

UNIVERSITÀ DI PISA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA
DELL'ENERGIA, DEI SISTEMI, DEL TERRITORIO E DELLE COSTRUZIONI
Corso di Laurea Specialistica in Ingegneria Edile-Architettura



Tesi di laurea

PROPOSTA DI RECUPERO DEL COMPLESSO APES DI EDILIZIA
RESIDENZIALE PUBBLICA IN SANT'ERMETE, PISA

RELATORI

Dott. Ing. Anna De Falco

Prof. Ing. Mauro Sassu

Prof. Arch. Domenico Taddei

CORRELATORE

Dott. Ing. Giulia Lenziardi

CANDIDATO
Jacopo Ferretti

ANNO ACCADEMICO 2013-2014

SOMMARIO

CAPITOLO 1.....	
INTRODUZIONE.....	2
1.1 Il quadro storico-normativo degli interventi di edilizia residenziale pubblica in Italia e a Pisa	2
1.1.1 Il Piano di Ricostruzione di Pisa	2
1.1.2 Le caratteristiche tipologiche dei complessi di edilizia popolare sorti nel dopoguerra.....	5
1.1.3 Le novità introdotte dal piano INA-Casa.....	11
1.1.4 Le principali novità introdotte negli anni settanta	12
1.1.5 La stagione dei programmi complessi	14
1.1.6 L'edilizia pubblica pisana.....	15
1.2 Il recupero dei complessi di edilizia residenziale pubblica	16
1.2.1 Il quartiere di Sant'Ermete	17
1.2.2 Il complesso di edilizia popolare del '47: caratteristiche e criticità....	19
1.3 La proposta di recupero del complesso APES di Sant'Ermete	23
CAPITOLO 2.....	
PRESENTAZIONE DEL CASO DI STUDIO	26
2.1 L'edificio di via Bronzetti: dati geometrici e presentazione	26
CAPITOLO 3.....	
LIVELLO DI CONOSCENZA DELLA STRUTTURA	34
3.1 Premessa.....	34
3.2 Sopralluoghi agli appartamenti dell'APES	34
3.3 La verifica dei dettagli costruttivi e le indagini con la termocamera	35
3.4 Proprietà dei materiali	39
3.4.1 Opere in muratura	39

3.4.2	Prove di caratterizzazione della malta.....	41
CAPITOLO 4.....		
MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA.....		
4.1	Modelli di analisi strutturale.....	46
4.2	Il metodo SAM ed il telaio equivalente.....	47
4.2.1	Elementi ad asse verticale	47
4.2.2	Elementi ad asse orizzontale	49
4.3	Proprietà meccaniche e criteri di rottura.....	52
4.3.1	Elemento maschio murario	52
4.3.2	Elemento fascia muraria.....	55
4.3.3	Elemento cordolo	58
4.4	Dalla modellazione a telaio equivalente al modello su SAP2000	59
CAPITOLO 5.....		
AZIONI SULLA COSTRUZIONE.....		
5.1	Carichi permanenti agenti sulla costruzione	69
5.1.1	Solai interpiano.....	69
5.1.2	Solaio di copertura.....	72
5.1.3	Tramezzi	73
5.1.4	Carichi permanenti portati dai solai	75
5.1.5	Scale.....	75
5.1.6	Tamponamenti.....	76
5.2	Azione della neve.....	77
5.3	Azione del vento.....	78
5.4	Azione sismica	81
5.4.1	Fattore di struttura della costruzione.....	81

CAPITOLO 6.....	
ANALISI LINEARI DELLA STRUTTURA.....	85
6.1 Analisi dello stato tensionale della muratura.....	85
6.1.1 Riflessioni sui primi risultati	89
6.2 Analisi Statica Lineare	93
6.2.1 Periodo proprio di vibrazione della struttura	93
6.2.2 Valutazione dello spettro elastico di risposta e delle forze statiche equivalenti	93
6.3 Analisi Dinamica Lineare.....	98
6.3.1 Risultati dell'analisi modale	102
6.3.2 Verifiche di sicurezza.....	108
6.3.3 Diagrammi riassuntivi di verifica.....	108
CAPITOLO 7.....	
ANALISI STATICA NON LINEARE.....	113
7.1 Introduzione	113
7.2 Distribuzione delle forze.....	114
7.3 Verifiche di sicurezza	115
7.3.1 Determinazione della curva di capacità del sistema reale	115
7.3.2 Determinazione della curva di capacità del sistema a un grado di libertà	115
7.3.3 Determinazione della curva bilineare equivalente	116
7.3.4 Determinazione della domanda di spostamento	117
7.4 Modellazione della risposta non lineare della muratura	118
7.5 Modellazione delle cerniere plastiche della muratura.....	119
7.5.1 Cerniere dei maschi murari.....	120
7.5.2 Cerniere delle fasce murarie.....	124
7.6 Analisi pushover applicate al caso di studio	128

7.7	Verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.....	129
CAPITOLO 8.....		
VULNERABILITÀ SISMICA E INDICE DI RISCHIO.....		
8.1	Le schede di vulnerabilità – GNDT.....	148
8.1.1	Vulnerabilità sismica: definizione.....	148
8.1.2	Compilazione della scheda di livello II.....	149
8.1.3	Calcolo dell'indice di vulnerabilità	154
8.2	V.M. – Progetto S.A.V.E.....	158
8.2.1	Introduzione.....	158
8.2.2	Modello di calcolo.....	159
8.2.3	Il software S.A.V.E. per la vulnerabilità dell'edificio oggetto di studio.....	162
8.3	Indice di Rischio Sismico	169
8.3.1	Indice di rischio derivante dalle analisi pushover.....	170
8.3.2	Indice di rischio derivante dal progetto S.A.V.E.	170
8.3.3	Indice di rischio derivante dalla scheda di vulnerabilità.....	171
CAPITOLO 9.....		
PROPOSTE DI MIGLIORAMENTO SISMICO.....		
9.1	Sintesi dei risultati ottenuti.....	173
9.2	Proposta di miglioramento sismico.....	174
9.3	Computo metrico estimativo.....	183
9.4	Analisi parametrica della struttura	187
9.5	Osservazioni finali.....	192
CAPITOLO 10.....		
ADEGUAMENTO FUNZIONALE DEGLI ALLOGGI.....		
		193

10.1	Caratteri architettonici.....	193
10.2	Interventi di adeguamento	194
10.3	Realizzazione del nuovo involucro architettonico	195
CAPITOLO 11		
PROGETTO DEL NUOVO CENTRO POLIFUNZIONALE		197
11.1	Sistemazione degli spazi esterni e parcheggi.....	197
11.2	Il nuovo centro polifunzionale	198
11.2.1	Le funzioni.....	200
11.2.2	Il progetto architettonico	200
11.2.3	Aspetti di ecosostenibilità.....	201
11.2.4	La piazza e il parco attrezzato	201
11.2.5	Il giardino botanico.....	202
CAPITOLO 12.....		
CONCLUSIONI.....		205
12.1	Riepilogo.....	205
12.2	Gli esiti dello studio di vulnerabilità dell'edificio di via Bronzetti	207
Il progetto di adeguamento funzionale degli edifici e delle aree a verde.....		208
BIBLIOGRAFIA		210
ALLEGATI.....		212

CAPITOLO 1

INTRODUZIONE

1.1 Il quadro storico-normativo degli interventi di edilizia residenziale pubblica in Italia e a Pisa

Già sul finire dell'ottocento il problema abitativo si poneva come una delle questioni più importanti connaturate allo sviluppo delle città. Di tale problema se ne erano fatte carico, sino a quel momento, associazioni assistenziali e filantropiche, fino a quando la rilevanza sociale del problema non costrinse le pubbliche amministrazioni a farsene carico direttamente.

Il passaggio da una gestione di stampo volontaristico alla regolamentazione normativa dell'edilizia popolare avvenne nel 1903 quando, con la *legge Luzzatti*, si istituirono gli Istituti Autonomi Case Popolari (I.A.C.P.): questi enti, autonomi a livello comunale, dovevano disciplinare la concessione di prestiti a enti specifici per la costruzione di alloggi popolari.

Il Testo Unico del 1938 assegna i caratteri distintivi per le costruzioni di tipo economico e popolare, attribuendo a ciascuna categoria i soggetti ammessi alla loro realizzazione, fra i quali gli I.A.C.P., che vengono ridefiniti su scala provinciale.

1.1.1 Il Piano di Ricostruzione di Pisa

L'entrata in guerra dell'Italia determinò un rallentamento dell'attività edilizia che riprese soltanto a guerra finita, quando gli ingenti danni subiti dalle città italiane ed il problema sociale dei senzatetto dettero un nuovo impulso alla ripresa dell'attività costruttiva.

I primi provvedimenti d'urgenza per la ricostruzione interessarono molte città toscane vittime della guerra che avevano subito distruzioni a causa della lunga permanenza del fronte. A Pisa, i circa 50 giorni di permanenza del fronte sulle rive dell'Arno e la successiva gravissima esondazione di quest'ultimo causarono circa 5000 morti e 15000 feriti, nonché gravissimi danni alle costruzioni. Secondo le cifre dell'epoca, il numero di vani d'abitazione distrutti o gravemente danneggiati a Pisa ammontava a circa il 48% del numero di vani esistenti prima che iniziasse il conflitto

bellico¹. Questo dato è forse la dimostrazione più concreta del dramma dei senzatetto, che nel settembre del 1944 ammontavano a 32427 persone su circa 75000 residenti. Nell'immediato dopoguerra, circa 10000 sfollati vennero sistemati alla meglio, anche mediante la coabitazione, in alloggi costruiti "ex novo" all'esterno delle mura della città storica o in alloggi restaurati; altre 10000 persone avevano invece abbandonato la città.

In tutta Italia si giunse, in un arco di tempo che va dal '47 al '54, alla predisposizione di appositi "piani di ricostruzione", soggetti ad approvazione del Ministero dei Lavori Pubblici, allo scopo di organizzare l'emergenza abitativa entro un quadro di corretta pianificazione territoriale. Il piano di ricostruzione della città di Pisa venne adottato verso la fine del 1947 dagli architetti ed ingegneri Pera, Bellucci, Ciangherotti, Fascetti, e concentrava l'attenzione su dieci zone: sei di queste erano interne al centro storico ed erano quelle maggiormente danneggiate; le restanti quattro zone, esterne al nucleo cittadino, erano quelle di Porta a Mare, di Calcesana, del cavalcavia di San Giusto e di San Giusto. Il Piano prevedeva di realizzare le nuove costruzioni secondo tre tipi edilizi precisi²:

- tipo *intensivo*: fabbricati accostati dall'altezza massima di 18 m, altezza del pianterreno non minore di 4 m, altezza dei piani superiori non minore di 3 m (da pavimento a soffitto), accostati senza soluzione di continuità, massima superficie coperta pari a 2/3 della superficie fondiaria³ e, qualora la superficie fondiaria risulti inferiore a 50 mq, ricostruzione su tutta la superficie disponibile salvo parere della Commissione Edilizia.
- tipo *semi intensivo*: palazzette non superiori a tre piani fuori terra a sviluppo orizzontale per un massimo di 40 m, con facciate allineate al fronte stradale e arretramento rispetto a questo non minore di 5 m, rapporto di copertura non superiore al 50% dell'area totale;
- tipo *estensivo*: a "casette accoppiate o non" di due piani fuori terra, con lunghezza non superiore a 30 m e distanze non inferiori a 10 m dal blocco successivo; altezza massima 8 m e rapporto di copertura non superiore al 20% dell'area totale.

¹ Cfr. *Piano di Ricostruzione della città di Pisa, Relazione e norme edilizie*, dicembre 1946, pp.2-3.

² Cfr. *Piano di Ricostruzione della città di Pisa*, op.cit., p.31.

³ In realtà, nel testo originale, si fa riferimento alla superficie della "presella".



Figura 1.1 Vista del complesso di via Ugo Rindi del 1945

Le proposte di nuova espansione per le quattro aree all'esterno delle mura vennero stralciate dal Ministero dei Lavori Pubblici per essere rinviate ad un futuro piano regolatore. Nel contempo, vennero realizzati locali interventi di edilizia residenziale pubblica in diverse zone della città, slegati dal programma del Piano, contribuendo alla "formazione di periferie non legate a criteri unitari di impostazione proprio per la formazione precipitosa di nuclei residenziali da parte di enti e della iniziativa privata che non avevano a riferimento uno schema urbanistico"⁴.

⁴ ASTENGO G., *Pisa, Struttura e Piano, vol. I*, Tacchi Editore, 1989, p. 56.

1.1.2 Le caratteristiche tipologiche dei complessi di edilizia popolare sorti nel dopoguerra

Se si escludono gli interventi realizzati a nord della città, in via Ugo Rindi, via Piave e via San Iacopo, che prevedono in quegli anni il completamento di quartieri di “case popolarissime” iniziati già in epoca fascista, i primi interventi di edilizia pubblica realizzati al di fuori del Piano di Ricostruzione interessarono la via Andrea Pisano ed i quartieri di Sant’Ermete, San Giusto, La Cella, La Vettola.

Nella frazione di **Sant’Ermete**, posta al margine sud-orientale della città, vennero realizzati nell’estate del 1947 dallo I.A.C.P. 216 alloggi di edilizia popolare per conto del Ministero dei Lavori Pubblici. Il complesso, tutt’oggi esistente, si distribuisce su cinque strade alberate interne (via Bronzetti, via Sirtori, via Verità, via Acerbi, via Rubattino) a maglia ortogonale su un’area delle dimensioni di 26000 mq, un vuoto urbano situato lungo la via Emilia in prossimità della diramazione della linea ferroviaria per Firenze e per Livorno. La disposizione degli edifici nel lotto segue la logica dell’impianto di tipo *semi-intensivo*: diciotto corpi in linea a tre piani con il fronte principale di circa 30 m e allineato alla viabilità principale secondo un orientamento nord-sud. La densità dell’abitato è attenuata soltanto dalla presenza di due aree verdi poste in prossimità della strada.

All’interno, i fabbricati hanno pianta simmetrica con due corpi scale indipendenti a servire ciascuno due alloggi per piano, delle dimensioni di due e tre vani, con bagno interno. Al piano seminterrato vennero poi realizzati degli spazi da destinare a piccoli “ripostigli” esterni. All’esterno, le aperture sono scandite in maniera regolare e concentrate sui due fronti principali, a est e ad ovest; si nota l’assenza di terrazzi e le superfici sono intonacate.

In seguito, sempre a cura dell’I.A.C.P., vennero realizzati tre fabbricati, per complessivi 36 alloggi, in via Quarantola in **San Giusto**. La tipologia che venne adottata anche qui fu quella di Sant’Ermete, seguendo un *leit-motiv* che caratterizzerà le costruzioni seriali di questo periodo storico: edifici in linea a tre piani con due corpi scale per ciascun fabbricato, accesso a due appartamenti per ciascun corpo scale, scansione regolare delle aperture, assenza di terrazzi, trattamento delle superfici ad intonaco. Gli alloggi erano già dotati del bagno interno ed erano allacciati a pozzi di chiarificazione a tenuta ed ai pozzi perdenti; inoltre, ciascun vano scale prevedeva un

piano scantinato da destinare a cantine o depositi per i residenti. Dopo questi primi edifici, completati nel 1949, ne vennero realizzati altri 12 negli anni successivi per un totale di 180 alloggi (vedi figura).



Figura 1.2 Vista attuale di un edificio del complesso di via San Benedetto, Pisa

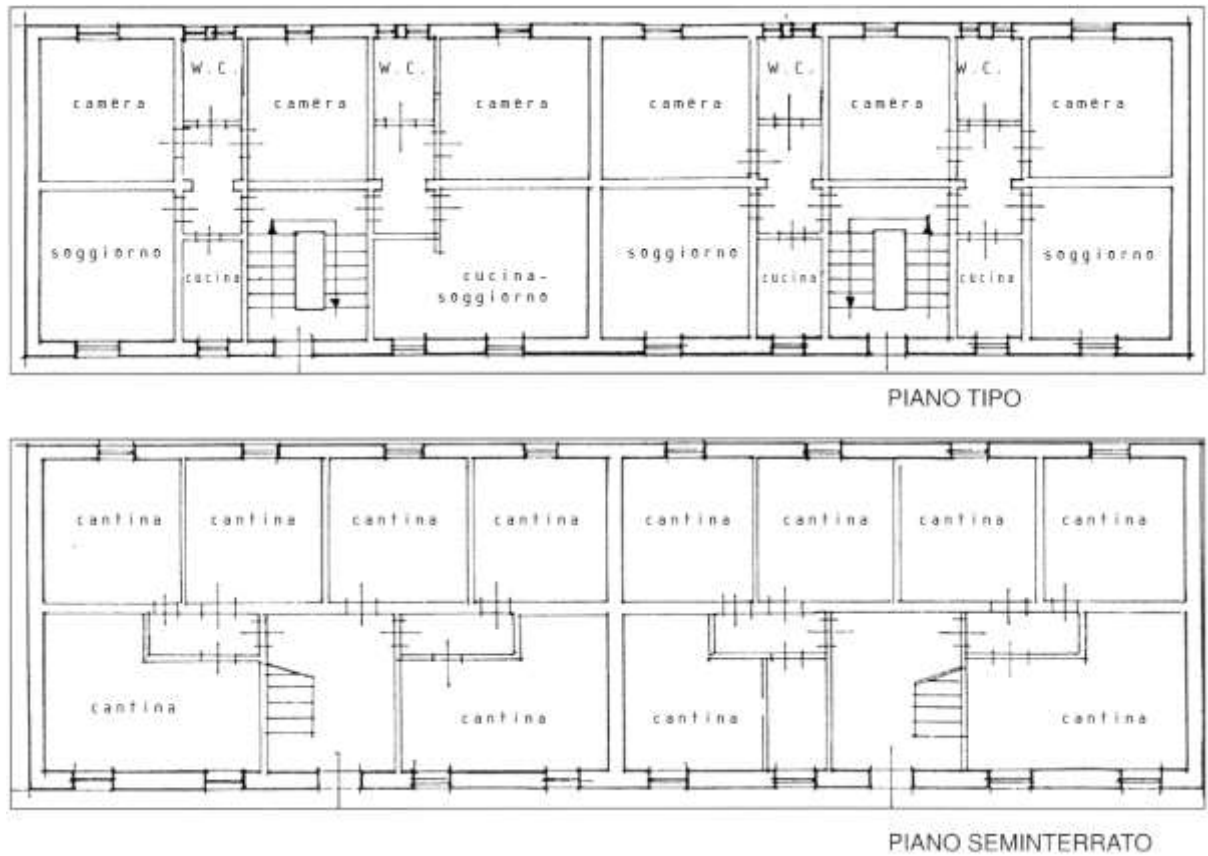


Figura 1.3 Piante catastali del complesso di edilizia pubblica residenziale del 1947 in Sant'Ermete, Pisa

Figura 1.4 Vista attuale di un edificio del complesso di Sant'Ermete, Pisa. Si noti come questa tipologia a blocco ricorra frequentemente fra gli interventi di quel periodo.

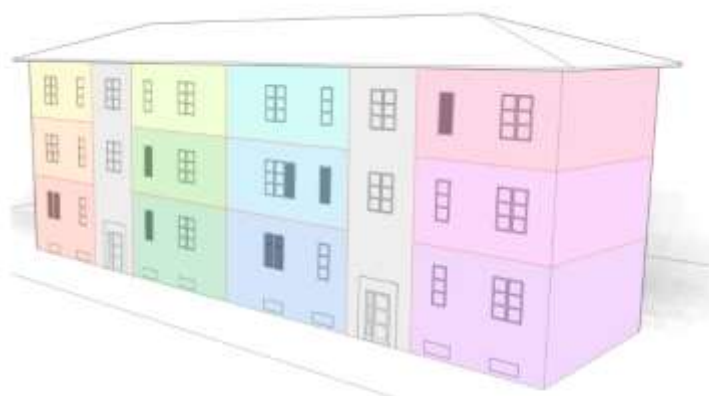
In via Andrea Pisano, in un'area di circa 8000 mq posta fra la via Aurelia e la linea ferroviaria Pisa-Lucca, furono realizzati altri 6 fabbricati da parte del Comune di Pisa e dello I.A.C.P. per conto del Ministero dei Lavori Pubblici. Anche in questo caso la tipologia, ormai consolidata, è quella dell'edificio in linea su tre piani fuori terra: i due corpi scala indipendenti presenti all'interno del blocco danno accesso a due appartamenti per piano di due tagli diversi, rispettivamente a due e tre vani ed entrambi con bagno interno. Anche all'esterno, la disposizione a doppio pettine degli edifici con il fronte allineato alla via principale riprende le caratteristiche dell'impianto semi-intensivo. In totale, i 72 alloggi costruiti in quest'area di espansione posta a ovest della città, non presentano caratteristiche diverse dagli esempi già visti, poiché si limitavano a riproporre un'architettura di "emergenza" dalle caratteristiche consolidate che potesse essere riprodotta in serie senza l'obbligo di dover nuovamente istruire le maestranze.

Nel quartiere di San Marco, in località La Cella, vennero realizzati successivamente 15 fabbricati in un'area fra la via Fiorentina e la via Emilia, limitrofa al quartiere di Sant'Ermete, ma separata da questo dalla linea ferroviaria Pisa-Firenze. Si realizzarono in tutto 126 alloggi, di tagli diversi, in una serie di interventi fra il 1955 ed il 1959. I primi 4 fabbricati costruiti risultano avere tipologia in linea a tre piani con un unico corpo scale per fabbricato, e comprendono tre alloggi per piano: le loro dimensioni variano da alloggi minimi a due vani ad alloggi a quattro vani. All'esterno, le aperture risultano scandite in maniera regolare sul lato prospiciente la strada e su quello opposto, mentre si nota la presenza di piccoli terrazzi in muratura sui lati corti del fabbricato.

I successivi interventi, finiti del '58, adottano una tipologia a corpo doppio su tre piani: un vano scale centrale dà accesso a quattro alloggi di tre vani ciascuno per piano. Sull'esterno la struttura in muratura con solai in laterocemento e cordolo in c.a. risulta scandita da fasce marcapiano e si possono notare alcune soluzioni nuove come la presenza di logge al posto dei terrazzi e di davanzali in pietra. In questi alloggi si trasferirono le famiglie che ancora abitavano nelle "casermette" provvisorie della cittadella, le quali vennero finalmente demolite dopo il trasloco.

Gli ultimi interventi dello I.A.C.P. per il quartiere di San Marco, conclusi nel '59, presentano una tipologia più classica a tre piani con due alloggi per piano, ognuno dei quali dotato di quattro vani con bagno interno dotato di vasca ed acqua calda. Alcune

finiture esterne denotano una concezione leggermente più moderna: i terrazzi sono realizzati a sbalzo in cemento armato e si nota la presenza di un rivestimento in pietra del livello seminterrato e una fascia di mattoni verticale che scandisce il volume, leggermente incassato, del vano scale centrale. La disposizione reciproca di questi ultimi fabbricati risulta variata, essendo organizzata attorno a una piazza centrale che, se da un lato riduce la densità dell’abitato, dall’altro non ne migliora la vivibilità essendo destinata a parcheggio asfaltato.



EDIFICIO TIPOLOGIA A BLOCCO FINE ANNI '40
 SUDDIVISIONE IN 2 UNITA' INDIPENDENTI DI 6 APPARTAMENTI E VANO SCALE CENTRALE
 DISTRIBUZIONE APPARTAMENTI:
 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12



Figura 1.1 Vista attuale di un edificio del complesso di via Sant'Andrea, Pisa. In alto, schema distributivo degli alloggi per la tipologia di edificio a blocco



Figura 1.2 Vista attuale di un edificio del complesso di via Sempione in località La Cella, Pisa

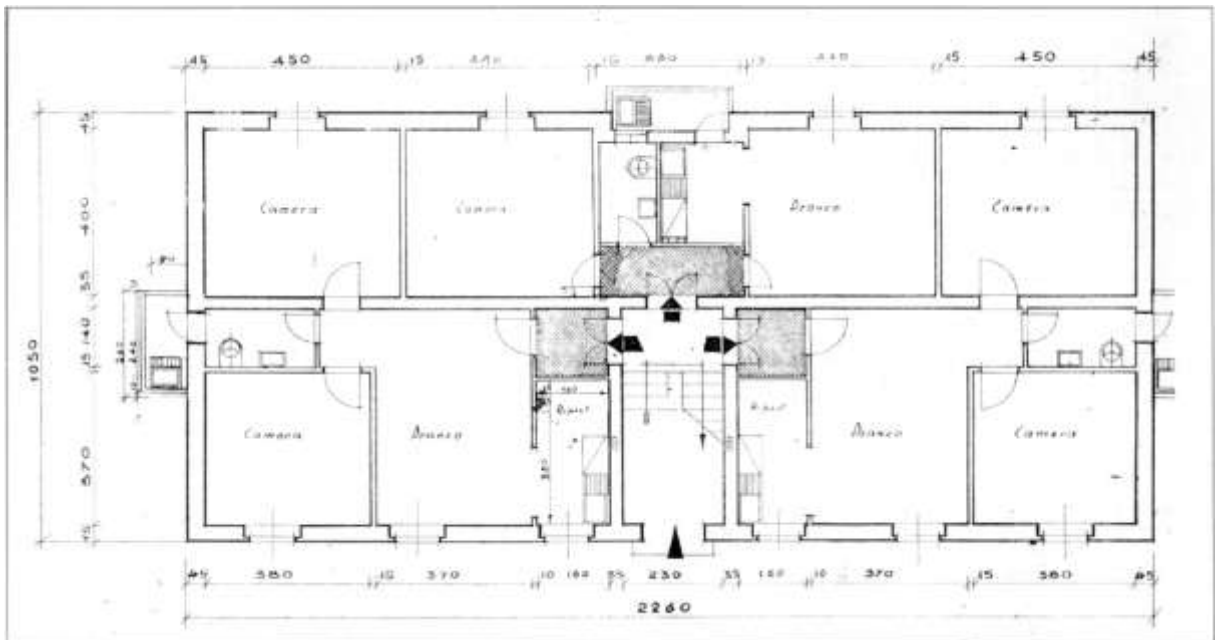


Figura 1.3 Pianta tipo di un fabbricato costruito negli anni '50 in località La Cella

1.1.3 Le novità introdotte dal piano INA-Casa

Il principale cambiamento dal dopoguerra interessa il sistema di finanziamento per la realizzazione degli alloggi di edilizia sociale, in quanto si prevede che lo Stato possa intervenire nella manovra attraverso l'introduzione di contributi obbligatori per i lavoratori e tramite agevolazioni fiscali o concessione di prestiti a favore di agenzie pubbliche create allo scopo. La sezione immobiliare dell'Istituto Nazionale delle Assicurazioni (I.N.A.) viene incaricata di gestire e distribuire agli I.A.C.P. i fondi per la realizzazione delle case, attraverso trattenute in busta paga dei lavoratori.

Con il *Piano INA-Casa* si dà il via ad un programma di lavori distinto in due *tranches* settennali che porterà alla realizzazione, nel periodo fra il 1949 e il 1963, di circa 350000 alloggi sociali per i lavoratori. Nello stesso anno viene abolita la distinzione fra alloggi popolari ed economici, equiparando le esigenze di cittadini bisognosi di casa a quelle dei lavoratori dipendenti interessati dalle misure del *Piano INA-Casa*.

Nel primo settennio di lavori la progettazione degli alloggi prevede l'utilizzo di quattro tipi edilizi: la casa multipiano in linea, isolata e continua, e la casa a schiera a un piano e a due piani.

Uno degli svantaggi di questi primi esempi di edilizia sociale del dopoguerra purtroppo sta nella frequente carenza di attrezzature e servizi: le dinamiche della speculazione edilizia e della rendita fondiaria, infatti, legate alla necessità di reperire aree a basso costo, fanno sì che spesso questi quartieri sorgano ai margini delle città.

In questi primi sette anni, gli interventi seguono delle precise linee guida, che contemplano la realizzazione di cinque tipologie di alloggi, rispettivamente con superficie di 30, 45, 60, 75 o 90 mq, cui corrispondono 1, 2, 3, 4 o 5 vani utili, con separazione tra zona giorno e zona notte; inoltre, si prevedono spazi esterni di servizio quali logge o balconi.

Le tipologie costruttive principalmente utilizzate sono quella a schiera e l'edificio multipiano in linea. Si nota una crescente attenzione verso l'altezza dei fabbricati, limitata ai quattro piani ed adeguata, insieme alla distanza reciproca, ad un buon soleggiamento ed, inoltre, funzionale per evitare di installare l'ascensore interno.

Gli edifici in linea sono solitamente distribuiti da due corpi scale posti centralmente al fabbricato, a servizio di due o tre appartamenti per piano. Il modulo fondamentale viene generalmente ripetuto ed aggregato, a formare composizioni

differenti. Gli appartamenti tipo hanno una superficie di circa 50-60 mq e presentano un soggiorno su cui si apre una piccola cucina e una zona notte con due camere da letto.

Nel secondo settennio gli obiettivi generali si spostano verso l'ottenimento di una maggiore integrazione dei quartieri popolari con il tessuto urbano esistente, attraverso una migliore pianificazione urbanistica; nondimeno, l'obiettivo di migliorare la qualità funzionale degli alloggi fa sì che si preferiscano unità abitative più spaziose, con superfici minime fissate in 50, 70, 90 o 110 mq per un numero di vani utili rispettivamente pari a 2, 3, 4 o 5.

La maggiore superficie interessa gli spazi di servizio e nella distribuzione degli ambienti interni si preferisce separare la cucina dal soggiorno e realizzare disimpegni per l'accesso alle camere. Per un migliore coordinamento delle fasi costruttive si preferisce fissare anche alcune dimensioni come l'altezza di piano, di porte, di finestre e la larghezza di vani scala e ascensore. Per quanto riguarda le tipologie di edificio, si continuano a preferire edifici bassi con un numero esiguo di appartamenti per piano.

Con la legge 167/1962 viene istituito il *Piano di Zona*, un nuovo strumento regolatore di attuazione del P.R.G. per gli insediamenti di edilizia sociale: con questo, la legge si prefigge lo scopo di espropriare al giusto prezzo le aree destinate agli alloggi. Con la legge 60/1963, infine, viene liquidato definitivamente il patrimonio della Gestione INA-Casa, affidando un piano decennale di costruzioni ad un nuovo ente, la GESCAL (Gestione Case per i Lavoratori).

Con il Piano GESCAL vengono promosse ricerche e progetti sperimentali sull'edilizia residenziale, è promosso l'utilizzo di componenti edilizi prefabbricati e si raccolgono in un fascicolo le norme tecniche per l'esecuzione che, oltre a riprendere molte indicazioni dell'INA-Casa, riportano le nuove superfici minime degli alloggi: 64 mq per un alloggio con 2 vani utili; 80 mq per un alloggio con 3 vani; 96 mq per un alloggio con 4 vani; 112 mq per un alloggio con 5 vani.

1.1.4 Le principali novità introdotte negli anni settanta

Agli inizi degli anni settanta, con la legge 865/1971, si attua una nuova riorganizzazione degli organi competenti alla distribuzione dei fondi per le politiche

abitative con l'istituzione del C.E.R. (Comitato Edilizia Residenziale) e, nell'ottica di un miglioramento nelle fasi di programmazione, la localizzazione degli interventi viene affidata alle Regioni.

All'interno del sistema di edilizia residenziale pubblica si distinguono adesso le tipologie seguenti:

- edilizia *sovvenzionata*, per la realizzazione con mezzi finanziari totalmente pubblici (a carico dello Stato, delle Regioni o degli enti pubblici), di alloggi a canone contenuto;
- edilizia *agevolata*, realizzata da privati con il concorso di finanziamenti pubblici (mutui a tasso minimo, agevolato e indicizzato), finalizzati al riscatto della locazione;
- edilizia *convenzionata*, prodotta dai privati che, attraverso convenzioni stipulate con i soggetti assegnatari delle aree e con i Comuni che concedono le aree a basso costo, ne sopportano il carico economico.

Questo periodo vede la nascita dei quartieri considerati "autosufficienti": gli edifici a blocco assumono dimensioni in pianta ed in altezza tali da ospitare migliaia di residenti, raggiungendo così l'ideale dell'*Unité d'Habitat* teorizzata da Le Corbusier e che adesso, grazie all'introduzione di processi costruttivi industrializzati, e alla comparsa di grosse imprese edilizie a manodopera fissa, viene messo in pratica. Il complesso di Corviale a Roma o le Vele di Scampia a Napoli sono due fra gli esempi nel Paese del fallimento più eclatante di questa logica: l'ideale di quartiere modello, che integrasse abitazioni e servizi per gli abitanti (le strutture dovevano ospitare scuole, esercizi commerciali, sale condominiali, biblioteche, verde all'interno del volume dell'edificio) è rimasto un obiettivo disatteso. La mancata realizzazione dei servizi necessari al nuovo insediamento, unita ad eventi che hanno causato un'occupazione abusiva degli alloggi, ha sancito la condanna di questi complessi a veri e propri quartieri "dormitorio", dove hanno prevalso povertà e delinquenza.

Gli anni settanta si chiudono con l'introduzione di due ulteriori leggi che segnano una svolta importante:

- la legge 513/1977: consente l'installazione di servizi igienici non direttamente aerati ed illuminati dall'esterno e la realizzazione di scale comuni e disimpegni senza finestrate a condizione del rispetto dei requisiti di ventilazione meccanica per i primi e di sicurezza per i secondi; riduce nuovamente il

dimensionamento degli alloggi rispetto alle superfici minime indicate dalle norme tecniche GESCAL, passando ad una superficie utile minima consentita di 45 mq ed una massima di 95 mq.

- la legge 457/1978: segna l'avvio di una nuova fase di realizzazioni con un Piano decennale di edilizia residenziale e fra gli interventi di edilizia sovvenzionata affianca alle nuove costruzioni il riuso del patrimonio esistente con l'istituzione dei Piani di Recupero.

1.1.5 La stagione dei programmi complessi

Le operazioni di edilizia pubblica degli anni '60 e '70 hanno dato al problema abitativo una risposta di tipo quantitativo, con la realizzazione di un grande numero di alloggi, accompagnati, purtroppo, da scarsa qualità urbanistica ed edilizia, cui, con il tempo, si sono aggiunte gravi situazioni di degrado. Gli interventi, infatti, interessavano aree di grandi dimensioni, con tipologie edilizie intensive quali le barre e le torri e con alloggi standardizzati, creando inevitabilmente problemi sia a livello sociale che urbanistico, finendo per produrre quartieri segregati e conflitti urbani.

Trascorso un ventennio in cui la linea politica principale era quella dello sviluppo urbano basato sull'addizione, spesso incontrollata, si prospetta un nuovo approccio di tipo qualitativo basato sul recupero, da affiancare alla metodologia quantitativa finora applicata. Il tema del recupero entra nella definizione dell'immagine della città, sia in termini di politica urbanistica, sia in relazione alla questione dell'edilizia residenziale pubblica e con sé porta la necessità di una nuova metodologia di intervento e di un nuovo sistema di gestione.

Le normative di questo periodo recepiscono queste esigenze e tendono a razionalizzare la questione della partecipazione, ossia il coinvolgimento di soggetti privati nell'attuazione di programmi di interesse pubblico, che, di fatto, si è resa necessaria.

La legge 179/1992 finanzia nuovamente il piano decennale per l'edilizia pubblica e prevede un nuovo strumento finalizzato alla riqualificazione urbana ed ambientale, il Programma Integrato di Intervento, la cui regolamentazione è demandata alle legislazioni regionali. La Regione Toscana affianca questo piano agli strumenti urbanistici comunali, il Piano Strutturale ed il Regolamento Urbanistico.

Successivamente, la legge 493/93 definisce, a livello comunale, i Programmi di Recupero Urbano (PRU) come nuova categoria di intervento misto pubblico e privato per operare sulla città. La partecipazione del soggetto privato, già possibile con i programmi integrati di intervento, diventa ora una caratteristica essenziale.

Un decreto del Ministero dei Lavori Pubblici, emanato nel 1998 e modificato nel 1999, introduce i PRUSST (Programmi di Riqualificazione Urbana e di Sviluppo Sostenibile del Territorio), che prevedono interventi pubblici per la realizzazione o adeguamento delle opere di urbanizzazione unitamente ad interventi privati per la riqualificazione di zone urbane degradate con realizzazione di residenze pubbliche.

1.1.6 L'edilizia pubblica pisana

Fino agli anni '90, come nella maggior parte delle altre città italiane, anche a Pisa è venuta meno, nella gestione delle aree residenziali, la realizzazione di spazi complementari e destinati alla mobilità, nonostante l'espansione urbana sia avvenuta secondo la regolamentazione urbanistica e ad opera di professionalità altamente qualificate.

A partire dal 2003, con l'avvio di importanti interventi di riqualificazione (Porto di Marina di Pisa, Colonie di Calambrone, Arsenale Mediceo, Caserme, area di Porta a Mare, Ospedale, Canale dei Navicelli) si è posta una maggiore attenzione a queste problematiche.

Per quanto riguarda l'edilizia residenziale, con la conclusione del piano INA CASA e la fine dei fondi Gescal, sono stati privilegiati gli operatori privati, con l'edilizia convenzionata, piuttosto che quelli pubblici, con l'affitto permanente a canone sociale.

Considerata la particolarità del mercato immobiliare pisano, in cui le locazioni sono fortemente condizionate dalla presenza della popolazione universitaria, in conseguenza della crisi economica del 2008, la domanda di alloggi in affitto a canone sostenibile è drammaticamente aumentata.

Nel 2010, è stata approvata la nuova disciplina dell'Agenzia Casa del Comune di Pisa, la cui gestione è stata affidata ad A.P.E.S.⁵. L'azienda si occupa di prendere

⁵ Azienda Pisana Edilizia Sociale.

appartamenti da privati da affittare a canone concertato a soggetti appartenenti alla “fascia grigia”, ossia con particolari requisiti di reddito, facendo da garante verso il proprietario dell'immobile, sia per quanto riguarda la riconsegna dell'alloggio sia per la regolarità dei pagamenti.

1.2 Il recupero dei complessi di edilizia residenziale pubblica

La maggior parte degli edifici residenziali italiani manifesta oggi un diffuso deficit prestazionale, principalmente spiegabile nell'età media del comparto abitativo: infatti, il 70% degli edifici residenziali esistenti risulta avere un'età superiore ai 30 anni, mentre il 35% di essi ha già superato i 50 anni.

Pisa si allinea perfettamente a questa statistica (non solo italiana ma, in generale, europea), avendo una quantità non trascurabile di edifici storici ed interi quartieri realizzati nei primi anni del dopoguerra. In particolare, i complessi realizzati nel primo decennio del dopoguerra, di cui una larga parte appartenenti al patrimonio di edilizia residenziale pubblica, si trovano oggi in condizioni di degrado, pur essendo ancora interamente utilizzati. Fabbricati che hanno ormai sessant'anni di vita non possono che rispecchiare una logica costruttiva superata, sia sotto l'aspetto strutturale che sotto l'aspetto funzionale, impiantistico, energetico e, non ultimo, estetico. Inoltre, occorre considerare che i quartieri del dopoguerra nati per offrire un riparo agli sfollati e una risposta al ripopolamento della città, sono stati costruiti secondo logiche di economia, serialità e tempistiche ridotte (cfr. §1.1.1), tralasciando quindi gli aspetti di carattere qualitativo.

Inoltre, la maggior parte di questi complessi residenziali, pur rispettando i criteri di buona pratica costruttiva, sono sorti in aree di nuova espansione secondo una logica di sviluppo intensivo che non lasciava molta libertà allo studio degli spazi esterni e ad un corretto collegamento con il tessuto urbano esistente.

Oggi il problema del recupero di questi quartieri di edilizia residenziale pubblica si pone con estrema urgenza ed è immaginabile che costituirà, nel medio lungo periodo, un interesse superiore agli interventi di nuova costruzione. È evidente che, a fronte di tutte le problematiche che si ritrovano all'interno dei quartieri di edilizia sociale, il recupero in questione non potrà esaurirsi nell'adeguamento sismico,

tecnologico, funzionale o impiantistico degli edifici, ma investirà anche un ruolo sociale e architettonico di rilievo.

Talvolta, trasformare un patrimonio edilizio ingente come quello realizzato dal dopoguerra ad oggi può costituire un ostacolo non solo di natura tecnica quanto culturale: nel nostro Paese, infatti, è frequente la tendenza al mantenere quanto più possibilmente inalterati i caratteri di un'architettura storica, e ad opporsi all'avanzamento del nuovo, inteso come possibilità di recupero parziale, totale, o di ricostruzione. Se da un lato l'approccio conservativo può sembrare ragionevole ed adeguato alle caratteristiche di certi edifici storici dall'indubbio valore architettonico, dall'altro è necessario ragionare con estremo senso pratico quando l'ipotesi di conservazione riguarda edifici che si trovano in cattivo stato e la cui esigenza principale è quella di fornire un'abitazione sicura e confortevole alle fasce di persone che non possono accedere al libero mercato.

Nell'ottica di un intervento di recupero attento di un quartiere di edilizia residenziale pubblica, occorre interrogarsi e interrogare gli abitanti sui loro bisogni, nei loro aspetti più immediati e negli elementi non immediatamente traducibili in requisiti e prestazioni tecnologiche, al fine di avere un quadro quanto più completo possibile della realtà con cui cimentarsi. Complice di questo processo migliorativo sarà anche la sensibilità specifica di ciascun progettista, che dovrà essere sempre più aperta a contaminazioni di carattere sociale, in un quadro di sviluppo sostenibile non solo del singolo abitato o quartiere, ma della città a cui questo si collega, in maniera da evitare gli errori del passato.

1.2.1 Il quartiere di Sant'Ermete

La frazione di Sant'Ermete si colloca ai margini sud-orientali dell'abitato di Pisa, in una posizione periferica che fa da filtro di passaggio tra la città e la campagna pisana. L'intenso sviluppo urbanistico-edilizio subito negli ultimi cinquant'anni, si è concentrato in maniera caotica lungo la sua unica arteria di collegamento con il centro cittadino, la S.S. 207 Emilia, donando al piccolo borgo i connotati di un quartiere "dormitorio", privo di un vero e proprio centro di quartiere.



Figura 1.4 Strada statale 206 Emilia, all'altezza del complesso di edilizia residenziale pubblica di Sant'Ermete

L'intenso flusso di traffico della strada statale, unitamente alla vicinanza della S.G.C. Fi-Pi-Li e dell'aeroporto civile e militare, creano un problema non trascurabile di inquinamento atmosferico ed acustico. La zona, infatti, dista in linea d'aria meno di 1 km dalla struttura aeroportuale e ricade fra quelle definite "di rischio B" dal Piano di Rischio dell'aeroporto, ossia una zona a carattere prevalentemente residenziale in cui "possono essere previste una modesta funzione residenziale, con indici di edificabilità bassi, e attività non residenziali, con indici di edificabilità medi, che comportino la permanenza di un numero limitato di persone"⁶.

Anche le attività commerciali che vi sono sorte negli anni accentuano il senso di zona di passaggio, risultando dislocate lungo la via Emilia e costituite da piccole attività al dettaglio. Fra le attività presenti mancano servizi sanitari, banche, supermercati e altri servizi di prima necessità che costringono gli abitanti a muoversi verso il centro di Pisa. Lo stesso Piano Strutturale adottato dal Comune di Pisa parla di "ampie aree in abbandono, vuoti urbani ed ormai priva di valori di centralità urbana", relativamente all'UTOE 30 della quale il quartiere di Sant'Ermete fa parte.

⁶ Estratto dalla relazione tecnica del Piano di Rischio Aeroporto "Galileo Galilei", febbraio 2012.



Figura 1.5 Vista dall'alto del complesso di edilizia sociale del 1947 in Sant'Ermete

Da un punto di vista sociale, un'analisi della vivibilità del quartiere effettuata dal Comune di Pisa mette in evidenza che la popolazione residente sopra i 30 anni rappresenta circa l'83% del totale e si trova concentrata nell'area settentrionale; i pochi giovani presenti sono omogeneamente distribuiti nel quartiere, mentre gli anziani abitano prevalentemente nella zona nord-occidentale, in corrispondenza del complesso di case popolari. La popolazione con grado di studio inferiore alla licenza media si trova concentrata nell'area dove risiede la fascia più anziana di popolazione, i diplomati e/o laureati abitano principalmente sul lato opposto della via Emilia, sempre nella parte settentrionale del quartiere, dove si trova una maggiore qualità edilizia.

1.2.2 Il complesso di edilizia popolare del '47: caratteristiche e criticità

Nell'estate del 1947 l'ex Istituto Autonomo Case Popolari si occupò di finanziare la realizzazione di 18 fabbricati in linea, facenti parte del quadro degli interventi previsti dal Piano di Ricostruzione della città di Pisa (cfr. §1.1.1), la cui gestione risulta oggi affidata ad APES. L'area si trova nella parte nord-occidentale di Sant'Ermete (vedi figura 1.9), a ridosso della ferrovia, e presenta forti elementi di

criticità legati sia all'aspetto strutturale ed architettonico degli edifici sia a quello urbanistico e di gestione degli spazi esterni.

La distribuzione degli spazi a verde risulta piuttosto omogenea in tutto il complesso ma caratterizzata da scarsa manutenzione, se non da abbandono e degrado. In generale, è possibile suddividere gli spazi a verde in:

- due ampie aree di circa 2200 mq poste fra la via Emilia e via Sirtori (strada interna al lotto e parallela alla prima) di discreto livello di manutenzione e utilizzate principalmente come aree relax e ricreative (vedi figura 1.10)
- strisce di arredo poste a separazione dei fronti principali dei fabbricati e principalmente destinate a piantumazioni d'alto fusto, caratterizzate però da scarsa manutenzione (vedi figura 1.11);
- due fasce sui lati nord e ovest del lotto, per superficie complessiva di 5320 mq, coperte da vegetazione spontanea o su cui sono state montate baracche abusive in lamiera con coperture in eternit, utilizzate come depositi per gli abitanti della zona (vedi figura 1.12).

Le specie vegetali presenti nel lotto non sono di particolare interesse botanico, ed in particolare è presente un gran numero di pini domestici che, oltre a richiedere una costante manutenzione hanno creato danni al manto stradale. La viabilità carrabile interna al lotto è uniformemente distribuita tra gli edifici secondo una maglia rigida e regolare di strade a fondo chiuso che generano confusione e non prevedono parcheggi: non sono presenti, infatti, dei veri e propri stalli per le autovetture, ma le aree di sosta sono ricavate dagli abitanti ai margini delle strade, recando talvolta intralcio alla viabilità. Complessivamente, l'area asfaltata copre circa il 39% dell'intera superficie territoriale del lotto, pari a circa 9800 mq, pari quasi al totale delle aree a verde.

Gli edifici, all'apparenza uguali fra loro, presentano delle lievi differenze geometriche ma risultano accomunati da uno scarso livello di manutenzione delle superfici esterne, dovuto al distacco degli intonaci e alla presenza di macchie diffuse di umidità, e dal deterioramento degli infissi in legno. In alcuni fabbricati si nota la presenza di locali interventi manutentivi agli intonaci, sostituzione di qualche infisso e installazione di pensiline.



Figura 1.10 Un'area a verde circondata dagli edifici del complesso di Sant'Ermete



Figura 1.11 Spazio a verde di “arredo” antistante un edificio situato al limite meridionale del lotto



Figura 1.6 Le aree a verde abbandonato di Sant’Ermete caratterizzate dalla presenza di baracche in lamiera

1.3 La proposta di recupero del complesso APES di Sant’Ermete

La proposta di recupero e rifunzionalizzazione del complesso di edilizia residenziale pubblica di Sant’Ermete affrontato in questa tesi prende spunto da un confronto fra la società A.P.E.S., incaricata di gestire l’area, ed il Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni dell’Università di Pisa.

A.P.E.S. ha, nel corso degli ultimi anni, privilegiato il rapporto con l’Università di Pisa ed il CNR per la ricerca, lo sviluppo e l’applicazione di tecniche, tecnologie e materiali per il risparmio energetico, la sicurezza ed il confort ambientale degli edifici di edilizia residenziale pubblica. Questo ha portato alla realizzazione di progetti innovativi, fra i quali occorre riportare il progetto di costruzione di due edifici in classe A+ di 24 alloggi ciascuno (vedi figura 1.13), in via di realizzazione in via Socci, in prossimità del complesso di case popolari. Tale intervento è stato finanziato con il Programma di Riqualificazione Urbana per Alloggi a Canone Sostenibile istituito fra Stato e Regione Toscana e prevede di realizzare 48 alloggi complessivi che permetteranno di demolire 4 fabbricati presenti del complesso di case popolari di Sant’Ermete.

Tale programma ha costituito lo spunto per la proposta di recupero funzionale, strutturale ed architettonico del complesso di case popolari, organizzata in quattro fasi principali:

- *prima fase*: proposta di demolizione di quattro fabbricati del villaggio popolare, equivalenti a 48 alloggi;
- *seconda fase*: analisi di vulnerabilità sismica dei restanti edifici, proposta di consolidamento strutturale e adeguamento funzionale degli appartamenti;
- *terza fase*: realizzazione di un centro culturale polifunzionale con antistante piazza e parcheggio interrato a configurare il nuovo centro di quartiere;
- *quarta fase*: sistemazione delle aree a verde del lotto e realizzazione dei parcheggi pertinenziali degli edifici.

Nella *prima fase* si propone di demolire i tre fabbricati che al momento separano le due aree a verde attrezzato del complesso, in maniera da realizzare una fusione dei due spazi a verde in un’area di quasi 5700 mq lungo la via Emilia (vedi figura 1.15). Tale scelta è dettata dalla volontà di creare uno spazio baricentrico che possa funzionare da centro sociale di aggregazione per il quartiere di Sant’Ermete,



Figura 1.8. Vista dall'alto del nuovo lotto di via Socci



Figura 1.7. Rendering delle nuove abitazioni in classe A+ realizzate da APES per l'area di via Socci

attraverso la proposta di realizzazione in quell'area di un centro culturale polifunzionale con piazza antistante e della ridefinizione degli spazi a verde. Il quarto edificio che si propone di demolire, posto sul lato nord del complesso all'incrocio tra via Acerbi e via Sirtori, permette di ridurre la densità edilizia dell'abitato e di creare una piazza centrale tra gli edifici circostanti in cui organizzare i parcheggi pertinenti degli edifici e lo spazio a verde.

La *seconda fase* costituisce la parte principale del lavoro di tesi svolto ed ha fornito il punto di partenza per l'ipotesi di riqualificazione del quartiere: nel capitolo

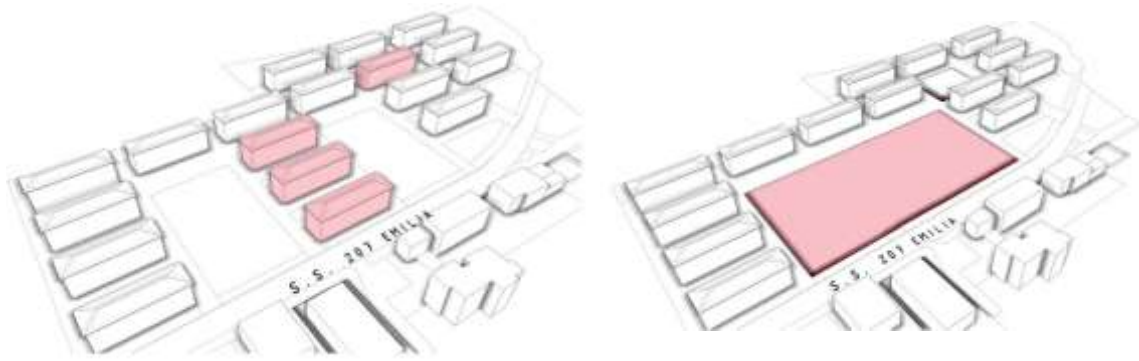


Figura 1.9 Schema dell'ipotesi di demolizione di 4 alloggi del complesso di edilizia residenziale pubblica di Sant'Ermete

successivo verranno riportati i risultati delle **analisi di vulnerabilità sismica** effettuate su un edificio tipo, sito al margine occidentale del complesso in prossimità della ferrovia. Le verifiche che verranno affrontate sono organizzate nei seguenti punti:

- indagini di rilievo mirate a sondare le qualità della muratura e lo stato generale dell'edificio nelle sue parti principali;
- un'analisi dei carichi permanenti e accidentali della struttura, seguita da una generale verifica statica dell'edificio mirata a valutarne gli effetti sulle basi della conoscenza delle caratteristiche della muratura in nostro possesso;
- un'analisi dinamica modale e statica non lineare per la valutazione della capacità della struttura di resistere a sollecitazioni sismiche;
- proposte di consolidamento per la struttura in esame e valutazione della loro efficacia all'interno di un quadro economico generale di spesa.

La *terza e quarta fase* relative alla riqualificazione del quartiere partono dalla riorganizzazione dello spazio ricavato a margine della viabilità di attraversamento del quartiere e verranno affrontate nei capitoli conclusivi della tesi.

CAPITOLO 2

PRESENTAZIONE DEL CASO DI STUDIO

2.1 L'edificio di via Bronzetti: dati geometrici e presentazione

L'edificio oggetto di studio risulta collocato in via Bronzetti, al margine ovest dell'insediamento abitativo di Sant'Ermete, in prossimità del confine con la linea ferroviaria Pisa-Livorno (vedi figura 2.1).

Così come gli altri fabbricati prospicienti, le dimensioni in pianta sono quelle di un rettangolo di 8,05 x 29,45 m: il blocco risulta essere suddiviso a metà del lato maggiore in due unità non direttamente comunicanti, ciascuna delle quali presenta un accesso indipendente dalla strada con vano scale centrale e due appartamenti per piano. Le unità risultano essere simmetriche fra loro e le tipologie di appartamento presenti sono due (bilocale e trilocale), ripetute ad ogni piano, per un totale di 12 alloggi su tre piani.

Le strutture in elevazione sono tutte in muratura portante di mattoni semipieni a fori orizzontali 5,5x12x25 cm (percentuale di foratura pari al 21%). In particolare, le pareti perimetrali dell'edificio e la parete che separa le due unità funzionali sono realizzate in mattoni semipieni disposti a due teste, per uno spessore complessivo di circa 28 cm, in considerazione di un doppio strato di intonaco sull'esterno e sull'interno.

La parte di muratura sottostante il davanzale delle finestre, le pareti interne che dividono a metà l'edificio in senso longitudinale ed i divisori degli ambienti privati con il vano scale sono realizzate con lo stesso tipo di mattoni per lo spessore di una testa soltanto.

Le tramezzature adottate come divisori interni degli appartamenti e delle cantine al piano seminterrato sono realizzate in elementi di laterizio forato e intonaco per uno spessore complessivo di 10 cm.

I giunti fra i blocchi sono realizzati con malta di calce (le cui caratteristiche sono state riportate al §3.4.2) di spessore variabile 50÷150 mm.

I solai in latero-cemento risultano orditi in senso trasversale al rettangolo di pianta; lo spessore complessivo di circa 20 cm è stato ricavato da sondaggi parzialmente distruttivi all'intradosso e all'estradosso del solaio dei due

appartamenti direttamente gestiti dall'A.P.E.S. a scopo scientifico, rispettivamente situati al secondo e al terzo piano dell'immobile. La stratigrafia, dal basso verso l'alto, risulta essere la seguente:

- uno strato di intonaco inferiore, $sp=2$ cm
- solaio in latero-cemento privo di soletta collaborante costituito da pignatte dim. $25 \times 22 \times 13[h]$ cm, e fondello in laterizio;
- strato di allettamento per posa in opera del pavimento, $sp= 3 \div 4$ cm
- pavimento in graniglia gettato in opera, $sp= 2$ cm

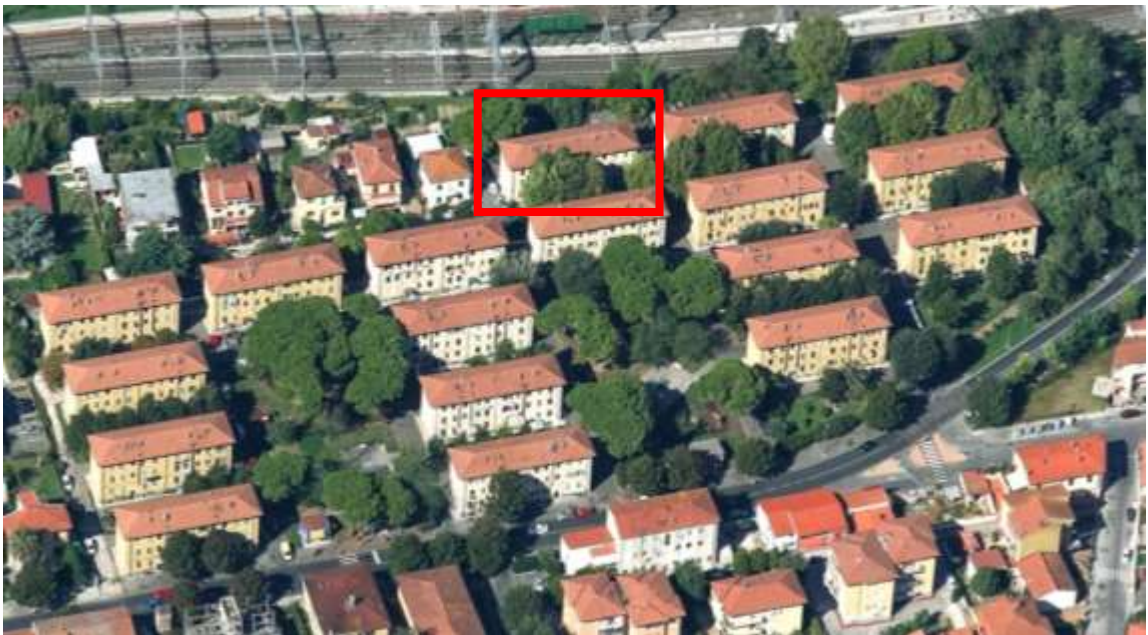


Figura 2.1 Indicazione della posizione dell'edificio di via Bronzetti oggetto di studio

I solai risultano ancorati alle murature perimetrali mediante cordoli in cemento armato (visualizzati tramite indagini con la termocamera, cfr §3.3) di altezza pari a quella del solaio maggiorata di $5 \div 10$ cm per tutto il contorno dell'edificio ai vari livelli (incluso quello di copertura).

Il solaio dell'ultimo piano, sottostante la copertura, è un controsoffitto incannucciato aggrappato a una struttura lignea costituita da travi primarie, disposte parallelamente al lato corto della pianta, e listelli, costituenti l'orditura secondaria, disposti in senso ortogonale. Le travi primarie appoggiano sui muri longitudinali perimetrali e di mezzeria al di sotto dell'ultimo cordolo in c.a. che sostiene la copertura (vedi figura 2.10).

Per quanto riguarda la copertura, è stata adottata una tipologia a padiglione con struttura in travetti prefabbricati “Varese” in cemento vibrato: su questa orditura poggiano tavelloni in laterizio su cui è fatto aderire uno strato di allettamento per la posa di tegole marsigliesi. I travetti sono annegati dentro cordoli in c.a. disposti lungo il perimetro del fabbricato e sopra il setto murario che divide a metà la pianta in senso longitudinale (vedi figura 2.11).

Il piano seminterrato comprende 7 vani per ciascuna unità, dei quali 6 risultano essere spazi privati, ciascuno dato in proprietà ai residenti degli appartamenti con destinazione di cantina o magazzino; il restante vano è utilizzato come locale tecnico. I divisori fra i vari ambienti sono costituiti principalmente da pareti portanti in mattoni a tre teste, su cui si impostano i tamponamenti dei piani superiori.

Il piano è situato attualmente a una quota di 0,70 m sotto il livello stradale, essendo stato rialzato in tempi recenti per risolvere il problema del frequente allagamento (vedi figura 2.6): ciò ha ridotto l'altezza netta dei vani a 1,60 m circa, rendendone difficile l'accesso .

L'altezza complessiva del fabbricato risulta essere circa 10,70 m alla quota di intersezione del piano della facciata con il piano della gronda.



Figura 2.2 Particolare della facciata principale dell'edificio di via Bronzetti



Figura 2.3 Vista posteriore dell'edificio di via Bronzetti



Figura 2.4 Un ingresso dell'edificio



Figura 2.5 Vista da uno degli appartamenti



Figura 2.6 Due foto che mostrano le condizioni per l'accesso ai locali cantina



Figura 2.7 Particolare esterno della tessitura muraria alla base dell'edificio



Figura 2.8 Particolare della muratura in mattoni a fori orizzontali vista dall'interno dell'appartamento gestito da APES



Figura 2.9 Il sottotetto dell'edificio di via Bronzetti



Figura 2.10 Particolare del controsoffitto incannucciato



Figura 2.11 Particolare della copertura in travetti Varese e del cordolo perimetrale

CAPITOLO 3

LIVELLO DI CONOSCENZA DELLA STRUTTURA

3.1 Premessa

I metodi di verifica che seguiranno saranno dipendenti, come specificato in appendice al capitolo 8 della Circolare 617/09, da specifici coefficienti parziali di sicurezza, chiamati “fattori di confidenza”, che tengono conto del livello complessivo di conoscenza della struttura. Tali fattori dipendono, cioè, dal grado di *confidenza* che il progettista ha con il fabbricato, in rapporto alla sua geometria, ai dettagli costruttivi e ai materiali. La conoscenza della costruzione in muratura è infatti fondamentale ai fini di una adeguata analisi, e sarà sostanziata dalle operazioni di rilievo effettuate, dall’analisi storica e dalle indagini sperimentali.

La conoscenza dell’opera dipenda da tre livelli di indagine: la geometria del fabbricato, i suoi dettagli costruttivi, le proprietà dei materiali.

Con riferimento alle indagini effettuate sulla struttura, il livello di conoscenza assunto per le verifiche è scelto pari a *LC1* che, secondo quanto definito al punto C8A.1.A.4 della Circolare, si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali: il corrispondente valore del fattore di confidenza che verrà adottato nella determinazione delle grandezze in gioco è $FC=1,35$.

Di seguito si riportano in dettaglio i sondaggi effettuati sul fabbricato.

3.2 Sopralluoghi agli appartamenti dell’APES

Per quanto riguarda la geometria del fabbricato, un preliminare controllo delle piante catastali ha permesso di verificare la corrispondenza della struttura originaria con quanto visibile oggi, specialmente per quanto riguarda l’eventuale presenza di modificazioni alla struttura, come lo spostamento di tramezzi, la realizzazione di aperture entro pareti portanti, ecc.

I sopralluoghi effettuati nello stabile hanno interessato dall’interno due dei dodici appartamenti, situati al secondo e al terzo piano della metà nord dell’edificio e direttamente gestiti dall’ A.P.E.S.: l’interesse portato avanti dall’azienda pisana nella

ricerca di soluzioni tecniche per risolvere il problema della dispersione termica degli ambienti, ha trasformato i due appartamenti in “laboratori” accessibili su cui testare le soluzioni di coibentazione fornite da alcune aziende. La rimozione completa dei tramezzi e dell’intonaco dalle pareti perimetrali ha permesso un’indagine migliore delle caratteristiche di posa e dello stato di salute della muratura, consentendo anche la conduzione di prove di caratterizzazione meccanica riportate nei paragrafi seguenti. È stato possibile notare l’uso della tecnica in mattoni a due teste, la cui uniformità sulle pareti perimetrali esterne è stata confermata dalle fotografie a infrarossi.

È stato necessario, successivamente, verificare molte delle misure già in possesso tramite un nuovo rilievo geometrico del fabbricato. Le misurazioni hanno interessato l’interno dei due appartamenti pilota, il vano scale di accesso agli appartamenti, gli ambienti seminterrati e l’esterno del fabbricato, dalla distanza reciproca tra le aperture alle quote in alzato di davanzali e copertura.

3.3 La verifica dei dettagli costruttivi e le indagini con la termocamera

Un sopralluogo all’abitato di Sant’Ermete con l’ausilio della termocamera ha permesso di individuare la presenza di cordoli interpiano in cemento nello spessore del solaio, fatta eccezione per l’ultimo orizzontamento, il quale presenta un cordolo di spessore maggiorato. La presenza e le dimensioni del cordolo in sommità erano già state sondate tramite l’accesso parziale al sottotetto dall’appartamento sito all’ultimo piano.

Le indagini con la termocamera hanno inoltre evidenziato, tramite una colorazione più fredda, lo sviluppo di tali cordoli lungo tutto il perimetro del fabbricato, in corrispondenza dei quali si ha il maggiore ponte termico della struttura. Altre carenze prestazionali sono costituite da ampie chiazze di umidità, riconoscibili dalla stessa colorazione, nei contorni di finestre e porte.

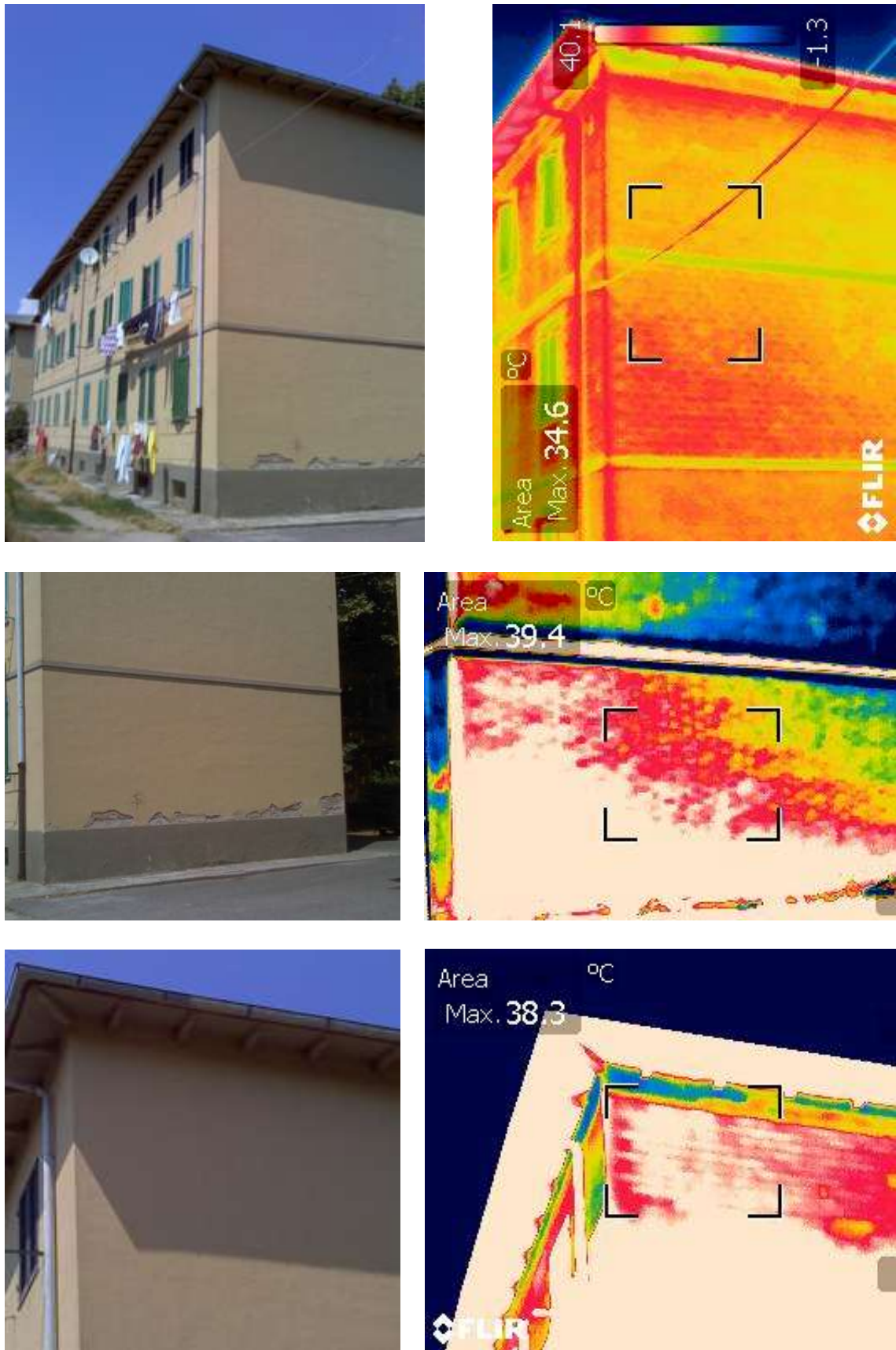


Figura 3.1 Indagini con la termocamera sul paramento sud di un edificio del complesso di Sant'Ermete. Si noti la tessitura muraria e la presenza dei cordoli interpiano

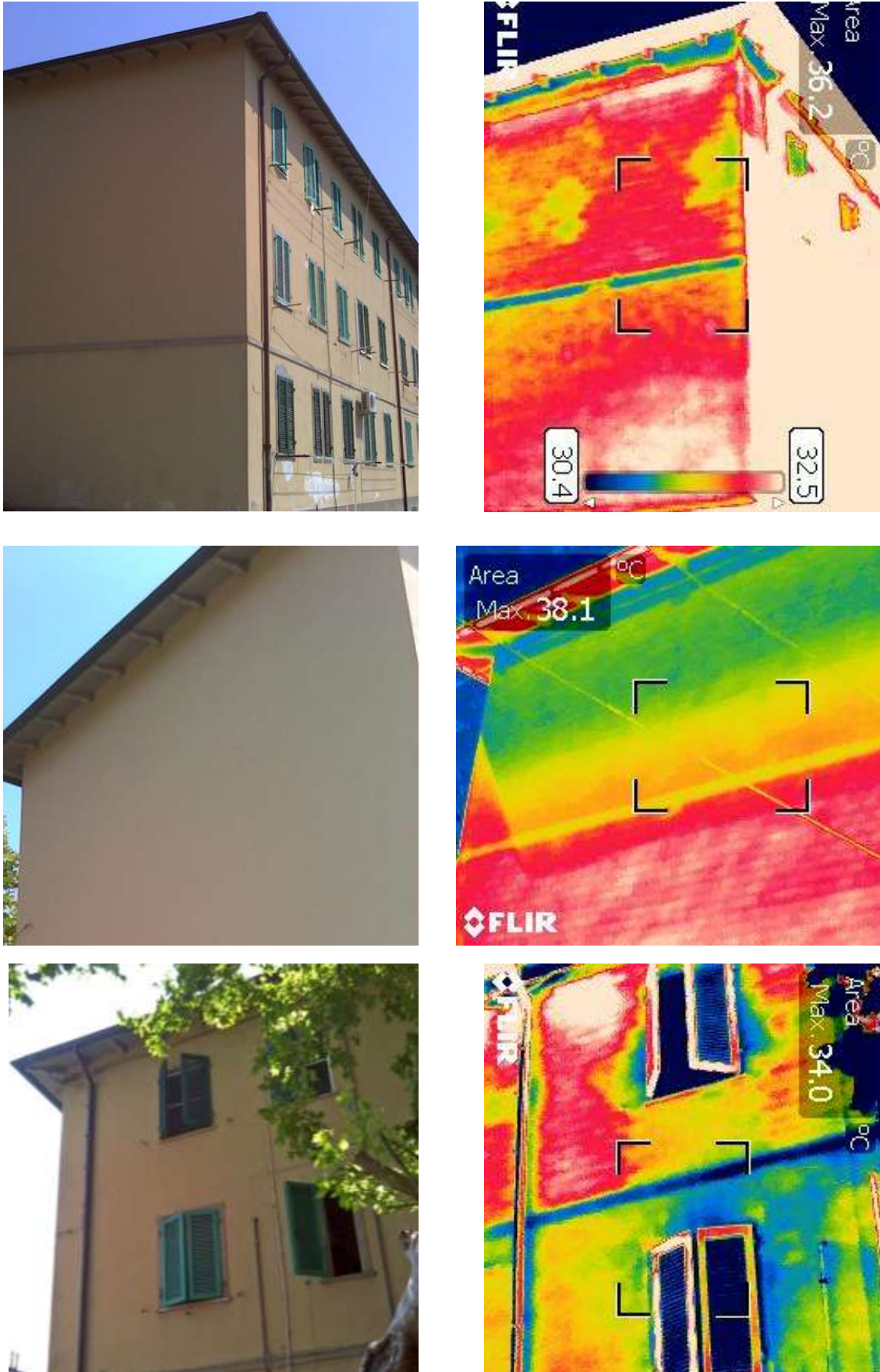


Figura 3.2 Indagini con la termocamera sul paramento nord ed est dell'edificio di via Bronzetti

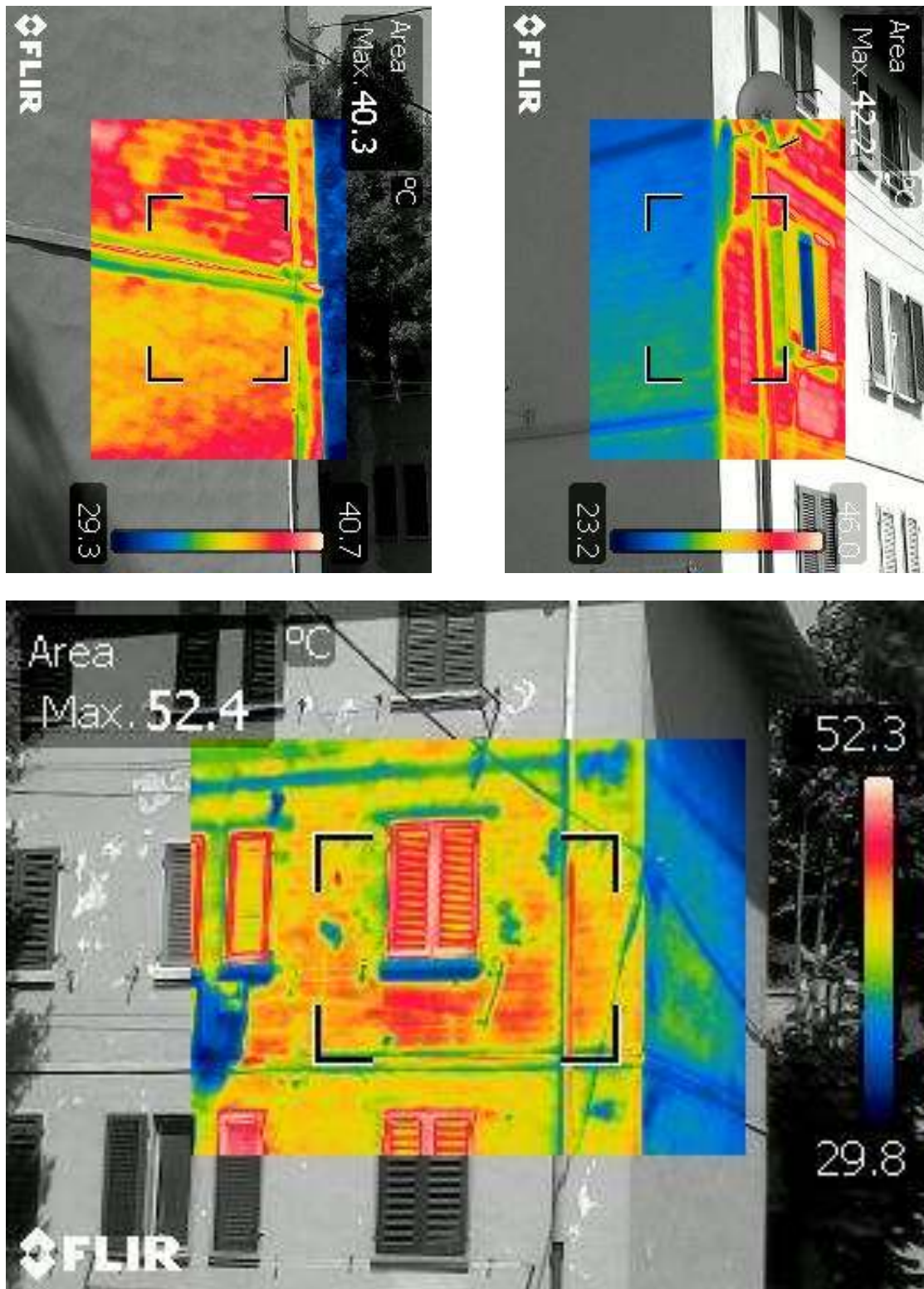


Figura 3.3 Indagini con la termocamera del fronte ovest di un fabbricato del complesso

3.4 Proprietà dei materiali

3.4.1 Opere in muratura

Le opere in muratura sono state realizzate con blocchi in laterizio semipieno a fori orizzontali di dimensioni 5,5x12x25 cm ormai fuori produzione: in mancanza di prove sperimentali che attestino i valori tensionali per la muratura in opera, si è fatto riferimento alla Tabella C8A.2.1 della Circolare 617/09 che riporta i parametri meccanici per costruzioni esistenti di una serie di murature frequenti.

Si è scelto di adottare, per le verifiche, i valori per la “muratura in mattoni pieni e malta di calce”, considerando:

- per le resistenze: i valori minimi degli intervalli riportati in tabella;
- per i moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati in tabella

così come specificato dalla normativa stessa al punto C.8.A.1.A.4 per livelli di conoscenza LC1.

	f_m	τ_0	E	G	peso sp. [kN/m ³]
	[N/cm ²]	[N/cm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
	min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	

TABELLA 1. Caratteristiche meccaniche estrapolate da tabella C.8.A.2.1 della Circolare 617/09

A questo punto, è possibile definire le resistenze di progetto da utilizzare per le verifiche a compressione, pressoflessione e taglio che saranno effettuate nei capitoli successivi:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} \quad , \quad f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M}$$

dove f_d e f_{vd} sono rispettivamente la resistenza caratteristica a compressione e la resistenza caratteristica a taglio della muratura.

γ_M rappresenta il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura, in funzione della *classe di esecuzione* e della *categoria* degli elementi

resistenti. Per “muratura con elementi resistenti di categoria II e ogni tipo di malta”, intendendo con tale dicitura elementi che non hanno subito un controllo statistico (cfr. §11.10.1 delle NTC08), la tabella 4.5.II. delle NTC08 fornisce $\gamma_M=3,0$, il valore maggiormente cautelativo.

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi, resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi, resistenti di categoria II, ogni tipo di malta	2,5	3,0

TABELLA 2. Valori del coefficiente γ_M in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti (tabella 4.5.II D.M.14/01/2008)

3.4.2 Prove di caratterizzazione della malta

Le prove di caratterizzazione della malta sono state effettuate tramite l'utilizzo di un penetrometro PNT-G, costituito da uno speciale trapano a batteria ed una centralina elettrica idonea a misurare l'energia impiegata per eseguire fori del diametro di 4 mm per una profondità massima di 5 mm. Tali dimensioni sono il risultato di analisi di laboratorio, dettate dalla necessità di avere:

- un diametro della punta sufficientemente piccolo rispetto allo spessore del giunto di malta;
- un diametro del foro sufficientemente grande rispetto alla dimensione massima dei grani di sabbia.

Lo strumento si rivela affidabile in presenza di malte di debole resistenza (resistenza a compressione minore di 4 MPa), in cui la granulometria della sabbia ha scarsa influenza sulla misura, in quanto l'azione del trapano non frantuma i grani di sabbia e le lesioni interessano soltanto il legante.

Le misurazioni effettuate in sito hanno interessato quattro pareti perimetrali distinte dell'appartamento maggiore di proprietà dell'A.P.E.S., con la realizzazione di 15 fori contigui in quattro diverse zone di misura. Le zone di misura sono state scelte non senza difficoltà sulle quattro pareti prescelte laddove i giunti di malta risultavano più regolari e facilmente distinguibili dai frammenti restanti di intonaco.

I risultati dei rilevamenti penetrometrici effettuati sono riportati nelle tabelle 3 e 4 in cui, per ogni zona di misura, sono indicati:

Tabella 3:

- i valori dell'indice PNT-G di energia U forniti dallo strumento per le quindici misurazioni eseguite
- la media aritmetica dei quindici valori misurati
- la deviazione standard dei quindici valori misurati

Tabella 4:

- i valori della resistenza a compressione dei giunti di malta per le quindici misurazioni eseguite, ricavati tramite la legge di correlazione:

$$f_m = [U + 22] / 13.4$$

- la media aritmetica dei quindici valori ricavati
- la deviazione standard dei quindici valori misurati

Come è possibile leggere dalle tabelle, i risultati mostrano una malta dalle caratteristiche meccaniche alquanto scarse, classificabile come malta di classe inferiore M4 ($<2,5 \text{ N/mm}^2$).

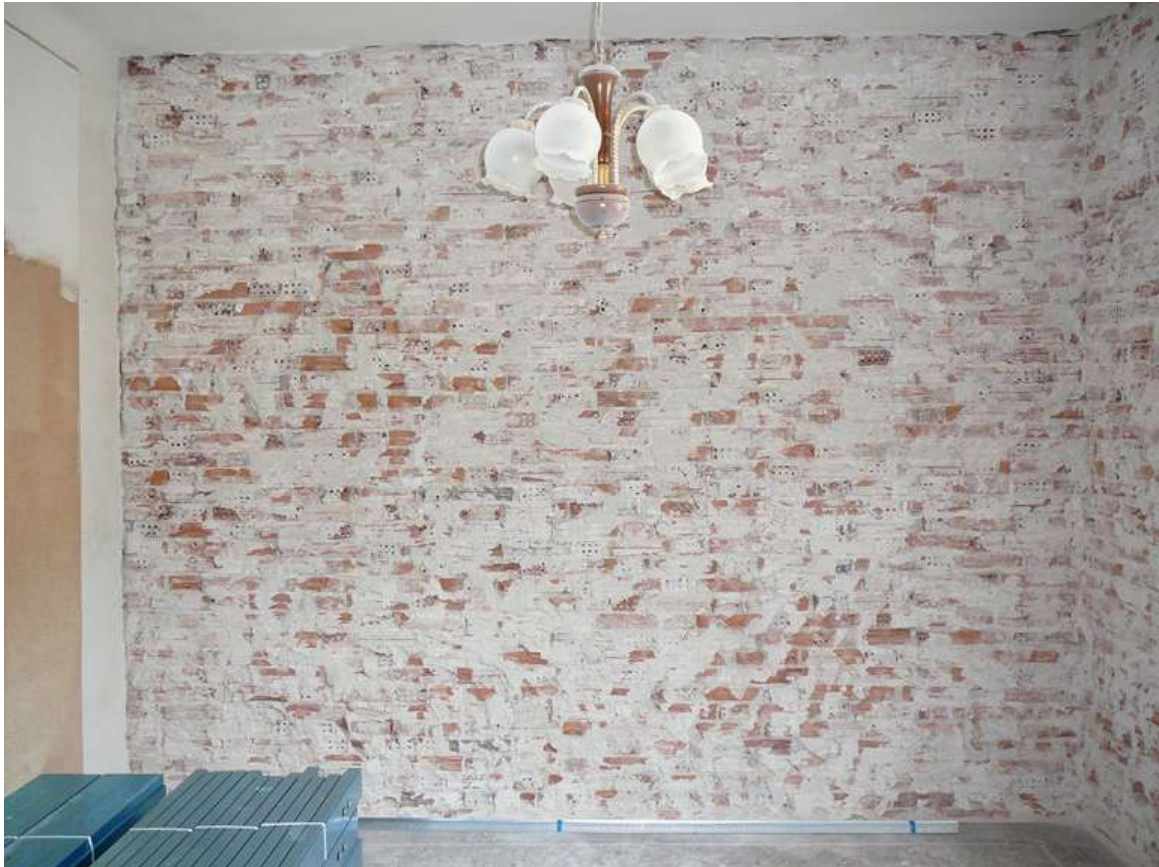


Figura 3.4 Una parete di uno dei due appartamenti gestiti da APES su cui è stata effettuata la prova di caratterizzazione della malta



Figura 3.5 Sondaggi effettuati su un giunto di malta



Figura 3.6 La prova con il penetrometro PNT-G su una parete interna

LETTURA	ZONA DI MISURA			
	1	2	3	4
1	58	94	76	116
2	49	126	38	109
3	48	43	126	95
4	151	67	39	141
5	28	35	123	128
6	79	34	107	75
7	58	41	68	127
8	35	36	77	115
9	21	87	40	55
10	39	94	58	50
11	33	69	79	71
12	25	131	63	139
13	108	127	123	91
14	54	87	108	95
15	85	165	91	76
Media valori	58,07	82,40	81,07	98,87
Dev. standard	34,05	39,84	29,91	28,23
Valori che differiscono dalla media \pm 25%	10	9	8	7

TABELLA 3 Letture al penetrometro PNT-G sulla malta [1 unità = 0,008]]

LETTURA	ZONA DI MISURA			
	1	2	3	4
1	5,97	8,66	7,31	10,30
2	5,30	11,04	4,48	9,78
3	5,22	4,85	11,04	8,73
4	12,91	6,64	4,55	12,16
5	3,73	4,25	10,82	11,19
6	7,54	4,18	9,63	7,24
7	5,97	4,70	6,72	11,12
8	4,25	4,33	7,39	10,22
9	3,21	8,13	4,63	5,75
10	4,55	8,66	5,97	5,37
11	4,10	6,79	7,54	6,94
12	3,51	11,42	6,34	12,01
13	9,70	11,12	10,82	8,43
14	5,67	8,13	9,70	8,73
15	7,99	13,96	8,43	7,31
Media valori	5,98	7,79	7,69	9,02
Dev. standard	4,15	7,01	3,69	3,01
Valori che differiscono dalla media \pm 25%	10	9	8	7

TABELLA 4 Resistenza a compressione della malta [daN/cm²]

CAPITOLO 4

MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

4.1 Modelli di analisi strutturale

Una panoramica sulle metodologie di modellazione ed analisi della risposta sismica delle costruzioni inizia necessariamente sui modelli più semplici forniti dalla scienza delle costruzioni: i modelli basati sull'*analisi limite* (Como, Grimaldi, Abruzzese, 1986) mirano all'individuazione del carico di collasso e dei relativi possibili meccanismi di rottura della struttura senza studiarne la deformabilità in campo elastico o post-elastico, riconducendo cioè lo studio ai cinematicismi di corpi rigidi.

I metodi di tipo *POR* (Tomazevic, 1978; Braga e Dolce, 1982), e le successive evoluzioni (Dolce, 1989; Fusier e Vignoli, 1993), propongono invece un'analisi statica incrementale semplificata: ipotizzando a priori un meccanismo di collasso piano e orizzontamenti rigidi. Tali metodi sono particolarmente utili nella progettazione di nuovi edifici o nella valutazione di vulnerabilità di costruzioni su cui siano stati eseguiti interventi di consolidamento sismico.

Un'alternativa a tali metodi, che rimuove alcune delle restrittive ipotesi dei metodi tipo *POR*, è rappresentata dai modelli a *macroelementi*: in questo caso le pareti vengono assimilate a telai equivalenti in cui elementi deformabili (maschi murari e fasce di piano) collegano nodi rigidi (porzioni di muratura in cui generalmente non si riscontra danneggiamento). Generalmente questi modelli (Braga e Liberatore, 1991; D'Asdia e Viskovic, 1994; Gambarotta e Lagomarsino, 1996; Magenes e Della Fontana, 1998) consentono analisi non lineari incrementali a collasso di singole pareti o di interi edifici tridimensionali.

Infine, l'utilizzo dei modelli di dettaglio ad *elementi finiti* o discreti risulta possibile ma generalmente troppo onerosa, esplicando i suoi vantaggi solo nel campo della ricerca e nel caso di edilizia monumentale.

Nell'ambito di questa tesi si è scelto di concentrare l'attenzione sui modelli afferenti al campo della macromodellazione, il cui obiettivo è quello di cogliere il comportamento globale della struttura attraverso lo studio di macroelementi. Nel

presente capitolo si giungerà alla presentazione del metodo SAM⁷ utilizzato nel presente caso di studio.

4.2 Il metodo SAM ed il telaio equivalente

Il metodo SAM adotta le ipotesi alla base della teoria di Magenes e Calvi, sviluppata nel 1996, per la modellazione tridimensionale di strutture in muratura.

In origine il metodo era stato pensato per l'analisi di sistemi di pareti piane, caricate nel proprio piano: tuttavia, i limiti riscontrati nella sua applicazione a strutture di una certa complessità spaziale ha fatto sì che venisse implementato in programmi di calcolo strutturale non lineare, grazie anche alle possibilità computazionali offerte dai calcolatori degli ultimi anni.

Se l'edificio analizzato presenta una geometria piuttosto semplice, con aperture regolari, è possibile schematizzare la struttura mediante un telaio equivalente costituito da elementi di tipo *beam-column*, deformabili assialmente e a taglio, ed elementi *nodo*, infinitamente rigidi e resistenti. I primi possono essere:

- ad asse verticale: elementi *maschio murario*, corrispondenti a pareti murarie armate e non armate a prevalente sviluppo verticale;
- ad asse orizzontale: elementi *fascia muraria* o *cordolo in cemento armato*, a prevalente sviluppo orizzontale.

Ciascun elemento della struttura muraria quindi, sia esso ad asse orizzontale o verticale, è sostituito da un elemento di telaio monodimensionale corrispondente al proprio asse baricentrico orientato secondo la direzione prevalente dell'elemento stesso. L'intersezione fra maschi e fasce murarie è realizzata nei punti di intersezione degli assi baricentrici da *nodi*.

4.2.1 Elementi ad asse verticale

Ogni maschio murario in muratura nello spazio fra due nodi consecutivi risulta essere schematizzato da un'asta di *altezza netta* \bar{H} , corrispondente alla quota dei piani baricentrici dei solai fra cui esso è compreso. Gli elementi che si trovano al piano più basso della costruzione si assumono vincolati a terra mediante incastro perfetto.

⁷ Seismic Analysis of Masonry walls, Magenes e Calvi, 1996.

Ciascun elemento risulta suddiviso in tre parti: la parte centrale, di *altezza efficace* H_{eff} , risulta deformabile e di resistenza finita, mentre le due parti di estremità sono infinitamente rigide e resistenti. Secondo quanto proposto da Dolce (1989), H_{eff} risulta essere funzione delle dimensioni del pannello e delle eventuali aperture, e si esprime con la formula seguente:

$$H_{eff} = h' + \frac{l \cdot (\bar{H} - h')}{3 h'} \leq \bar{H}$$

in cui:

l lunghezza del pannello o maschio murario

h' parametro convenzionale di altezza, riportato in figura, la cui espressione risulta essere la seguente:

$$h' = \bar{H} - \max\{h_{t,inf}^{dx}; h_{t,inf}^{sx}\} - \max\{h_{t,sup}^{dx}; h_{t,sup}^{sx}\} + \frac{1}{2} \cdot (\min\{|h_{t,inf}^{dx} - h_{t,inf}^{sx}|; l \cdot \tan 30^\circ\} + \min\{|h_{t,sup}^{dx} - h_{t,sup}^{sx}|; l \cdot \tan 30^\circ\})$$

$h_{t,inf}^{dx}, h_{t,inf}^{sx}, h_{t,sup}^{dx}, h_{t,sup}^{sx}$ rappresentano l'altezza della trave muraria superiore ed inferiore e trovano spiegazione nella figura 4.1.

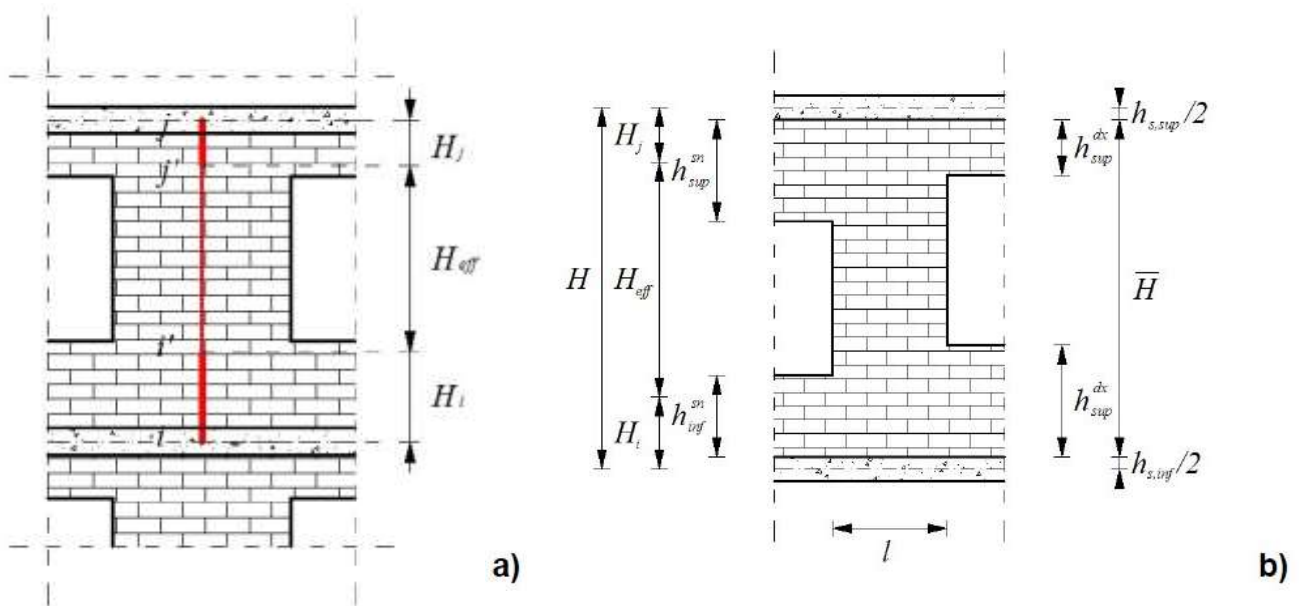


Figura 4.1 L'elemento maschio murario e la definizione degli indici della formula di Dolce

Nell'ipotesi che la deformabilità della muratura nelle zone di nodo sia inversamente proporzionale all'altezza delle travi di collegamento, le altezze H_i e H_j dei due estremi rigidi del pannello si possono scrivere:

$$H_i = \frac{h_{s,inf}}{2} + (\bar{H} - H_{eff}) \cdot \frac{\alpha_i}{\alpha_i + \alpha_j} \geq \frac{h_{s,inf}}{2}$$

$$H_j = \frac{h_{s,sup}}{2} + (\bar{H} - H_{eff}) \cdot \frac{\alpha_j}{\alpha_i + \alpha_j} \geq \frac{h_{s,sup}}{2}$$

in cui compaiono i seguenti parametri:

- $h_{s,inf}$ altezza del solaio inferiore
- $h_{s,sup}$ altezza del solaio superiore
- $\alpha_i = \max \{h_{t,inf}^{dx}; h_{t,inf}^{sx}\} - \frac{1}{2} \cdot (\min \{|h_{t,inf}^{dx} - h_{t,inf}^{sx}|; l \cdot \tan 30^\circ\})$
- $\alpha_j = \max \{h_{t,sup}^{dx}; h_{t,sup}^{sx}\} - \frac{1}{2} \cdot (\min \{|h_{t,sup}^{dx} - h_{t,sup}^{sx}|; l \cdot \tan 30^\circ\})$

Si suppone per il maschio, quindi, un comportamento lineare elasto-plastico con limite in deformazione, finché non si verificano i meccanismi di rottura previsti per esso.

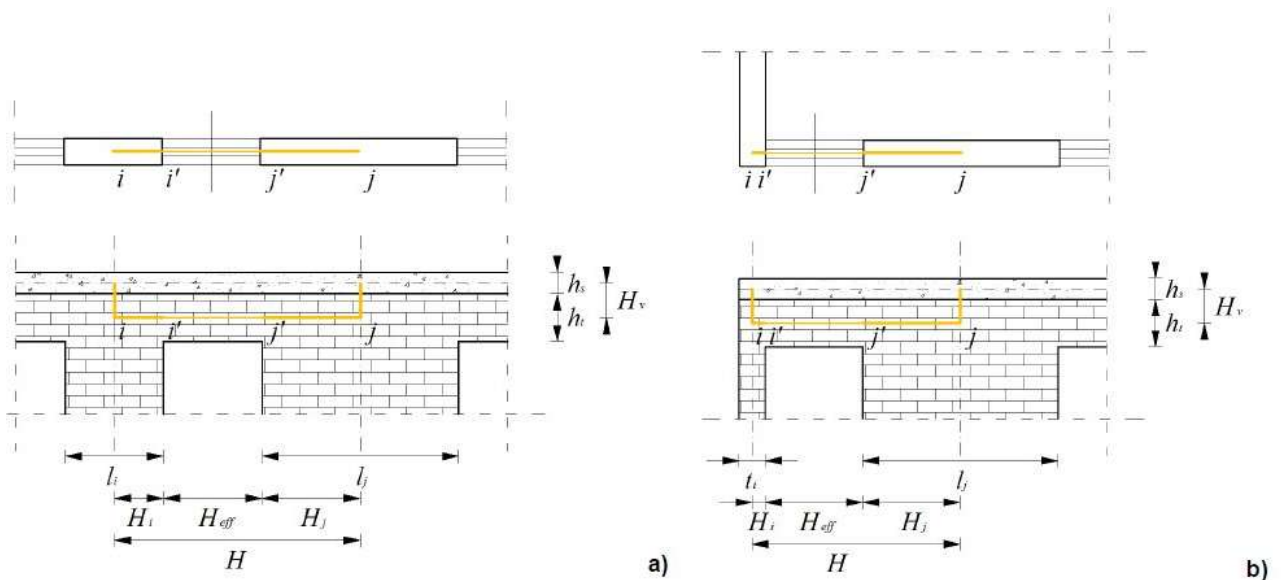


Figura 4.2 Gli elementi in cemento armato ad asse orizzontale

4.2.2 Elementi ad asse orizzontale

La modellazione delle fasce prevede l'utilizzo di aste coincidenti con gli assi baricentrici orizzontali di questi elementi, di lunghezza totale pari all'interasse fra gli assi baricentrici verticali dei maschi murari. Analogamente a quanto visto per il maschio murario, anche l'elemento fascia presenta:

- una parte deformabile centrale di resistenza finita e di lunghezza pari alla lunghezza dell'apertura corrispondente;
- due parti alle estremità infinitamente rigide di lunghezza pari a metà della dimensione del maschio murario nella direzione orizzontale.

Il collegamento con il maschio viene effettuato poi tramite due bracci rigidi verticali che si raccordano ai nodi di estremità del maschio, di dimensione (vedi figura 4.2):

$$H_v = \frac{h_s + h_t}{2}$$

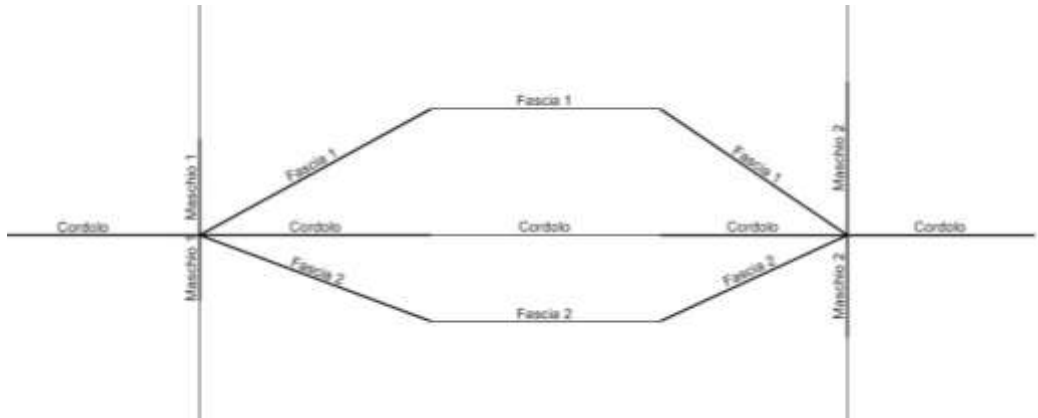


Figura 4.3 Schematizzazione di un collegamento fra maschi e fasce murarie

Nella schematizzazione adottata in questo studio, ai fini dell'ottenimento di un minor numero di cerniere plastiche e quindi di un minore onere computazionale, le aste deformabili vengono direttamente collegate ai nodi di estremità dei maschi tramite bracci rigidi inclinati (vedi figura 4.3).

Nel modello a telaio equivalente, a livello del piano baricentrico del solaio, si è inserito anche un elemento ad asse orizzontale di tipo *cordolo* in cemento armato, visualizzabile ancora in figura 4.3: anche tale elemento si suppone delimitato da nodi di estremità, individuati dalle intersezioni del suo asse baricentrico con gli assi baricentrici principali delle sezioni trasversali dei pannelli murari che delimitano, da ciascun lato, l'apertura. Si assume, inoltre, che l'elemento sia costituito da una parte centrale deformabile, caratterizzata da resistenza finita, e da due parti infinitamente rigide e resistenti, alle estremità, di lunghezza pari a metà della dimensione, nella direzione del cordolo, del pannello murario corrispondente: si considera dunque una lunghezza efficace, per gli elementi cordolo, pari alla luce netta delle aperture.

Per modellare la collaborazione fra i pannelli murari semplici di cui si compone una intersezione a L o a T come quelle in figura 4.4, il *metodo SAM* prevede di inserire,

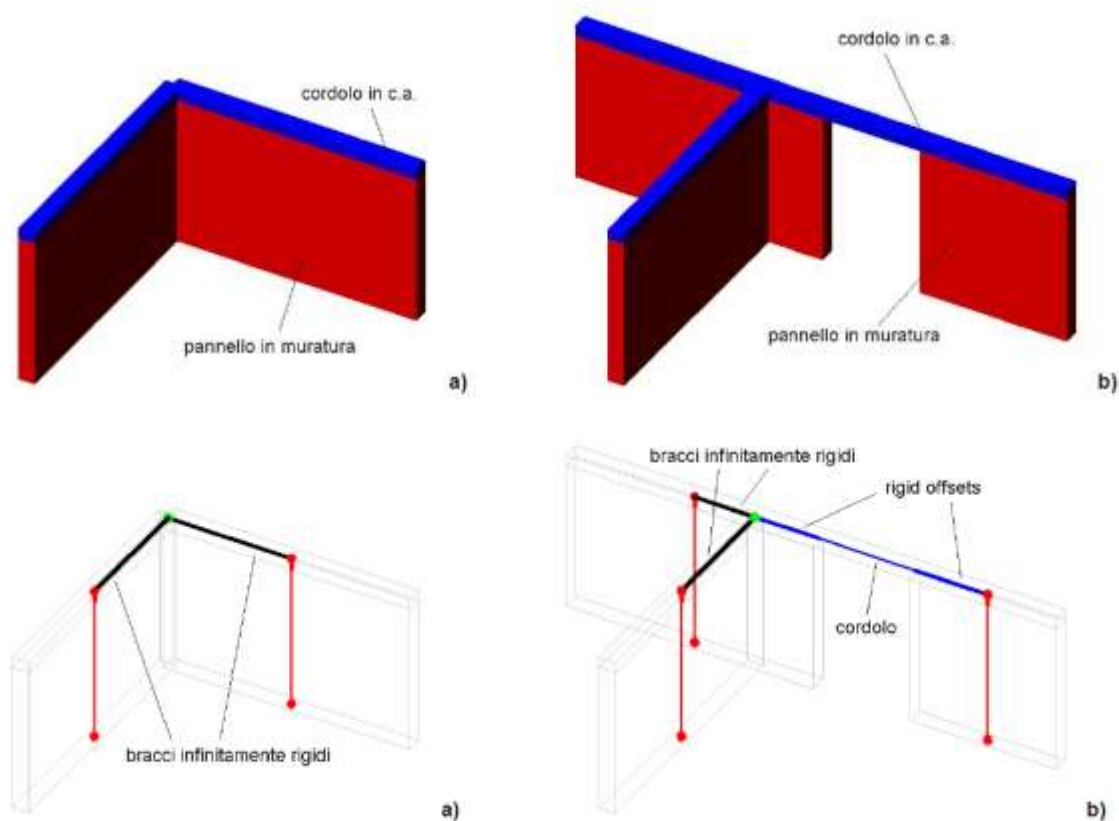


Figura 4.4 Criterio di modellazione dell'intersezione tra cordoli in cemento armato

a livello del piano baricentrico del solaio, un collegamento rigido costituito da bracci infinitamente rigidi a taglio e flessione. Ciascuno di questi è modellato a partire dal nodo di estremità di un maschio fino al punto di intersezione dei piani baricentrici dei muri e del solaio, dove incontra l'estremità dell'altro braccio rigido.

Bracci infinitamente rigidi sono usati anche in corrispondenza dell'intersezione fra assi baricentrici di cordoli in c.a. che non siano nodi di estremità di elementi strutturali ad asse verticale.

In presenza di situazioni in cui la fascia muraria risulti delimitata da aperture superiori ed inferiori di lunghezza diversa, benché in asse, si è tenuto conto della diversa deformabilità dei cordoli di piano definendo opportunamente la lunghezza delle zone infinitamente rigide e resistenti.

4.3 Proprietà meccaniche e criteri di rottura

La matrice di rigidezza in fase elastica assume la forma consueta per elementi di telaio con deformazione a taglio, e risulta determinata una volta definiti il modulo di Young E , il modulo G e la geometria della sezione. Secondo quanto riportato al punto 11.10.3.4 del D.M. 14/01/2008, in condizione non fessurata i precedenti moduli di elasticità possono essere assunti rispettivamente pari a $E=1000 f_k$ e $G=0,4 E$.

4.3.1 Elemento maschio murario

4.3.1.1 Resistenza

I criteri di rottura sono formulati in modo tale per cui, all'annullarsi della compressione su un elemento, si annullano sia la resistenza a pressoflessione M_u , sia la resistenza a taglio V_t . La resistenza a trazione f_t è spesso trascurabile ed assunta di conseguenza pari a zero, così come riportato al punto 7.8.2.2.1 delle NTC, e la conseguente rigidezza assiale viene ad annullarsi se in presenza di questo tipo di sforzo.

4.3.1.2 Resistenza a pressoflessione

In una parete in muratura semplice si ha rottura per pressoflessione quando sulla muratura al lembo compresso si vengono ad aprire **ampie fessure di tipo flessionale ad andamento pressoché verticale** (figura 4.5): a questo fenomeno si associa un cinematismo di ribaltamento del muro.

La condizione di schiacciamento alla base inferiore del pannello, nel caso di condizioni al contorno quali quelle riportate in fig. (con $|e_{inf}| \geq |e_{sup}|$), porta alla definizione di un momento ribaltante ultimo:

$$M_u = V_{max} \cdot H_0 = P \cdot e_{inf} = \frac{P \cdot l}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{\kappa f_{cu}}\right)$$

dove l è la lunghezza della sezione normale del maschio, t lo spessore, $\sigma_0 = P/l \cdot t$ la compressione verticale media dovuta alla forza assiale P (per semplicità si suppone di trascurare il peso proprio del pannello), f_{cu} è la resistenza a compressione ultima della muratura e κ è un coefficiente che tiene conto della distribuzione degli sforzi nella zona compressa.

Diagrammando questo tipo di comportamento su un grafico si otterrebbe un andamento molto simile ad una curva di tipo elastico-lineare, con isteresi inferiore rispetto ai meccanismi di rottura a taglio ma con capacità per la parete di sostenere spostamenti molto maggiori.

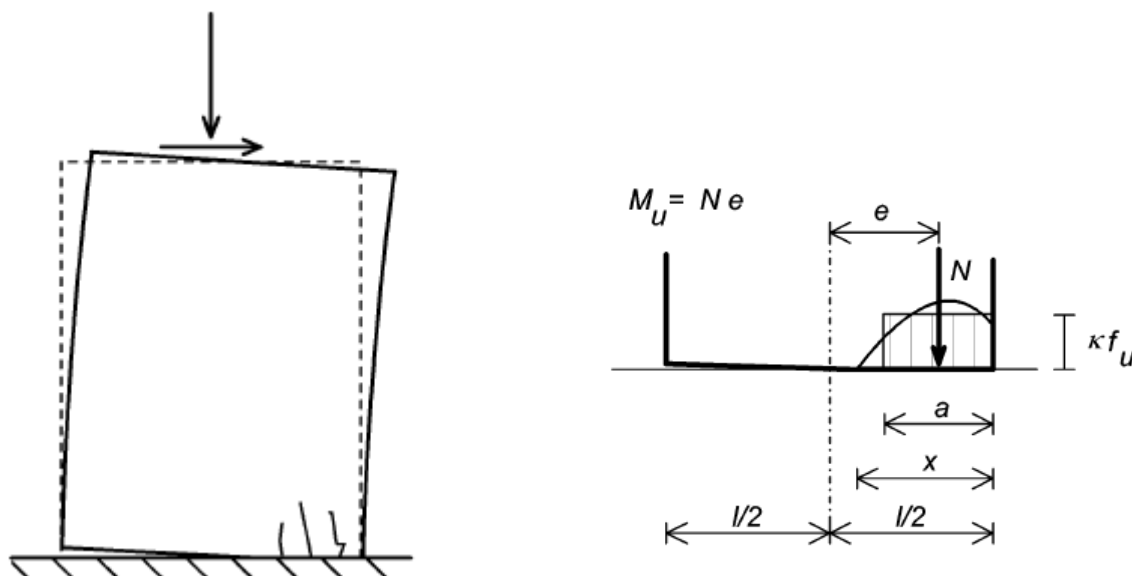


Figura 4.5 Apertura di fessure in un pannello murario per effetto del meccanismo di pressoflessione

4.3.1.3 Resistenza a taglio

Nella valutazione della resistenza a taglio è opportuno distinguere fra rottura per *fessurazione diagonale* e rottura per *scorrimento*.

Il primo tipo di rottura porta alla comparsa di fessure estese lungo la diagonale del pannello, e interessa prevalentemente i giunti di malta ed in misura minore i blocchi di muratura. La rottura per taglio, secondo le ipotesi avanzate da Turnsek e Cacovic negli anni Settanta, si ha al raggiungimento di un valore di resistenza a trazione convenzionale f_{tu} , quando il taglio V raggiunge il suo valore ultimo:

$$V_u = \frac{1,5 \cdot \tau_{0d} \cdot l \cdot t}{\beta} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \tau_{0d}}} = \frac{f_{td} \cdot l \cdot t}{\beta} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}}$$

in cui si leggono le seguenti grandezze:

f_{td} = $1,5 \tau_{0d}$ resistenza di calcolo a trazione per fessurazione diagonale

τ_{0d} resistenza di calcolo a taglio della muratura

l	lunghezza totale della parete
t	spessore della parete
σ_0	tensione normale media agente riferita all'area $l \cdot t$
β	coefficiente di forma, variabile in funzione del rapporto h/l della parete

La rottura a taglio per *scorrimento* porta a fratture lungo i piani di giacitura della malta ed è un fenomeno che presenta grandi capacità dissipative. La resistenza viene espressa attraverso un criterio di rottura “alla Coulomb”, secondo cui:

$$\tau = c + \mu \cdot \sigma$$

essendo:

c	coesione del materiale, contributo alla resistenza a taglio offerto dal materiale in assenza di compressione assiale
μ	coefficiente di attrito
σ	compressione assiale

I valori e le espressioni di c e μ possono assumere diverso significato a seconda dell'impostazione del criterio. Di norma, nel calcolo della resistenza a taglio unitaria si sostituisce allo sforzo normale σ il valore di compressione media nella zona reagente. Il taglio V_u si ottiene moltiplicando τ per l'area della sezione reagente della parete. La formulazione data nell'Eurocodice 6, analoga a quella della normativa italiana, esprime la resistenza caratteristica a taglio così:

$$V_{Rk} = f_{vk} \cdot t \cdot l_c$$

con t spessore del muro e l_c lunghezza della zona compressa. A sua volta la resistenza a taglio f_{vk} è definita come:

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

espressione che ritroviamo nella normativa italiana al §4.5.6.1, in cui f_{vk0} è la tensione caratteristica a taglio della muratura in assenza di sforzo normale e σ_d è lo sforzo medio di compressione sull'area reagente.

4.3.1.4 Deformabilità

Il comportamento flessionale e a taglio dell'elemento è supposto di tipo elasto-plastico con limite in deformazione: si suppone, quindi, che al raggiungimento del momento ultimo a pressoflessione M_u o del taglio ultimo V_t corrisponda la formazione

di una cerniera plastica ed un comportamento in fase post-elastica di tipo rigido plastico, fino al raggiungimento del limite di deformazione dell'elemento.

Il tratto rigido-plastico corrisponde ad un andamento orizzontale del diagramma momento-rotazione finché il valore ultimo di spostamento δ_u non raggiunge il limite del 4‰ (rottura a taglio) o del 6‰ (rottura a pressoflessione) in rapporto all'altezza deformabile H_{eff} del pannello murario.

Tale comportamento verrà assunto nelle verifiche statiche non lineare espone nei paragrafi successivi al fine di prevedere il meccanismo di rottura e la "duttilità" ultima della struttura in esame.

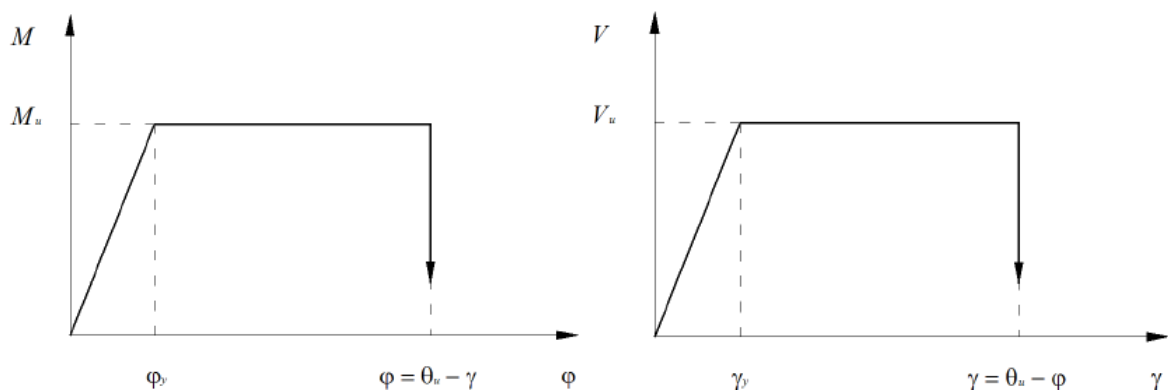


Figura 4.6 Comportamento elastico perfettamente plastico dell'elemento maschio murario: a) flessione b) taglio

4.3.2 Elemento fascia muraria

Sebbene il sistema "principale" resistente della struttura sia costituito dai maschi murari, le fasce murarie hanno la funzione importante di fornire l'accoppiamento strutturale dei maschi, pertanto influenzandone il comportamento sotto azione sismica. Tale funzione cresce in relazione al numero di piani.

4.3.2.1 Resistenza a pressoflessione

Per una muratura a tessitura regolare, la compressione di una fascia in direzione è ortogonale ai letti di malta trascurabile e, di conseguenza, anche la sua resistenza a taglio può essere molto bassa e principalmente funzione della coesione.

La presenza di un buon ammorsamento alle pareti che la sostengono (ovvero la presenza di una resistenza a trazione orizzontale, seppur limitata) o la presenza di

eventuali catene e/o cordoli favoriscono l'instaurarsi nella fascia di un meccanismo resistente a puntone diagonale che può contrastare il meccanismo di ribaltamento che potrebbe instaurarsi (vedi figura 4.7). La rottura del puntone inclinato corrisponde al raggiungimento del momento ultimo a pressoflessione della fascia, esprimibile in maniera analoga al maschio murario:

$$M_u = \frac{H_p \cdot h}{2} \left[1 - \frac{H_p}{\kappa \cdot \frac{f_{hk}}{\alpha_{med}} \cdot FC \cdot h \cdot t} \right]$$

in cui si leggono le seguenti grandezze:

- H_p minimo tra la resistenza trazione orizzontale dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0,4 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t$, essendo f_{hd} la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale. In caso di analisi statica non lineare, f_{hd} può essere preso pari al valore medio: $f_{hm} = f_{hk} / \alpha_{med}$, con $\alpha_{med} = 0,7$
- h altezza della sezione della fascia
- t spessore della sezione della fascia
- FC fattore di confidenza

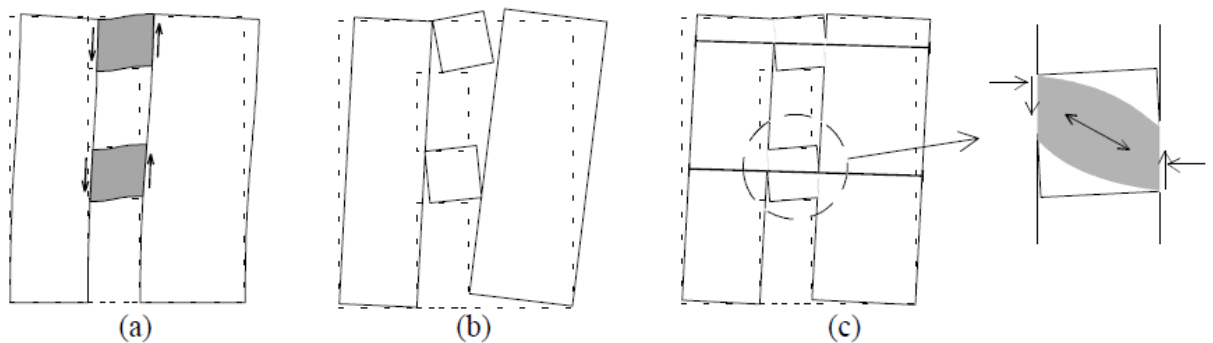


Figura 4.7 Meccanismo a puntone diagonale di una fascia in presenza di azioni sismiche

Per il presente caso di studio, si è ipotizzato di poter fare affidamento sulla resistenza a trazione dei cordoli in cemento armato di interpiano per contrastare il meccanismo di ribaltamento a cui le fasce sarebbero soggette. In tal modo, si è dovuto stimare il valore di resistenza a trazione dei cordoli allo stato limite ultimo e confrontarlo con il valore $0,4 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t$, in cui il valore f_{hd} può essere assunto pari al valore medio f_{hm} .

Per la stima di quest'ultimo è necessario ricavare il valore caratteristico della resistenza della muratura in direzione orizzontale nel piano della parete, per il quale si è fatto riferimento, in mancanza di valori ottenuti sperimentalmente, alle indicazioni riportate al punto 3.6.1.2 dell'Eurocodice 6 (§3.6, *Mechanical properties of masonry*). In particolare, l'equazione (3.2) dell'Eurocodice dice che:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$$

in cui:

- K costante il cui valore è fornito nella tabella (3.3) della normativa stessa, in funzione delle proprietà dei blocchi e della malta, e deve essere eventualmente modificato, quando necessario, in funzione della direzione dell'azione considerata, rispetto alla giacitura dei letti di malta, in base a quanto riportato al punto (3) ed al successivo punto (6)
- f_b resistenza media a compressione dei blocchi, nella direzione di applicazione dell'azione considerata
- f_m resistenza media a compressione della malta

4.3.2.2 Deformabilità

Il comportamento flessionale dell'elemento fascia muraria risulta essere analogo a quello già visto per un maschio murario, per il quale al raggiungimento del valore ultimo M_u a pressoflessione si ha la formazione della cerniera plastica a cui segue un tratto perfettamente plastico fino al limite in deformazione, che in questo caso sarà assunto pari al 4‰ dell'altezza deformabile.

Al fine di considerare un comportamento maggiormente fragile per le fasce dovuto all'instaurarsi di una rottura per taglio delle fasce, è possibile prevedere una deformazione post-elastica a taglio costante, fino ad un valore di deformazione angolare a taglio γ_1 , a cui segue un abbattimento della resistenza ad un valore αV_u : la cerniera può continuare ad incassare quel valore ridotto di sforzo di taglio fino al degrado ultimo che si ha per deformazioni angolari superiori al limite γ_2 (vedi figura 4.8). La possibilità di inserire valori di input alle variabili γ_1 , γ_2 e α permette di ottenere un comportamento più duttile oppure più fragile a seconda del tipo di ipotesi che si vanno ad effettuare.

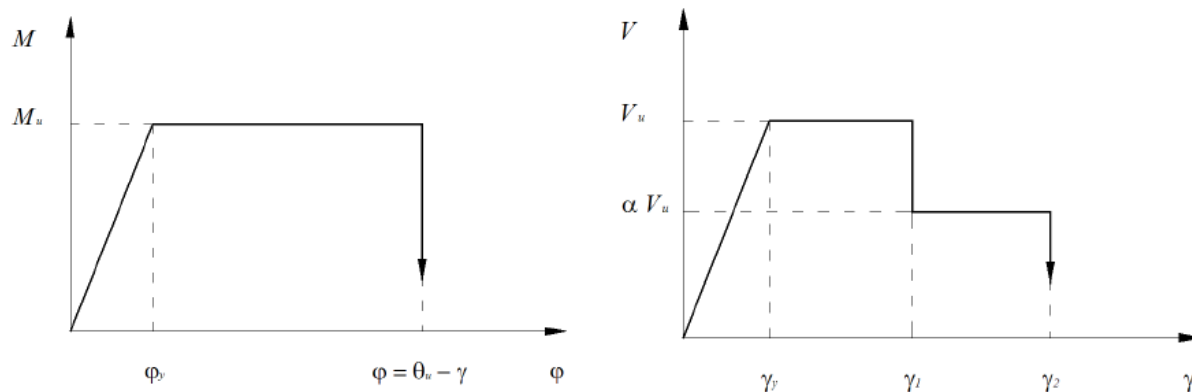


Figura 4.8 Comportamento di fascia muraria non armata: a) flessione b) taglio

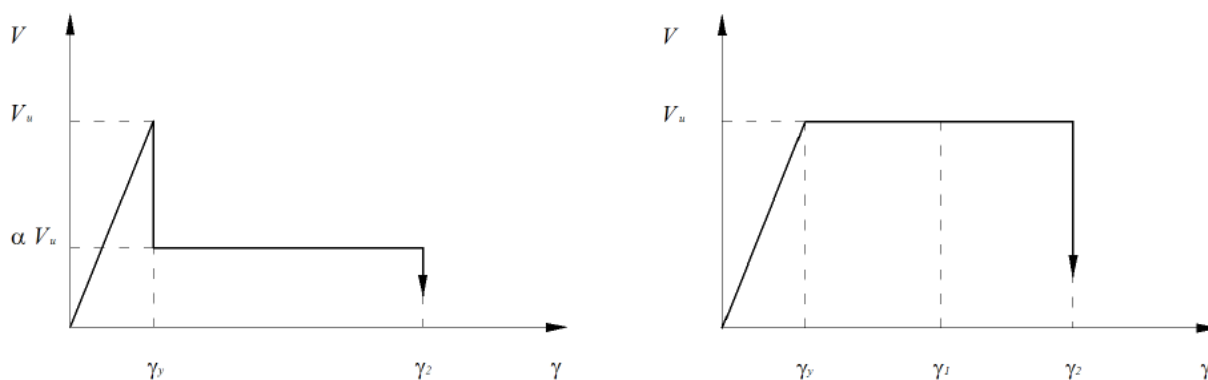


Figura 4.9 Comportamento a taglio di una fascia: a) elasto-fragile b) elastico perfettamente plastico

4.3.3 Elemento cordolo

Per quanto attiene ai cordoli in cemento armato, presenti in una grande quantità di edifici costruiti già dagli inizi del secolo scorso e presenti nel fabbricato oggetto di studio, è molto importante poterne modellare in modo sufficientemente realistico l'effetto di accoppiamento fra i montanti murari. Il metodo SAM prevede attualmente la possibilità di schematizzarli come elementi di tipo trave elastoplastici, in cui è prevista la possibilità di rottura per flessione con formazione di cerniere plastiche.

4.4 Dalla modellazione a telaio equivalente al modello su SAP2000

Il dimensionamento del modello tridimensionale dell'edificio oggetto di studio è stato ottenuto applicando i criteri illustrati al capitolo precedente per la modellazione a macroelementi, articolati nei seguenti punti:

1. definizione della geometria degli elementi portanti verticali a partire dalla pianta strutturale dell'edificio
2. definizione della geometria degli elementi ad asse orizzontale, quali fasce murarie e cordoli interpiano in cemento armato
3. calcolo della lunghezza delle parti deformabili e infinitamente rigide degli elementi verticali
4. modellazione dei vincoli di incastro a terra
5. assegnazione dei materiali agli elementi *frame*
6. definizione di piani rigidi a livello di ciascun solaio

Nella modellazione a telaio equivalente di un edificio si considera la parte di struttura fra lo spiccatto del piano di fondazione e l'estradosso del solaio di copertura. La parte di struttura al di sotto del piano di campagna è stata modellata come vincolo a terra, pertanto a ciascun nodo corrispondente all'estremità inferiore dei maschi del piano terra è stato assegnato un *restraint* di tipo incastro perfetto.

Per quanto riguarda l'assegnazione dei materiali, per ciascun gruppo di elementi *frame* di seguito elencati, si è creato un materiale dalle caratteristiche specifiche:

- *cordoli in c.a.*: sono inseriti in questo gruppo le porzioni rigide e deformabili degli elementi cordolo, per i quali è stato creato un materiale cemento dalle caratteristiche analoghe a un calcestruzzo di classe 25/30;
- *fasce murarie*: sono inseriti in questo gruppo le parti deformabili degli elementi fascia muraria, per le quali è stato creato un materiale "Muratura semipiena" di peso specifico $\gamma=16 \text{ KN/m}^3$ e caratteristiche meccaniche specificate al §3.4.1. Le caratteristiche di questo materiale sono state conseguentemente adottate per l'analisi dei carichi e le verifiche;
- *fasce rigide*: sono inseriti in questo gruppo le parti infinitamente rigide degli elementi fascia muraria, il cui asse inclinato è stato modellato come un elemento *frame* che unisce il nodo di estremità della parte deformabile della fascia al nodo di estremità del maschio murario a cui essa si collega; il materiale

assegnato a questo tipo di elementi ha caratteristiche meccaniche analoghe a quelle della “Muratura semipiena”, ma peso specifico pari a 0 (e pertanto chiamato “Muratura vuota”) per evitare che il peso della fascia venga considerato due volte;

- *maschi murari*: sono inseriti in questo gruppo le parti rigide e deformabili degli elementi “maschio murario”, alle quali è stato assegnato lo stesso materiale “Muratura semipiena” precedentemente descritto.

La schematizzazione di elemento infinitamente rigido è stata ottenuta, all’interno del Sap, tramite l’introduzione di un *End (Length) Offset* all’elemento: si specifica la lunghezza del tratto rigido relativamente all’elemento considerato, impostando un *rigid factor* variabile da 0 (non rigido) a 1 (infinitamente rigido).

Un’alternativa per ottenere un comportamento analogo agli end-length offsets può essere quella di definire un materiale muratura con modulo elastico E di diversi ordini di grandezza maggiore del materiale muratura normale, da assegnare a quegli elementi per i quali è richiesto un comportamento rigido. Tale approccio è stato adottato con la realizzazione di un materiale ortotropo, dalle seguenti caratteristiche:

- direzione globale z : modulo di elasticità normale incrementato, $E = 1,5 \cdot 10^9$ kN/m²;
- direzioni globali x e y : modulo di elasticità tipico del materiale, $E = 1,5 \cdot 10^6$ kN/m².

Tale materiale è stato implementato in nuovo modello per valutarne l’incidenza sul comportamento generale della struttura, in termini di risultati delle analisi (i due modelli saranno vagliati per le analisi sia statiche che dinamiche) e periodi di vibrazione della struttura.

Per ottenere un comportamento scatolare sotto sisma e ridurre i gradi di libertà cinematici a tre per ogni piano, si è adottata l’ipotesi di solai infinitamente rigidi, coerentemente con quanto riportato al punto C.7.2.6 della Circolare 617/09, in cui si specifica che gli orizzontamenti devono essere dotati di opportuna rigidezza e resistenza nel piano e collegati in maniera efficace alle membrature verticali che li sostengono perché possano assolvere la funzione di diaframma rigido ai fini della ripartizione delle forze orizzontali. Ciò è stato tradotto nel modello con la realizzazione di *link* rigidi fra i nodi di ciascun orizzontamento mediante un *constraint* di tipo “Diaphragm”. Tale vincolo comporta che tutti i punti di un determinato piano risultino indeformabili assialmente, imponendo uno spostamento uguale per i nodi slave ed il master joint al quale vengono applicate le forze equivalenti ed i momenti torcenti derivanti dal calcolo della forza statica equivalente

(cfr. §6.2.2). L'ipotesi di diaframma rigido è stata adottata anche per il solaio in copertura, ipotizzato piano e alla quota corrispondente a quella dell'ultimo controsoffitto piano, sebbene l'edificio non presenti un solaio rigido in sommità e abbia una copertura a padiglione con struttura in travetti di cemento armato tipo Varese. La scelta è stata dettata da esigenze di semplificazione del modello ed i carichi corrispondenti alla copertura reale sono stati comunque riportati sotto forma di carichi distribuiti sugli elementi dell'ultimo piano.

Material Property Data

Material Name <input type="text" value="Muratura R"/>	Material Type <input type="text" value="Concrete"/>	Symmetry Type <input type="text" value="Orthotropic"/>
Modulus of Elasticity E1 <input type="text" value="1500000"/> E2 <input type="text" value="1500000"/> E3 <input style="border: 2px solid red;" type="text" value="1,500E+09"/>	Weight and Mass Weight per Unit Volume <input type="text" value="16"/> Mass per Unit Volume <input type="text" value="1,633"/>	Units <input type="text" value="KN, m, C"/>
Poisson's Ratio U12 <input type="text" value="0,499"/> U13 <input type="text" value="0,499"/> U23 <input type="text" value="0,499"/>	Other Properties for Concrete Materials Specified Concrete Compressive Strength, f'c <input type="text" value="4680"/> <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete Shear Strength Reduction Factor <input type="text"/>	
Coeff of Thermal Expansion A1 <input type="text" value="6,000E-06"/> A2 <input type="text" value="6,000E-06"/> A3 <input type="text" value="6,000E-06"/>	Advanced Material Property Data <input type="button" value="Nonlinear Material Data..."/> <input type="button" value="Material Damping Properties..."/> <input type="button" value="Time Dependent Properties..."/> <input type="button" value="Thermal Properties..."/>	
Shear Modulus G12 <input type="text" value="500000"/> G13 <input type="text" value="5,000E+08"/> G23 <input type="text" value="5,000E+08"/>	<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>	

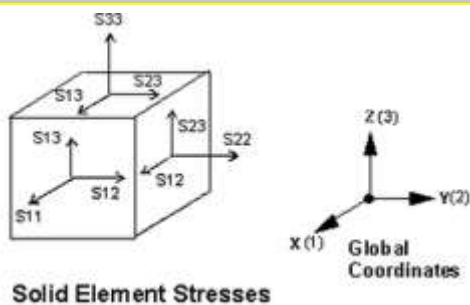


Figura 4.10 Definizione di un materiale muratura ortotropo su Sap2000

maschio	piano	L	$h_{t,sup}$		$h_{t,inf}$		h'	H_{eff}	α_i	α_j	H_i	H_j
			dx	sx	dx	sx						
			[cm]	[cm]	[cm]	[cm]						
X 01	terra/primo	204	0	55	0	90	222,5	244,66	45	27,5	41,75	29,60
X 02	terra/primo	165	55	55	90	90	150	203,17	90	55	67,50	45,33
X 03	terra	135	55	156	90	0	126,9	186,52	51,03	117,03	43,44	86,04
X 04	terra/primo	386	55	55	90	90	150	274,38	90,00	55,00	23,30	18,32
X 05	secondo	165	70	70	90	90	150	208,67	90	70	67,50	61,83
X 06	secondo	204	0	70	0	90	230	253,65	45	35	42,20	42,15
X 07	secondo	386	70	70	90	90	150	287,24	90	70	23,30	27,46
X 08s	semint.	206	35	35	17	17	44	125,15	17	35	0,97	0
X 09s	semint.	144	35	35	17	17	44	100,73	17	35	8,95	7,32
X 10s	semint.	112	35	35	17	17	44	88,12	17	35	13,08	15,80
X 11s	semint.	390	35	35	17	17	44	197,64	17	35	0	0
X 12	terra/primo	151	0	55	0	90	221,1	237,92	46,41	27,5	46,34	31,74
X 13	terra/primo	157	55	55	90	90	150	200,59	90	55	69,10	46,31
X 14	terra/primo	34	55	55	90	90	150	160,96	90	55	93,70	61,34
X 15	terra/primo	141,5	55	55	90	90	150	195,59	90	55	72,20	48,21
X 16	terra/primo	282	55	55	90	90	150	240,87	90	55	44,10	31,03
X 17	secondo	151	0	70	0	90	228,6	246,52	46,41	35	46,69	44,79
X 18	secondo	282	70	70	90	90	150	250,27	90	70	44,10	43,63
X 19	secondo	157	70	70	90	90	150	205,82	90	70	69,10	63,08
X 20	secondo	34	70	70	90	90	150	162,09	90	70	93,70	82,21
X 21	secondo	141,5	70	70	90	90	150	200,31	90	70	72,20	65,49
X 22 s	semint.	152	0	35	0	17	70	88,82	8,5	17,5	12,85	4,83
X 23 s	semint.	178	35	35	17	17	44	114,12	17	35	4,58	0
X 24 s	semint.	162,5	35	35	17	17	44	108,02	17	35	6,57	0
X 25 s	semint.	286	35	35	17	17	44	156,67	17	35	0	0
X 26	terra/primo	405	0	95	0	0	247,5	273,41	0	47,5	10,5	32,09
X 27	terra/primo	452	95	95	0	0	200	271,57	0	95	10,5	33,93
X 28	terra/primo	402	95	0	0	0	247,5	273,22	0	47,5	10,5	32,28
X 29	secondo	405	0	110	0	0	255	284,12	0	55	10,5	43,38
X 30	secondo	452	0	110	0	0	255	287,50	0	55	10,5	40,00
X 31	secondo	402	0	110	0	0	255	283,90	0	55	10,5	43,60
X 26s	semint.	402	0	10	0	0	98	104,84	0	5	0	8,66
X 27s	semint.	180	10	10	0	0	93	99,45	0	10	0	14,05
X 28s	semint.	429	0	10	0	0	98	105,30	0	5	0	8,20

TABELLA 5. Definizione degli offset rigidi e delle lunghezze deformabili dei maschi murari secondo la formula di Dolce (piano di giacitura xz)

maschio	posiz.	L	$h_{t,sup}$		$h_{t,inf}$		h'	H_{eff}	α_i	α_j	H_i	H_j
			dx	sx	dx	sx						
			[cm]	[cm]	[cm]	[cm]						
Y 01	interna	776	0	0	0	0	295	295,00	0	0	-	-
Y 02	interna	264	0	95	0	0	247,5	264,39	0	47,5	10,5	41,11
Y 03	interna	23	95	0	0	0	206,6	209,92	0	88,4	10,5	95,58
Y 04	interna	18	0	95	0	0	205,2	207,82	0	89,8	10,5	97,68
Y 05	interna	367	0	0	0	0	295	295,00	0	0	-	-
Y 06	interna	776	0	0	0	0	310	310,00	0	0	-	-
Y 07	interna	264	0	110	0	0	255	273,98	0	55	10,5	53,52
Y 08	interna	23	0	110	0	0	206,6	210,47	0	103,4	10,5	117,03
Y 09	interna	18	0	110	0	0	205,2	208,26	0	104,8	10,5	119,24
Y 07	interna	264	120	0	0	0	250	271,12	0	60	10,5	56,38
Y 10	interna	367	0	110	0	0	255	281,39	0	55	10,5	46,11
Y 01s	interna	776	0	0	0	0	103	103,00	0	0	-	-
Y 02s	interna	246	0	0	0	0	103	103,00	0	0	-	-
Y 03s	interna	263	25	0	0	0	90,5	102,61	0	12,5	0	10,89
Y 04s	interna	348	0	0	0	0	103	103,00	0	0	-	-
Y 05s		270	0	0	0	0	103	103,00	0	0	-	-

TABELLA 6. Definizione degli offset rigidi e delle lunghezze deformabili dei maschi murari secondo la formula di Dolce (piano di giacitura yz)

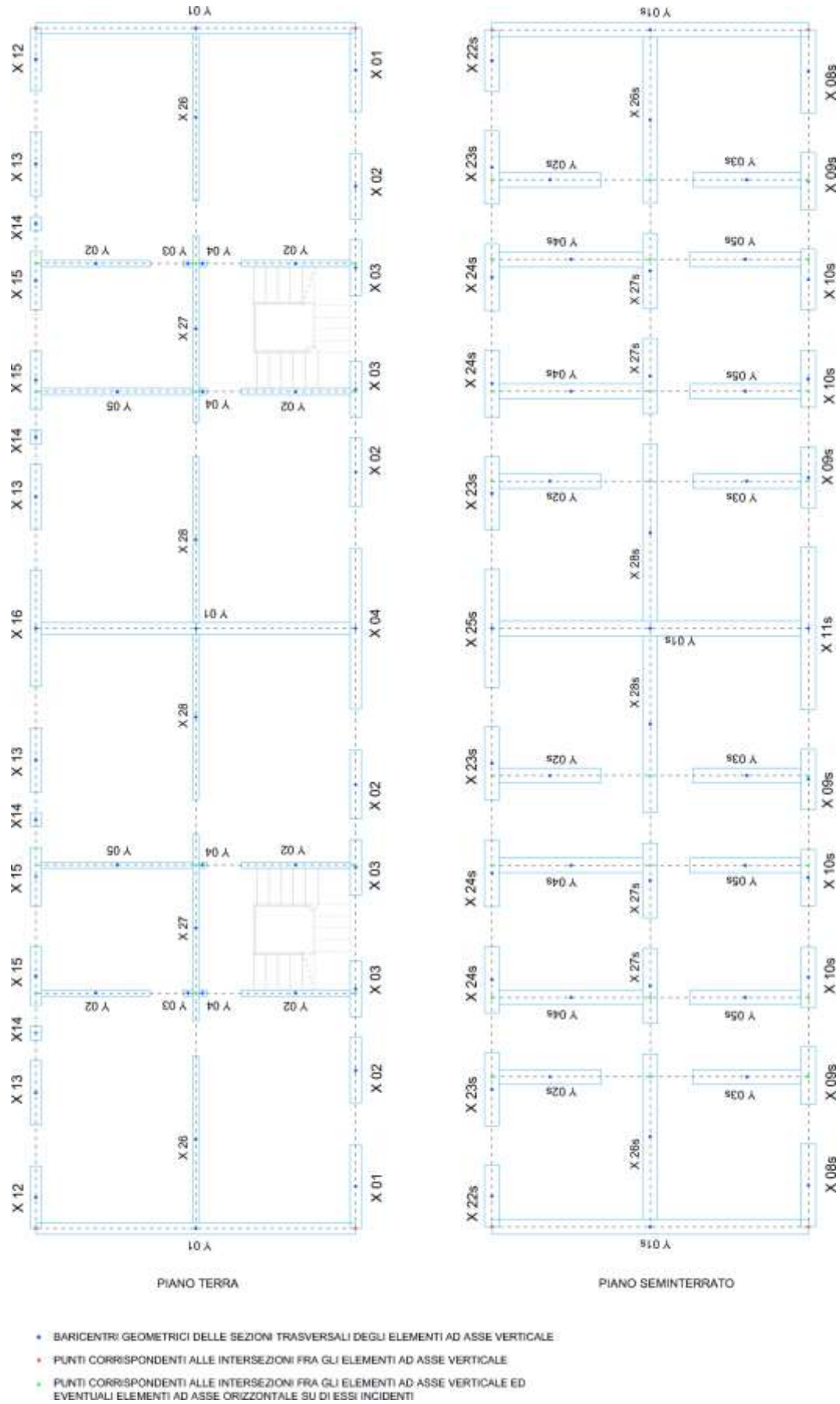


Figura 4.11 Identificazione dei nodi strutturali a partire dallo schema resistente

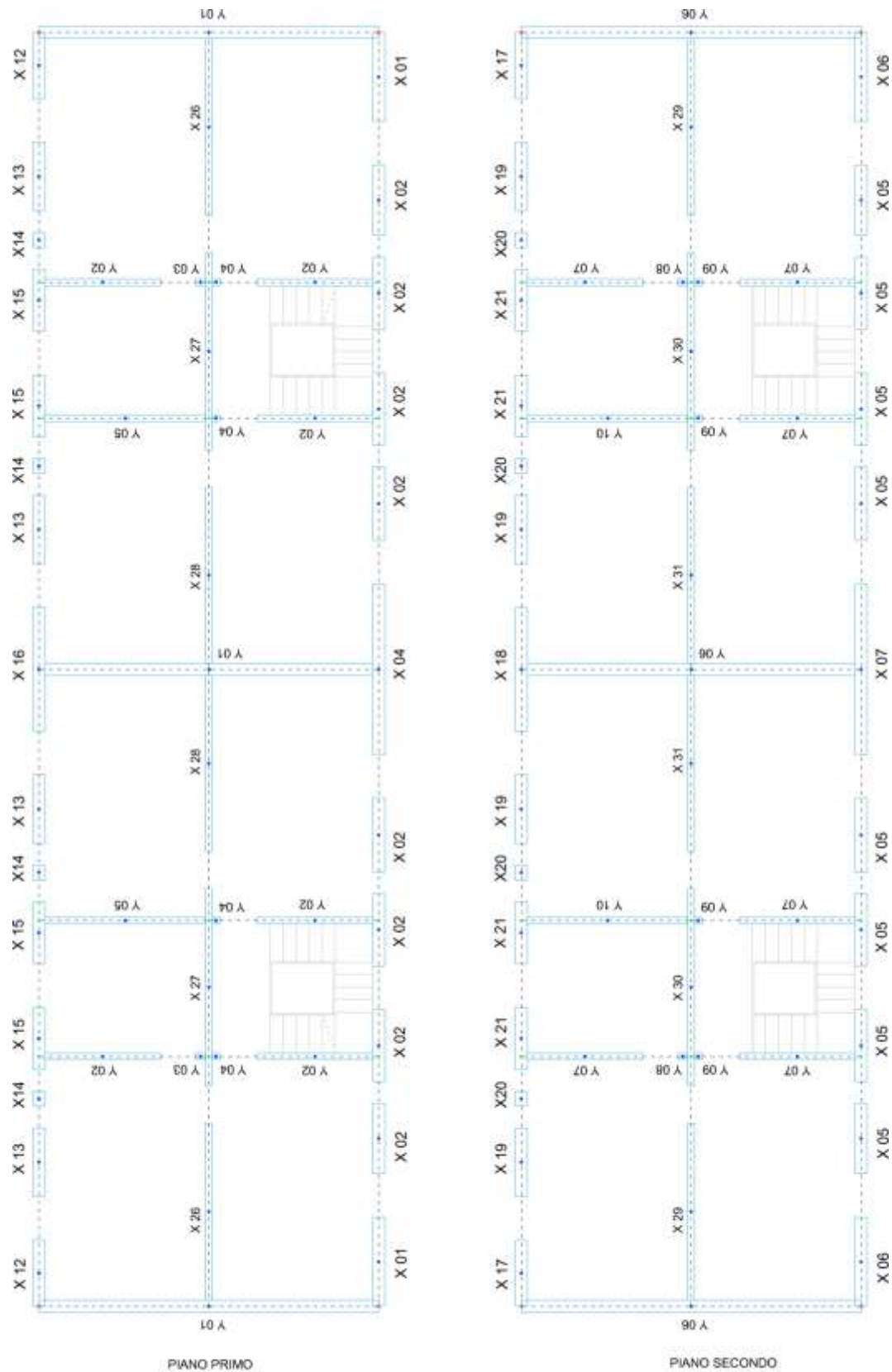


Figura 4.12 Identificazione dei nodi strutturali a partire dallo schema resistente

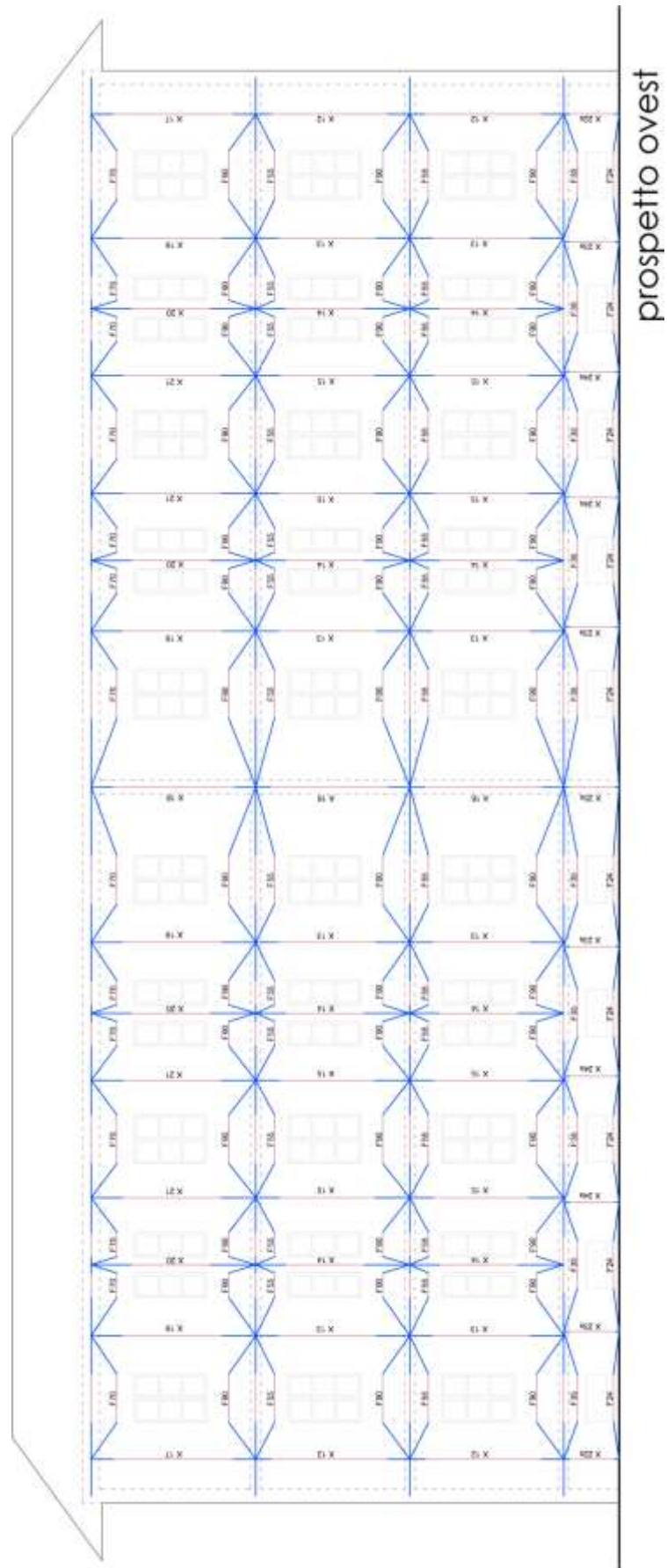


Figura 4.13 Rappresentazione del telaio a macroelementi per il prospetto ovest

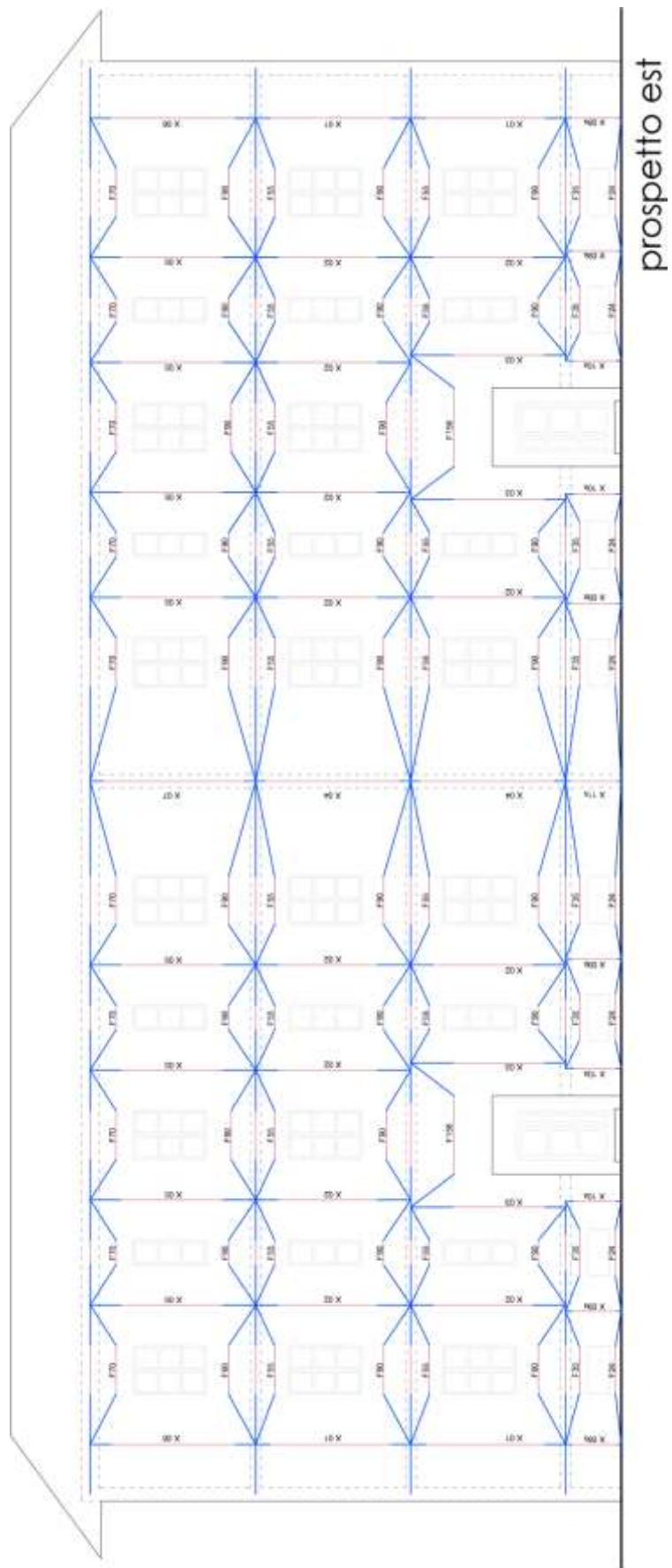


Figura 4.14 Rappresentazione del telaio a macroelementi per il prospetto est

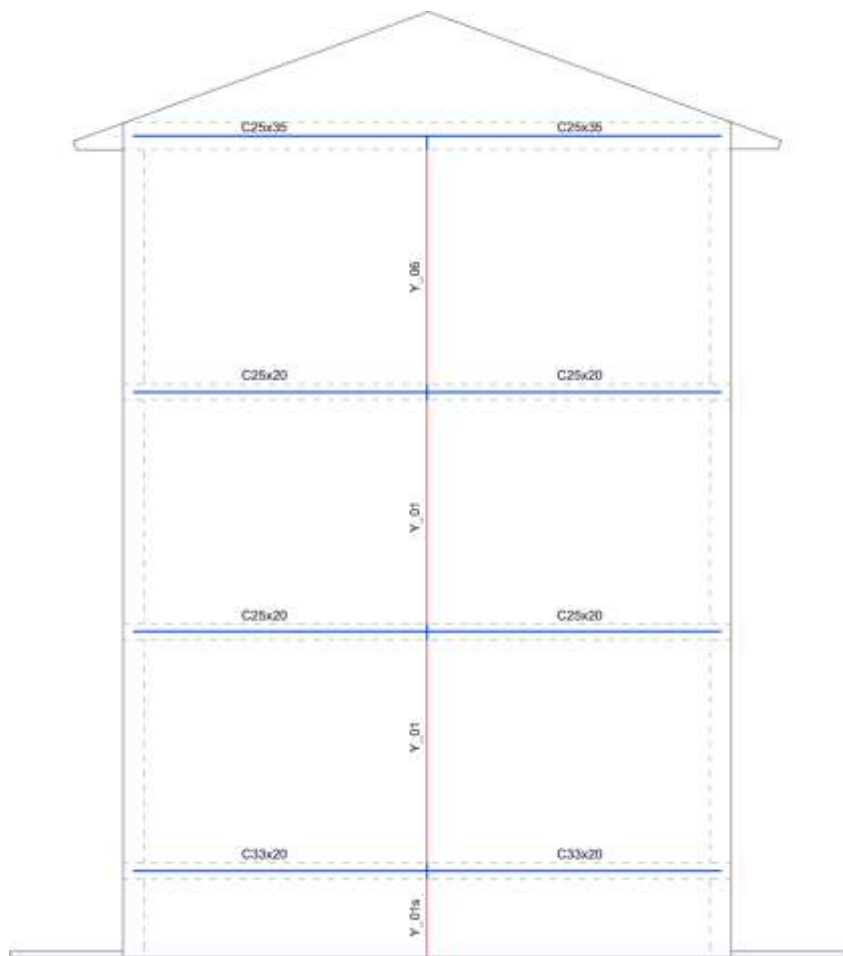


Figura 4.15 Rappresentazione del telaio a macroelementi per il prospetto nord e sud

CAPITOLO 5

AZIONI SULLA COSTRUZIONE

5.1 Carichi permanenti agenti sulla costruzione

Nei paragrafi che seguono si procede con la stima dei carichi permanenti strutturali (G1) e portati (G2) della struttura da inserire sul modello a macroelementi di Sap2000. La distribuzione del carico dei solai verrà effettuata per aree di influenza e applicata come carico distribuito sui cordoli della struttura.

5.1.1 Solai interpiano

Il peso del solaio strutturale è dato dalla somma del peso dei travetti, delle pignatte e della soletta. Il peso dei *travetti* si può calcolare come:

$$P_t = b_t \cdot (H - s) \cdot \gamma_c \cdot n_t$$

in cui si ha:

- b_t larghezza dei travetti
- H altezza del solaio strutturale
- s spessore della soletta
- γ_c peso specifico per unità di volume del cemento armato (da normativa pari a 25 KN/m³)
- n_t numero di travetti al metro ($n_t = 1/i$ con i interasse dei travetti in metri)

Il solaio in latero cemento in questione risulta essere ordito secondo la direzione trasversale dell'edificio e completamente gettato in opera: le pignatte risultano avere dimensioni approssimative di 14x25x13[h] cm; i travetti hanno larghezza pari a 8 cm e sono posti ad interasse 22 cm; inoltre, non vi è presenza di soletta collaborante ma solo di uno strato di allettamento di circa 3 cm per la posa del pavimento in graniglia. E' stata considerata un'incidenza forfaitaria degli impianti di 0,1 KN/m², il cui passaggio è stato ricavato all'interno delle pignatte.

Il peso delle pignatte è dato da:

$$P_p = b_p \cdot (H - s) \cdot \gamma_p \cdot n_p$$

in cui si ha:

- b_p larghezza delle pignatte

- H altezza commerciale
- s spessore della soletta
- γ_p peso specifico per unità di volume delle pignatte (la normativa non indica questo valore perciò si fa fede alla vecchia normativa in cui la muratura con mattoni forati aveva un peso di 11 KN/m³. Questo valore per le pignatte è un po' eccessivo quindi si considera una percentuale complementare alla % della foratura del peso specifico della muratura piena - 18 KN/m³ - e cioè 30%*18=5,4 KN/m³. In maniera cautelativa però si considera $\gamma_p = 8$ KN/m³),
- n_p è il numero delle pignatte per metro , calcolato come:

$$n_p = \frac{(1 - b_t \cdot n_t)}{i_t}$$

La parte di solaio non strutturale è costituita da uno strato di intonaco all'intradosso, un massetto alleggerito per la posa degli impianti e la pavimentazione in graniglia di finitura. Il peso complessivo del solaio risulta essere circa 300 Kg/m², di cui 160 Kg/m² solo di solaio strutturale. Il calcolo è riportato alle tabelle seguenti.

<i>Elemento</i>	<i>Materiale</i>	<i>Peso sp.</i> (KN/m ³)	<i>Larghezza</i> (m)	<i>H/spessore</i> (m)	<i>n°/m</i>	<i>Peso/m²</i> (KN/m ²)
<i>Travetti</i>	C.A.	25	0,08	0,13	4,545	1,182
<i>Pignatte</i>	Laterizio forato	8	0,14	0,13	2,892	0,421
<i>Soletta</i>	C.A.	25		0		0
<i>G1</i>						1,603

TABELLA 5.1 Calcolo dei permanenti strutturali del solaio

<i>Elemento</i>	<i>Materiale</i>	<i>Peso specifico</i> (KN/m ³)	<i>Spessore</i> (m)	<i>Peso/ m²</i> (KN/m ²)
<i>Intonaco inferiore</i>	Malta di calce	18,6	0,02	0,372
<i>Massetto</i>	Cls alleggerito	15	0,03	0,450
<i>Impianti</i>	Impianti			0,100
<i>Pavimentazione</i>	Graniglia		0,02	0,480
<i>G2</i>				1,402
<i>G1+G2</i>				3,005

TABELLA 5.2 Calcolo dei pesi permanenti portati del solaio

In definitiva, il peso complessivo del solaio è di 300 Kg/m², per uno spessore complessivo di circa 20-21 cm, dedotti da indagini di tipo semi-distruttivo all'intradosso e all'estradosso del pacchetto (vedi figura 5.1).



Figura 5.1 Indagini parzialmente distruttive del solaio per la verifica dello spessore

5.1.2 Solaio di copertura

All'ultimo piano, il solaio sottostante la copertura è costituito da un controsoffitto incannucciato, aggrappato a una struttura lignea costituita da travi primarie 15x15 cm e listelli 4x6 disposti in senso trasversale. Le travi principali sono disposte in senso trasversale, a passo variabile (1,5÷2,0 m); i travicelli sono disposti in senso longitudinale a passo costante di 0,5 m. La copertura a padiglione ha una pendenza media del 36% ed è costituita dai seguenti elementi:

- travetti in calcestruzzo tipo "Varese" di dimensioni in sezione 12x24[h] cm
- tavelloni 6x25x100 cm, appoggiati solo sulla parte superiore.

I travetti sono quindi posti ad interasse 106 cm (figura 5.2); in mancanza di informazioni più precise, si suppone che il tetto sia completato da un getto di 3 cm in calcestruzzo alleggerito con rete elettrosaldata ($\Phi 6/20$) su cui sono poggiate le tegole marsigliesi.

Per tutti gli elementi in legno costituenti il solaio è stato ipotizzato l'utilizzo di una specie legnosa di provenienza italiana del tipo:

- Abete / Nord – classe di resistenza S2 (EN 11035)

alla quale compete una percentuale di massa volumica caratteristica pari a 380 kg/m³.

Si riportano alle tabelle seguenti il calcolo dei pesi relativi al solaio di copertura.

<i>Elemento</i>	<i>Materiale</i>	<i>Peso sp.</i> <i>(KN/m³)</i>	<i>H/spessore</i> <i>(m)</i>	<i>Larghezza</i> <i>[m]</i>	<i>n°/m</i>	<i>Peso/m²</i> <i>(KN/m²)</i>
<i>Intonaco inferiore + rete</i>	Malta di calce	18,6	0,03			0,558
<i>Travi principali</i>	Legno abete	3,8	0,25	0,25	0,5	0,043
<i>Travicelli</i>	Legno abete	3,8	0,08	0,04	2	0,018
<i>Impianti</i>						0,100
<i>G2</i>			0,35			0,719

TABELLA 5.3 Calcolo dei pesi del controsoffitto incannucciato in legno

<i>Elemento</i>	<i>Materiale</i>	<i>Peso sp.</i> (KN/m ³)	<i>Peso/cad.</i>	<i>n°/m</i>	<i>Spess.</i>	<i>Peso/m²</i> (KN/m ²)	<i>Peso/ cos20°</i> (KN/m ²)
<i>G1</i>	<i>Travetti Varese</i>	Cemento vibrato	25		0,943	0,448	0,477
	<i>Tavelloni 6x25x100</i>	Laterizio forato		0,075	4	0,300	0,319
<i>G2</i>	<i>Massetto + rete</i>	Cls alleggerito	15			0,03	0,450
	<i>Tegole marsigliesi</i>	Laterizio	3,8	0,03	2	0,435	0,463
<i>G1+G2</i>							1,762

TABELLA 5.4 Solaio di copertura, pendenza 36 %



Figura 5.2 Interasse dei travetti Varese della copertura

5.1.3 Tramezzi

Le tramezzature sono di due tipi:

- parete sottile spessore 9 cm, costituita da forati a “3 fori”, dim. 4,5x15x30 cm, percentuale foratura 56%, con intonaco su entrambi i lati di spessore 1,5÷2 cm;
- parete media spessore 14 cm, costituita da mattoni semipieni 5,5x12x25 cm per lo spessore di una testa e intonaco sui due lati esterni di spessore 1,5 cm.

L'altezza di interpiano è pari a $H_{int} = 3,16$ m per il piano tipo, a cui vanno tolti 21 cm di altezza del solaio, per cui l'altezza del vano risulta 2,95 m. L'altezza cui si fa

riferimento per i tramezzi è quella di interpiano, a cui va sottratta solo la parte relativa al solaio strutturale. Per cui risulta:

$$\text{piano tipo} \quad h_{\text{tramezzo}} = 3,00 \text{ m}$$

$$\text{ultimo piano} \quad h_{\text{tramezzo}} = 3,12 \text{ m}$$

Moltiplicando il peso del tramezzo al metro quadrato per le rispettive altezze si ottiene il peso al metro lineare dei tramezzi indicato nelle tabelle.

Per un G_{2k} compreso tra 3 e 4 kN/m, in base alla normativa, si considera un peso al metro quadrato di: $g_2 = 1,60 \text{ KN/m}^2$

Elementi divisorii interni con peso proprio maggiore devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

<i>Elemento</i>	<i>Materiale</i>	<i>Peso sp.</i> (KN/m ³)	<i>Spessore</i> (m)	<i>Peso/m²</i> (KN/m ²)
<i>Blocco forato</i> <i>4,5x15x30</i>	Laterizio forato	9,5	0,05	0,430
<i>Intonaco</i>	Malta di calce	18,6	0,03	0,558
<i>G2</i>			0,10	0,988
<i>G2k</i>	[piano tipo]			2,960 KN/m
<i>G2k</i>	[ultimo piano]			3,075 KN/m

TABELLA 5.5 Divisorio tipo 1 (parete sottile)

<i>Elemento</i>	<i>Materiale</i>	<i>Peso sp.</i> (KN/m ³)	<i>Spessore</i> (m)	<i>Peso/m²</i> (KN/m ²)
<i>Parete una testa con</i> <i>mattoni semipieni a</i> <i>fori orizzontali</i>	Laterizio semipieno	15	0,12	1,80
<i>Intonaco</i>	Malta di calce	18,6	0,03	0,558
<i>G2</i>			0,15	2,358
<i>G2k</i>	[piano tipo]			7,074 KN/m
<i>G2k</i>	[ultimo piano]			7,357 KN/m

TABELLA 5.6 Divisorio tipo 2 (parete spessore 14 cm)

5.1.4 Carichi permanenti portati dai solai

I carichi permanenti portati dai solai sono dati dal peso totale (strutturale+non strutturale) del solaio, cui si aggiunge quello dei tramezzi, che abbiamo visto essere $1,6 \text{ KN/m}^2$, quindi si ha:

$$\text{carico perm. solaio piano tipo (terra, primo, secondo)} \quad G_1 + G_2 + G_{2k} = 4,605 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{carico perm. solaio copertura} \quad G_1 + G_2 = 2,481 \text{ KN/m}^2$$

Inoltre, il carico accidentale portato dal solaio è pari a:

$$\text{carico accidentale per civile abitazione} \quad Q_k = 2,00 \text{ KN/m}^2$$

carico accidentale per copertura e sottotetto accessibile solo per manutenzione

$$Q_k = 0,50 \text{ KN/m}^2$$

5.1.5 Scale

I gradini delle scale sono realizzati a sbalzo dalle pareti con un impasto cementizio ammorsato nella muratura dei maschi e delle fasce di piano. Il rivestimento del gradino è realizzato con lastre in graniglia di spessore 3 cm e da una finitura di intonaco in malta di cemento. Nella pratica, le scale verrebbero certificate con una prova di carico, in mancanza di questa possibilità si è rinunciato ad una loro modellazione, ma è risultato più conveniente riportare il loro peso sulla muratura come carico lineare distribuito.

<i>Elemento</i>	<i>Materiale</i>	<i>Peso sp.</i> <i>(KN/m³)</i>	<i>Larghezza</i> <i>(m)</i>	<i>Altezza</i> <i>(m)</i>	<i>Spess.</i> <i>(m)</i>	<i>n°/m</i>	<i>Carico/m</i> <i>(KN/m)</i>
<i>Gradino (G1)</i>	Pietrame	24	0,9	0,14	0,30	3,3333	1,512
<i>Riv. pedata</i>	Graniglia	27	0,9	0,30	0,03	3,3333	0,729
<i>Riv. alzata</i>	Graniglia	27	0,9	0,17	0,03	3,3333	0,275
<i>Intonaco inf.</i>	Malta di calce	18,6	0,9		0,01		0,192
<i>Totale (G2)</i>							1,197
<i>G1+G2</i>							2,709

TABELLA 5.7. Divisorio tipo 2 (parete spessore 14 cm)



Figura 5.3 Particolare della struttura a sbalzo della rampa del vano scale

5.1.6 Tamponamenti

Le pareti esterne sono realizzate in due file di mattoni semipieni 5,5x12x25 disposti di testa, più due strati di intonaco di 1,5 cm sul lato esterno ed interno. Non sono presenti strati di coibentazione.

I tamponamenti non gravano sui solai, ma sui cordoli di bordo esterni, quindi occorre convertire il peso al metro quadrato in un peso al metro lineare, moltiplicando per l'altezza netta del tamponamento:

$$\text{piano tipo } H_{\text{tamponamento}} = 2,95 \text{ m}$$

$$\text{ultimo piano } H_{\text{tamponamento}} = 3,10 \text{ m}$$

Infine, per tener conto delle aperture all'interno delle pareti, se ne suppone un'incidenza del 20% ed il peso precedentemente calcolato viene corretto moltiplicando per un coefficiente pari a 0,8.

<i>Elemento</i>	<i>Materiale</i>	<i>Peso sp.</i> <i>(KN/m³)</i>	<i>spessore</i> <i>(m)</i>	<i>Carico al m²</i> <i>(KN/m²)</i>
<i>Intonaco</i>	Malta di cemento	18,6	0,03	0,558
<i>Parete spessore due teste con mattoni semipieni</i>	Laterizio semipieno	15	0,25	3,75
<i>G2</i>			0,28	4,308
<i>G2 k</i>	[piano tipo]			12,71 KN/m
<i>G2 k</i>	[ultimo piano]			13,35 KN/m

TABELLA 5.8 Tamponamenti esterni

5.2 Azione della neve

L'azione della neve esercita un carico variabile sulla copertura, dato dall'espressione:

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

dove:

- q_{sk} è il *carico neve al suolo* riferito ad un tempo di ritorno di 50 anni;
- μ_i è il *coefficiente di forma* della copertura;
- C_T è il *coefficiente termico*, relativo alla dispersione termica del tetto;
- C_E è il *coefficiente di esposizione*, in considerazione della zona specifica in cui sorge la costruzione.

Si considerano $C_T = 1$ e $C_E = 1$, per topografia normale.

Il valore caratteristico del carico neve al suolo q_{sk} dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione e varia in dipendenza della zona dove si trova la costruzione. La Toscana ricade in zona III e Pisa si trova ad una quota sul livello del mare inferiore a 200 m (circa 10 m s.l.m.), pertanto il carico neve al suolo è dato da:

$$q_{sk} = 0,6 \text{ kN/m}^2$$

Il coefficiente μ_i varia in base alla forma della copertura; essendo la copertura dell'edificio in esame a padiglione con inclinazione $<30^\circ$, si ha $\mu_i = 0,8$.

Dunque, il carico neve ha un valore:

$$q_s = 0,48 \text{ kN/m}^2$$

e risulta applicato sulla proiezione orizzontale della copertura.

5.3 Azione del vento

La pressione cinetica di riferimento è data dalla formula:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho (v_b)^2$$

dove:

$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^2$, è la densità dell'aria, che si considera costante;

v_b è la velocità di riferimento, che varia in funzione della zona geografica dove si trova la costruzione. La Toscana si trova in *zona 3*: in questa zona, relativamente ad altezze s.l.m. minori di 500 m (Pisa è a circa 10 m s.l.m.), la velocità di riferimento risulta:

$$v_b = v_{b,o} = 27 \text{ m/s}$$

Dunque si ha:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot (27)^2 = 455,625 \text{ N/m}^2$$

La *pressione del vento* è fornita dall'espressione:

$$p = q_b \cdot C_e(z) \cdot C_d \cdot C_p$$

dove:

C_d è il *coefficiente dinamico* che, per edifici rettangolari in c.a., può essere preso pari a 1;

C_e è il *coefficiente di esposizione* che tiene conto del terreno (topografia e rugosità) e dell'altezza z al di sopra del suolo (corrispondente all'altezza fuori terra dell'edificio); per calcolare il suo valore si deve valutare la *classe di rugosità* in cui si trova il sito dell'edificio in esame.

La Toscana appartiene alla *zona 3*. La classe di rugosità da considerare è quella relativa alle aree urbane, *classe A*. La costruzione sorge nel territorio della regione Toscana, all'interno del Comune di Pisa, in una zona distante circa 20 km dalla costa e al di sotto di 500 metri di altitudine.

I parametri di riferimento di queste caratteristiche sono:

Categoria d'esposizione del sito	k_r	z_o [m]	z_{min} [m]
IV	0,22	0,30	8

La z massima da considerare è la quota della linea di gronda corrispondente al punto più alto dello schema strutturale, pari a 11,00 m. Si distinguono due casi:

- per $z < z_{min}$ si deve considerare formula:

$$C_e(z) = C_e(z_{min})$$

- per $z \geq z_{min}$ si deve considerare la formula:

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot C_T \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left(7 + C_T \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right)$$

Quindi si considerano due valori diversi di z : la seconda formula si applica al quarto livello di copertura, per gli altri tre risulta valida la prima espressione ($z < z_{min}$):

$$(z < 8) \quad C_e(z) = 0,22^2 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{8}{0,3}\right) \cdot \left(7 + 1 \cdot \ln\left(\frac{8}{0,3}\right)\right) = 1,634$$

$$(z = 11) \quad C_e(z) = 0,22^2 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{11}{0,3}\right) \cdot \left(7 + 1 \cdot \ln\left(\frac{11}{0,3}\right)\right) = 1,838$$

C_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Non essendoci precise valutazioni a riguardo, per un edificio a pianta rettangolare, si considerano i valori massimi:

- per elementi sopravento, con inclinazione sull'orizzontale $\alpha \geq 60^\circ$: $C_{p1} = 0,8$
- per elementi sopravento, con inclinazione sull'orizzontale $\alpha = 20^\circ$ (copertura) e per elementi sottovento: $C_{p2} = -0,4$

Una volta definiti tutti i coefficienti è possibile calcolare la pressione del vento in funzione delle varie altezze di interpiano, riportate nella successiva tabella. Trovata la pressione del vento, si può calcolare la forza del vento applicata ad ogni piano moltiplicando la pressione del vento per la linea d'influenza delle travi: si va quindi a trasformare l'azione del vento in una forza uniformemente distribuita sul piano della sezione e si ottiene una forza su una lunghezza.

Si riportano i carichi che saranno applicati al modello nelle tabelle successive.

	C_p	z [m]	$C_e(z)$	p [N/m ²]
<i>in pressione</i>	0,8	1,14	1,634	595,59
		4,30	1,634	595,59
		7,46	1,634	595,59
		10,84	1,838	669,95
<i>in depressione</i>	- 0,4	1,14	1,634	- 297,80
		4,30	1,634	- 297,80
		7,46	1,634	- 297,80
		10,84	1,838	- 334,98

TABELLA 5.9

solaio	z [m]	altezza trave [m]	linea di influenza [m]	carico vento q_{vp} [kN/m]	
				in pressione	in depressione
I	1,24	0,21	2,12	1,26	0,63
II	4,40	0,21	3,16	1,88	0,94
III	7,56	0,21	3,34	1,99	0,99
IV	11,00	0,35	1,70	1,14	0,57

TABELLA 5.10

5.4 Azione sismica

5.4.1 Fattore di struttura della costruzione

Per le costruzioni in muratura ordinaria, il valore massimo del fattore di struttura q_0 con cui individuare lo spettro di progetto da utilizzare per le analisi lineari risulta essere pari a [NTC 7.8.1.3]:

$$2,0 \alpha_u / \alpha_1$$

α_u risulta essere il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima a taglio o pressoflessione; α_1 rappresenta il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale la costruzione raggiunge la massima forza resistente.

Questi valori possono essere dedotti con un'analisi sismica non lineare, o in alternativa si assume, per costruzioni in muratura a due o più piani: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,8$. Si assume poi, per il fattore q :

$$q = q_0 \cdot K_R$$

il cui il valore K_R è pari a 1 per costruzioni regolari in altezza. Per cui risulta:

$$q = q_0 = 3,6$$

I parametri necessari alla valutazione dell'azione sismica dipendono dalla località in cui è situato l'edificio in esame. Come già riportato in precedenza, il fabbricato sorge nel territorio nel Comune di Pisa, a pochi km di distanza dalla costa e al di sotto di 500 metri di altitudine.

La *vita nominale* del fabbricato in esame, ossia il numero di anni nel quale l'opera deve poter essere usata per il suo scopo, deve essere $V_N \geq 50$ anni. La *classe d'uso*, per costruzioni che prevedono normali affollamenti, è la *CLASSE II*, a cui corrisponde un *coefficiente d'uso* $C_U = 1$.

La *vita di riferimento* per la costruzione risulta essere:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \text{ anni}$$

I periodi di ritorno (in anni) per la definizione dell'azione sismica in funzione dello stato limite sono quelli riportati nella seguente tabella.

Stati limite		Probabilità di non superamento P_{VR} [%]	Tempo di ritorno [anni]
Stati limite di esercizio	SLO	81	30
	SLD	63	50
Stati limite ultimi	SLV	10	475
	SLC	5	975

TABELLA 5.9 Tempi di ritorno dell'azione sismica associate alle probabilità

Nota dunque la zona di costruzione e il tempo di ritorno in funzione dello stato limite, tramite il programma *Spettri-NTC* fornito gratuitamente dal Ministero dei Lavori Pubblici, è stato possibile ottenere gli spettri rappresentativi delle componenti (orizzontale e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il sito specifico (vedi figura 5.4). Si indica con:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

T_r [anni]	a_g	F_o	T_c^* [s]
30	0,038	2,574	0,220
50	0,048	2,548	0,249
72	0,055	2,566	0,258
101	0,062	2,574	0,266
140	0,071	2,551	0,270
201	0,081	2,553	0,274
475	0,118	2,404	0,279
975	0,153	2,380	0,283
2475	0,204	2,391	0,291

TABELLA 5.9

Per lo stato limite di danno si considera un tempo di ritorno pari a 50 anni, mentre per lo stato limite di salvaguardia della vita un tempo di ritorno di 475 anni.

Considerando i parametri relativi a questi due tempi di riferimento, si possono ottenere:

- T_c periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;
- T_B periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro;

- T_D periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro;
- S coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

Pisa ricade nella *categoria di sottosuolo C* e si considera rientrante nella *categoria T_1* (terreno pianeggiante): inserendo questi dati, il programma Spettri-NTC fornisce i valori definitivi riportati nelle tabelle seguenti. In particolare, si ha che:

$$T_c = C_c \cdot T_c^*$$

$$T_B = T_c/3$$

$$T_D = 4 \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right) + 1,6$$

$$\eta = \frac{1}{q} \text{ [SLU]}$$

Stato limite	Categoria sottosuolo	S_s	C_c	$S = S_s \cdot S_T$
SLD	C	1,500	1,661	1,5
SLV	C	1,500	1,599	1,5

TABELLA 5.10

	a_g	F_0	T_c^*	C_c	S_s	S_T	T_B	T_c	T_D	q	η
SLD	0,048 g	2,548	0,249	1,661	1,5	1	0,138	0,414	1,791	1	1
SLV	0,118 g	2,404	0,279	1,599	1,5	1	0,149	0,447	2,073	3,6	0,278

TABELLA 5.11

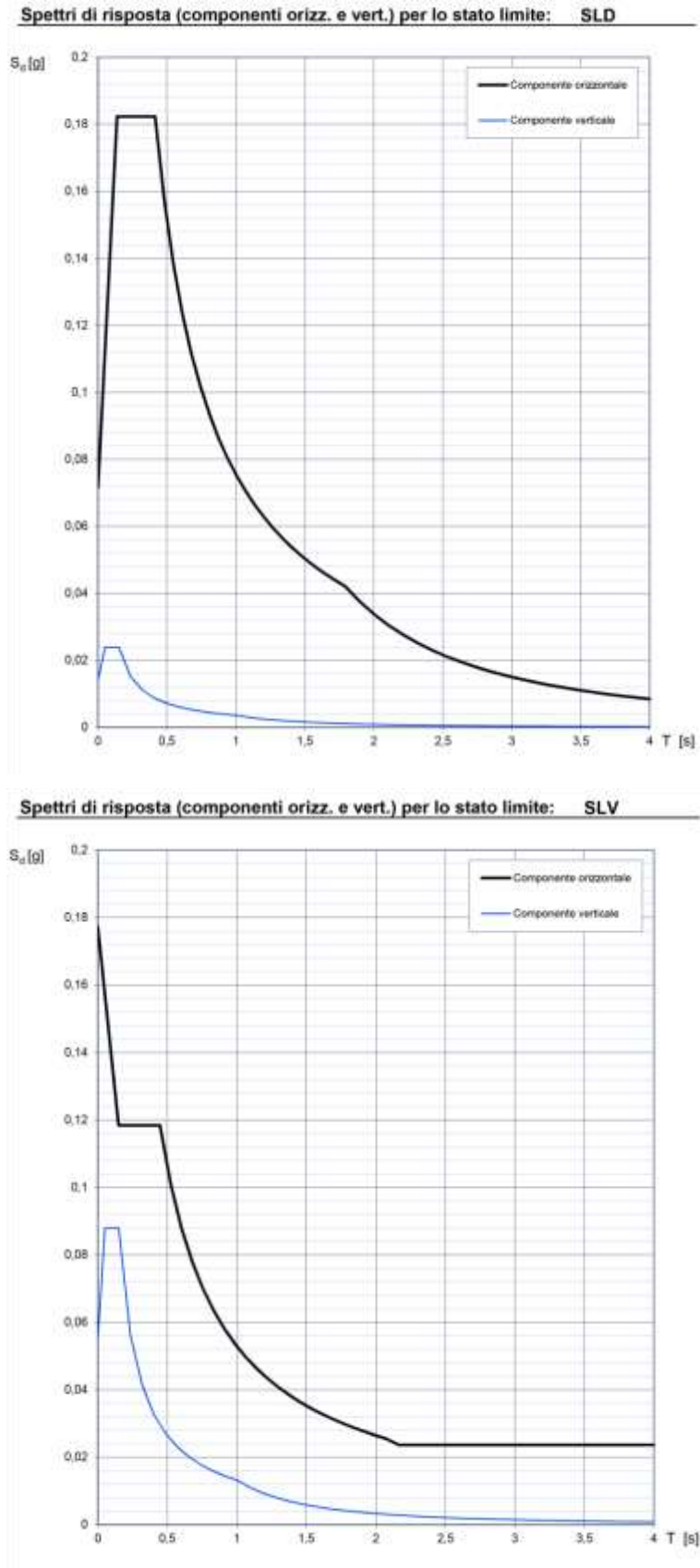


Figura 5.4 Spettri di progetto delle azioni sismiche per le analisi lineari

CAPITOLO 6

ANALISI LINEARI DELLA STRUTTURA

6.1 Analisi dello stato tensionale della muratura

La prima analisi che conviene effettuare sulla struttura è una verifica statica che attesti il valore di tensione media che la muratura sta dichiarando allo stato attuale, per la sola presenza dei carichi permanenti strutturali e portati. Analizzando i valori del carico medio assunto da ciascun maschio murario di base in funzione del suo orientamento rispetto all'orditura dei solai, è possibile risalire al cosiddetto "carico di collaudo" della struttura, ovvero sia quel valore che la muratura effettivamente dichiara di sostenere in opera. La conoscenza della costruzione in muratura oggetto della verifica è di fondamentale importanza ai fini di una adeguata analisi, e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza del rilievo geometrico, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali: in riferimento a quanto già detto al §3.1, si utilizzerà per la struttura un fattore di confidenza $FC=1,35$. I valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori *medi* per i rispettivi fattori di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali (cfr. § C8.7.1.5 della Circolare), pertanto il valore di resistenza a compressione di progetto f_d della muratura che si adotterà nelle verifiche a seguire risulta essere quella riportata in tabella 6.1.

	f_m [N/mm ²]	FC	γ_M	f_d [N/mm ²]
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2,40	1,35	3	0,593

TABELLA 6.1 Resistenza a compressione di progetto della muratura da adottare nelle verifiche

Premessa alla verifica della statica dell'edificio sarà la definizione di:

- a) uno schema statico coerente con la struttura
- b) un'eccentricità dei carichi
- c) una snellezza della muratura
- d) un coefficiente di riduzione della resistenza del materiale

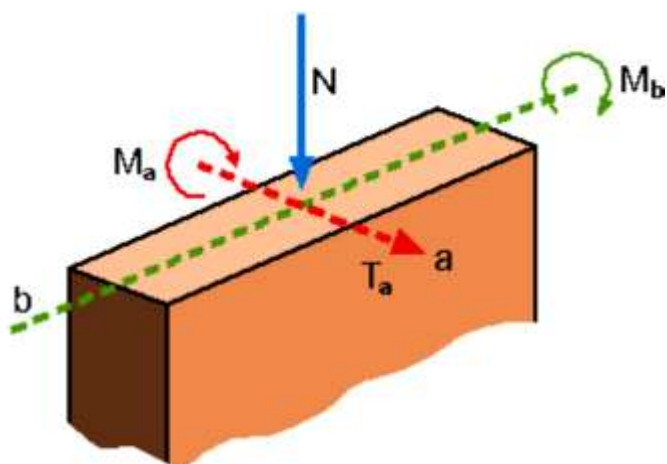


Figura 6.1 Schema delle azioni agenti su un maschio murario

Per l'individuazione dello "schema statico" della generica parete (o maschio) si distinguono due tipi di funzione, quella portante e quella di controvento. In figura 6.1 è riportato lo schema del totale delle azioni cui può essere soggetto un pannello in muratura: eliminando le azioni T_a e M_b si ottengono le azioni cui è soggetto un pannello con funzione di controvento, viceversa togliendo le azioni T_b e M_a si individua lo schema statico di parete portante.

La presenza del momento M_b indica una continuità nel nodo parete-solaio che, per una corretta valutazione delle sollecitazioni, comporta il tener conto della parzializzazione delle sezioni, secondo il cosiddetto *schema della continuità*. Le NTC al punto 4.5.5 consentono altresì l'impiego di modelli semplificati, basati sullo *schema dell'articolazione* alle estremità degli elementi strutturali, al quale ci si riferirà in questo capitolo: si trascura, con questo metodo, la continuità tra i muri e i solai e si suppone che le reazioni dei solai siano applicate secondo l'asse dei muri stessi.

L'*eccentricità* dei carichi viene applicata secondo quanto riportato in normativa, in conseguenza dell'adozione dello schema statico dell'articolazione. Esistono tre tipi di eccentricità da considerare:

- eccentricità dovuta ai carichi verticali $e_s = e_{s1} + e_{s2}$, in cui e_{s1} e e_{s2} risultano definite così:

$$e_{s1} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \sum N_2} \quad e_{s2} = \frac{N_2 d_2}{N_1 + \sum N_2}$$

essendo:

- N_1 carico, supposto centrato, trasmesso dal muro sovrastante;
- N_2 reazione di appoggio dei solai sovrastanti il muro;

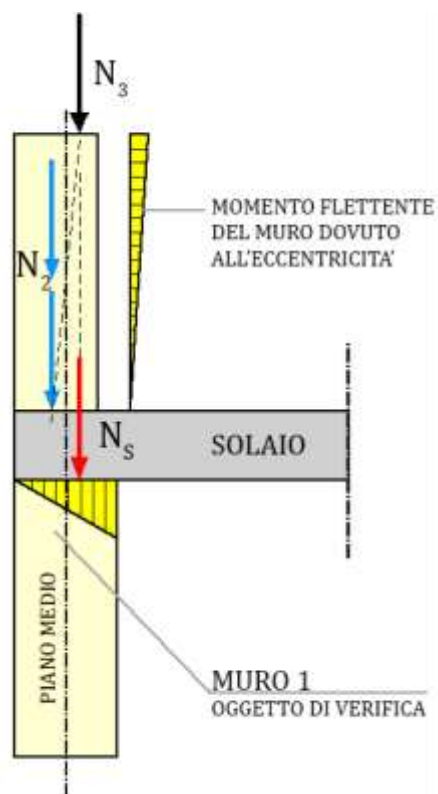


Figura 6.2 Distribuzione delle azioni dovute ai piani superiori

- d_1 eccentricità di N_1 rispetto al piano medio del muro da verificare;
- d_2 eccentricità di N_2 rispetto al piano medio del muro da verificare;
- eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione e_a , assunta pari a $e_a = h/200$, con h altezza interna di piano;
- eccentricità dovuta ai carichi orizzontali agenti in direzione normale al piano della parete, e_v , assunta pari a $e_v = M_v/N$;
 M_v ed N sono, rispettivamente, il massimo momento flettente dovuto alle azioni orizzontali e lo sforzo normale nella relativa sezione di verifica.

Il primo tipo di eccentricità considera la possibilità che la risultante dei carichi provenienti dai muri e dai solai sovrastanti possa non coincidere con il piano medio del muro da verificare. Osservando la figura 6.3, detto N_1 il carico trasmesso dal muro 2, di peso N_2 , e dai piani superiori di peso N_3 , tale che $N_1 = N_2 + N_3$, si suppone che la sua retta d'azione sia centrata rispetto al muro da verificare: si assume cioè che l'effetto dell'eccentricità diminuisca scendendo verso la base della membratura fino ad annullarsi alla base del muro 2. Per i solai si può supporre che, nel caso di una

campata, la retta d'azione della reazione di appoggio sia ad una distanza massima di $t/6$ dall'asse, essendo t lo spessore del muro, in virtù del diagramma triangolare. Le eccentricità e_s , e_a e e_v vanno convenzionalmente combinate tra di loro secondo le due espressioni:

$$e_1 = |e_s| + e_a \quad e_2 = |e_v| + e_1/2$$

L'eccentricità calcolata non può comunque risultare inferiore a e_a ed, infine, si dovrà verificare che:

$$e_1 \leq 0,33 t \quad e_2 \leq 0,33 t$$

La *snellezza* λ di una parete in muratura indica la tendenza di questa a raggiungere la crisi per instabilità prima che sopraggiunga la rottura per schiacciamento, ed è definita come:

$$\lambda = h_0 / t$$

dove:

- h_0 lunghezza libera di inflessione della parete valutata in base alle condizioni di vincolo ai bordi, data dalla relazione: $h_0 = \rho h$ in cui:
 - ρ fattore laterale di vincolo, tiene conto dell'efficacia del vincolo fornito dai muri ortogonali
 - h altezza interna di piano, ovvero
- t spessore della parete

Nella struttura a muratura portante il grado di vincolo imposto dai solai è difficile da definirsi, per cui, per calcolare la capacità portante di una striscia di muro, si considera la distanza reale interna h fra i due orizzontamenti. Ciò va a vantaggio di stabilità, in quanto il vincolo realizzato dal solaio sulla parete è qualcosa di più di una cerniera semplice. Il fattore laterale di vincolo risulta avere valori compresi fra 0 e 1 ed è tabellato: se il muro da verificare è isolato o lateralmente irrigidito da muri di spessore inferiore a 200 mm e/o con aperture distanti meno di 1/5 dell'altezza del muro stesso, si ha $\rho = 1$.

Il *coefficiente di riduzione della resistenza del materiale*, Φ , tiene infine conto sia della snellezza della muratura, sia dell'eccentricità del carico verticale e sia di altri effetti del secondo ordine non quantificabili, ma il cui sommarsi può portare a un collasso prematuro della parete. Per la verifica a pressoflessione per carichi laterali, come riportato al §4.5.6.2 delle NTC, la resistenza unitaria di progetto dell'elemento strutturale è ridotta così: $f_{d,rid} = \Phi f_d$.

Il valore di Φ viene fornito tabellato in funzione di λ e del coefficiente di eccentricità m , che risulta definito come:

$$m = 6 e/t$$

essendo e l'eccentricità totale e $t/6$ il raggio del nocciolo centrale di inerzia massimo della sezione trasversale. In base alla norma non dovrà risultare $m > 2$, cioè $e > t/3$ poiché è consentita al massimo la parzializzazione di metà della sezione.

Snellezza h_0/t	Coefficiente di eccentricità $m=6 e/t$				
	0	0,5	1,0	1,5	2,0
0	1,00	0,74	0,59	0,44	0,33
5	0,97	0,71	0,55	0,39	0,27
10	0,86	0,61	0,45	0,27	0,15
15	0,69	0,48	0,32	0,17	-
20	0,53	0,36	0,23	-	-

TABELLA 6.2 Coefficiente di eccentricità m

6.1.1 Riflessioni sui primi risultati

I risultati delle prime verifiche statiche sono riportati nelle tabelle delle pagine successive ed evidenziano la scelta, in fase preliminare, di destinare tutto il carico dei solai ai maschi orientati lungo x ; nella realtà, anche le pareti disposte lungo y assorbono una quota di carico che, essendo incognita, è stata trascurata a vantaggio di sicurezza.

La verifica a pressoflessione nel piano della parete risulta verificata per tutti i maschi murari; ciò che non risulta soddisfatta è invece la verifica a pressoflessione *fuoripiano*, in quanto i coefficienti parziali di sicurezza della normativa ($\gamma=3$, $FC=1,35$), già di per sé molto penalizzanti, uniti al coefficiente di riduzione della resistenza del materiale Φ , portano a riduzioni significative (fino a -65%) del valore del momento resistente che il maschio avrebbe se si adottasse un valore $f_d=240$ N/cm² e $\Phi=1$.

Supponendo un livello di conoscenza LC3 della struttura (da cui deriva un fattore di confidenza $FC=1$) ed un coefficiente $\gamma=2,5$, e di assumere un valore di resistenza per la muratura $f_d=260$ N/cm², non si riesce comunque ad ottenere una verifica dei momenti fuori piano a causa del valore inficiante di Φ per il quale si avrebbe una riduzione del momento pari a circa il 40% per i maschi perimetrali.

La verifica risulterebbe soddisfatta, per un materiale di tali caratteristiche, ipotizzando di avere uno spessore delle pareti perimetrali di 40 cm ⁸: l'aumento di spessore, infatti, porta una riduzione di snellezza della parete da 10,5 a 7,4 e quindi una riduzione del rischio dell'instaurarsi di effetti di instabilità di second'ordine, con conseguente incremento del valore di Φ . Una redistribuzione migliore e più consona dei carichi statici provenienti dai solai sulle pareti secondarie potrebbe portare un ulteriore miglioramento di questi risultati.

⁸ L'equivalente, circa, di una parete in muratura a tre teste.

Caratteristiche dimensionali maschi murari					
MASCHIO	lunghezza [m]	lungh. netta [m]	sp. [m]	H _{fascia} [m]	area influenza [m ²]
X01	2,54	2,04	0,28	3,6	4,95
X02	2,35	1,6	0,28	3,6	4,58
X03	2,4	1,65	0,28	4,1	3,23
X04	2,4	1,65	0,28	4,1	3,19
X05	2,43	1,68	0,28	3,6	4,77
X06	2,43	1,93	0,28	3,6	4,73
X07	4,48	4,05	0,15	3,15	17,91
X08	5,37	4,52	0,15	3,15	19,18
X09	4,45	4,02	0,15	3,15	17,79
X10	2,04	1,54	0,28	3,6	3,94
X11	2,31	1,56	0,28	3,6	4,46
X12	0,84	0,325	0,24	3,6	1,62
X13	2,15	1,4	0,28	3,6	4,16
X14	2,17	1,42	0,28	3,6	4,19
X15	0,84	0,325	0,24	3,6	1,62
X16	2,32	1,57	0,28	3,6	4,48
X17	1,9	1,4	0,28	3,6	3,67

MASCHIO	Carichi piano terra		Carichi piani superiori			Totale
	solaio [KN]	parete [KN]	solai [KN]	cordoli [KN]	pareti [KN]	piani sup.
X01	18,050	27,110	30,336	8,731	59,915	98,982
X02	16,700	22,111	28,068	8,078	51,694	87,840
X03	12,215	26,010	20,219	8,250	53,001	81,470
X04	12,128	26,010	20,034	8,250	53,001	81,285
X05	17,371	23,127	26,173	8,353	53,786	88,312
X06	17,251	25,712	25,954	8,353	57,038	91,345
X07	58,300	53,230	98,272	14,280	133,535	246,087
X08	63,006	60,922	105,241	17,117	152,539	274,897
X09	57,909	52,848	97,614	14,184	132,576	244,374
X10	14,390	20,756	21,619	7,013	46,840	75,471
X11	16,290	21,602	24,472	7,941	50,648	83,061
X12	5,918	5,351	8,889	2,888	15,265	27,042
X13	15,173	19,569	22,798	7,391	46,464	76,653
X14	15,303	19,823	22,991	7,459	46,987	77,437
X15	5,918	5,351	8,889	2,888	15,265	27,042
X16	16,362	21,730	24,582	7,975	50,909	83,466
X17	13,403	18,977	20,137	6,531	43,179	69,848

MASCHIO	Sforzo assiale sollecitante			Momenti resistenti	
	N _{piede} [KN]	σ_0 , piede [N/mm ²]	σ_0 , testa [N/mm ²]	M _{Yu} [KNm]	M _{Xu} [KNm]
X01	144,142	0,252	0,205	70,816	9,720
X02	126,651	0,283	0,233	44,888	7,855
X03	119,695	0,259	0,203	46,175	7,836
X04	119,423	0,258	0,202	46,131	7,828
X05	128,811	0,274	0,225	49,178	8,196
X06	134,308	0,249	0,201	62,987	9,138
X07	357,616	0,589	0,501	3,250	0,120
X08	398,824	0,588	0,498	8,069	0,268
X09	355,132	0,589	0,501	2,901	0,108
X10	110,617	0,257	0,208	40,566	7,376
X11	120,953	0,277	0,227	42,501	7,628
X12	38,310	0,491	0,423	0,863	0,637
X13	111,395	0,284	0,234	34,385	6,877
X14	112,564	0,283	0,233	35,354	6,971
X15	38,310	0,491	0,423	0,863	0,637
X16	121,558	0,277	0,227	43,035	7,675
X17	102,228	0,261	0,212	33,705	6,741

Calcolo snellezze e eccentricità								
MASCHIO	ρ	h_0	λ	e_{s2}	e_a	e	m	φ
X01	1	2,95	10,5	0,00720	0,01475	0,0219	0,47	0,61
X02	1	2,95	10,5	0,00746	0,01475	0,0222	0,48	0,61
X03	1	2,95	10,5	0,00608	0,01475	0,0208	0,45	0,63
X04	1	2,95	10,5	0,00606	0,01475	0,0208	0,45	0,63
X05	1	2,95	10,5	0,00767	0,01475	0,0224	0,48	0,61
X06	1	2,95	10,5	0,00741	0,01475	0,0222	0,47	0,61
X07	1	2,95	19,7	0,00479	0,01475	0,0195	0,78	0,29
X08	1	2,95	19,7	0,00466	0,01475	0,0194	0,78	0,3
X09	1	2,95	19,7	0,00479	0,01475	0,0195	0,78	0,29
X10	1	2,95	10,5	0,00747	0,01475	0,0222	0,48	0,61
X11	1	2,95	10,5	0,00765	0,01475	0,0224	0,48	0,61
X12	1	2,95	12,3	0,00718	0,01475	0,0219	0,55	0,535
X13	1	2,95	10,5	0,00771	0,01475	0,0225	0,48	0,61
X14	1	2,95	10,5	0,00770	0,01475	0,0225	0,48	0,61
X15	1	2,95	12,3	0,00718	0,01475	0,0219	0,55	0,535
X16	1	2,95	10,5	0,00765	0,01475	0,0224	0,48	0,61
X17	1	2,95	10,5	0,00751	0,01475	0,0223	0,48	0,61

MASCHIO	Momenti resistenti ridotti		Verifica a pressoflessione	
	<i>nel piano</i>	<i>fuori piano</i>	<i>nel piano</i>	<i>fuori piano</i>
	M_Y RID	M_X RID	M_Y ED [KNm]	M_X ED [KNm]
X01	43,198	5,929	-3,249	-16,245
X02	27,382	4,792	-2,505	-15,030
X03	29,090	4,936	-1,025	-6,796
X04	29,062	4,932	0,591	-6,876
X05	29,999	5,000	1,911	-15,634
X06	38,422	5,574	-4,313	-15,526
X07	0,942	0,035	8,162	0,583
X08	2,421	0,080	0,527	-7,870
X09	0,841	0,031	-8,107	0,579
X10	24,745	4,499	3,597	12,951
X11	25,925	4,653	-1,629	14,661
X12	0,462	0,341	0,000	5,326
X13	20,975	4,195	1,973	13,656
X14	21,566	4,252	-1,989	13,773
X15	0,462	0,341	0,000	5,326
X16	26,251	4,682	1,473	14,726
X17	20,560	4,112	-3,351	12,063

6.2 Analisi Statica Lineare

In questo tipo di analisi si ipotizza un solo modo principale di vibrare della struttura caratterizzato da un periodo T approssimato calcolato come segue. Gli spostamenti sono linearmente crescenti con l'altezza del fabbricato dal piano di fondazione, ai quali corrisponde una distribuzione crescente delle forze statiche applicate ai baricentri delle masse di piano, così come definite dalle NTC con l'espressione (7.3.6).

6.2.1 Periodo proprio di vibrazione della struttura

Per ottenere una stima del periodo di vibrazione si applicano le condizioni definite dall'analisi elastica di tipo statico-lineare illustrata nelle NTC: essa consiste nel trasformare le forze di inerzia che il sisma produce in forze statiche equivalenti applicate nel baricentro delle masse dei vari impalcati. Questo sistema funziona solo per strutture regolari e quando il periodo di vibrazione risulti: $T \leq 2,5 \cdot T_c$

Per strutture regolari, il periodo approssimato della struttura secondo l'espressione (7.3.5) delle NTC vale: $T = C \cdot H^{3/4}$

In cui si ha:

- $C = 0,050$ per costruzioni in muratura;
- $H = 12,40$ m altezza del fabbricato valutata dal piano di imposta della fondazione;

Si ricava un periodo di vibrazione per la struttura: **$T = 0,3304$ s**

Poiché risultava essere: $T_c = 0,447 \rightarrow 2,5 \cdot T_c = 1,115 \rightarrow$ si verifica: $T \leq 2,5 \cdot T_c$

6.2.2 Valutazione dello spettro elastico di risposta e delle forze statiche equivalenti

Essendo il periodo di vibrazione $T = 0,3305$ s, si considera il seguente caso:

$$T_B \leq T < T_C \quad \text{per cui} \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

per cui si ottiene:

- per lo stato limite di danno, SLD : $S_d(T) = 0,183$ g (m/s²)
- per lo stato di salvaguardia limite della vita, SLV: $S_d(T) = 0,118$ g (m/s²)

La forza orizzontale totale che il sisma esercita sulla costruzione risulta essere:

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

dove:

λ = 0,85 per edifici con $T < 2 \cdot T_c$ e almeno tre orizzontamenti

W_i peso piano i-esimo

z_i altezza piano i-esimo

F_h sarà dunque funzione dello specifico stato limite. La forza statica equivalente da applicare al centro di massa di ciascun impalcato è funzione della F_h secondo la seguente espressione:

$$F_i = (F_h \cdot z_i \cdot W_i) / (\sum W_j \cdot z_j)$$

Si ottengono i valori riportati nella tabella 6.3.

	<i>SLD</i>					<i>SLV</i>	
	W_i [kN]	z_i [m]	$W_i \cdot z_i$ [kN·m]	F_h [kN]	F_i [kN]	F_h [kN]	F_i [kN]
piano terra	2173,78	1,14	2478,11	1329,86	69,75	857,50	44,98
primo piano	2452,80	4,30	10547,05	1329,86	296,86	857,50	191,42
secondo piano	2455,63	7,46	18319,01	1329,86	515,61	857,50	332,47
copertura	1467,16	10,84	15904,00	1329,86	447,64	857,50	288,64
Σ	8549,38		47248,17				

TABELLA 6.3 Forze statiche equivalenti per gli stati limite SLD e SLV

Fissato un opportuno sistema di riferimento (x, y), si calcolano i momenti statici delle masse del fabbricato rispetto ad esso, allo scopo di individuare le coordinate dell'origine del baricentro delle masse, da cui passano gli assi x' e y' baricentrici: data la particolare regolarità in pianta del fabbricato, l'asse x' coincide già con il piano medio del maschio centrale in pianta.

Si procede dunque, nelle tabelle che seguono, con il calcolare la posizione dell'asse baricentrico y'.

Elemento	Piano terra	Piano primo	Piano secondo	Copertura
	S _{x0} [KNm]	S _{x1} [KNm]	S _{x2} [KNm]	S _{x3} [KNm]
<i>Tamponamenti (dir. x)</i>	759,99472	1241,54957	1269,42720	643,03369
<i>Tamponamenti (dir. y)</i>	401,58928	573,21377	587,78700	301,18012
<i>Tramezzi</i>	837,45456	708,25276	1090,70926	235,96585
<i>Solaio</i>	2012,40386	2012,40386	2012,40386	1322,39234
<i>Scale</i>	19,25275	38,50551	19,25275	0
<i>Cordolo c.a. (dir. x)</i>	289,92843	205,28130	205,28130	384,37481
<i>Cordolo c.a. (dir. y)</i>	74,42226	56,38050	56,38050	98,66587
Σ	4395,04588	4835,58730	5241,24189	2985,61271
<i>Dist. baricentro delle masse da asse x</i>	4,044 m	3,943 m	4,269 m	4,070 m

TABELLA 6.4 Calcolo dei baricentri delle masse di piano

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita in entrambe le direzioni un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Tale eccentricità, come imposto da normativa, è stata assunta pari al valore minimo del 5% della dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Tale prescrizione, essendo contenuta nella parte generale, vale per qualunque tipo di analisi condotta (lineare o non lineare, statica o dinamica).

Direzione	L_{tot} [m]	e [m]
x	29,42	1,471
y	8,04	0,402

Dall'applicazione delle forze statiche relative ad ogni impalcato deriva quindi un'aliquota di momento torcente per ogni piano data dal prodotto della forza sismica di piano F_i per l'eccentricità accidentale.

<i>SLV</i>		Sisma direzione x		Sisma direzione y	
Impalcato	F_i [KN]	e_y [m]	M_T [KNm]	e_x [m]	M_T [KNm]
I	44,98	0,402	18,08	1,471	66,17
II	191,42	0,402	76,95	1,471	281,58
III	332,47	0,402	133,65	1,471	489,06
IV	288,64	0,402	116,03	1,471	424,59

<i>SLD</i>		Sisma direzione x		Sisma direzione y	
Impalcato	F_i [KN]	e_y [m]	M_T [KNm]	e_x [m]	M_T [KNm]
I	69,75	0,402	28,04	1,471	102,60
II	296,86	0,402	119,34	1,471	436,68
III	515,61	0,402	207,28	1,471	758,46
IV	447,64	0,402	179,95	1,471	658,48

TABELLA 6.5-6.6 Calcolo dei momenti torcenti associati alle forze statiche equivalenti di piano

Per applicare in maniera automatica i momenti torcenti sono stati definiti preliminarmente per ogni piano della struttura dei diaframmi rigidi attraverso dei *constraint* di tipo “Diaphragm”, come illustrato al §4.4.

Per quanto riguarda le analisi sotto sismi “piani”, ossia escludendo la componente verticale del moto, le indicazioni normative riportate in precedenza portano a dover considerare un totale di 32 combinazioni per l’analisi statica lineare: definendo quattro sismi indipendenti E_{x+} , E_{x-} , E_{y+} , E_{y-} corrispondenti ai sismi nelle due direzioni x , y del piano con eccentricità positiva e negativa, lo schema delle combinazioni che si ottengono è quello riportato sotto.

COMB 1-4:	±	1	E_{x+}	±	0.3	E_{y+}
COMB 5-8:	±	1	E_{x+}	±	0.3	E_{y-}
COMB 9-12:	±	1	E_{x-}	±	0.3	E_{y+}
COMB 13-16:	±	1	E_{x-}	±	0.3	E_{y-}
COMB 17-20:	±	0.3	E_{x+}	±	1	E_{y+}
COMB 21-24:	±	0.3	E_{x+}	±	1	E_{y-}
COMB 25-28:	±	0.3	E_{x-}	±	1	E_{y+}
COMB 29-32:	±	0.3	E_{x-}	±	1	E_{y-}

Nel caso in cui si preferisca applicare separatamente il carico sismico Q_x e Q_y e i relativi momenti torcenti (ecc_x , ecc_y), le combinazioni da generare risultano avere questa forma:

$$\begin{array}{l}
 \text{COMB 1-16:} \quad \pm 1 \quad Q_x \quad \pm 1 \quad ecc_x \quad \pm 0.3 \quad Q_y \quad \pm 0.3 \quad ecc_y \\
 \text{COMB 17-32:} \quad \pm 0.3 \quad Q_x \quad \pm 0.3 \quad ecc_x \quad \pm 1 \quad Q_y \quad \pm 1 \quad ecc_y
 \end{array}$$

6.3 Analisi Dinamica Lineare

L'analisi lineare dinamica, così come presentata nelle NTC, è condotta secondo tre passaggi fondamentali:

- determinazione dei modi di vibrare “naturali” della struttura (*analisi modale*);
- calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare.

L'*analisi modale* è uno strumento fondamentale per la comprensione del comportamento di una struttura, in campo elastico, ad un carico dinamico come un sisma. In particolare, essa consiste nell'analizzare le seguenti grandezze rappresentative:

- i periodi modali T_i , importanti per conoscere il valore dell'accelerazione spettrale corrispondente $S_d(T_i)$;
- il valore delle masse partecipanti corrispondenti ai vari modi, necessario per stabilire quanti modi considerare nell'analisi;
- i coefficienti di partecipazione γ_i dei singoli modi, legati al valore del taglio alla base corrispondente dalla relazione: $V_{b,i} = \gamma_i^2 \cdot S_d(T_i)$

I modi di vibrare sono una caratteristica propria della struttura, in quanto sono individuati in assenza di alcuna forzante, e sono caratterizzate da un periodo proprio di oscillazione T , da uno smorzamento convenzionale ξ , caratteristiche proprie degli oscillatori elementari (sistemi dinamici ad un grado di libertà), nonché da una forma.

La massa partecipante di un modo di vibrare esprime la quota parte delle forze sismiche di trascinamento: affinché l'analisi risulti effettivamente rappresentativa, le NTC impongono di considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% in maniera tale che la massa partecipante totale risulti superiore all'85%.

Per il corretto svolgimento dell'analisi modale occorre inoltre che siano state definite la *rigidezza* della struttura, attraverso la definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi del modello, e la sua *massa*.

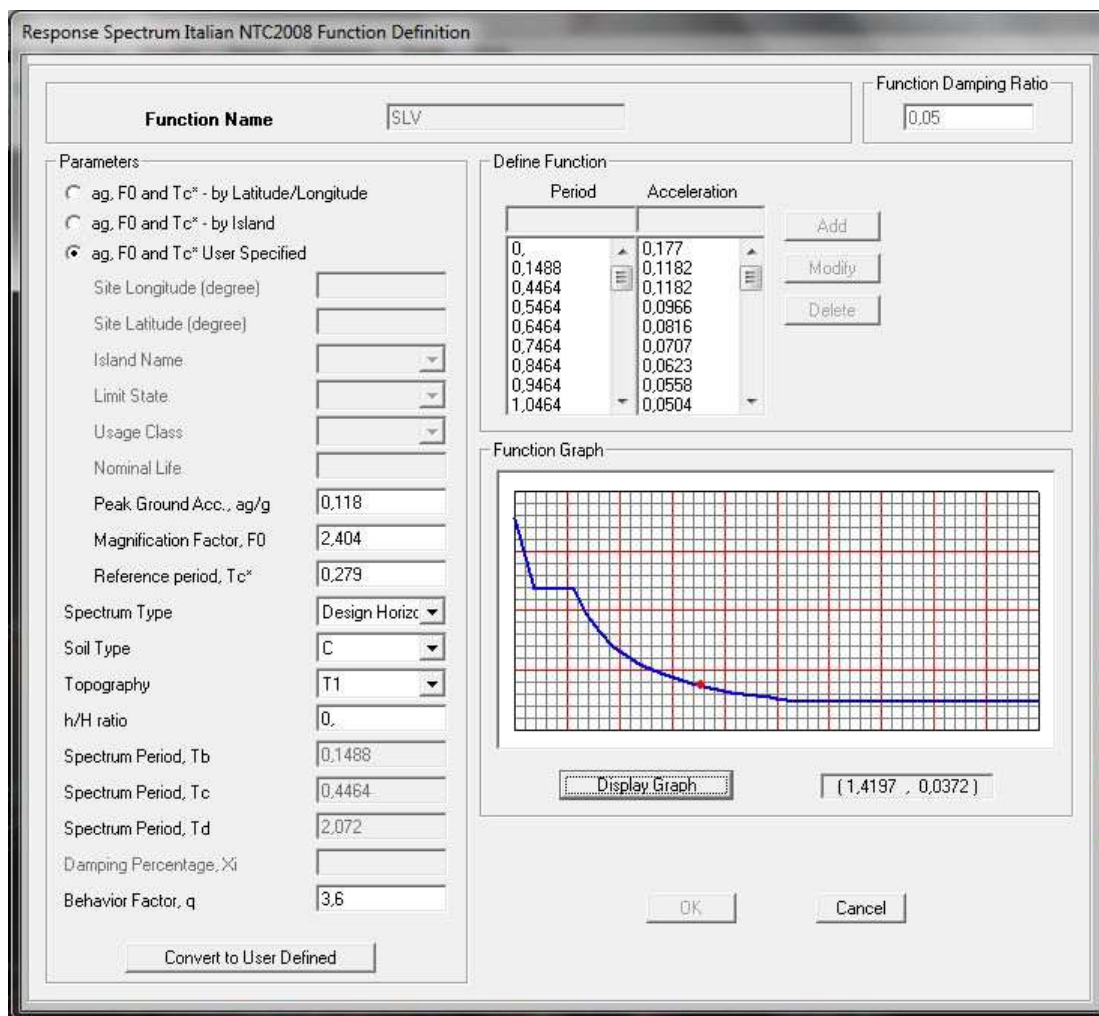


Figura 6.3 Spettro di progetto agli SLV per l'analisi dinamica lineare implementato sul programma di calcolo

Occorre notare che l'analisi che qui si svolge, essendo di tipo lineare, non permette di cogliere fenomeni che comportino la variazione di rigidità degli elementi strutturali (come la fessurazione, che può largamente interessare una struttura in muratura), se non conducendo l'analisi con moduli di elasticità opportunamente ridotti.

L'utilizzo dello spettro di risposta permette di ottenere gli effetti massimi del terremoto sulla struttura: lo spettro SLV utilizzato per la verifica è riportato in figura 6.3. Tramite il menù *Define* del programma Sap2000 è stato introdotto un *Load Case* di tipo *Response Spectrum* per ciascuna direzione principale piana del sisma (U1, U2, corrispondenti alle direzioni x, y del modello) con un fattore di scala pari a 9,81 (vedi figura 6.5).

Una volta definite le analisi a spettro sono state create le eccentricità relative tramite la definizione di due nuovi *LOAD PATTERN* di tipo *Quake*:

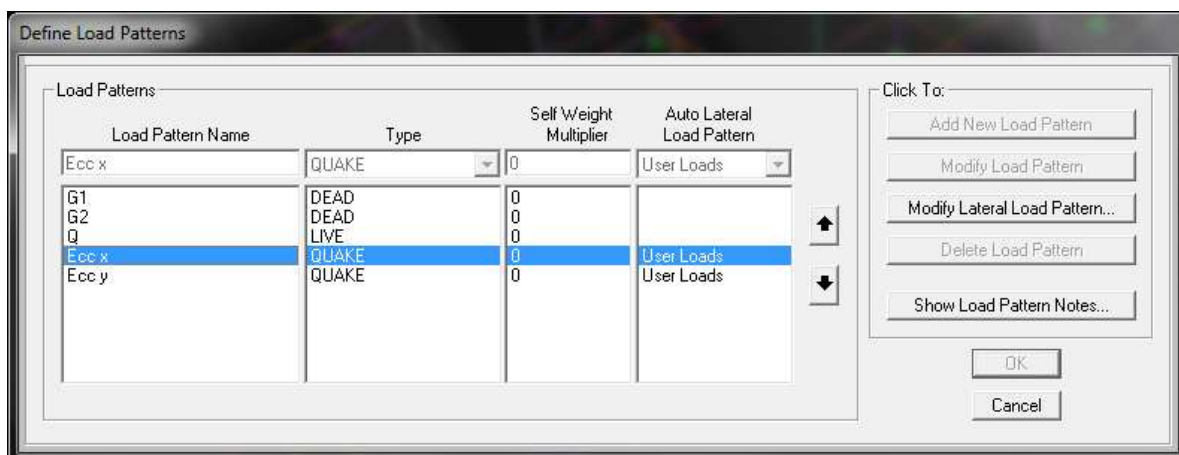


Figura 6.4 Definizione di un Load Pattern di tipo eccentricità sismica

- *Ecc x*: indica il valore del momento torcente (positivo e negativo) in direzione x (U1)
- *Ecc y*: indica il valore del momento torcente (positivo e negativo) in direzione y (U2)

Il campo *Auto Lateral Load Pattern* è stato scelto di tipo *User Loads* (vedi figura 6.4): in questo modo è possibile inserire direttamente il valore del momento torcente corrispondente ai vari diaframmi di piano definiti in precedenza.

Una volta definiti i sismi e le relative eccentricità occorrerà creare le combinazioni corrispondenti. Le combinazioni da generare per l'analisi dinamica sono 8, meno di quelle riportate nell'analisi statica lineare. L'analisi con spettro di risposta, infatti, fornisce per sua natura i massimi valori di risposta in termini assoluti: ciò deriva dal fatto di avere adottato una combinazione quadratica completa (in inglese "complete quadratic combination"- CQC - visualizzabile nel riquadro *Modal combination* della figura 6.5) dei modi principali di vibrare della struttura. Per ottenere il massimo effetto sulla struttura, infatti, non è possibile semplicemente sommare in maniera algebrica i contributi dei vari modi di vibrare, poiché i moti non sono sincroni.

Alla luce di quanto appena detto, le combinazioni risultano essere quelle riportate qui di seguito:

$$\begin{array}{ll}
 \text{COMB. DINAMICA 1-4:} & Q_x \pm 1 \quad Ecc_x + 0.3 Q_y \pm 0.3 Ecc_y \\
 \text{COMB. DINAMICA 5-8:} & 0.3 Q_x \pm 0.3 Ecc_x \pm Q_y \pm 1 \quad Ecc_y
 \end{array}$$

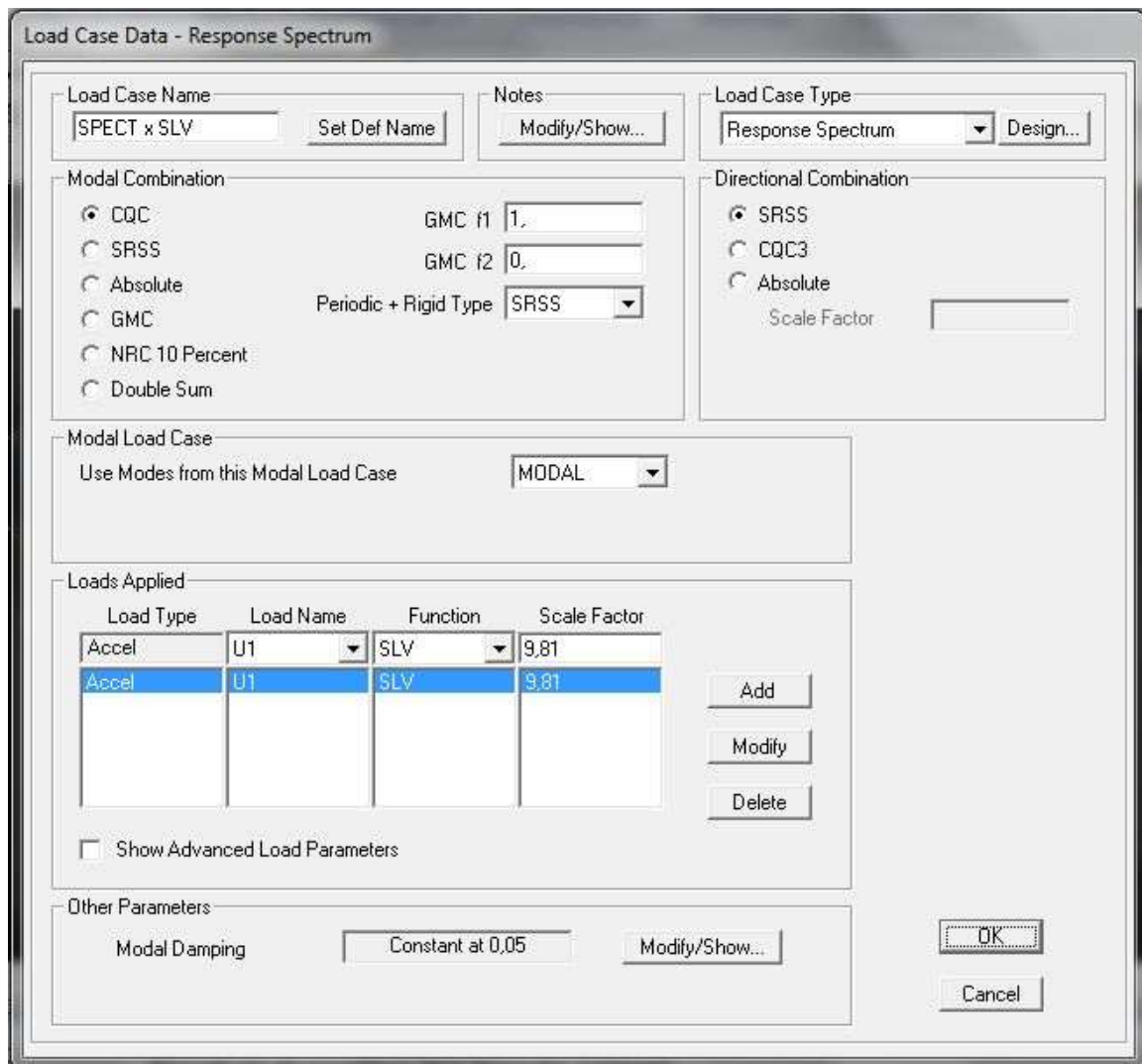


Figura 6.5 Definizione di un Load Case di tipo Response Spectrum

La componente verticale del sisma non è presente in quanto non sussistono le condizioni precisate al §7.2.1 delle NTC.

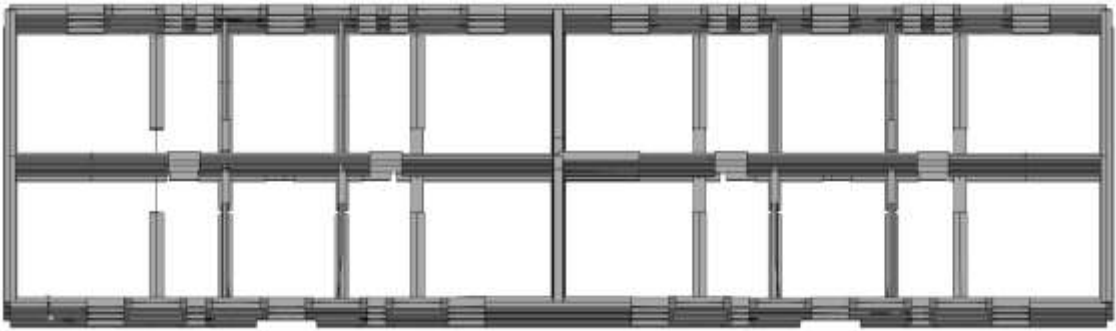
6.3.1 Risultati dell'analisi modale

Estrapolando dal programma Sap2000 le tabelle relative ai valori di massa partecipante per ciascun modo di vibrare è possibile osservare che:

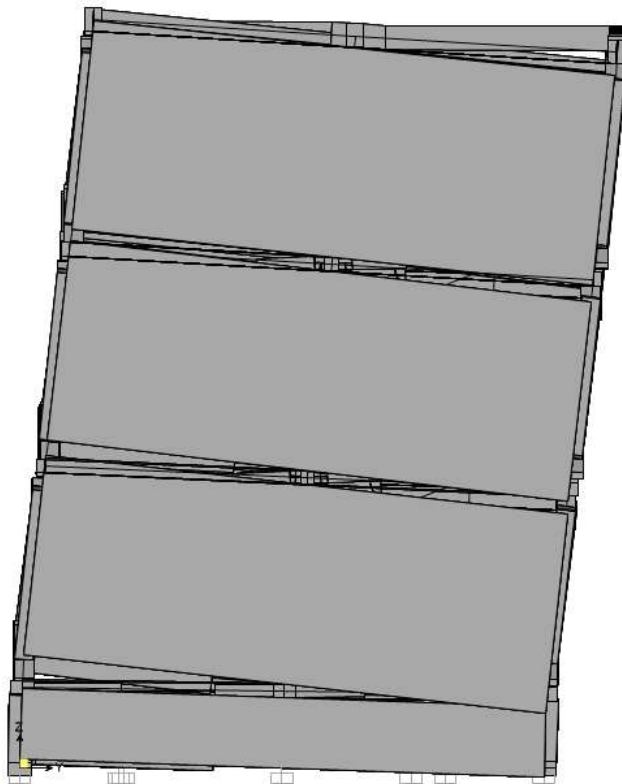
- al modo principale corrisponde uno spostamento in direzione y cui compete una massa partecipante del 66% e un periodo $T= 0,25s$, non molto lontano da quello stimato empiricamente con l'espressione (7.3.5) delle NTC;
- i successivi due modi di vibrare corrispondono a uno spostamento traslazione in direzione x con massa partecipante pari rispettivamente al 66% e al 7%;

<i>Modal Participating Mass Ratios</i>								
OutputCase	Step	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL-1	1	0,251147	0,000004	0,660680	0,000000	0,000004	0,660680	0,000000
MODAL-1	2	0,195335	0,656740	0,000010	0,000018	0,656750	0,660690	0,000019
MODAL-1	3	0,186656	0,071490	0,000008	0,000003	0,728240	0,660700	0,000022
MODAL-1	4	0,088943	0,000000	0,106210	0,000020	0,728240	0,766910	0,000042
MODAL-1	5	0,072453	0,000440	0,000016	0,430010	0,728680	0,766920	0,430050
MODAL-1	6	0,06989	0,011300	0,000000	0,105020	0,739980	0,766920	0,535070
MODAL-1	7	0,067186	0,008100	0,000000	0,015380	0,748080	0,766920	0,550440
MODAL-1	8	0,065689	0,041260	0,000003	0,069740	0,789340	0,766930	0,620180
MODAL-1	9	0,062478	0,000230	0,003410	0,000920	0,789570	0,770330	0,621100
MODAL-1	10	0,061051	0,004450	0,000037	0,086180	0,794020	0,770370	0,707280
MODAL-1	11	0,05771	0,000190	0,000140	0,000004	0,794210	0,770510	0,707280
MODAL-1	12	0,056253	0,005870	0,016360	0,000001	0,800080	0,786870	0,707280
MODAL-1	13	0,0562	0,008900	0,010120	0,000170	0,808990	0,796990	0,707460
MODAL-1	14	0,054676	0,000000	0,000016	0,000005	0,808990	0,797010	0,707460
MODAL-1	15	0,051306	0,000000	0,000078	0,000001	0,808990	0,797090	0,707460
MODAL-1	16	0,050306	0,000003	0,000250	0,037530	0,808990	0,797330	0,744990
MODAL-1	17	0,049927	0,000011	0,001770	0,004470	0,809000	0,799100	0,749460
MODAL-1	18	0,049331	0,000920	0,000004	0,000180	0,809920	0,799110	0,749640
MODAL-1	19	0,048889	0,000021	0,000890	0,001510	0,809950	0,799990	0,751150
MODAL-1	20	0,048328	0,000910	0,000000	0,001440	0,810850	0,800000	0,752590
MODAL-1	21	0,046132	0,000011	0,003320	0,000370	0,810860	0,803320	0,752960
MODAL-1	22	0,045698	0,000190	0,000550	0,000023	0,811050	0,803870	0,752980
MODAL-1	23	0,044552	0,000000	0,000067	0,000000	0,811050	0,803930	0,752980
MODAL-1	24	0,04441	0,003950	0,000004	0,000002	0,815010	0,803940	0,752990
MODAL-1	25	0,043887	0,000025	0,000058	0,000018	0,815030	0,804000	0,753000

TABELLA 6.7 Risultati dell'analisi modale

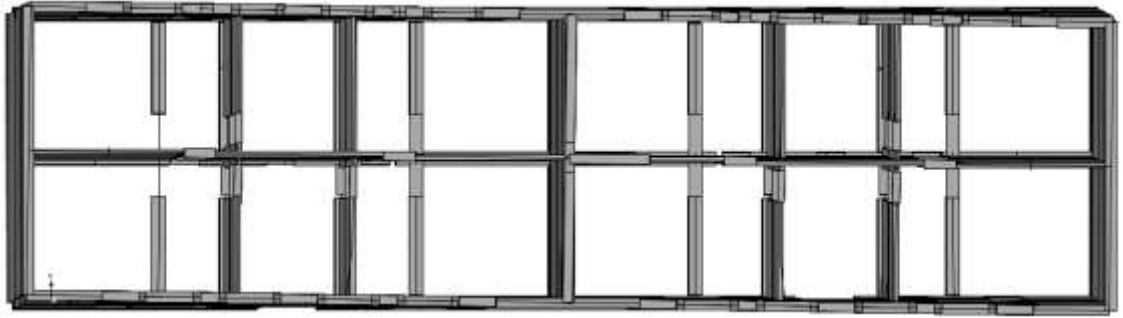


(a) Pianta

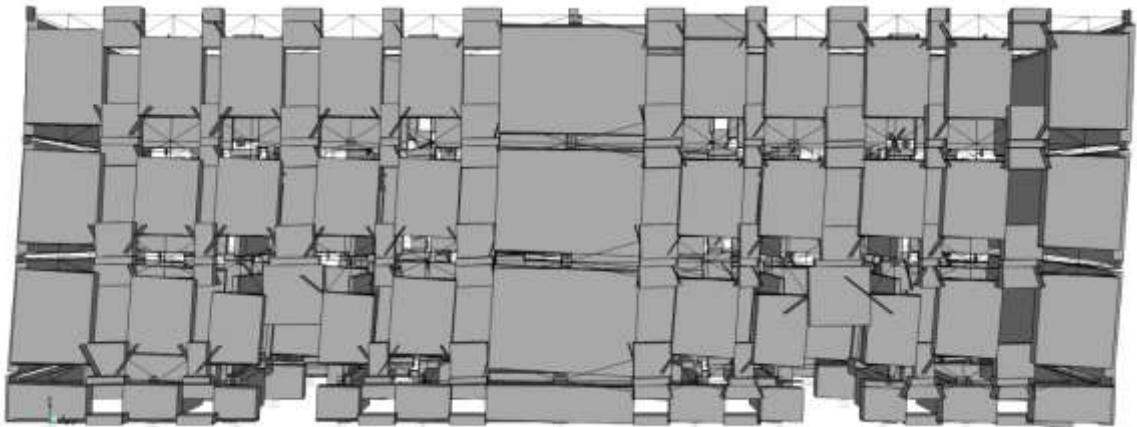


(b) Vista laterale

Figura 6.6 Vista in pianta e laterale del 1° modo di vibrare della struttura

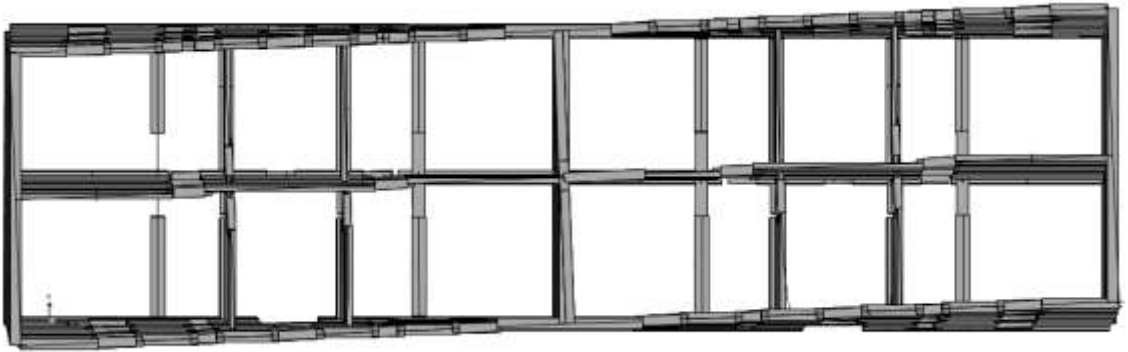


(a) Pianta

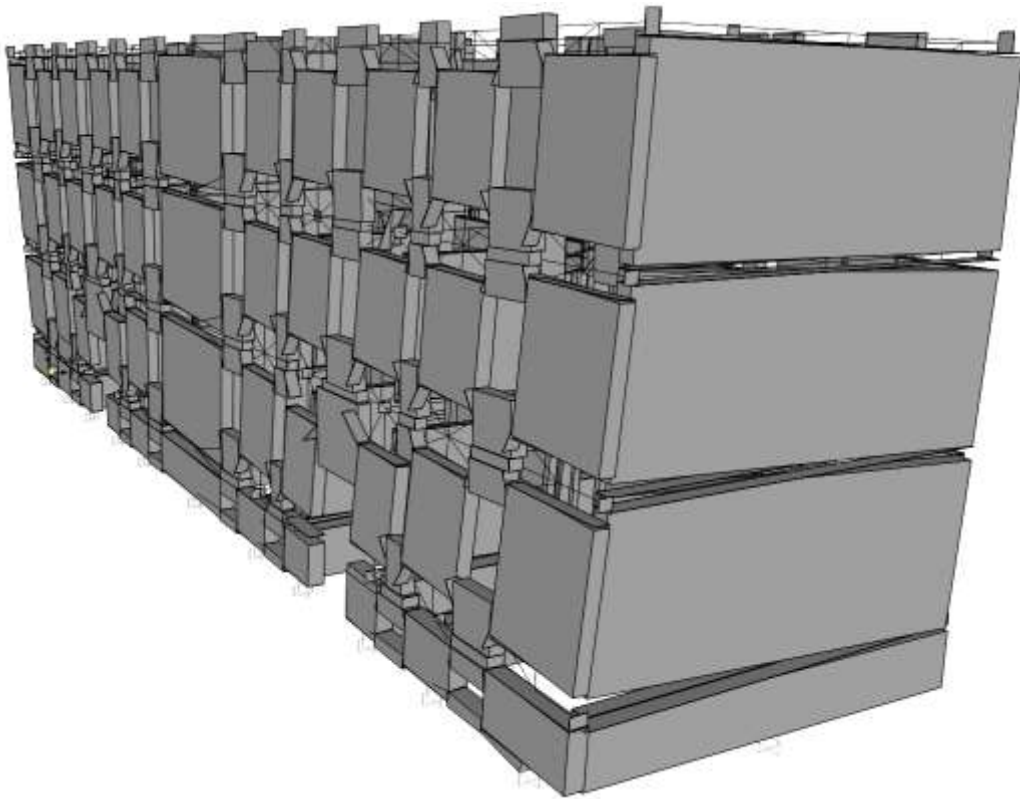


(b) Vista frontale

Figura 6.7 Vista in pianta e frontale del 2° modo di vibrare della struttura

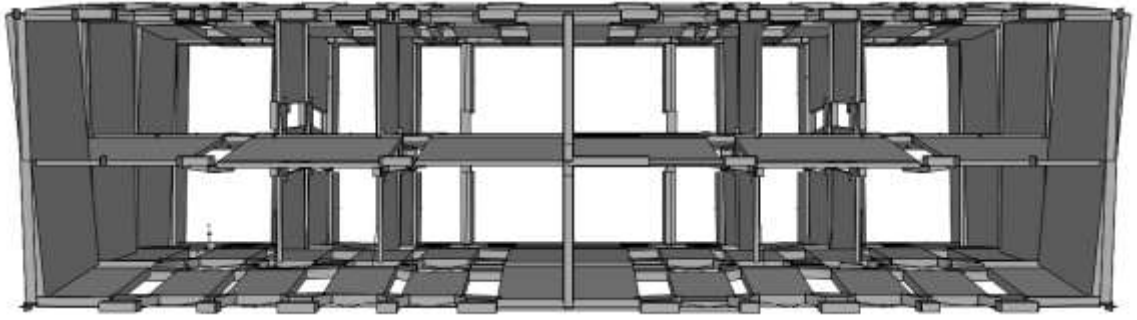


(a) Pianta

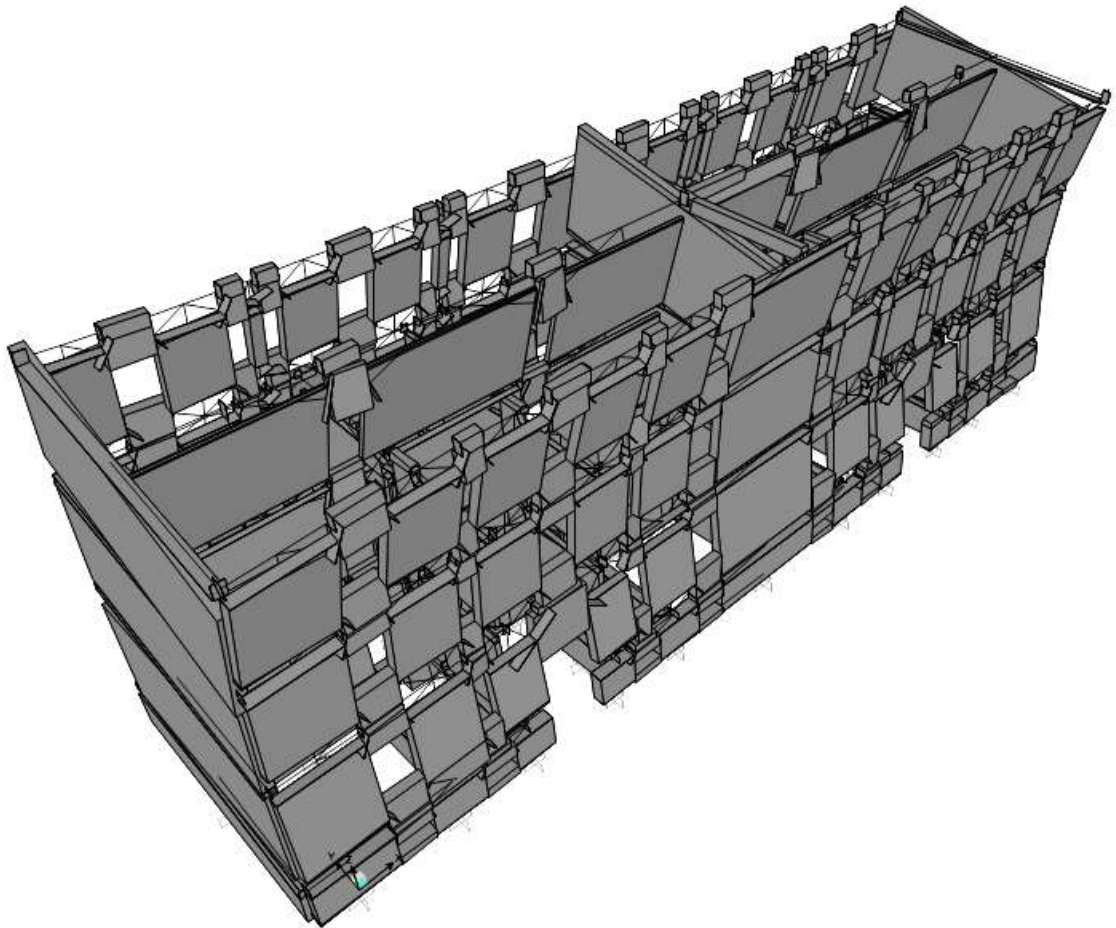


(b) Vista tridimensionale

Figura 6.8 Vista in pianta e tridimensionale del 3° modo di vibrare della struttura

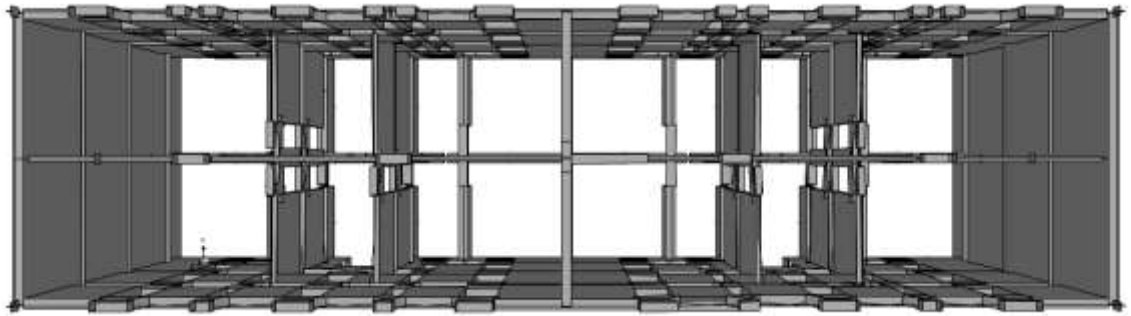


(a) Pianta

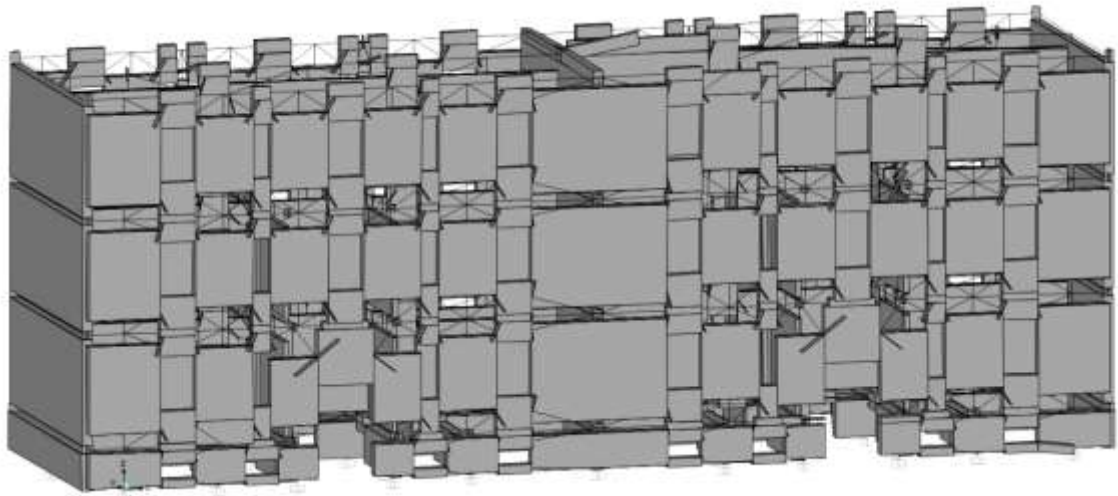


(b) Vista tridimensionale

Figura 6.9 Vista in pianta e tridimensionale del 4° modo di vibrare della struttura



(a) Pianta



(b) Vista tridimensionale

Figura 6.1100. Vista in pianta e tridimensionale del 5° modo di vibrare della struttura

6.3.2 Verifiche di sicurezza

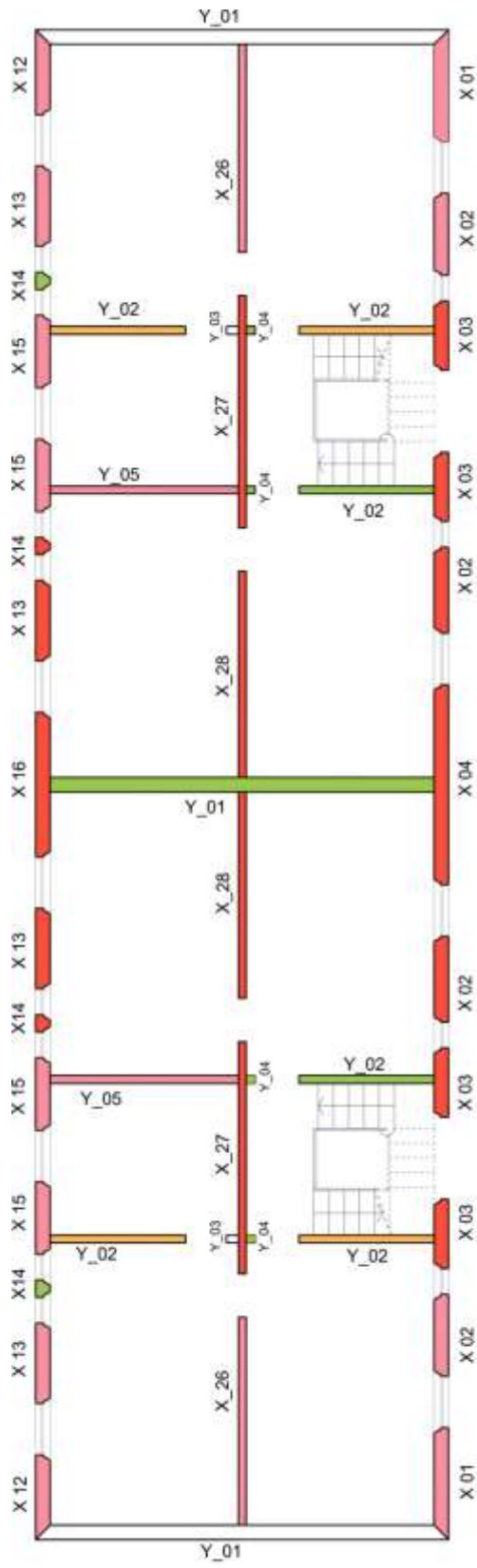
Così come già illustrato al §6.1, i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali: pertanto, per le verifiche, si adotterà ancora il valore f_d calcolato.

Per quanto riguarda la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello in muratura, la Circolare 617/09 al punto C.8.7.1.5 consente di fare riferimento a un criterio di rottura per fessurazione diagonale o a un criterio di scorrimento. In entrambi i casi, le formule adottate per i maschi murari e le fasce sono quelle già illustrate al §.4.3.

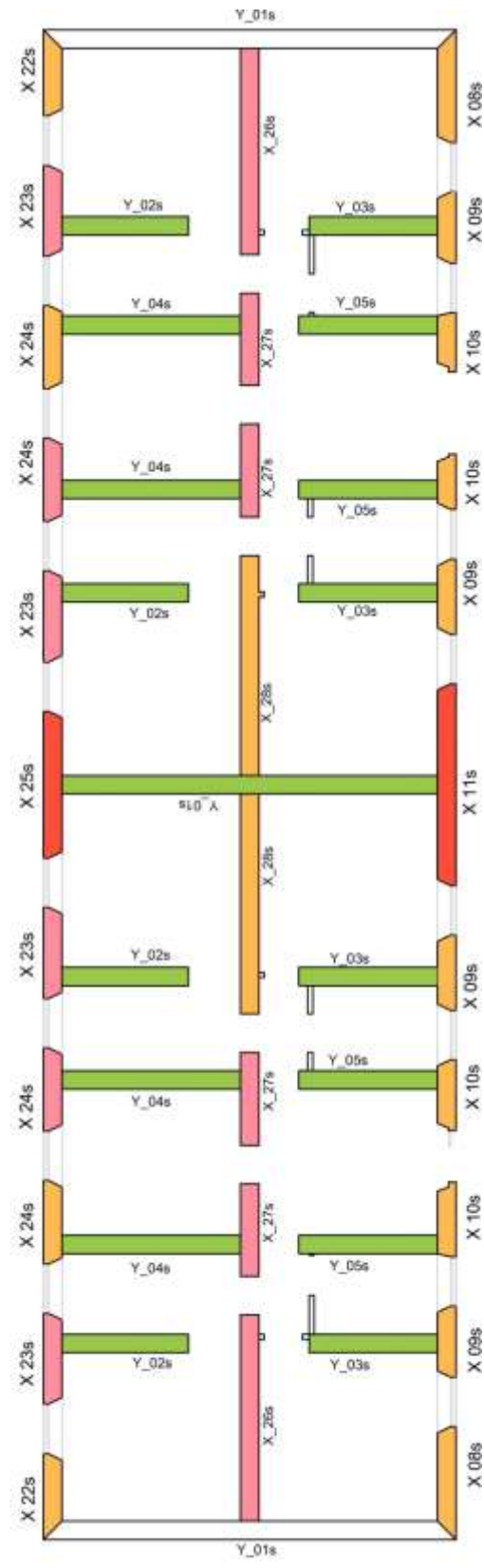
La verifica a pressoflessione è stata effettuata confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni in accordo con quanto espresso al §7.8.2 delle NTC2008.

6.3.3 Diagrammi riassuntivi di verifica

Si riportano di seguito i diagrammi riassuntivi delle verifiche dell'analisi dinamica modale per ogni parete dell'edificio, considerando le diverse possibilità di rottura (pressoflessione nel piano, taglio, pressoflessione fuori piano): le prime due pagine riportano i risultati relativi alle combinazioni dinamiche 1-4 (direzione principale x), le successive due pagine riportano i risultati relativi alle combinazioni dinamiche 5-8 (direzione principale y).

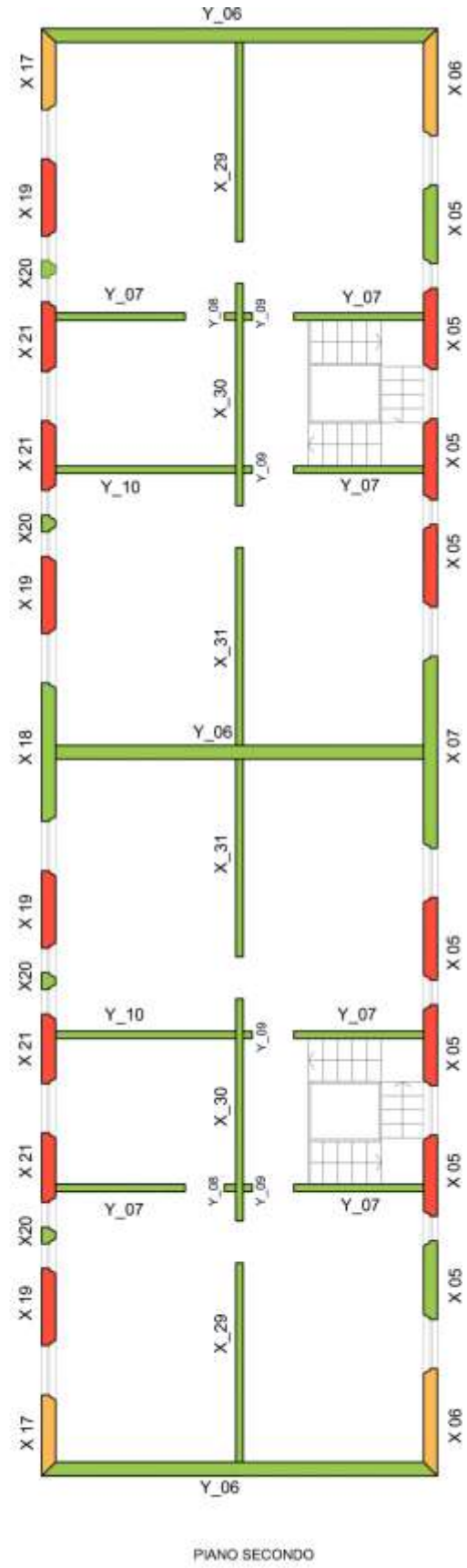
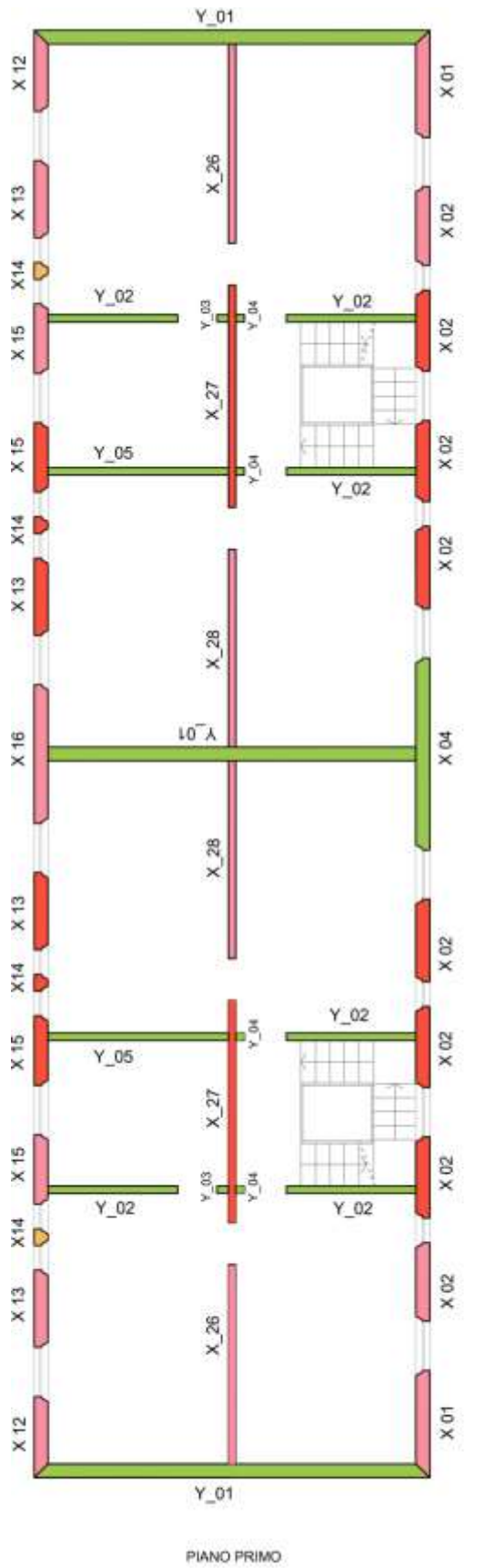


PIANO TERRA



PIANO SEMINTERRATO

- Rottura per pressoflessione nel piano
- Rottura per pressoflessione nel piano e taglio
- Rottura per pressoflessione nel piano e pressoflessione fuori piano
- Rottura per pressoflessione nel piano, fuori piano e taglio

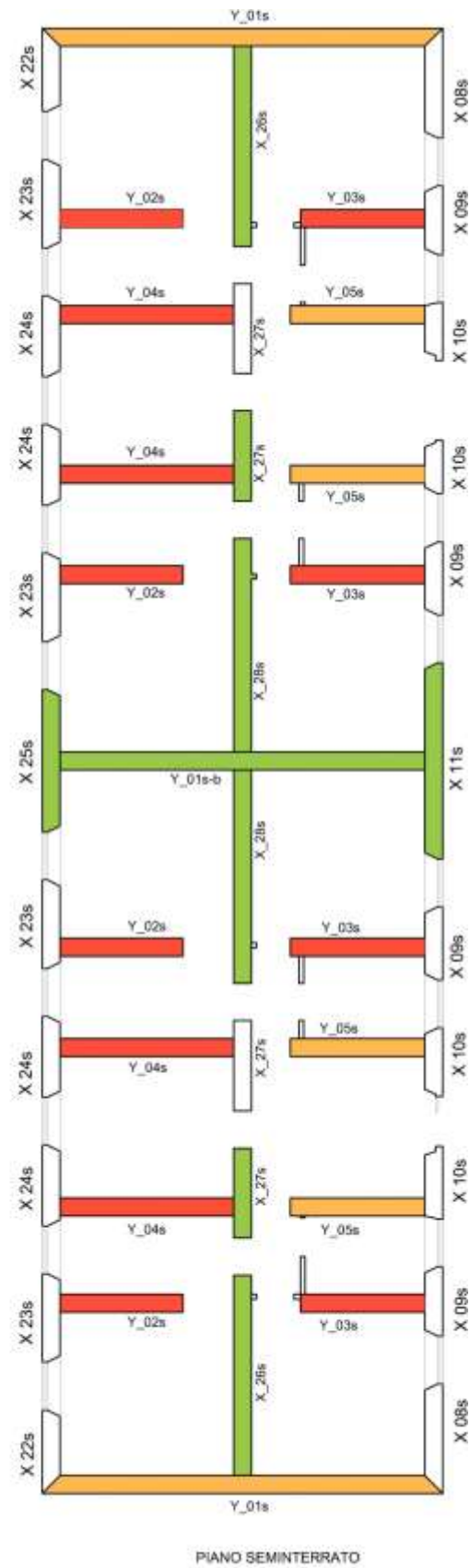
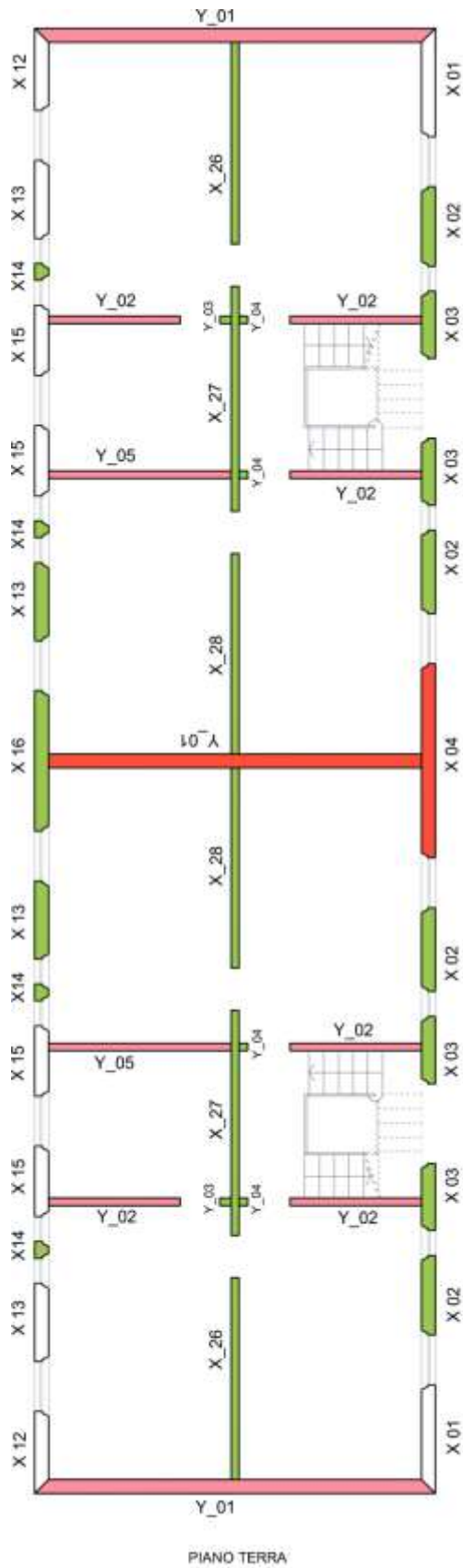


■ Rottura per
pressoflessione nel piano

■ Rottura per
pressoflessione nel piano
e taglio

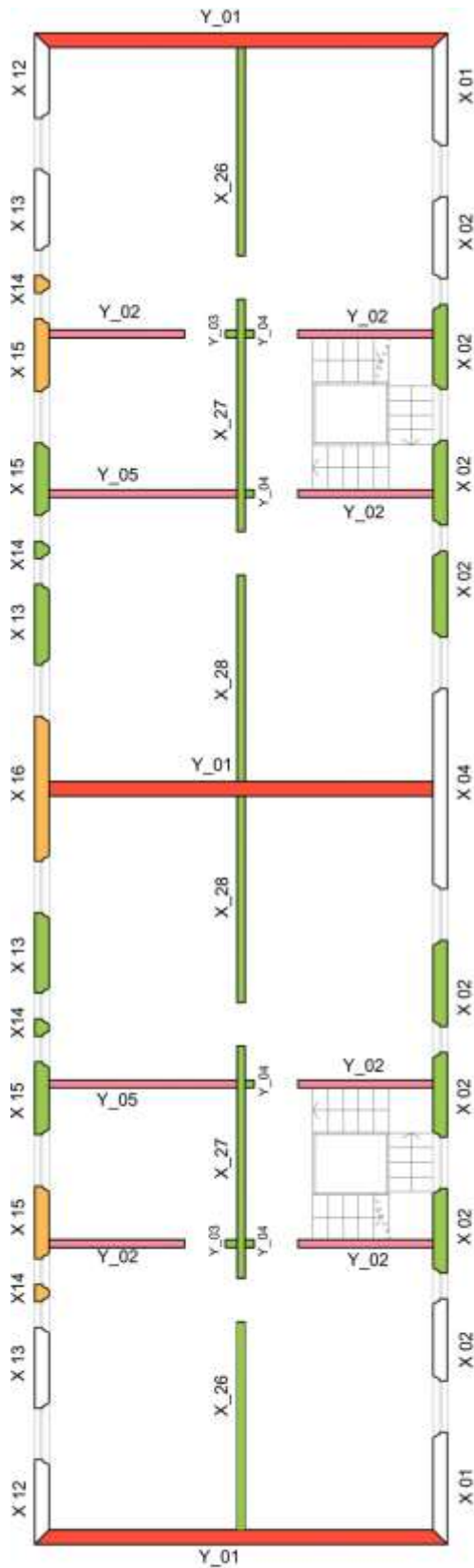
■ Rottura per
pressoflessione nel piano e
pressoflessione fuori piano

■ Rottura per
pressoflessione nel piano,
fuori piano e taglio

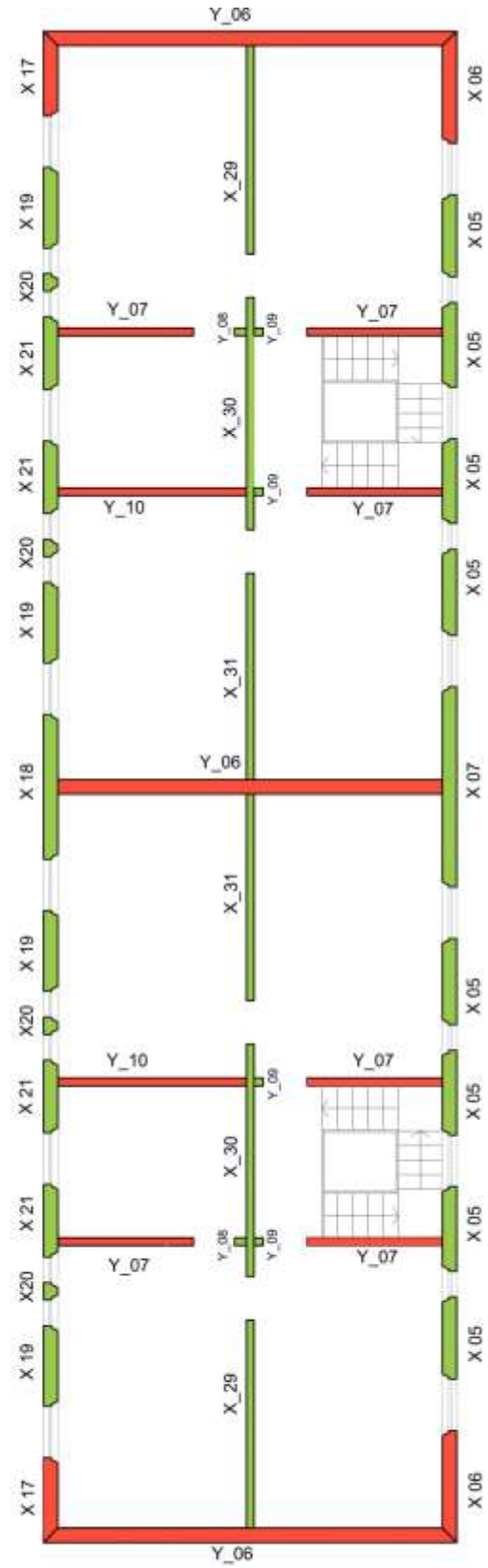


- Rottura per pressoflessione nel piano
- Rottura per pressoflessione nel piano e taglio

- Rottura per pressoflessione nel piano e pressoflessione fuori piano
- Rottura per pressoflessione nel piano, fuori piano e taglio



PIANO PRIMO



PIANO SECONDO

- | | | | | | | | |
|---|--|---|---|---|--|---|--|
|  | <p>Rottura per pressoflessione nel piano</p> |  | <p>Rottura per pressoflessione nel piano e taglio</p> |  | <p>Rottura per pressoflessione nel piano e pressoflessione fuori piano</p> |  | <p>Rottura per pressoflessione nel piano, fuori piano e taglio</p> |
|---|--|---|---|---|--|---|--|

CAPITOLO 7

ANALISI STATICA NON LINEARE

7.1 Introduzione

L'analisi statica non lineare, o analisi *push-over*, è un particolare tipo di analisi non lineare che prevede di sottoporre la struttura a carichi orizzontali crescenti monotonamente, mantenendone invariati i rapporti relativi ai vari livelli di solaio, fino al raggiungimento dello spostamento ultimo previsto per un punto di controllo, generalmente preso in corrispondenza del baricentro delle masse dell'ultimo piano. Questo tipo di analisi è utilizzabile solo per costruzioni governate da un modo di vibrare principale, sotto la componente del sisma considerata, caratterizzato da una significativa partecipazione di massa. Fanno eccezione gli edifici esistenti in muratura, per i quali il metodo è utilizzabile indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante, proprio perché sono caratterizzati da un comportamento prettamente non lineare e risultano quindi meglio rappresentati da un'analisi di questo tipo.

Il risultato dell'analisi consiste nella determinazione della *curva di capacità*, riportante in ascissa lo spostamento orizzontale d_c del punto di controllo e in ordinata la forza orizzontale totale applicata F_b (taglio alla base).

Tra i punti di particolare interesse sulla curva, vengono individuati quello che corrisponde alla forza orizzontale massima F_{max} e quello dello spostamento ultimo d_u , definito per le strutture in muratura portante come lo spostamento che, oltre il punto di massima forza, corrisponde ad una riduzione della forza pari al 20% di quella massima.

La verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la "capacità di spostamento" dell'edificio e la "domanda di spostamento" che il sisma, nello stato limite considerato, richiede all'edificio. Il procedimento è basato sulla trasformazione della curva di capacità in una curva riferita ad un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà. Su questa curva si valuta la risposta massima in spostamento del sistema equivalente e, conseguentemente, la risposta effettiva dell'edificio (domanda di spostamento) che viene confrontata con la capacità di spostamento prima

determinata. La differenza tra questi due spostamenti, allo stato limite considerato, è un indicatore del margine di sicurezza globale residuo della struttura.

7.2 Distribuzione delle forze

Al § 7.3.4.1, il D.M. 14/01/2008 definisce due gruppi di distribuzioni di forze orizzontali da utilizzare per l'analisi statica non lineare: un gruppo di distribuzioni *principali* (gruppo 1) ed un gruppo di distribuzioni *secondarie* (Gruppo 2).

Le distribuzioni principali (Gruppo 1) sono:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la a);
- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a T_c .

Le distribuzioni secondarie (Gruppo 2) sono:

- a) distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.

Per quanto riguarda la limitazione sul valore minimo di massa partecipante, nel caso di strutture in muratura portante è possibile scendere ad un valore del 60% (cfr. § 7.8.1.5.4 della normativa) e, come già accennato, non considerare del tutto tale limitazione nel caso si tratti di edifici in muratura esistenti (cfr. § C8.7.1.4 della Circolare).

Sempre al § 7.3.4.1, il D.M. 14/01/2008 impone di considerare almeno due delle precedenti distribuzioni di forze, ricadenti l'una fra quelle del gruppo 1 e l'altra fra quelle del gruppo 2.

7.3 Verifiche di sicurezza

Al § C7.8.1.5 della Circolare 617/2009, la capacità di spostamento allo stato limite ultimo viene definita come lo spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo.

La verifica delle strutture con l'analisi statica non lineare consiste nel confrontare la *capacità di spostamento* della struttura con la *domanda di spostamento*, cioè con i livelli di deformazione o spostamento richiesti allo stato limite ultimo e di esercizio. Il procedimento di verifica è basato, nello specifico, sulla trasformazione della *curva di capacità* dell'edificio (taglio totale alla base-spostamento di un punto di controllo in sommità) in una nuova curva, riferita ad un sistema bilineare equivalente ad un solo grado di libertà (tipicamente denominato SDOF, *Single Degree Of Freedom system*): valutata su questa curva la massima risposta in spostamento del sistema equivalente, si determina la massima risposta in spostamento dell'edificio (*domanda di spostamento*), variabile in funzione dello stato limite considerato.

Il metodo, descritto al § C7.3.4.1 della Circolare 617/09, si basa su quattro passi principali, illustrati nei paragrafi seguenti.

7.3.1 Determinazione della curva di capacità del sistema reale

Per prima cosa occorre determinare la curva di capacità della struttura reale, in cui si riporta la relazione tra il taglio alla base V_b e lo spostamento d_c del nodo di controllo dell'ultimo piano. Tale curva è stata ottenuta dal software di calcolo SAP2000.

7.3.2 Determinazione della curva di capacità del sistema a un grado di libertà

La curva di capacità del sistema SDOF è ottenuta scalando sia le ascisse che le ordinate della curva MDOF del *fattore di partecipazione modale* Γ :

$$\Gamma = \frac{\{\varphi\}^T [M] \{\tau\}}{\{\varphi\}^T [M] \{\varphi\}} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \varphi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \varphi_i^2}$$

essendo τ il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione considerata del sistema, φ è il modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato ponendo $d_c=1$, M è la matrice di massa del sistema reale.

Si ottengono così la forza F^* e lo spostamento d^* del sistema equivalente ad un grado di libertà, in campo elastico:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

7.3.3 Determinazione della curva bilineare equivalente

Alla curva di capacità del sistema equivalente occorre sostituire poi una curva bilineare equivalente avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico come in figura 7.1. La rigidezza del tratto elastico viene individuata tracciando la secante alla curva di capacità del sistema SDOF per il punto $0,6F_{bu}$, detta F_{bu} la resistenza massima del sistema strutturale reale ed $F_{bu}^* = F_{bu}/\Gamma$ la resistenza massima del sistema a un grado di libertà⁹. Il tratto plastico orizzontale si ottiene dall'uguaglianza delle aree sottese dalle due curve tracciate, fino allo spostamento ultimo d_u^* del sistema corrispondente ad un riduzione di resistenza del 15% (cfr. §C.7.3.4.1 della Circolare 617/09).

Si possono determinare così i valori dello spostamento d_y e della forza F_y corrispondenti alla condizione di snervamento del sistema, dai quali derivano i valori di rigidezza secante k^* , della massa m^* e del periodo elastico T^* del sistema equivalente, definiti come:

$$k^* = \frac{F_y^*}{d_y^*} \quad m^* = \sum_{i=1}^N m_i \cdot \varphi_i \quad T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

⁹ Per le costruzioni in muratura il ramo elastico si individua imponendone il passaggio per il punto $0,7 F_{bu}^*$.

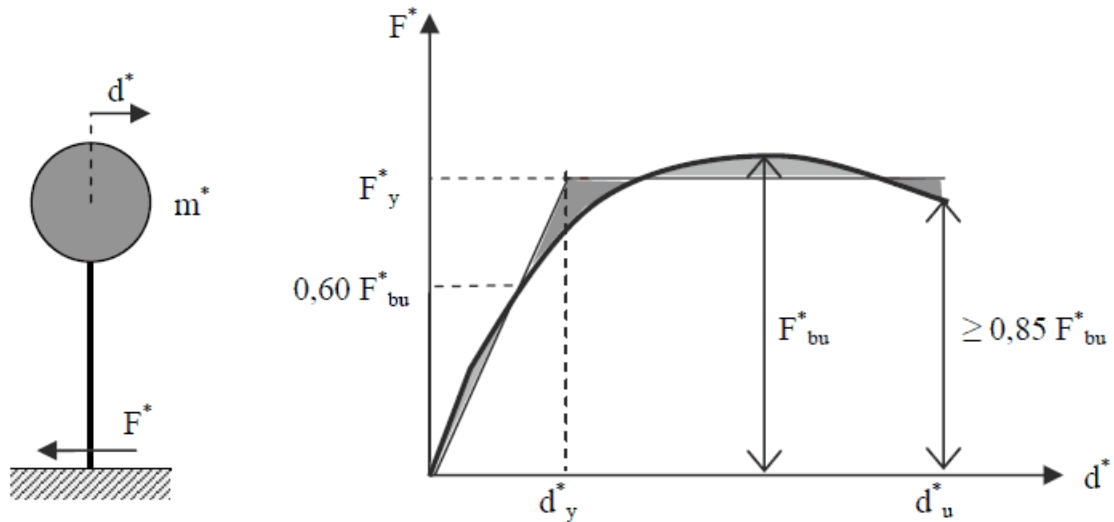


Figura 7.111 Sistema e diagramma bilineare equivalente

7.3.4 Determinazione della domanda di spostamento

Nel caso in cui il periodo elastico T^* del sistema bilineare equivalente risulti $T^* \geq T_C$, la domanda di spostamento del sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo:

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$$

Lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali $S_{De}(T^*)$ si ottiene dalla corrispondente risposta in accelerazione $S_e(T^*)$ con la seguente espressione, come indicato nel § 3.2.3.2.3 del D.M. 14/01/2008.

$$S_{De}(T^*) = S_e(T^*) \cdot \left(\frac{T^*}{2\pi}\right)^2$$

Nel caso in cui invece $T^* < T_C$, la domanda di spostamento del sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*}\right]$$

dove q^* rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente:

$$q^* = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*}$$

Se risulta $q^* < 1$, allora si ha $d_{max}^* = d_{e,max}^*$.

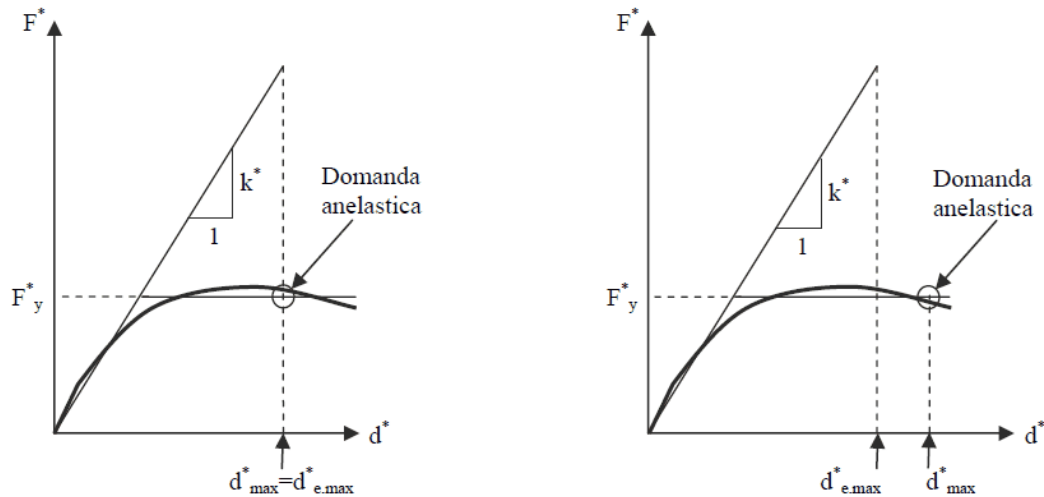


Figura 7.2 Spostamento di riferimento per $T > T_c$ e per $T \leq T_c$

Una volta trovata la domanda di spostamento d_{max}^* per lo stato limite in esame si verifica che sia inferiore allo spostamento ultimo d_u^* corrispondente alla riduzione del 15% della forza massima F_{bu}^* e, nel caso in cui la verifica abbia esito positivo, si procede alla verifica della compatibilità degli spostamenti per gli elementi/meccanismi duttili e delle resistenze per gli elementi/meccanismi fragili.

7.4 Modellazione della risposta non lineare della muratura

Per la modellazione della risposta non lineare della struttura si ricorre a modelli detti a plasticità concentrata. Le ipotesi su cui si basano questi modelli sono essenzialmente le seguenti:

- tutti gli elementi che costituiscono la struttura (generalmente elementi tipo beam o monodimensionali) rimangono in campo elastico;
- laddove si prevede la formazione di una cerniera plastica, vengono introdotti elementi cerniera con comportamento anelastico.

Pertanto, la non linearità delle strutture rimane concentrata in pochi elementi: le cerniere plastiche.

Il legame costitutivo della cerniera plastica dipende dalla posizione nella struttura e dal comportamento del singolo elemento strutturale da quello globale della struttura; di solito i programmi hanno una libreria fra cui scegliere.

I vantaggi di questo tipo di modellazione consistono in diversi aspetti:

- essa è meno onerosa dal punto di vista computazionale (poiché gli elementi sono per la maggior parte elastici) e più facilmente gestibile;
- permette di descrivere diversi fenomeni attraverso la scelta di opportuni elementi elasto-plastici: comportamento flessionale, deformabilità a taglio, flessibilità nodo trave-colonna;
- è particolarmente adatta per modellare il comportamento di strutture esistenti, di cui spesso non si conoscono quantitativi e posizione delle armature.

Non mancano, comunque, alcuni svantaggi evidenziati dalla modellazione, fra cui:

- il requisito di esperienza, necessario per stabilire dove inserire correttamente gli elementi non elastici;
- la difficoltà nell'inserire il diagramma momento-curvatura, sensibile al variare dell'azione assiale ed al degrado dovuto ad azioni cicliche;
- la difficoltà nel predire una lunghezza di cerniera plastica equivalente tale per cui il prodotto di tale lunghezza per la curvatura fornisca la rotazione realistica dell'elemento.

7.5 Modellazione delle cerniere plastiche della muratura

Le cerniere plastiche definite dal codice di calcolo SAP2000 fanno riferimento alla normativa FEMA 356 *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Gli elementi *hinge* (cerniera) a taglio (rispetto all'asse 1 o all'asse 2) presenti nella libreria della versione 16 attuale del programma di calcolo non permettono di considerare l'effetto della variazione di resistenza a taglio in funzione dello sforzo normale agente: tale requisito per le murature è di fondamentale importanza e non può essere trascurato.

Per ovviare a questo problema, sono state assegnate ai maschi murari delle cerniere di tipo P-M2 o P-M3, intendendo una correlazione fra sforzo normale (P) e momento flettente nel piano di giacitura dell'elemento (a seconda dell'orientamento di questo). Per le fasce murarie sono state definite cerniere di tipo M2, ipotizzando un comportamento flessionale indipendente dallo sforzo normale agente su di esse, peraltro trascurabile; analogamente, per quanto riguarda i cordoli in cemento

armato, sono state assegnate cerniere a momento flettente, essendo elementi di tipo *beam* posizionati in corrispondenza degli orizzontamenti.

Tuttavia, dovendo utilizzare cerniere a momento sia per i maschi che per le fasce, si è reso necessario riportare il dominio V-N sul piano M-N per poter tenere conto delle crisi per taglio. Ciò è stato fatto mediante la seguente equazione:

$$V \cdot L_v = M$$

in cui L_v è la luce di taglio che è stata ipotizzata pari a $h/2$ in virtù dell'ipotesi di solai infinitamente rigidi, dalla quale deriva un comportamento sotto azioni sismiche di tipo *shear-type*.

7.5.1 Cerniere dei maschi murari

Per i maschi murari, i dati di *input* per la definizione delle cerniere P-M2 o P-M3 da inserire nel programma sono:

- dominio di rottura (M-N)
- legame momento rotazione (M- φ)

Per il calcolo del dominio di rottura, in analogia con quanto previsto dal metodo SAM e dalla normativa, sono state considerate le seguenti modalità di crisi:

$$M_u = \frac{\left[\mu \frac{N}{FC} + 1,5 \cdot \frac{f_{vk0}}{FC} \cdot l \cdot t \right]}{1 + 3 \frac{f_{vk0}}{FC} \cdot \frac{t \cdot h}{N}} \cdot L_v$$

in cui:

$$c = \frac{f_{vk0}}{FC}, \quad \sigma_0 = \frac{N}{l \cdot t \cdot FC}$$

$$M_u = \frac{\sigma_0 \cdot t \cdot l^2}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{\kappa f_{cu}} \right)$$

$$M_u = \frac{1,5 \cdot \frac{\tau_{0d}}{FC} \cdot l \cdot t}{\beta} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0 \cdot FC}{1,5 \tau_{0d}}} \cdot L_v = \frac{f_{td} \cdot l \cdot t}{\beta} \sqrt{1 + \sigma_0 \cdot \frac{FC}{f_{td}}} \cdot L_v$$

dove i significati delle variabili contenute sono già state riportate al §4.3. Riportando su uno stesso grafico le tre relazioni di cui sopra per ciascun maschio murario è possibile ottenere una curva di involucro che rappresenti il dominio di rottura in

funzione dello sforzo normale. Si riporta a titolo d'esempio la curva di involuppo del maschio X03 di dimensioni $l=135$ cm, $H_{eff}=186,6$ cm $t=28$ cm (v. figura 7.3)

La curva ottenuta viene successivamente discretizzata in una serie di punti (normalmente sono stati usati 11 punti per ciascuna curva) che possano essere interpretati dal programma di calcolo come un dominio di resistenza (v. figura 7.4).

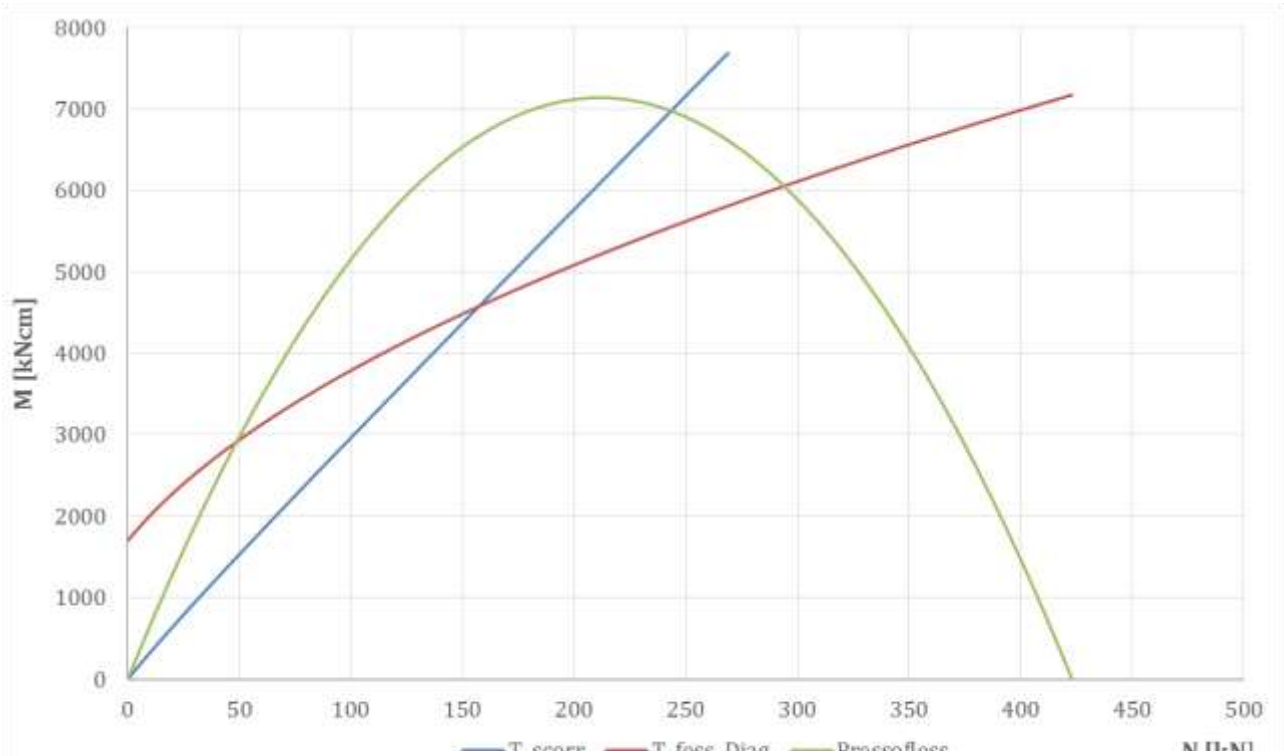


Figura 7.3 Dominio elastico N-M della cerniera plastica del maschio murario X03

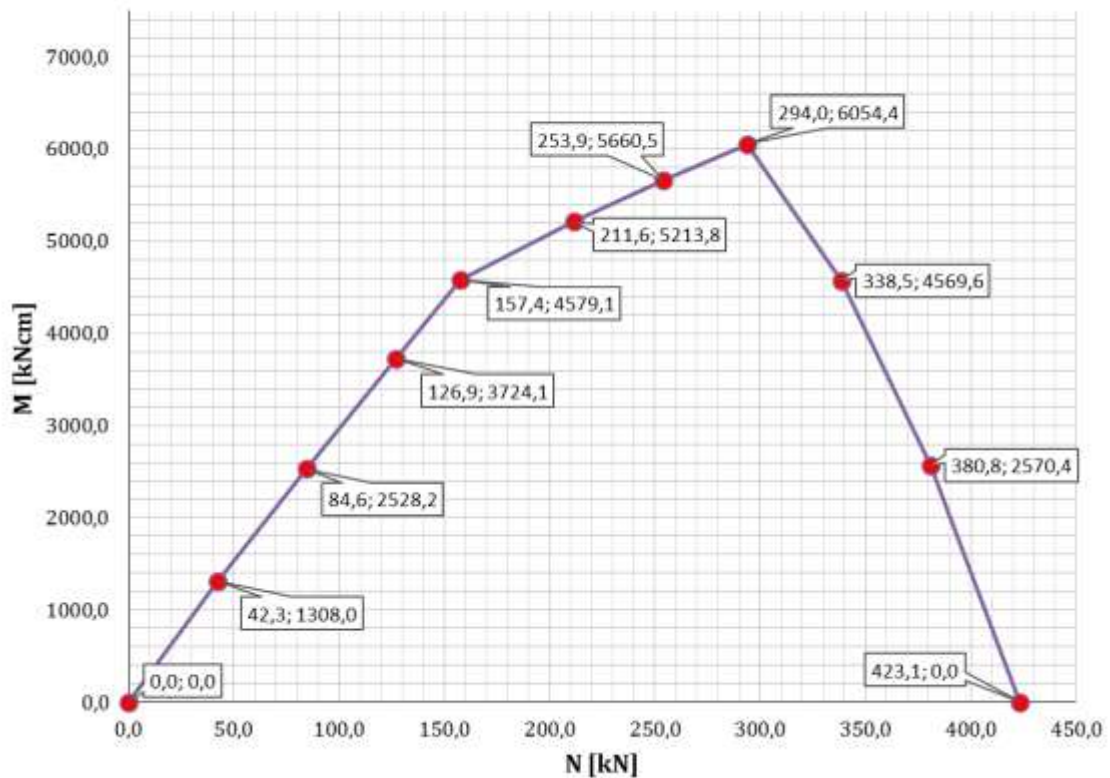


Figura 7.4 Discretizzazione del dominio di resistenza del maschio murario X03 in 11 punti significativi

Nella definizione del legame momento-rotazione ($M-\varphi$), è stato assegnato un legame di tipo elasto-plastico, così come già illustrato al §4.3 con rigidità elastica iniziale calcolata automaticamente dal programma di calcolo in base alle dimensioni geometriche ed ai moduli elastici del pannello; per i valori limite di deformazione del ramo plastico, in funzione del tipo di rottura, sono stati utilizzati i valori riportati nel capitolo 7 delle NTC08 e riportati qui nella tabella 7.1.

	d	e	c
Taglio	4 ‰ H_{eff}	6 ‰ H_{eff}	0,25 V_u
Pressoflessione	6 ‰ H_{eff}	8 ‰ H_{eff}	0,25 M_u

TABELLA 7.1 Definizione del legame momento-rotazione dei maschi murari per edifici esistenti

Nelle figure seguenti si riportano un diagramma esempio di legame momento-rotazione con la rappresentazione dei punti della figura 7.4 ed il diagramma corrispondente al maschio murario X03 e inserito nel programma di calcolo ai fini della verifica.

Il programma dà la possibilità di definire n valori di sforzo normale diversi in funzione del tipo di rottura (e quindi del legame momento-rotazione) a cui è soggetto l'elemento. Nel caso specifico, una volta trovato il valore N^* che discrimina il passaggio da un tipo di rottura ad un'altra, è stato necessario definire due valori N_1 e N_2 , nell'intorno di N^* e tali che $N_1 < N^* < N_2$, affinché il programma potesse considerare:

- per valori $N < N_1$, una crisi per taglio dell'elemento;
- per valori $N > N_2$, una crisi per pressoflessione dell'elemento.

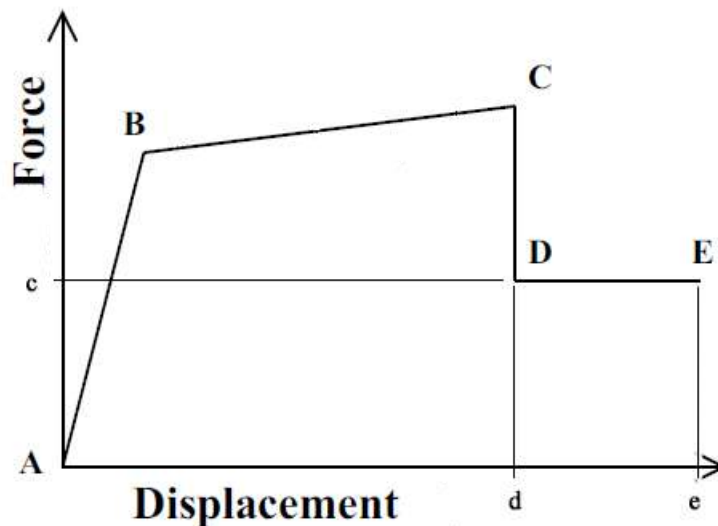


Figura 7.5 Definizione del legame momento-rotazione ($M-\varphi$) generico per Sap2000

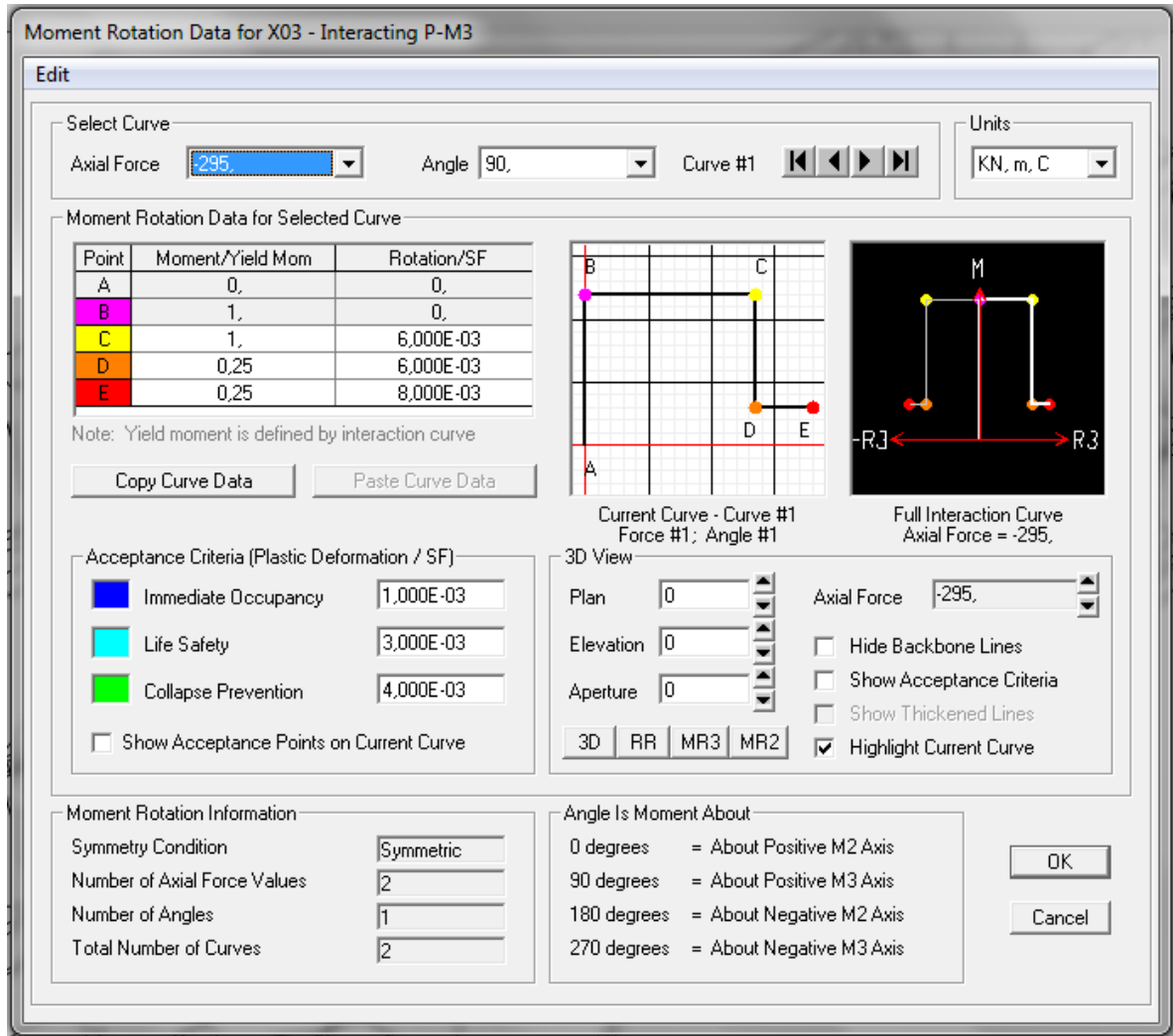


Figura 7.6 Definizione del legame momento-rotazione ($M-\varphi$) del maschio X03

7.5.2 Cerniere delle fasce murarie

Per le fasce di piano, i dati di *input* per la definizione delle cerniere plastiche da inserire nel programma sono:

- resistenza a taglio (V_u)
- legame momento-rotazione ($M-\varphi$)

La resistenza a taglio equivale al minimo valore ottenuto dalle seguenti modalità di rottura:

- rottura per pressoflessione: l'espressione (7.8.5) del momento resistente di cui al D.M. 14/01/2008 è già stata introdotta al §4.3.2.1; la resistenza a taglio associata a tale meccanismo può essere calcolata come:

$$V_p = 2 M_u / l$$

in cui l è la luce libera della trave in muratura.

- rottura per taglio puro:

$$V_t = h t f_{vd0}$$

dove h e t sono rispettivamente l'altezza e lo spessore della sezione della trave, $f_{vd0} = f_{vm0} / FC$ è la resistenza a taglio di progetto in assenza di compressione.

Per quanto riguarda il legame momento-rotazione, il modello di riferimento è sempre quello riportato in figura 7.5 in cui al punto B segue un andamento fragile con diminuzione del valore del taglio resistente ad un valore pari al 25% di V_u , senza limite in deformazione. Tale scelta è giustificata dal fatto che, in questo modo, si mantiene comunque un valore minimo di taglio residuo nelle fasce fessurate, che garantisce quindi un minimo di accoppiamento fra i montanti murari. Esistono evidenze sperimentali che mostrano come, in edifici a tre piani fuori terra, il comportamento post-elastico delle fasce possa influenzare notevolmente la risposta sismica dell'edificio, ed un comportamento elasto-fragile delle stesse si avvicini maggiormente ai risultati ottenuti tramite analisi ad elementi finiti.

FASCIA	GEOMETRIA FASCIA			CORDOLO IN CEMENTO ARMATO			
	Larghezza l [cm]	Spessore t [cm]	Altezza h [cm]	B [cm]	H [cm]	As,tot [cm ²]	Ac [cm ²]
F90	100	28	90	33	20	6,16	699,11
F55	100	28	55	20	20	6,16	439,11
F70	100	28	70	25	35	6,16	914,11
F156	160	28	156	20	20	6,16	439,11
F35	96	36	35	33	20	6,16	699,11
F24	96	36	24	33	20	6,16	699,11
F95	85	28	95	20	20	6,16	439,11
F10	75	36	10	33	20	6,16	699,11
F110	85	28	110	25	35	6,16	914,11
F105	85	28	105	20	20	6,16	439,11
F25	80	36	25	33	20	6,16	699,11

N [kN]	$0,4 f_{hd} t h$ [kN]	ROTTURA PER PRESSOFLESSIONE			ROTTURA PER TAGLIO PURO		
		H_p [kN]	M_u [kNm]	V_p [kN]	V_t [kN]		
178,84	88,35	88,35	21,049	42,098	21,84	F90	
112,33	53,99	53,99	7,861	15,722	13,35	F55	
233,84	68,72	68,72	12,733	25,467	16,99	F70	
112,33	153,15	112,33	57,375	71,719	37,86	F156	
178,84	44,18	44,18	4,093	8,527	10,92	F35	
178,84	30,29	30,29	1,925	4,009	7,49	F24	
112,33	93,26	93,26	23,453	55,183	23,05	F95	
178,84	12,62	12,62	0,334	0,891	3,12	F10	
233,84	107,99	107,99	31,444	73,985	26,69	F110	
112,33	103,08	103,08	28,650	67,412	25,48	F105	
178,84	31,56	31,56	2,088	5,221	7,80	F25	

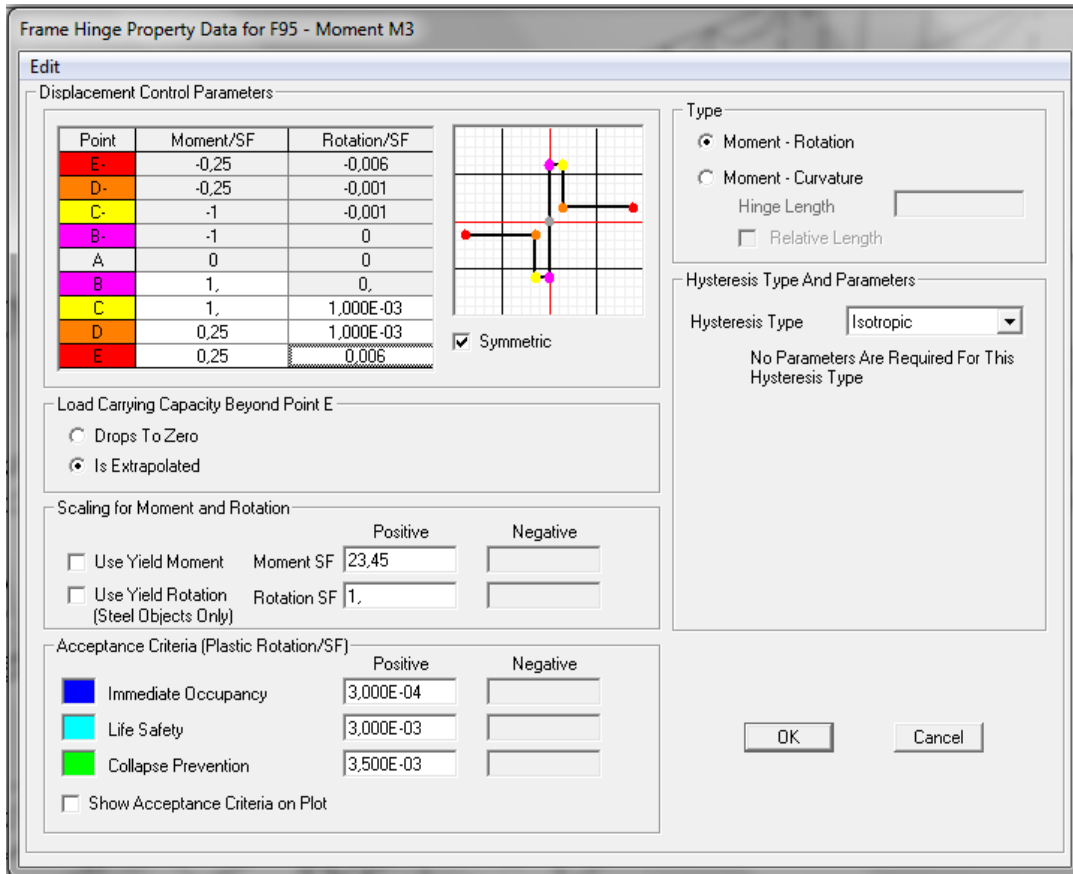


Figura 7.7 Definizione del legame momento-rotazione (M-φ) della fascia F95

7.6 Analisi pushover applicate al caso di studio

Nel seguente paragrafo si illustrano le procedure applicate per l'analisi pushover della struttura in esame e le ipotesi di base adottate. L'analisi è stata condotta con il software di calcolo Sap2000 ed in allegato si riportano i file di output ottenuti dal programma.

L'analisi è stata effettuata basandosi sul modello tridimensionale a macroelementi già utilizzato per le analisi precedenti. All'interno del modello sono state implementate le definizioni per le cerniere plastiche ed i domini di resistenza di tutti gli elementi in muratura, calcolati considerando le caratteristiche dei materiali ed i coefficienti riportati in tabella 7.2.

w	16	peso specifico medio della muratura	(kN)
f_m	240	Resistenza media a compressione della muratura	(N/cm ²)
f_d	177,8	Resistenza di progetto a compressione della muratura	(N/cm ²)
τ_0	6,0	Resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali	(N/cm ²)
f_{vko}	4,2	Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali	(N/cm ²)
f_{td}	9,0	Resistenza di calcolo a trazione per fessurazione diagonale	(N/cm ²)
E	1500	Modulo medio di elasticità normale	(N/mm ²)
G	500	Modulo medio di elasticità tangenziale	(N/mm ²)
γ_M	3	Coefficiente parziale di sicurezza	
μ	0,4	Valore di $\tan\phi$ indicato nel D.M. per le murature	
FC	1,35	Valore del fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza LC1	
α_{med}	0,7	Coefficiente riduttivo del valore caratteristico	

TABELLA 7.2. Valori della muratura impiegati per le verifiche statiche non lineari

Data la forma rettangolare del fabbricato e la sua particolare simmetria è stato possibile considerare come uniche direzioni per l'analisi pushover le direzioni principali x e y, lungo le quali si ha la maggiore eccitazione di massa, come si può vedere dai risultati dell'analisi modale che sono stati riportati nella tabella 6.7. A differenza del modello utilizzato per l'analisi dinamica lineare, però, i maschi murari sono stati svincolati fuori dal loro piano, in modo da consentirne il funzionamento come bielle e quindi trascurare il contributo offerto dalla loro rigidità.

Per ciascuna direzione principale e per ciascun verso (positivo e negativo) della forzante sismica, sono state considerate le seguenti distribuzioni di forze d'inerzia, fra quelle possibili indicate dalla normativa NTC2008 al §7.3.4.1:

- *Gruppo 1 – distribuzione principale*: una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare;
- *Gruppo 2 – distribuzione secondaria*: una distribuzione di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione.

Per l'applicabilità delle precedenti distribuzioni è possibile trascurare il vincolo minimo di partecipazione di massa del 75%, in accordo con quanto espresso al §C.7.8.1.4 della Circolare 617/09 per edifici esistenti in muratura.

In conclusione, le distribuzioni di forze di inerzia adottate sono le seguenti:

PUSH MODE SHAPE 1+: gruppo 1, direzione Y, verso positivo

PUSH MODE SHAPE 1-: gruppo 1, direzione Y, verso negativo

PUSH MODE SHAPE 2+: gruppo 1, direzione X, verso positivo

PUSH MODE SHAPE 2-: gruppo 1, direzione X, verso negativo

PUSH UNIF. ACC. X+: gruppo 2, direzione X, verso positivo

PUSH UNIF. ACC. X-: gruppo 2, direzione X, verso negativo

PUSH UNIF. ACC. Y+: gruppo 2, direzione Y, verso positivo

PUSH UNIF. ACC. Y-: gruppo 2, direzione Y, verso negativo

7.7 Verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le curve di pushover che vengono riportate di seguito fanno riferimento alle distribuzioni di carico sopra citate: la capacità di spostamento del sistema è stata individuata per ciascuna di esse come il punto corrispondente alla rottura del primo elemento murario resistente. Si può così notare che, sebbene le curve manifestino spesso un andamento ancora crescente dopo il punto d_u^* ¹⁰, si è preferito arrestare la verifica in corrispondenza di esso, e non in corrispondenza del punto per il quale si registra una caduta di resistenza del 15%, come specificato dalla normativa per le verifiche allo stato limite ultimo. Tale scelta è stata fatta, a vantaggio di sicurezza, per

¹⁰ Spostamento corrispondente alla rottura del primo elemento murario resistente.

evitare di ottenere che tutte le curve risultassero verificate per il tempo di ritorno richiesto; un'altra considerazione da fare, legata a questa scelta, risiede nella bontà stessa della curva estrapolata dal software di calcolo, la quale non ha quasi mai registrato cadute di resistenza.

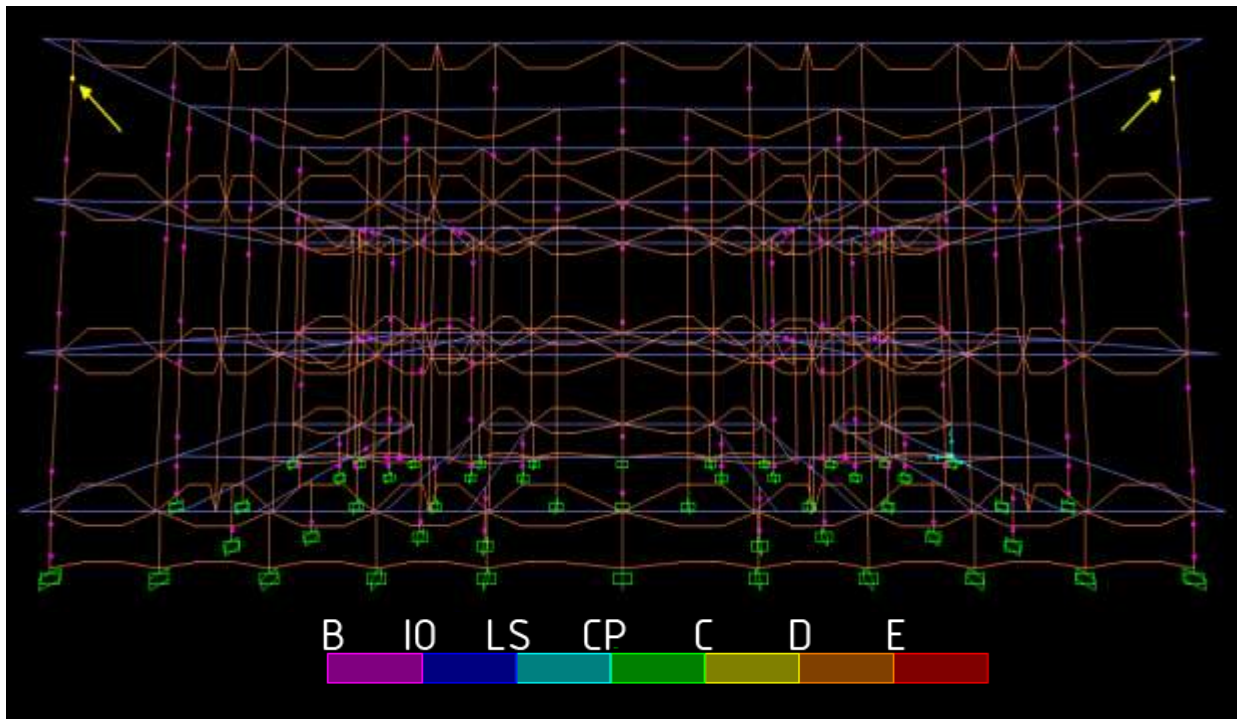
Al §9.4 verranno confrontati i risultati dei tempi di ritorno minimi che verificano la struttura per diversi tipi di modello: a scopo di indagine, infatti, sono state effettuate più volte le stesse analisi pushover su modelli della struttura che presentavano una definizione della rigidità differente per i tratti infinitamente rigidi del materiale muratura. In particolare, sono stati considerati tre tipi di modello:

- MODEL A: un modello con rigidità definita attraverso l'uso di *end-length offsets* (cfr. §.4.4) del programma Sap2000;
- MODEL B: un modello con rigidità ottenuta mediante la creazione di un materiale isotropo con modulo di elasticità $E=1,5 \times 10^9 \text{ kN/m}^2$
- MODEL C: un modello con rigidità ottenuta mediante la creazione di un materiale ortotropo che presentasse un modulo di elasticità $E=1,5 \times 10^9 \text{ kN/m}^2$ maggiorato solo in direzione globale z;

Le curve che seguono fanno riferimento al terzo tipo di modello, in quanto ha registrato valori più cautelativi del tempo di ritorno, e pertanto è stato considerato più meritevole di attenzione.

Sotto ai diagrammi che riportano le curve di pushover nel piano (V- δ) si riportano in un unico diagramma la curva di capacità, la bilatera del sistema equivalente e lo spettro di risposta in accelerazione, nel cosiddetto diagramma *ADSR (Acceleration Displacement Spectrum Response)*: ciò è stato fatto dividendo le ordinate V^* (già divise per il fattore di partecipazione Γ) per la massa partecipante del modo di vibrare (nel caso di analisi con accelerazione uniforme si divide per la massa totale). In questo modo è possibile ricavare direttamente per via grafica lo spostamento richiesto e confrontarlo con quello disponibile.

PUSH MODE SHAPE 1+							
modo fond.	direzione considerata	massa attivata	Γ	m^* [kNs ² /m]	k^* [kN/m]	T^* [s]	q^*
1°	y	66,2%	1,377	488,5	140010	0,3709	2,51
F_y^* [kN]	d_y^* [cm]	F_{bu} [kN]	$d(F_{bu})$ [cm]	F_{bu}^* [kN]	d_{maxSLV} [cm]	d_u [cm]	T_R [anni]
813,70	0,58	1262,73	1,62	916,7	2,25	1,52	181
$d_u < d_{maxSLV}$ VERIFICA NON SODDISFATTA							



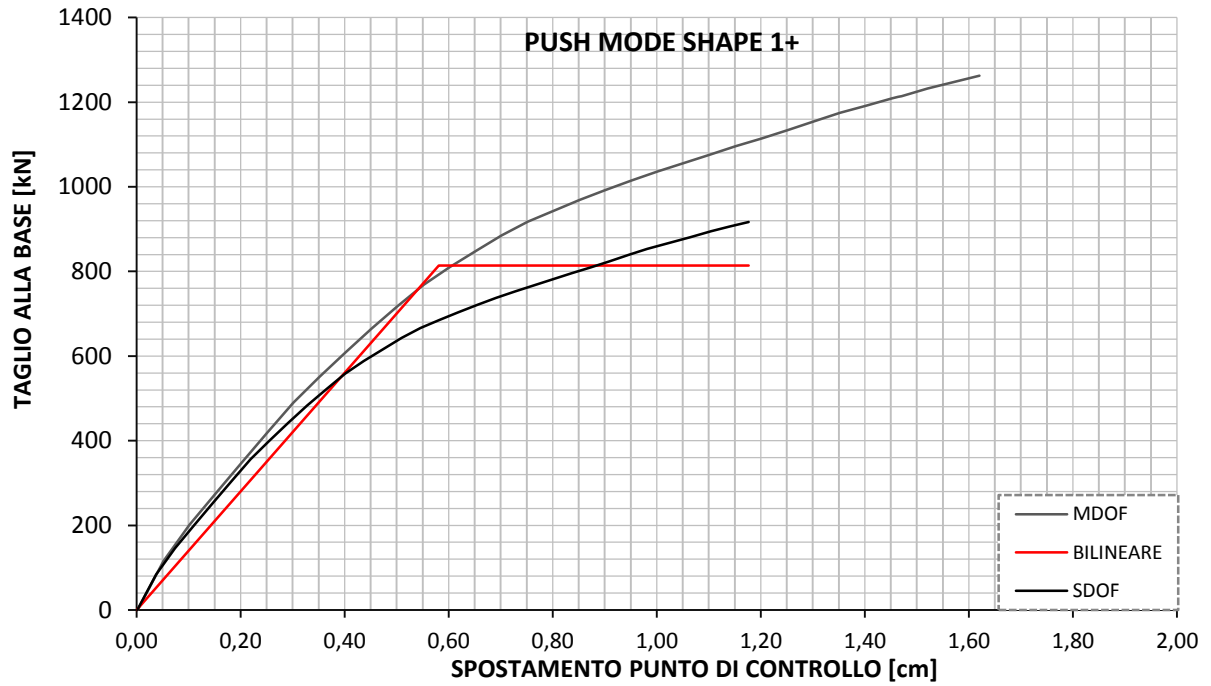


Figura 12. Curva di capacità della struttura (nera); bilatera equivalente (rosso)

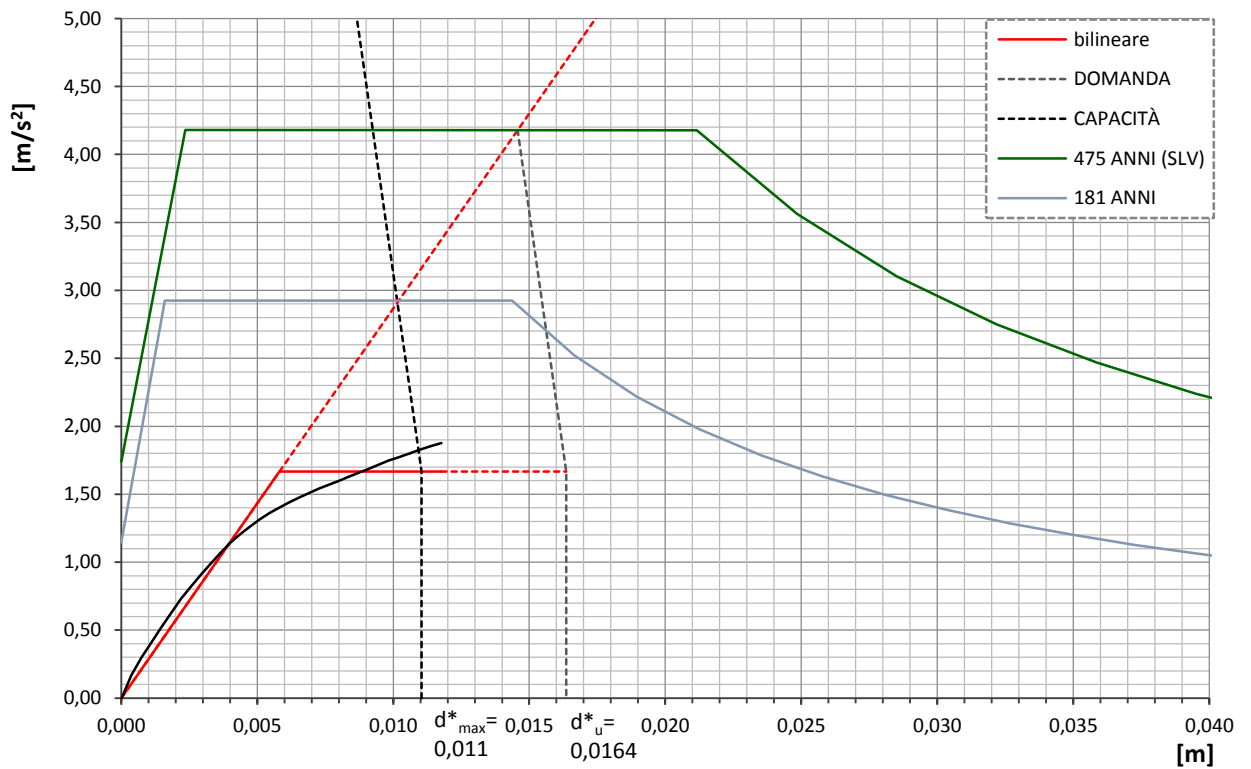
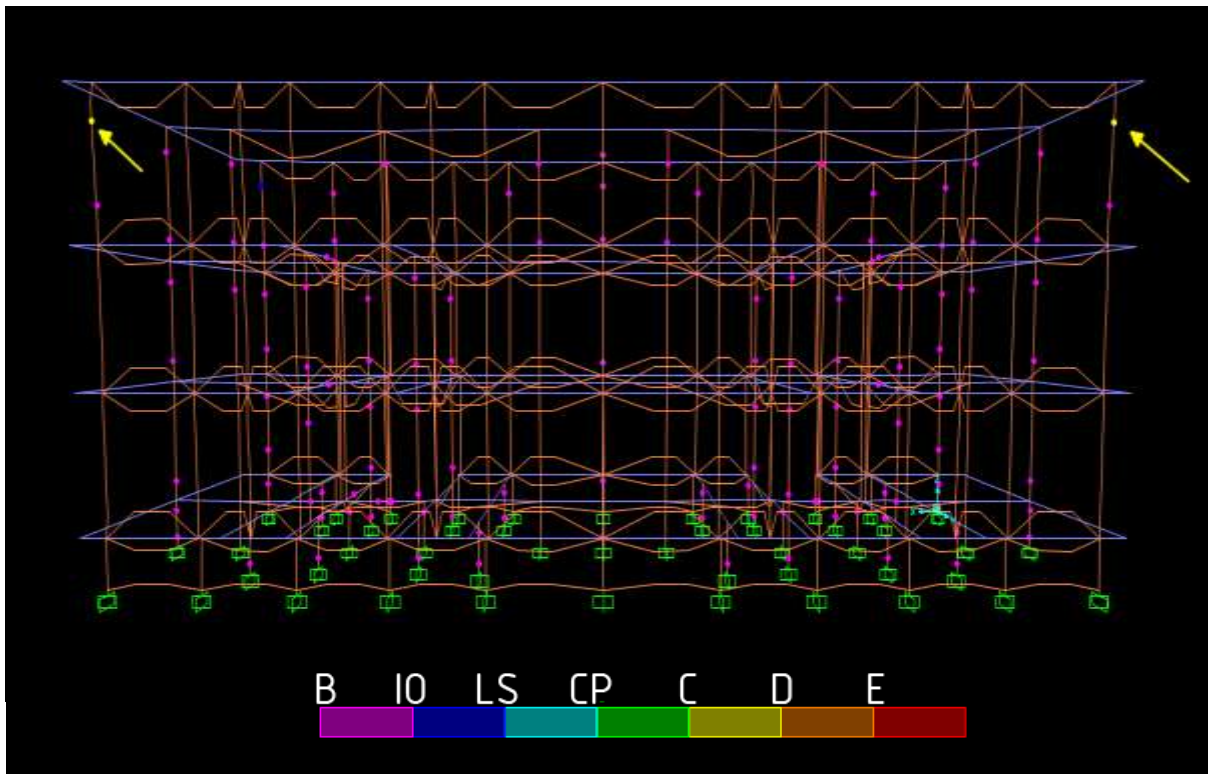


Figura 13. Ricerca del tempo di ritorno per cui la struttura è verificata

PUSH MODE SHAPE 1-							
modo fond.	direzione considerata	massa attivata	Γ	m^* [kNs ² /m]	k^* [kN/m]	T^* [s]	q^*
1°	y	66,2%	1,377	488,5	133580,6	0,3798	2,26
F_y^* [kN]	d_y^* [cm]	F_{bu} [kN]	$d(F_{bu})$ [cm]	F_{bu}^* [kN]	d_{maxSLV} [cm]	d_u [cm]	T_R [anni]
910,11	0,67	1399,58	2,05	1016,3994	2,31	1,32	117
$d_u < d_{maxSLV}$ VERIFICA NON SODDISFATTA							



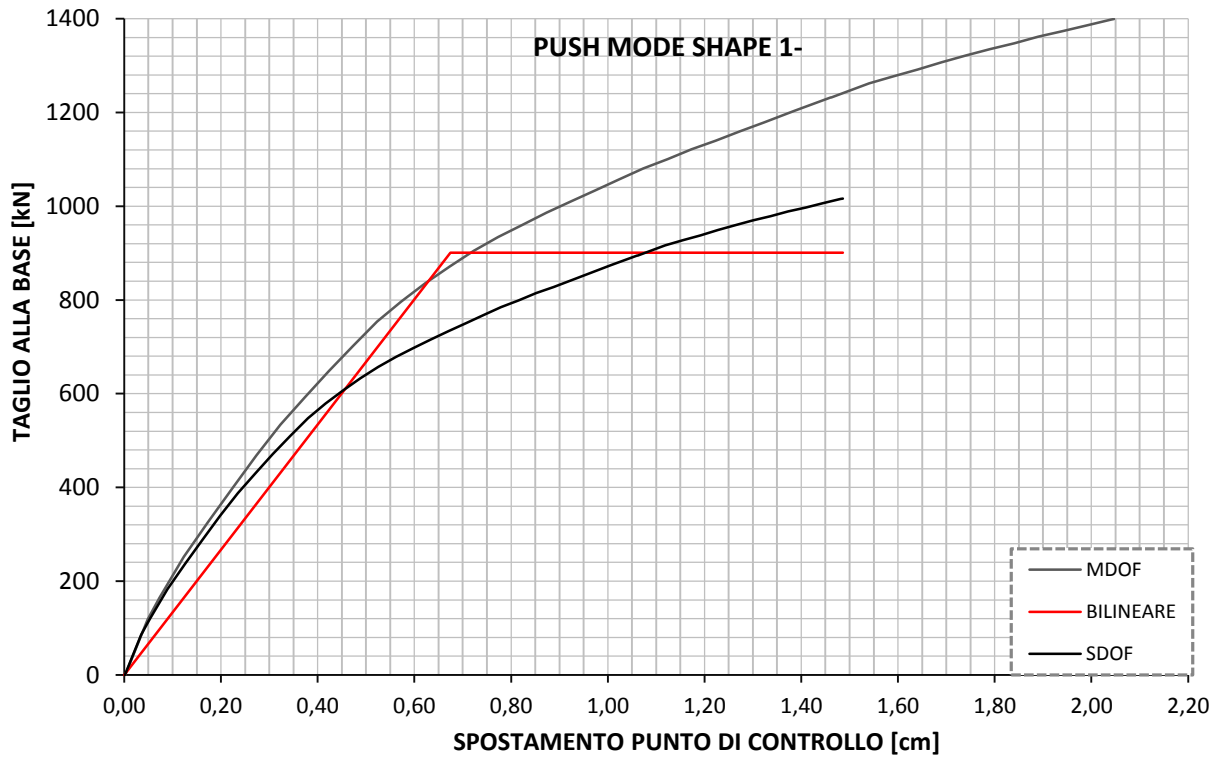


Figura 15. Curva di capacità della struttura (nera); bilatera equivalente (rosso)

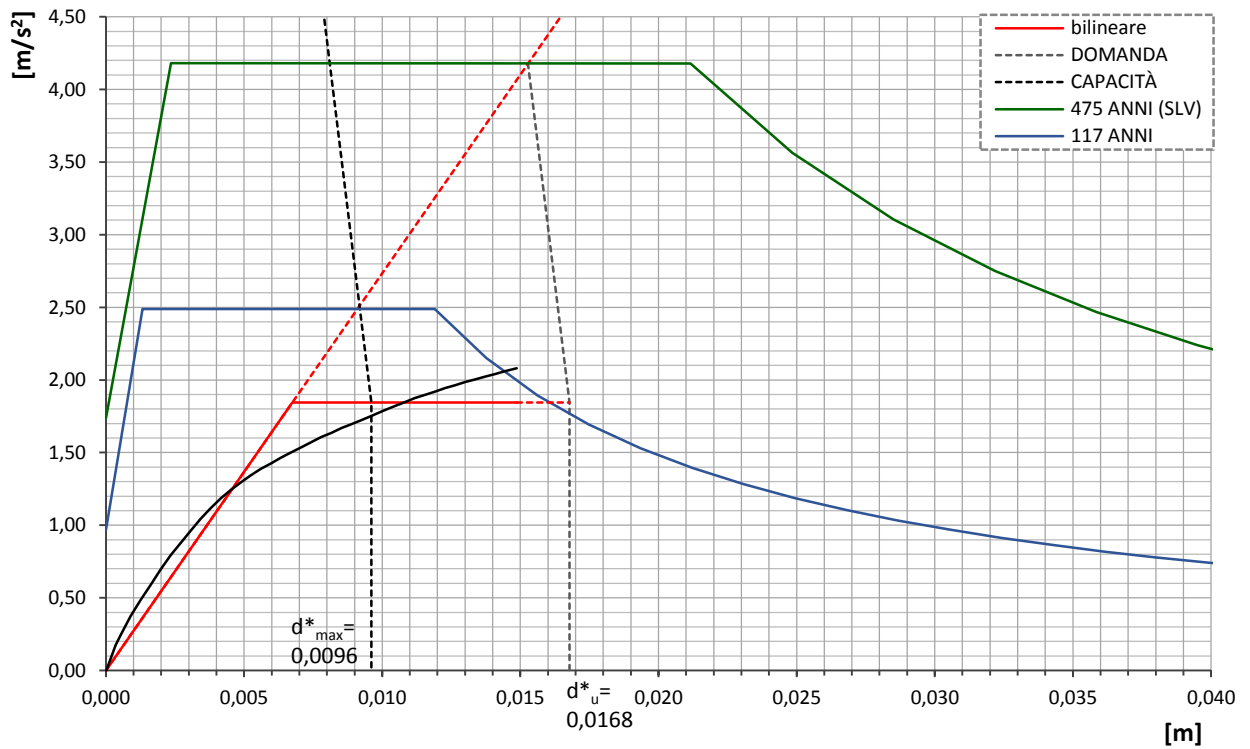
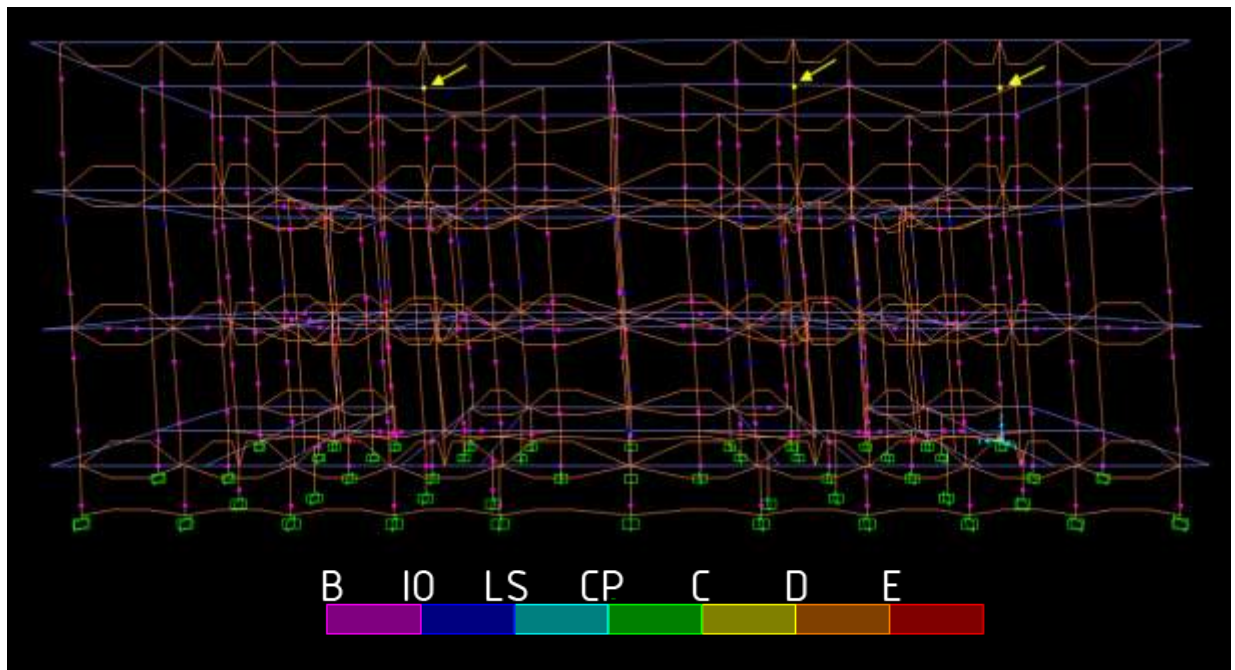


Figura 14. Ricerca del tempo di ritorno per cui la struttura è verificata

PUSH MODE SHAPE 2+							
modo fond.	direzione considerata	massa attivata	Γ	m^* [kNs ² /m]	k^* [kN/m]	T^* [s]	q^*
2°	x	70,9%	1,275	565,1	278749,5	0,2828	1,70
F_y^* [kN]	d_y^* [cm]	F_{bu} [kN]	$d(F_{bu})$ [cm]	F_{bu}^* [kN]	d_{maxSLV} [cm]	d_u [cm]	T_R [anni]
1389,538	0,50	1944,36	2,05	1524,99	1,34	1,10	317
$d_u < d_{maxSLV}$ VERIFICA NON SODDISFATTA							



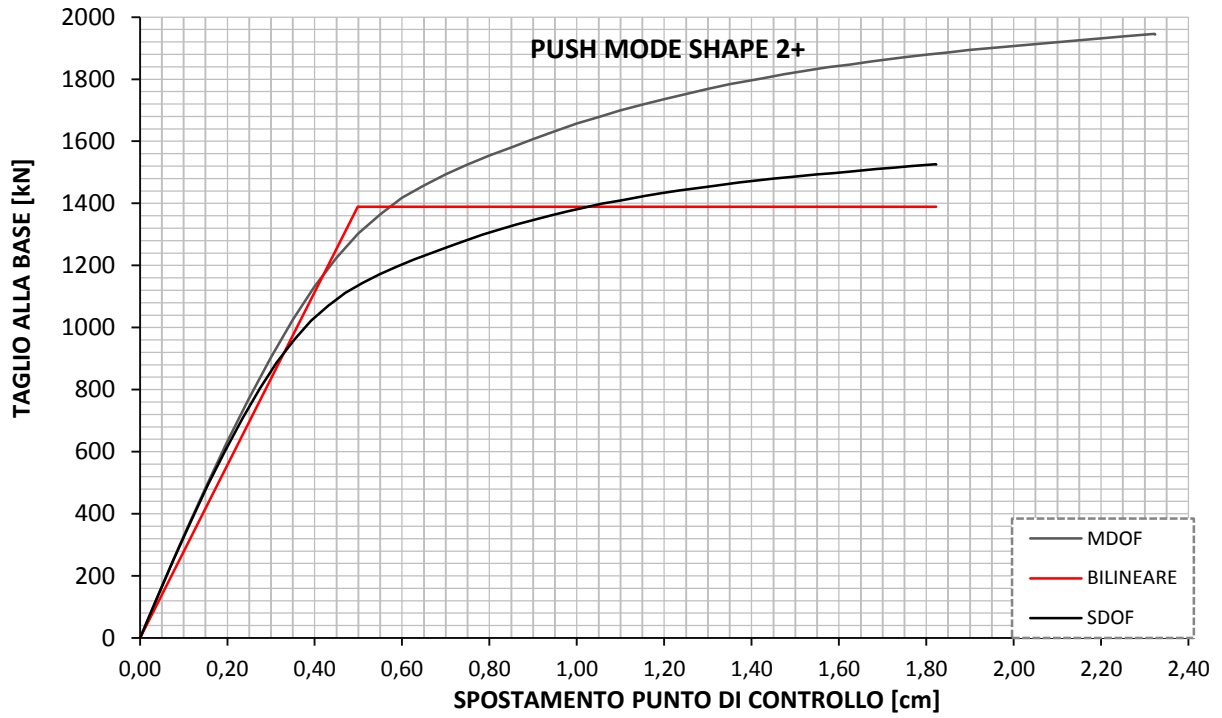


Figura 16. Curva di capacità della struttura (nera); bilatera equivalente (rosso)

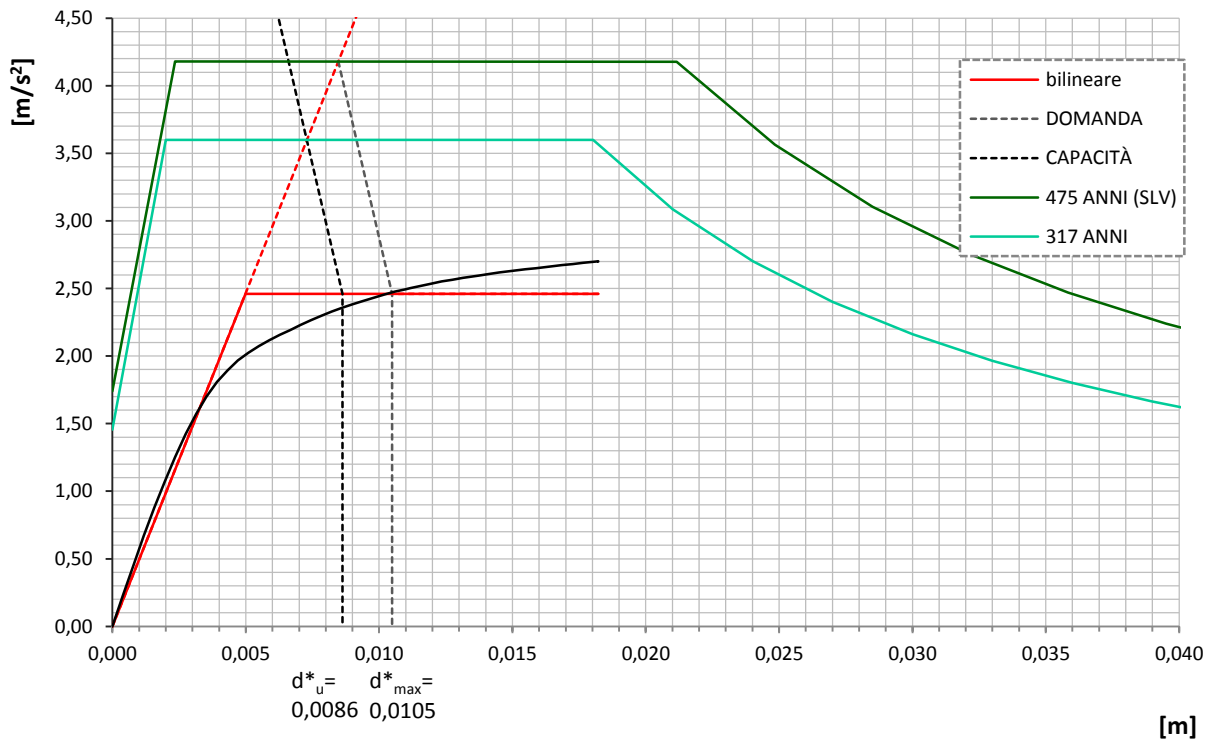
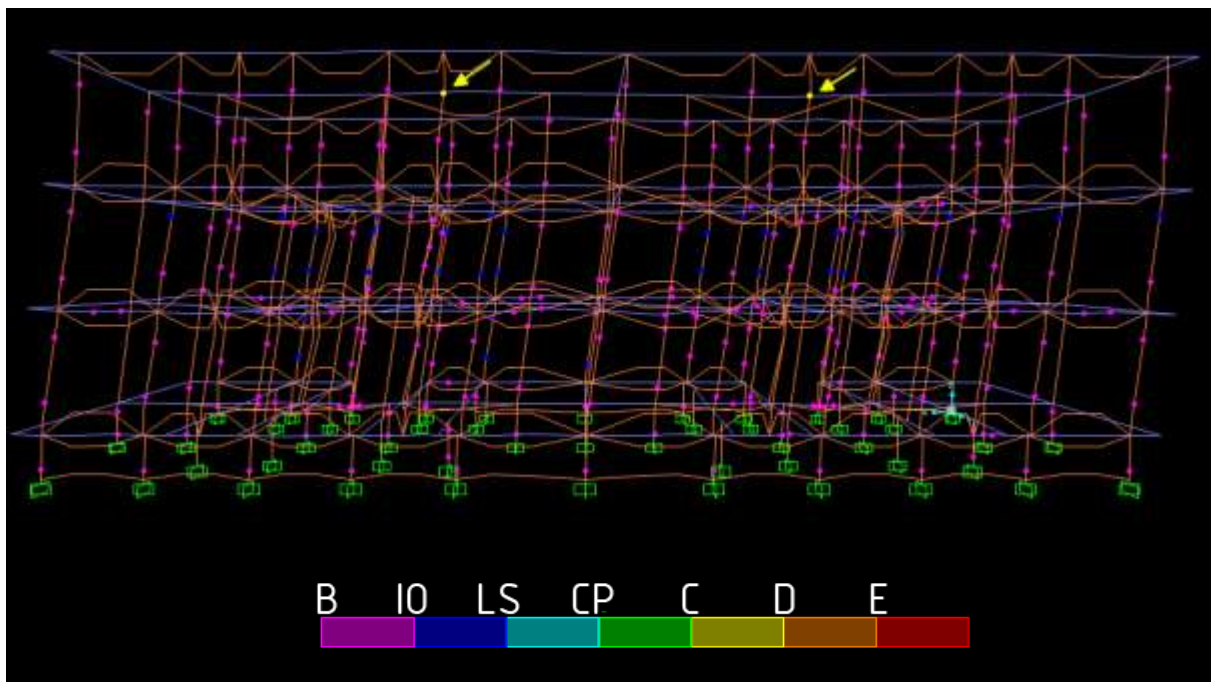


Figura 17. Ricerca del tempo di ritorno per cui la struttura è verificata

PUSH MODE SHAPE 2-							
modo fond.	direzione considerata	massa attivata	Γ	m^* [kNs ² /m]	k^* [kN/m]	T^* [s]	q^*
2°	x	70,9%	1,275	565,1	279650,8	0,2823	1,73
F_y^* [kN]	d_y^* [cm]	F_{bu} [kN]	$d(F_{bu})$ [cm]	F_{bu}^* [kN]	d_{maxSLV} [cm]	d_u [cm]	T_R [anni]
1361,42	0,49	1909,28	2,72	1497,47	1,34	1,05	287
$d_u < d_{maxSLV}$ VERIFICA NON SODDISFATTA							



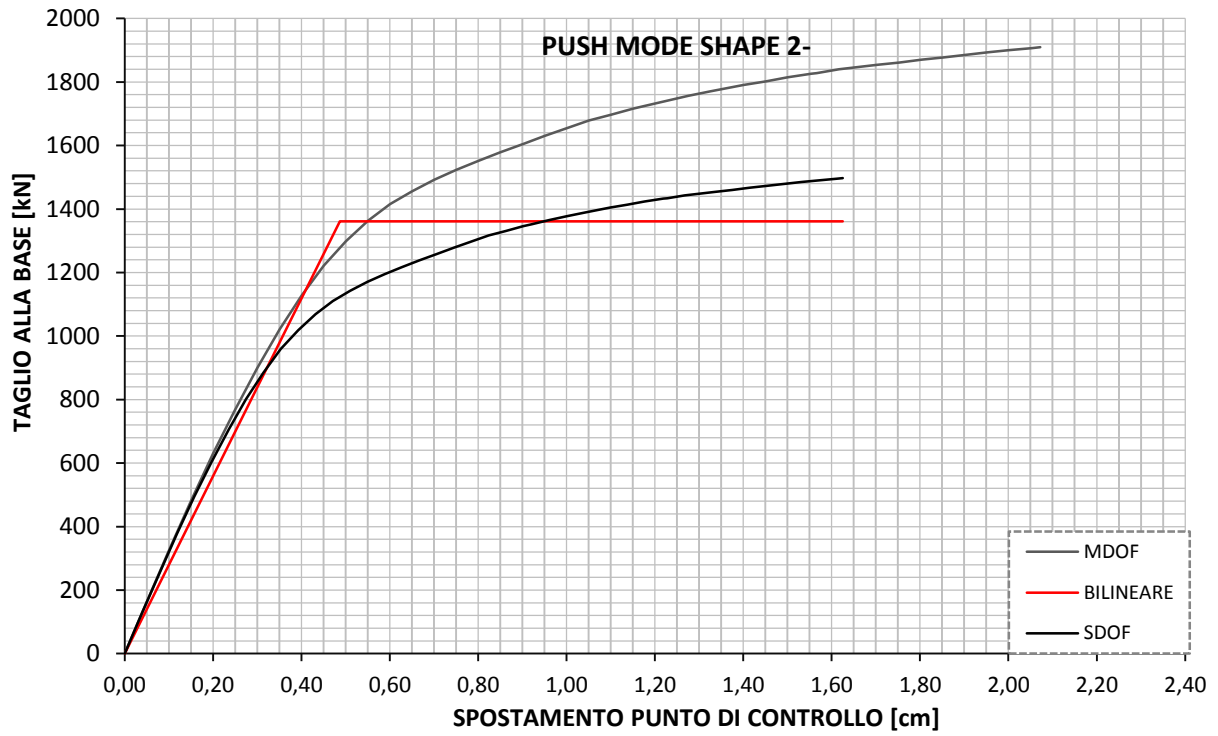


Figura 19. Curva di capacità della struttura (nera); bilatera equivalente (rosso)

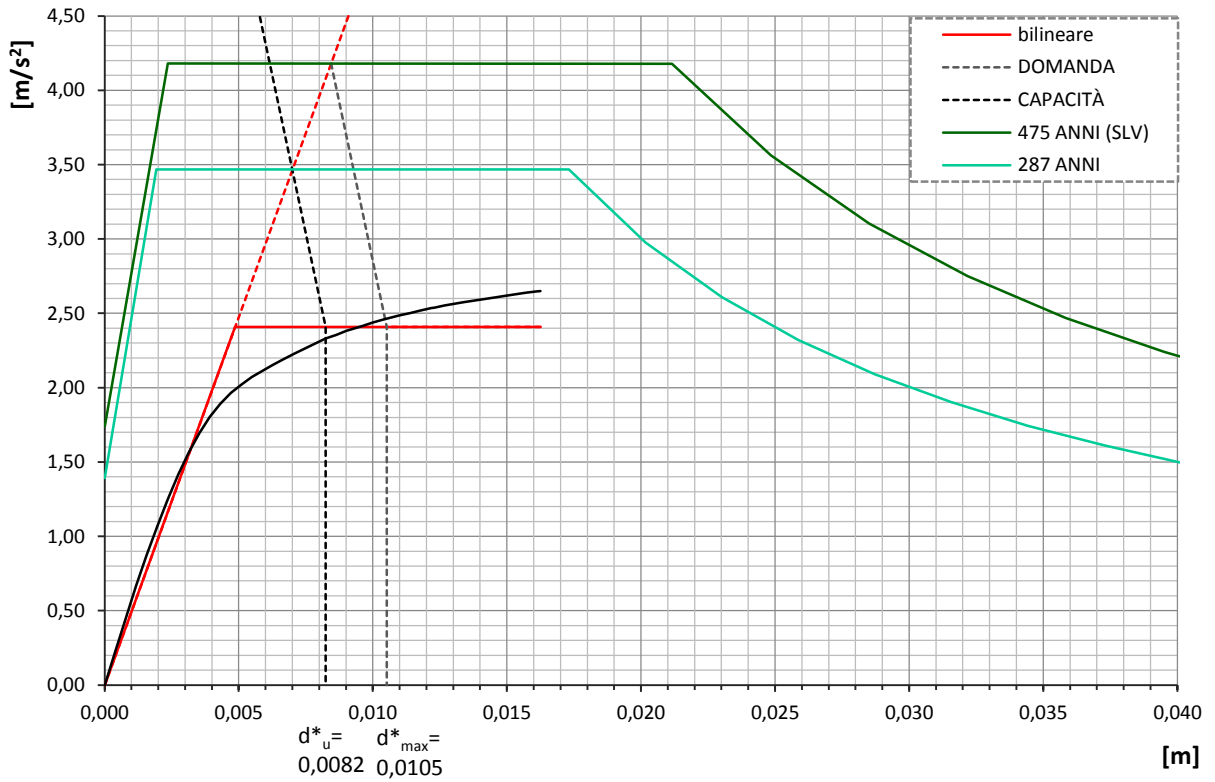
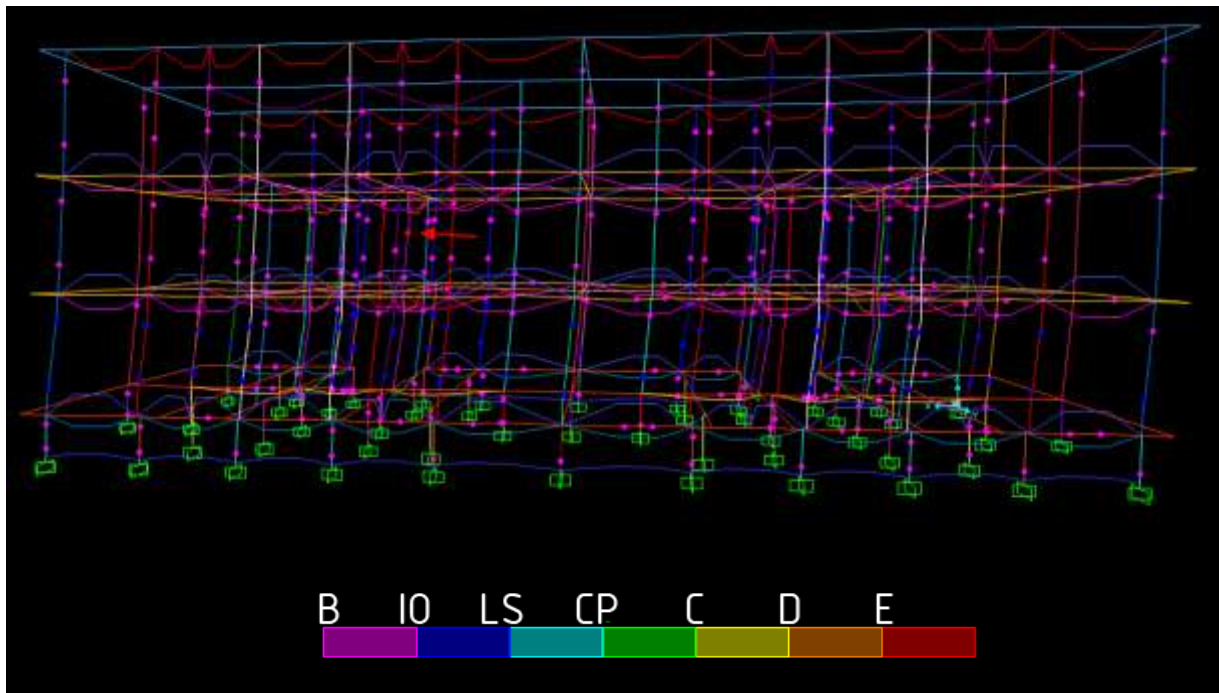


Figura 18. Ricerca del tempo di ritorno per cui la struttura è verificata

UNIF. ACC. X+						
direzione considerata	Γ	m^* [kNs ² /m]	k^* [kN/m]	T^* [s]	q^*	T_R [anni]
x	1	1044,547	712646,6	0,2404	1,58	603
F_y^* [kN]	d_y^* [cm]	F_{bu} [kN]	$d(F_{bu})$ [cm]	F_{bu}^* [kN]	d_{maxSLV} [cm]	d_u [cm]
2757,25	0,39	3061,05	1,14	3061,05	0,81	0,90
$d_u > d_{maxSLV}$ VERIFICA SODDISFATTA						



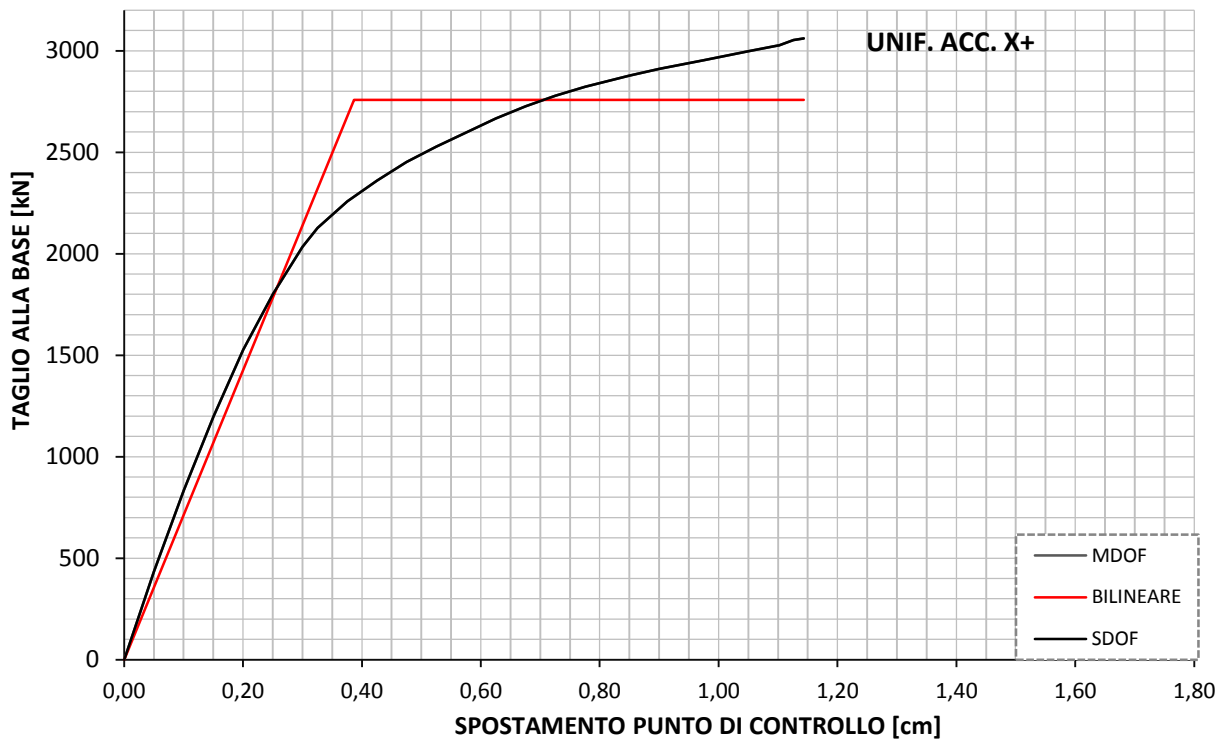


Figura 20. Curva di capacità della struttura (nera); bilatera equivalente (rosso)

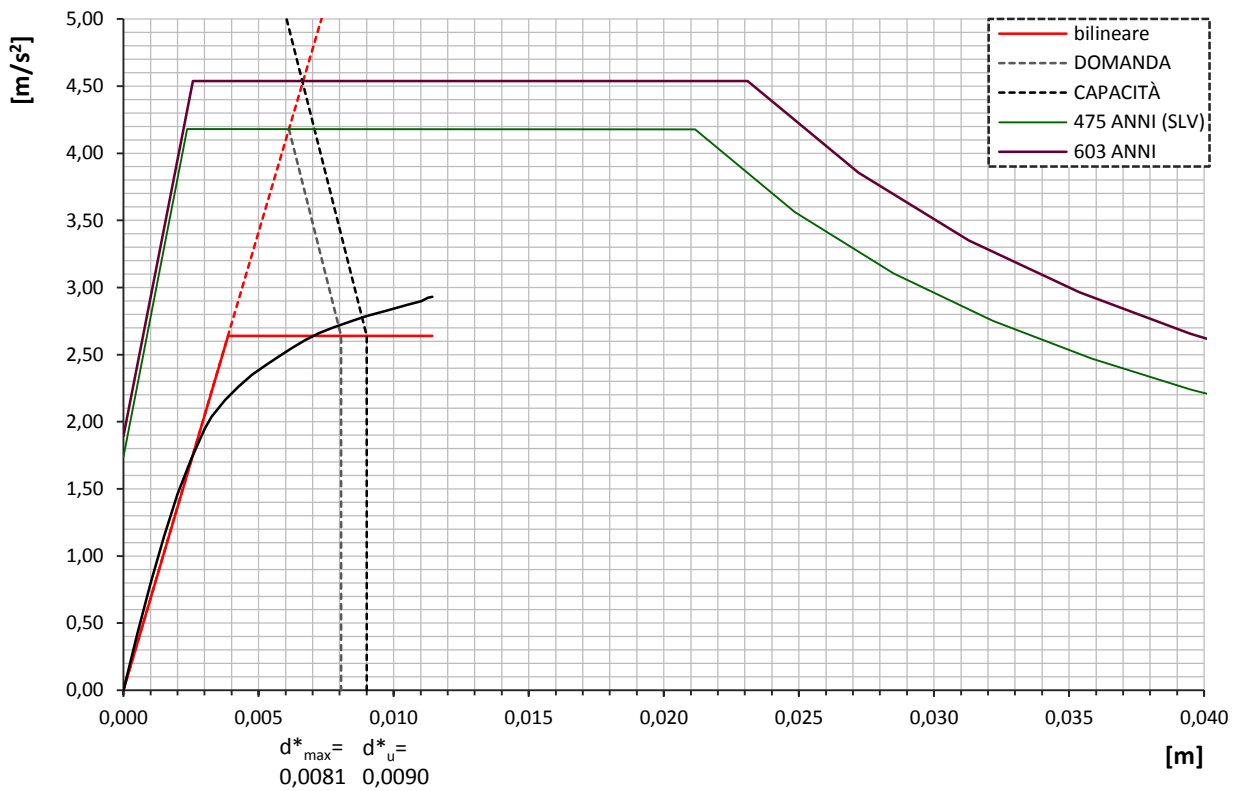
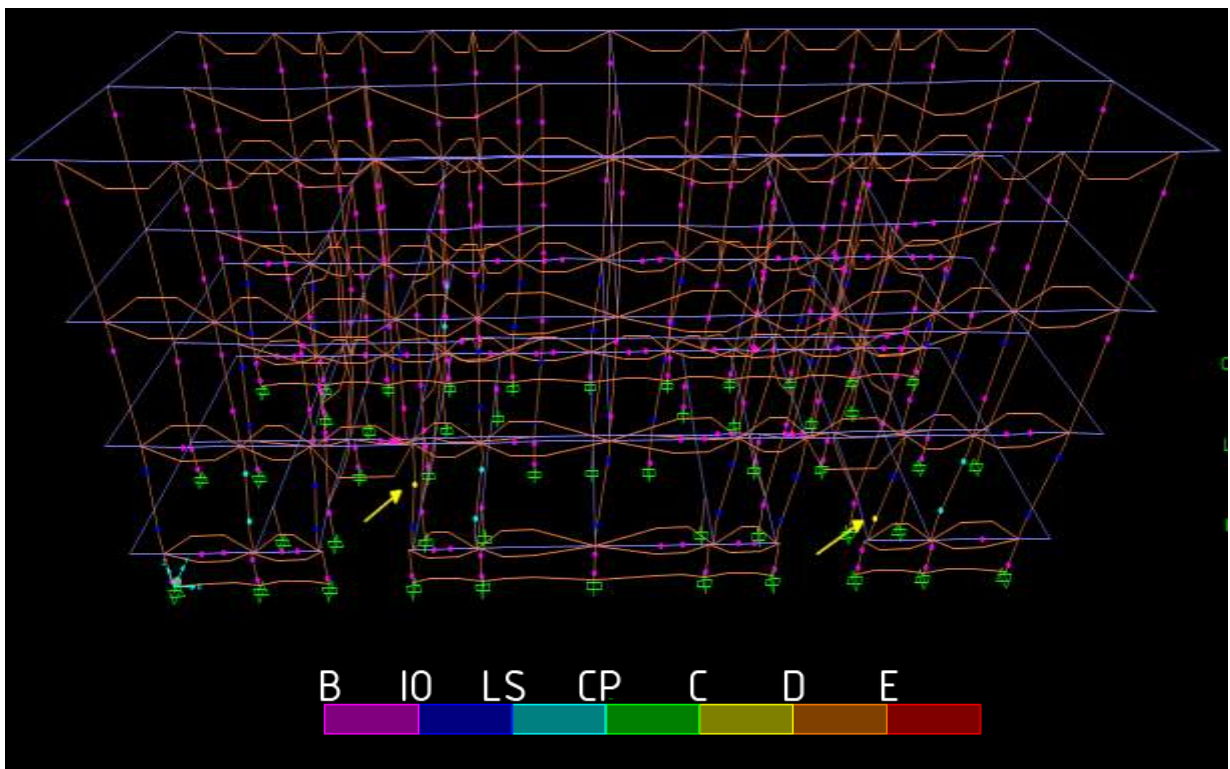


Figura 21. Ricerca del tempo di ritorno per cui la struttura è verificata

UNIF. ACC. X-						
direzione considerata	Γ	m^* [kNs ² /m]	k^* [kN/m]	T^* [s]	q^*	T_R [anni]
x	1	1044,547	463060	0,2983	1,75	607
F_y^* [kN]	d_y^* [cm]	F_{bu} [kN]	$d(F_{bu})$ [cm]	F_{bu}^* [kN]	d_{maxSLV} [cm]	d_u [cm]
2502,1	0,54	2731,16	1,84	2731,16	1,14	1,27
$d_u > d_{maxSLV}$ VERIFICA SODDISFATTA						



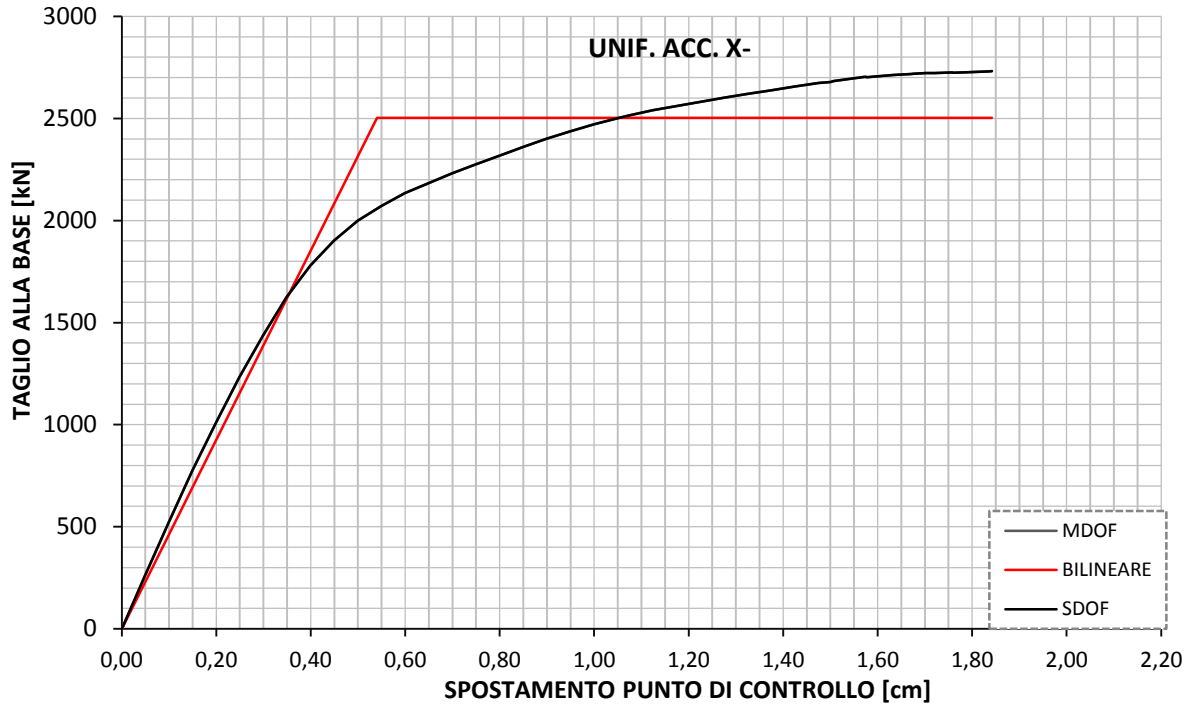


Figura 22. Curva di capacità della struttura (nera); bilatera equivalente (rosso)

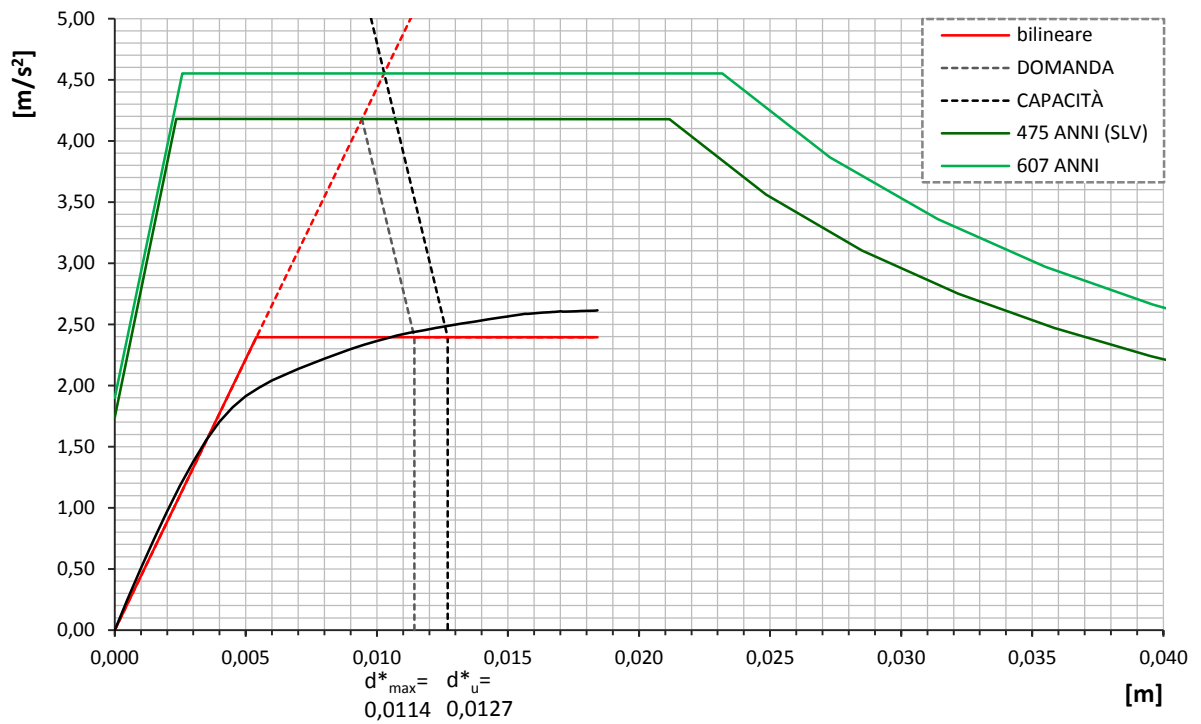
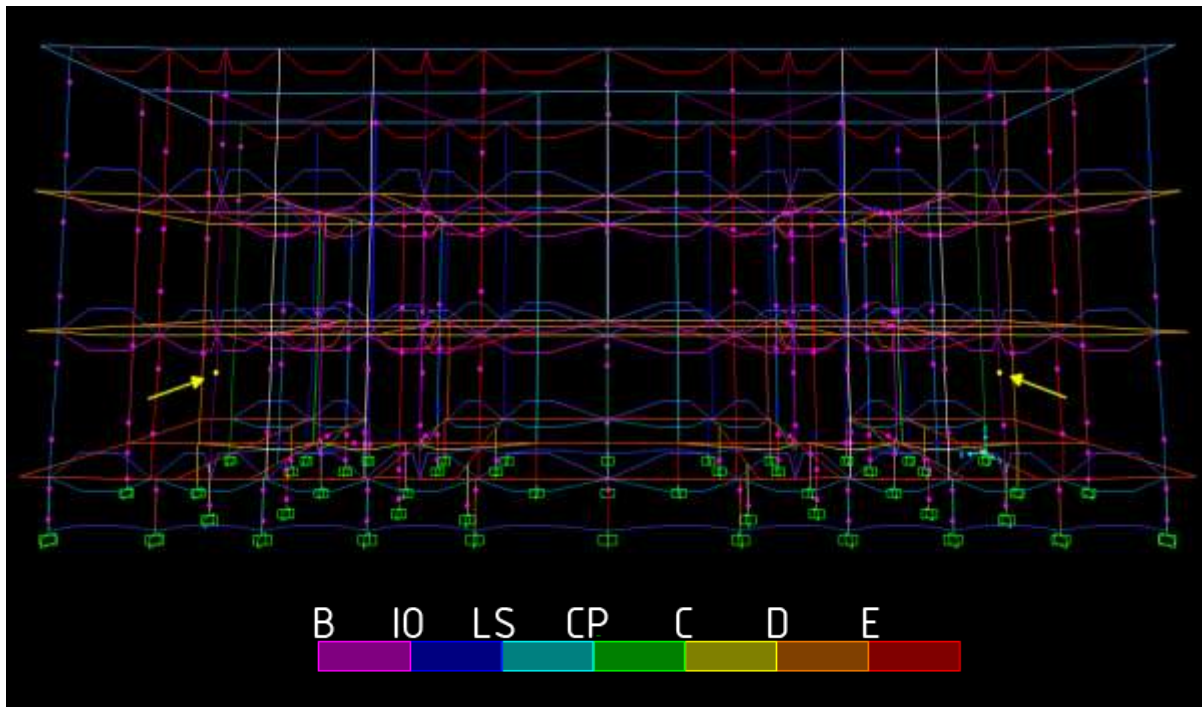


Figura 23. Ricerca del tempo di ritorno per cui la struttura è verificata

UNIF. ACC. Y+						
direzione considerata	Γ	m^* [kNs ² /m]	k^* [kN/m]	T^* [s]	q^*	T_R [anni]
y	1	1044,547	291375,9	0,376	1,89	279
F_y^* [kN]	d_y^* [cm]	F_{bu} [kN]	$d(F_{bu})$ [cm]	F_{bu}^* [kN]	d_{maxSLV} [cm]	d_u [cm]
2305,7	0,79	2536,62	1,38	2731,16	1,63	1,13
$d_u < d_{maxSLV}$ VERIFICA NON SODDISFATTA						



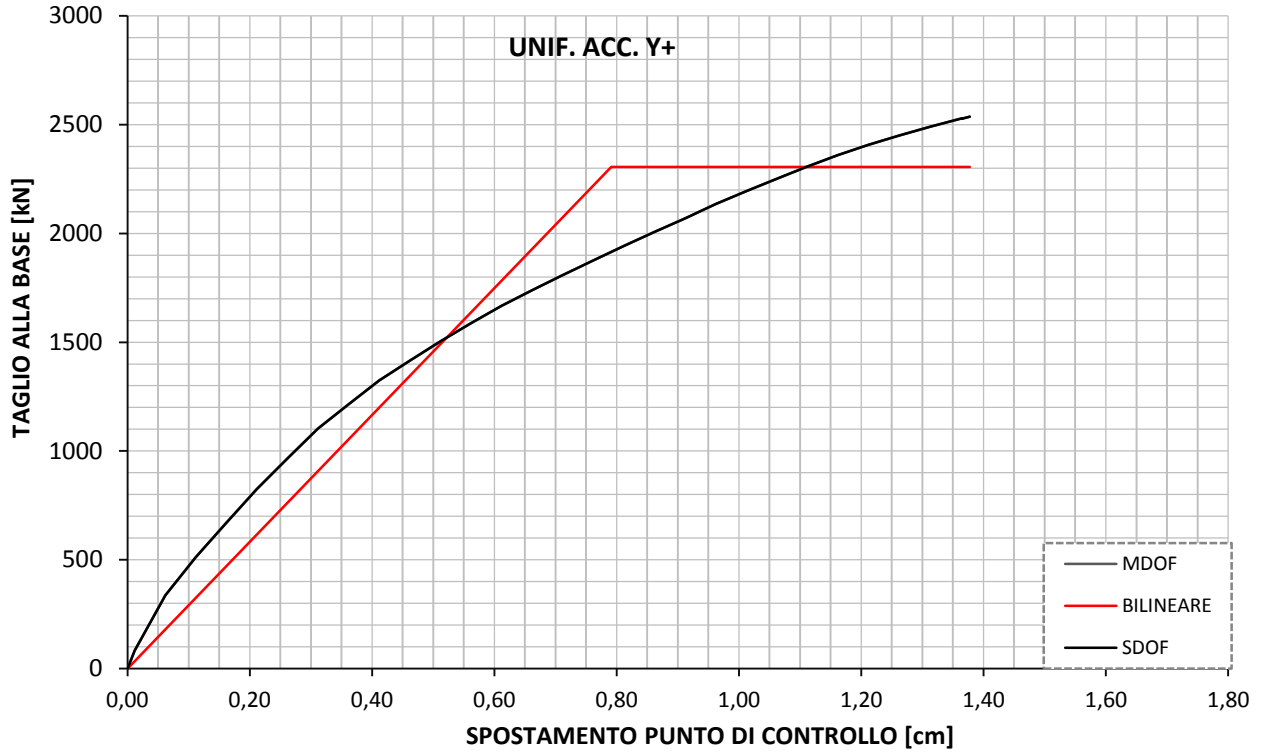


Figura 25. Curva di capacità della struttura (nera); bilatera equivalente (rosso)

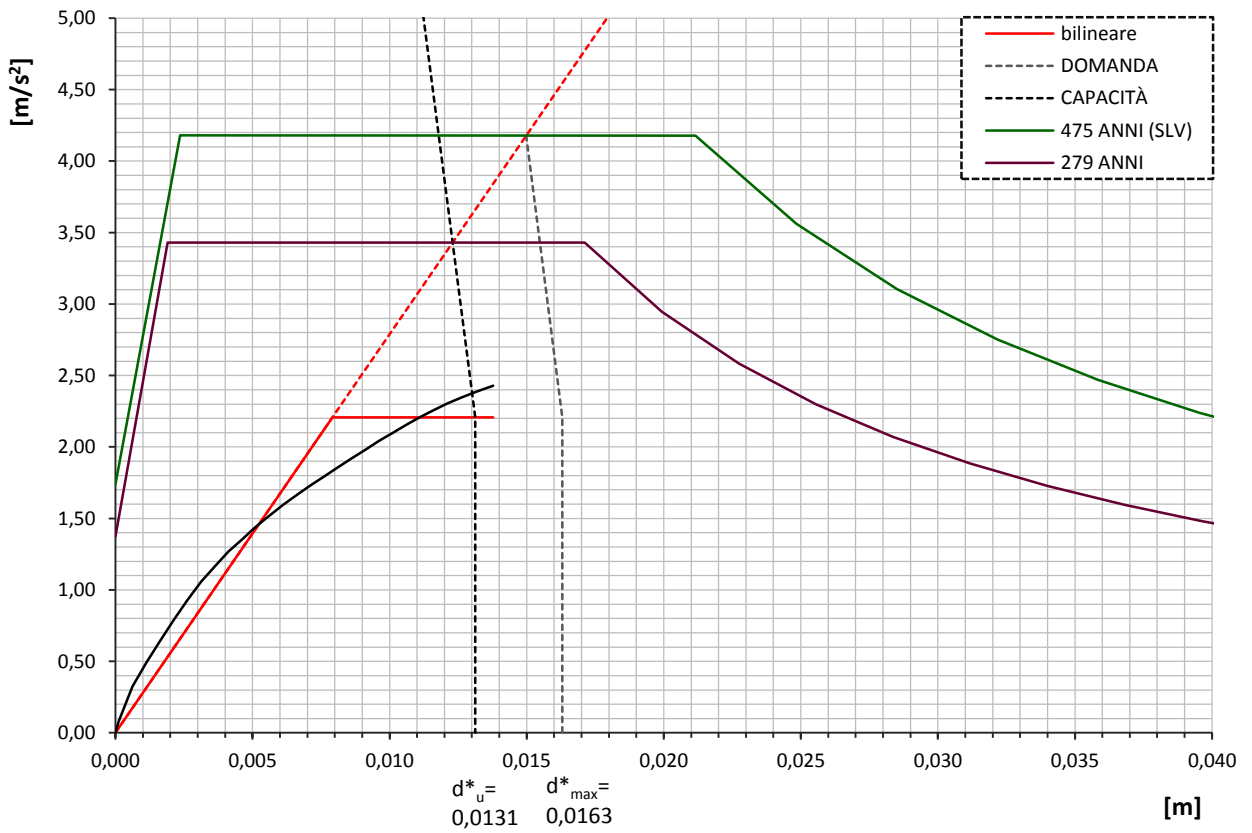
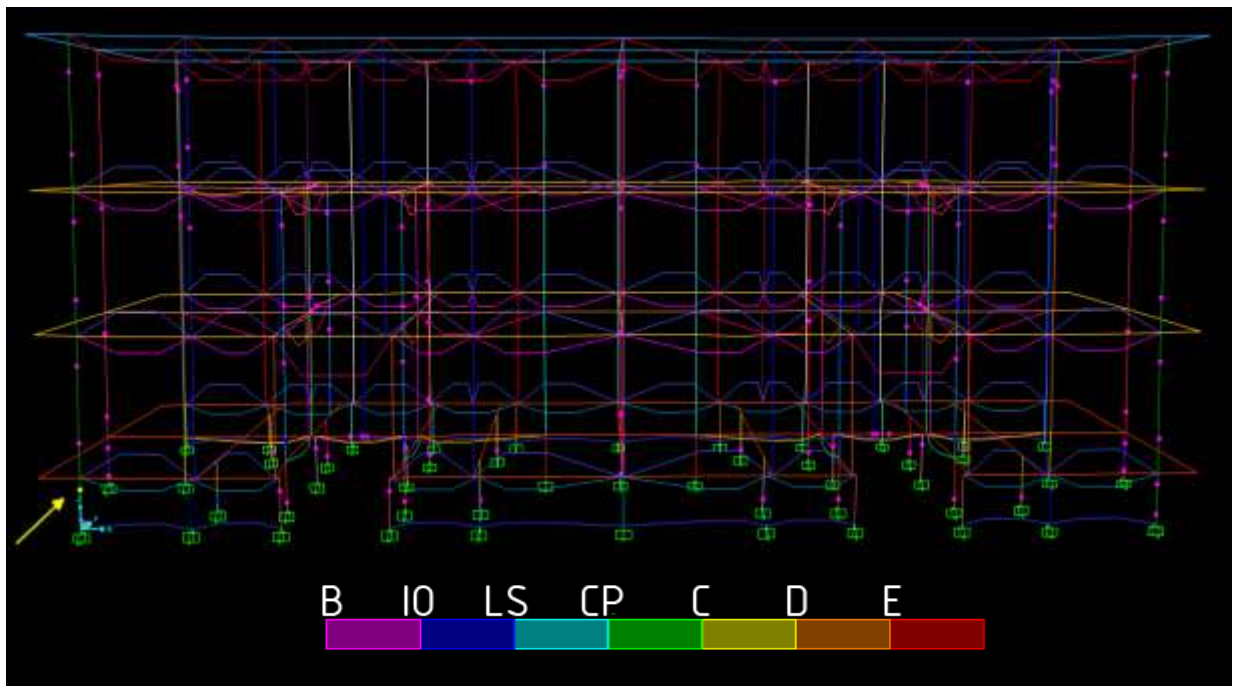


Figura 24. Ricerca del tempo di ritorno per cui la struttura è verificata

UNIF. ACC. Y-						
direzione considerata	Γ	m^* [kNs ² /m]	k^* [kN/m]	T^* [s]	q^*	T_R [anni]
y	1	1044,547	214327,1	0,4384	1,87	189
F_y^* [kN]	d_y^* [cm]	F_{bu} [kN]	$d(F_{bu})$ [cm]	F_{bu}^* [kN]	d_{maxSLV} [cm]	d_u [cm]
2336,72	1,09	2594,49	1,95	2594,49	2,05	1,45
$d_u < d_{maxSLV}$ VERIFICA NON SODDISFATTA						



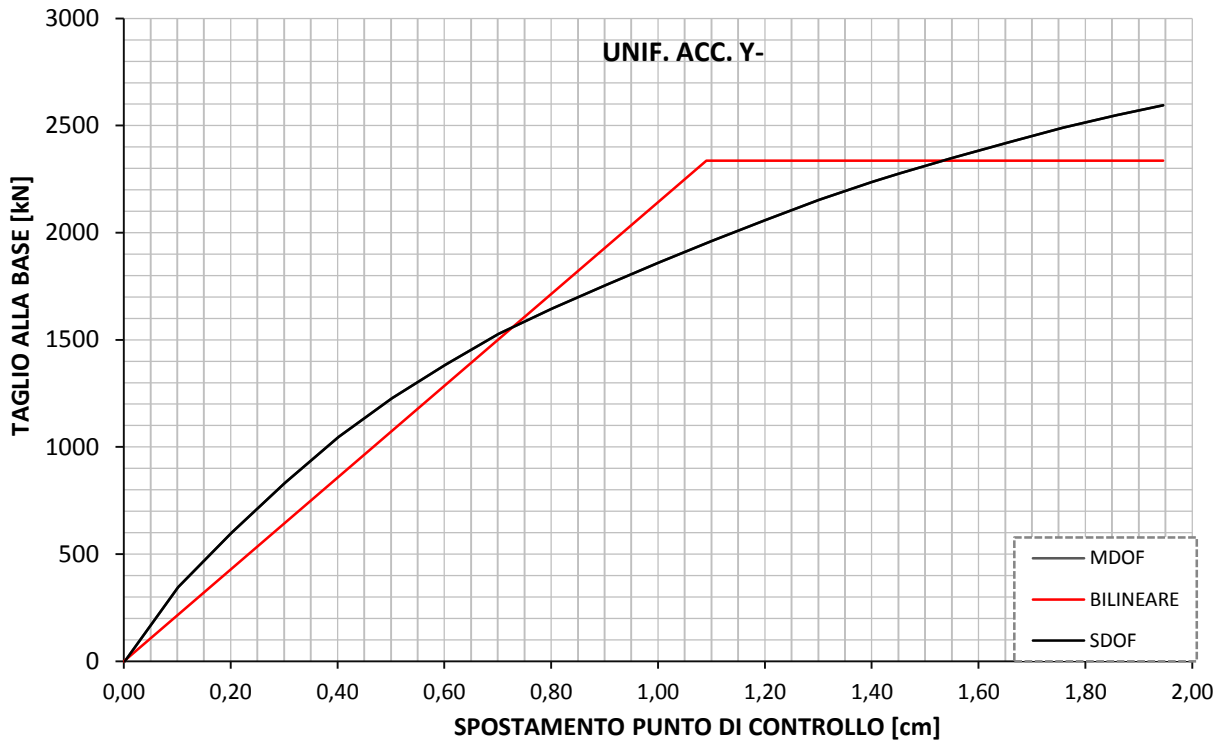


Figura 27. Curva di capacità della struttura (nera); bilatera equivalente (rosso)

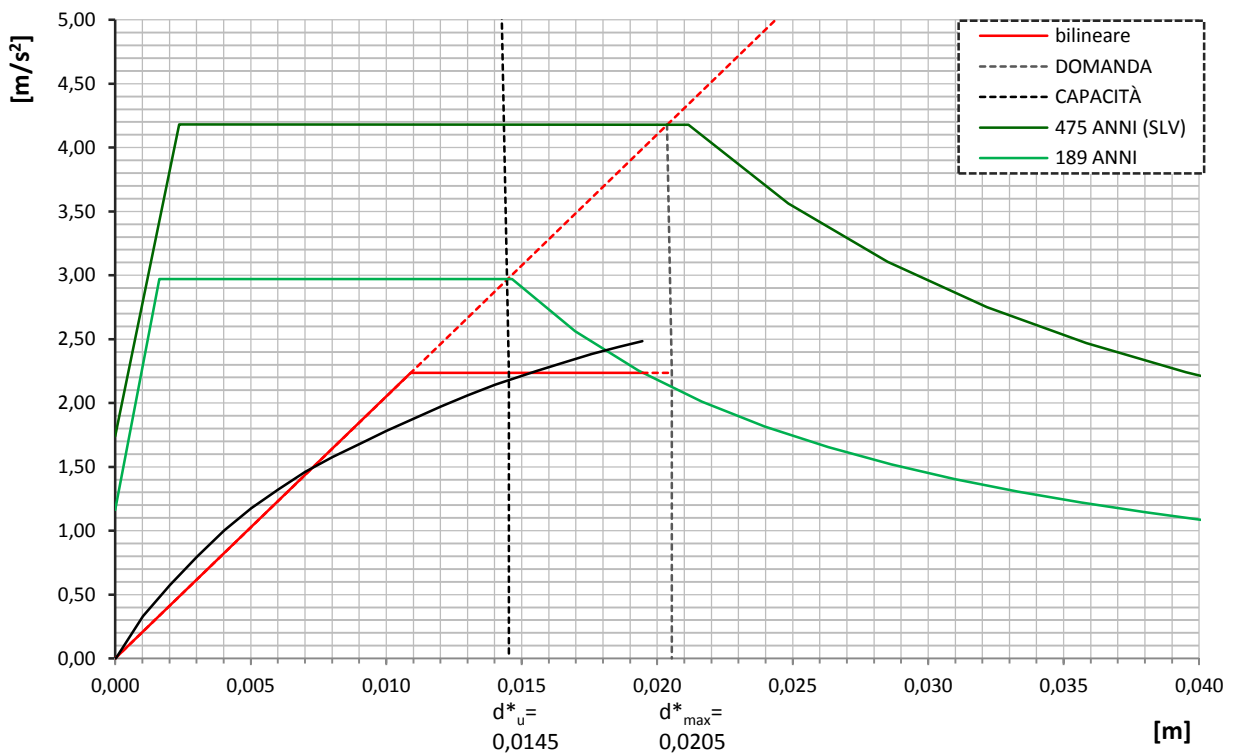


Figura 26. Ricerca del tempo di ritorno per cui la struttura è verificata

Riassumendo i risultati delle pushover precedentemente presentate, si può vedere dalla tabella 7.3 che, per il modello C, solo le distribuzioni uniformi di accelerazioni in direzione longitudinale al fabbricato risultano essere verificate per il tempo di ritorno richiesto. Nondimeno, però, le analoghe distribuzioni in direzione y hanno mostrato un buon comportamento. Nella tabella si riportano i risultati delle pushover ottenuti anche dagli altri modelli che per esigenze di spazio non vengono qui mostrate.

MODELLO ANALISI	<i>MODEL A</i> end-length offsets [anni]	<i>MODEL B</i> muratura isotropa [anni]	<i>MODEL C</i> muratura ortotropa [anni]
<i>MODE SHAPE 1+</i>	180	151	181
<i>MODE SHAPE 1-</i>	154	160	117
<i>MODE SHAPE 2+</i>	257	641	317
<i>MODE SHAPE 2-</i>	302	569	287
<i>UNIF. ACC. X+</i>	569	769	603
<i>UNIF. ACC. X-</i>	740	702	607
<i>UNIF. ACC. Y+</i>	142	270	279
<i>UNIF. ACC. Y-</i>	216	256	189

TABELLA 7.3 Riepilogo dei risultati delle analisi pushover

CAPITOLO 8

VULNERABILITÀ SISMICA E INDICE DI RISCHIO

L'indice di vulnerabilità e l'indice di rischio sismico sono due parametri legati alla valutazione della sicurezza degli edifici in campo sismico tramite i quali si può comprendere rispettivamente l'effetto dell'azione sismica su un determinato edificio e la priorità con cui bisogna intervenire per mitigare il rischio sismico.

La vulnerabilità verrà stimata secondo due diverse metodologie: la compilazione delle schede di vulnerabilità del GNDT/CNR (Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti del CNR) e l'analisi del progetto S.A.V.E. (Strumenti Aggiornati per la Vulnerabilità sismica del patrimonio Edilizio).

8.1 Le schede di vulnerabilità – GNDT

8.1.1 Vulnerabilità sismica: definizione

La vulnerabilità sismica di un edificio si determina attraverso la compilazione delle schede di vulnerabilità di livello 0, 1 e 2, messe a punto dal Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti del CNR a partire dal 1986 e successivamente adottate e riviste dal Programma Regionale Vulnerabilità Sismica degli Edifici in Muratura (VSM) della Regione Toscana.

Tramite procedure semplificate, per la maggior parte basate sul rilievo visivo e strumentale dell'edificio in questione e sull'osservazione dei particolari costruttivi, si giunge a valutare la propensione della struttura in muratura a subire danni sotto azioni sismiche. Tali procedure prevedono di indagare la qualità dei collegamenti, le caratteristiche meccaniche dei materiali, la rigidezza degli orizzontamenti, la geometria dell'edificio, l'orografia del sito, la presenza di fondazioni.

Lo scopo preciso di queste schede è quello di fornire uno strumento utile alle amministrazioni pubbliche per la catalogazione del proprio patrimonio edilizio, ai fini di individuare un elenco di priorità per gli interventi di adeguamento da effettuare. In effetti, la redazione delle schede di livello 0, 1 e 2 da parti di tecnici qualificati offre rapidamente un "fascicolo" del fabbricato che mette in luce la sua vulnerabilità.

In particolare, i contenuti di ciascuna scheda sono i seguenti:

- *scheda di livello 0*: informazioni generali riguardanti l'edificio, la proprietà, la collocazione, la tipologia, l'utilizzo e le dimensioni di massima;
- *scheda di livello I*: informazioni riguardanti lo stato di fatto della costruzione, dalla tipologia strutturale ad eventuali danni subiti o interventi di consolidamento effettuati nel tempo;
- *scheda di livello II*: ottenimento di un valore di vulnerabilità sismica variabile da 0 (minimo) a 100 (massimo) traducibile in termini di priorità di intervento sull'edificio.

Il metodo di valutazione della scheda di livello 2 consiste nell'indicare la classe di appartenenza dell'edificio (A, B, C, D) a 11 parametri, che coprono i principali aspetti strutturali e geometrici dell'edificio responsabili del comportamento sotto azioni sismiche. I parametri vengono valutati sulla base di indicazioni fornite dalla Regione Toscana in un apposito documento esplicativo. Accanto ad ogni parametro viene riportata anche la qualità dell'informazione secondo una nomenclatura definita di seguito che ne indica l'attendibilità:

- E: qualità elevata
- M: qualità media
- B: qualità bassa
- A: informazione assente

Di seguito si riporta l'indagine effettuata per la compilazione della scheda vulnerabilità di livello II per l'edificio oggetto di studio.

8.1.2 Compilazione della scheda di livello II

Di seguito si riportano i parametri relativi alla scheda di livello II e si illustrano le motivazioni che hanno portato all'assegnazione di una determinata classe per ciascuno di essi nei riguardi dell'edificio oggetto di studio.

Parametro 1: tipo ed organizzazione del sistema resistente

Con questo parametro si valuta il grado ammorsamento delle pareti atto a garantire un buon funzionamento scatolare dell'edificio: si valuta cioè il grado di organizzazione degli elementi verticali, il collegamento tra pareti ortogonali, prescindendo dalle caratteristiche meccaniche dei materiali.

Le indagini visive della tessitura muraria dell'edificio tramite la rimozione dello strato di intonaco in alcuni punti significativi hanno messo in evidenza solo parzialmente il tipo e l'organizzazione del paramento murario. La continuità del sistema resistente su tutto l'edificio e la presenza di cordoli sui lati liberi è stata confermata dall'analisi termografica ma non è stato possibile rilevare la presenza di armature al loro interno. L'edificio ricade in classe C in quanto costituito da "pareti ortogonali ben ammassate fra loro che presentano a tutti i livelli cordoli in calcestruzzo non armato in corrispondenza dei solai di piano".

Parametro 2: qualità del sistema resistente

Si tiene in conto con questa voce dell'omogeneità e della fattura del tessuto murario: elemento significativo è la presenza di connessioni tra pareti ortogonali, ma anche le caratteristiche del materiale murario. L'edificio oggetto di studio presenta una muratura in laterizio semipieno (percentuale di foratura < 45%) di buona fattura ma con disposizione a fori orizzontali; la malta risulta essere di cattiva qualità. Tali caratteristiche giustificano l'appartenenza del sistema resistente alla classe C.

Parametro 3: resistenza convenzionale

Con questo parametro si vuole fornire una stima del valore della resistenza alle azioni orizzontali di un edificio in muratura, attraverso l'impiego di un metodo di calcolo semplificato che assimila l'edificio, nella sua direzione più debole, ad una parete di taglio equivalente. Tale metodo si basa sulle seguenti ipotesi:

1. regolarità in pianta e in elevazione dell'edificio;
2. continuità in elevazione dei maschi murari;
3. meccanismi di rottura per taglio dei maschi murari;
4. collegamenti tra orizzontamenti e strutture verticali e rigidità nel proprio piano degli orizzontamenti tali da garantire un buon comportamento scatolare dell'edificio.

Parametro 4: posizione dell'edificio e fondazioni

Con questa voce si vuole valutare, per quanto possibile con un'indagine a vista, l'influenza del terreno e delle fondazioni sulla risposta sismica dell'edificio. Si considerano i seguenti aspetti:

- pendenza percentuale del terreno: l'area in cui è collocato l'edificio è pianeggiante, la percentuale di pendenza risulta inferiore al 10%;
- consistenza del terreno: da indagini relative all'area del quartiere di Sant'Ermete, il terreno risulta essere non roccioso pertanto, ai fini dell'indagini della scheda di vulnerabilità, di tipo *sciolto* e non spingente;
- presenza di fondazioni: riguardo a quest'aspetto, la presenza di fondazioni non è stata indagata ma risulta decisamente probabile per l'età piuttosto recente della costruzione; si terrà in conto la possibilità di una differenza possibile tra le quote di imposta delle stesse e comunque non inferiore a 1 m.

A seguito di quanto sopra esposto, l'edificio ricade in classe B.

Parametro 5: orizzontamenti

Un buon funzionamento scatolare dell'edificio dipende anche dalla qualità degli orizzontamenti, che è sinonimo di elevata rigidezza nel proprio piano e di buoni collegamenti alle pareti verticali (questo secondo aspetto è da preferire al primo).

Da un'analisi visiva in sito, l'edificio presenta solai in laterocemento senza soletta armata in corrispondenza dei primi tre orizzontamenti; l'analisi termografica effettuata ha confermato poi la presenza di cordoli perimetrali in cemento di collegamento con le strutture verticali. Tuttavia, la scarsa qualità del conglomerato e/o l'insufficienza delle armature (di cui non si è a conoscenza per la scarsità delle indagini sulla struttura) non garantiscono il corretto ancoraggio dell'armatura del travetto né il comportamento scatolare dell'edificio.

Il solaio di copertura è realizzato in travetti prefabbricati tipo "Varese" senza soletta armata ma con la presenza di uno strato di alleggerimento per la posa del manto di copertura.

Le indicazioni fornite dal manuale per la compilazione della scheda GNDT/CNR di II livello e riportate anche in figura 8.1, suggeriscono di considerare una rigidezza limita per le tipologie di solaio e l'adozione di una classe C per la compilazione della scheda.

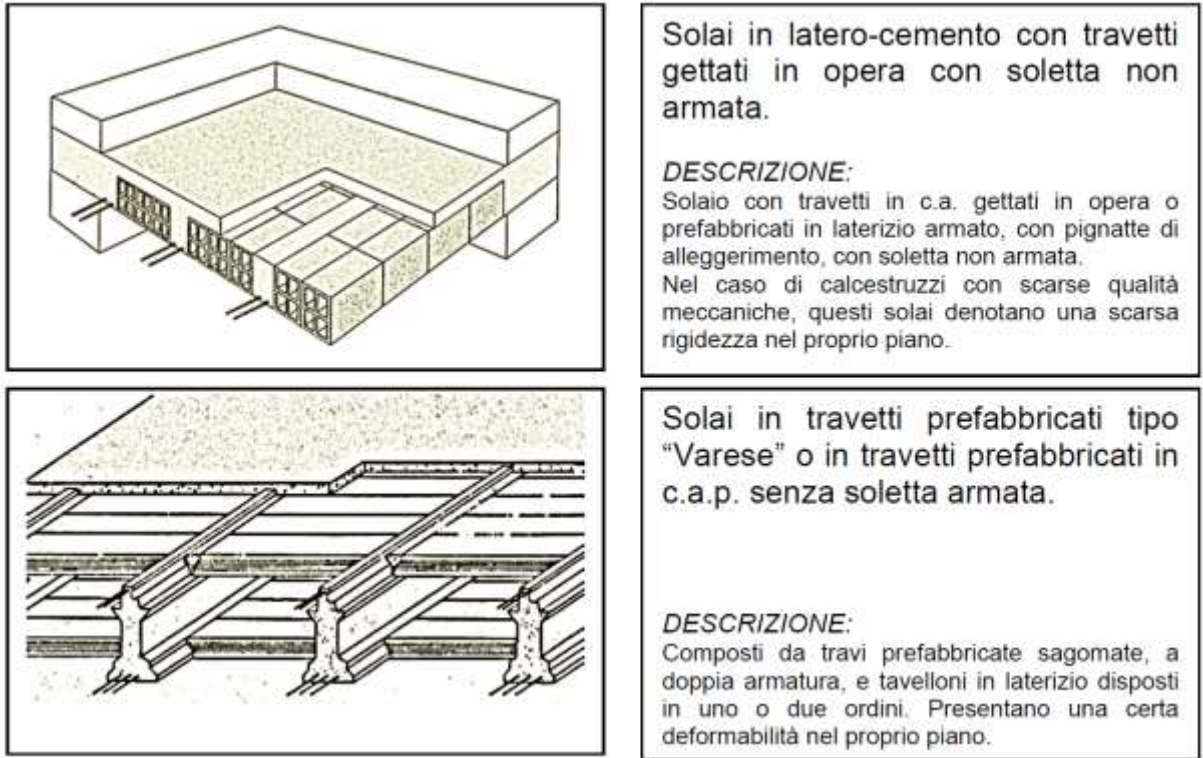


Figura 8.1 Orizzontamenti deformabili nel proprio piano (estratto da indicazioni del Manuale per la compilazione della Scheda GNDT/CNR di II livello, versione modificata dalla Regione Toscana)

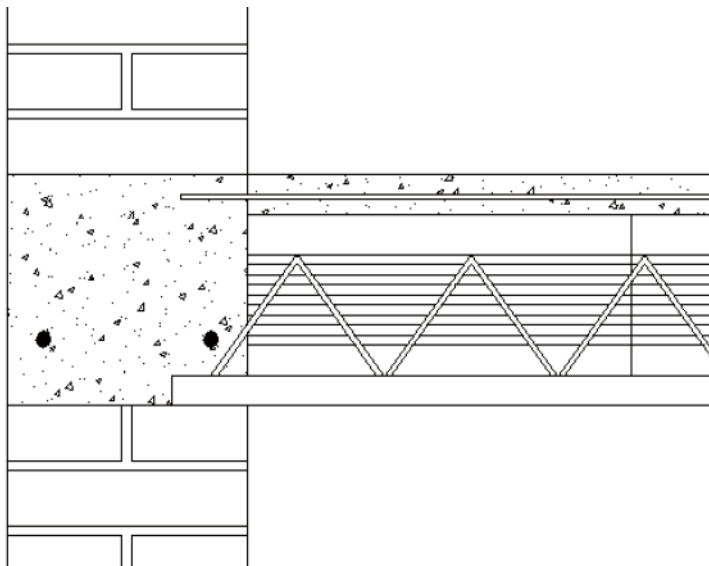


Figura 8.2 Collegamento realizzato con cordolo non armato o di scarsa qualità.

Parametro 6: configurazione planimetrica

Si valuta la regolarità della struttura in pianta che, nel caso di edifici rettangolari come quello oggetto di studio, viene effettuata in percentuale secondo il parametro:

$$\beta_1 = a/l \cdot 100$$

in cui a e l sono rispettivamente le dimensioni del lato minore e del lato maggiore in pianta.

Lo sfavorevole rapporto tra larghezza e lunghezza dell'edificio porta lo stesso a collocarsi in classe D.

Parametro 7 – Configurazione in elevazione

Si valuta la regolarità della struttura in altezza tenendo conto della variazione di massa (o di area) tra piani successivi e della variazione del sistema costruttivo, intesa come variazione di rigidezza e resistenza.

L'analisi visiva dell'edificio è sufficiente per attestare l'assenza di porticati al piano terra così come di torrette o di altane in sommità. Unico elemento di irregolarità in altezza è la riduzione di massa piuttosto significativa fra il secondo piano ed il piano della copertura, pari a circa il 40%. Considerata comunque la regolarità geometrica del fabbricato con l'altezza e l'omogeneità del sistema resistente ai vari piani, l'edificio ricade in classe B.

Parametro 8: distanza massima fra le murature

Con tale voce si tiene conto della distanza fra pareti parallele le quali, intersecate ortogonalmente alle pareti maestre, dovrebbero costituire un vincolo efficace al ribaltamento delle pareti principali stesse. Per vincolo efficace si intende un elevato ammorsamento tra la parete ed il muro di controvento: non si è a tal fine considerato il contributo dei tramezzi leggeri utilizzati negli appartamenti come semplici divisori degli ambienti.

Lo spessore ridotto dei muri di controvento (28 cm per i muri perimetrali e 14 cm per il muro centrale) condiziona negativamente il rapporto, facendo sì che l'edificio ricada in classe D.

Parametro 9: copertura

Gli elementi che caratterizzano l'influenza delle coperture sul comportamento sismico di un edificio sono essenzialmente due: la tipologia ed il peso.

La copertura latero-cementizia in travetti "Varese", già di per sé fragile e deformabile, risulta piuttosto pesante ed ha sia i travetti che i puntoni diagonali in calcestruzzo disposti in senso spingente: la trave in sommità contribuirebbe ad attenuare l'effetto della spinta ma risulta poggiare su muretti in mattoni decisamente troppo snelli, la cui resistenza a sforzi tangenziali è molto bassa. La copertura risulta così essere di tipo spingente ma provvista di cordolo di sottotetto e pertanto ricade in classe C.

Parametro 10: elementi non strutturali

Si tiene conto con questa voce di infissi, appendici, aggetti e controsoffitti che possono causare con la caduta danno a persone o a cose. Si tratta comunque di un elemento secondario ai fini della valutazione della vulnerabilità. Ciò che fa rientrare l'edificio in classe C, per questo parametro, è essenzialmente la presenza di controsoffitti all'ultimo piano mal collegati e instabili.

Parametro 11: stato di fatto

Si tiene conto con questa voce dello stato di conservazione degli edifici. Le murature dell'edificio risultano, almeno ad un livello visivo di indagine, in buone condizioni e senza lesioni visibili: la presenza, tuttavia, di uno strato di intonaco su tutte le superfici esterne può celare la presenza di lesioni capillari sulla muratura, e pertanto scopo cautelativo si sceglie di far ricadere l'edificio in classe B.

8.1.3 Calcolo dell'indice di vulnerabilità

Ciascun parametro sopra considerato ha un peso diverso sul calcolo dell'indice di vulnerabilità della struttura, in funzione dell'importanza che ciascun parametro ricopre nel comportamento sismico. Il peso di ciascun parametro deve essere dedotto dalla tabella riportata in figura 8.3, eccezion fatta per i parametri 5, 7 e 9 il cui peso è variabile in funzione di alcuni elementi caratteristici riportati a seguire.

PARAMETRO		CLASSE				PESO
		A	B	C	D	
1	Tipo ed organizzazione del sistema resistente	0	5	20	45	1,5
2	Qualità del sistema resistente	0	5	25	45	0,25
3	Resistenza convenzionale	0	5	25	45	1,5
4	Posizione edificio e fondazioni	0	5	25	45	0,75
5	Orizzontamenti	0	5	15	45	VAR
6	Configurazione planimetrica	0	5	25	45	0,5
7	Configurazione in elevazione	0	5	25	45	VAR
8	Distanza massima tra le murature	0	5	25	45	0,25
9	Copertura	0	15	25	45	VAR
10	Elementi non strutturali	0	0	25	45	0,25
11	Stato di fatto	0	5	25	45	1,0

Figura 8.3 Tabella dei pesi per la scheda di vulnerabilità di II livello per gli edifici in muratura

Per il parametro 5, in presenza di orizzontamenti di natura diversa in uno stesso edificio, per l'assegnazione della classe, vale la condizione definita dall'orizzontamento peggiore. In questo caso, il peso da utilizzare nella combinazione dei punteggi relativi ai vari elementi non è costante ma è definito come:

$$k = \frac{0,5}{\alpha_0}$$

dove α_0 è il rapporto fra il numero di orizzontamenti ai quali competerebbe un punteggio 5 o minore (0 per l'edificio in questione) ed il numero totale di orizzontamenti (4 per l'edificio in questione). Nel caso specifico, in cui k risulta maggiore di 1, si assume $k=1$.

Per il parametro 7 si adotterà un peso pari a 1, corrispondente al valore di norma adottato, a meno che l'irregolarità dell'edificio sia dovuta solamente a porticati situati al piano terra, nel qual caso il peso si può ridurre a 0,5.

Il peso da attribuire al parametro 9 è definito come:

$$k = 0,5 + \alpha_1 + \alpha_2$$

in cui:

$\alpha_1=0,25$ per copertura in laterocemento o comunque di peso maggiore o uguale a 200 kg/m², $\alpha_1= 0$ negli altri casi;

$\alpha_2=0,25$ se il rapporto tra il perimetro della copertura e la lunghezza complessiva delle zone di appoggio è maggiore o uguale a 2, $\alpha_2 = 0$ negli altri casi.

Si specifica però che, nel caso il tetto sia realizzato in laterocemento con travetti prefabbricati in c.a.p., con pignatte e caldana o soletta con cordoli su murature deboli, il peso da assegnare è pari a 1,25.

<i>PARAMETRO</i>	<i>CLASSE</i>	<i>PUNTEGGIO</i>	<i>PESO</i>
1 - Tipo ed organizzazione del sistema resistente	C	20	1,5
2 - Qualità del sistema resistente	C	25	0,25
3 - Resistenza convenzionale	C	25	1,5
4 - Posizione edificio e fondazioni	B	5	0,75
5 - Orizzontamenti	C	15	1
6 - Configurazione planimetrica	D	45	0,5
7 - Configurazione in elevazione	B	5	1
8 - D max murature	D	45	0,25
9 - Copertura	C	25	1,25
10 - Elementi non strutturali	C	25	0,25
11 - Stato di fatto	B	5	1

TABELLA 8.1 Pesì per il calcolo dell'indice di vulnerabilità del fabbricato oggetto di studio

Il prodotto del punteggio per il relativo peso fornisce l'indice numerico parziale per il singolo parametro; la somma degli indici parziali porta all'indice di vulnerabilità, un numero che, utilizzando i valori indicati in tabella, risulta comprensivo tra 0 e 438,75 (somma dalla situazione di vulnerabilità "migliore" alla "peggiore"). In molte applicazioni l'indice viene normalizzato sull'intervallo 0-100; così si farà in questo caso.

Il punteggio totale dell'indice di vulnerabilità si ottiene dalla somma pesata dei punteggi dei singoli parametri della scheda di secondo livello, riportati nella tabella 8.1.

$$V_{tot} = \sum V_i \cdot P_i = \mathbf{174}$$

Tale indice può essere ricavato in scala compresa tra 0 e 100:

$$174/3,825 = \mathbf{45,5}$$

SCHEDA DI VULNERABILITA' DI 2° LIVELLO (MURATURA)

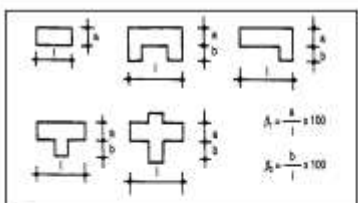
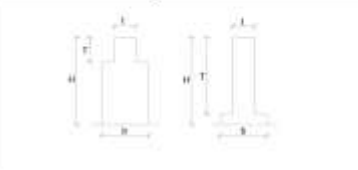
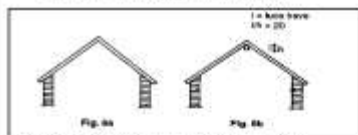
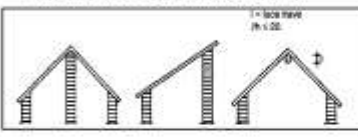
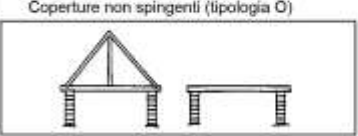
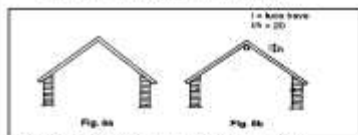
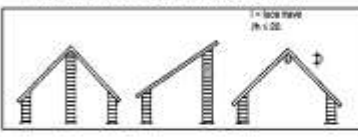
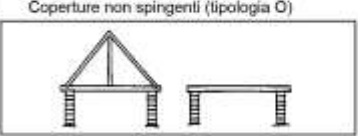
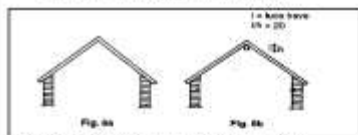
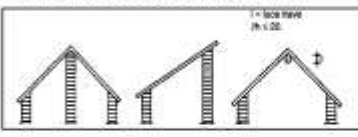
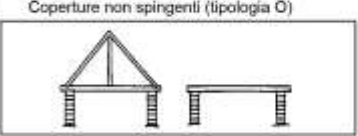
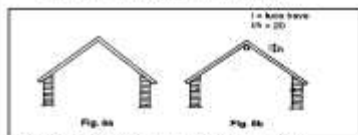
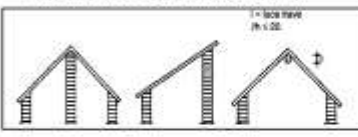
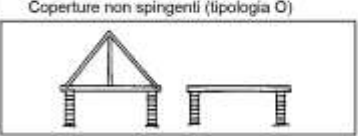
Cod. ISTAT Provincia		1 050		Cod. ISTAT Comune		4 026		N. scheda		7		Squadra		12		
PARAMETRI		Clas-si	Qual. inf.	ELEMENTI DI VALUTAZIONE								SCHEMI - RICHIAMI (MURATURA)				
1	TIPO ED ORGANIZZAZIONE DEL SISTEMA RESISTENTE (S.R.)	14 C	26 M	Norm. nuove costruz.	(cl. A)	36	1	Parametro 3. Resistenza convenzionale Tipologia struttura verticale τ_k (t/mq) <u>C</u> <u>6</u> <hr/> Minimo fra A_x e A_y A (mq) <u>15</u> Massimo fra A_x e A_y B (mq) <u>24</u> Coeff. $a_0 = A/A_0$ <u>0,066</u> Coeff $\gamma = B/A$ <u>1,59</u> $q = (A_x + A_y) \cdot h \cdot p_m / A_0 + p_s$ <u>0,911</u> $C = a_0 \tau_k / (qN) \cdot [1 + (qN) / (1.5 a_0 \tau_k (1 + \gamma))]^{1/2}$ <u>0,20</u> $\alpha = C / (0.4 \cdot R)$ <u>05</u>								
				Norm. riparazioni	(cl. A)	37	2									
Cord. o cat. tutti livelli	(cl. B)	38	3													
Buoni amm. fra mur.	(cl. C)	39	4													
Senza cord. cattivi amm.	(cl. D)	40	5													
2	QUALITA' DEL S.R.	15 C	26 M	(vedi manuale) 37 L												
3	RESISTENZA CONVENZIONALE	16 C	27 E	Numero di piani N		38	04	Parametro 6. Configurazione planimetrica 								
				Area tot. coop. A_0 (mq)	40	235										
				Area A_x (mq)	45	0015										
				Area A_y (mq)	49	0016										
				τ_k (t/mq)	53	006										
				Alt. media interp. h (m)	66	03.2										
				Peso spec. par. p_k (t/mc)	60	1.6										
Carico perm. sol. p_s (t/mq)	63	0.3														
4	POSIZIONE EDIFICIO E FONDAZIONI	17 B	28 B	Pend. perc. terr.		66	000	Parametro 7. Configurazione in elevazione 								
				Roccia	font. si	69	1									
				Terr. sc. non sp.	si	70	4									
				Terr. sc. sp.	si	71	5									
				Dif. max. di quota Δh (m)	70	01.0										
5	ORIZZONTAMENTI	18 C	29 M	Piani sfalsati	si	74	1	Parametro M9. Copertura Coperture spingenti (tipologia M)  Coperture poco spingenti (tipologia N)  Coperture non spingenti (tipologia O) 								
				Orizz. rig. e ben coll.		75	1									
				Orizz. def. e ben coll.		76	2									
				Orizz. rig. e mal coll.		77	3									
				Orizz. def. e mal coll.		78	4									
% or. rig. ben coll.		76	000													
6	CONFIGURAZIONE PLANIMETRICA	19 D	30 E	Rapp. perc. $\beta_1 = a/l$		79	027	Parametro M9. Copertura Coperture spingenti (tipologia M)  Coperture poco spingenti (tipologia N)  Coperture non spingenti (tipologia O) 								
				Rapp. perc. $\beta_2 = b/l$		82	000									
7	CONFIGURAZIONE IN ELEVAZIONE	20 B	31 E	% aumento (+) riduz. (-) di massa		85	-040	Parametro M9. Copertura Coperture spingenti (tipologia M)  Coperture poco spingenti (tipologia N)  Coperture non spingenti (tipologia O) 								
				Rapp. perc. T/H		89	000									
				Perc. in sup. port.		92	000									
				Piano terra port.	si	95	1									
M8	D_{max} MURATURE	21 D	32 E	Rapp. massimo l/s		96	041	Parametro M9. Copertura Coperture spingenti (tipologia M)  Coperture poco spingenti (tipologia N)  Coperture non spingenti (tipologia O) 								
M9	COPERTURA	22 C	33 E	Cop. non sp.	99	0	poco sp.							2	sp.	2
				Cord. in copert.	si	100	2							no	2	
				Cat. in copert.	si	101	1							no	2	
				Car. perm. cop. p_c (t/mq)		102	0.18									
Lungh. app. cop. l_a (m)		106	056													
Perim. cop. l (m)		109	074													
10	EL. NON STRUTT.	23 C	34 C	(vedi manuale)												
11	STATO DI FATTO	24 B	35 C	(vedi manuale)												

Figura 8.4 Compilazione della scheda di vulnerabilità di II livello per la struttura

8.2 V.M. – Progetto S.A.V.E.

8.2.1 Introduzione

Il programma consente la valutazione della vulnerabilità sismica del singolo edificio. La vulnerabilità è riferita a due livelli di danneggiamento, corrispondenti in termini prestazionali (FEMA) alla condizione limite di operatività, ossia di danneggiamento lieve tale da non precluderne l'utilizzazione e alla condizione di collasso incipiente. La vulnerabilità pertanto viene intesa come stima dell'intensità del terremoto (PGA) per la quale l'edificio raggiunge le due condizioni dette. Il rischio, ovviamente riferito alle condizioni di pericolosità sismica del sito in cui sorge la costruzione, tenendo conto anche di eventuali effetti di amplificazione locale, viene espresso in termini di periodo di ritorno (T_R) del terremoto che produce le due condizioni limite dette. La metodologia utilizzata è basata su di un modello di calcolo semplificato, che permette l'analisi piano per piano, per la determinazione degli spostamenti relativi tra un piano e l'altro, ai fini della valutazione delle condizioni di operatività, e della resistenza sismica dell'organismo strutturale, ai fini della valutazione delle condizioni di collasso. Il livello di complessità del modello è commisurato al livello di conoscenza della struttura reale, in termini di caratteristiche sia meccaniche dei materiali, che geometriche dei diversi elementi strutturali e dell'organismo strutturale nel suo insieme. Infatti la conoscenza di una struttura esistente non è mai totale, ed il livello di dettaglio è commisurato ai tempi ed ai costi di esecuzione dei rilievi e delle indagini sperimentali sui materiali e sugli elementi strutturali. La scelta del modello e l'intera procedura di analisi nascono dall'ottimizzazione dell'impegno richiesto, sia in termini di indagini in situ, sia in termini di calcolo, impegno che va commisurato ad una applicazione su scala relativamente ampia. La procedura può essere applicata secondo due logiche diverse. La prima, coerente con un'analisi della sicurezza svolta ai sensi della normativa richiede la considerazione di coefficienti di sicurezza e fattori di confidenza, così come definiti nell'OPCM 3274 e nelle normative specifiche relative ai diversi tipi e materiali strutturali, conduce ad una valutazione convenzionale e cautelativa della reale vulnerabilità e del rischio sismico dell'edificio in esame. La seconda prescinde dall'adozione di coefficienti di sicurezza e fattori di confidenza e fa riferimento direttamente ai valori stimati più probabili delle resistenze dei materiali, essendo

finalizzata alla determinazione della più probabile stima delle capacità sismiche della struttura in esame. Essa pertanto fornisce valutazioni meno cautelative ma più verosimili della reale vulnerabilità e del rischio sismico dell'edificio in esame. Le strutture murarie degli edifici sollecitate dall'azione sismica sono caratterizzate da comportamenti molto diversi, dipendenti principalmente dalle caratteristiche e dall'efficacia dei collegamenti tra pareti ortogonali e tra pareti e strutture orizzontali (solaio di calpestio e copertura), da essi dipendono l'innescarsi di due diversi meccanismi di collasso: meccanismi di collasso dei maschi murari nel proprio piano e meccanismi di collasso fuori piano. Secondo questa metodologia ai fini di determinare la vulnerabilità sismica degli edifici, si prenderanno in esame unicamente i meccanismi di collasso per azioni nel piano, fermo restando che occorre verificare le condizioni di validità delle ipotesi assunte. L'adozione di numerose assunzioni sulle caratteristiche della struttura e dell'azione sismica, legate alla non perfetta conoscenza della struttura, basata su indagini sicuramente non esaustive, della pericolosità del sito, basata su una delle mappe disponibili a livello nazionale (SSN, 2001), dei terreni di fondazione, basata su conoscenze spesso sommatorie dei profili stratigrafici, nonché l'adozione di un modello semplificato, limita ovviamente l'affidabilità dei risultati in termini assoluti. Ciò nonostante, l'applicazione di una stessa procedura ai diversi edifici permette di affrontare in maniera diretta, e su base quantitativa, i loro livelli di vulnerabilità e di rischio, e di evidenziare quelle situazioni precarie, sulle quali intervenire con maggiore urgenza.

8.2.2 Modello di calcolo

In base al meccanismo di collasso predefinito, il modello considera le modalità di plasticizzazione e rottura per taglio e/o pressoflessione dei maschi murari sollecitati nel proprio piano, determinando il taglio complessivo portato dalla struttura. La resistenza all'azione orizzontale del maschio murario i -esimo, al j -esimo piano, nella direzione dell'analisi, sollecitato nel proprio piano viene valutata considerando il valore medio della sua resistenza unitaria a taglio, secondo la formulazione di Tunsek-Cacovic (Tunsek-Cacovic, 1970). La formula originaria esprime bene la resistenza di un maschio murario quando la rottura avviene per taglio, mentre ne fornisce una sovrastimata quando il maschio murario è snello e soggetto ad una

tensione di compressione bassa, a causa del sopraggiungere della crisi per flessione prima che si determini la crisi per taglio. Per tenere di conto di questa eventualità si applica un fattore riduttivo della resistenza specifica tangenziale (M. Dolce 1991). Funzione della snellezza e della tensione di compressione media così da ottenere il valore caratteristico per il maschio murario i -esimo del piano j -esimo nella direzione parallela al piano medio del maschio murario:

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

in cui:

$V_{i,j}$ è la resistenza a taglio del maschio murario i -esimo, al piano j -esimo, sollecitato nel proprio piano

$\sigma_{0,i,j}$ è la tensione di compressione agente sullo stesso maschio murario per effetto dei carichi verticali

$A_{i,j}$ è l'area della sezione orizzontale del maschio murario.

La valutazione di τ_{corr} viene effettuata automaticamente dalla procedura, una volta inserite le caratteristiche geometriche del maschio murario e delle fasce di piano inferiore e superiore ed i carichi agenti. La valutazione della resistenza complessiva dell'edificio infatti richiede la determinazione delle aree di muratura resistente nelle due direzioni escludendo naturalmente le aperture di porte e finestre, valutando per ciascun allineamento la snellezza media e la tensione media di compressione, così da determinare il fattore riduttivo da applicare alla resistenza unitaria a taglio. La resistenza complessiva in ciascuna direzione è ottenuta sommando i contributi dei singoli maschi murari del livello in esame sollecitato parallelamente: $V_j = \sum_i (V_{i,j})$.

La rigidità dei singoli maschi murari viene valutata tenendo conto della deformabilità a taglio e della deformabilità a flessione con l'equazione:

$$K_{i,j} = r \cdot \left(\frac{GA}{\chi h_{def}}\right) \left(\frac{1}{\frac{1 + G h_{def}^2}{\chi E b^2}}\right)$$

in cui:

$$E = 6 \cdot G$$

$$G = 1100 \cdot \tau_k$$

- r è un fattore riduttivo che tiene conto della riduzione di rigidità per fessurazione, compreso tra 0,5 e 1
- h_{def} è l'altezza deformabile valutata tenendo conto delle dimensioni delle aperture adiacenti al maschio murario in esame, secondo la formulazione data in (Dolce, 1991)
- b è la larghezza del maschio murario
- A è l'area della sezione orizzontale del maschio murario

La vulnerabilità sismica dell'edificio viene valutata in termini di accelerazione di picco a terra che produce il raggiungimento dei due livelli prestazionali considerati: l'operatività e il collasso. Pertanto l'accelerazione massima, PGA, viene innanzitutto riferita al sito in cui è localizzato l'edificio, includendo anche l'amplificazione e la distorsione spettrale prodotta dai terreni deformabili di fondazione. Successivamente viene determinata l'accelerazione di picco riferita alle condizioni ideali su roccia ag, corrispondente all'accelerazione al sito PGA che produce il raggiungimento dei due livelli prestazionali della struttura. La PGA può essere direttamente tradotta in termini di pericolosità sismica locale, espressa come quel valore dell'intensità macrosismica (MCS) che determina il raggiungimento della condizione considerata, nel secondo caso la valutazione si correla direttamente alla pericolosità sismica di base, cui si riferiscono normalmente le mappe di pericolosità a livello nazionale [SSN, 2001, INGV, 2004] e la classificazione sismica [PCM, 2003]. È, allora, immediato rapportare la vulnerabilità alla pericolosità sismica, giungendo ad una valutazione di rischio, in termini di periodo di ritorno del terremoto che produce le condizioni prestazionali in esame o di rapporto tra le intensità di tale terremoto e del terremoto di progetto che la normativa sismica stabilisce come requisito minimo della progettazione. A questo riguardo occorre sottolineare una distinzione da fare in relazione all'aver assunto coefficienti di sicurezza sui materiali unitari o pari a quelli di normativa. Solo nel secondo caso, fatte salve le approssimazioni del modello, il confronto con il terremoto di progetto assume il significato di una verifica di sicurezza ai sensi della normativa. Il passaggio dalle resistenze di piano, o dalle forze di piano che determinano il raggiungimento del limite di operatività, all'accelerazione al suolo che determina le condizioni critiche, richiede una serie di passaggi di seguito descritti, che mettono a confronto gli effetti indotti dall'azione sismica (sollecitazioni,

richieste di duttilità, deformazioni), ossia la domanda, con le corrispondenti capacità per ciascun piano e per ciascuna direzione, andando poi a individuare la situazione più sfavorevole nel rapporto domanda/capacità, sulla base della quale si valuterà l'accelerazione al suolo che ne determina il raggiungimento. Di seguito si riportano i passi principali della procedura.

8.2.3 Il software S.A.V.E. per la vulnerabilità dell'edificio oggetto di studio

Il programma S.A.V.E. si compone di due parti principali, una di input dei valori e l'altra di output dei risultati, così suddivise:

- *parte prima*: composta da 3 sezioni da compilarsi per ogni piano dell'edificio, in cui si inseriscono i seguenti dati:
 - *sezione 1*: peso della muratura, carichi permanenti e accidentali che gravano sul solaio, altezza interpiano;
 - *sezione 2*: dati geometrici, orientamento x-y, n° di aperture, altezza superiore e inferiore delle fasce, area di influenza del solaio e caratteristiche meccaniche delle pareti, considerate come "omogenee" dal punto di vista dei materiali e delle aperture presenti;
 - *sezione 3*: fornisce il riepilogo delle caratteristiche e dei valori di sollecitazione agenti sulle pareti;
- *parte seconda*: composta da 9 sezioni in cui sono calcolati automaticamente i valori di accelerazione al suolo PGA ed il rischio sismico in termini in tempo di ritorno per gli stati limite di operatività e di collasso incipiente.

Sezione 1 - INPUT dati generali

Caratteristiche di piano

Altezza interpiano: 1,24 m

peso spec. muratura: 1600 Kg/mc

p. acciaio: 460.5 Kg/mq

carichi acc. acciaio: 200 Kg/mq

coeff. riduz. accident.: 0,3

peso di solaio per unità di superficie (comprensivo degli accidentali e delle): 520.5 Kg/mq

massa app.:

Vres_X: 285418 Kg

Vres_Y: 175428 Kg

Wtot (kg): 219192 Kg

dir X

dir Y

W (per valutaz. Massa): 239559.3025 Kg

Totale Area di muratura nelle due direzioni

22.368564 mq

25.8000424 mq

Sezione 2 - INPUT dati pareti "omogene"

Per Parete Muraria si intende una parete omogenea sia in termini di caratteristiche meccaniche che di forature (finestre, porte, etc.) presenti

Pareti murarie	Caratteristiche dei differenti tipi di muratura												
	Coeff. (ti piano)	Length (m)	spess. (m)	ti (Kg/mc)	ti (Kg/mc)	N° aperture	H facce inf	H facce sup	A inf Sol (mq)	snellezza	coeff. int.	ti (Kg/mc)	
Parete 1	1	7.76	0.36	0.6	0.6	24	0	0	0	0	0.1597938	12.254298	0.6
Parete 2	1	2.5	0.36	0.6	0.6	24	0	0	0	0	0.496	0.2813881	0.1688329
Parete 3	1	2.65	0.36	0.6	0.6	24	0	0	0	0	0.4679245	0.3010514	0.1806308
Parete 4	0.898	7.76	0.36	0.6	0.6	24	1	0	0.25	0	0.3566826	2.8981827	0.6
Parete 5	0.898	7.76	0.36	0.6	0.6	24	1	0	0.25	0	0.3566826	3.1021224	0.6
Parete 6	1	2.65	0.36	0.6	0.6	24	0	0	0	0	0.4679245	0.3010514	0.1806308
Parete 7	1	2.5	0.36	0.6	0.6	24	0	0	0	0	0.496	0.2813881	0.1688329
Parete 8	1	7.76	0.36	0.6	0.6	24	0	0	0	0	0.1597938	12.254298	0.6
Parete 9	1	2.5	0.36	0.6	0.6	24	0	0	0	0	0.496	0.2813881	0.1688329
Parete 10	1	2.65	0.36	0.6	0.6	24	0	0	0	0	0.4679245	0.3010514	0.1806308
Parete 11	0.898	7.76	0.36	0.6	0.6	24	1	0	0.25	0	0.3566826	3.1021224	0.6
Parete 12	0.898	7.76	0.36	0.6	0.6	24	1	0	0.25	0	0.3566826	2.8981827	0.6
Parete 13	1	2.65	0.36	0.6	0.6	24	0	0	0	0	0.4679245	0.3010514	0.1806308
Parete 14	1	2.5	0.36	0.6	0.6	24	0	0	0	0	0.496	0.2813881	0.1688329
Parete 15	1	7.76	0.36	0.6	0.6	24	0	0	0	0	0.1597938	12.254298	0.6
Parete 16	0.655	5.57	0.36	0.6	0.6	24	2	0.17	0.35	10.93	0.8327892	4.1362272	0.6
Parete 17	0.665	5.57	0.36	0.6	0.6	24	1	0	0.1	21.77	0.9024603	7.3852933	0.6
Parete 18	0.655	5.57	0.36	0.6	0.6	24	2	0.17	0.35	10.84	0.8327892	4.0306183	0.6
Parete 19	0.5	3.2	0.36	0.6	0.6	24	1	0	0	6.24	1.55	1.9902337	0.6
Parete 20	0.768	3.2	0.36	0.6	0.6	24	1	0	0.1	12.44	0.9593964	3.5414238	0.6
Parete 21	0.7	3.2	0.36	0.6	0.6	24	1	0.17	0.35	6.19	0.8835979	3.4262065	0.6
Parete 22	0.668	5.75	0.36	0.6	0.6	24	2	0.17	0.35	11.21	0.804783	4.1911103	0.6
Parete 23	0.67	5.75	0.36	0.6	0.6	24	1	0	0.1	22.33	0.4650118	7.531685	0.6
Parete 24	0.668	5.75	0.36	0.6	0.6	24	2	0.17	0.35	11.12	0.804783	4.0831975	0.6
Parete 25	0.668	5.75	0.36	0.6	0.6	24	2	0.17	0.35	11.21	0.804783	4.1911103	0.6
Parete 26	0.67	5.75	0.36	0.6	0.6	24	1	0	0.1	22.33	0.4650118	7.531685	0.6
Parete 27	0.668	5.75	0.36	0.6	0.6	24	2	0.17	0.35	11.12	0.804783	4.0831975	0.6
Parete 28	0.5	3.2	0.36	0.6	0.6	24	1	0	0	6.24	1.55	1.9902337	0.6
Parete 29	0.768	3.2	0.36	0.6	0.6	24	1	0	0.1	12.44	0.9593964	3.5414238	0.6
Parete 30	0.7	3.2	0.36	0.6	0.6	24	1	0.17	0.35	6.19	0.8835979	3.4262065	0.6
Parete 31	0.655	5.57	0.36	0.6	0.6	24	2	0.17	0.35	10.93	0.8327892	4.1362272	0.6
Parete 32	0.665	5.57	0.36	0.6	0.6	24	1	0	0.1	21.77	0.9024603	7.3852933	0.6
Parete 33	0.655	5.57	0.36	0.6	0.6	24	2	0.17	0.35	10.84	0.8327892	4.0306183	0.6

Sezione 3

direzione X																	
	Piano 10	Piano 11	Piano 12	Piano 13	Piano 14	Piano 15	Piano 16	Piano 17	Piano 18	Piano 19	Piano 20	Piano 21	Piano 22	Piano 23	Piano 24	Piano 25	Piano 26
L (kg)	107	133	137	177	177	222	222	211	215	215	215	215	215	215	215	215	215
L (eff. Area)	1.8400	4.8700	3.0400	1.8	1.8410	1.8	1.8390	1.8000	1.8290	1.8290	1.8290	1.8290	1.8290	1.8290	1.8290	1.8290	1.8290
R (kg)	1.71000	1.71000	1.71000	2.176	2.176	2.176	2.176	2.176	2.176	2.176	2.176	2.176	2.176	2.176	2.176	2.176	2.176
g.p. muratura (kg)	1191	449	395	131	176	197	191	191	191	191	191	191	191	191	191	191	191
Area dell'isolato (mq)	1191	21.77	30.84	6.24	10.44	8.19	11.91	21.49	11.91	11.91	11.91	11.91	11.91	11.91	11.91	11.91	11.91
g. isolato (kg)	6000.000	1701.000	1842.00	1047.00	1471.00	1071.00	1404.00	1702.00	1071.00	1071.00	1071.00	1071.00	1071.00	1071.00	1071.00	1071.00	1071.00
Peso del piano (kg)	6000.000	3402.000	3684.00	2094.00	2542.00	2142.00	2808.00	3473.00	2142.00	2142.00	2142.00	2142.00	2142.00	2142.00	2142.00	2142.00	2142.00
centro piano (x,y) (kg)	0,000	0,000	0,041	0,042	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
centro appoggio (kg)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Centro di gravità (kg)	41743	10412	4200	1000	1115	1410	4000	1000	4000	4000	4000	4000	4000	4000	4000	4000	4000
Centro massa (kg)	41743	10412	4200	1000	1115	1410	4000	1000	4000	4000	4000	4000	4000	4000	4000	4000	4000
W (Platform)	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200
V (m/s)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Colonna per Sollecitazioni																	

direzione Y																	
	Piano 1	Piano 2	Piano 3	Piano 4	Piano 5	Piano 6	Piano 7	Piano 8	Piano 9	Piano 10	Piano 11	Piano 12	Piano 13	Piano 14			
L (kg)	7,8	2,2	2,2	1,7	1,7	2,0	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2			
L (eff. Area)	1,730	0,9	0,9	0,6200	0,6200	0,620	0,620	0,620	0,620	0,620	0,620	0,620	0,620	0,620			
R (kg)	1,730	0,9	0,9	0,6200	0,6200	0,620	0,620	0,620	0,620	0,620	0,620	0,620	0,620	0,620			
g.p. muratura (kg)	1043	176	161	104	104	124	136	136	136	136	136	136	136	136			
Area dell'isolato (mq)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
g. isolato (kg)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
Peso del piano (kg)	1043.000	176.000	161.000	104.000	104.000	124.000	136.000	136.000	136.000	136.000	136.000	136.000	136.000	136.000			
centro piano (x,y) (kg)	0,000	0	0	0,000	0,000	0	0	0	0	0	0,000	0,000	0	0			
centro appoggio (kg)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
Centro di gravità (kg)	1000	100	100	1000	1000	100	100	1000	100	100	1000	1000	100	100			
Centro massa (kg)	1000	100	100	1000	1000	100	100	1000	100	100	1000	1000	100	100			
W (Platform)	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100			
V (m/s)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000			
Colonna per Sollecitazioni																	

Sezione 4 - Riepilogo Resistenze ai differenti piani

Resistenza a Taglio della muratura

	P. Terra	1°	2°	3°	4°	5°	6°	
Vx_tot	285418	195535	150920	66909	0	0	0	Kg
Vy_tot	175428	98723	83723	51270	0	0	0	Kg

Rotture
schlacc.

0	0	0	0	0	0	0	0
---	---	---	---	---	---	---	---

Sezione 5 - Caratteristiche di Regolarità della Struttura

0,95 Regolarità geometrica della struttura, a giudizio dell'Utente
(Valore che l'utente deve assegnare in base alla regolarità posseduta dalla struttura)

0,95 Irregolarità di Rigidezza e/o di resistenza in pianta.
(Valore che l'utente deve assegnare in base alla regolarità posseduta dalla struttura)

2,0 Coefficiente di duttilità assegnato ai maschi murari.

Sezione 6 - Calcolo forze statiche equivalenti

numero di piani

Calcolo forze statiche equivalenti
 $\gamma = h_i \cdot \Sigma W_i / \Sigma (W_i \cdot h_i)$

Calcolo periodo proprio

piano	W _i	h _i interp (m)	h _i (m)	gamma _i	asse (g)	γ _i	Taglio V _i
P Terra	239559	1,24	1,24	0,226170944	1	54181	902417
1° P	260750	3,16	4,4	0,802542059	1	209262	848235,9300
2° P	267824	3,16	7,56	1,378913174	1	368300	638973,4846
3° P	134285	3,45	11,01	2,008179107	1	269688	269667,8155
4° P	0	0	11,01	2,008179107	1	0	0
5° P	0	0	11,01	2,008179107	1	0	0
6° P	0	0	11,01	2,008179107	1	0	0

ΣW_i

$\Sigma (W_i \cdot h_i)$

T periodo proprio
 dir X dir Y

T periodo proprio - Fessurata
 dir X dir Y

Sezione 7 - Calcolo Accelerazioni Spettrali

Accelerazione spettrale

Vres/Vtg	Piano Terra	Piano 1°	Piano 2°	Piano 3°	Piano 4°	Piano 5°	Piano 6°
dir X	0,316	0,231	0,236	0,248			
dir Y	0,194	0,116	0,131	0,190			

Sezione 8 - Calcolo del coefficiente α_{dut}

coeff. R_i per la valutazione automatica delle Regolarità strutturali in altezza

	Piano Terra	Piano 1°	Piano 2°	Piano 3°	Piano 4°	Piano 5°	Piano 6°
dir X	1,372	0,878	0,952	1,000	1,000	1,000	1,000
dir Y	1,570	0,888	0,689	1,000	1,000	1,000	1,000

Prodotto dei coeff riduttivi (Q_{dirX} · Q_{dirY} · Q_{dirZ})

	Piano Terra	Piano 1°	Piano 2°	Piano 3°	Piano 4°	Piano 5°	Piano 6°
dir X	0,805	0,892	0,881	0,903	0,903	0,903	0,812
dir Y	0,803	0,852	0,762	0,803	0,803	0,803	0,812

Limbozione dei valori di duttilità imponendo che: 1 <= α_{dut} <= 2

Calcolo del Coefficiente di DUTTLITA' α_{DUT}

	Piano Terra	Piano 1°	Piano 2°	Piano 3°	Piano 4°	Piano 5°	Piano 6°
dir X	1,805	1,783	1,782	1,805	1,805	1,805	1,825
dir Y	1,805	1,704	1,524	1,805	1,805	1,805	1,825

Coeff. riduttivo dovuto all'irregolarità di resistenza in altezza (R_{ir})

	Piano Terra	Piano 1°	Piano 2°	Piano 3°	Piano 4°	Piano 5°	Piano 6°
dir X	1,000	0,888	0,870	1,000	1,000	1,000	0,900
dir Y	1,000	0,944	0,845	1,000	1,000	1,000	0,900

Valori di duttilità come ottenuti dalle analisi, e per tanto anche minori dell'unità

	Piano Terra	Piano 1°	Piano 2°	Piano 3°	Piano 4°	Piano 5°	Piano 6°
dir X	1,805	1,783	1,782	1,805	1,805	1,805	1,825
dir Y	1,805	1,704	1,524	1,805	1,805	1,805	1,825

Coeff di DUTTLITA' α_{DUT} - da utilizzare nel calcolo seguente

	Piano Terra	Piano 1°	Piano 2°	Piano 3°	Piano 4°	Piano 5°	Piano 6°
dir X	1,805	1,783	1,782	1,805	1,805	1,805	1,825
dir Y	1,805	1,704	1,524	1,805	1,805	1,805	1,825

Sezione 9 - Calcolo Accelerazioni al Suolo (PGA)

Integrità da considerare:

Tipo di terreno:

Periodo Proprio in dir. X: s

Periodo Proprio in dir. Y: s

Calcola accelerazioni Spettrali

Coefficienti utilizzati
 $S_a = PGA * a_{M1} * a_{1D} * a_{D1} * (1/a_{D17})$

a_{M1} : coeff. partecipazione modale (1 per edif ad 1 piano, 0,9 per edif 2 piani, 0,8 più piani)
 a_{1D} : amplificazione spettrale
 a_{D1} : coeff. che tiene conto delle capacità dissipative dell'edificio.
 a_{D17} : coeff. di duttilità che tiene conto della presenza di una certa duttilità strutturale (valore definito nella sezione precedente)

Coefficiente parziale per la trasformazione da Accelerazione spettrale in PGA

PGA

	Piano Terra	Piano 1°	Piano 2°	Piano 3°	Piano 4°	Piano 5°	Piano 6°
dir X	0,285	0,206	0,206	0,224			
dir Y	0,175	0,099	0,100	0,172			

risultato piano: 0,206 1° dir X
0,099 1° dir Y

L'accelerazione al suolo (PGA) che mette in crisi il piano in , e quindi la struttura, è pari a: g

Sezione 10 - Calcolo Periodo di Ritorno

Determinazione accelerazioni su suolo rigido (PGA su roccia = ag)

Accelerazione di ancoraggio dello spettro:

ag - (PGA su roccia)

	Piano Terra	Piano 1°	Piano 2°	Piano 3°	Piano 4°	Piano 5°	Piano 6°
dir X	0,228	0,164	0,166	0,179			
dir Y	0,140	0,079	0,080	0,137			

risultato piano: 0,164 1° dir X
0,079 1° dir Y

L'accelerazione al suolo (PGA) che mette in crisi il piano in , e quindi la struttura, è pari a: g

Il periodo di ritorno sarà quindi:
 $T = K * a^{-1/\alpha}$ e $T(a)$ in (ag)

cod. ISTAT	Comune	α	K	α	K
<input type="text" value="9050026"/>	<input type="text" value="PSA"/>	<input type="text" value="3,037062605"/>	<input type="text" value="1208771,569"/>	<input type="text" value="3,03551"/>	<input type="text" value="440342"/>
		Periodo di ritorno		Periodo di ritorno	
		<input type="text" value="550"/>		<input type="text" value="204"/>	

(media) (media + deviazione standard)

Sezione 11 - Livello Prestazionale: Operatività

Deformazione imposta:

Rigidezza K (kg/m)

K	Piano Terra	Piano 1°	Piano 2°	Piano 3°	Piano 4°	Piano 5°	Piano 6°
dir X	137321903	277393111	253099008	11796851	0	0	0
dir Y	139513448	22131055	20736789	12186679	0	0	0

Taglio resistente

Vres	Piano Terra	Piano 1°	Piano 2°	Piano 3°	Piano 4°	Piano 5°	Piano 6°
dir X	683597	488212	765372	519533	0	0	0
dir Y	691967	385507	627381	536710	0	0	0

PGA = PGAsu con $\alpha_{du} = 1$

Vres	Piano Terra	Piano 1°	Piano 2°	Piano 3°	Piano 4°	Piano 5°	Piano 6°
dir X	0	0	0	0			
dir Y	0	0	0	0			

Accelerazione Spettrale - Stato limite di danno

Vres/Vlg	Piano Terra	Piano 1°	Piano 2°	Piano 3°	Piano 4°	Piano 5°	Piano 6°
dir X	0,758	0,576	1,198	1,927			
dir Y	0,767	0,459	0,981	1,990			

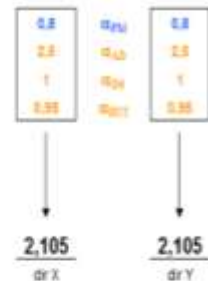
Conversione in PGA per il livello prestazionale dell'Operatività

Coefficienti utilizzati

$$S_d = PGA \cdot \alpha_{du} \cdot \alpha_{db} \cdot \alpha_{ds} \cdot (1/\alpha_{dct})$$

- α_{du} coeff. partecipazione modale (1 per edif ad 1 piano, 0,9 per edif 2 piani, 0,8 più piani)
- α_{db} amplificazione spettrale
- α_{ds} coeff. che tiene conto delle capacità dissipative dell'edificio.
- α_{dct} coeff. di duttilità di piano, comprensivo del coeff γ_{vis} che tiene conto dell'irregolarità di rigidezza in pianta (valore che può essere definito sulla base della sezione precedente)

Coefficiente di duttilità dagli elementi allo stato prestazionale di Operatività



Coefficiente trasformazione Accelerazione spettrale in PGA :

PGA

Vres/Vlg	Piano Terra	Piano 1°	Piano 2°	Piano 3°	Piano 4°	Piano 5°	Piano 6°
dir X	0,300	0,277	0,509	0,915			
dir Y	0,364	0,218	0,466	0,945			

PGA per il livello prestazionale: Operatività

Vres/Vlg	Piano Terra	Piano 1°	Piano 2°	Piano 3°	Piano 4°	Piano 5°	Piano 6°
dir X	0,156	0,115	0,118	0,124			
dir Y	0,097	0,058	0,066	0,095			

minimo piano
0,115 1° dir X
0,058 1° dir Y

L'accelerazione al suolo (PGA) che mette in crisi il piano e quindi la struttura, è pari a:

Sezione 12 - Calcolo Periodo di Ritorno per mantenimento dell' Operatività Accelerazione su roccia, al limite dell'Operatività

Accelerazione di ancoraggio
delo spettro

ag (accelerazione su roccia) - livello prestazionale: Operatività

	Piano Terra	Piano 1°	Piano 2°	Piano 3°	Piano 4°	Piano 5°	Piano 6°	
UmaxV3g								
dir X	0,127	0,082	0,094	0,099				minimo 0,092 RRF? dir X
dir Y	0,078	0,047	0,052	0,076				0,047 RRF? dir Y

L'accelerazione sul suolo rigido (PGA su roccia)
che provoca il danneggiamento del piano RRF? in dir Y e :

Il periodo di ritorno sarà quindi:
 $T = K \cdot a^{-\alpha} \cdot \ln(a \cdot g)$

	a	K	a	K
cod. ISTAT	3,057062605	1206771,569	3,03551	448341,78
<input type="text" value="905026"/>	(media)	(media + deviazione standard)		
Comune	Periodo di ritorno		Periodo di ritorno	
PISA	<input type="text" value="109"/>	<input type="text" value="40"/>		

I valori che determinano la vulnerabilità sismica secondo la procedura riportata in precedenza sono le accelerazioni al suolo che mettono in crisi la struttura per entrambe le condizioni limite:

- *stato limite di operatività: PGA = 0,058g*
- *stato limite di prevenzione del collasso: PGA = 0,099g*

8.3 Indice di Rischio Sismico

L'indice di rischio sismico è un parametro che permette di quantificare il livello di “esposizione” di un edificio al pericolo derivante da un evento sismico di progetto. Tale indice è stato creato allo scopo di fornire un utile strumento di catalogazione degli edifici esistenti per quanto riguarda la priorità di intervento su di essi per la mitigazione del rischio.

Valori dell'indice di rischio sismico maggiori di 1 indicano che il manufatto è idoneo a sopportare l'azione sismica prevista nella zona; valori inferiori all'unità indicano invece che la struttura è impreparata ad affrontare l'impegno richiesto dal sisma di progetto, valutato in base al sito di costruzione, alla vita di riferimento del fabbricato ed alla sua classe d'uso, secondo quanto specificato al cap.3 delle NTC. Gli edifici esistenti, in particolare quelli aventi più di vent'anni, difficilmente potranno garantire un indice maggiore di 1, in quanto progettati per resistere ai soli carichi statici; ciò non toglie l'importanza di tale indice, che può dare un'idea di quanto il rischio sismico sia più o meno elevato nell'edificio.

È possibile calcolare due diversi indici di rischio, I_R e R_{CD} , a seconda che si cerchi una relazione tra le accelerazioni PGA_C e PGA_D di capacità e di domanda del sistema, oppure tra il tempo di ritorno minimo per cui la struttura risulta verificata, T_{RC} , ed il tempo di ritorno minimo previsto dalla normativa per lo stato limite considerato, T_{RD} . L'indice R_{CD} è compreso tra un massimo di 1, nel caso in cui T_{RC} sia uguale a T_{RD} , ed un minimo di 0,322 nel caso in cui, tenendo conto che per il caso di studio $T_{RD}= 475$ anni, T_{RC} sia uguale a quello minimo previsto dalla normativa (30 anni).

Nel presente lavoro verranno stimati gli indici di rischio sismico per l'edificio di via Bronzetti dedotti dalle analisi precedentemente effettuate ed in particolare per quanto riguarda:

- 1 l'indice di rischio R_{CD} derivante dalle analisi pushover relative al modello tridimensionale;
- 2 I_R e R_{CD} derivanti dal progetto S.A.V.E.;
- 3 l'indice di rischio I_R derivante dalla scheda di vulnerabilità – GNDT.

8.3.1 Indice di rischio derivante dalle analisi pushover

L'indice di Rischio sismico R_{CD} è così definito:

$$R_{CD} = \left(\frac{T_{RC}}{T_{RD}} \right)^{0,41}$$

dove:

T_{RD} è il tempo di ritorno in anni dello stato limite considerato per la valutazione della sicurezza sismica;

T_{RC} è il tempo di ritorno in anni dello stato limite di operatività minimo per il quale tutte le verifiche degli elementi strutturali principali sono soddisfatte.

Per edifici con vita utile di riferimento $V_R=50$ anni e classe d'uso II, la normativa impone di considerare un valore del tempo di ritorno di 475 anni, che costituirà quindi il valore di T_{RD} . Per eseguire la valutazione di T_{RC} , si deve seguire un metodo iterativo che prevede di effettuare nuovamente le verifiche nel modello per spettri di risposta crescenti, a partire dallo spettro di risposta corrispondente allo stato limite di operatività, fino ad incontrare il valore del periodo di ritorno del sisma per il quale si ottiene il primo elemento non verificato. Tale procedura corrisponde agli spettri mostrati nei grafici *ADRS* delle curve di pushover riportati al capitolo precedente e dei quali si riportano nuovamente i risultati per il calcolo dell'indice di rischio.

MODELLO ANALISI	MODEL C muratura ortotropa [anni]	T_{RD} [anni]	R_{CD}
MODE SHAPE 1-	117	475	0,563

8.3.2 Indice di rischio derivante dal progetto S.A.V.E.

I valori finali che è possibile estrapolare dal *software VM* del progetto S.A.V.E. sviluppato dal Gruppo Nazionale Difesa Terremoti sono il tempo di ritorno e la corrispondente *PGA* che mettono in crisi la struttura per i due stati limite di operatività e prevenzione del collasso.

Stato limite di operatività ($PGA_C = 0,058$, $T_{RC} = 109$) per cui si ha:

$$I_R = \frac{PGA_C}{PGA_D} = \frac{0,058}{0,058} = 1$$

$$R_{CD} = \left(\frac{T_{RC}}{T_{RD}} \right)^{0,41} = \left(\frac{109}{30} \right)^{0,41} = 1,697$$

Stato limite di prevenzione del collasso ($PGA_C = 0,226$, $T_{RC} = 975$) per cui si ha:

$$I_R = \frac{PGA_C}{PGA_D} = \frac{0,099}{0,226} = 0,438$$

$$R_{CD} = \left(\frac{T_{RC}}{T_{RD}} \right)^{0,41} = \left(\frac{550}{975} \right)^{0,41} = 0,791$$

8.3.3 Indice di rischio derivante dalla scheda di vulnerabilità

L'indice di vulnerabilità sismica calcolato seguendo la procedura messa a punto dal Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti viene ora messo in relazione all'indice di rischio sismico, attraverso una relazione sperimentale che permette di ricavare la PGA (*Peak Ground Acceleration*) corrispondente alla capacità della struttura.

PGA_C che determina il collasso della struttura (capacità):

$$PGA_C = \frac{1}{\alpha_c + \beta_c + V^\gamma} = 0,398 \text{ g}$$

in cui:

V indice di vulnerabilità sismica calcolato in precedenza pari a 45,5

$\alpha_c = 1,5371$

$\beta_c = 0,000974$

$\gamma = 1,8087$

PGA_D corrispondente all'accelerazione di picco al suolo (domanda):

Per la valutazione di PGA_D si considera convenzionalmente lo spettro elastico allo SLV; assumendo $V_R = 50$ anni e $C_u = 1$ (per classe d'uso II), ovvero $T_R = 475$ anni, e in base alle caratteristiche del sito si ottiene:

$PGA_D = 0,177 \text{ g}$

Valutazione dell'indice di rischio:

$$I_R = \frac{PGA_C}{PGA_D} = 2,252$$

Questa correlazione sembrerebbe fornire un risultato estremamente ottimistico: si può in alternativa scalare l'indice di vulnerabilità V in maniera tale che risulti compreso tra il valore minimo ed il valore massimo di R_{CD} ($0,322 \leq R_{CD} \leq 1$) ed invertendo la relazione utilizzata per determinare l'indice di rischio, si ricava il T_R dell'azione sismica a cui la struttura è in grado di far fronte secondo la scheda di vulnerabilità:

$$T_R = 154 \text{ anni}$$

Il risultato si allinea ai tempi di ritorno minimi ottenuti con le analisi statiche non lineari.

CAPITOLO 9

PROPOSTE DI MIGLIORAMENTO SISMICO

9.1 Sintesi dei risultati ottenuti

Il confronto dei risultati ottenuti per l'affidabilità sismica della struttura sottoposta ai vari tipi di analisi effettuati in questa tesi permette di fare le seguenti valutazioni.

L'analisi modale ha riportato una distribuzione disuniforme di masse partecipanti ed, in particolare, una componente rotazionale attorno all'asse z non trascurabile, testimonianza della ridotta capacità della struttura a far fronte all'azione sismica a causa della presenza di modi spuri di vibrare.

L'analisi dinamica lineare ha confermato questa intuizione, in quanto il 90% degli elementi portanti risultano non verificare l'azione sismica di progetto allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

L'analisi statica lineare ha mostrato risultati più soddisfacenti, specialmente nella direzione longitudinale del fabbricato, per tutti i modelli di studio realizzati, sia per le distribuzioni proporzionali alla forma del modo di vibrare che per le distribuzioni uniformi di accelerazioni. Ciò ha suggerito di studiare eventuali soluzioni di consolidamento per i fabbricati del complesso di via Emilia in Sant'Ermete allo scopo di valutarne il completo recupero e la successiva rifunzionalizzazione degli ambienti.

Nell'interpretazione dei risultati occorre ricordare che le analisi strutturali sono state effettuate con l'adozione dei parametri meccanici minimi di normativa, a causa della disponibilità di verifiche in situ limitate e di una conoscenza dei dettagli costruttivi solo parziale, il che ha comportato l'utilizzo di un livello di conoscenza minimo LC1.

Si ritiene quindi necessaria l'acquisizione di dati meno penalizzanti, investendo maggiormente nella diagnostica della struttura, in particolare con indagini in situ esaustive che permettano di conoscere il valore reale di tensione f_{cd} della muratura da adottare nelle verifiche; ciò porterebbe ad assumere livelli di conoscenza superiori per il fabbricato e ad adottare, di conseguenza, un fattore di confidenza FC unitario.

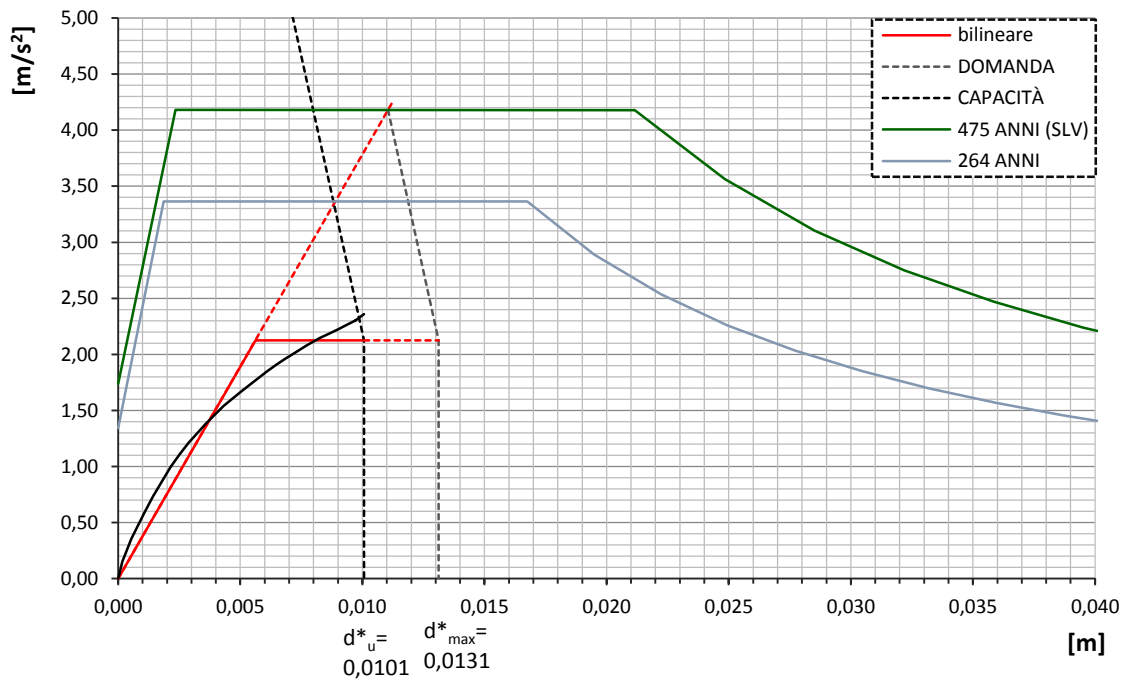
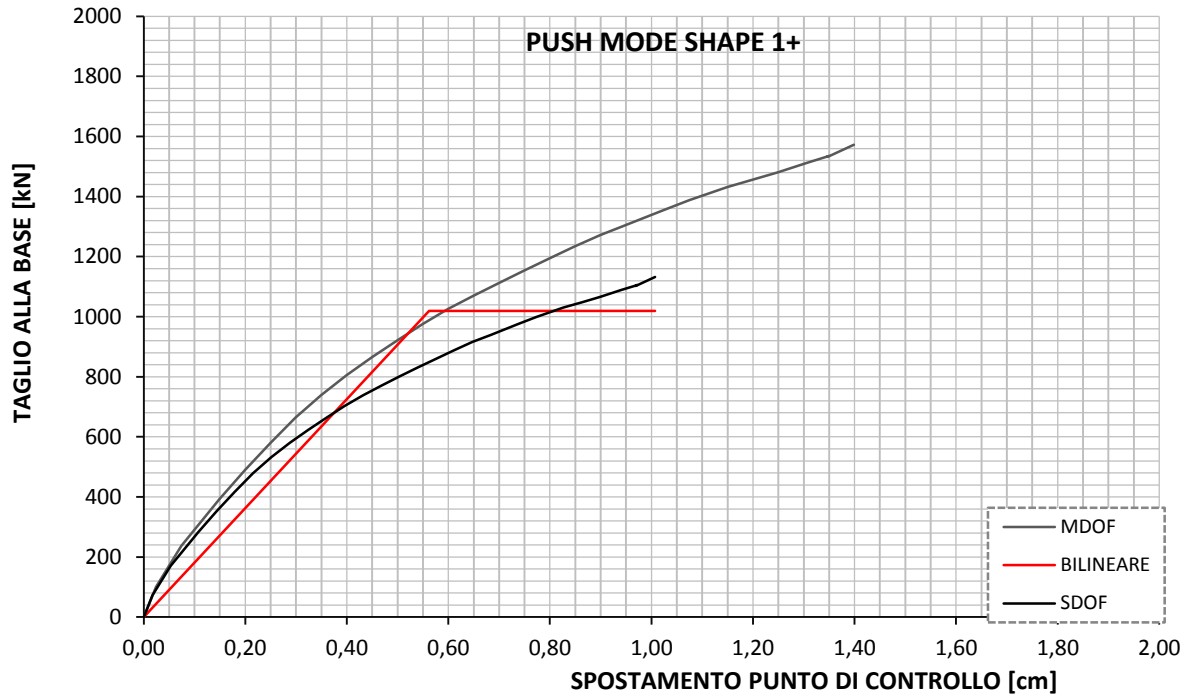
9.2 Proposta di miglioramento sismico

Il primo passo da effettuare per un intervento di miglioramento sismico è senza dubbio quello di ottenere un aumento delle caratteristiche meccaniche della muratura, obiettivo che può essere raggiunto attraverso elementi di collegamento trasversale della muratura portante del fabbricato e l'adozione di un intonaco armato su entrambe le pareti. In particolare, la soluzione che si prevede di studiare è quella di un rinforzo mediante applicazione di connettori trasversali a L in materiale fibrorinforzato F.R.P. (Fiber Reinforced Polymer) aventi lunghezza opportuna (in funzione dello spessore della parete da consolidare) in numero non inferiore a $4/m^2$; in aggiunta, è prevista su entrambe le facce l'applicazione di intonaco strutturale con rete in materiale composito fibrorinforzato per uno spessore complessivo di 2-3 cm per lato, compresa la finitura.

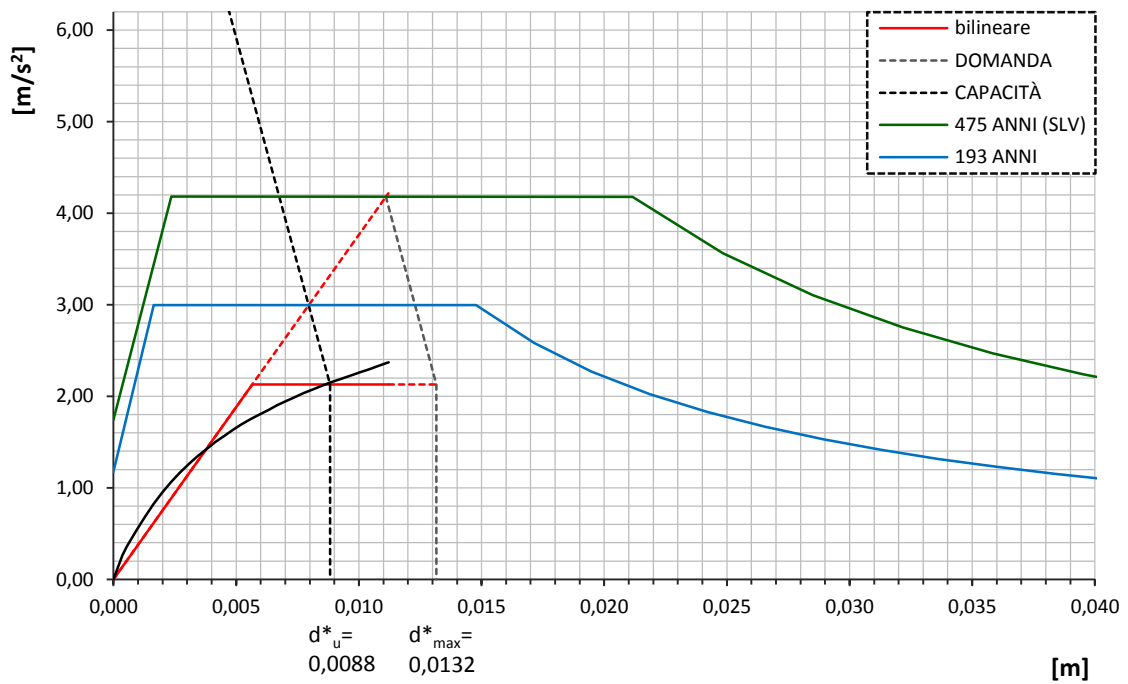
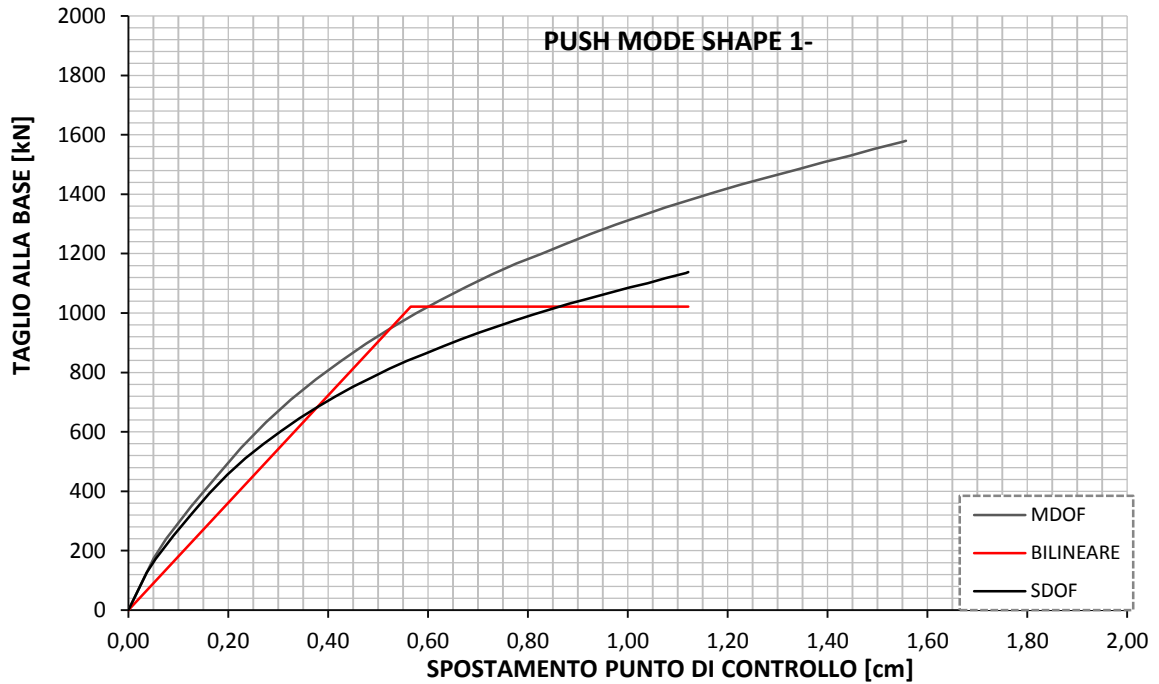
Tale soluzione rientra fra quelle illustrate dalla Circolare esplicativa delle NTC nella tabella C8A.2.2: per definire i parametri meccanici equivalenti per la muratura occorre adottare un coefficiente migliorativo pari a 1,3 per la soluzione che prevede connessioni trasversali, ed un coefficiente pari a 1,5 per l'adozione di intonaco armato, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G). Come è possibile notare dalla tabella sottostante, l'adozione dei due coefficienti simultaneamente permette di ottenere valori delle caratteristiche meccaniche quasi pari al doppio di quelle iniziali.

w	16	peso specifico medio della muratura	(kN)
f_m	468	Resistenza media a compressione della muratura	(N/cm ²)
f_d	346,7	Resistenza di progetto a compressione della muratura	(N/cm ²)
τ_0	11,7	Resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali	(N/cm ²)
f_{vko}	8,19	Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali	(N/cm ²)
f_{td}	17,55	Resistenza di calcolo a trazione per fessurazione diagonale	(N/cm ²)
E	2925	Modulo medio di elasticità normale	(N/mm ²)
G	975	Modulo medio di elasticità tangenziale	(N/mm ²)
γ_M	3	Coefficiente parziale di sicurezza	
FC	1,35	Valore del fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza LC1	

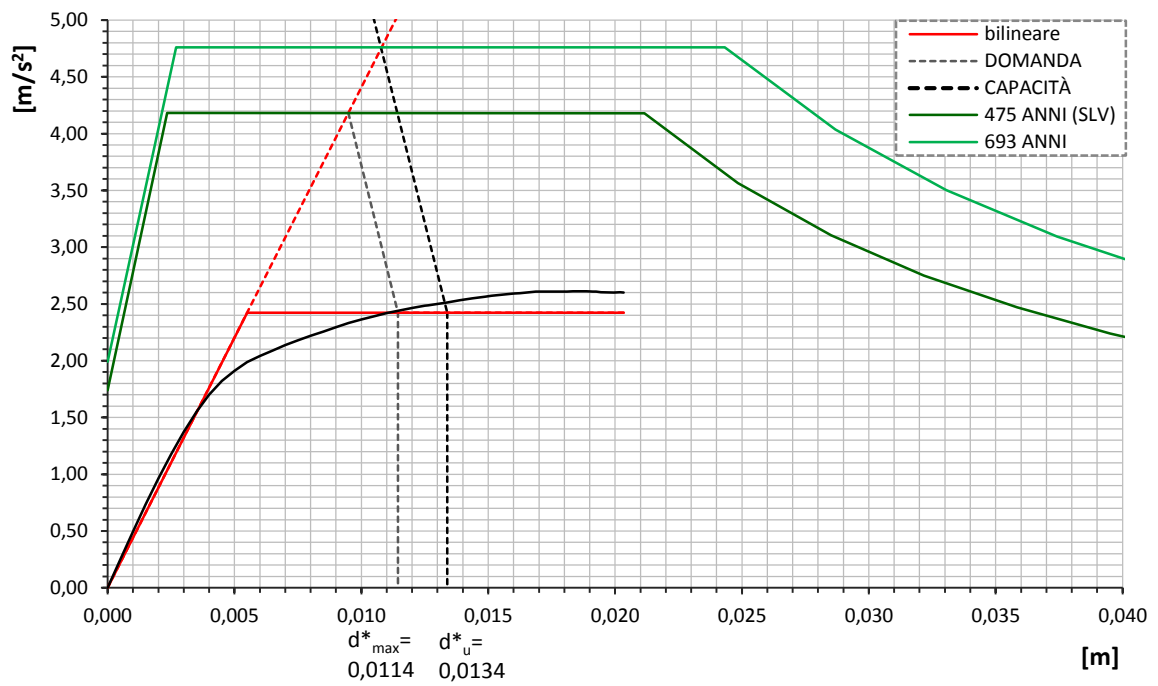
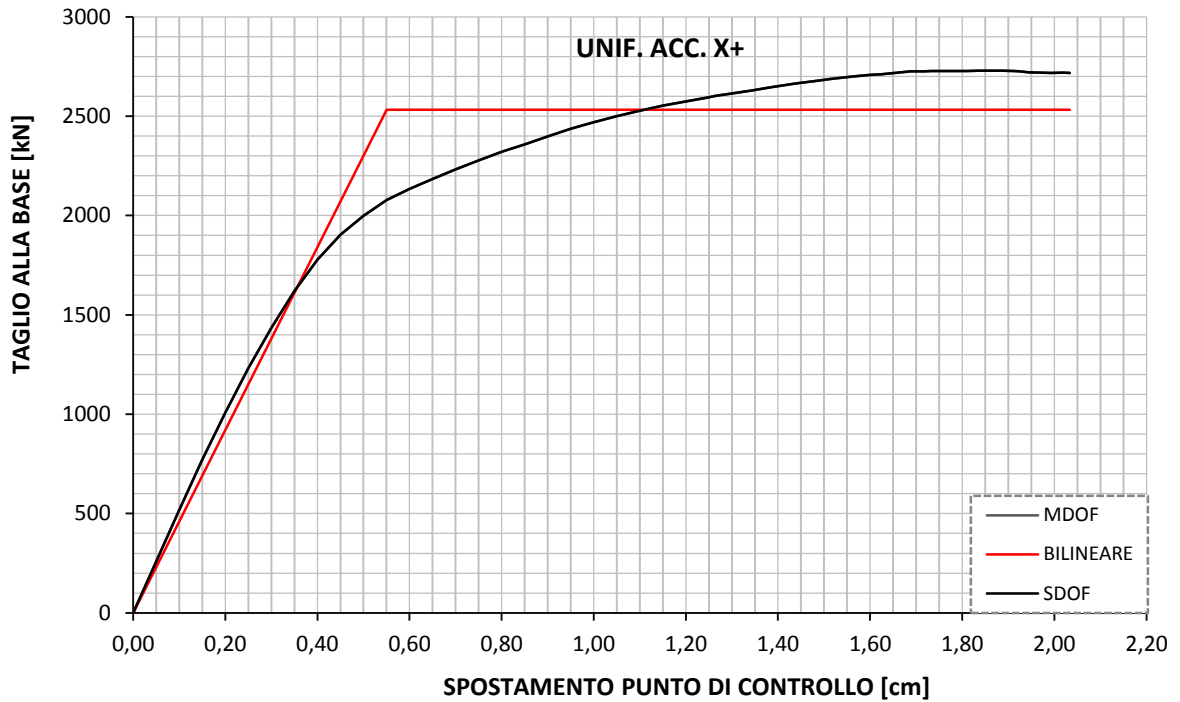
TABELLA 9.1. Valori della muratura impiegati per le verifiche di consolidamento



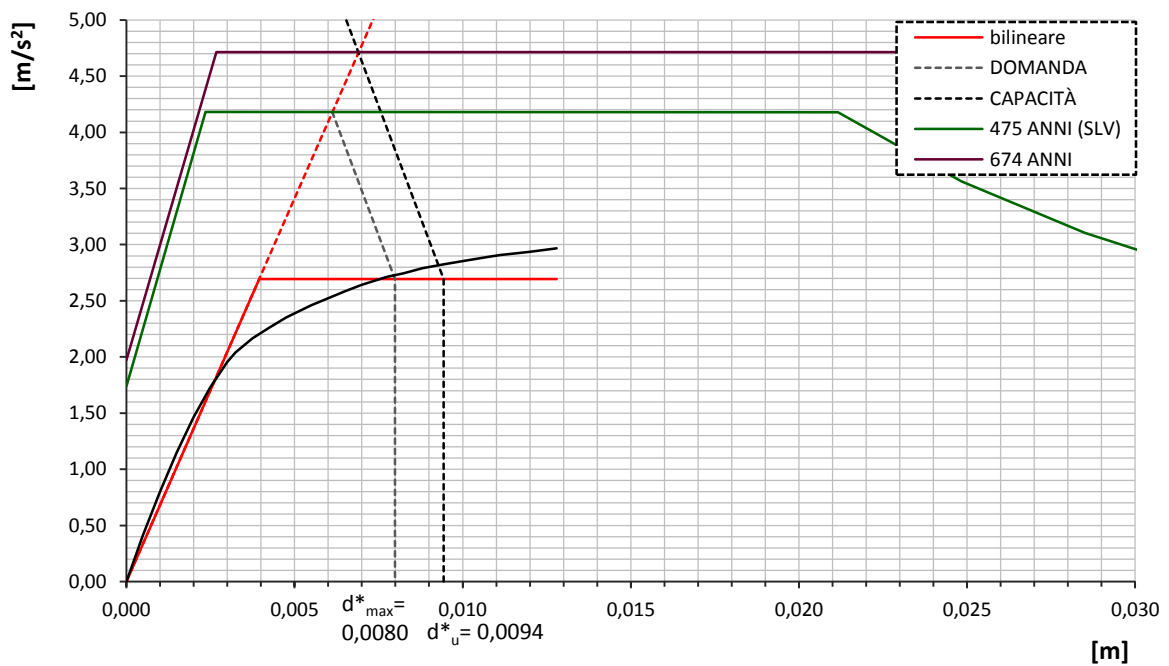
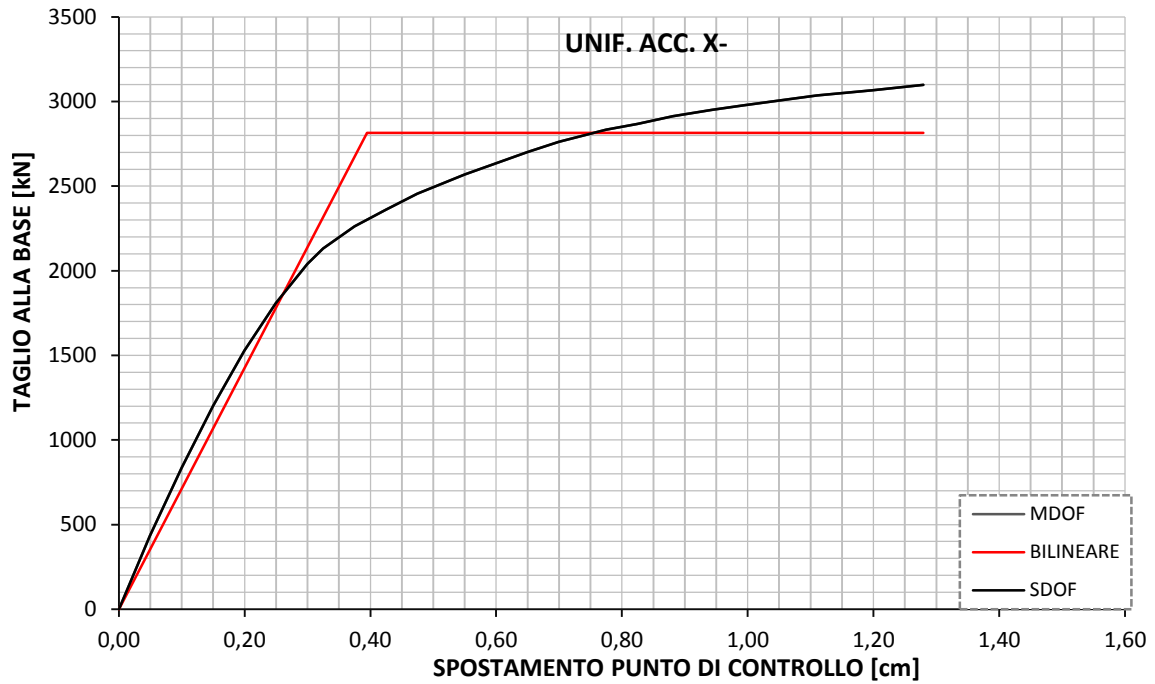
PUSH MODE SHAPE 1+						
direzione considerata	Γ	m^* [kNs ² /m]	k^* [kN/m]	T^* [s]	q^*	T_R [anni]
y	1,389	479,8	181454,2	0,3229	1,97	264
F_y^* [kN]	d_y^* [cm]	F_{bu} [kN]	$d(F_{bu})$ [cm]	F_{bu}^* [kN]	d_{maxSLV} [cm]	d_u [cm]
1019,60	0,56	1572,42	1,40	1132,05	1,82	1,40
$d_u < d_{maxSLV}$ VERIFICA NON SODDISFATTA						



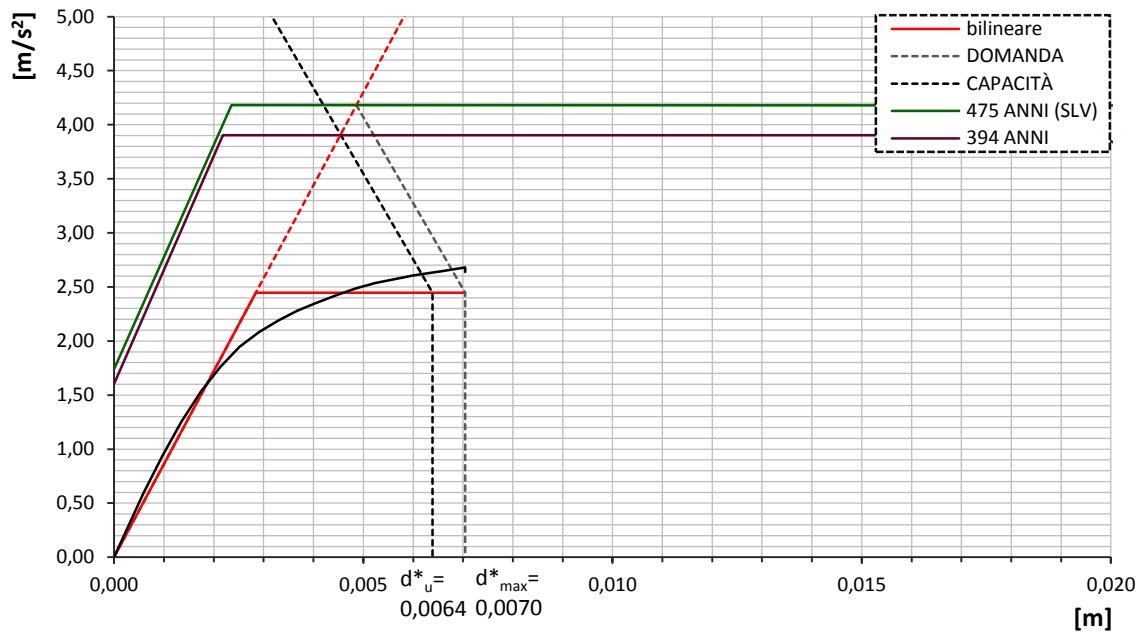
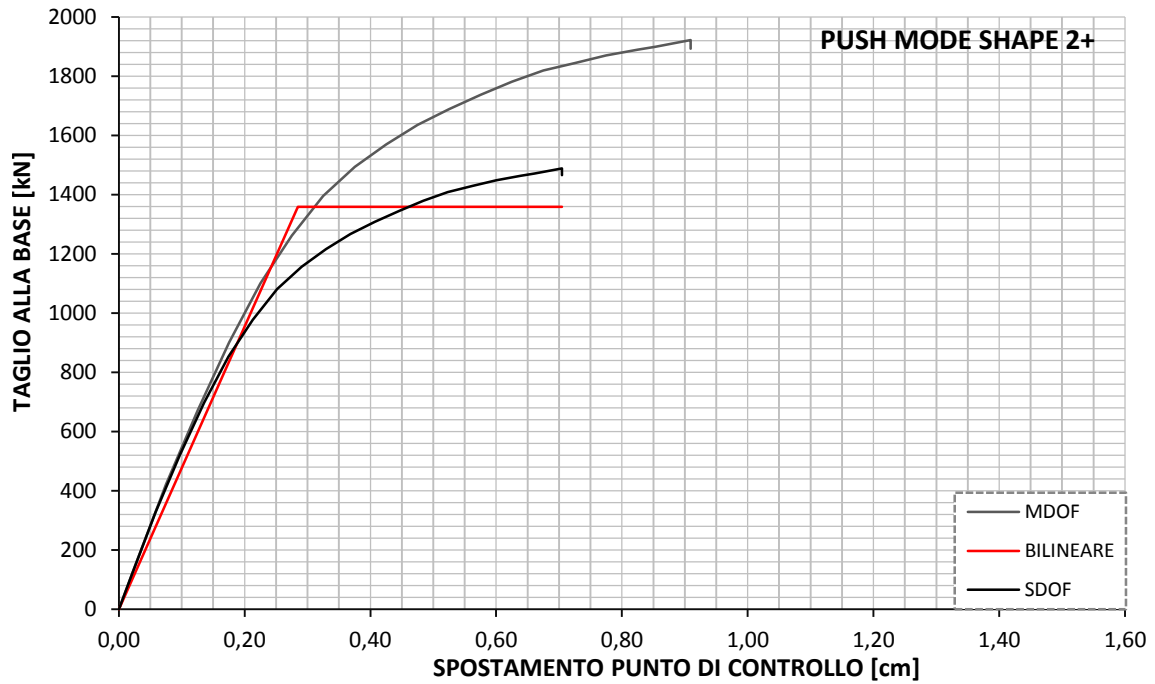
PUSH MODE SHAPE 1-						
direzione considerata	Γ	m^* [kNs ² /m]	k^* [kN/m]	T^* [s]	q^*	T_R [anni]
y	1,389	479,8	180642	0,3237	1,96	193
F_y^* [kN]	d_y^* [cm]	F_{bu} [kN]	$d(F_{bu})$ [cm]	F_{bu}^* [kN]	d_{maxSLV} [cm]	d_u [cm]
1022,05	0,57	1579,93	1,56	1137,46	1,83	1,23
$d_u < d_{maxSLV}$ VERIFICA NON SODDISFATTA						



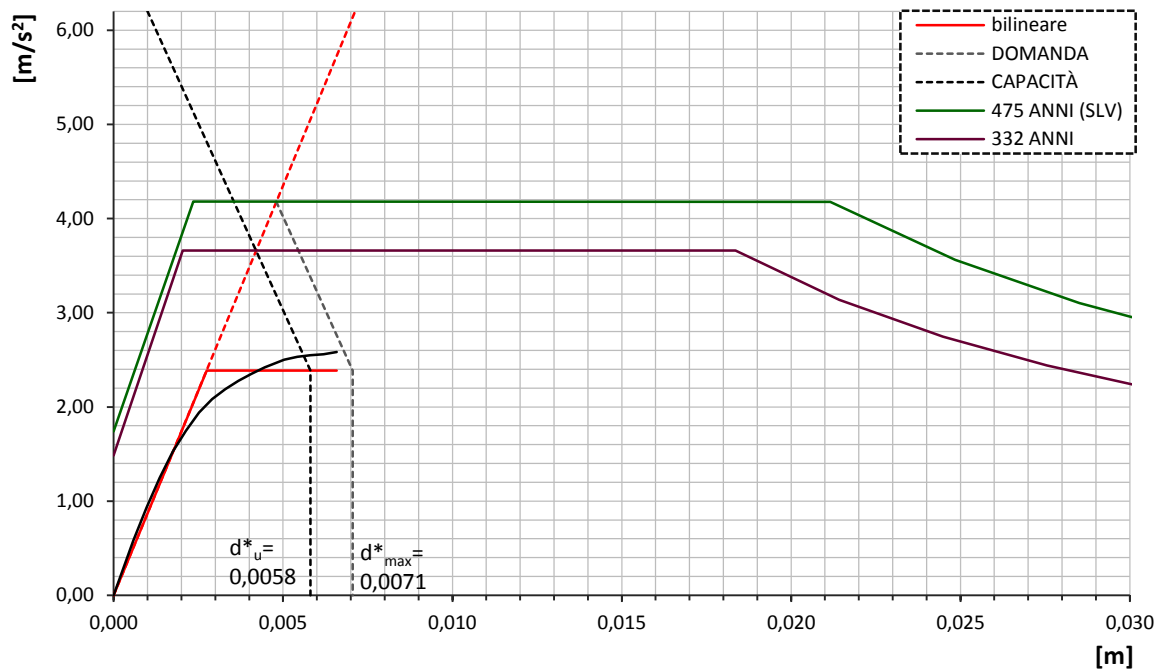
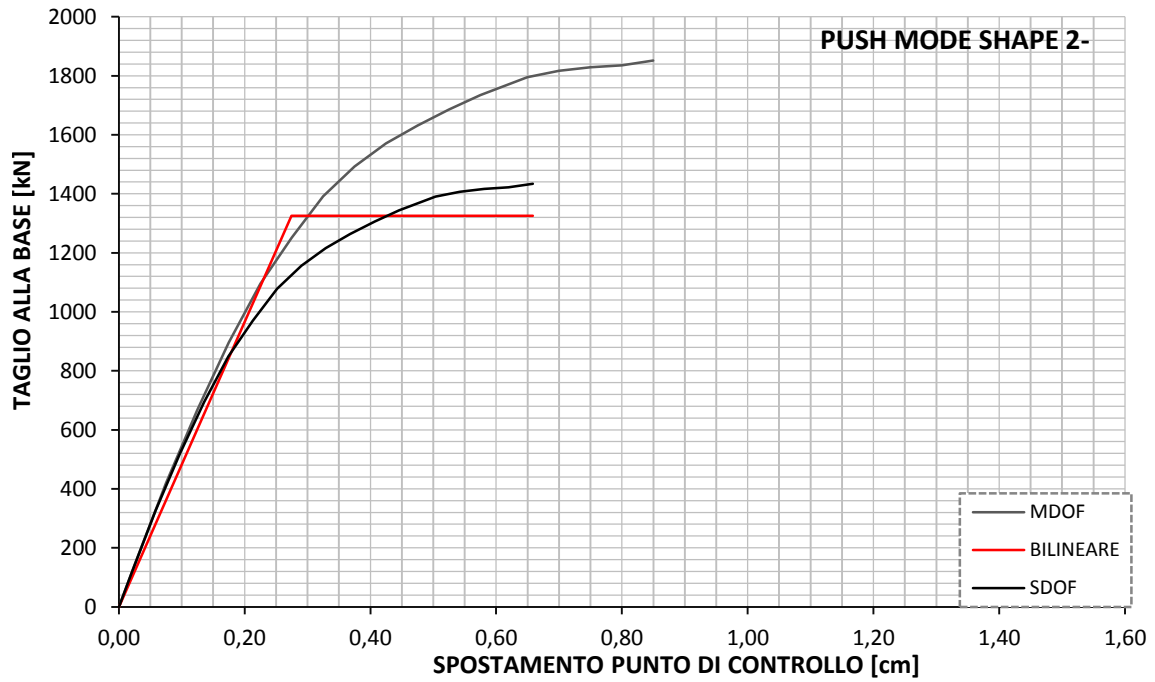
UNIF. ACC. X+						
direzione considerata	Γ	m^* [kNs ² /m]	k^* [kN/m]	T^* [s]	q^*	T_R [anni]
x	1	1045,12	460422,9	0,2992	1,72	693
F_y^* [kN]	d_y^* [cm]	F_{bu} [kN]	$d(F_{bu})$ [cm]	F_{bu}^* [kN]	d_{maxSLV} [cm]	d_u [cm]
2532,62	0,55	2717,55	2,03	2717,55	1,14	1,34
$d_u > d_{maxSLV}$ VERIFICA SODDISFATTA						



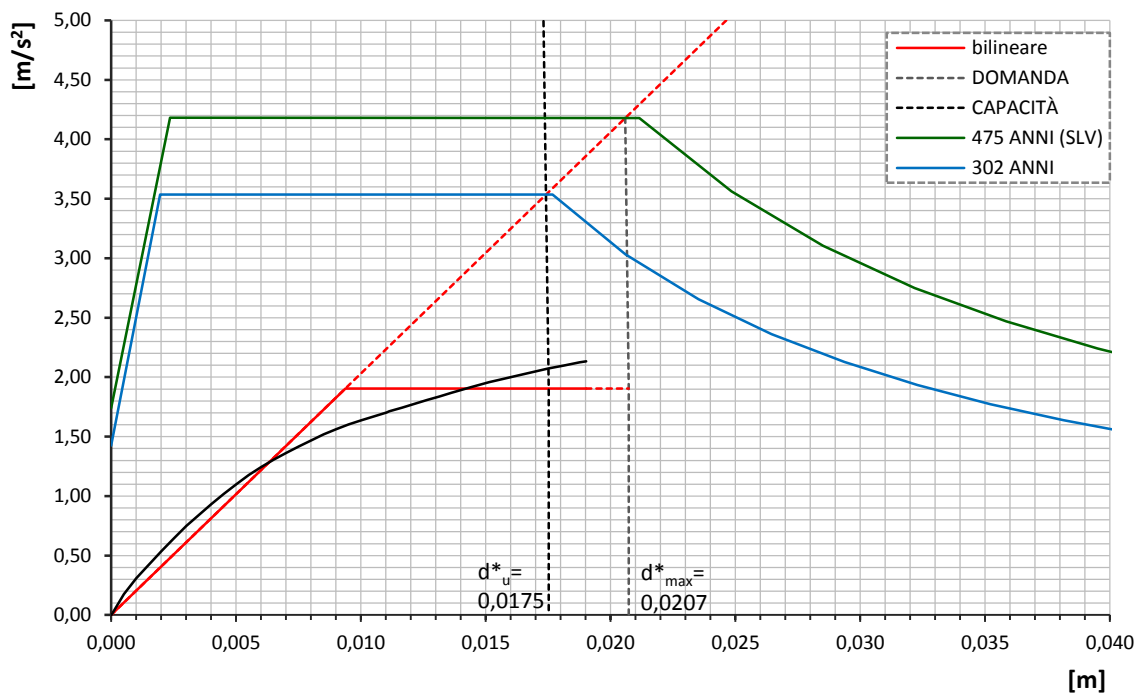
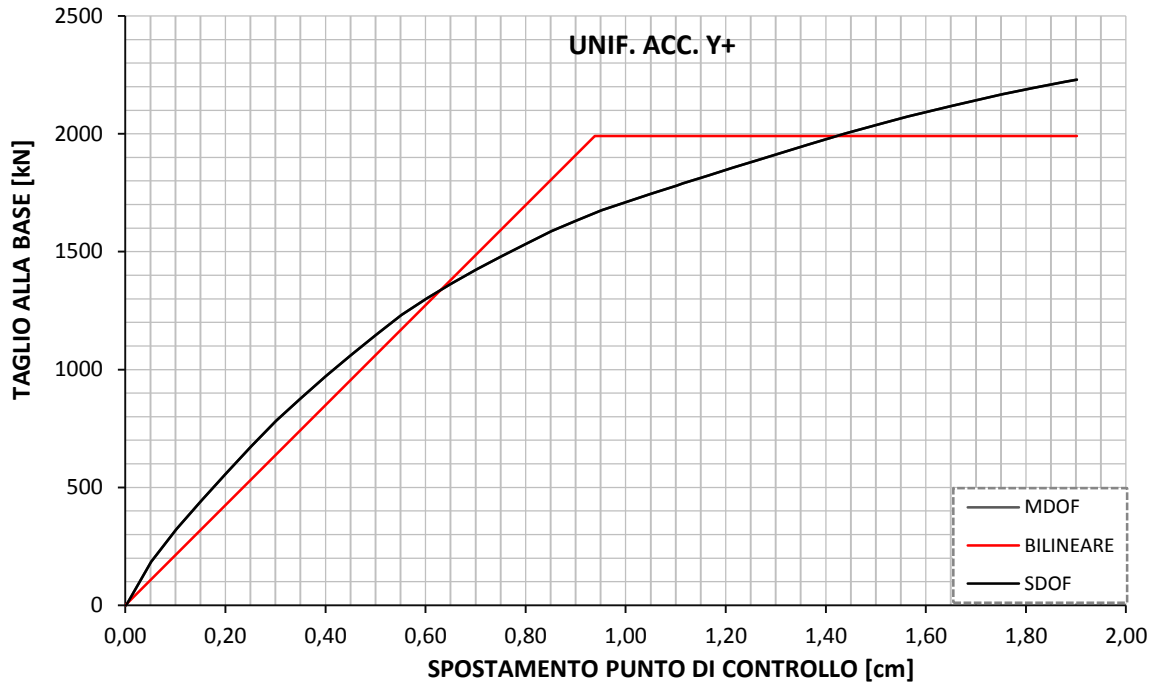
UNIF. ACC. X-						
direzione considerata	Γ	m^* [kNs ² /m]	k^* [kN/m]	T^* [s]	q^*	T_R [anni]
x	1	1044,547	713113,2	0,2404	1,55	674
F_y^* [kN]	d_y^* [cm]	F_{bu} [kN]	$d(F_{bu})$ [cm]	F_{bu}^* [kN]	d_{maxSLV} [cm]	d_u [cm]
2814,01	0,40	2594,49	1,28	3098,08	0,80	0,94
$d_u > d_{maxSLV}$ VERIFICA SODDISFATTA						



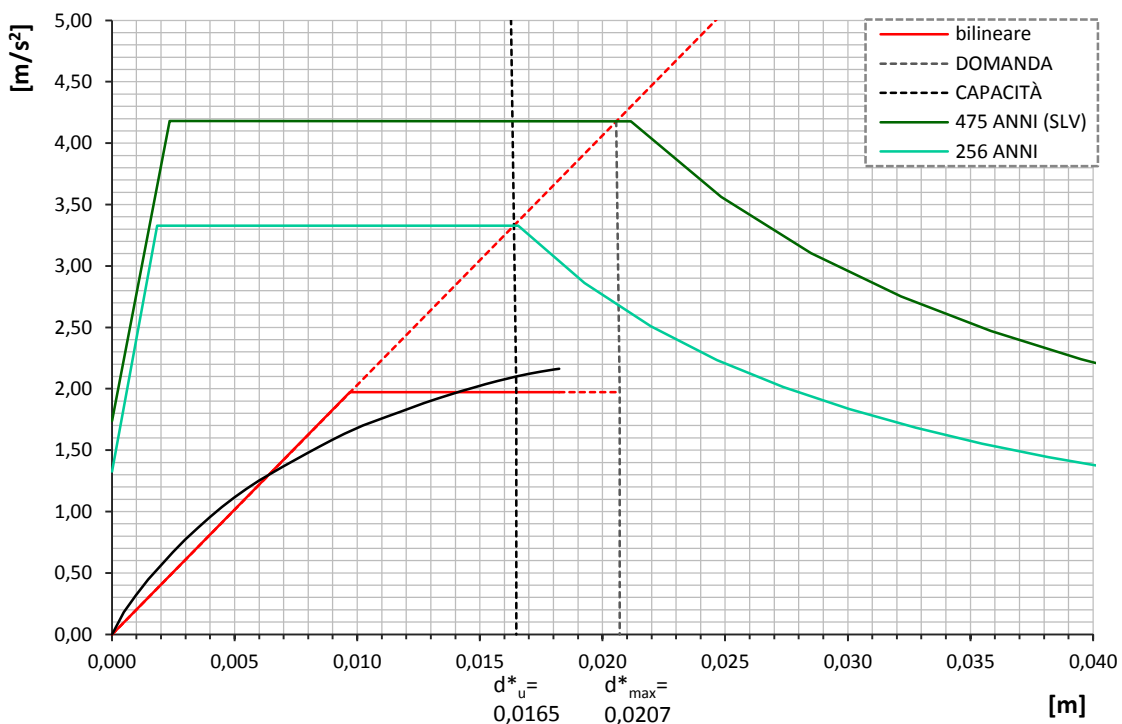
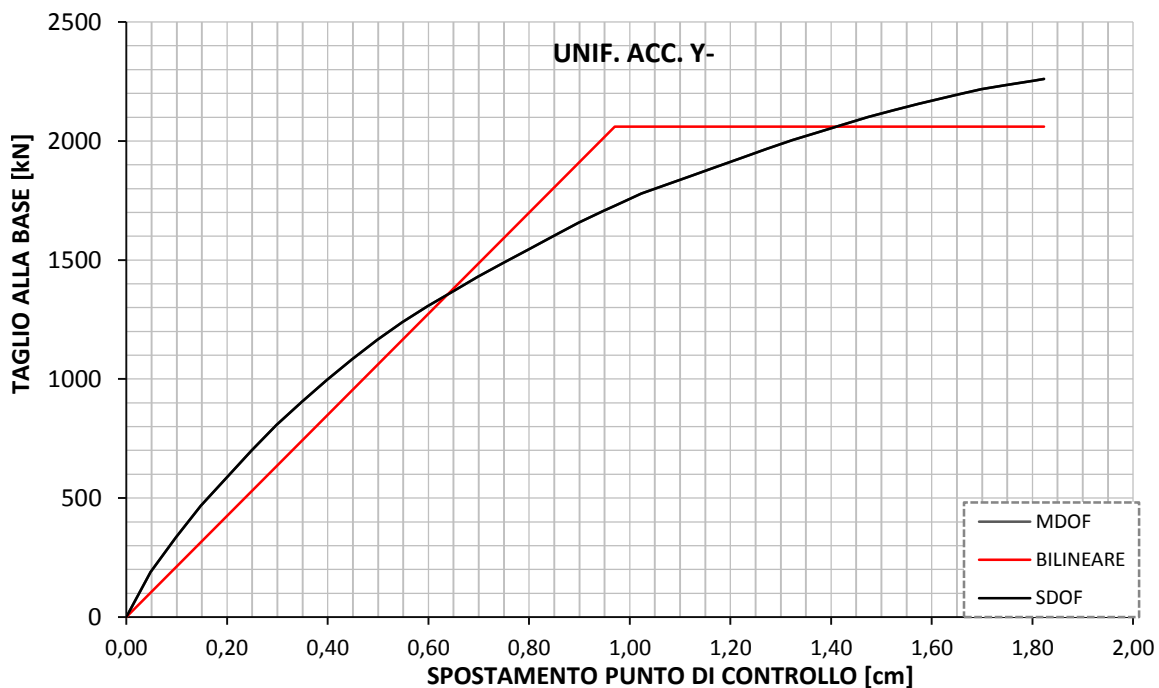
PUSH MODE SHAPE 2+						
direzione considerata	Γ	m^* [kNs ² /m]	k^* [kN/m]	T^* [s]	q^*	T_R [anni]
x	1,291	555,5	477548	0,2142	1,71	394
F_y^* [kN]	d_y^* [cm]	F_{bu} [kN]	$d(F_{bu})$ [cm]	F_{bu}^* [kN]	d_{maxSLV} [cm]	d_u [cm]
1958,58	0,28	1892,26	0,91	1465,73	0,91	0,83
$d_u > d_{maxSLV}$ VERIFICA SODDISFATTA						



PUSH MODE SHAPE 2-						
direzione considerata	Γ	m^* [kNs ² /m]	k^* [kN/m]	T^* [s]	q^*	T_R [anni]
x	1,291	555,5	483410,4	0,2129	1,75	332
F_y^* [kN]	d_y^* [cm]	F_{bu} [kN]	$d(F_{bu})$ [cm]	F_{bu}^* [kN]	d_{maxSLV} [cm]	d_u [cm]
1325,95	0,27	1851,37	0,85	1434,06	0,91	0,75
$d_u < d_{maxSLV}$ VERIFICA NON SODDISFATTA						



UNIF. ACC. Y+						
direzione considerata	Γ	m^* [kNs ² /m]	k^* [kN/m]	T^* [s]	q^*	T_R [anni]
x	1	1045,12	212092,8	0,4408	2,19	302
F_y^* [kN]	d_y^* [cm]	F_{bu} [kN]	$d(F_{bu})$ [cm]	F_{bu}^* [kN]	d_{maxSLV} [cm]	d_u [cm]
1990,16	0,94	2229,89	0,85	2229,89	2,07	1,75
$d_u < d_{maxSLV}$ VERIFICA NON SODDISFATTA						



UNIF. ACC. Y-						
direzione considerata	Γ	m^* [kNs ² /m]	k^* [kN/m]	T^* [s]	q^*	T_R [anni]
x	1	1045,12	212396,1	0,4405	2,12	256
F_y^* [kN]	d_y^* [cm]	F_{bu} [kN]	$d(F_{bu})$ [cm]	F_{bu}^* [kN]	d_{maxSLV} [cm]	d_u [cm]
2060,58	0,96	2260,90	1,82	2260,90	2,07	1,65
$d_u < d_{maxSLV}$ VERIFICA NON SODDISFATTA						

9.3 Computo metrico estimativo

Da un punto di vista economico questo tipo di intervento, analizzato attraverso due diversi computi estimativi riportato alle pagine seguenti, oscillerebbe tra un costo minimo di 175000 euro a edificio, nel caso si scelga di effettuare un consolidamento con intonaco armato con rete elettrosaldata su entrambe le facce della parete, ed un costo di poco inferiore ai 210000 euro a edificio, per la soluzione che comprende l'utilizzo di intonaco armato con rete in fibra di vetro e connessioni trasversali nella muratura realizzate attraverso perfori con connettori in F.R.P.

Volendo stimare un costo complessivo, solo per quanto attiene al recupero strutturale, degli edifici del complesso APES, l'intervento oscillerebbe da un minimo di 3,15 ad un massimo di 3,8 milioni di euro sul totale dei 18 edifici esistenti. Sul totale della superficie utile degli appartamenti, pari a circa 540 mq a edificio, gli stessi tipi di intervento oscillerebbero da un minimo di 325 ad un massimo di 390 euro/mq, un costo comunque non trascurabile se si considera che i fabbricati hanno necessità di una riqualificazione non solo strutturale, ma anche energetica, impiantistica e funzionale degli alloggi.

Alle pagine successive è possibile vedere in dettaglio il costo delle lavorazioni: in merito al primo computo, il prezzo unitario della lavorazione è stato fornito da una ditta specializzata del settore e l'unica lavorazione presente è comprensiva di tutte le fasi, dalla rimozione del vecchio intonaco all'applicazione dell'intervento di consolidamento, all'applicazione dell'intonaco di finitura. Il secondo computo, invece, è stato fatto consultando l'elenco prezzi delle lavorazioni della Regione Toscana, nel quale le diverse lavorazioni risultano scorporate in tre voci distinte.

Capitolo 9 – Proposte di miglioramento sismico

DESIGNAZIONE DEI LAVORI	Parti uguali	Lunghezza	H/peso	Quantità	PREZZO UNITARIO	IMPORTO TOTALE
<p>Rinforzo di murature di qualsiasi genere, anche ad una testa, mediante applicazione di rete in materiale composito fibrorinforzato F.R.P. (Fiber reinforced Polymer) maglia 66x66 mm, o equivalente, costituita da fibra di vetro AR (Alcalino Resistente) con contenuto di zirconio pari o superiore al 16% e resina termoindurente di tipo vinilestere-epossidico; spessore medio 3 mm e avente n. 15 barre/metro/lato, modulo elastico a trazione medio N/mm² 23000, sezione della singola barra mm² 10, resistenza a trazione della singola barra KN 3,5 e allungamento a rottura 3%. Sono inoltre compresi: la spicconatura dell'intonaco; la pulitura degli elementi murari; l'abbondante lavaggio della superficie muraria; l'esecuzione di perfori e l'inserimento, in numero non inferiore a 4/m², di connettori a "L" in materiale composito fibrorinforzato F.R.P. (Fiber reinforced Polymer) aventi sezioni 10X7 mm e lunghezza opportuna in relazione allo spessore murario con relativo fazzoletto di ripartizione per ogni punto di connessione, o equivalente (.....)</p> <p>E' inoltre compreso quanto altro occorre per dare il lavoro finito. Applicazione su entrambe le facce della parete e per spessori della parete fino a 50 cm.</p>						
lati lunghi esterno	2	29,45	10,95	644,96		
lati corti esterno	2	8,05	10,95	176,30		
aperture lato lungo est	24	1,00	1,50	-36,00		
aperture lato corto est	8	1,00	0,45	-3,60		
aperture lato lungo ovest	30	1,00	1,50	-45,00		
aperture lato corto ovest	10	1,00	0,45	-4,50		
parete interna trasversale	1	7,33	10,41	76,31		
parete interna longitudinale	1	24,38	11,46	279,405		
Sommano positivi m ²				1176,98		
Sommano negativi m ²				-89,10		
SOMMANO m ²				1087,88	191,47	208.296,38
PARZIALE LAVORI A MISURA euro						208.296,38
TOTALE euro						208.296,38

Capitolo 9 – Proposte di miglioramento sismico

DESIGNAZIONE DEI LAVORI	Parti uguali	Lungh.	H/peso	Quantità	PREZZO UNITARIO	IMPORTO TOTALE
1)						
Spicconature di intonaci fino a ritrovare il vivo della muratura sottostante, compreso rimozione del velo, stabilitura ed arricciatura per uno spessore massimo di cm 3; regolarizzazione di pareti o soffitti e qualsiasi opera provvisoria su pareti interne ed esterne con intonaco a calce						
lati lunghi esterno	4	29,45	10,95	1289,91		
lati corti esterno	4	8,05	10,95	352,60		
aperture lato lungo est	48	1,00	1,50	-72,00		
aperture piccole lato lungo est	16	1,00	0,45	-7,20		
aperture lato lungo ovest	60	1,00	1,50	-90,00		
aperture piccole lato lungo ovest	20	1,00	0,45	-9,00		
parete interna trasversale	2	7,33	10,41	152,62		
parete interna longitudinale	2	24,38	11,46	558,79		
Sommano positivi m ²				2353,92		
Sommano negativi m ²				-178,2		
SOMMANO m ²				2175,72	11,01	23.954,68
PARZIALE LAVORI A MISURA euro						23.954,68
TOTALE euro						23.954,68
2)						
Rinforzo di muratura in laterizio con rete elettrosaldata maglia 10x10 cm d=6, collegata al supporto con 5 tondini a mq d=6 annegati in fori trasversali, previa spicconatura e pulizia dal vecchio intonaco da valutarsi a parte, stesura di malta cementizia a 350 kg/mc; escluso riprese, regolarizzazioni e nuovi intonaci						
lati lunghi esterno	4	29,45	10,95	1289,91		
lati corti esterno	4	8,05	10,95	352,60		
aperture lato lungo est	48	1,00	1,50	-72,00		
aperture piccole lato lungo est	16	1,00	0,45	-7,20		
aperture lato lungo ovest	60	1,00	1,50	-90,00		
aperture piccole lato lungo ovest	20	1,00	0,45	-9,00		

Capitolo 9 – Proposte di miglioramento sismico

parete interna trasversale	2	7,33	10,41	152,62		
parete interna longitudinale	2	24,38	11,46	558,79		
Sommano positivi m ²				2353,92		
Sommano negativi m ²				-178,2		
SOMMANO m ²				2175,72	54,62	118837,83
3)						
Intonaco di finitura per esterni ed interni in malta di calce su pareti verticali eseguito a mano, spessore 5 mm						
lati lunghi esterno	4	29,45	10,95	1289,91		
lati corti esterno	4	8,05	10,95	352,60		
aperture lato lungo est	48	1,00	1,50	-72,00		
aperture piccole lato lungo est	16	1,00	0,45	-7,20		
aperture lato lungo ovest	60	1,00	1,50	-90,00		
aperture piccole lato lungo ovest	20	1,00	0,45	-9,00		
parete interna trasversale	2	7,33	10,41	152,62		
parete interna longitudinale	2	24,38	11,46	558,79		
Sommano positivi m ²				2353,92		
Sommano negativi m ²				-178,2		
SOMMANO m ²				2175,72	15,28	33245,00
TOTALE euro						176037,51

9.4 Analisi parametrica della struttura

In questa parte verrà affrontata nuovamente la ricerca della massima azione sismica sopportata dalla struttura: facendo variare le caratteristiche meccaniche dei materiali in misura progressivamente crescente, si osserva come variano i tempi di ritorno corrispondenti dell'azione sismica.

Il fine di questo studio è determinare quale sia l'influenza delle caratteristiche dei materiali sull'affidabilità sismica della struttura, prerequisito fondamentale per qualsiasi intervento di consolidamento. Allo stato attuale, infatti, la struttura non risulta completamente verificata per i tempi di ritorno del sisma previsti nella zona dalle disposizioni di normativa, nemmeno con l'ipotesi di consolidamento effettuata al paragrafo precedente.

Ipotizzando di poter incrementare indefinitamente i valori di resistenza della muratura, si giunge a diagrammare il miglioramento dell'affidabilità della struttura in termini di tempo di ritorno del sisma al crescere di f_m .

I grafici mostrati alle pagine seguenti mettono a confronto, per ciascuna distribuzione di forze adottata già in precedenza nelle analisi pushover, l'incremento di affidabilità per tre modelli diversi:

- i **modelli B e C**, di cui si è già discusso al capitolo 7, in cui all'incremento di f_m è seguito un incremento proporzionale dei moduli di elasticità del materiale;
- un **modello D**, con definizione di un materiale muratura ortotropo¹¹, in cui l'incremento ha interessato soltanto il parametro f_m , lasciando inalterati i moduli di elasticità ai valori minimi stabiliti dalla tabella C8A.2.1 della Circolare 617/09¹².

Il modello A con end-length offsets è stato trascurato ai fini di questa indagine in quanto, al crescere proporzionale di f_m , portava a risultati scarsamente attendibili e drasticamente distanti da quelli degli altri tre modelli.

Sui vari diagrammi vengono tracciate tre rette verticali corrispondenti ai primi tre step di incremento della f_m :

¹¹ Esattamente come il modello C, per la cui definizione si rimanda al capitolo dell'analisi statica non lineare.

¹² $E=1500 \text{ N/mm}^2$ e $G=500 \text{ N/mm}^2$ per muratura in mattoni pieni e malta di calce.

- il primo step considera il valore di partenza $f_d = 178 \text{ N/cm}^2$, pari al valore minimo della f_m fornito dalla tabella C8A.2.1 della Circolare 617/09, e decurtato del fattore di confidenza $FC=1,35$;
- il secondo step considera il valore di progetto $f_d = 347,1 \text{ N/cm}^2$, pari al valore che si ottiene moltiplicando la f_d dello step precedente per i coefficienti 1,3 e 1,5 di normativa, corrispondenti al consolidamento con diatoni trasversali e intonaco armato;
- il terzo step considera il valore di progetto $f_d = 468 \text{ N/cm}^2$, pari al valore che si ottiene moltiplicando la $f_m = 240 \text{ N/cm}^2$ dello step precedente per i coefficienti di normativa descritti al punto precedente, ipotizzando un livello di conoscenza massimo per la struttura, e quindi $FC=1$.

Se, in buona sostanza, il secondo step mostra i risultati dei tempi di ritorno già presentati al paragrafo precedente, con il terzo step si vuole presentare il miglioramento che si avrebbe, con lo stesso tipo di materiale e consolidamento, considerando un livello di conoscenza massimo del fabbricato.

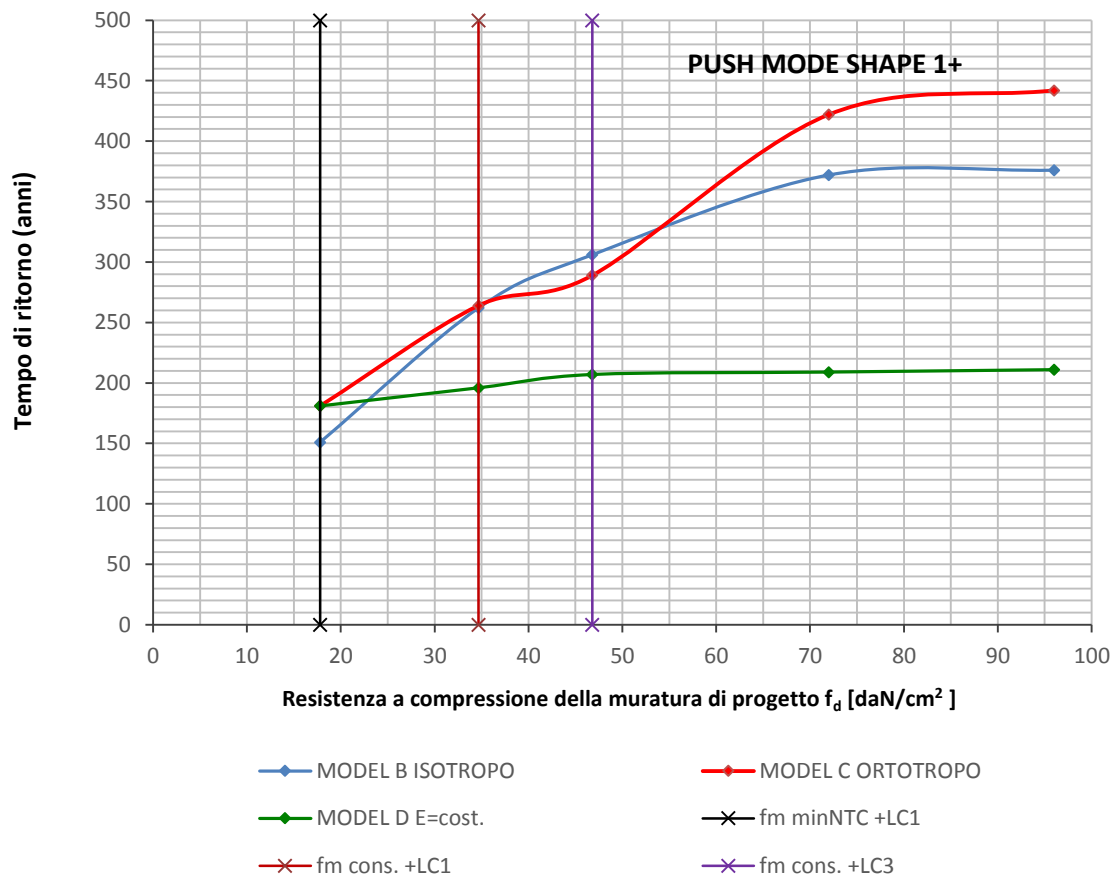


Figura 9.1 Andamento del tempo di ritorno al crescere di f_m per analisi pushover

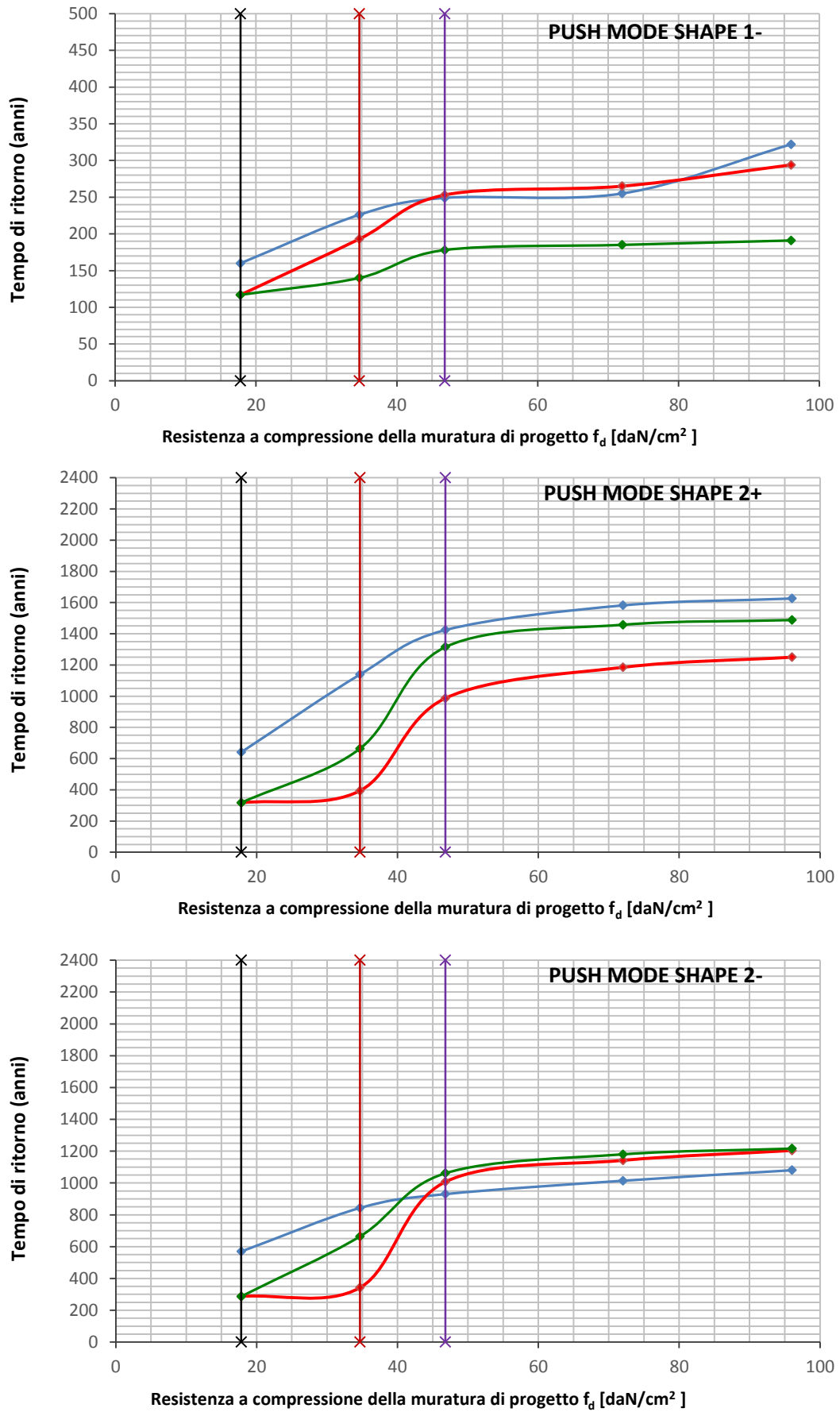


Figura 9.2 Andamento del tempo di ritorno al crescere di f_m per analisi pushover

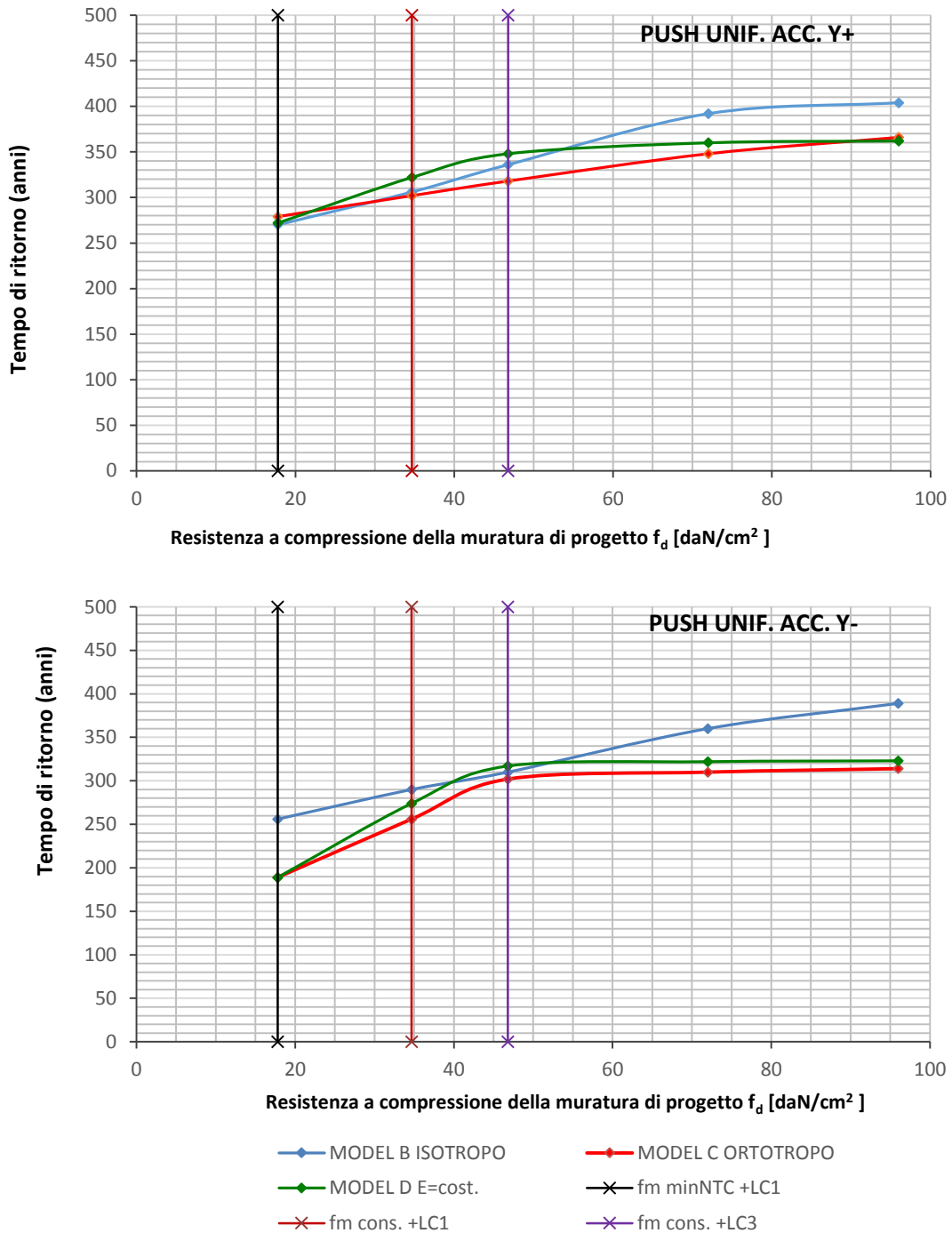
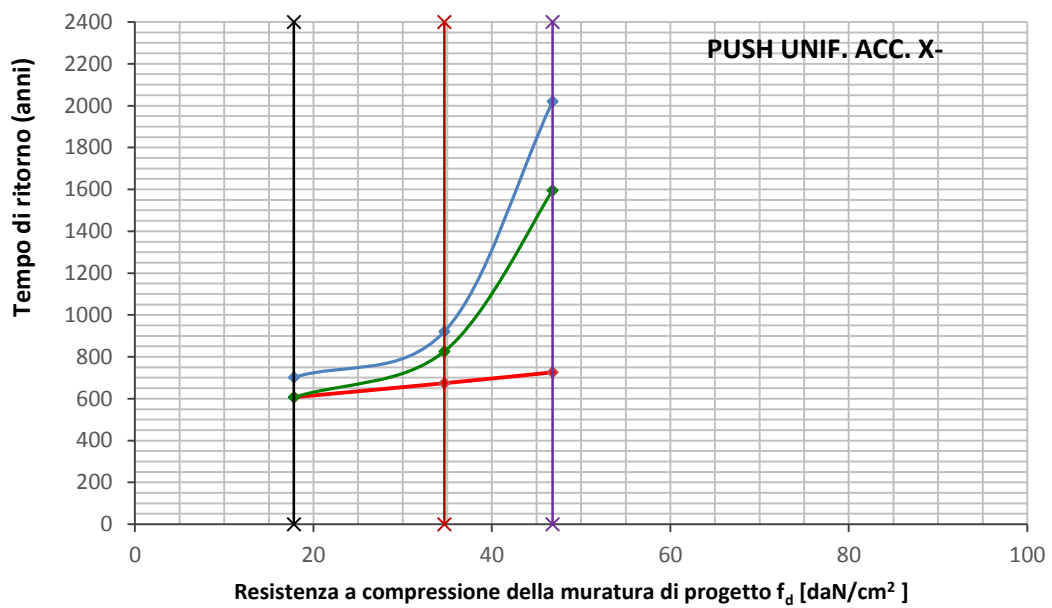
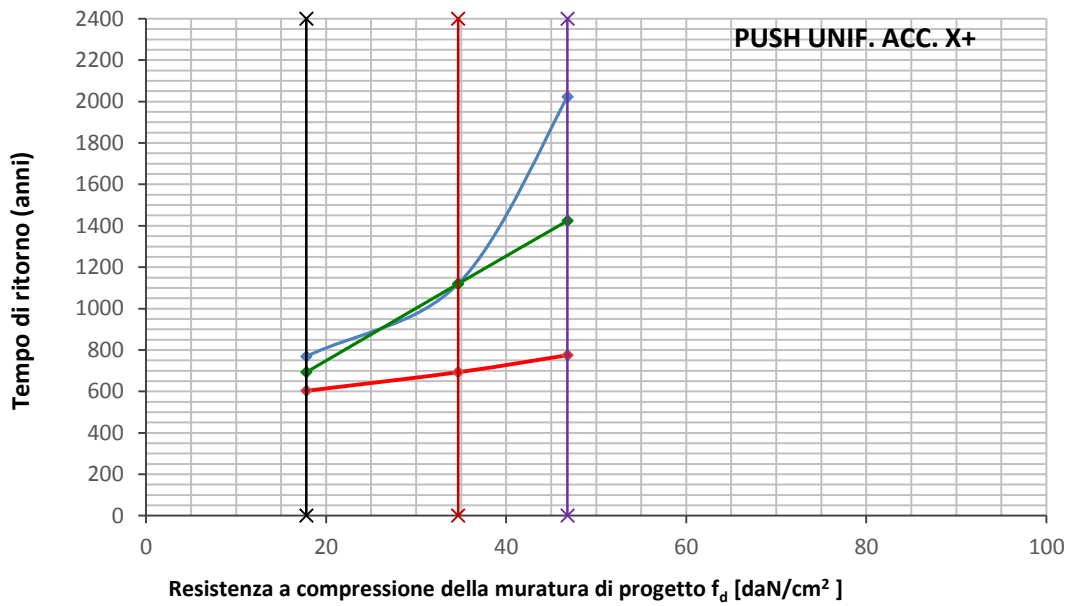


Figura 9.3 Andamento del tempo di ritorno al crescere di f_m per analisi pushover

Osservando l'esito dei diagrammi per ciascun modello, si vede che ciascuna distribuzione considerata, in linea generale, tende a manifestare un andamento crescente del tempo di ritorno nei primi tre-quattro step di incremento della f_m , per poi assumere un andamento "asintotico" e stabilizzarsi su un certo valore. La tendenza al miglioramento dell'affidabilità sismica del modello è valida quindi fino a



- ◆— MODEL B ISOTROPO
- ◆— MODEL D E=cost.
- ◆— MODEL C ORTOTROPO
- x— fm minNTC +LC1
- x— fm cons. +LC1
- x— fm cons. +LC3

Figura 9.4 Andamento del tempo di ritorno al crescere di f_m per analisi pushover

certi valori di incremento della resistenza, a prescindere dal tipo di modello considerato.

Il beneficio che si registra dall'aver incrementato le proprietà meccaniche del materiale non è comunque sufficiente ad ottenere un adeguamento sismico della

struttura: le distribuzioni che non verificano, com'era forse prevedibile, risultano essere quelle lungo la direzione y di minore inerzia del fabbricato. Per le distribuzioni di accelerazioni uniformi in direzione x (UNIF. ACC X+, UNIF. ACC. X-), invece, i diagrammi riportano soltanto i primi tre step di incremento in quanto, mostrando un inaspettato aumento del tempo di ritorno, offrono un minore interesse dal punto di vista sperimentale, lasciando anche qualche dubbio sulla loro effettiva attendibilità.

9.5 Osservazioni finali

Alla luce di quanto osservato con le analisi non lineari sin qui effettuate, si sottolinea l'impossibilità di ottenere un adeguamento sismico della struttura con interventi mirati ad incrementare le sole caratteristiche meccaniche della muratura. Il miglioramento sismico che si consegue con l'utilizzo di elementi di collegamento trasversali della muratura ed un intonaco armato non sono tuttavia trascurabili, e tutto dipenderà dalle scelte che l'amministrazione di APES vorrà portare avanti per lo sviluppo futuro del complesso residenziale.

Se l'amministrazione di APES vorrà concentrarsi su un recupero del complesso che preveda un adeguamento totale dei fabbricati dal punto di vista sismico, l'unica soluzione percorribile sarà quella di studiare elementi di controventatura esterna dei singoli fabbricati che si aggiungano alla struttura originaria e possano sostituirsi ad essa per l'assorbimento delle forze sismiche orizzontali, lasciando l'assorbimento dei carichi statici verticali alla struttura originaria. Soluzioni di questo tipo, studiate in modo opportuno, possono costituire un'occasione per il recupero del fabbricato anche dal punto di vista architettonico, ed è quanto si è voluto proporre nel capitolo successivo, in cui si andrà a proporre un adeguamento funzionale degli ambienti con lo studio di un elemento di controventatura esterna che assolva anche la funzione di balcone esterno per gli appartamenti.

CAPITOLO 10

ADEGUAMENTO FUNZIONALE DEGLI ALLOGGI

10.1 Caratteri architettonici

Gli edifici attualmente esistenti nell'area del complesso APES di Sant'Ermete si sviluppano con un piano seminterrato e tre livelli fuori terra, di cui il primo è destinato alle cantine, mentre gli altri, che presentano tutti la medesima pianta, ospitano un totale di dodici appartamenti.

La distribuzione interna avviene attraverso due corpi scala, ognuno dei quali dà accesso, per piano, a due unità immobiliari di taglio diverso. La prima ha una superficie utile di 50,54 mq e comprende cucina, soggiorno, due camere ed un bagno. Il secondo taglio è composto da cucina, soggiorno, una camera ed un bagno, per un'area totale di 38,92 mq (cfr. figura 1.3 o le tavole riportate in allegato alla relazione).

Lo sviluppo planimetrico dell'edificio non è coerente con le vigenti normative in materia di abbattimento delle barriere architettoniche, in quanto non sono presenti ascensori, ma i collegamenti verticali sono affidati solo alle scale.

Inoltre, per quanto riguarda i due tagli di appartamenti presenti, le superfici dei vani interni spesso non rispettano gli odierni requisiti igienico sanitari (camera doppia inferiore a 14 mq, cucina inferiore a 9 mq), in quanto gli edifici sono stati costruiti prima dell'entrata in vigore del D.M. 5/7/1975, che stabilisce, appunto, i requisiti minimi dei locali di abitazione.

Il progetto di adeguamento degli alloggi del complesso intende operare un miglioramento delle caratteristiche funzionali ed abitative sia dell'intero edificio che dei singoli alloggi, in modo che diventino rispondenti ai moderni requisiti e normative ed, in generale, possano offrire un miglioramento della qualità abitativa dei residenti.

10.2 Interventi di adeguamento

La fase progettuale prevede, pertanto, il mantenimento della parte strutturale dell'edificio e dei tamponamenti esterni, mentre gli ambienti interni vengono riorganizzati, in modo da migliorare i collegamenti verticali interni e realizzare appartamenti con tagli differenti.

Il primo intervento riguarda l'inserimento di nuovi ascensori all'interno dei vani scala, in modo che sia assicurato l'abbattimento delle barriere architettoniche e vengano migliorati i collegamenti tra i piani.

Per quanto riguarda i nuovi alloggi, nella realizzazione di tagli differenti rispetto a quelli esistenti, che siano coerenti con le vigenti normative, sono state prese come riferimento le indicazioni contenute nella L.R. 67/88 (Programma Straordinario di Edilizia Sovvenzionata).

La legge in questione individua, all'interno delle Norme Tecniche di Attuazione, le indicazioni cui attenersi nella progettazione di edilizia sovvenzionata. In particolare, vengono descritte sette tipologie di alloggio, di differente taglio dimensionale; per ognuna, sono specificati il numero e la dimensione dei locali interni, così come riportati nella seguente tabella.

Categoria	Posti letto	Taglio	S.U. mq	Camere	Servizi	Ripostiglio	Loggia o	Ripostiglio
						interno	balcone	esterno
						mq	mq	mq
Piccoli	1	A	30	-	B	1	2	4
	2	B	45	L	B	1,5	2	4
	3	C	60	L+S	B	1,5	3	5
Medi	4	D	70	L+L	B(.)	1,5	3	5
	4	E	75	L+1+1	B(.)	1,5	3	5
Grandi	5	F	85	L+L+1	B+s	2	4	6
	6	G	95	L+L+L	B+s	2	4	6

TABELLA 10.1 Allegato alle Norme Tecniche di Attuazione della L.R. 67/88 sull'edilizia sovvenzionata

Il progetto di adeguamento prevede il mantenimento del numero di appartamenti, di cui però vengono variate le misure. Gli alloggi saranno della categoria di piccole dimensioni, appartenenti alle tipologie A e B della tabella.

In particolare, l'unità immobiliare di taglio A copre una superficie di 39,50 mq ed è composta da un ambiente monolocale che include zona giorno e zona notte, un antibagno con ripostiglio ed un bagno. L'appartamento di taglio B ha un'area di 48,80 mq e comprende un soggiorno con angolo cottura, una camera matrimoniale ed un bagno. Inoltre, in corrispondenza del vano scala, sono previsti due ripostigli di piano esterni alle unità immobiliari, di utilizzo comune (cfr. le tavole riportate in appendice alla relazione).

10.3 Realizzazione del nuovo involucro architettonico

Oltre ad interessare la distribuzione interna e la suddivisione degli alloggi, il progetto comprende un intervento anche sull'esterno del fabbricato, con la realizzazione di terrazzi che avvolgono completamente il fabbricato con una struttura intelaiata in acciaio dotata di controventi, la quale, assolvendo al compito strutturale di assorbimento delle forze sismiche, dona al contempo un'immagine nuova all'edificio. Tale struttura è portata fino al livello di copertura attraverso un'intelaiatura autoportante costituita da elementi in acciaio a sezione scatolare che si ancorano al volume originario dell'edificio all'altezza dei solai di piano. La rigidità di questo elemento è caratterizzata, in facciata, da elementi controventanti realizzati a croce di Sant'Andrea, parzialmente schermati dall'introduzione di pannelli in legno con funzione di brise-soleil. La rigidità richiesta per il piano di calpestio dei balconi può essere ottenuta con controventature orizzontali o con soletta in cemento armato. La forma pensata non è stata oggetto di un'analisi strutturale, ma vuole semplicemente proporre una soluzione formale da considerare per un eventuale futuro studio di recupero degli alloggi.

La presenza dell'intelaiatura in acciaio costituisce altresì un elemento di ancoraggio per i parapetti in vetro che, insieme agli elementi frangisole in legno, scandiscono la facciata realizzando un nuovo volume architettonico che copre l'edificio originario.

Come ultimo intervento, si ritiene opportuno caratterizzare ulteriormente gli edifici con intonaci di colori diversi, con il preciso scopo di differenziare ciascun

edificio da quello accanto: in tal modo, si vuole ribaltare la logica dell'insediamento "di massa", favorendo attraverso l'adozione di soluzioni semplici (la differenziazione di colore) la riconoscibilità ed unicità di ciascun edificio, che è precisamente l'intento e la convinzione con cui si è affrontata questa tesi di laurea.



Figura 10.1 Vista del complesso di edifici di Sant'Ermite dopo la proposta di recupero: inserimento della struttura controventata dei balconi

CAPITOLO 11

PROGETTO DEL NUOVO CENTRO POLIFUNZIONALE

11.1 Sistemazione degli spazi esterni e parcheggi

La riqualificazione delle aree esterne di pertinenza dei fabbricati e della viabilità interna al lotto parte dal presupposto di ridurre consistentemente la presenza di asfalto e superficie non permeabile, incrementando gli spazi a verde e razionalizzando i percorsi carrabili. Si è deciso di eliminare quasi totalmente la viabilità longitudinale (direzione N-S), a meno di un solo collegamento, ampliando le aiuole esistenti tra gli edifici e incentivando la sola viabilità trasversale interna al lotto (direzione E-O).

Il regolamento edilizio vigente prevede la realizzazione di un minimo di 1 parcheggio per ciascun alloggio. Il numero minimo di parcheggi di pertinenza ai nuovi alloggi è quindi così calcolato e suddiviso:

n. alloggi per edificio = 12

n. edifici = 14

n. parcheggi = $12 \times 14 = 168$ di cui 95 esterni e 73 interrati

La demolizione di quattro edifici esistenti permette di liberare un'area di 5700 mq lungo via Emilia ed una più piccola di 1085 mq nella zona nord del complesso, con lo scopo di ridurre la densità stessa dell'abitato. Quest'ultima area è stata utilizzata per

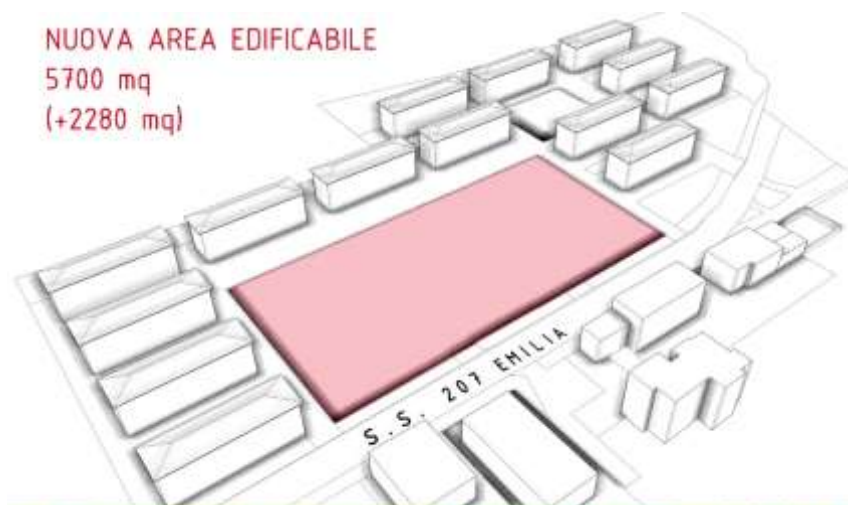


Figura 11.1 L'area prospiciente la via Emilia per il progetto del centro polifunzionale

la dotazione dei parcheggi mancanti, ai quali fa da cornice un'area a verde antistante gli edifici.

11.2 Il nuovo centro polifunzionale

Viste le considerazioni fatte precedentemente riguardo alla problematiche del quartiere di Sant'Ermete (cfr. §1.2.2 e §1.2.3) risulta chiara la necessità di una riqualificazione complessiva che porti un miglioramento non solo dal punto di vista architettonico dell'edificato e degli spazi attrezzati esterni, ma anche da quello delle dinamiche sociali e di sviluppo culturale della zona, nell'ottica di realizzare un moderno quartiere urbano, 'sostenibile' ed innovativo. Si è pensato di utilizzare l'area ricavata dalle demolizioni per creare una **nuova struttura polifunzionale** dal forte carattere aggregativo, che sia per la comunità un luogo di informazione, di gioco, di cultura e di svago, attenta alle esigenze di tutte le età. Un ambiente, inoltre, completamente integrato nel contesto e non autoreferenziale, che vada a cucire come un punto di sutura le "relazioni" tra i fabbricati, smorzandone la serialità e creando un dialogo tra i due lati della via Emilia.

La nuova struttura si sviluppa su due livelli, di cui uno interrato completamente adibito a parcheggio ed un piano fuori terra organizzato intorno ad una piazza e completamente ricoperto da un tetto giardino parzialmente accessibile: l'obiettivo che ci si pone è quello di andare ad inserire, nello spazio ricavato ai margini della via Emilia, soltanto i volumi necessari alla realizzazione del centro polifunzionale riducendo al minimo l'impatto visivo e ambientale.

Per quanto riguarda la distribuzione dei parcheggi interrati, si prevede di destinare una parte di essi alle strette necessità della nuova struttura e la parte restante come pertinenza degli edifici residenziali che si affacceranno intorno alla nuova piazza. Nello specifico, si andranno a realizzare 15 posti auto a servizio del centro e 87 posti auto pertinenziali, distribuiti come in figura 11.3. Le misure generali del progetto di parcheggio interrato sono:

2536,57 mq area in pianta parcheggio interrato

$2536,57 / 25 = 101,5$ mq superficie minima di aerazione attesa

$101,5 / 0,8 = 126,9$ m sviluppo totale intercapedine antincendio (profondità minima 80 cm)



Figura 11.2 Planimetria del complesso con l'inserimento del centro polifunzionale

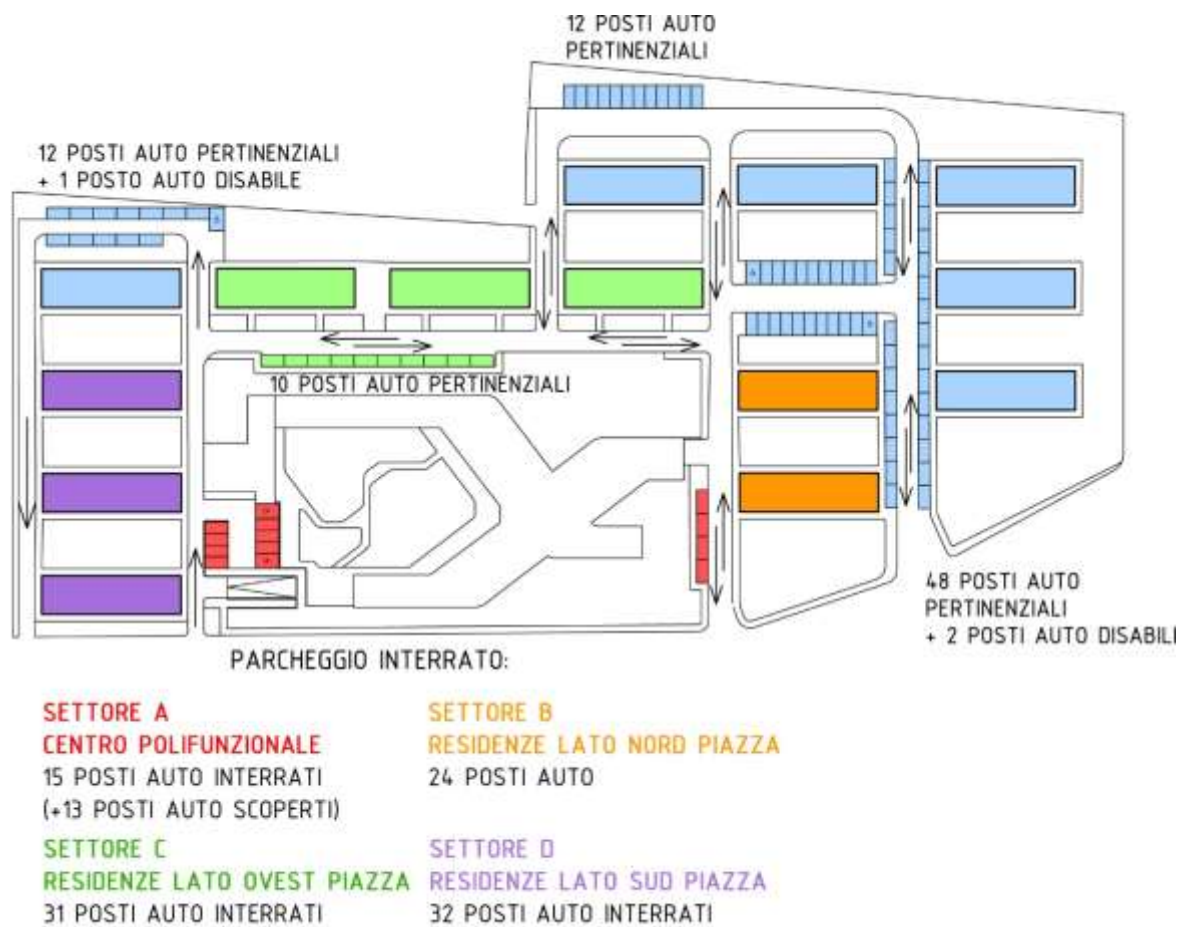


Figura 11.3 Planimetria dei parcheggi

11.2.1 Le funzioni

Il nuovo centro polifunzionale, è suddiviso in due macro-aree principali: il polo ludoteca e quello delle altre attività socio/culturali. Il primo è organizzato in vari ambienti per il gioco e i laboratori, collegabili tra loro attraverso pareti scorrevoli per ottenere ambienti flessibili ed adattabili a seconda delle esigenze e degli eventi che vi si terranno. Sono inoltre stati previsti uffici riservati per gli animatori e spazi magazzino per gli arredi mobili.

Nella seconda macro-area si trovano la sala lettura, l'auditorium, l'area bar e gli ambienti tecnici. I vari ambienti sono studiati in un'ottica di flessibilità e possibile trasformazione, in modo da poter essere utilizzati anche per mostre ed eventi collettivi con il semplice spostamento degli arredi e delle pareti.

Gli ambienti esterni sono stati progettati come prosecuzione di quelli interni, pertanto si trovano spazi per attività anche fuori dalla struttura. Tra questi troviamo uno spazio proiezioni, un'area giochi, percorsi sensoriali nel verde e uno skate park.

11.2.2 Il progetto architettonico

La particolare forma dell'edificio, visualizzabile in figura 11.2 e 11.4, deriva dalla volontà di creare un percorso accessibile in copertura per tutte le categorie di persone (compresi i portatori di handicap): la copertura verde parte da terra e procede verso l'alto con una pendenza non superiore all'8%, sfruttando la diagonale del lotto rettangolare. Inoltre la particolare direzione offre un ottimo affaccio ad est e ad ovest, la realizzazione di una piazza a sud e la distribuzione delle quattro aree funzionali del centro intorno a uno spazio centrale, che è l'area bar-relax elencata in precedenza.

L'edificio, leggermente sopraelevato rispetto al livello del terreno, si "avvolge" intorno alla piazza da un lato, si apre verso il parco dall'altra. La scelta di creare questi due bracci offre da un lato la protezione necessaria dalla strada molto vicina e dall'altro lato la necessaria privacy rispetto agli edifici che vi si affacciano intorno.

11.2.3 Aspetti di ecosostenibilità

Il comfort termo-igrometrico è ottenuto attraverso la copertura verde dell'edificio e la ventilazione naturale delle sue pareti. Il rivestimento in pannelli di policarbonato e lo strato di terreno vegetale agiscono come una pelle naturale che protegge, controlla l'evaporazione e regola gli sbalzi di temperatura.

La parete ventilata in policarbonato che avvolge la struttura è formata da un doppio strato di pannelli, colorati all'esterno e neutri all'interno, con interposta camera d'aria. In questo spazio l'aria circola naturalmente grazie ai moti convettivi prodotti dalla presenza di aperture alla base ed in sommità della parete. Ciò aiuta a rimuovere il calore accumulato dallo strato più esterno di policarbonato per effetto della radiazione solare.



Figura 11.4 Vista della piazza e della struttura polifunzionale dall'accesso alla rampa

11.2.4 La piazza e il parco attrezzato

Per dare una soluzione all' "isotropia" dello spazio, alla ripetitività delle forme, alla scarsa varietà di linguaggi urbani, il progetto di riqualificazione dell'area prevede la realizzazione di diverse superfici, chiaramente identificabili, da destinare a differenti attività ludiche e sportive, con l'intenzione di soddisfare le esigenze di un pubblico ampio.

Lo spazio aperto a sud della nuova “piazza” unisce un’area giochi per bambini, uno spazio skate park, una parete di arrampicata, spazi di lettura e studio all’interno di un giardino botanico con tavoli e sedute di vario tipo.

Lo spazio antistante l’ingresso del nuovo centro polifunzionale, è stato lasciato libero ed offre la possibilità di organizzare eventi all’aperto come cinema o concerti per un totale di 200 spettatori.

Le pavimentazioni pensate per questo spazio sono in terra battuta per garantire una maggiore permeabilità, la sicurezza dei bambini e una manutenzione minima.

11.2.5 Il giardino botanico

L’idea del giardino botanico nasce con la volontà di inserire, nell’area a verde della piazza, diverse specie di vegetazione a medio e alto fusto che riportino l’indicazione del nome botanico, con il preciso intento di stimolare la conoscenza delle specie. Le stesse specie saranno poi piantumate nella restante area del lotto destinata a parco, in maniera variata, con il preciso intento di favorirne la riconoscibilità e la memorizzazione, generando un meccanismo che stimoli la cultura del verde ed il suo rispetto.

Nell’area della piazza destinata alla lettura si è pensato alla piantumazione di alberi da frutto a sviluppo contenuto per la presenza del parcheggio interrato sottostante: la varietà delle specie introdotte deriva dalla scelta di realizzare un percorso “olfattivo” e visivo con piantumazioni, anche di uso domestico, che producano fragranze riconoscibili e che aiutino ad orientarsi tra le diverse zone del parco. Le alberature ad alto fusto sono state scelte a chioma larga e a foglie caduche per garantire un inverno con maggiore soleggiamento e un’estate con molteplici zone di ombra per il godimento annuale del parco.

All’interno dell’area del centro polifunzionale si prevede di inserire le seguenti specie arboree:

Magnolia (<i>Magnolia grandiflora</i>)	Mandorlo - <i>Prunus dulcis</i>
Leccio (<i>quercus ilex</i>)	Ciliegio - <i>Prunus avium</i>
Quercia “farnetto” (<i>Quercus frainetto</i>)	Mimosa (<i>Acacia dealbata</i>)
Liquidambar <i>styraciflua</i>	Platanus <i>occidentalis</i>
Acero rosso (<i>Acer rubrum</i>)	Arancio (<i>Citrus aurantium</i>)
Magnolia <i>denudata</i>	Limone (<i>Citrus limon</i>)



Figura 11.5 Particolare della sistemazione della piazza nel punto di ingresso al centro polifunzionale



Figura 11.6 Vista lato nord del centro polifunzionale con l'accesso al parcheggio interrato



Figura 11.7 I nuovi edifici che si affacciano sul lato ovest del centro polifunzionale



Figura 11.8 I nuovi edifici visti dal lato sud della piazza

CAPITOLO 12

CONCLUSIONI

12.1 Riepilogo

L'edificio oggetto di studio è un fabbricato in muratura di tre piani del complesso di edilizia residenziale pubblica di Sant'Ermete, realizzato nel 1947 in un momento di emergenza abitativa per la città di Pisa, a seguito delle devastazioni portate dalla seconda guerra mondiale.

Le caratteristiche costruttive dell'edificio oggetto di studio denotano tutte le carenze di un tipo di costruzione seriale realizzata in tempi ristretti e con costi contenuti. Nonostante il buono stato di conservazione della struttura, le indagini effettuate in situ hanno riportato un diffuso deficit tecnico prestazionale. L'utilizzo di *immagini a infrarossi*, unito a interventi locali di rimozione dello strato di intonaco superficiale, prove di caratterizzazione della malta, rilievi geometrici e visivi, ha evidenziato la presenza di una buona tessitura muraria ma allo stesso tempo ha denotato le seguenti criticità:

- un ridotto spessore dei muri e dei solai;
- la totale mancanza di un cappotto termico;
- la mancanza di salubrità degli ambienti interni;
- l'utilizzo di mattoni a fori orizzontali ormai fuori produzione per le pareti portanti;
- la presenza di amianto in alcune derivazioni impiantistiche di eternit in copertura

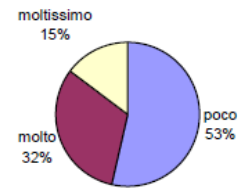
La situazione di "nuova emergenza" ha quindi posto l'APES, incaricata di gestire il complesso, nelle condizioni di dover valutare le possibilità offerte da un *recupero strutturale* (ed energetico) degli edifici che vagliasse anche una migliore redistribuzione degli spazi interni senza ridurre il numero complessivo di alloggi.

Lo studio che è stato presentato si è legato inevitabilmente anche ad una sistemazione degli spazi esterni dell'abitato, in un'ottica globale di miglioramento della vivibilità del quartiere. I sondaggi sottoposti dall'Istituto di Sociologia Urbana dell'Università di Pisa agli abitanti del quartiere hanno infatti evidenziato un notevole livello di insoddisfazione per la ristrettezza degli spazi abitativi, per l'assenza di

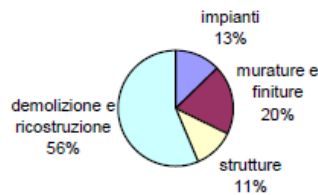
Che tipo di intervento ritieni necessario sull'edificio?



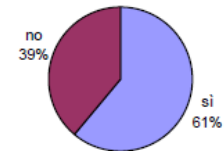
Sei soddisfatto delle dimensioni dell'alloggio in cui vivi?



Quale tipo di intervento ritieni necessario sul tuo alloggio?



Ritieni che il tuo alloggio sia in condizioni di degrado?



In caso di ricostruzione, consideri le terrazze e i balconi un requisito importante?



Sei soddisfatto dell'arredo urbano a S.Ermete?

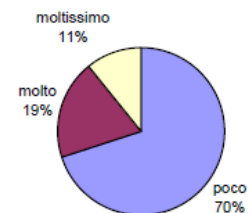


Figura 12.1 Alcuni risultati del sondaggio proposto agli abitanti di Sant'Ermete

balconi, per il degrado degli spazi a verde, per la mancanza di parcheggi pertinenziali e di piste ciclabili.

Il recupero del social housing, se verrà realizzato con un approccio sensibile ai bisogni degli abitanti, potrà configurarsi come un'opportunità di riqualificazione non solo dei fabbricati nel loro complesso, ma di tutto il quartiere di Sant'Ermete.

12.2 Gli esiti dello studio di vulnerabilità dell'edificio di via Bronzetti

Lo studio degli aspetti di vulnerabilità sismica dell'edificio di via Bronzetti in Sant'Ermite ha evidenziato alcuni risultati interessanti.

In prima analisi sono state scelte le *caratteristiche meccaniche della muratura* da adottare per i calcoli seguendo le indicazioni riportate dalla Circolare esplicativa delle NTC al punto C.8.A.2.

È stata effettuata in prima battuta un'analisi statica volta a quantificare il valore di tensione che la muratura dichiara di sostenere in opera, considerando solo il contributo dei carichi statici verticale. Già in questa fase è stato possibile riscontrare alcune carenze dei maschi murari nei confronti del momento a pressoflessione fuori piano. L'analisi dinamica lineare che è stata successivamente affrontata ha confermato queste criticità, con un 90% degli elementi portanti che non risulta verificato per l'azione sismica di progetto relativa allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

Le analisi statiche non lineari successive hanno riportato un buon comportamento della struttura nella direzione longitudinale del fabbricato che hanno giustificato lo studio di un'ipotesi di consolidamento per verificare il miglioramento ottenibile anche in direzione trasversale. Attraverso l'ipotesi di un consolidamento con collegamenti trasversali della muratura in F.R.P. e l'adozione di un intonaco armato in rete in fibra di vetro su entrambe le facce delle pareti del fabbricato, si è registrato un generale miglioramento dei tempi di ritorno, da un minimo dell'8% ad un massimo del 65%, a seconda delle distribuzioni di forze considerate e della direzione di azione del sisma. Tuttavia, non è stato possibile ottenere un adeguamento sismico della struttura con un semplice miglioramento delle caratteristiche meccaniche del materiale, e ciò è confermato dai risultati delle analisi parametriche che evidenziano un assestamento dei tempi di ritorno massimi del sisma per gli SLV al crescere dei valori di resistenza media a compressione della muratura (fino a valori di circa 90 daN/cm²).

In conclusione, se le intenzioni dell'azienda APES saranno quelle di ottenere un adeguamento sismico dei fabbricati, l'unica soluzione percorribile sarà quella di studiare elementi di controventatura esterna dei singoli fabbricati che possano sostituirsi al fabbricato nell'assorbimento delle forze sismiche orizzontali.

Il progetto di adeguamento funzionale degli edifici e delle aree a verde

Le conclusioni dedotte dallo studio di vulnerabilità sismica della struttura hanno costituito lo spunto per fornire alcune ipotesi di adeguamento funzionale degli alloggi: si è infatti ipotizzato di inserire una struttura intelaiata esterna con elementi di controvento in acciaio che, nel fornire una risposta al problema di adeguamento sismico della struttura, risolve contemporaneamente il problema della mancanza dei balconi, offrendo anche una soluzione architettonica gradevole per l'edificio con l'inserimento di parapetti in vetro e pannelli brise-soleil in legno.

Dal punto di vista dei ritagli dimensionali degli alloggi, le Norme Tecniche di Attuazione per l'edilizia sovvenzionata hanno imposto di ridurre il numero di ambienti per alloggio, passando da una soluzione con bilocali e trilocali per edificio, ad una soluzione con monocali e bilocali. Tale intervento risulta anche opportuno per favorire l'abitazione dei fabbricati da parte di coppie giovani ed anziane, favorendo quindi un mix sociale sicuramente carente al momento nel quartiere.

Anche il progetto del centro polifunzionale a margine della via Emilia nell'area ricavata dalla demolizione di tre edifici del complesso va nell'ottica dell'aggregazione sociale e della riqualificazione del quartiere: la presenza di un centro culturale e di una ludoteca, con la realizzazione di una piazza e di un parco, infatti, potrà favorire la rinascita del quartiere, ponendo una soluzione al problema che esso oggi presenta di mera "zona dormitorio", priva di servizi e di attività che favoriscano le relazioni sociali.

Come ultimo intervento, si è ritenuto opportuno caratterizzare ulteriormente gli edifici con intonaci di colori diversi, con il preciso scopo di differenziare ciascun edificio da quello accanto: in tal modo, si vuole ribaltare la logica dell'insediamento "di massa", usata in passato, favorendo attraverso l'adozione di soluzioni semplici (la differenziazione di colore) la riconoscibilità ed unicità di ciascun edificio.

BIBLIOGRAFIA

STRUTTURE IN MURATURA

Benedetti I., Tomaževic M., *Sulla verifica sismica di costruzioni in muratura*, Ingegneria Sismica, vol. I, n.0, 1984.

Boscotrecase L., Piccarretta F., *Edifici in muratura in zona sismica*, Flaccovio Dario Editore, 2006.

Braga F., Dolce M., Un metodo per l'analisi di edifici multipiano in muratura antisismici, proceedings of the 6th I.B.Ma.C., pp. 1088-1099, ANDIL, Roma, 1982.

Como M., Grimaldi A., *An unilateral model for the limit analysis of masonry walls*, International Congress on "Unilateral Problems in Structural Analysis", Ravello, Springer Ed., 1985.

D'Asdia P., Viskovic A., *L'analisi sismica degli edifici in muratura*, Ingegneria Sismica, anno XI, n.1, 1994.

Dolce M., Masi A., *"Linee guida per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici strategici e rilevanti"* Regione Basilicata, Dipartimento infrastrutture, 2005.

Dolce M., Moroni C. - *"La valutazione della vulnerabilità e del rischio sismica degli edifici pubblici mediante le procedure VC(Vulnerabilità C.A) e VM(Vulnerabilità muratura)*, Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all'ingegneria, Università della Basilicata, Potenza, Italia.

Giuffrè A., *Lecture sulla meccanica delle murature storiche*, Ed. Kappa, Roma, 1991.

Iacobelli F., *Progetto e verifica delle costruzioni in muratura in zona sismica*, EPC Libri, 2009.

Magenes G., *A Method for Pushover Analysis in Seismic assessment of Masonry Buildings*, Atti della 12th World Conference on Earthquake Engineering, CD-ROM, Auckland, New Zealand, 2000.

Magenes G., Bolognini D., Braggio C., *Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura*, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma, 2000.

Magenes G., Calvi G.M., *In-Plane Seismic Response of Brick Masonry Walls*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 26, pp. 1091-1112, 1997.

Magenes G., Della Fontana A., *Simplyfied Non-linear Seismic Analysis of Masonry Buildings*, Proc. of the British Masonry Society, vol. 8, Oct. 1998.

Petrini L., Pinho R., Calvi G.M., *Criteri di progettazione antisismica degli edifici*, IUSS PRESS, 2004.

Turnsek V., Cacovic F., *Some experimental results on the strength of brick masonry walls*, Proc. of the 2nd International Brick Masonry Conference, pp149-156, Stoke-on-Trent, 1971.

ARCHITETTURA DEL SECONDO DOPOGUERRA

ASTENGO Giovanni, *Pisa. Struttura e Piano*, vol. I e II, Tacchi Ed., Pisa, 1991.

CAPOMOLLA R., VITTORINI R., [a cura di], *L'architettura INA-Casa (1949-63): aspetti e problemi di conservazione e recupero*, Gangemi Editore, Roma, 2003.

COLZI M., CARAPELLI G., *Edilizia in Toscana nel primo novecento*, Firenze 1993.

DI BIAGI Paola [a cura di], *La grande ricostruzione: il piano INA-Casa e l'Italia degli anni '50*, Donzelli Editore, Roma, 2001.

FANTOZZI MICALI O., *Piani di ricostruzione e città storiche, 1945-1955*, Alinea Ed., Firenze, 1998.

MELIS Paolo, Tesi di dottorato: *La valutazione della qualità globale degli edifici residenziali nella programmazione degli interventi di riqualificazione alla scala del patrimonio edilizio*, Ingegneria Edile, Università degli Studi di Cagliari, 2009- 2010.

PIAIA E., "Strategie di riqualificazione degli insediamenti di edilizia sociale costruiti nella seconda metà del '900", in *Il Progetto Sostenibile*, n. 25, 2010.

PIERINI R., *La città distante*, Edizioni ETS, Pisa, 2001.

PORETTI S., STUCCHI S., CAPOMOLLA R. [e al.], *L'INA-Casa. Il cantiere e la costruzione*, Roma, 2002.

RUPI P.L., MARTINELLI A., *Pisa storia urbanistica*, Pacini Editore, Pisa, 1997.

ZAMBELLI E., a cura di, *Ristrutturazione e trasformazione del costruito*, Il Sole 24 Ore, Milano, 2004.

ALLEGATI