

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale

in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

**Analisi sismica globale di edifici esistenti in muratura;
il caso studio: Palazzo Garzolini di Tolmezzo (UD)**



Relatore

Prof. Ing. Fabio Di Trapani

Candidata

Enza Nicotra

Anno Accademico 2018 – 2019

Indice

Indice	2
1.Pericolosità sismica: aspetti generali e dati storici.....	5
1.1 Introduzione.....	5
1.2. Sismicità del Friuli-Venezia Giulia	6
1.3 Classificazione e pericolosità sismica del territorio italiano	11
1.4 Pericolosità sismica di base: spettro di risposta elastico	14
1.5 Spettro di risposta elastico e di progetto della normativa italiana	22
2. La normativa degli edifici esistenti, Cap 8 di NTC2018.....	27
2.1 Introduzione.....	27
2.2.Valutazione della sicurezza	28
2.3. Modello di riferimento per le analisi	30
2.4. Costruzioni in muratura	35
3.Caso studio: Palazzo Garzolini di Tolmezzo	39
3.1. Descrizione del fabbricato	39
3.2. Caratteristiche meccaniche con fattori correttivi.....	43
3.3. Analisi dei carichi.....	45
3.4. Caratteristiche geologiche e geotecniche del sito.....	49
3.5. Azione sismica.....	50
3.6. Modello di calcolo.....	52
4.Calcolo della struttura: analisi sismica globale.....	57
4.1. Introduzione.....	57
4.2. Progetto simulato.....	57
4.3. Analisi dinamica lineare	58
4.4. Analisi statica non lineare- pushover.....	61
5.Interventi di consolidamento e analisi sismica globale dello stato di progetto.....	68
5.1. Introduzione.....	68
5.2. Inserimento di un giunto tecnico	69
5.3. Intonaco armato con GFRP e iniezioni di miscele leganti	70
5.4. Intervento di consolidamento nel corpo principale	74
5.5. Verifica del corpo C	81
6. Stima dei costi dell'adeguamento sismico del Palazzo Garzolini di Tolmezzo	85
7.Conclusioni	86
Bibliografia.....	88
Sitografia.....	88

Indice delle figure

Figura 1. Schema tettonico Friuli Venezia Giulia dal Convegno di Udine 6 Maggio 2011	7
Figura 2 Aree sismiche individuate dalla L. 64/1974.....	9
Figura 3 Comuni danneggiati dal sisma del 1928	10
Figura 4 Sismicità area di raggio 50 km. Epicentro terremoto 1976.....	11
Figura 5 Classificazione 1909 - Classificazione 1974.....	13
Figura 6 Classificazione 1982 - Classificazione 2003.....	13
Figura 7 Moto libero dell'oscillatore semplice non smorzato.....	18
Figura 8 Accelerogramma e risposta in termini di accelerazioni (smorzamento=5%).....	20
Figura 9 Costruzione dello spettro di risposta elastica in termini di accelerazione: accelerogramma di Tolmezzo, Friuli, 1976.	21
Figura 10 Spettri di risposta elastica in termini di spostamento: accelerogramma di Tolmezzo, Friuli, 1976	22
Figura 11 Legame elastico-perfettamente plastico	25
Figura 12 Spettri di progetto normalizzati, al variare del fattore di struttura.	26
Figura 13 Estratto di mappa del complesso edilizio	40
Figura 14 Vista aerea del complesso edilizio	41
Figura 15 Prospetto EST su piazza XX Settembre.....	42
Figura 16 Spettri di risposta elastici SLD, SLV	51
Figura 17 Quote degli impalcati	53
Figura 18 Modello struttura (vista 1).....	55
Figura 19 Modello struttura (vista 2).....	56
Figura 20 Sistema e diagramma bilineare equivalente (fig C7.3.1)	62
Figura 21 Spostamento di riferimento per $T > T_C$	64
Figura 22 Spostamento di riferiemnto per $T \leq T_C$	65
Figura 23 Curva di capacità "gradonata" per edifici in muratura	66
Figura 24 Curve di capacità SDF	66
Figura 25 Giunto tecnico	70
Figura 26 Scheda tecnica rete GFRP	73
Figura 27 Esempio di intervento con miscele leganti.....	74
Figura 28 Modello di calcolo del corpo principale con interventi di consolidamento	75
Figura 29 Schema interventi piano terra.....	76
Figura 30 Schema interventi primo piano	77
Figura 31 Schema interventi secondo piano.....	78
Figura 32 Schema interventi terzo piano	79

Figura 33 Curve pushover SDP	80
Figura 34 Risultati pushover SDP	80
Figura 35 Modello dell'edificio C.....	82
Figura 36 Curve pushover SDP corpo C	83

Indice delle tabelle

Tabella 1 Parametri di sismicità locale D.M. 14/01/2008	14
Tabella 2 Valori minimi della vita nominale V_n di progetto per i diversi tipi di costruzione D.M. 2018	15
Tabella 3 Valori dei coefficienti d'uso C_u	16
Tabella 4 Probabilità di superamento P_{vr} in funzione dello stato limite considerato	16
Tabella 5 Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura ...	Errore. Il segnalibro non è definito.
Tabella 6 Coefficienti correttivi massimi da applicarsi per buone caratteristiche dello stato di fatto o interventi di adeguamento	Errore. Il segnalibro non è definito.
Tabella 7 Modi di vibrare	59
Tabella 8 Forze modali e forze di piano per sisma direzione 0°	60
Tabella 9 Forme modali e forze di piano per sisma direzione 90°	61
Tabella 10 Risultati pushover SDF.....	67
Tabella 11 Risultati pushover SDP corpo C.....	83

1. Pericolosità sismica: aspetti generali e dati storici

1.1 Introduzione

I terremoti (dal latino: terrae motus, che vuol dire "movimento della terra") sono vibrazioni o assestamenti improvvisi della crosta terrestre, provocati dallo spostamento improvviso di una massa rocciosa nel sottosuolo: lo spostamento dei due blocchi provoca delle vibrazioni in tutta l'area circostante che si propagano sotto forma di onde sismiche. Le vibrazioni non sono altro che il rilascio dell'energia elastica accumulata durante la deformazione che si libera improvvisamente provocando il terremoto.

La pericolosità è un concetto che va sempre riferito alla probabilità che un dato evento accada. Quasi tutti i terremoti che avvengono sulla superficie terrestre sono concentrati in zone ben precise, ossia in prossimità dei confini tra due placche tettoniche dove il contatto è costituito da faglie: queste sono infatti le aree tettonicamente attive, ossia dove le placche si muovono più o meno "sfregando" o "cozzando" le une rispetto alle altre, generando così i terremoti d'interplacca.

Le aree del pianeta lontane da tali margini tettonici hanno una pericolosità sismica minore, perché è molto più bassa la probabilità di terremoti rispetto a quelle situate lungo i margini. Per rendere più preciso (e numericamente quantificabile) il rischio R, è stata stabilita un'espressione, che prende in considerazione tre parametri: P per pericolosità, V per vulnerabilità ed E per elementi a rischio o esposizione.

$$R = P \times V \times E$$

In sostanza il rischio è dato dalla moltiplicazione di questi tre fattori. Se anche solo uno di questi risulta essere pari a zero, il rischio sarà nullo. Ad esempio si può prendere in considerazione il caso della zona desertica caratterizzata da elevata pericolosità sismica, o vulcanica. La probabilità di un terremoto, o di un'eruzione, sono molto alte, ma se andiamo a considerare gli altri due fattori della formula, la V e la E, essi saranno pari a zero. Infatti non vi sono elementi esposti (persone, ospedali,

scuole), e di conseguenza non se ne può quantificare neanche la vulnerabilità, perciò il rischio sarà nullo.

1.2. Sismicità del Friuli-Venezia Giulia

L'Italia è un paese altamente sismico: ogni pochi anni si verifica sul territorio italiano un forte terremoto capace di creare danni. L'Italia è stata interessata negli ultimi 50 anni da numerosi terremoti (dal Belice alla sequenza sismica dell'Appennino centrale del 2016-2017), che hanno causato pesanti danni e molte vittime.

Il terremoto del Maggio e Settembre del 1976 in Friuli-Venezia Giulia ha interessato la parte settentrionale della regione ed in particolare un'area di circa 5500 kmq., in cui risiedevano all'epoca circa 600.000 abitanti. Le scosse distrussero completamente le abitazioni di circa 32.000 persone e gravemente danneggiato quelle di oltre 150.000 persone, provocando un'espulsione di popolazione senz'altro pari a circa 100.000 unità; vi furono 1000 morti, 2500 feriti. L'ammontare complessivo dei danni è stimato, a prezzi '76, in 4.000 miliardi di Lire. L'evento trasformò per sempre quel territorio e i suoi abitanti.

La conoscenza e la definizione della natura geologica dei terreni coinvolti nell'evento sismico costituiscono la premessa ai concetti di classificazione sismica dei luoghi. Gli aspetti geologici da considerare sono principalmente quelli legati alla litografia delle rocce presenti nell'area di analisi, quelli del loro reciproco rapporto e del loro assetto spaziale, inteso come prodotto finale di eventi tettonici. Risulta quindi necessaria una premessa geologica alla lettura della sismicità di una regione.

Diverse direzioni di spinta si sono susseguite e hanno agito negli ultimi 50 milioni di anni sui volumi rocciosi del Nord-Est. Per questa ragione sul medesimo enorme volume di rocce si sono sovrapposte più famiglie di faglie. Ed è per questo che la deformazione complessiva si presenta estremamente complessa. La figura sottostante indica le principali faglie attive della regione.



Figura 1. Schema tettonico Friuli Venezia Giulia dal Convegno di Udine 6 Maggio 2011

Le Alpi e le Prealpi della regione Friuli si trovano all'incrocio del sistema orogenetico alpino con quello dinarico; le Alpi con orientamento est-ovest incontrano le Dinaridi in direzione NO-SE. Tale struttura geologica ha carattere tettonico tipico di mezzi rigidi sottoposti a intensi fenomeni di compressione, con distacco e scorrimento di zolle enormi. Il loro assestamento ed il brusco superamento delle condizioni di equilibrio delle tensioni agenti nelle formazioni rocciose della crosta terrestre dà luogo ad onde elastiche che generano i terremoti.

La storia sismica della regione riporta notizie di numerosi terremoti tra i quali si ricordano quelli distruttivi:

- 25 gennaio 1348, un terremoto del 9°/10° grado della scala Mercalli investe le Alpi Orientali. Molti autori indicano in Villacco (Austria) l'epicentro del sisma, ma non è certa tale localizzazione. Certamente vi sono stati danni rilevanti nella parte meridionale della Carinzia e nella parte nord-occidentale della Slovenia, ma le zone più colpite possono essere quelle dell'area friulana.

- 163 anni dopo, nel 1511 vi è un'altra crisi sismica, con un grappolo di terremoti a Gemona del Friuli (UD) che si verificano il 26 marzo (9.5° scala Mercalli), il 28 Marzo (7.5° scala Mercalli), 25 Giugno (8° scala Mercalli) e infine l'8 Agosto a Cividale (9° scala Mercalli).
- 179 anni dopo, il 14 Dicembre 1690, ha luogo un sisma del 9° della scala Mercalli con epicentro a Villacco. Anche in questo caso si registrano gravi danni nell'area pedemontana da Gorizia a Fanna, nella zona collinare e nell'udinese.
- 27 Marzo 1928 un terremoto dell'8° della scala Mercalli, preceduto da una scossa di preavviso del giorno prima, investe la Carnia e la pedemontana.
- Alle ore 21 di giovedì 6 Maggio 1976 ha luogo il più rilevante terremoto della storia sismica friulana degli ultimi secoli. Nel 1976 non esisteva l'attuale rete nazionale di rilevamento telesismico e quindi non si disponeva di un'immediata individuazione delle caratteristiche dell'evento fisico e dei suoi possibili effetti dannosi. Solo successivamente si avranno i dati fondamentali del sisma, ovvero magnitudo Richter 6.4 di durata 60 sec e ipocentro sotto il monte San Simeone allo sbocco del Tagliamento in pianura. Furono maggiormente colpiti i centri di Gemona, di Trasaghis ed Osoppo.

Prima del disastroso terremoto del 1976, la delimitazione delle zone a rischio della regione Friuli Venezia Giulia teneva conto esclusivamente dell'area investita dagli effetti del sisma del 1928 e del sacilese, pure recentemente danneggiato. Alla comunità scientifica dei sismologi e dei geologi era ben nota la storia sismica dell'Alto Friuli, che documentava vari eventi del passato aventi gravissime intensità. Queste conoscenze, però, erano ritenute irrilevanti ai fini della classificazione formale delle zone sismiche, soprattutto per i vincoli che ne sarebbero derivati per l'edilizia. Nessun uomo di scienza o della politica avrebbe sfidato l'impopolarità del voler imporre maggiori oneri e limitazione su una vasta area semplicemente basandosi sulla memoria di eventi remoti, risalenti a tre o sei secoli prima. Per queste ragioni non è stata attuata alcuna politica di prevenzione. Nella Regione, 14 comuni

sono stati riconosciuti come danneggiati dal sisma del 1928 ed, in quanto tali, hanno goduto dei sussidi statali. In conseguenza di ciò sono stati inclusi nell'elenco degli abitanti dichiarati sismici di seconda categoria ed erano soggetti alle norme di edilizia antisismica. Alla vigilia del terremoto del 1976, questa concezione del rischio ha portato alla delimitazione delle zone rappresentate dalla figura.

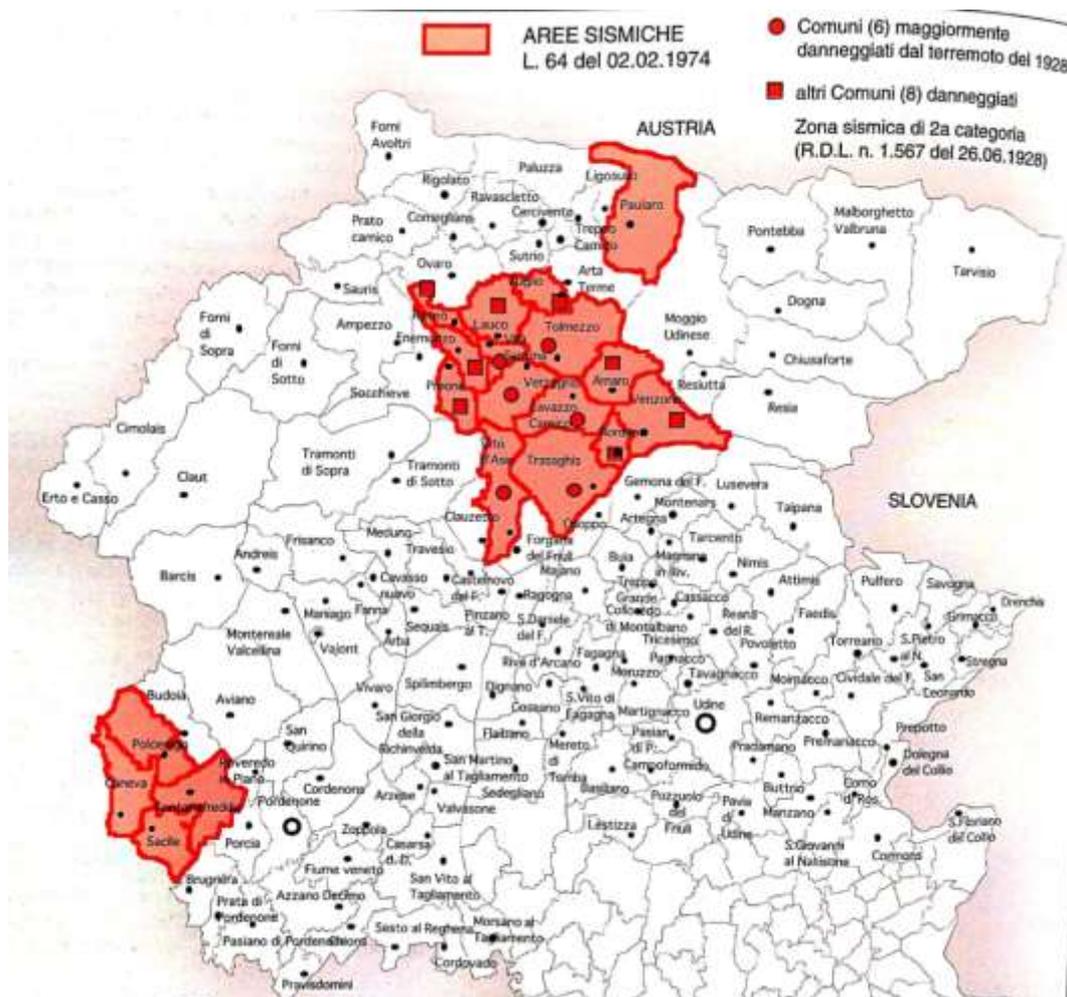


Figura 2 Aree sismiche individuate dalla L. 64/1974

La sismicità riconosciuta riguarda i comuni danneggiati nel 1928, cui si aggiunge Paularo e 4 comuni del sacilese. Si può pertanto affermare che la comunità scientifica e le istituzioni hanno lasciato del tutto indifeso il territorio friulano nei confronti del rischio che si è attualizzato con l'attività sismica del 1976. Confrontando questa carta del rischio con quella dei danni sotto riportata si rileva che a parità di distanza dall'epicentro, i comuni carnici, che avevano ricevuto interventi di riparazione antisismica dopo il 1928 e che erano soggetti alla normativa della legge n. 1567/28,

hanno subito danni nettamente inferiori (A e B) rispetto a quelli del gemonese (C), che non era considerata area soggetta a rischio sismico. Gli eventi tellurici del '76 hanno investito una vasta area situata all'interno della Valle del Tagliamento; gli effetti si sono propagati fino a distanze notevoli (forti danni anche nella vicina ex Jugoslavia). I danni furono anche al complesso e fragile sistema idrogeologico, oltre ovviamente che ai centri abitati. La superficie colpita comprendeva 67 comuni montani; questi subirono cospicui franamenti dei rilievi, numerose fratture di masse rocciose, e danni alle opere idrauliche.

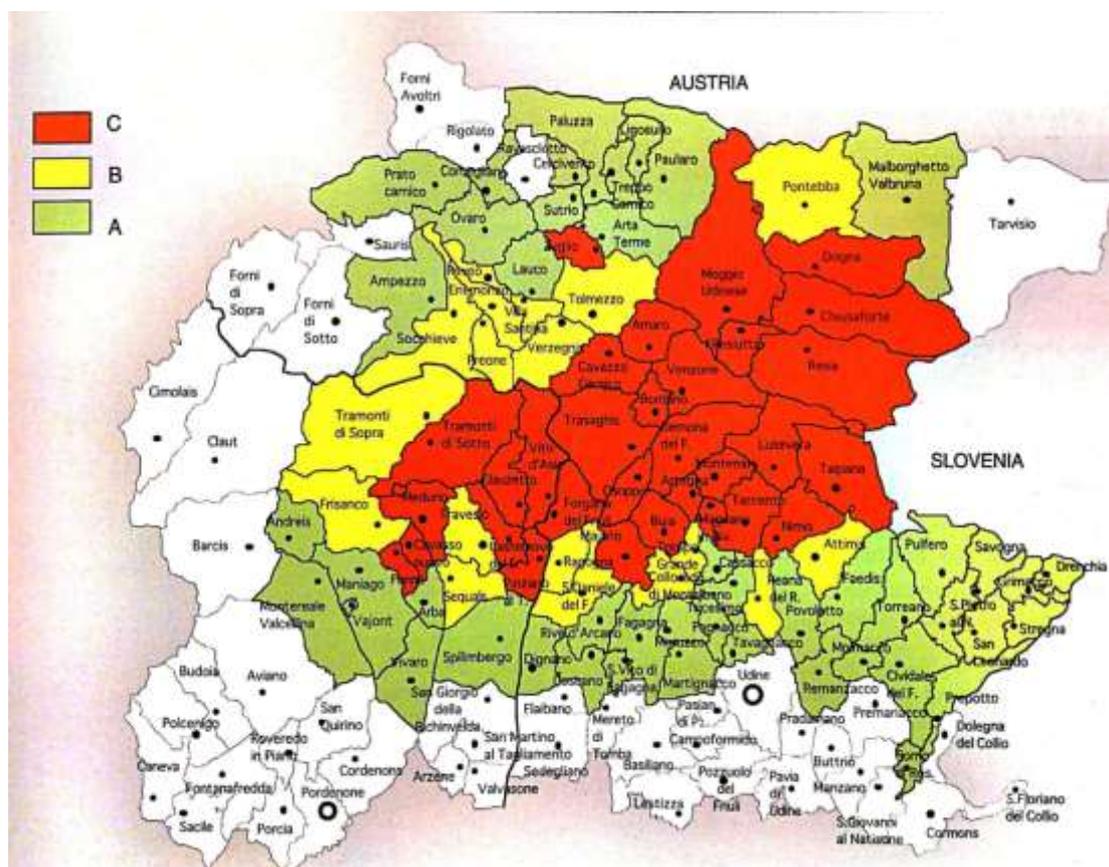


Figura 3 Comuni danneggiati dal sisma del 1928

Dal Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani 2015, si può dedurre la sismicità della regione; dal 1300 al 2015 vi sono stati 178 terremoti, con magnitudo maggiore di 4, in un'area di raggio 50 km dall'epicentro del terremoto del 1976. Risulta indubbia quindi la sismicità dell'area, con eventi sismici di elevata magnitudo e con tempi di ritorno anche inferiore al secolo.

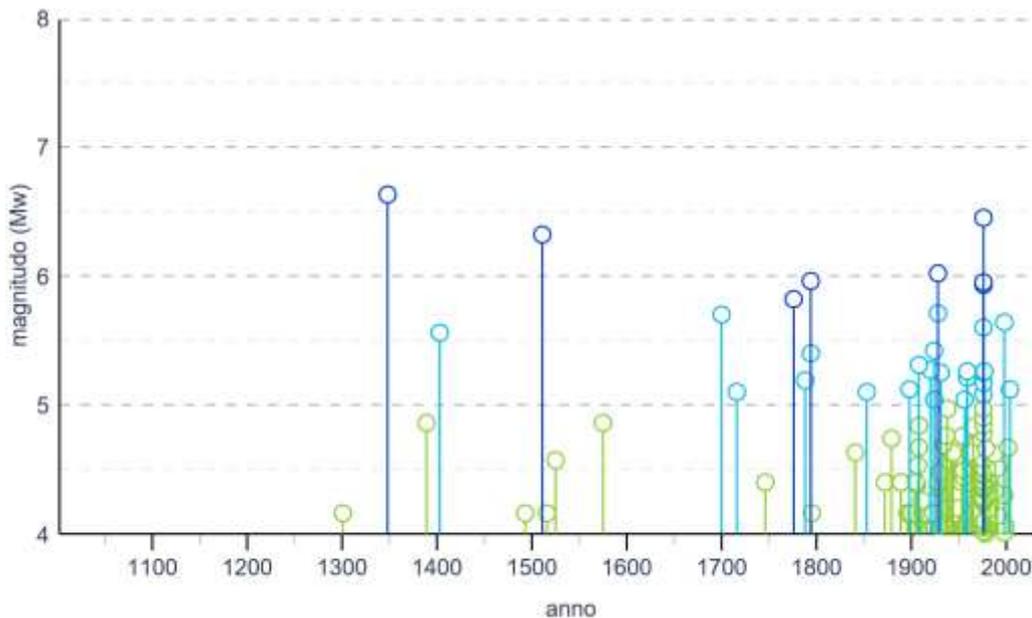


Figura 4 Sismicità area di raggio 50 km. Epicentro terremoto 1976

Solo nel 1982 si è proceduto ad una più utile classificazione, che molto genericamente riconosceva le aree a basso ed alto rischio nel territorio nazionale.

1.3 Classificazione e pericolosità sismica del territorio italiano

Quando la sismicità del territorio si manifesta con periodi di ritorno che superano i 100-200 anni e quindi la memoria umana ne riporta solo annessi i contorni, allora le norme legislative devono mantenere tale memoria attraverso le loro prescrizioni. Infatti il livello di sismicità di un territorio deve avere adeguato riscontro nella tipologia e nei metodi costruttivi degli edifici.

Il terremoto e il conseguente tsunami del 1908 che rase al suolo Reggio Calabria e Messina fu il punto di svolta per la prima legge sismica. Il giovane Stato Italiano assunse gli oneri della ricostruzione, decretò che quella regione era sismica e che da allora in poi si sarebbe dovuto applicare il R.D. n 3193/1909.

Fino al 1982 l'impianto concettuale della legislazione non muterà più in modo sostanziale attestandosi su due azioni centrali:

- A seguito dei terremoti distruttivi il governo dichiarava sismica la zona colpita

- All'interno delle zone dichiarate sismiche le nuove costruzioni dovevano essere progettate e costruite secondo apposita normativa emanata dal ministero dei lavori pubblici

Sostanzialmente la classificazione dell'epoca era svolta semplicemente "inseguendo i terremoti".

È comprensibile che con questo approccio, in Italia, in 70 anni, si siano verificati terremoti distruttivi quasi sempre in zone "non sismiche". Inoltre il sisma era considerato solo come una forza statica da applicare ad ogni piano calcolata come aliquota del peso della struttura, trascurando ogni aspetto dinamico.

Il D.M. LL.PP. del 19 marzo 1982, classificava in modo molto generico il territorio nazionale in aree a basso e ad alto rischio sismico. Bisogna attendere un provvedimento del 2003, quando tutti i comuni italiani sono stati classificati in 4 categorie principali, indicative del loro rischio sismico, calcolato in base alla PGA (Peak Ground Acceleration, cioè il picco di accelerazione al suolo) e per frequenza e intensità degli eventi:

- Zona 1: sismicità alta (PGA oltre 0,25 g), comprendeva 708 comuni.
- Zona 2: sismicità medio-alta (PGA fra 0,15 e 0,25 g), comprendeva 2.345 comuni
- Zona 3: sismicità medio-bassa (PGA fra 0,05 e 0,15 g), comprendeva 1.560 comuni.
- Zona 4: sismicità bassa (PGA inferiore a 0,05 g), comprendeva 3.488 comuni.

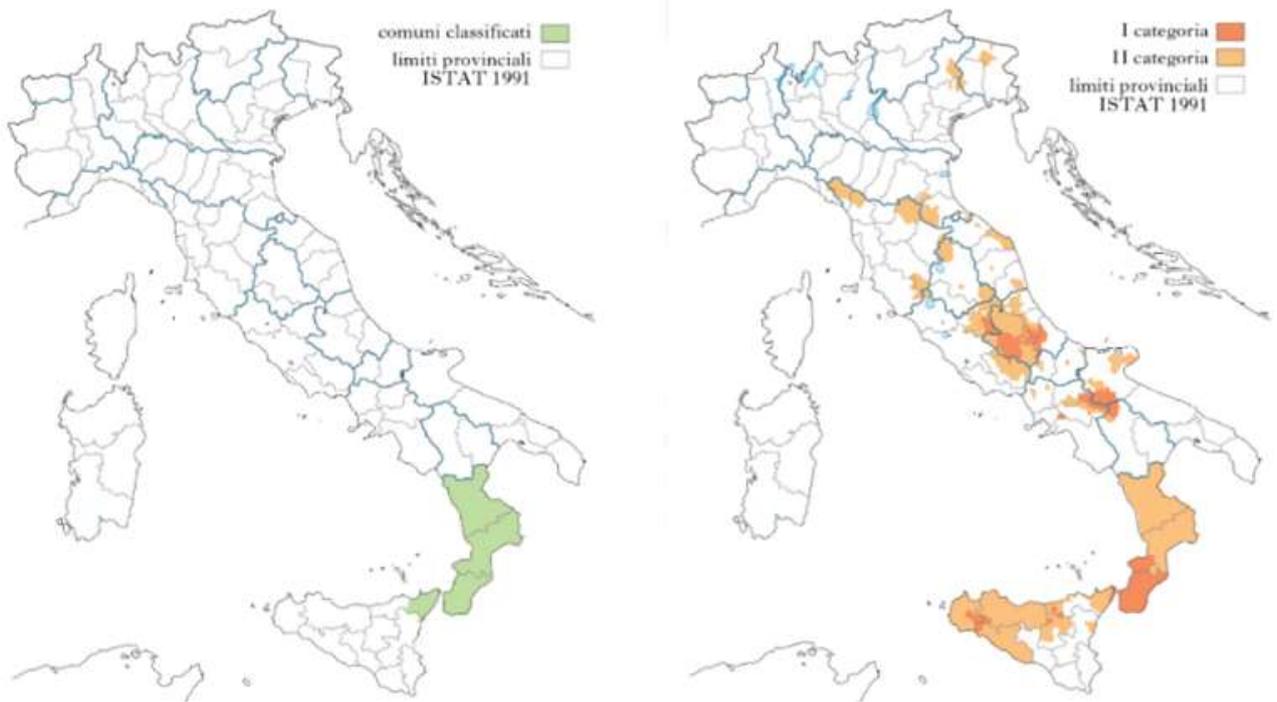


Figura 5 Classificazione 1909 - Classificazione 1974

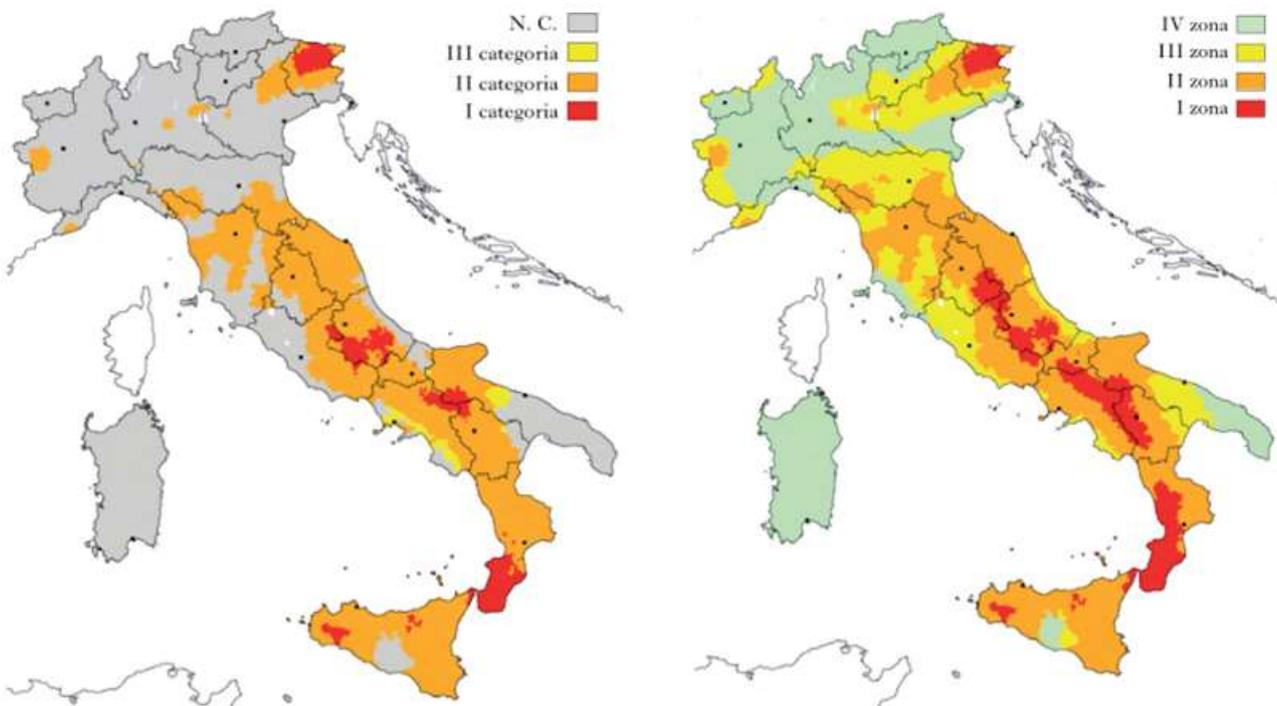


Figura 6 Classificazione 1982 - Classificazione 2003

Il D.M. 14 gennaio 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) ha introdotto una nuova metodologia per definire la pericolosità sismica di un sito tramite la

suddivisione del territorio nazionale con una maglia di punti notevoli indipendenti dai confini amministrativi comunali, al passo di 10 km. Infatti per ogni costruzione ci si deve riferire ad un'accelerazione di riferimento "propria" individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area di progetto.

ID	LON	LAT	T _R =30			T _R =50			T _R =72		
			a _g	F ₀	T _c	a _g	F ₀	T _c	a _g	F ₀	T _c
16254	9.0708	44.553	0.286	2.49	0.19	0.360	2.53	0.22	0.419	2.52	0.24
12037	9.0714	45.504	0.173	2.55	0.16	0.217	2.52	0.19	0.252	2.59	0.20
16476	9.0744	44.503	0.283	2.48	0.20	0.355	2.54	0.22	0.409	2.54	0.24
12259	9.0752	45.454	0.177	2.55	0.16	0.222	2.53	0.19	0.258	2.59	0.20
16698	9.0781	44.453	0.227	2.51	0.19	0.347	2.54	0.21	0.397	2.56	0.23
12481	9.0788	45.404	0.132	2.55	0.16	0.229	2.53	0.19	0.265	2.59	0.20
16920	9.0818	44.403	0.270	2.51	0.19	0.337	2.54	0.21	0.385	2.56	0.23
12703	9.0825	45.354	0.136	2.55	0.16	0.236	2.53	0.19	0.274	2.57	0.21

Tabella 1 Parametri di sismicità locale D.M. 14/01/2008

La classificazione sismica a zone (zona sismica di appartenenza del comune) rimane utile solo per la gestione della pianificazione e per il controllo del territorio da parte degli enti preposti (Regione, Genio civile, ecc).

1.4 Pericolosità sismica di base: spettro di risposta elastico

La pericolosità sismica di un sito, quindi, non fa più riferimento a una suddivisione in zone omogenee ma è definita in modo puntuale:

- valori di accelerazione orizzontale massima a_g e degli altri parametri necessari alla determinazione dell'azione sismica
- reticolo di riferimento i cui nodi non distano più di 10 km
- diverse probabilità di superamento in 50 anni e diversi periodi di ritorno.

Mediante un procedimento di interpolazione tra i dati relativi ai quattro punti del reticolo più vicini al sito in esame, è possibile risalire alle caratteristiche spettrali specifici del sito stesso, necessari come dati di input per la progettazione strutturale.

L'azione sismica di progetto o "pericolosità sismica di base" è data dall'accelerazione max attesa a_g e lo spettro elastico in accelerazione $S_e(T)=f(a_g, F_0, T_c^*)$.

Per la valutazione di tale azione sismica è necessario il calcolo di alcuni parametri che rappresentano la vita nominale, la destinazione d'uso, periodi di riferimento e tempo di ritorno dell'evento in funzione del danno che siamo disposti ad accettare.

La vita nominale V_n di un manufatto è il numero di anni che la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata; ovvero purché si adotti la normale manutenzione ordinaria, non variano le prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto.

La circolare esplicativa delle norme tecniche, indicano dei valori limite della vita nominale per 3 tipi di costruzione.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 2 Valori minimi della vita nominale V_n di progetto per i diversi tipi di costruzione D.M. 2018

Altro parametro necessario è la classe d'uso e il rispettivo coefficiente di classe d'uso C_u . La normativa, in funzione alle conseguenze di interruzione di operatività di un edificio o di un eventuale collasso, divide le costruzioni in 4 classi d'uso.

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Ponti e reti ferroviarie di

importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico.

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

Tabella 3 Valori dei coefficienti d'uso C_u

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

$$V_R = C_u * V_n$$

Per assicurare alle costruzioni un livello di sicurezza antisismica minimo irrinunciabile la norma impone, se $V_R \leq 35$ anni, di assumere comunque $V_R = 35$ anni.

Individuato un determinato sito, l'azione sismica di riferimento da assumere per la verifica varia in funzione degli obiettivi che la verifica si propone. Per edifici diversi si possono accettare gradi di danneggiamento più o meno gravi; quindi a seguito di un sisma è possibile accettare o meno che un certo edificio sia ancora in grado di fornire tutte o alcune delle prestazioni per cui è stato costruito.

A ciascuno degli Stati Limite definiti in precedenza corrisponde una probabilità di superamento P_{V_R} ; essa indica la probabilità che nel periodo di riferimento V_r si verifichi un sisma di intensità almeno pari a quella di progetto, tale da indurre la costruzione al raggiungimento dello stato limite considerato.

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

Tabella 4 Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato

Per ciascuno Stato Limite (e relativa probabilità di superamento P_{VR}) si determina il periodo di ritorno T_R , ovvero l'intervallo temporale medio fra gli eventi sismici di intensità almeno pari a quella di progetto:

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

Esempio:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

Classe d'uso: II

$$V_R = 50 * 1 = 50 \text{ anni}$$

$$P_{VR} = 10\% \text{ (SLV)}$$

$$T_R = 475 \text{ anni}$$

Quindi per ciascuna P_{VR} i caratteri del moto sismico su sito di riferimento rigido ed orizzontale sono descritti dalla distribuzione sul territorio nazionale delle seguenti grandezze, sulla base delle quali risultano compiutamente definiti gli spettri di risposta:

a_g : accelerazione massima del sito;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tali valori per tutto il territorio nazionale sono riportati negli Allegati A e B al decreto del Ministero delle infrastrutture 14 Gennaio 2008.

Lo spettro di risposta è il grafico che assegnata una certa accelerazione e uno smorzamento (valore medio assunto pari a 5 %), fornisce il massimo valore di

risposta della struttura (accelerazione o spostamento) in funzione del periodo proprio di oscillazione T .

Se ad un edificio viene imposto uno spostamento arbitrario e viene rilasciato improvvisamente, l'edificio inizia a vibrare avanti e indietro. Il tempo impiegato a compiere un ciclo completo di vibrazione, misurato in secondi, è il periodo proprio di oscillazione T .

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

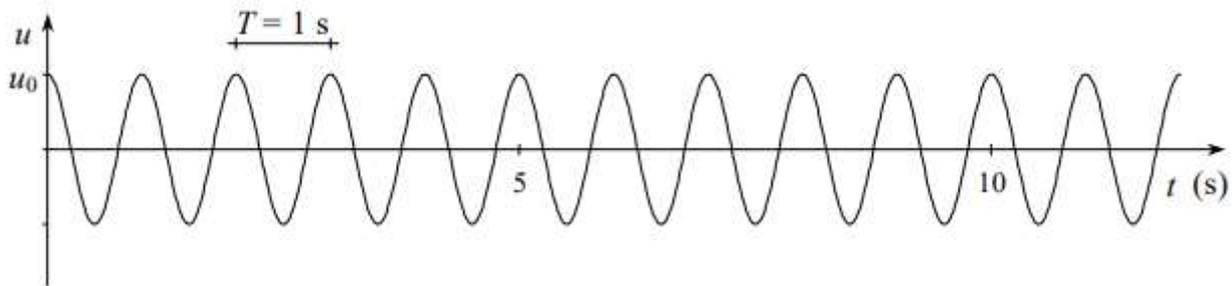


Figura 7 Moto libero dell'oscillatore semplice non smorzato.

Un sistema è dinamicamente rigido se il rapporto tra rigidezza e massa è alto; esso sarà caratterizzato da un basso valore del periodo. Viceversa, un sistema con basso rapporto tra rigidezza e massa è dinamicamente poco rigido ed avrà un periodo di oscillazione più elevato. Sistemi diversi ma aventi lo stesso rapporto tra rigidezza e massa avranno un comportamento dinamico identico, oscillando con lo stesso periodo T .

Nelle strutture lo smorzamento è dovuto principalmente ad elementi non strutturali, come i tramezzi e le pareti di tamponatura. In ogni caso, comunque, il periodo è molto vicino a quello corrispondente ad oscillazioni libere in assenza di smorzamento e la riduzione dell'ampiezza del moto in cicli successivi non è molto forte.

Per la costruzione dello spettro di risposta si parte dall'accelerogramma di un singolo evento sismico e dalle relative risposte in termini di spostamento o accelerazione (Fig.8); l'esempio riporta l'accelerogramma di Tolmezzo durante l'evento sismico

del 1976. In definitiva al progettista basta conoscere il valore massimo dell'accelerazione per vari periodi propri di oscillazione (segnati con un puntino nero). È quindi possibile sintetizzare la risposta ad un assegnato terremoto mediante un grafico, denominato spettro di risposta elastico (Fig.9), costruito riportando come ascissa il periodo proprio dell'oscillatore e come ordinata la pseudo-accelerazione massima $S_e(T)$.

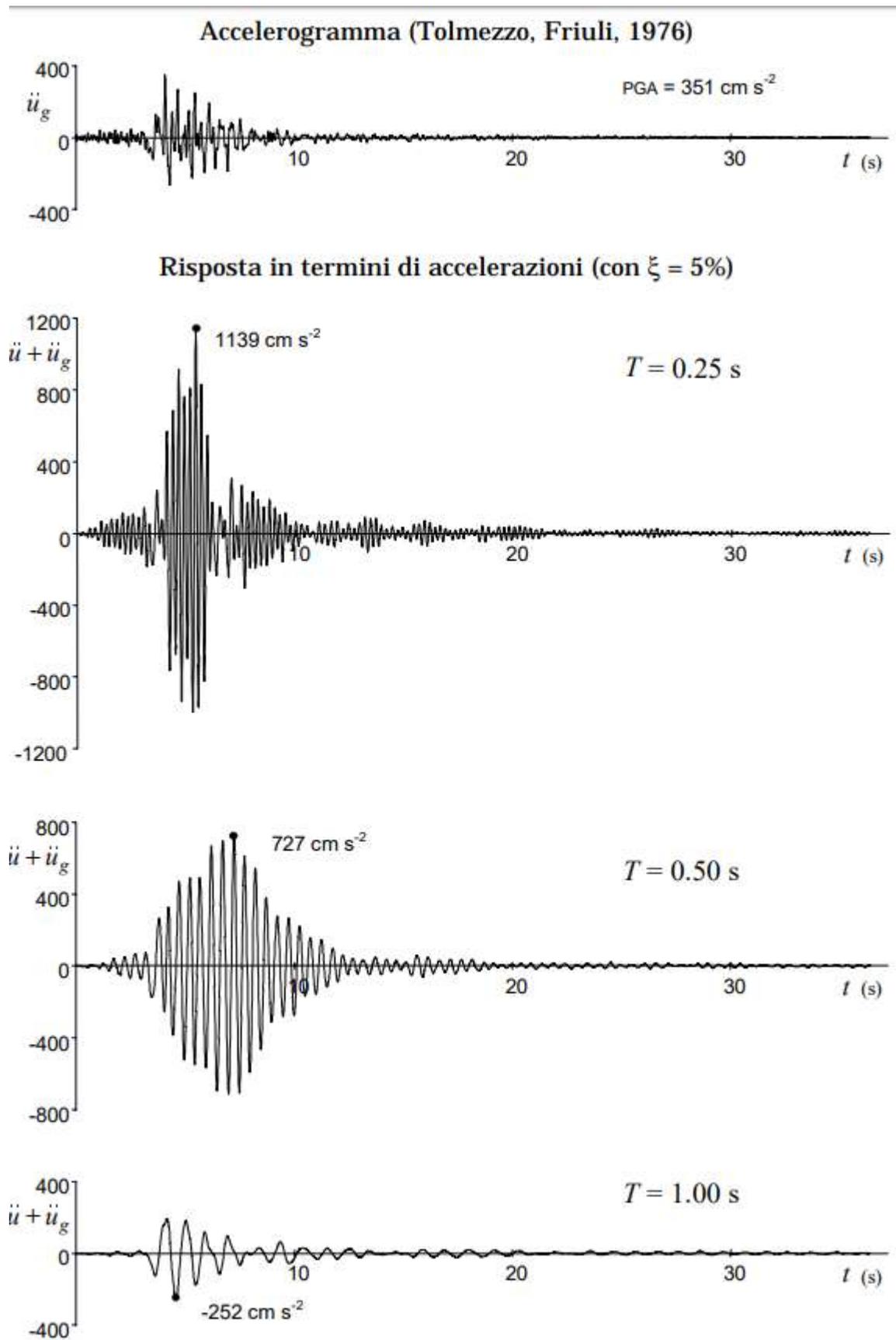


Figura 8 Accelerogramma e risposta in termini di accelerazioni (smorzamento=5%)

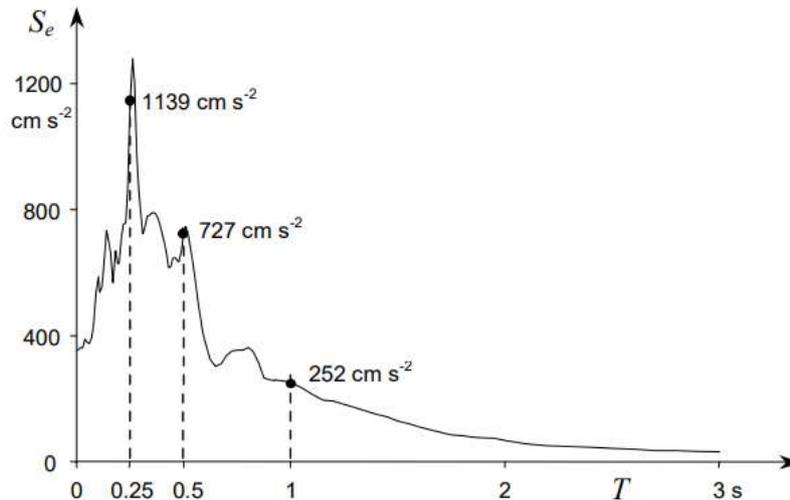


Figura 9 Costruzione dello spettro di risposta elastica in termini di accelerazione: accelerogramma di Tolmezzo, Friuli, 1976.

Lo spettro di risposta elastica in termini di accelerazione parte sempre, per $T=0$, da un valore pari alla massima accelerazione al suolo a_g (indicata anche con la sigla PGA, acronimo di “peak ground acceleration”). Infatti al valore nullo di T corrisponde un sistema infinitamente rigido, di conseguenza la massima accelerazione assoluta del sistema coincide con quella del suolo.

L'andamento tipico dello spettro presenta un iniziale tratto “a campana”, che corrisponde ad una forte amplificazione dell'accelerazione spettrale rispetto a quella del suolo. Si tratta del fenomeno meccanico della risonanza che avviene quando il periodo della forzante è simile a quello proprio del sistema strutturale. Al termine del tratto a campana l'andamento dello spettro si presenta decrescente, fino a tendere a valori quasi nulli dell'accelerazione spettrali per sistemi con periodo T molto elevato. In termini fisici questo significa che sistemi dinamicamente molto deformabili non risentono in maniera apprezzabili degli effetti del moto del suolo. In maniera analoga possono essere costruiti gli spettri di risposta elastica in termini di spostamento, in cui è diagrammato lo spostamento relativo massimo in funzione del periodo (Fig.10).

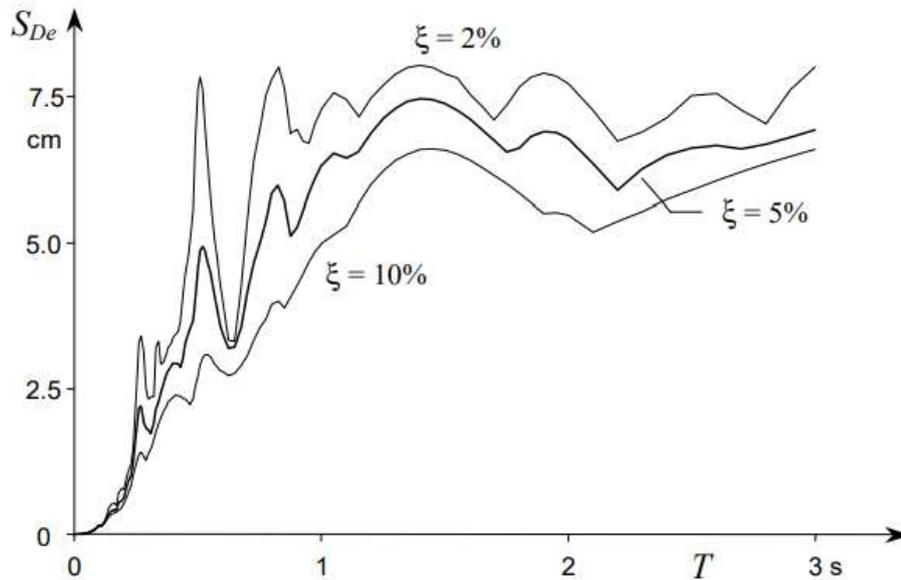


Figura 10 Spettri di risposta elastica in termini di spostamento: accelerogramma di Tolmezzo, Friuli, 1976

È importante osservare che le caratteristiche dinamiche delle costruzioni civili hanno periodi corrispondenti al tratto di maggiore amplificazione dello spettro; tali strutture sono quindi soggette ad accelerazioni nettamente superiori a quelle del suolo.

1.5 Spettro di risposta elastico e di progetto della normativa italiana

Lo spettro elastico relativo ad un accelerogramma storico si presenta come un grafico fortemente accidentato, poiché la risposta di oscillatori semplici aventi periodi abbastanza prossimi può essere notevolmente diversa. Inoltre, nella pratica professionale, lo spettro relativo ad un singolo sisma interessa poco; ai fini progettuali occorrerebbe prevedere gli spettri relativi ai sismi che potranno sollecitare, in futuro, la struttura. Ciò viene fatto analizzando statisticamente per ciascun sito le registrazioni storiche e facendo un involuppo dei loro spettri. Il risultato è uno spettro convenzionale, di forma regolare.

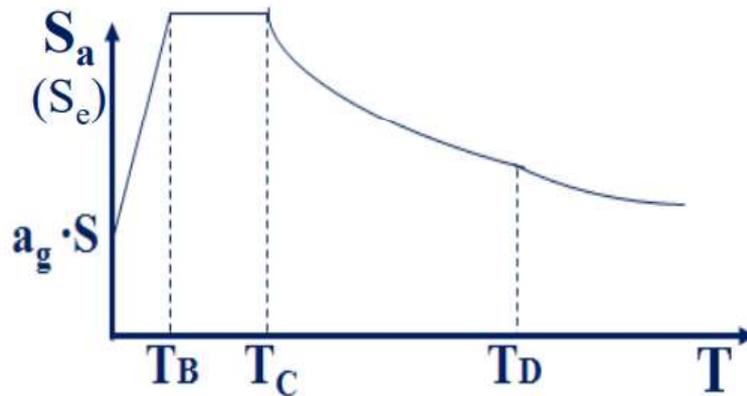


Figura 11 Spettro di risposta elastico in accelerazione

In tale spettro regolarizzato è possibile individuare quattro intervalli di periodi:

- da 0 a T_B , l'accelerazione massima cresce con il periodo;
- da T_B , a T_C , l'accelerazione massima può ritenersi mediamente costante;
- da T_C , a T_D , è la velocità massima a rimanere costante, mentre l'accelerazione varia in maniera inversamente proporzionale al periodo;
- per $T > T_D$, lo spostamento massimo rimane costante e la pseudo-accelerazione varia in maniera inversamente proporzionale al quadrato del periodo.

È importante osservare che la normativa riconosce grande importanza alla capacità degli strati superficiali di terreno di influenzare il moto sismico trasmesso dallo strato roccioso di base. La normativa indica nel § 3.2.2 le categorie di sottosuolo e le condizioni topografiche. Conformemente a queste indicazioni, la normativa italiana riporta le seguenti espressioni analitiche per lo spettro elastico $S_e(T)$.

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

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

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

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

con:

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

$$S = S_S * S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica;

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

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base dei materiali, della tipologia strutturale e del terreno di fondazione;

- F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione

$$T_C = C_C * T_C^*$$

dove T_C^* è definito come valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale e C_C definito, invece, come coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;

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

$$T_B = T_C / 3$$

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

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

Dai valori della pseudo-accelerazione si possono ottenere quelli dello spostamento massimo, e quindi lo spettro elastico in termini di spostamenti S_{De} , mediante la seguente formula:

$$S_{De} = \frac{1}{\omega^2} S_e = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_e$$

La conoscenza degli spostamenti massimi è utile in particolare per valutarne la compatibilità con la funzionalità dell'edificio.

Per valutare la reale risposta sismica di un edificio nel caso di un'eccitazione sismica severa è necessario abbandonare l'ipotesi di comportamento elastico del sistema ed esplorare l'influenza delle sue risorse plastiche. Ciascuna sezione, o meglio qualsiasi tratto di dimensioni finite appartenente ad una trave o pilastro, è in grado di sopportare rilevanti deformazioni oltre il limite elastico, prima di giungere a rottura. La duttilità è una proprietà meccanica che nasce da un legame ideale, elastico-perfettamente plastico; essa è infatti espressa come il rapporto μ tra la deformazione ultima u_{max} e quella al limite del tratto elastico u_y (Fig.11).

$$\mu = \frac{u_{max}}{u_y}$$

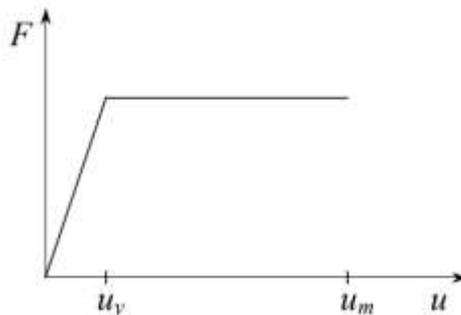


Figura 12 Legame elastico-perfettamente plastico

Tenendo conto delle riserve plastiche, una struttura può essere progettata in modo da resistere ad una forza maggiore di quella relativa ad un comportamento solo elastico.

Resistenza e duttilità sono quindi due caratteristiche complementari, al fine di consentire che una struttura superi un terremoto. Si ottiene quindi uno spettro di progetto S_d , ottenuto riducendo le ordinate dello spettro di risposta elastico in funzione della duttilità che la struttura riesce a fornire. La duttilità è rappresentata da un parametro q , detto fattore di struttura.

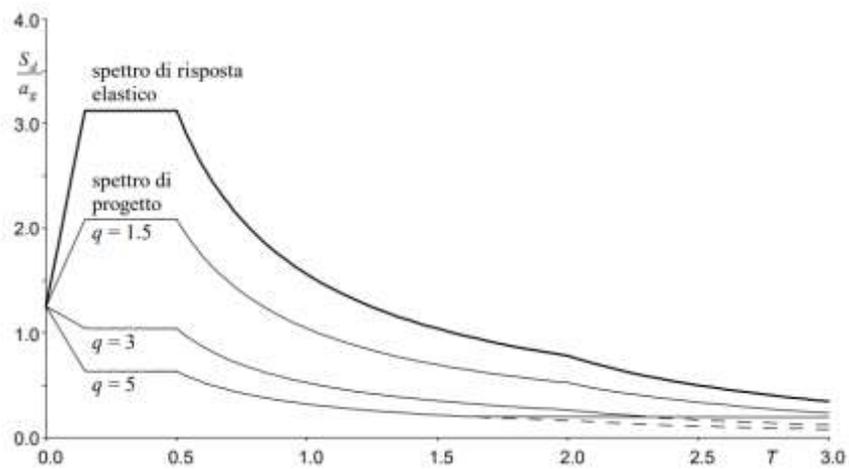


Figura 13 Spettri di progetto normalizzati, al variare del fattore di struttura.

2. La normativa degli edifici esistenti, Cap 8 di NTC2018

2.1 Introduzione

Il D.M. 3 Marzo 1975 fornì le prime prescrizioni per le costruzioni in zona sismica ed introdusse la possibilità dell'analisi dinamica. Negli anni '70, inoltre, si è proceduto con l'istituzione di organi addetti alla pianificazione e al controllo dell'attività edilizia, in particolare nelle zone sismiche. Con l'attuazione della Legge 741/81, le Regioni si dotarono di strumenti legislativi per l'adozione di provvedimenti per il controllo a campione, per l'obbligatorietà della nomina di un collaudatore ed il controllo obbligatorio di progetti di opere di particolare importanza strategica. Rimasero però delle zone d'ombra, in quanto certi aspetti dell'attività edilizia, non furono oggetto di alcuna normativa. Si tratta degli interventi di recupero e ristrutturazione che, anche se eseguiti in zona sismica, non erano oggetto di normative nazionali. Qualche prescrizione fu prevista nella legislazione di intervento dopo il terremoto del Friuli '76 (Legge 30/77) ma che, purtroppo cadde con il chiudersi dell'emergenza.

Il patrimonio edilizio italiano di edifici antichi, in zone che hanno subito terremoti, contiene in sé l'impronta della costruzione antisismica perché ha resistito a tali eventi. Ma il susseguirsi di interventi di modifica e ristrutturazione nel corso della sua lunga storia può aver comportato interventi estemporanei fatalmente controproducenti per l'integrità strutturale dell'edificio. È risultata quindi la necessità di una legislazione anche in tema di ristrutturazione e/o modifica del patrimonio.

Il problema della sicurezza delle costruzioni esistenti è di fondamentale importanza in Italia, da un lato per l'elevata vulnerabilità delle costruzioni, soprattutto rispetto alle azioni sismiche, dall'altro per il valore storico, architettonico, artistico, ambientale di

gran parte del patrimonio edilizio esistente. A ciò si aggiunge la notevole varietà di tipologie strutturali esistenti.

Ne deriva una particolare complessità delle problematiche coinvolte ed una difficile standardizzazione dei metodi di verifica. Per questo, le norme tecniche per le costruzioni prevedono un approccio prestazionale, con l'adozione di poche regole di carattere generale ed alcune indicazioni importanti per la correttezza delle diverse fasi di analisi, progettazione, esecuzione.

La normativa indica al §8.4 le categorie di intervento sulle strutture esistenti.

1. interventi di riparazione o locali: interessano elementi isolati e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti;
2. interventi di miglioramento sismico: sono interventi atti ad aumentare il livello di sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalla norma. Sono realizzabili in maniera più semplice rispetto a quelli di adeguamento;
3. interventi di adeguamento sismico: sono particolari interventi atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle stesse norme tecniche. Si tratta, spesso, di interventi molto onerosi sia dal punto di vista tecnico che economico.

2.2.Valutazione della sicurezza

Il Capitolo 8 delle vigenti norme tecniche riguarda gli edifici esistenti. Uno degli argomenti trattati è quello della valutazione della sicurezza dei fabbricati che in Italia assume una importanza primaria sia per l'elevata vulnerabilità degli edifici, sia per il valore storico-architettonico-artistico-ambientale di gran parte del patrimonio esistente.

Le costruzioni esistenti devono essere sottoposte a valutazione della sicurezza quando ricorra anche una delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta ad azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali;
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o della classe d'uso della costruzione;
- interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità o ne modifichino la rigidità.

Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere limitata agli elementi interessati e a quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale.

Per ogni intervento strutturale eseguito su qualsivoglia struttura diventa imperativo eseguire una valutazione della sicurezza pre e post intervento, che il progettista dovrà espletare in apposita relazione indicando i livelli attuali e/o raggiunti con eventuali limitazioni circa l'uso della costruzione.

Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni.

Nel caso di intervento di miglioramento sismico è ammesso il coefficiente ζ_E minore all'unità. A meno che di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di ζ_E deve comunque raggiungere un valore non minore di 0,6; mentre per le rimanenti costruzioni di classe

III e per quelle di classe II il valore di ζ_E , a seguito di interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.

Gli interventi di adeguamento sismico ($\zeta_E = 1$) sono obbligatori quando si intenda:

- a) sopraelevare la struttura;
- b) ampliare la struttura mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterare significativamente la risposta;
- c) apportare variazioni di destinazioni d'uso che comportano incrementi dei carichi;
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente;
- e) apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

In ogni caso il progetto di adeguamento dovrà essere riferito all'intera costruzione.

La Circolare esplicativa del 2019 al paragrafo C.8.4.3, precisa che nei casi di interventi per l'adeguamento sismico decisi dal proprietario a seguito dell'inadeguatezza riscontrata attraverso la valutazione della sicurezza ammette valore minimo di ζ_E pari a 0,8.

2.3. Modello di riferimento per le analisi

Nelle costruzioni esistenti le situazioni concretamente riscontrabili sono le più diverse ed è quindi impossibile prevedere regole specifiche per tutti i casi; le problematiche diventano particolarmente rilevanti per le costruzioni in muratura, a causa delle numerose incertezze relative ai materiali impiegati e al loro comportamento meccanico. L'adeguata conoscenza del manufatto è presupposto fondamentale e fase imprescindibile per la comprensione delle singole criticità e del

comportamento strutturale; l'attendibilità dei risultati, dunque, è strettamente legata al livello di conoscenza. In relazione al livello di conoscenza, le NTC definiscono opportuni fattori di confidenza, da intendersi come indici del livello di approfondimento raggiunto dalle indagini; è attraverso di essi che si possono ridurre i valori attribuiti ai parametri meccanici dei materiali.

La conoscenza della struttura può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali.

1. Analisi storico-critica: è finalizzata a comprendere le vicende costruttive, i dissesti, i fenomeni di degradi e, particolarmente frequenti nelle costruzioni in muratura, le trasformazioni operate dall'uomo che possono aver prodotto cambiamenti nell'assetto statico originario;
2. Rilievo geometrico-strutturale: deve individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo presenti la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi. Nel rilievo si possono individuare tre livelli di approfondimento di indagine:
 - indagini limitate, generalmente di tipo visivo con saggi che consentono di esaminare localmente le caratteristiche della muratura sotto intonaco.
 - indagine estese, si aggiungono saggi più estesi e diffusi rispetto al punto precedente;
 - indagini esaustive, ovvero estese in maniera sistematica con il ricorso a saggi che consentono di farsi un'idea completa su morfologia e qualità delle murature.
3. Caratterizzazione meccanica dei materiali: è importante conoscere le caratteristiche di resistenza e deformabilità dei materiali e del loro degrado. Si ricavano da verifiche visive in situ e indagini sperimentali. La tabella C8.5.I della circolare esplicativa riporta, per il comportamento delle tipologie murarie più ricorrenti, possibili valori dei parametri meccanici.

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

Tabella 5 Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura (Tab.C8.5.I)

4. Definizione dei Livelli di Conoscenza (LC) e dei Fattori di Confidenza (FC):

-LC1: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico completo e indagini limitate sui dettagli costruttivi, prove limitate sulle caratteristiche meccaniche dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è FC=1,35.

-LC2: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico completo e indagini estese sui dettagli costruttivi, prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è FC=1,2.

-LC3: si intende raggiunto quando siano stati effettuati l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico, completo ed accurato in ogni sua parte, e indagini esaustive sui dettagli costruttivi, prove esaustive sulle caratteristiche meccaniche dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è FC=1.

Nel caso di muratura, quest'ultima può essere ricondotta alle tipologie murarie presenti nella Tabella C8.5.I soprariportata, e i valori medi dei parametri meccanici

da utilizzare per le verifiche possono essere definiti, con riferimento alla tipologia muraria in considerazione per i diversi livelli di conoscenza, come segue:

LC1: -Resistenze: i valori minimi degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I.

- Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

LC2: - Resistenze: i valori medi degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I

-Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

LC3: -I valori delle resistenze e dei moduli elastici riportati in Tabella C.8.5.I individuano una distribuzione a-priori che può essere aggiornata sulla base dei risultati delle misure eseguite in sito. Considerato il generico parametro X , una stima dei parametri μ' e σ' della distribuzione a-priori può essere dedotta dai valori minimo e massimo in tabella, con le formule seguenti:

$$\mu' = \frac{1}{2} (X_{min} + X_{max})$$

$$\sigma' = \frac{1}{2} (X_{max} - X_{min})$$

Eseguito un numero n di prove dirette, l'aggiornamento del valore medio può essere effettuato come segue:

$$\mu'' = \frac{n \bar{X} + \kappa \mu'}{n + \kappa}$$

dove

\bar{X} è la media delle n prove dirette e κ è un coefficiente che tiene conto del rapporto tra la dispersione (varianza) della stima effettuata attraverso le prove (combinazione tra incertezza della misurazione sperimentale e dispersione dei parametri meccanici nell'ambito dell'edificio che si sta analizzando) e la varianza σ'^2 della distribuzione a-priori. I valori del coefficienti κ sono suggeriti in Tabella C.8.5.III, in riferimento ai più diffusi metodi di indagine diretta sulle proprietà della muratura.

Appare dunque evidente l'importanza di risalire ad un Livello di Conoscenza elevato poiché ciò ha pesanti ripercussioni sugli eventuali interventi strutturali sia dal punto di vista della quantità di operazioni da svolgere che da quello economico.

Le caratteristiche meccaniche della muratura, in uno stato di fatto migliore di quello indicato nella tabella sopra, possono ottenersi applicando dei coefficienti migliorativi, ad esempio nel caso di :

- malta di buone caratteristiche
- presenza di ricorsi (o listature)
- presenza sistematica di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti.

Altri coefficienti correttivi si possono applicare nel caso di interventi di consolidamento sulla muratura:

- iniezioni di miscele leganti
- intonaco armato
- ristilatura armata con connessione dei paramenti

Si riporta di seguito la tabella C8.5.II della norma che riporta i coefficienti migliorativi.

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

Tabella 5 Coefficienti correttivi massimi da applicarsi per buone caratteristiche dello stato di fatto o interventi di consolidamento (Tab. C8.5.II)

2.4. Costruzioni in muratura

Il territorio italiano è estremamente ricco di edifici di grande rilevanza storica, architettonica e sociale realizzati in opera muraria. La vulnerabilità sismica di questi edifici è usualmente molto elevata sia per l'elevata grado sismicità del nostro territorio, evidenziato dai diversi eventi sismici anche di forte intensità che si sono ripetuti negli ultimi anni, sia per l'inevitabile stato di degrado in cui tali edifici spesso si trovano a seguito della loro vetustà e dei terremoti cui sono stati soggetti durante la loro vita.

Con il termine muratura si intende un materiale eterogeneo composto da più fasi solide; la tipologia dell'apparato murario utilizzata in Italia è estremamente varia, si passa dalla muratura in laterizio con mattoni interi o forati alla muratura in sasso con elementi squadrate o meno. Le caratteristiche meccaniche delle fasi componenti e del composito risultano molto diverse.

Il materiale muratura è in genere schematizzato con le seguenti caratteristiche:

- La resistenza a trazione è esigua e comunque non affidabile.
- La resistenza a compressione è molto varia come il modulo elastico
- La duttilità è in genere scarsa

L'edificio a muratura portante deve essere concepito come una struttura tridimensionale infatti i sistemi resistenti di pareti di muratura, gli orizzontamenti e le fondazioni devono essere collegati tra di loro in modo da resistere alle azioni verticali e orizzontali. L'organizzazione dell'intera struttura e il collegamento tra le sue parti devono essere tali da assicurare appropriata resistenza e stabilità, ed un comportamento d'insieme "scatolare".

Per prima cosa, si procede a verificare la risposta del fabbricato alle azioni non sismiche e, ove rilevante, ai meccanismi di dissesto locale per azioni sismiche, in particolare quelli per rotazioni fuori dal piano medio della singola parete. In questo ambito è opportuno riconoscere e analizzare, per quanto possibile, tutte le criticità locali (anche quelle difficilmente quantificabili) che possano determinare situazioni di fragilità e rotture rovinose in occasione di scuotimenti. I collassi parziali possono avvenire per la perdita di equilibrio di porzioni murarie, per azioni perpendicolari al loro piano medio ma anche per azioni nel loro piano medio. L'identificazione dei meccanismi locali può essere ottenuta tramite modellazioni specifiche o prefigurata dal progettista sulla base della conoscenza storica del manufatto o del comportamento sismico di strutture analoghe, oppure in base al rilievo degli stati fessurativi già presenti, anche di origine non sismica.

Successivamente, si procede alla verifica della risposta globale dell'edificio nei confronti delle azioni orizzontali sismiche che complessivamente possono agire su di esso, considerando il comportamento delle pareti per azioni nel proprio piano medio. Nell'analisi globale dell'edificio la ripartizione delle azioni orizzontali tra le diverse pareti dipende dalla rigidità dei solai nel proprio piano e dall'efficacia dei loro collegamenti con le murature; per la rigidità dei solai si può fare riferimento a tre situazioni:

- solai modellabili come infinitamente rigidi;

- solai modellabili con rigidità finita (in grado di vincolare le pareti e di ripartire le sollecitazioni sismiche);
- solai con rigidità trascurabile (inadeguati a ridistribuire le azioni orizzontali tra le pareti).

Nel caso di solai infinitamente rigidi e ben collegati alle pareti d'ambito è consentita la ripartizione delle azioni orizzontali in base alla capacità di resistenza, alla rigidità e alla posizione in pianta delle varie pareti. Nel caso di solai di rigidità trascurabile ciascuna parete può essere verificata per le azioni che le competono direttamente per aree di influenza dei solai a essa vincolati, tenendo conto, sempre per area di influenza, di quelle ad essa trasmesse dalle pareti investite ortogonalmente al proprio piano. Nella situazione intermedia tra questi due casi limite, ovvero in presenza di solai con rigidità finita, la risposta può essere ottenuta inserendo nel modello della costruzione le caratteristiche meccaniche di ciascun solaio orizzontale, ove ragionevolmente identificabili; in questo caso, i solai contribuiscono a prevenire il collasso prematuro delle pareti più deboli e le connessioni tra solai e pareti risultano, in genere, meno sollecitate rispetto al caso di solai infinitamente rigidi.

Le esperienze maturate nel corso di passati eventi sismici evidenziano che i meccanismi di dissesto sono favoriti da:

- assenza di connessioni, soprattutto in sommità, tra le diverse pareti di muratura;
- assenza di connessioni efficaci tra pareti ortogonali;
- assenza di connessioni trasversali tra i paramenti murari di una parete;
- muratura comunque poco coesa e facilmente disgregabile;
- presenza di elementi spingenti (archi, volte, cupole, puntoni di copertura) la spinta dei quali non sia efficacemente trasferita a elementi strutturali adeguatamente resistenti;
- presenza di orizzontamenti voltati di limitato spessore e soggetti a significativi spostamenti delle imposte (in particolare ai piani alti dell'edificio);

- coperture e/o solai male organizzati e/o mal collegati alle pareti;
- presenza di pareti eccessivamente snelle;
- presenza, ai piani alti, di masse di entità significativa (anche dovute a sopraelevazioni successive);
- presenza di fenomeni di degrado nei materiali.
- presenza di elementi non strutturali non adeguatamente ancorati o di per sé fragili e poco resistenti (cornicioni, timpani di facciata, camini, elementi di decoro, serbatoi, apparecchiature impiantistiche ecc.);
- presenza di corpi di fabbrica di differente altezza.

L'analisi globale della risposta sismica degli edifici con struttura muraria può essere effettuata sia mediante l'analisi dei singoli setti murari sottoposti alle azioni di loro competenza (nel proprio piano e fuori dal proprio piano) in base ad una suddivisione per aree di influenza, sia mediante un modello globale in grado di ripartire tra i vari setti le azioni sismiche agenti sull'intero fabbricato. La scelta deve essere effettuata in base alle effettive capacità degli elementi costruttivi presenti di garantire la ripartizione delle azioni orizzontali.

Nelle scelte di modellazione occorre considerare le incertezze sulle caratteristiche meccaniche delle murature, degli elementi lignei, dei vincoli tra gli elementi strutturali e dei vincoli esterni. La verifica della risposta globale di costruzioni esistenti in muratura allo stato limite ultimo può essere eseguita con i metodi dell'analisi lineare o non lineare.

3.Caso studio: Palazzo Garzolini di Tolmezzo

3.1. Descrizione del fabbricato

Il caso studio considerato riguarda un complesso di edifici in pietrame squadrato, muratura in mattoni pieni e pilastri in calcestruzzo, come si vede dagli schemi strutturali dello stato di fatto allegati a tale tesi. L'edificio in questione è di proprietà del Comune di Tolmezzo (UD) ed è stato sede degli Uffici giudiziari del capoluogo carnico. Allo stato attuale il corpo principale non è più sede del Tribunale di Tolmezzo in quanto, accorpato all'ufficio di Udine. Una parte di tale complesso oggi ospita l'Albergo diffuso di Tolmezzo.

Tale complesso di edifici comprende 4 corpi di fabbrica realizzati in epoche diverse. Il più antico e prestigioso è il Palazzo Garzolini, ad ampliamento dello stesso sono stati costruiti i successivi corpi di fabbrica fino al più recente e moderno ampliamento su Piazza Centa. La realizzazione di ampliamento in epoche assai diverse ha comportato l'uso di materiali e di tecnologie profondamente eterogenee. I corpi di fabbrica più antichi hanno subito danni conseguenti agli eventi sismici del 1976, ma non vi è documentazione dei danni effettivamente subiti e degli interventi di ripristino. Gli stessi corpi non sono adeguati alle vigenti norme delle costruzioni in zona sismica

Gli edifici oggetto di tale tesi saranno solamente i 3 corpi principali più antichi, che costituiscono un unico corpo strutturale essendo privi di giunti strutturali. Questi sono indicati nell'estratto di mappa come "EDIFICIO A", "EDIFICIO B" e "EDIFICIO C".

ESTRATTO DI MAPPA

COMUNE DI TOLMEZZO

Foglio n° 77

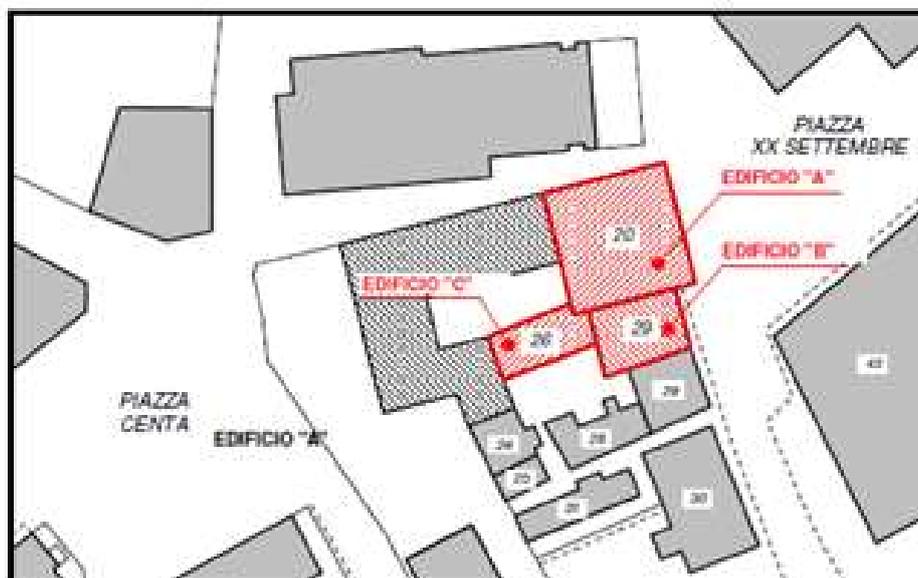


Figura 14 Estratto di mappa del complesso edilizio

Edificio A

È il più antico e principale con la facciata gettante su piazza XX Settembre. Le sue strutture in elevazione sono costituite da muratura in pietrame, da strutture ad arco in pietra e da alcuni pilastri in cemento armato costruiti successivamente all'originaria costruzione per consentire l'apertura di alcuni varchi nelle murature. La struttura è dotata di alcuni vani interrati, tre piani fuori terra, e da un ampio sottotetto. Il solaio del piano terra, del primo e del secondo piano sono in laterocemento, la struttura degli orizzontamenti del sottotetto e della copertura sono in travatura di legno. Le fondazioni sono del tipo continuo in muratura e cemento armato. La debolezza dell'impianto strutturale è evidenziata dalle modeste caratteristiche dei materiali strutturali, dalla carenza di elementi resistenti al piano terra per effetto dei vuoti creati dai ripetuti interventi di eliminazione di murature portanti.

Edificio B

Le strutture in elevazione dell'edificio esistente sono costituite da muratura in pietrame. La struttura è dotata di tre piani fuori terra, da un ampio sottotetto. I solai sono in laterocemento, la struttura della copertura è di laterocemento. Le fondazioni

sono del tipo continuo in muratura e cemento armato. La debolezza dell'impianto strutturale è evidenziata dall'esistenza di alcune fessurazioni e dalle modeste caratteristiche dei materiali strutturali.

Edificio C

Le strutture in elevazione dell'edificio esistente sono costituite da muratura in mattoni pieni. La struttura è dotata di un piano interrato, di tre piani fuori terra e dal sottotetto non praticabile. I solai sono in laterocemento, la struttura della copertura e di laterocemento. Le fondazioni sono del tipo continuo in muratura e cemento armato. La debolezza dell'impianto strutturale è evidenziata dall'esistenza di alcune fessurazioni e dalle modeste caratteristiche dei materiali strutturali.

Tale complesso è parte di un aggregato edilizio che si affaccia su piazza XX settembre di Tolmezzo (UD). Al fabbricato in questione infatti sono vicini altri corpi edilizi di contemporanea o successiva costruzione.



Figura 15 Vista aerea del complesso edilizio



Figura 16 Prospetto EST su piazza XX Settembre



Figura 17 Foto cortile interno



Figura 18 Prospetto NORD su Via del Duomo

Dal punto di vista planimetrico, la sagoma dell'edificio risulta non è regolare, infatti il corpo C ha un assetto obliquo rispetto agli altri due corpi paralleli alla piazza. La foto del prospetto EST soprariportata è dell'edificio B e A (da sinistra verso destra). L'edificio C è in un cortile interno al complesso edilizio. Si allegano le piante dell'edificio

3.2. Caratteristiche meccaniche con fattori correttivi

L'opera sorge in un comprensorio di fabbricati realizzati in epoche diverse e con materiali e metodi diversi, quindi è caratterizzato da un alto grado di disomogeneità.

La conoscenza della costruzione in muratura oggetto dello studio è di fondamentale importanza ai fini di una adeguata analisi, come descritto precedentemente, perché previsto dalla normativa vigente. Tale conoscenza può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione della accuratezza delle operazioni di rilievo, della analisi storica e delle indagini sperimentali. Non è disponibile maggiore

approfondimento dei materiali o della situazione dello stato di fatto. Infatti le operazioni di indagine svolte sono state intese al raggiungimento del livello di conoscenza dell'edificio come LC1.

La conoscenza della geometria strutturale dell'edificio è derivata da rilievi e tavole grafiche eseguite precedentemente degli elementi in muratura, dei solai e della copertura (tipologia e orditura).

I valori meccanici della muratura, sono suggeriti dalla tabella di normativa sotto riportata (Tab. C8.5.I). Considerato un livello di conoscenza LC1, in accordo a C8.5.4.1, i parametri considerati per lo stato di fatto sono le resistenze minime e i moduli elastici medi di quelli proposti.

Le tipologie murarie dell'edificio allo stato di fatto sono pietrame squadrato e muratura in cls pieno a cui vengono attribuite le seguenti caratteristiche meccaniche:

Muratura in pietrame squadrato o blocchi lapidei squadrati:

$f_m = 580$	N/cm ²	(resistenza media a compressione)
$\tau_0 = 9$	N/cm ²	(resistenza media a taglio)
$E = 2850$	N/mm ²	(modulo elastico longitudinale medio)
$G = 950$	N/mm ²	(modulo elastico tangenziale medio)
$w = 22$	kN/m ³	(peso specifico)

Muratura in cls pieno:

$f_m = 260$	N/cm ²	(resistenza media a compressione)
$\tau_0 = 5$	N/cm ²	(resistenza media a taglio)
$E = 1500$	N/mm ²	(modulo elastico longitudinale medio)
$G = 500$	N/mm ²	(modulo elastico tangenziale medio)
$w = 18$	kN/m ³	(peso specifico)

3.3. Analisi dei carichi

La struttura analizzata presenta differenti solai, come anticipato nella descrizione del fabbricato. Le tipologie sono:

1. Solaio laterocemento

EDIFICIO A	
SOLAIO 2° PIANO IN LATEROCEMENTO:	KN/m ²
Solaio bausta H=28+4 cm	3,2
G1=	3,2
Caldana e pavimento	1,1
Intonaco	0,2
Controsoffitto	0,2
G2=	1,5
Sovraccarichi Cat B2 Uffici aperti al pubblico	3

2. Solaio in legno

EDIFICIO A	
SOLAIO SOTTOTETTO (3°PIANO) IN LEGNO:	KN/m ²
Struttura principale e secondaria in legno	1
G1=	1
Isolante + pav.	0,3
Tavolato in legno	0,2
Controsoffitto	0,2
G2=	0,7

Sovraccarichi Cat B1 Uffici non aperti al pubblico	2
--	---

3. Solaio in legno

EDIFICIO A	
SOLAIO PIANO 2° IN LEGNO:	KN/m ²
Struttura principale e secondaria in legno	1
G1=	1
Isolante + pav.	0,3
Tavolato in legno	0,2
Controsoffitto	0,2
G2=	0,7
Sovraccarichi Cat B2 Uffici aperti al pubblico	3

4. Solaio laterocemento

EDIFICIO A	
SOLAIO 1°- PIANO TERRA IN LATEROCEMENTO:	KN/m ²
Solaio bausta H=24+4 cm	3,05
G1=	3,05
Caldana e pavimento	1,1
Intonaco	0,2
Controsoffitto	0,2
G2=	1,5
Sovraccarichi Cat B2 Uffici aperti al pubblico	3

5. Solaio laterocemento

EDIFICIO C	
SOLAIO SOTTOTETTO PIANO IN LATEROCEMENTO:	KN/m ²
Solaio bausta H=16+4 cm (non accessibile)	2,3
G1=	2,3
Intonaco	0,2
Controsoffitto	0,2
G2=	0,4
Sovraccarichi	1

6. Solaio laterocemento

EDIFICIO C	
SOLAIO 1°- 2° PIANO IN LATEROCEMENTO	KN/m ²
Solaio bausta H=35+5 cm	4,6
G1=	4,6
Caldana e pavimento	1,1
Intonaco	0,2
G2=	1,3
Sovraccarichi Cat B2 Uffici aperti al pubblico	3

7. Solaio laterocemento

EDIFICIO A	
SOLAIO SOTTOTETTO (3° PIANO) IN LATEROCEMENTO:	KN/m ²
Solaio bausta H=28+4 cm	3,2
G1=	3,2

Caldana e pavimento	1,1
Intonaco	0,2
Controsoffitto	0,2
G2=	1,5
Sovraccarichi Cat B1 Uffici aperti al pubblico	2

Le coperture dei fabbricati sono in laterocemento o in legno, con i seguenti carichi:

EDIFICIO A		
COPERTURA IN LEGNO:	KN/m ²	Kg/m ²
Struttura principale e secondaria in legno	0,5	50
Tavolato in legno	0,2	20
Isolamento termico	0,1	10
Controsoffitto	0,2	20
Manto in tegole	0,6	60
Neve	1,3	130
TOT	2,9	290

EDIFICIO B		
COPERTURA IN LATEROCEMENTO:	KN/m ²	Kg/m ²
Solaio bausta H=16+4 cm	2,3	230
Manto in coppi	0,6	60
Isolamento termico	0,2	20
Intonaco	0,2	20
Neve	1,3	130
TOT	4,6	460

EDIFICIO C		
COPERTURA IN LATEROCEMENTO:	KN/m ²	Kg/m ²
Solaio bausta H=16+4 cm	2,3	230
Manto in coppi	0,6	60
Isolamento termico	0,2	20
Intonaco	0,2	20
Neve	1,3	130
TOT	4,6	460

Le orditure specifiche dei solai sono indicate negli elaborati grafici allegati.

3.4. Caratteristiche geologiche e geotecniche del sito

Su incarico del comune di Tolmezzo, è stata effettuata un'indagine geologica e geotecnica; scopo dell'indagine era quello di raggiungere una sufficiente caratterizzazione del sottosuolo.

L'aria esaminata si estende nell'ambito dell'abitato di Tolmezzo, nella piana alluvionale posta alla confluenza del torrente But nel fiume Tagliamento. La pendenza della superficie topografica è minima, raggiungendo appena il 2%, caratteristica dei letti torrentizi in questo settore alpino.

Il sottosuolo è costituito da alluvioni fluviali, per uno spessore notevole è certamente superiore allo strato di interesse progettuale. Lo studio geologico del territorio comunale ha verificato l'esistenza di una falda acquifera che durante i periodi di massima piena, raggiunge una profondità dal piano campagna di oltre 10m e quindi essa è ininfluenza sullo strato di interesse progettuale.

Un'attenta analisi della geologia locale non fa supporre la presenza nel substrato roccioso di faglie o sovrascorrimento attivi che possono influire sulla risposta sismica locale.

Il sondaggio verticale effettuato nelle immediate vicinanze, ha fornito la seguente stratigrafia:

0,00 - 4,00m ghiaia e sabbia limosa

4,00 - 19,00m ghiaia e sabbia debolmente limosa

>19,00m ghiaia e sabbia debolmente limosa infalda

L'edificio in esame posa su un sottosuolo costituito da ghiaie sabbiose rilevate in tutte gli scafi per gli edifici circostanti. La consistenza di queste ghiaie è sempre buona. La loro resistenza al taglio dovuta essenzialmente all'attrito fra i granuli; le prove forniscono valori medi di $N_{scpt} > 29$, che può essere assunto come rappresentativo del sottosuolo. Secondo alcuni studi, a tale valore corrisponde un angolo di attrito interno del terreno pari a $\phi_i = 36^\circ$. La coesione, invece, è stata ritenuta prudenzialmente pari a 0.

Il terreno esaminato è ascrivibile alla categoria "C" della classificazione indicate §3.2.2 delle NTC 2018; tale categoria comprende depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate.

3.5. Azione sismica

Come anticipato precedentemente in §1.4 di questa tesi, le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

I fabbricati sono ad uso residenziale, e situati nel centro di Tolmezzo (a 323 m s.l.m). L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni delle NTC 2018, ed è necessaria la valutazione dei seguenti parametri.

- Coordinate geografiche del sito:
 Longitudine 13,01573°
 Latitudine 46,4066 °
- Vita nominale: $V_N = 50 \text{ anni}$
- Classe d'uso: II con $C_u = 1$
- Periodo di riferimento dell'azione sismica: $V_R = V_N * C_u = 50 * 1 = 50 \text{ anni}$
- Periodo di ritorno ai vari stati limite: $T_R = \frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = 475 \text{ anni}$
- Categoria di sottosuolo: C (depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate)
- Categoria topografica: T_1 superficie pianeggiante) con coefficiente $S_T = 1$

Tali parametri sismici sono stati inseriti nei Dati generali del programma, che calcola e restituisce gli spettri di risposta elastici SLD e SLV del sito in questione.

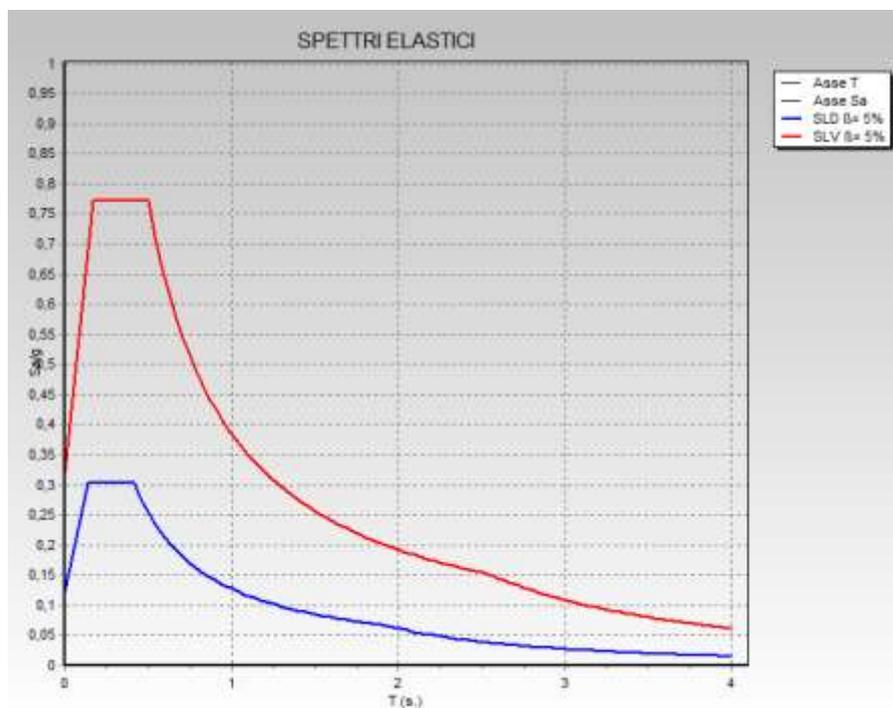


Figura 19 Spettri di risposta elastici SLD, SLV

3.6. Modello di calcolo

La problematica fondamentale della modellazione delle pareti murarie consiste nell'individuazione di uno schema di telaio adeguato, in grado di fornire una risposta sufficientemente corrispondente al comportamento reale. Infatti, le irregolarità geometriche e una corretta schematizzazione meccanica di tutti gli elementi resistenti, richiede una adeguata sensibilità da parte del progettista.

E' stata eseguita una modellazione tridimensionale della struttura con il software CDMaWin (Computer Design of Masonries); è un CAD strutturale finalizzato all'analisi di strutture in muratura, di qualunque forma e tipologia costruttiva in zona sismica e non.

L'immissione dei dati, è stata eseguita tramite l'importazione del DXF per la geometria strutturale e il successivo inserimento della tipologia e distribuzione dei carichi. Per la verifica di edifici esistenti il CDMaWin permette di definire il "livello di conoscenza della struttura" LC1 e di determinare automaticamente i corretti valori di resistenza di calcolo dei materiali.

Il programma permette due diversi tipi di input del modello: per impalcati o spaziali. La prima è più adatta per inputare strutture complesse (travature reticolari o tralicci) oppure elementi circolari (serbatoi cilindrici o cupole). La seconda è più comoda per strutture intelaiate regolari. Per la creazione del modello della struttura in questione è stato utilizzato l'input per impalcati; l'edificio è organizzato per piani, con pilastri verticali e travi contenute negli impalcati. Sono state impostate le quote dei piani presenti; lo schema dell'input delle quote è qui di seguito riportato.

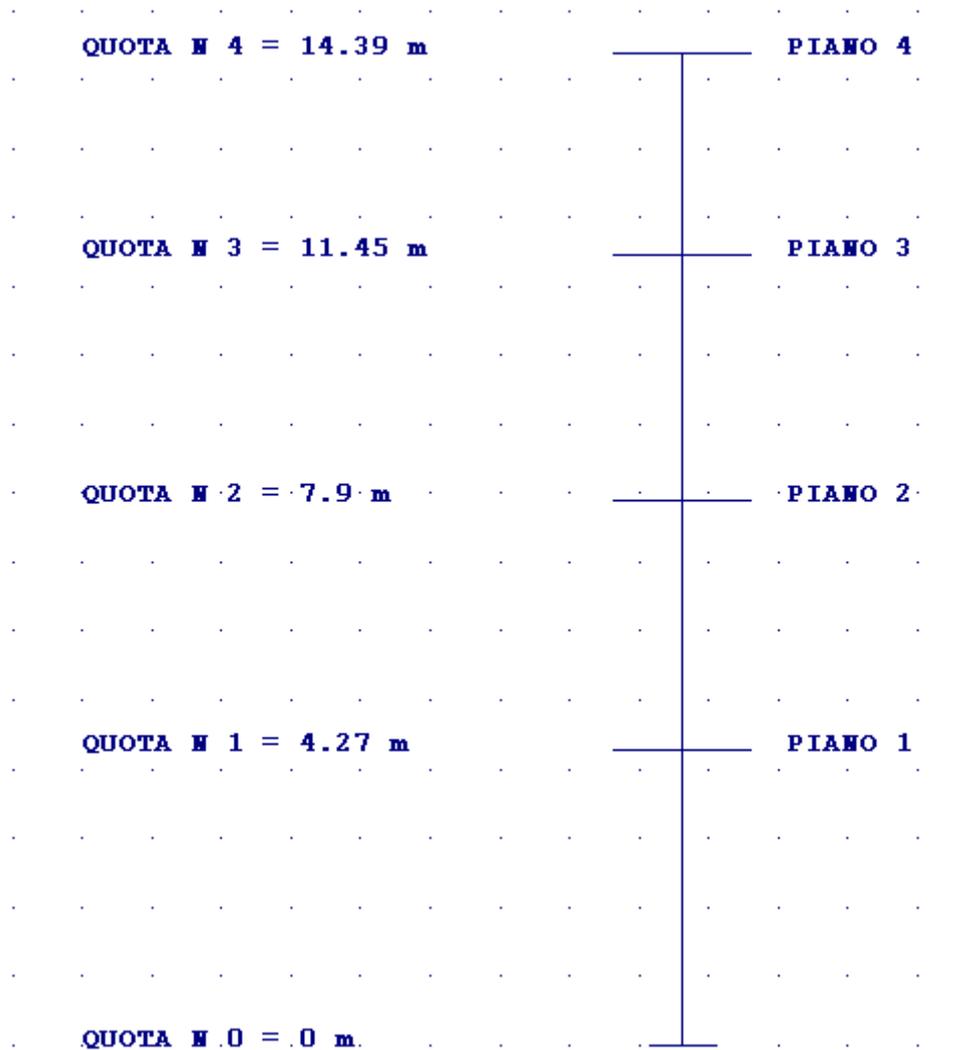


Figura 20 Quote degli impalcati

Alla quota più bassa si trovano gli elementi di fondazione; si procede con la creazione delle nuove quote e la definizione del tipo di piano, che può essere Piano sismico, Interpiano o Piano deformabile. Le quote 1,2 e 3 sono stati considerati piani sismici, e quindi infinitamente rigidi. La quota 4 dell'edificio principale è il sottotetto, e quindi ha solamente il controsoffitto; non è possibile considerarlo piano sismico. L'assunzione di piano sismico è importante perché assume che tutti i nodi giacenti nel piano sono vincolati a non variare le distanze reciproche e quindi vi è un efficace controventamento. La rigidità infinita attribuita ai solai implica l'applicazione delle forze nel baricentro delle masse e i solai vengono modellati semplicemente come carichi verticali sulle murature.

Le fondazioni dell'edificio sono state inputate come travi alla winkler in cemento armato senza particolari approfondimenti. Si è scelto inoltre di non modellare la copertura a causa della sua complessa geometria; si è svolto il calcolo del carico e si è distribuito linearmente sui muri perimetrali. Sono stati realizzati fedelmente gli spessori delle murature, le forature di porte e finestre; la presenza di quest'ultime costituisce il modello composto da maschi murari e fasce di piano. Infatti i metodi numerici per la modellazione di edifici in muratura, possono suddividersi in due grosse categorie, quella ad elementi monodimensionali e quella ad elementi bidimensionali. Nel primo caso gli elementi murari vengono schematizzati come aste dotate di rigidità tagliante e flessionale: la modellazione con elementi "beam anelastici" è semplice ed affidabile per lo studio di strutture di tipo misto (muratura e c.a come nel caso in esame), essendo infatti questo schema in grado di simulare perfettamente l'interazione tra i diversi materiali. Le immagini sottoriportate rappresentano il modello generato dal software da due diverse prospettive.

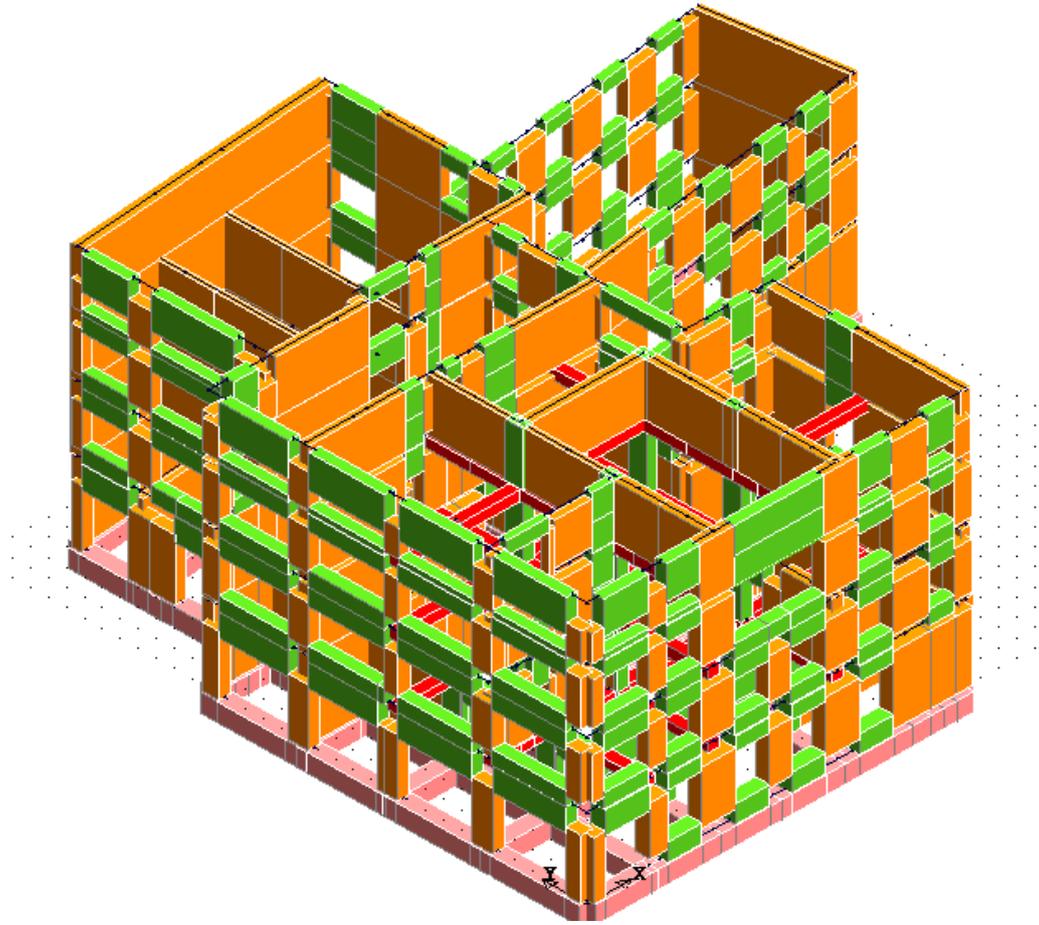


Figura 21 Modello struttura (vista 1)

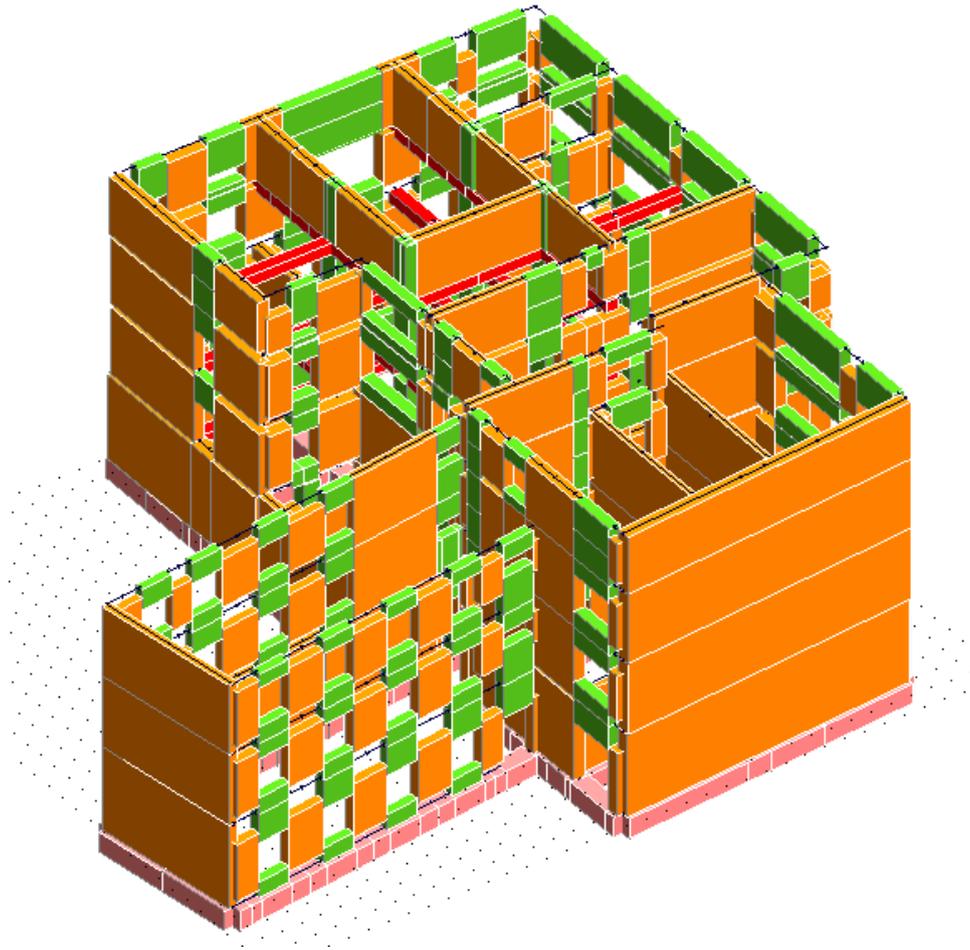


Figura 22 Modello struttura (vista 2)

4. Calcolo della struttura: analisi sismica globale

4.1. Introduzione

Nelle costruzioni esistenti in muratura, si possono manifestare meccanismi, sia locali, sia globali. I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente fuori del loro piano medio; essi sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti, sia tra pareti e orizzontamenti, sia negli incroci tra pareti. I meccanismi globali sono quelli che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano medio. La sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo. Utilizzando i metodi di analisi statici o dinamici si procede alla verifica del comportamento globale della struttura.

4.2. Progetto simulato

La struttura durante la sua esistenza ha subito svariati interventi probabilmente anche per ripristinare i danni del terremoto del 1976; per questo motivo, come anticipato precedentemente nella descrizione del fabbricato, oltre agli elementi in muratura portante sono presenti pilastri e travi in cemento armato sicuramente successivi alla sua costruzione.

È stato necessario svolgere un progetto "ipotetico" delle armature per l'edificio esistente di cui non si dispone del progetto originario, né di informazioni sufficienti a raggiungere un livello di conoscenza tale da ipotizzare, in maniera affidabile, le armature presenti sugli elementi strutturali. Essendo questi interventi realizzati in epoche non recenti, è stata svolta la progettazione degli elementi strutturali utilizzando le sole azioni statiche, e utilizzando la verifica sezionale con il metodo delle tensioni ammissibili. Ovviamente le quantità e disposizioni di armatura ottenute applicando la procedura di Progetto Simulato non possono essere considerate alla stregua di un rilievo reale del fabbricato, ma necessaria a ricavare l'effettiva condizione strutturale e poter svolgere le analisi sismiche successive.

Il software CDSwin ha generato gli esecutivi di tutte le aste in questione, ed ha copiato le suddette armature in input, tramite la casella di spunta presente nel menù di stampa degli esecutivi di travi e pilastri.

4.3. Analisi dinamica lineare

Per eseguire un primo controllo e analisi della struttura si è svolta un'analisi dinamica lineare. L'analisi modale rappresenta una procedura convenzionale di valutazione degli effetti dell'azione sismica e viene effettuata con riferimento alla determinazione dei modi di vibrazione della struttura considerata in campo elastico.

L'analisi deve prendere in considerazione tutti i modi di vibrazione che forniscono un contributo significativo alla risposta dinamica della struttura. A tal proposito è utile sottolineare che la norma vigente (§ 7.3.3.1) impone che debbano essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. Questo criterio si considera soddisfatto se la somma delle masse modali efficaci, per tutti i modi considerati, ammonta ad una percentuale significativa della struttura (85%) oppure se si considerano tutti i modi con massa partecipante superiore ad una percentuale minima (5%).

A ciascuno dei modi di vibrazione individuati, viene associato un coefficiente di partecipazione che, a sua volta, in relazione allo spettro di progetto, permette di valutare i vettori massimi delle forze statiche equivalenti relative ai vari modi.

Il valore massimo probabile E di un qualsiasi effetto (spostamento, sollecitazione, ecc.) è dato da formule di derivazione statistica. Le combinazioni più usate delle risposte sismiche per ottenere i valori massimi degli effetti sono: SRSS (radice quadrata della somma dei quadrati delle risposte modali E_i) e CQC (combinazione quadratica completa).

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

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

con

Coefficiente di correlazione tra il modo i ed il modo j ($0 \leq \rho_{ij} \leq 1$)

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1 + \beta_{ij})\beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi\beta_{ij}(1 + \beta_{ij}^2)}$$

Rapporto tra le frequenze dei due modi $\beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$

Coefficiente di smorzamento ξ

La combinazione usata nel caso in esame è stata la combinazione quadratica completa (CQC); inoltre il programma ha verificato che la massa eccitata fosse maggiore del 85%. Di seguito si riportano le pulsazioni dei 9 modi di vibrare corrispondenti.

MODO NR.	PULSAZIONI (rad/sec)	PERIODO (sec)	Smorz Mod %	Sd/g SLD	Sd/g SLV X	Sd/g SLV Y
1	19,764	0,3179	5	0,303	0,327	0,327
2	22,105	0,28424	5	0,303	0,327	0,327
3	23,562	0,26667	5	0,303	0,327	0,327
4	59,91	0,10488	5	0,258	0,324	0,324
5	63,375	0,09914	5	0,251	0,324	0,324
6	68,356	0,09192	5	0,241	0,324	0,324
7	104,623	0,06006	5	0,2	0,323	0,323
8	109,51	0,05738	5	0,197	0,323	0,323
9	112,052	0,05607	5	0,195	0,323	0,323

Tabella 6 Modi di vibrare

Analisi sismica globale di edifici esistenti in muratura; il caso studio: Palazzo Garzolini di Tolmezzo

Il software, inoltre, calcola per ognuno dei 9 modi di vibrare le forze e il momento agenti ai piani per due ipotesi di sisma ortogonali. Di seguito si riportano i risultati.

SISMA DIREZIONE: 0°								
MASSA ECCITATA kN*10= 4272,60				MASSA TOTALE kN*10=4272,60				
Modo N.ro	Fattore modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff kN*10	Mmod/Mtot %	Piano Numero	FX kN*10	FY kN*10	Mt KN*10*m
1	15,464	31,53	239,1	5,6	1	12,97	-51,02	140,1
					2	19,52	-75,44	256,8
					3	40,06	-143,8	655,97
2	49,051	100	2405,99	56,31	1	129,21	62,76	902,19
					2	197,76	92,58	1650,8
					3	402,97	151,26	3668,94
3	32,404	66,06	1049,99	24,58	1	62,34	-10,38	-1264,34
					2	95,37	-16,13	-1921,77
					3	160,84	-9,61	-3443,62
4	3,552	7,24	12,62	0,3	1	4,11	-28,49	5,09
					2	1,64	-9,66	3,14
					3	-2,5	18,15	-1,91
5	15,815	32,24	250,11	5,85	1	78,91	9,51	1258,58
					2	30,27	4,56	563,44
					3	-46,51	-6,25	-860,61
6	16,561	33,76	274,28	6,42	1	91,35	16,13	-1001,79
					2	38,33	4,04	-416,15
					3	-63,51	-9,28	648,46
7	0,632	1,29	0,4	0,01	1	0,41	-1,89	-25,15
					2	-0,52	2,54	28,16
					3	0,19	-1,16	-11,9
8	2,086	4,25	4,35	0,1	1	2,46	-4,8	87,71
					2	-2,95	6,74	-114,12
					3	1,34	-3,26	51,07
9	5,977	12,18	35,72	0,84	1	23,62	6,82	-46,01
					2	-19,45	-9,31	34,42
					3	12,81	4,37	-6,9

Tabella 7 Forze modali e forze di piano per sisma direzione 0°

SISMA DIREZIONE: 90°								
MASSA ECCITATA kN*10= 4272,60				MASSA TOTALE kN*10=4272,60				
Modo N.ro	Fattore modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff kN*10	Mmod/Mtot %	Piano Numero	FX kN*10	FY kN*10	Mt Kn*10*m
1	57,598	100	3317,54	77,65	1	-48,3	190,03	-521,83
					2	-72,71	280,98	-956,46
					3	-149,22	535,47	-2443,24
2	20,603	35,77	424,47	9,93	1	54,27	26,36	378,94
					2	83,07	38,89	693,38
					3	169,26	63,53	1541,06
3	3,674	6,38	13,5	0,32	1	-7,07	1,18	143,34
					2	-10,81	1,83	217,87
					3	-18,23	1,09	390,41
4	21,822	37,89	476,21	11,15	1	-25,27	172	-31,28
					2	-10,1	59,35	-19,26
					3	15,38	-111,51	11,72
5	0,975	3,43	3,9	0,09	1	9,85	1,19	157,17
					2	3,78	0,57	70,36
					3	-5,81	-0,78	-107,47
6	2,726	4,73	7,43	0,17	1	15,03	2,65	-164,87
					2	6,31	0,66	-68,49
					3	-10,45	-1,53	106,72
7	4,064	7,06	16,52	0,39	1	-2,66	12,14	161,76
					2	3,38	-16,31	-181,13
					3	-1,23	7,48	76,55
8	3,233	5,61	10,45	0,24	1	-3,81	7,44	-135,95
					2	4,57	-10,44	176,9
					3	-2,08	5,06	-79,16
9	1,609	2,79	2,59	0,06	1	6,36	1,84	-12,39
					2	-7,93	-2,51	9,27
					3	3,45	1,18	-1,86

Tabella 8 Forze modali e forze di piano per sisma direzione 90°

4.4. Analisi statica non lineare- pushover

Nei casi reali, il calcolo delle murature agli elementi finiti con analisi lineari sia statiche che dinamiche, previsto dalle N.T.C. 2018, ha una applicabilità molto limitata.

La prova sul campo ha infatti dimostrato che con tale tipo di analisi risulta assai difficoltoso riuscire a verificare gli edifici in muratura, in special modo quelli esistenti che, in definitiva, rappresentano la maggioranza di tale tipologia strutturale. Per tale situazione quindi è più utile un'analisi di tipo non lineare, ovvero che tenga conto delle riserve di resistenza delle strutture oltre la plasticizzazione; questi tipo di approccio permette sia una più realistica valutazione della capacità di resistere della struttura nella situazione di fatto in cui si trova prima degli interventi di adeguamento, sia la determinazione della reale capacità raggiunta attraverso gli interventi di adeguamento.

L'analisi non lineare statica richiede che al sistema strutturale reale sia associato un sistema strutturale equivalente (SDOF) non lineare. A questo sistema strutturale equivalente si applicano i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, in corrispondenza degli orizzontamenti della costruzione, forze orizzontali proporzionali alle forze d'inerzia aventi risultante (taglio alla base) F_b . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (sono esclusi eventuali torrini).

Il diagramma $F_b - d_c$ rappresenta la curva di capacità della struttura. Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, infatti la norma prescrive che le verifiche siano effettuate in generale utilizzando due tipi di distribuzione di forze orizzontali: una prima distribuzione si assume proporzionale al modo più significativo per la direzione del sisma considerata ed una seconda proporzionale alle masse.

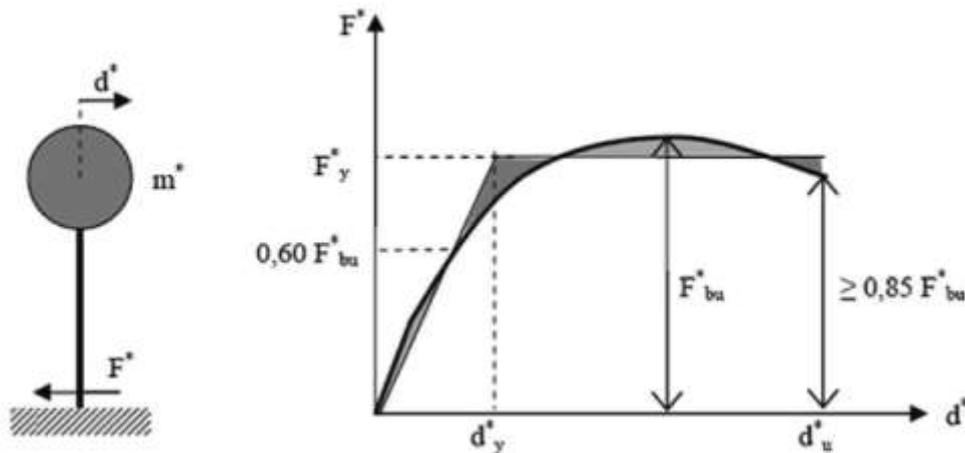


Figura 23 Sistema e diagramma bilineare equivalente (fig C7.3.1)

La forza F^* e lo spostamento d^* del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze F_b e d_c del sistema reale dalle relazioni:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}$$

$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

dove Γ è il “fattore di partecipazione modale” definito dalla relazione:

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi}$$

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

Alla curva di capacità del sistema equivalente occorre ora sostituire una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico (vedi Fig.20). Detta F_{bu} la resistenza massima del sistema strutturale reale ed $F_{bu}^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma}$ la resistenza massima del sistema equivalente, il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto $0,6 * F_{bu}^*$ della curva di capacità del sistema equivalente, la forza di plasticizzazione F_y^* si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo d_u^* corrispondente ad una riduzione di resistenza $\leq 0,15 F_{bu}^*$.

Il periodo elastico del sistema bilineare è dato dall'espressione:

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

dove $m^* = \Phi M \tau$ e k^* è la rigidezza del tratto elastico della bilineare.

Nel caso in cui $T^* \geq T_c$ la domanda in spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo (Fig. 21):

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

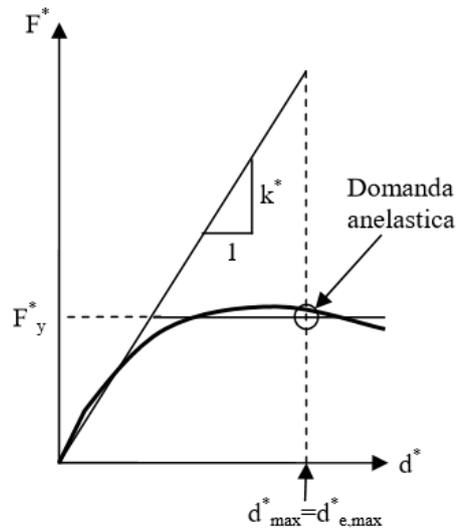


Figura 24 Spostamento di riferimento per $T > T_C$

Nel caso in cui $T^* < T_C$ la domanda in spostamento per il sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo (Fig.22) e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

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

dove $q^* = S_e(T^*)m^*/F_y^*$ è il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

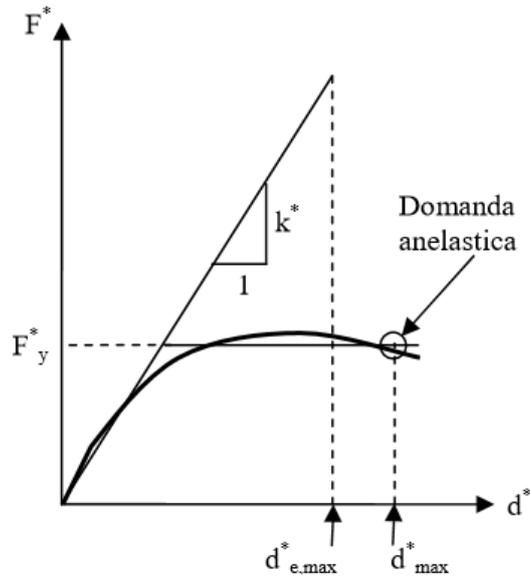


Figura 25 Spostamento di riferimento per $T \leq T_C$

Una volta trovata la domanda di spostamento, d_{max}^* , per lo stesso stato limite in esame si verifica la compatibilità degli spostamenti, per gli elementi/meccanismi duttili, e delle resistenze, per gli elementi/meccanismi fragili.

L'analisi Pushover, trattandosi di un'applicazione di forze statiche che vengono via incrementate, deve essere eseguita sia in direzione X che Y, e nei due versi + e -. Inoltre si è utilizzato l'opzione di Accoppia sismi che permette di combinare le azioni sismiche agenti lungo le due direzioni principali del sistema di riferimento globale X e Y. La combinazione delle azioni sismiche è ottenuta applicando la seguente relazione:

$$1,00 \times E_x + 0,3 \times E_y$$

Poiché la muratura è un materiale di tipo fragile, ovvero caratterizzato da un elevato softening post elastico. Il collasso della struttura non può essere identificato con il collasso del primo elemento strutturale ma più correttamente con una perdita di resistenza rispetto al picco per effetto del danneggiamento progressivo subito. Infatti per le murature si ammette il comportamento multicollasso; nel caso in esame si è

impostato tale parametro a max 30 collassi. Le curve pushover infatti appaiono con un caratteristico andamento “a gradonata”, diversa dal caso di strutture in ca.

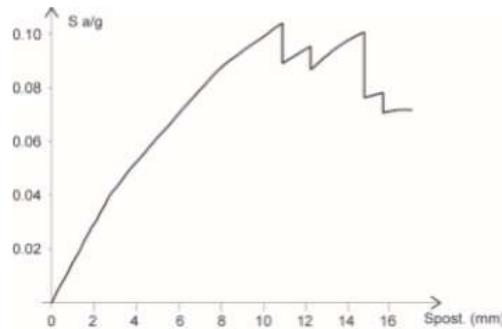


Figura 26 Curva di capacità "gradonata" per edifici in muratura

Sono state calcolate 16 curve di capacità che vengono riportate di seguito.

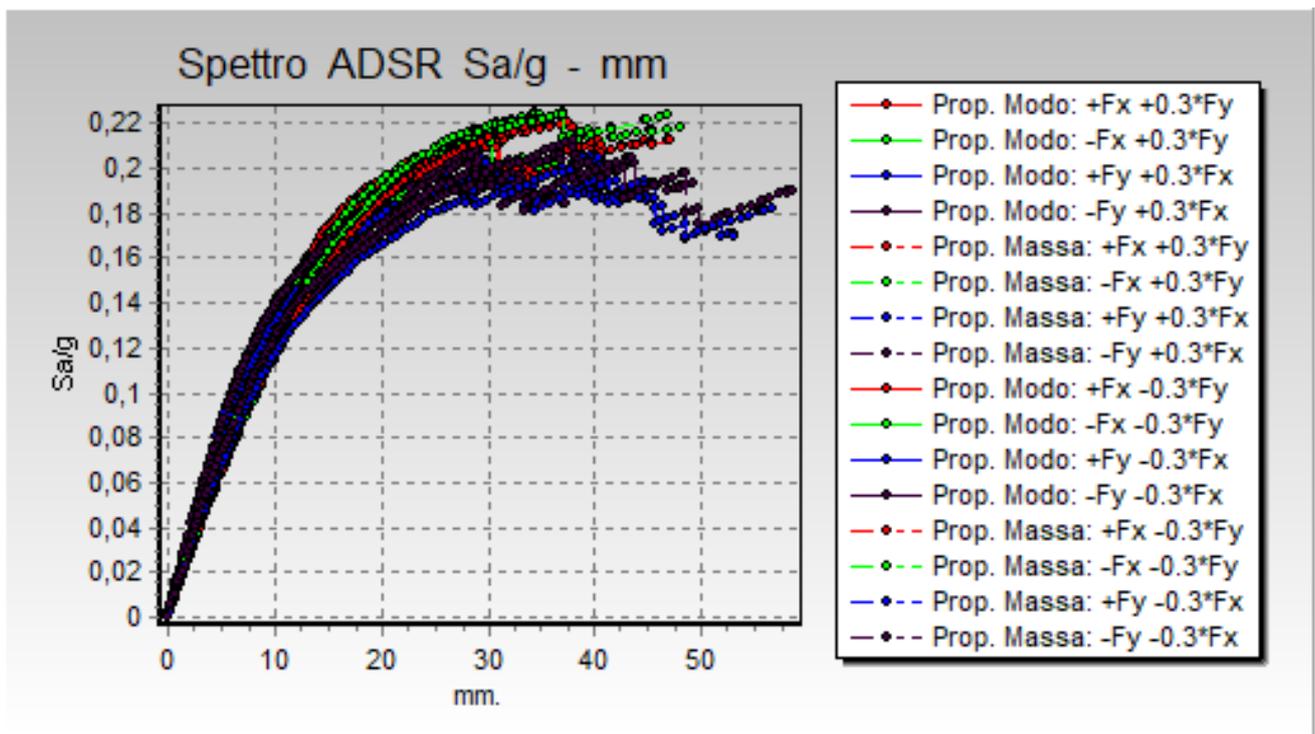


Figura 27 Curve di capacità SDF

Nessuna delle 16 analisi pushover è risultata verificata; alcune di queste presentano uno spostamento in capacità poco minore rispetto alla domanda di spostamento, come si vede nella tabella di seguito.

N.ro pushover	Tipo distribuzione delle forze	T* [sec]	k* [t/m]	m* [t]	m [t]	Γ	q*	u max [mm]	d max [mm]	ζ_E
1	Distribuzione forze prop. Modo: Fx+0,3Fy	0,57	40948,24	3252,2	4139	1,11	3,37	31,69	54,172	0,579
2	Distribuzione forze prop. Modo: -Fx+0,3Fy	0,61	35723,93	3252,2	4139	1,11	3,1	36,242	57,999	0,615
3	Distribuzione forze prop. Modo: Fy+0,3Fx	0,54	38713,5	2854,81	4139	1,24	3,69	41,101	52,199	0,772
4	Distribuzione forze prop. Modo: -Fy+0,3Fx	0,57	35409,2	2854,81	4139	1,24	3,54	37,282	54,581	0,666
5	Distribuzione forze prop.Massa: Fx+0,3Fy	0,59	47196,59	4139,05	4139	1	3,07	44,659	56,925	0,768
6	Distribuzione forze prop.Massa: -Fx+0,3Fy	0,64	40723,96	4139,05	4139	1	2,77	47,981	61,282	0,767
7	Distribuzione forze prop.Massa: Fy+0,3Fx	0,61	44847,36	4139,05	4139	1	3,33	56,663	58,397	0,967
8	Distribuzione forze prop.Massa: -Fy+0,3Fx	0,62	42719,41	4139,05	4139	1	3,17	49,238	59,834	0,81
9	Distribuzione forze prop. Modo: Fx-0,3Fy	0,59	37620,02	3252,2	4139	1,11	1,07	36,074	56,518	0,626
10	Distribuzione forze prop. Modo: -Fx-0,3Fy	0,57	39603,84	3252,2	4139	1,11	3,29	31,198	55,084	0,562
11	Distribuzione forze prop. Modo: Fy-0,3Fx	0,57	35402,14	2854,81	4139	1,24	3,6	43,137	54,586	0,775
12	Distribuzione forze prop. Modo: -Fy-0,3Fx	0,55	37457,39	2854,81	4139	1,24	3,57	43,555	53,067	0,807
13	Distribuzione forze prop.Massa: Fx-0,3Fy	0,62	43623,59	4139,05	4139	1	2,96	47,094	59,21	0,78
14	Distribuzione forze prop.Massa: -Fx-0,3Fy	0,6	45584,08	4139,05	4139	1	2,95	46,814	57,923	0,794
15	Distribuzione forze prop.Massa: Fy-0,3Fx	0,64	40915,79	4139,05	4139	1	3,22	53,052	61,138	0,857
16	Distribuzione forze prop.Massa: -Fy-0,3Fx	0,61	44404,22	4139,05	4139	1	3,24	58,543	58,687	0,996

Tabella 9 Risultati pushover SDF

Come anticipato al § 2.2 di tale elaborato, le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 hanno introdotto il rapporto ζ_E tra l'azione sismica sopportabile dalla struttura e l'azione sismica che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione (ultima colonna della tabella soprariportata). Infatti quando ci si occupa di una struttura esistente, prima della progettazione di qualsiasi intervento, è necessario valutare il rapporto $(\zeta_E)_{SDF}$. Si considera la condizione più sfavorevole, quindi il minimo dei valori ottenuti:

$$\zeta_E(SDF) = 0,562.$$

5. Interventi di consolidamento e analisi sismica globale dello stato di progetto

5.1. Introduzione

Nella progettazione di interventi sulle costruzioni esistenti, specie se soggette ad azioni sismiche, particolare attenzione deve essere posta agli aspetti che riguardano la duttilità. Si dovranno quindi assumere le informazioni necessarie a valutare se i dettagli costruttivi, i materiali utilizzati e i meccanismi resistenti siano in grado di sostenere cicli di sollecitazione o deformazione anche in campo anelastico.

Per tutte le tipologie di costruzioni esistenti gli interventi di consolidamento vanno applicati, per quanto possibile, in modo regolare ed uniforme. Particolare attenzione deve essere posta alla fase esecutiva degli interventi, in quanto una cattiva esecuzione può peggiorare il comportamento globale delle costruzioni.

Negli ultimi anni si sta imponendo sempre più il ricorso a tecniche di intervento che utilizzano i materiali compositi fibrorinforzati, i quali combinano fibre o tessuti di un certo materiale (carbonio, vetro, aramide, basalto, ecc.) con una matrice polimerica (FRP) o cementizia (FRCM) che funge da collante. Questi consentono interventi leggeri (senza ulteriore apporto di masse sismiche), rapidi ed efficienti, grazie soprattutto alle ottime prestazioni meccaniche delle fibre.

In tutti i casi di cattiva qualità muraria gli interventi devono essere volti essenzialmente a conferire un comportamento il più possibile monolitico alla parete. Ciò può essere ottenuto mediante diverse tecniche, di diversa efficacia e da applicarsi a seconda dei casi, tra le quali si possono citare, in maniera non esaustiva:

– iniezioni di malte cementizie o di resine all'interno della parete per riempire le cavità tra i conci di pietra;

- scuci e cucì per regolarizzare la tessitura muraria ove è fortemente irregolare, ovvero per sostituire elementi danneggiati;
- inserimento di connettori trasversali (diatoni) per collegare i paramenti murari qualora semplicemente accostati;
- ristilatura armata dei giunti, mediante inserimento di barre o fili nei letti di malta;
- intonaco armato leggero, consistente nell'applicazione di una sottile rete (per esempio in composito) sulle due superfici della parete, con opportune connessioni attraverso lo spessore del muro;
- cucitura delle pareti mediante opportuni cavi, di diverso materiale, inseriti in fori passanti sulla muratura, aventi lo scopo di “impacchettare” il paramento murario di bassa qualità strutturale senza l'invasività dell'intonaco armato.

Per le strutture in muratura, inoltre, dovranno essere valutati e curati gli aspetti seguenti:

- miglioramento dei collegamenti tra solai e pareti o tra copertura e pareti e fra pareti confluenti in martelli murari ed angolate;
- riduzione ed eliminazione delle spinte non contrastate di coperture, archi e volte;
- rafforzamento delle pareti intorno alle aperture;

5.2. Inserimento di un giunto tecnico

Come primo passo, non essendo riusciti a raggiungere il livello di adeguamento sismico con dei primi tentativi, anche a causa della non regolarità in pianta della costruzione, si interviene creando un giunto tecnico separando il corpo C dal resto della struttura come in figura sottostante. L'obiettivo è quello di rendere i due corpi indipendenti e entrambi regolari in pianta.

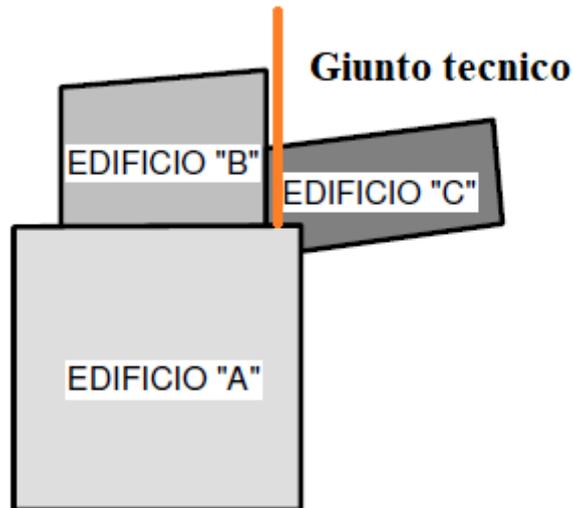


Figura 28 Giunto tecnico

La regolarità in pianta permette una risposta migliore della struttura nei confronti dell'azione sismica, limitando deformazioni di tipo torsionali. Quindi i due corpi vengono analizzati separatamente.

Il giunto tecnico viene realizzato con uno spessore pari a 15 cm (maggiore di 1/100 dell'altezza della struttura).

5.3. Intonaco armato con GFRP e iniezioni di miscele leganti

La tecnica dell'intonaco armato consiste nell'applicazione di rivestimenti su entrambe le facce di una parete collegati per mezzo di barre passanti attraverso la muratura. Tale tipologia di consolidamento deve avvenire quanto più possibile in modo simmetrico in pianta e con regolarità in elevazione, in modo da non indurre effetti torsionali sul comportamento globale dell'edificio. E' opportuno ricordare che l'intonaco armato altera in misura notevole la distribuzione delle rigidezze dell'intero edificio e quindi quando si esegue questo tipo di consolidamento è consigliabile partire dai piani più bassi, in modo da poter creare una continuità di resistenze fino al piano delle fondazioni.

La tecnica classica con rete elettrosaldata consiste nel realizzare due lastre in calcestruzzo armate poste in affiancamento ai due lati della muratura e rese solidali alla stessa tramite connettori trasversali. Tale tecnica comporta incrementi della

resistenza della parete sia nel piano che fuori piano. Il consolidamento è efficace solo se le lastre in calcestruzzo vengono realizzate su entrambi i paramenti e posati in opera i necessari collegamenti trasversali (barre iniettate). Il consolidamento realizzato su un solo lato non è consentito neanche dalla normativa. Questa tipologia di rinforzo strutturale è stata in passato ampiamente utilizzata ma, al giorno d'oggi, osservando i fabbricati rinforzati con tale tecnica, si notano molte problematiche. L'utilizzo di intonaci cementizi armati con reti metalliche elettrosaldate costituisce una rilevante fonte di danni per le costruzioni storiche in quanto apporta notevoli incrementi di rigidezza determinati dagli elevati moduli elastici del betoncino utilizzato, quadri fessurativi con distacchi ed espulsioni derivanti dall'aumento di volume delle armature generato dalla corrosione, dell'incompatibilità chimico-fisica tra i supporti murari e il cemento Portland.

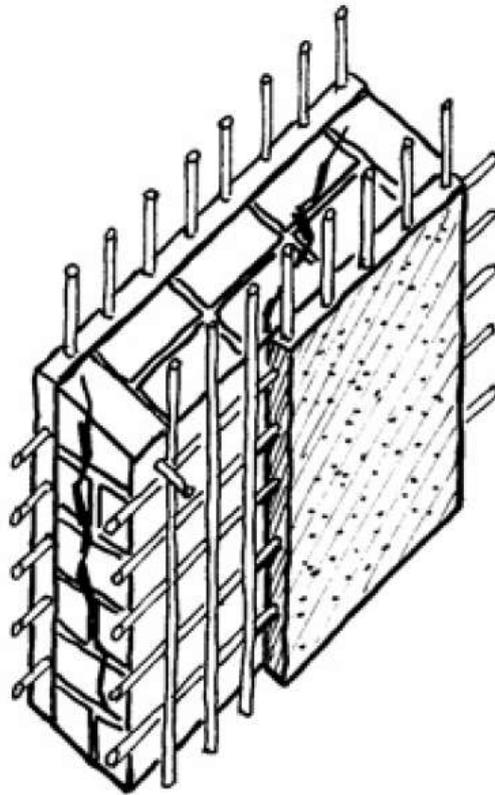


Figura 23 Tecnica dell'intonaco armato con rete elettrosaldata e betoncino

Si è sviluppata recentemente una nuova tecnica dell'intonaco armato sottile composto da rete in GFRP preformate (Glass Fiber Reinforced Polymer), e malta esente da

cemento. Il sistema applicato su entrambe le facce della muratura, utilizzando reti, connettori ed accessori in GFRP abbinati a malte preferibilmente a base calce, permette di realizzare intonaci armati con spessori ridotti (circa 3 cm), incrementa la resistenza a taglio nel piano e la resistenza a flessione senza modificare eccessivamente le rigidità del pannello murario.

La connessione dei due intonaci rinforzati è ottenuta inserendo degli elementi a “L” in GFRP all’interno di fori passanti e disposti secondo uno schema a quinconce. In presenza di murature di elevato spessore è possibile utilizzare delle connessioni di tipo non passante; in questi casi le prestazioni del sistema di rinforzo proposto, sono comunque garantire a patto che il connettore abbia una lunghezza pari almeno a $2/3$ lo spessore della muratura da rinforzare.

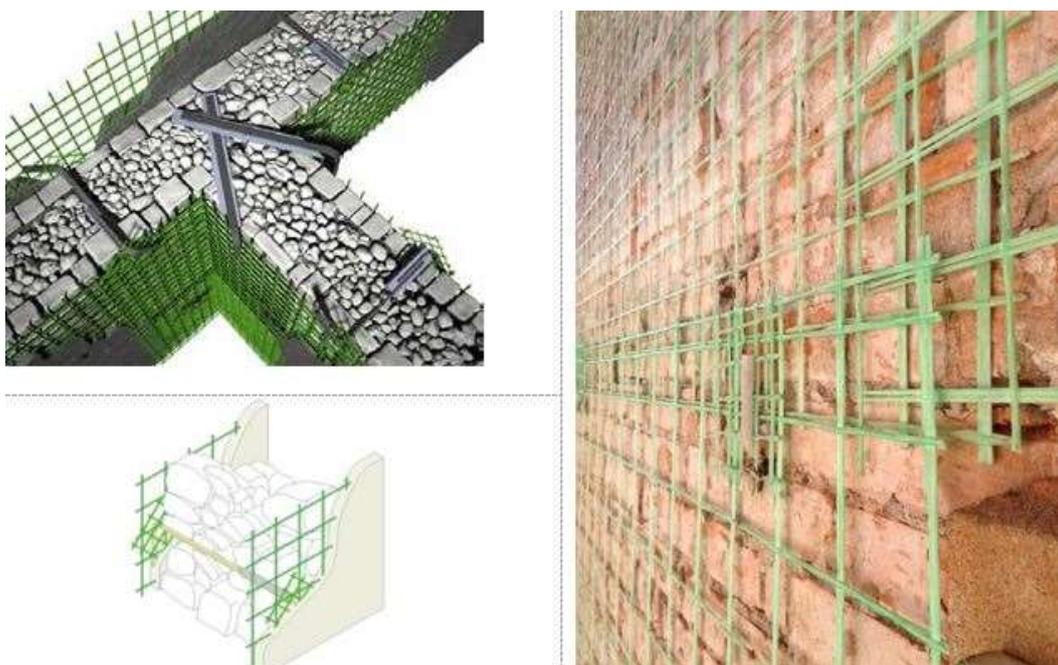


Figura 24 Tecnica di rinforzo dell’intonaco armato sottile con GFRP

È stato utilizzato l’intonaco armato per intervenire su svariati muri degli edifici oggetto del caso studio di tale elaborato. La rete di fibre di vetro utilizzata è prodotta da Fibre Net: il prodotto scelto ha maglia 99x99 mm in rotolo, con barre costituite da fibre di vetro lunghe alcalino-resistenti impregnate con resina termoindurente di tipo epossidico-vinilestere. Nella formazione della rete le fibre nelle due direzioni sono

intrecciate ortogonalmente in modo da creare una maglia monolitica. Si riporta di seguito la scheda tecnica della rete scelta in GFRP:

DATI TECNICI

	Descrizione	Rif.
Nome Commerciale	FBMESH99X99T96AR	ETA-19/0004
Produttore	Fibre Net SpA	
Qualifica	ETA-19/0004 ⁽¹⁾ secondo specifico EAD	
Dimensione della maglia (mm)	99 x 99	
Peso (g/m ²)	280	Metodo interno
Dimensioni del rotolo (cm)	Ø 50+70 (esterno) x 200	

Caratteristiche geometriche e meccaniche

Proprietà	u.m.	Trama	Ordito	Rif.
Sezione trasversale	mm	7,0 x 2,5	3,0 x 3,0	ETA-19/0004 CNR-DT 203/2006
Sezione nominale singola barra	mm ²	11,6	8,9	ETA-19/0004 CNR-DT 203/2006 ACI 440.3R-04 ISO 10406-1:2008
Area nominale fibre	mm ²	3,6	3,6	CNR-DT 200/2004 CNR-DT 203/2006
Barre/metro/lato	n.	10	10	
Resistenza a trazione della rete (medio) ⁽²⁾	kN/m	56,0		ETA-19/0004 ISO 10406-1:2015
Resistenza a trazione della rete (caratteristico) ⁽²⁾	kN/m	43,0		
Resistenza a trazione della barra (medio) ⁽²⁾	kN	5,6		
Resistenza a trazione della barra (caratteristico) ⁽²⁾	kN	4,3		
Tensione a trazione del composito (medio) ⁽²⁾	MPa	490		
Tensione a trazione del composito (caratteristico) ⁽²⁾	MPa	375		
Modulo elastico del composito ⁽²⁾	MPa	25000		
Allungamento medio a rottura della barra ⁽²⁾	%	1,8		
Resistenza a strappo nodo (medio) ⁽²⁾	kN	0,46		ETA-19/0004
Resistenza a strappo nodo (caratteristico) ⁽²⁾	kN	0,25		

Figura 29 Scheda tecnica rete GFRP

Per migliorare ulteriormente le caratteristiche della muratura, come previsto dalla Tab. C8.5.II della norma, si interviene anche con iniezioni di miscele leganti. Quest'ultime consistono nell'iniettare del materiale all'interno della muratura, con lo scopo di colmare i vuoti presenti all'interno dovuti al degrado della muratura esistente. Si tratta di un metodo di consolidamento comunemente definito passivo che

non richiede cioè l'esecuzione di operazioni tali da alterare l'aspetto esteriore della struttura. I coefficienti migliorativi previsti dalla norma si differenziano per le varie tipologie murarie e si applicano sia ai parametri di resistenza (f, τ_0, f_{v0}), sia ai moduli elastici (E e G).



Figura 30 Esempio di intervento con miscele leganti

5.4. Intervento di consolidamento nel corpo principale

Si procede con la modifica dell'input dell'edificio principale, attraverso la creazione in archivio di nuovi materiali muratura che possiedono rinforzo di rete GFRP e iniezioni di miscele leganti. Le caratteristiche meccaniche dei materiali risultanti si ottengono tramite l'applicazione dei coefficienti correttivi come indicato in §2.3 di tale elaborato. Inoltre si sono ripristinati alcuni setti, probabilmente andati perduti, con muratura nuova di elementi di laterizio con resistenza caratteristica a compressione $f_{bk} = 12 \text{ N/mm}^2$ e malta M8.

Si riporta di seguito il modello generato dal software per l'edificio principale con gli interventi di consolidamento.

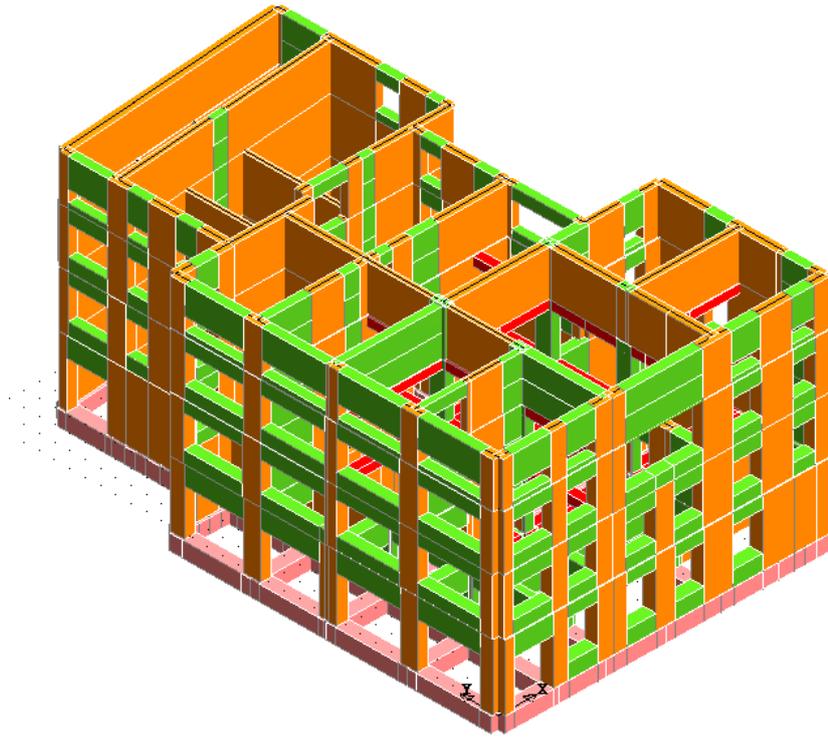


Figura 31 Modello di calcolo del corpo principale con interventi di consolidamento

Gli interventi di consolidamento sopra descritti sono evidenziati nelle piante sottostanti.

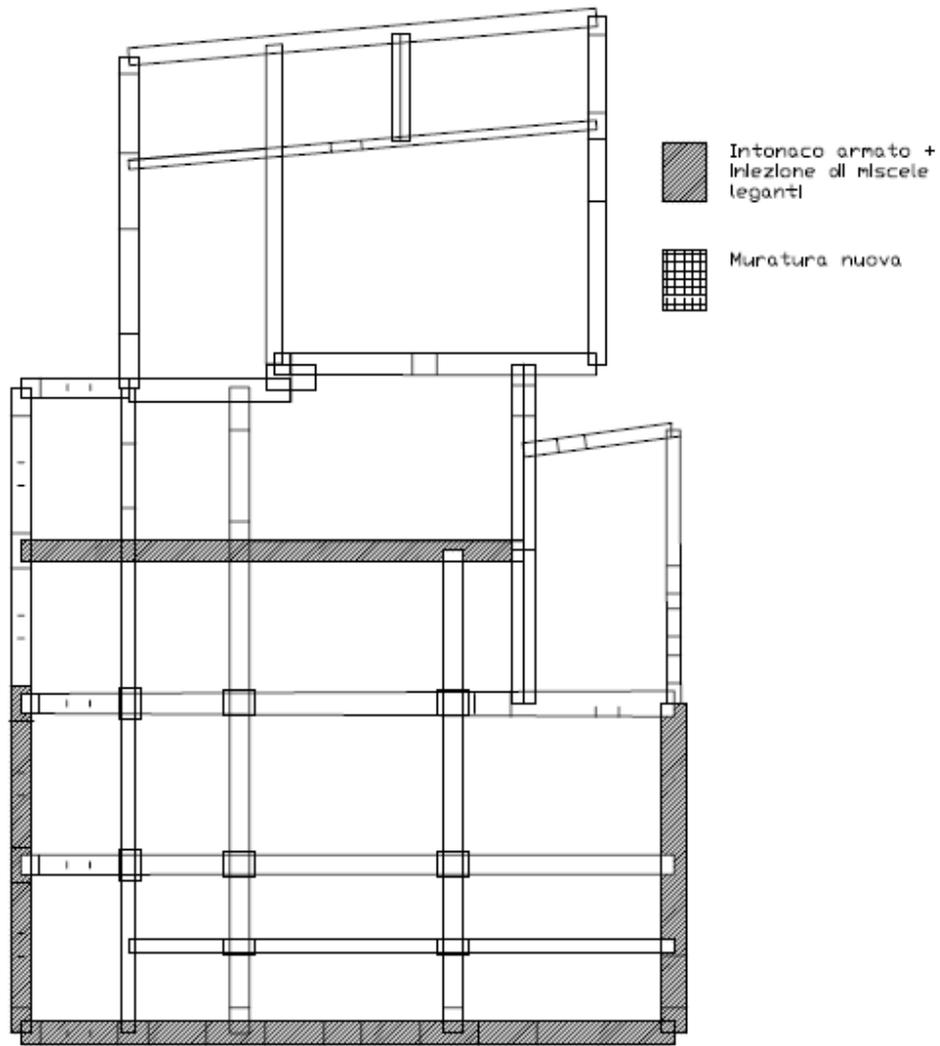


Figura 32 Schema interventi piano terra

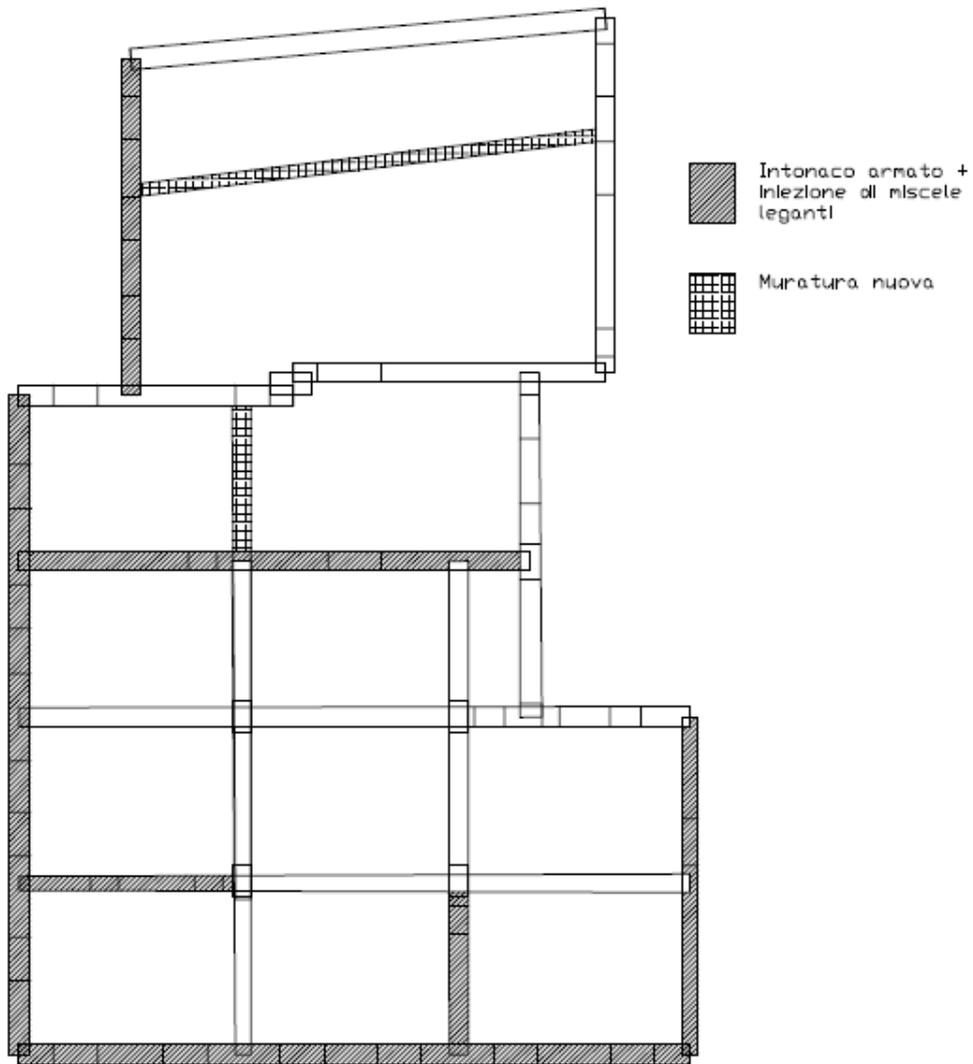


Figura 33 Schema interventi primo piano

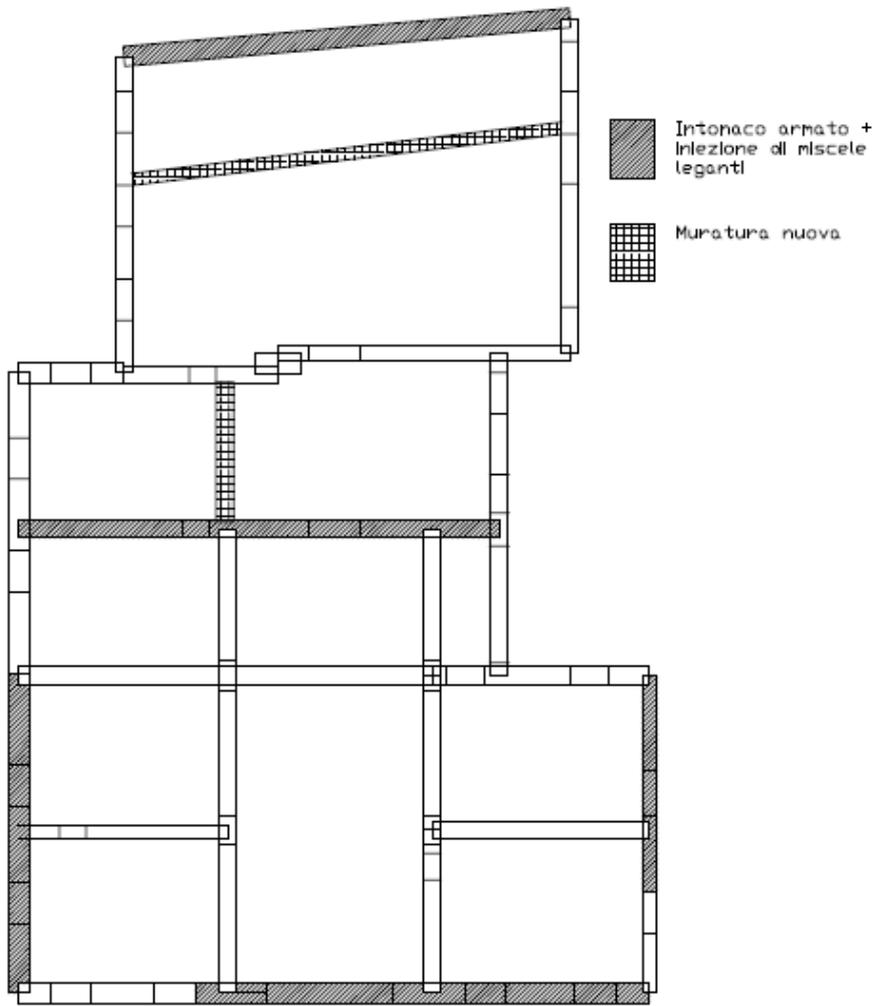


Figura 34 Schema interventi secondo piano

5. Interventi di consolidamento e analisi sismica globale dello stato di progetto

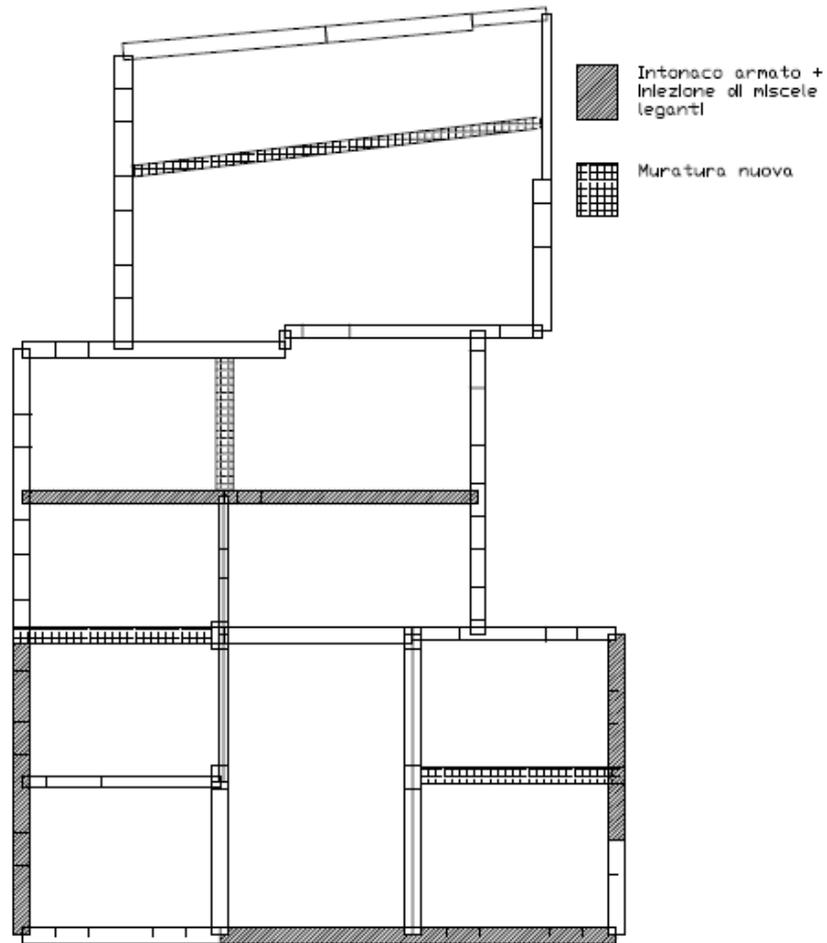


Figura 35 Schema interventi terzo piano

Si riportano di seguito il dettaglio dei risultati e le curve pushover ottenute per l'edificio principale post-interventi.

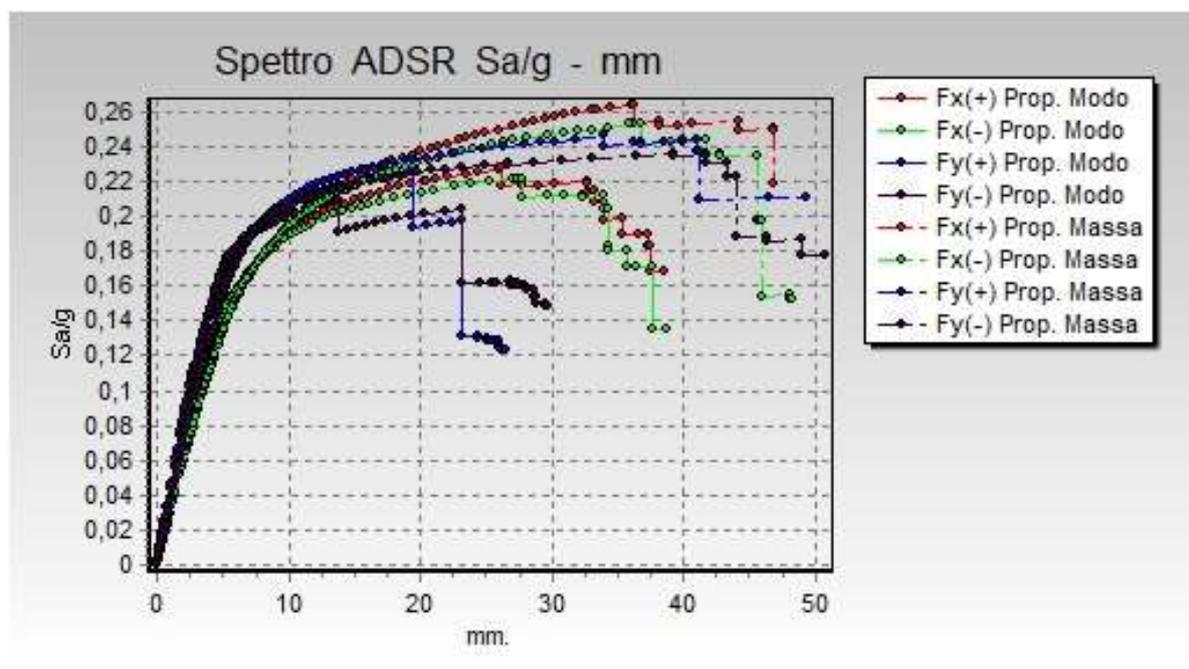


Figura 36 Curve pushover SDP

N.ro pushover	Tipo distribuzione delle forze	T* [sec]	k* [t/m]	m* [t]	m [t]	Γ	q*	u max [mm]	d max [mm]	ζ_E
1	Distribuzione forze prop. Modo: Fx+0,3Fy	0,4	67826,58	2689,19	3872	1,23	1,06	28,188	28,835	0,979
2	Distribuzione forze prop. Modo: -Fx+0,3Fy	0,39	71248,66	2689,19	3872	1,23	1,1	26,787	27,961	0,961
3	Distribuzione forze prop. Modo: Fy+0,3Fx	0,34	100834,7	2871,1	3872	1,21	1,16	19,384	23,381	0,829
4	Distribuzione forze prop. Modo: -Fy+0,3Fx	0,33	103561,8	2871,1	3872	1,21	1,22	18,324	23,097	0,812
5	Distribuzione forze prop.Massa: Fx+0,3Fy	0,44	79876,86	3872,05	3872	1	0,81	46,917	32,822	1,501
6	Distribuzione forze prop.Massa: -Fx+0,3Fy	0,43	84601,79	3872,05	3872	1	0,88	34,191	31,588	1,092
7	Distribuzione forze prop.Massa: Fy+0,3Fx	0,38	110447,4	3872,05	3872	1	1,04	49,374	26,516	1,945
8	Distribuzione forze prop.Massa: -Fy+0,3Fx	0,37	115649,4	3872,05	3872	1	1,09	34,775	28,783	1,378

Figura 37 Risultati pushover SDP

Tali dati ci permettono di procedere alla valutazione di sicurezza; quest'ultima è rappresentata dal minimo dei valori soprariportati:

$$\zeta_E(SDP)=0.812.$$

Come stabilito dalla norma al §8.4.3, tale intervento può considerarsi adeguamento sismico perché per la costruzione in esame è ammesso un valore minimo di ζ_E pari a 0,8.

Si riporta di seguito la deformata al passo finale corrispondente all'analisi con i risultati peggiori (carico proporzionale al modo $-F_y$), con l'individuazione della posizione delle cerniere plastiche al collasso.

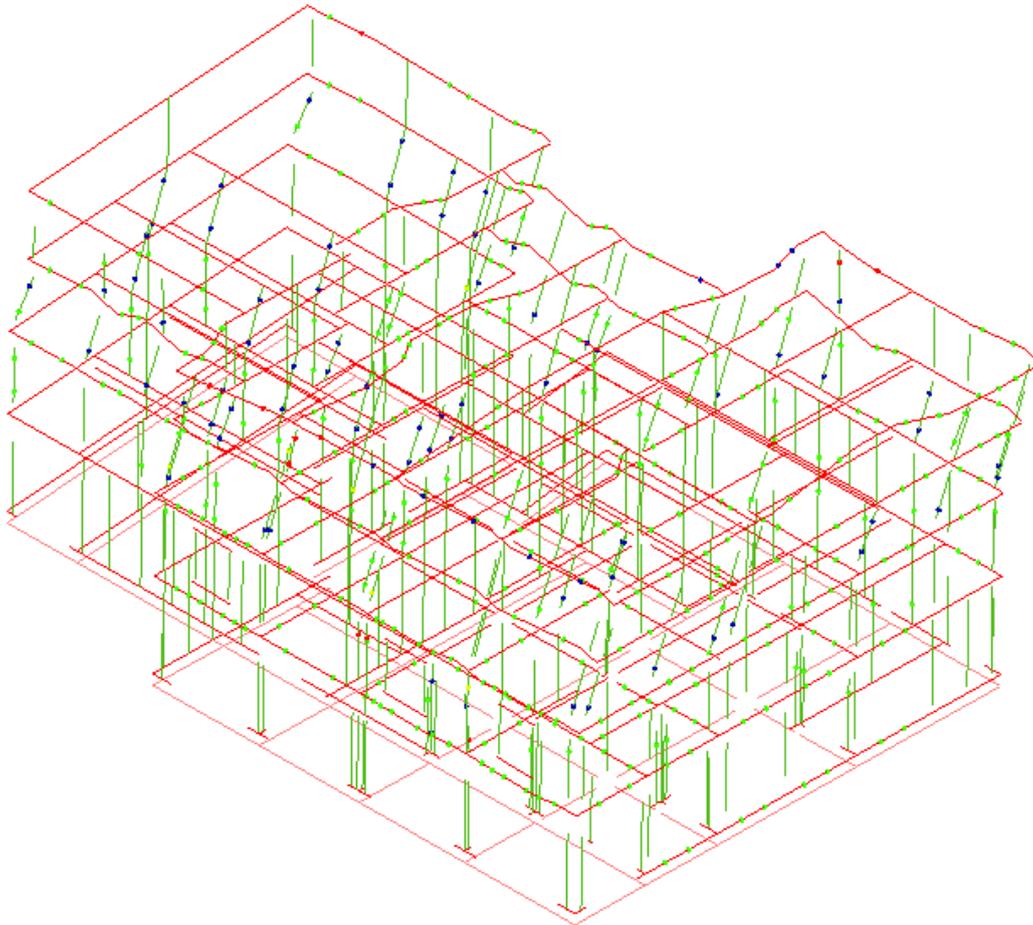


Figura 38 Deformata pushover n.4 al passo 128

5.5. Verifica del corpo C

L'intervento di taglio tecnico, tra i due edifici contigui ha comportato la perdita di un muro che chiude la scatola muraria dell'edificio C. Risulta necessario ripristinare tale parete attraverso la costruzione di muratura nuova; si è scelto per tale costruzione di utilizzare elementi di laterizio con resistenza caratteristica a compressione $f_{bk} = 12 \text{ N/mm}^2$ e malta M8. Di seguito si riporta l'immagine del modello generato dal software.

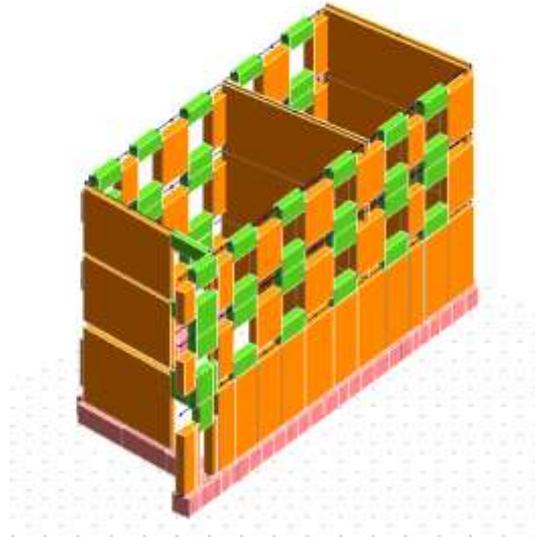


Figura 39 Modello dell'edificio C

Oltre la costruzione della parete con muratura nuova, si è scelto di procedere con degli interventi di consolidamento e alla creazione di un nuovo muro di spina. Tale edificio non possiede nessun muro portante interno, ma solo tramezzi; si aggiunge un muro di spessore di 30 cm, realizzato con gli stessi materiali del muro esterno per il ripristino della scatola muraria. Per migliorare le caratteristiche di due muri al pian terreno si eseguono iniezioni di miscele leganti e si applica l'intonaco armato come descritto precedentemente. Si allegano di seguito le curve di capacità e i corrispondenti risultati delle 8 analisi pushover eseguite.

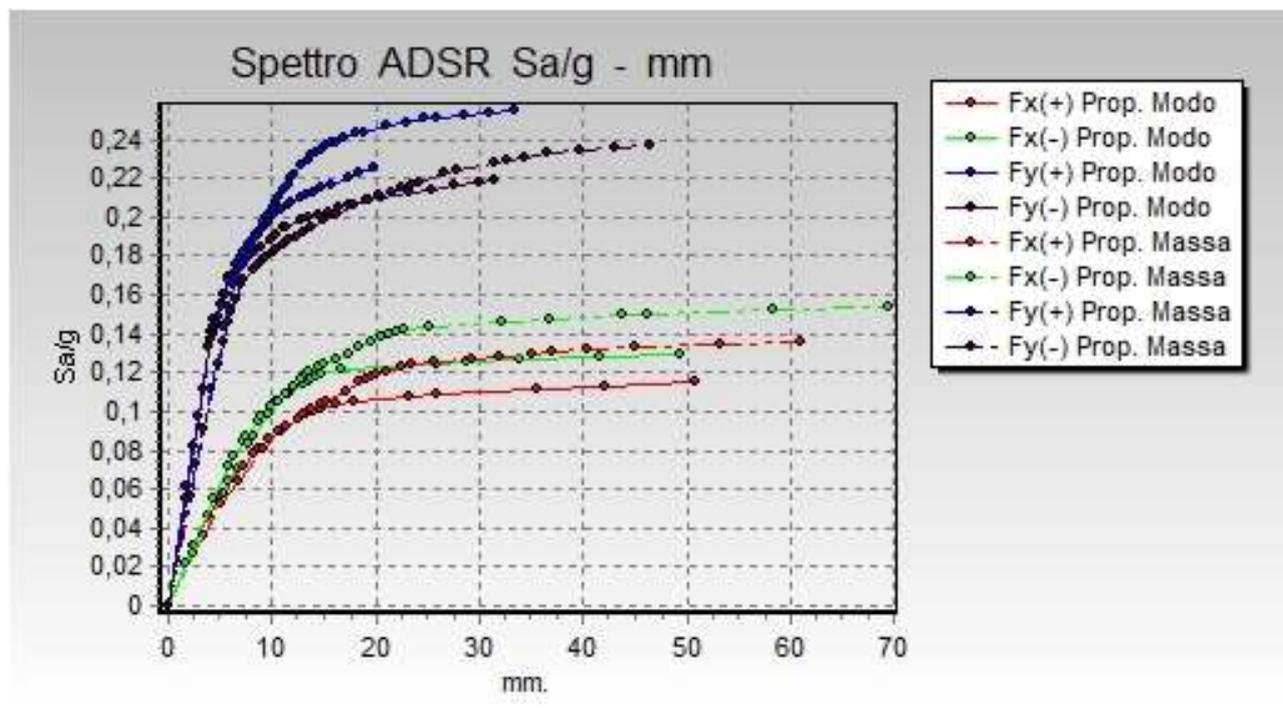


Figura 40 Curve pushover SDP corpo C

N.ro pushover	Tipo distribuzione delle forze	T* [sec]	k* [t/m]	m* [t]	m [t]	Γ	q*	u max [mm]	d max [mm]	ζ_E
1	Distribuzione forze prop. Modo: Fx+0,3Fy	0,66	4701,39	507,62	759,29	1,32	4,15	50,761	49,448	1,028
2	Distribuzione forze prop. Modo: -Fx+0,3Fy	0,6	5746,89	507,62	759,29	1,32	4,07	49,385	44,724	1,113
3	Distribuzione forze prop. Modo: Fy+0,3Fx	0,36	15294,73	496,57	759,29	1,33	3,18	19,95	25,39	0,805
4	Distribuzione forze prop. Modo: -Fy+0,3Fx	0,36	15152,15	496,57	759,29	1,33	3,24	31,475	25,577	1,248
5	Distribuzione forze prop.Massa: Fx+0,3Fy	0,72	5903,96	759,3	759,29	1	3,21	60,93	53,966	1,14
6	Distribuzione forze prop.Massa: -Fx+0,3Fy	0,65	724,83	759,3	759,29	1	3,16	69,45	48,583	1,48
7	Distribuzione forze prop.Massa: Fy+0,3Fx	0,41	18135,95	759,3	759,29	1	2,73	33,416	29,733	1,137
8	Distribuzione forze prop.Massa: -Fy+0,3Fx	0,42	17586,16	759,3	759,29	1	3,04	46,483	30,446	1,606

Tabella 10 Risultati pushover SDP corpo C

Il corpo C, così modificato, risulta anch'esso adeguato sismicamente, perché il minimo dei valori soprariportati è maggiore di 0,8:

$$\zeta_E(SDP, \text{corpo C}) = 0,805.$$

Nella figura sottostante si vede la deformata al passo finale corrispondente all'analisi peggiore (carico proporzionale al modo F_y), e individuazione della formazione delle cerniere plastiche al collasso.

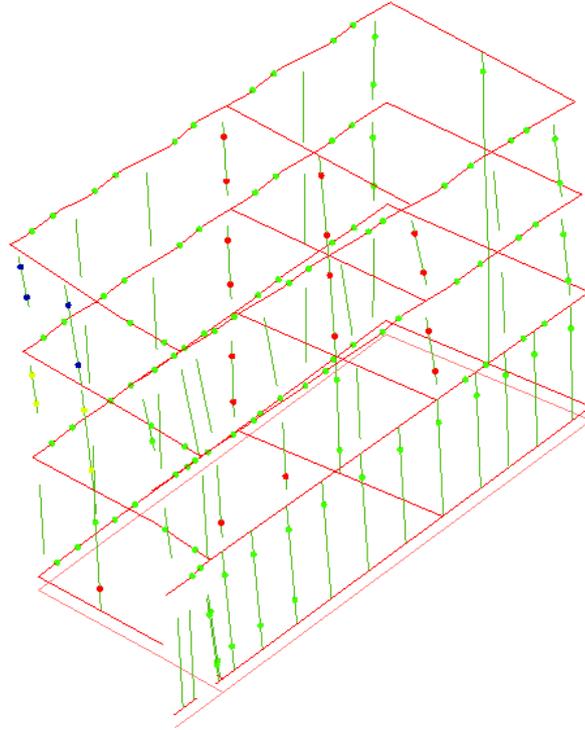


Figura 41 Deformata pushover n.3 al passo 32

6. Stima dei costi dell'adeguamento sismico del Palazzo Garzolini di Tolmezzo

È stata eseguita una stima dei costi preventivi dell'intervento, con riferimento ai prezzi indicati dal prezziario dei lavori pubblici della regione Friuli Venezia Giulia.

RIPARAZIONE LESIONE DIFFUSE CON RETE E BETONCINO SU DUE FACCE	PREZZO UNITARIO	UNITA' DI MISURA	QUANTITA'	TOTALE
Esecuzione della riparazione di lesioni diffuse su murature in elevazione di qualsiasi tipo e spessore, eseguite con il metodo seguente: allargamento su entrambe le facce delle fessure e lesioni maggiori asportando anche le parti di muratura smossa; pulizia accurata con getto d'acqua delle fessure e della muratura smossa; stuccatura delle fessure con malta cementizia e rifacimento della muratura smossa; applicazione su entrambe le facce della parete di una rete.	127,08 €	m2	1340	170.287,20 €
INIEZIONI DI CONSOLIDAMENTO SU MURI IN PIETRAMME	PREZZO UNITARIO	UNITA' DI MISURA	QUANTITA'	TOTALE
Esecuzione di iniezioni di consolidamento su murature in pietrame con boiaccia di cemento avente le caratteristiche indicate nel progetto, compreso ponteggi, sigillatura delle lesioni con malta di cemento, inserimento e fissaggio dei condotti tubolari, iniezioni di prelavaggio con acqua su tutta la superficie interessata, cemento, mezzi meccanici d'iniezione, iniezione della miscela a saturazione, rimozione delle tubazioni e sigillatura dei fori utilizzati per iniettare la miscela cementizia.	68,20 €	m2	1340	91.388,00 €
MURATURA IN MATTONI PIENI O SEMIPIENI DI LATERIZIO A DUE O PIU' TESTE	PREZZO UNITARIO	UNITA' DI MISURA	QUANTITA'	TOTALE
Esecuzione di muratura in elevazione a due o più teste, con le caratteristiche di resistenza indicate in progetto, con fornitura e posa in opera di mattoni in laterizio pieni (foratura inferiore al 15 %) o semipieni (foratura inferiore al 45 %), conformi alle UNI EN 771, compreso malta tra le fughe (UNI EN 998-2), ponteggi, regoli, formazioni di archi, architravi, piattabande, fori, spallette, smussi, riseghe, tagli a misura, sfridi, fornitura di tutti i materiali necessari.	421,15 €	m3	156	65.699,40 €

Tabella 11 Analisi dei costi per gli interventi di consolidamento

Il costo totale previsto per gli interventi finalizzati all'adeguamento sismico, comprensivo dei oneri della manodopera, ammonta a €327.374,60.

7. Conclusioni

Il Friuli Venezia Giulia è indubbiamente una regione altamente sismica. Non è trascorso ancora neanche mezzo secolo dalle scosse del 1976 nell'alto Friuli che sconvolsero la popolazione e che costrinsero amministrazione e privati ad una maggiore prevenzione e considerazione di tali fenomeni. Le prescrizioni delle norme vigenti aiutano a non permettere che si abbassi la guardia nei confronti dell'edilizia nuova ed del recupero di quella esistente. Inoltre l'abbandono della macro zonizzazione sismica, con l'introduzione del calcolo di pericolosità sismica puntuale del sito ha fornito certezze per il calcolo della domanda. Per l'Italia rimane di primaria importanza l'attenzione al recupero e agli interventi negli edifici esistenti.

L'obiettivo di tale elaborato, infatti, è l'analisi sismica globale di un edificio esistente nel comune di Tolmezzo, sito nella provincia di Udine: Palazzo Garzolini e un fabbricato ad esso annesso.

La comprensione del comportamento sismico della struttura non è stata semplice; si consideri che l'edificio ha subito nella sua lunga vita interventi anche importanti, come ad esempio la costruzione di travi e pilastri che hanno preso il posto probabilmente di muratura portante esistente. Inoltre, l'edificio originale si presenta estremamente irregolare in pianta. La qualità dei materiali non è particolarmente scadente ma non è stato possibile un maggiore approfondimento in tal senso.

In considerazione di quanto sopra esposto l'intervento progettato per il raggiungimento dell'adeguamento sismico è rilevante: oltre a prevedere il taglio della struttura in due corpi separati mediante giunto tecnico, considera l'applicazione di intonaco armato GFRP e iniezione di miscele leganti. Inoltre si sono ripristinati dei setti che probabilmente sono andati perduti con muratura nuova (di tipo POROTON). La scelta degli interventi e della loro localizzazione all'interno della struttura è stata determinata dallo studio della formazione delle cerniere plastiche ai vari livelli, che via via ha suggerito i maschi murari da consolidare.

In conclusione, come da prescrizione legislativa indicata nella circolare del 21 Gennaio 2019 n. 7 al paragrafo 8.4.3, si considera raggiunto l'adeguamento sismico in quanto è ammesso un valore minimo di ζ_E pari a 0,8 risultante dall'analisi sismica eseguita nei due corpi.

Bibliografia

- Il modello Friuli : gestione dell'emergenza e ricostruzione del Friuli dopo il sisma del 1976 Di Sopra, Luciano Udine <provincia> - 1998
- La ricostruzione del Friuli : ricerche e studi per un bilancio della ricostruzione insediativa e della riabilitazione socio-economica nell'area colpita dagli eventi sismici del 1976 Fabbro, Sandro Cooperativa editoriale Il Campo – 1985
- A.Gherzi, P.Lenza, Edifici antisismici in cemento armato. Nuove normative tecniche. Eurocodici e classi di rischio sismico.
- Borri: Capitolo 8 e NTC2018, ecco cosa cambierà per gli edifici esistenti... e per le scuole
- Circolare 21 Gennaio 2019, n.7/C.S.LL.PP.
- DM Infrastrutture 17 Gennaio 2018
- Problematiche di modellazione strutturale di edifici in muratura esistenti soggetti ad azioni sismiche in relazione all'utilizzo di software commerciali Bruno Calderoni, Emilia Angela Cordasco, Antonio Sandoli, Vincenzo Onotri, Giuseppe Tortoriello
- Tecniche Innovative di Rinforzo di Murature Storiche Antonio Borri, Giulio Castori, Marco Corradi, Romina Sisti Dipartimento di Ingegneria – Università degli Studi di Perugia. Via Duranti 92, 06125 Perugia.
- Efficacia di una tecnica di rinforzo per murature con intonaco e rete in GFRP N. Gattesco, A. Dudine

Sitografia

- Menchini G. (a cura di), 2017 - SISMA - dal Friuli 1976 all'Italia di oggi. Fondazione Centro Studi del Consiglio Nazionale dei Geologi. 192 pagg. Reperibile in <http://www.geologifvg.it/2017/09/sisma-dal-friuli-1976-allitalia-di-oggi/> Friuli

Venezia Giulia: grandi deformazioni di una piccola regione [pagg. 73-90] Corrado Venturini

-emidius.mi.ingv.it

-http://www.treccani.it/enciclopedia/memoria-e-mappa-sismica_%28L%27Italia-e-le-sue-Regioni%29/

-La differenza fra rischio e pericolosità geologica, due termini spesso confusi di Lorenzo Pasqualini

-Furcolo Nicola - Redazione BibLus-net Adeguamento sismico e miglioramento sismico non sono la stessa cosa. Ecco le vere differenze 10/05/2017

-<https://www.ingenio-web.it/12141-rinforzo-strutturale-un-esempio-applicativo-su-edifici-in-tufo-soggetti-a-vinco>