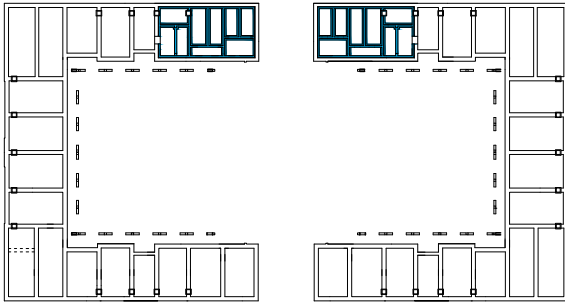
Voce relativa all'esecuzione del vespaio nel Libretto delle Misure e pianta delle fondazioni (Archivio di Stato di Bari, fondo IACP, busta 12)

Schede di indagine FONDAZIONI		07.2a
ELEMENTO	Fondazione dei pilastri di sostegno dei ballatoi	
LOCALIZZAZIONE		
 <p>Piano fondazioni</p>		
CARATTERISTICHE DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE		
Tipologia	Fondazioni dirette, superficiali: plinti in c.a.	
Dimensioni degli elementi strutturali	H=60 m, B= 110 cm	
Materiali	<p>Calcestruzzo: Cemento Portland a presa lenta (325 kg), sabbia calcarea (0,4 mc), pietrisco con granulometria 1-3 cm (0,8 mc) e acqua al 15% del volume</p> <p>Armarura di barre di acciaio semiduro a sezione tonda liscia, estremi piegati ad uncino e legature in filo di ferro cotto</p>	
CARATTERISTICHE DEL PIANO DI POSA		
Tipologia	Strato di materiale sedimentario di origine marina (banco di roccia tufacea) denominato "Calcare di Bari".	
Caratteristiche geotecniche	<p>Peso di volume (γ): 2,6-2,7 t/mc</p> <p>Modulo elastico (E): 120 MPa (roccia intatta), 20-46 MPa (roccia fratturata)</p> <p>Modulo di deformabilità (E_d): 5 MPa</p> <p>Capacità portante ammissibile: 0,5-1 MPa</p> <p>Angolo di attrito interno (φ): 35°</p> <p>Coefficiente di Winkler (K1): 30 kg/cm²</p>	
Scavo	Profondità a 3 m circa	
CARATTERISTICHE DELLA CHIUSURA DI BASE		
Tipologia	Soletta in c.a. da 15 cm poggiata su vepaio in pietrame non ventilato	

Schede di indagine FONDAZIONI		07.2b
DETTAGLI COSTRUTTIVI		
Collegamenti con le murature	Assenti	
Interventi di consolidamento	Assenti	
Copriferro	Non rilevati	
DOCUMENTAZIONE STORICA		
<p> PIANTA-PLINTI-PILASTRI INTERMEDI 2 3 4 5 8 9 12 13 16 17 18 19 </p> <p> PIANTA DEI PLINTI PER I PILASTRI 1 6 7 10 11 14 15 20 </p>		
<p>Disegno costruttivo dei plinti di fondazione dei pilastri del ballatoio (Archivio di Stato di Bari, Fondo Iacp, busta 11)</p>		

Schede di indagine FONDAZIONI		07.3a
ELEMENTO	Fondazione dei pilastri di sostegno alle logge	
LOCALIZZAZIONE		
 <p>Piano fondazioni</p>		
CARATTERISTICHE DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE		
Tipologia	Fondazioni dirette, superficiali: plinti in c.a.	
Dimensioni degli elementi strutturali	H=40 m, B= 70x70 cm	
Materiali	<p>Calcestruzzo: Cemento Portland a presa lenta (325 kg), sabbia calcarea (0,4 mc), pietrisco con granulometria 1-3 cm (0,8 mc) e acqua al 15% del volume</p> <p>Armarura di barre di acciaio semiduro a sezione tonda liscia, estremi piegati ad uncino e legature in filo di ferro cotto</p>	
CARATTERISTICHE DEL PIANO DI POSA		
Tipologia	Strato di materiale sedimentario di origine marina (banco di roccia tufacea) denominato "Calcare di Bari".	
Caratteristiche geotecniche	<p>Peso di volume (γ): 2,6-2,7 t/mc</p> <p>Modulo elastico (E): 120 MPa (roccia intatta), 20-46 MPa (roccia fratturata)</p> <p>Modulo di deformabilità (E_d): 5 MPa</p> <p>Capacità portante ammissibile: 0,5-1 MPa</p> <p>Angolo di attrito interno (φ): 35°</p> <p>Coefficiente di Winkler (K1): 30 kg/cm²</p>	
Scavo	Prondità a 3 m circa	
CARATTERISTICHE DELLA CHIUSURA DI BASE		
Tipologia	Soletta in c.a. da 15 cm poggiata su vepaio in pietrame non ventilato	

Schede di indagine FONDAZIONI		07.3b
DETTAGLI COSTRUTTIVI		
Collegamenti con le murature	Assenti	
Interventi di consolidamento	Assenti	
Copriferro	Non rilevati	

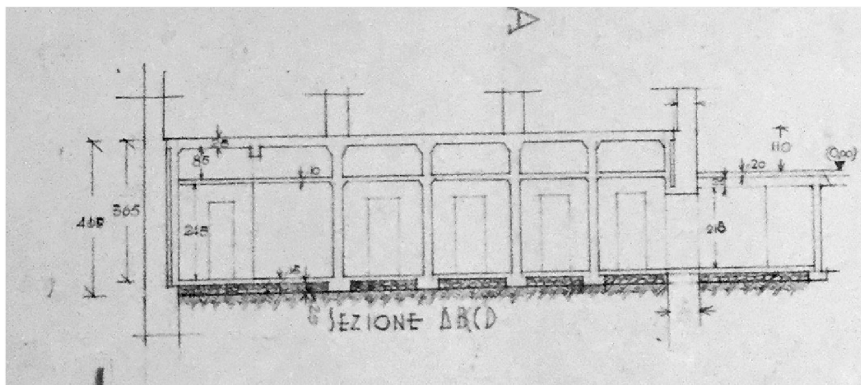
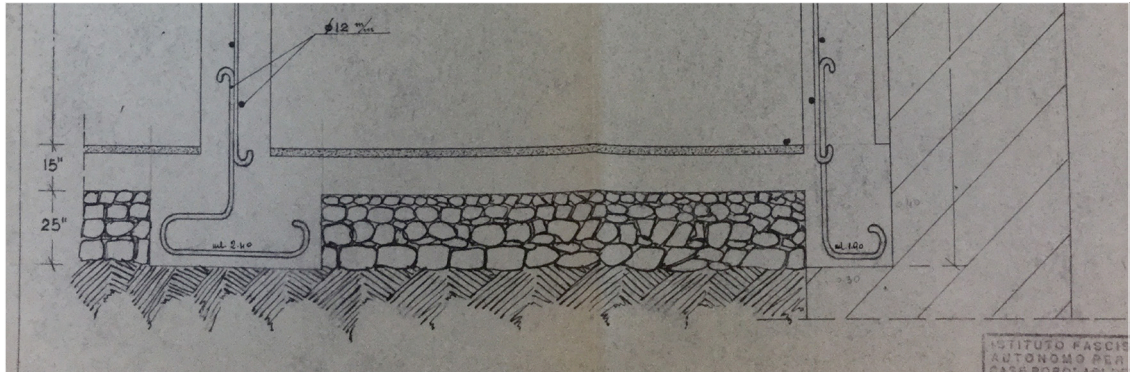
Schede di indagine FONDAZIONI		07.4a
ELEMENTO	Fondazione della struttura del ricovero antiaereo	
LOCALIZZAZIONE		
 <p>Piano fondazioni</p>		
CARATTERISTICHE DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE		
Tipologia	Fondazioni continue dirette	
Dimensioni degli elementi strutturali	H=40 m, B= 70x70 cm	
Materiali	<p>Calcestruzzo: Cemento Portland a presa lenta (325 kg), sabbia calcarea (0,4 mc), pietrisco con granulometria 1-3 cm (0,8 mc) e acqua al 15% del volume</p> <p>Armarura di barre di acciaio semiduro a sezione tonda liscia, estremi piegati ad uncino e legature in filo di ferro cotto</p>	
CARATTERISTICHE DEL PIANO DI POSA		
Tipologia	Strato di materiale sedimentario di origine marina (banco di roccia tufacea) denominato "Calcare di Bari".	
Caratteristiche geotecniche	<p>Peso di volume (γ): 2,6-2,7 t/mc</p> <p>Modulo elastico (E): 120 MPa (roccia intatta), 20-46 MPa (roccia fratturata)</p> <p>Modulo di deformabilità (Ed): 5 MPa</p> <p>Capacità portante ammissibile: 0,5-1 MPa</p> <p>Angolo di attrito interno (φ): 35°</p> <p>Coefficiente di Winkler (K1): 30 kg/cm²</p>	
Scavo	-2,95 m	
CARATTERISTICHE DELLA CHIUSURA DI BASE		
Tipologia	Soletta in c.a. da 15 cm poggiata su vepaio in pietrame non ventilato	

Schede di indagine | FONDAZIONI

07.4b

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Collegamenti con le murature	Assenti
Interventi di consolidamento	Assenti
Copriferro	Non rilevati



Sezione delle
fondazioni del ricovero
(Fonte Archivio di
Stato, Fondo IACP,
busta 10-11-12)

Appendice B

Tavole

Rilievo

- R01 Pianta seminterrato
- R02 Pianta piano rialzato
- R03 Pianta primo piano
- R04 Pianta secondo piano
- R05 Pianta terzo piano
- R06 Pianta coperture
- R07 A_Prospetti esterni
- R08 A_Prospetti interni
- R09 B_Prospetti esterni
- R10 B_Prospetti interni

Book Fotografico

Interventi

- I01 Pianta piano rialzato
- I02 Sezioni
- I03 Dettaglio

fonti:

Marziliano R., La qualificazione degli edifici a struttura mista nel progetto di recupero: il caso del Gruppo Gondar, tesi di laurea, Politecnico di Bari, 2003

Pinto M., Valutazione di efficacia di interventi di recupero antisismico nell'edilizia a struttura mista : il caso del Gruppo Gondar a Bari, Politecnico di Bari, 2013