

Indice

INTRODUZIONE	3
1. Rischio sismico	4
1.2 Che cos'è il rischio sismico.	4
1.2.1 Valutazione della pericolosità sismica.	5
1.2.2 Valutazione dell'esposizione sismica.	12
1.2.3 Valutazione della vulnerabilità sismica.	14
1.3 Evoluzione normativa antisismica.....	17
1.3.1 Normativa sismica prima del 2003.	17
1.3.2 La nuova normativa sismica dall' OPCM 2003 alle NTC 2018.....	19
1.4 Modellazione dell'azione sismica.	23
1.5 Lo Spettro di Risposta Elastico in accelerazione delle componenti verticali.....	27
1.6 Valutazione della sicurezza.....	29
2. Edifici in muratura ed aggregati edilizi.	32
2.1 Cenni storici sugli edifici in muratura.	32
2.2 Tipologie costruttive.....	33
2.2.1 Muratura di pietra squadrata e pietra sbazzata.	33
2.2.2 muratura in pietra arrotondata.	35
2.2.3 Muratura in laterizio.	36
2.3 Comportamento meccanico delle murature.	36
2.4 Che cos'è un aggregato edilizio.	39
2.5 Esempi casi studio di aggregati edilizi in muratura pre-esistenti.	43
3. Metodi di analisi sismiche e criteri di verifica di sicurezza delle murature esistenti.	44
3.1 Analisi statica lineare.	45
3.1.2 Meccanismo di crisi per pressoflessione.....	46
3.1.3 Meccanismi di crisi per taglio.	48
3.2 Analisi statica non lineare.....	51
3.3 Analisi di spinta (pushover).	52
3.3.1 Che cos'è ed in cosa consiste.	52
3.3.2 Curva di capacità.	54
3.3.3 Linearità della curva di capacità.....	55
3.4 Metodo dello spettro di capacità o Capacity Spectrum Method (CSM).....	57
3.5 Analisi dinamica lineare.	59
3.6 Analisi dinamica non lineare.....	62
4. Casi studio	63
4.1 L'unità strutturale.....	63
4.1.2 Cellula singola.....	63
4.1.2 Blocco a "L".....	64
4.1.3 Blocco lineare.....	65

4.2 Procedure di analisi mediante il programma 3Muri	66
4.3 L'analisi statica non lineare - Pushover	71
4.4 Costruzione delle curve di capacità	73
4.4 Risultati analisi pushover.....	75
4.4.1 Analisi "blocco L"	75
4.4.2 Analisi "blocco lineare"	86
4.5 Analisi del periodo di vibrazione.	89
5. Conclusioni.....	98
Bibliografia.....	99
Sitografia	99

INTRODUZIONE

Il seguente elaborato di tesi pone l'obiettivo di analizzare il periodo di vibrazione di unità strutturali in aggregato, allo scopo di valutare il comportamento sismico di edifici murari esistenti in singolo ed in aggregato, e confrontarne le risposte sismiche al variare del livello di conoscenza della struttura. La conoscenza del comportamento sismico degli edifici esistenti in muratura è di fondamentale importanza nel territorio italiano in quanto la maggior parte degli edifici presenti sul territorio nazionale è stata realizzata in muratura. L'intervento sulle strutture esistenti deve fare i conti con diverse difficoltà: la complessità della muratura, che è un materiale essenzialmente eterogeneo, costituito da più componenti interagenti tra loro (blocchi di laterizio o calcestruzzo e malta), la conoscenza dello stato di fatto della muratura e delle sue caratteristiche meccaniche reali; il mancato rispetto, in fase di progetto e realizzazione, di quei parametri di regolarità strutturale consigliati dai recenti codici normativi, per migliorare la risposta sismica delle strutture riducendo il più possibile le componenti torsionali. Lo strumento più completo ed affidabile per l'analisi sismica delle strutture è costituito dall'analisi dinamica non lineare (*Time History Analysis*), che valuta la loro risposta tramite l'integrazione al passo delle equazioni del moto. Questo metodo presenta, però, dei forti limiti di utilizzo legati alla necessità di una modellazione agli elementi finiti piuttosto complessa e di una potenza di calcolo tali da confinarne attualmente l'uso al solo ambito della ricerca. D'altro canto l'analisi lineare, pur essendo caratterizzata da una complessità notevolmente inferiore sia in termini di basi teoriche che di impegno di calcolo, risulta inadeguata e troppo carente nella previsione della risposta sismica delle strutture, specie di quelle in muratura in cui gli effetti della non linearità del comportamento del materiale hanno un ruolo determinante. La ricerca in ambito sismico si è rivolta, negli ultimi anni, verso le analisi statiche non lineari, le quali forniscono risultati affidabili con un onere computazionale ridotto, sfruttando modelli strutturali semplificati a macroelementi. La finalità di questo lavoro di tesi è stato quello di studiare il periodo di vibrazione di unità strutturali in aggregato utilizzando come metodo un'analisi statica non lineare, denominata *Pushover Analysis*. L'analisi di *Pushover* risolve, tramite una procedura iterativa incrementale, le equazioni di equilibrio

statico corrispondenti ad un modello strutturale non lineare, soggetto ad un sistema di forze laterali di forma costante che riproduce gli effetti di un sisma, la cui intensità viene gradualmente aumentata fino al raggiungimento delle condizioni ultime. I vantaggi dell'utilizzo di un'analisi di questo tipo si traducono sostanzialmente in una migliore descrizione del comportamento della struttura in condizioni ultime rispetto ai risultati che si ottengono con analisi statiche lineari in cui non si fa ricorso alla redistribuzione delle azioni. Lo studio si articola in ... capitoli distinti in una prima parte, dedicata ai fondamenti teorici e normativi ed in una seconda parte, contenente le analisi condotte per edifici esistenti in muratura, assunti come casi studio.

1. Rischio sismico

1.2 Che cos'è il rischio sismico.

Il rischio sismico è la misura matematica/ingegneristica per valutare il danno atteso a seguito di un possibile evento sismico e si può definire come il prodotto tra tre parametri principali che sono la *pericolosità*, *vulnerabilità ed esposizione*. La pericolosità viene definita dalla frequenza e dalla intensità dell'evento sismico atteso. In questo caso c'entra la probabilità che l'evento si verifichi; possiamo dire che è definito come la probabilità che in un dato lasso di tempo si superi una PGA (accelerazione di picco al suolo) di riferimento. Dunque, la pericolosità è un qualcosa che si riferisce precisamente all'evento sismico. La vulnerabilità invece, è un parametro che interessa l'oggetto che è soggetto all'evento naturale, quindi prende in esame l'edificio o qualsiasi opera civile che può essere esposto all'evento sismico. La vulnerabilità se analizzata dopo l'evento sismico richiede la quantificazione dei danni che l'edificio ha subito. Se, invece, si analizza la vulnerabilità dell'edificio prima che l'evento sismico accada la questione è leggermente più complessa. In questo caso infatti si può ricorrere a diversi approcci tra cui quello statistico che prevede lo studio di eventi sismici precedenti che hanno interessato edifici con caratteristiche (materiali, tipologia strutturale) simile a quello di studio. In fine l'esposizione che prende in esame i beni antropici (quindi tutti quei beni che contribuiscono ad un normale svolgimento della vita umana), i manufatti (intesi soprattutto dal punto di vista funzionale, volgendo particolare interesse agli elementi strategici distribuiti sul territorio, come quelli che possono garantire soccorso in una situazione di pericolo) e ovviamente tiene in considerazione

la salvaguardia delle vite umane inteso come soggetto dinamico nell'attività socio-economica dell'area di interesse. La densità popolativa, ad esempio, può influenzare l'esposizione: ed esempio in una metropoli l'esposizione sarà più alta rispetto ad una zona rurale. Dunque, ridurre il rischio sismico è uno degli obiettivi del progettista. Lo si può fare conoscendo bene la zona in cui si va a edificare, secondo i dati che si sono raccolti nel corso della storia e cercando di conoscere al meglio anche la morfologia e la struttura del territorio in cui si va a edificare. Un altro aspetto fondamentale è adottare tutti i criteri antisismici per gli edifici che mirano a ridurre la vulnerabilità dell'edificio. Riguarda la natura, qualità e quantità dei beni. In altri termini alla definizione di rischio sismico concorre la probabilità che si verifichi un evento sismico di una data intensità in un certo intervallo di tempo (pericolosità), la probabilità di danneggiamento per effetto di terremoti di data intensità delle costruzioni presenti nel territorio antropizzato (vulnerabilità) e la probabilità di perdite in termini di vite umane, beni e attività.

$$R = P * V * E$$

Dove:

con **R** si indica il rischio, con **P** la pericolosità, con **V** la vulnerabilità e con **E** l'esposizione.

In maniera più rigorosa, il rischio sismico per un edificio può essere rappresentato dalla probabilità di collasso dello stesso in un intervallo temporale di interesse.

1.2.1 Valutazione della pericolosità sismica.

Per calcolare la pericolosità esiste un metodo di comprovata validità, quello di Cornell et al.,1968. Tale metodo, prevede che vengano individuate nel territorio le zone responsabili degli eventi sismici, che sia quantificato il loro grado di attività e che si calcolino gli effetti provocati da tali aree in relazione alla distanza dall'epicentro. Per applicare tale metodo è necessario disporre di:

- *Un modello strutturale del suolo*, che ricostruisce l'andamento delle strutture geologiche superficiali e profonde;

- *Una carta neotettonica*, nella quale sono evidenziati i movimenti “recenti” della crosta terrestre (avvenuti negli ultimi milioni di anni);
- *Un catalogo dei terremoti*, che consente di ricostruire la distribuzione spaziale e temporale degli eventi sismici;
- *Un modello di attenuazione*, che consente di calcolare per ciascun sito l’entità dello scuotimento prodotto dai terremoti generati nelle aree circostanti.

Le assunzioni affinché il metodo sia valido sono che i terremoti avvengano nel tempo in modo casuale e che la probabilità che si verifichino all’interno di una data area (zona sismogenetica) sia la stessa in ogni punto. Per quanto appena detto, i limiti del metodo risiedono nei presupposti alla base dello stesso, ovvero: considerare i terremoti come eventi che avvengono in modo casuale; non tenere conto del tempo trascorso dall’ultimo evento (la probabilità che accada sarà maggiore quanto più tempo è trascorso); adottare un modello di attenuazione omogeneo ed isotropo sul territorio (ovvero, non dipendente dalla morfologia del terreno e dalla direzione di propagazione delle onde). Inoltre la pericolosità è normalmente valutata rispetto a condizioni di sito ideale (roccia con superficie orizzontale) e quindi non si tiene conto delle condizioni locali, che possono modificare anche sensibilmente il livello dei danni. Quindi lo scopo è di integrare i dati relativi alla sismicità del territorio con le informazioni relative agli effetti locali, costruendo degli scenari di pericolosità il più possibile aderenti alla realtà. Di seguito, si descrivono le fasi principali attraverso le quali si sviluppa la valutazione della pericolosità sismica, utilizzando la metodologia proposta da Cornell et al., 1968:

1. **Individuazione delle zone sorgenti** (zonazione sismogenetica): conoscendo l’andamento delle strutture geologiche superficiali e profonde, i movimenti recenti, la distribuzione degli eventi sismici e la ricostruzione del tipo di movimento che ha dato origine al terremoto (meccanismi focali), è possibile individuare e delimitare delle aree omogenee dal punto di vista della sismicità (zone sismogenetiche). In tali aree sono definite le faglie maggiori (responsabili degli eventi di maggiore energia), le faglie minori (responsabili degli eventi di minore energia) ed è definita la loro cinematica (ossia il tipo di movimento legato alla tettonica dell’area): compressiva (i blocchi si accavallano), distensiva (i blocchi si allontanano), con componenti di trascorrenza o trascorrente (il movimento dei blocchi è prevalentemente orizzontale).

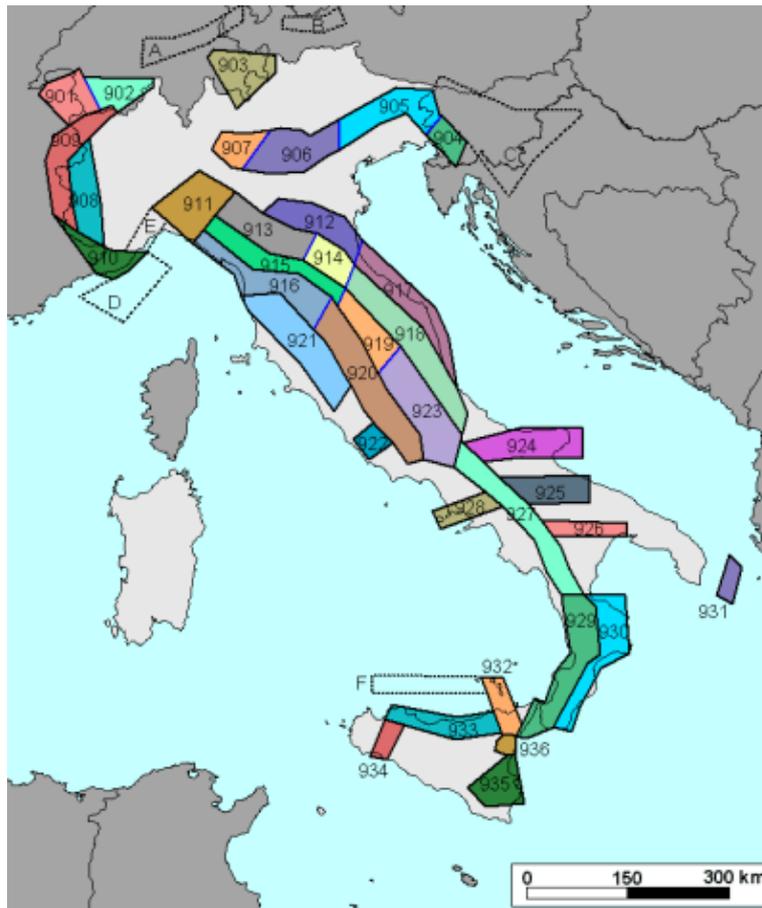


Figura 1: zonazione sismogenetica ZS9 (www.ingv.it)

I limiti di colore blu separano zone con analogo significato cinematico, che differiscono principalmente per le caratteristiche di sismicità. Le ZS con bordo a tratteggio, identificate da una lettera, non sono state utilizzate nella valutazione della pericolosità.

2. **Definizione di una legge di occorrenza per ciascuna zona:** per ogni zona sismogenetica vengono individuati gli eventi sismici del catalogo e viene determinata una relazione tra il numero di eventi e l'intensità (o magnitudo), nota come legge di occorrenza o legge di Gutenberg-Richter (1954), dal nome degli studiosi che l'hanno formulata:

$$\log(N) = a - b$$

dove **N** è il numero di eventi, **I** è l'intensità macrosismica, **a** e **b** delle costanti che dipendono dal territorio considerato. Generalmente la frequenza maggiore si ha per gli eventi di bassa magnitudo, per i quali il periodo di ritorno è breve. Tra una zona e l'altra può variare la pendenza della retta che esprime la relazione Gutenberg-Richter: la pendenza dipende, infatti, dal valore della costante **b**, che è caratteristica di ciascuna zona sismogenetica.

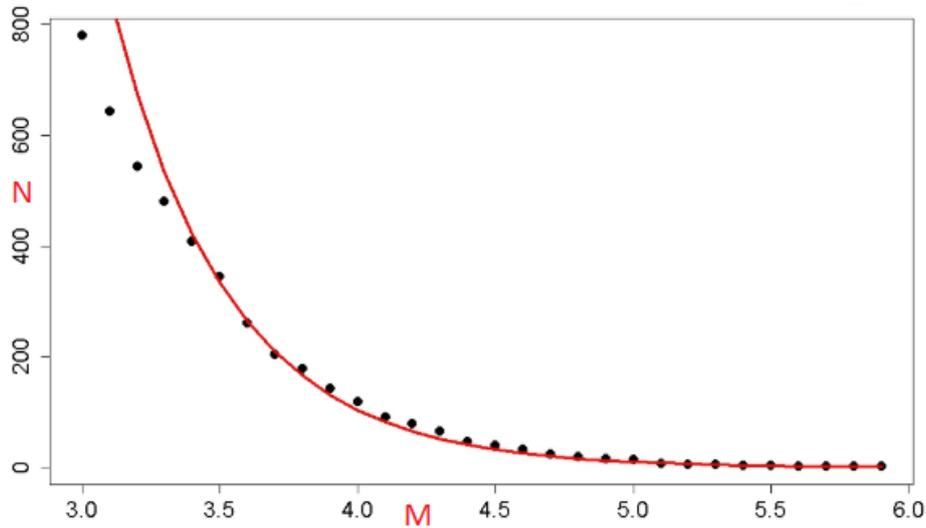


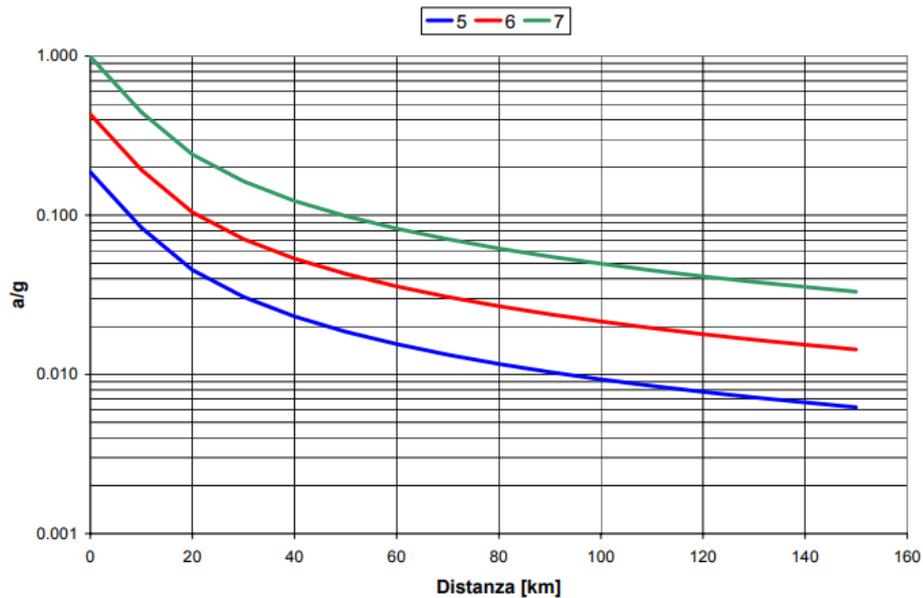
Figura 2: Legge di Gutenberg-Richter (tamino.wordpress.com)

Esprime la relazione fra la magnitudo nella scala Richter e il numero del totale dei terremoti almeno di quella magnitudo in una data regione e periodo di tempo.

3. **Definizione di una legge di attenuazione:** La terza fase consiste nel costruire un modello che rappresenti la variazione dell'intensità sismica al variare della distanza dall'epicentro. Gli effetti del terremoto diminuiscono allontanandosi dall'area epicentrale, e per definire in quale quantità, si stabilisce una relazione di attenuazione della PGA, la quale è in funzione della magnitudo M e dalla distanza dal sito in esame e dalla sorgente sismica. Considerando come parametro la magnitudo, le leggi di attenuazioni esistenti sono numerosissime, specie a livello internazionale. A livello nazionale, la legge utilizzata più frequentemente è la legge *Sabetta-Pugliese, 1996* (Fig. 3). Questo modello permette di ricavare direttamente i valori di molte grandezze al sito (picco di accelerazione, picco di velocità, picco di spostamento, intensità, ordinate spettrali, ecc.). L'espressione matematica che descrive tale legge è del tipo:

$$\log_{10}(Y) = a + bM + c \log_{10}(R^2 + h^2)^{\frac{1}{2}} + e_1 S_1 + e_2 S_2 \pm \sigma$$

dove Y è la grandezza da valutare, M è la magnitudo, R è la distanza dall'epicentro, S_1 ed S_2 sono due parametri che si riferiscono al sito da un punto di vista geologico, mentre a , b , e_1 , e_2 , σ (deviazione standard), sono i parametri che variano a seconda della grandezza che si intende determinare.



*Figura 3: Attenuazione Sabetta-Pugliese, curve relative al Magnitudo 5,6,7
(www.emidius.mi.ingv.it)*

Oltre alla legge Sabetta-Pugliese, sopra citata, si trovano altre legge di attenuazione : Ambraseys et al., 2005, Barosh et al., 1969, Boore et al., 1982 ecc..

4. **Calcolo della pericolosità:** ogni zona viene assimilata ad una sorgente e per ciascun punto del territorio viene determinato il valore della pericolosità sommando il contributo della sismicità prodotta da ogni zona sismogenetica, tenendo conto della legge di attenuazione. I valori di pericolosità, associati a ciascun punto geo-referenziato (cioè dotato di coordinate geografiche), si ottengono attraverso un programma automatico di calcolo che utilizza le informazioni descritte nei punti precedenti.
5. **Realizzazione di una carta della pericolosità:** da questo punto di vista, lo studio della pericolosità sismica ha condotto alla costruzione delle curve di pericolosità che per un assegnato periodo o accelerazione di picco al suolo, mettono in relazione l'ordinata spettrale di accelerazione con una certa probabilità di superamento che generalmente è data in un arco temporale di 50 anni. Naturalmente ogni zona territoriale, a causa della diversa storia di eventi sismici subiti nel corso degli anni avrà differenti curve di pericolosità (Fig. 4). La valutazione delle curve di pericolosità viene effettuata attraverso degli studi statistici basati sui database dei terremoti passati ed è materia degli studi di geofisica. Attualmente nel nostro paese, accedendo al sito del **INGV** (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) esiste la possibilità

di visualizzare le mappe di pericolosità di tutta Italia (*Interactive maps of seismic hazard*; <http://esse1-gis.mi.ingv.it>) che forniscono in funzione della longitudine e della latitudine i valori di accelerazione spettrale e di **PGA** (è la misura della massima accelerazione del suolo indotta del terremoto e registrata dagli accelerometri cioè misura l'intensità di un terremoto in una singola area geografica) al variare della probabilità di superamento in 50 anni, dei percentili e del periodo.

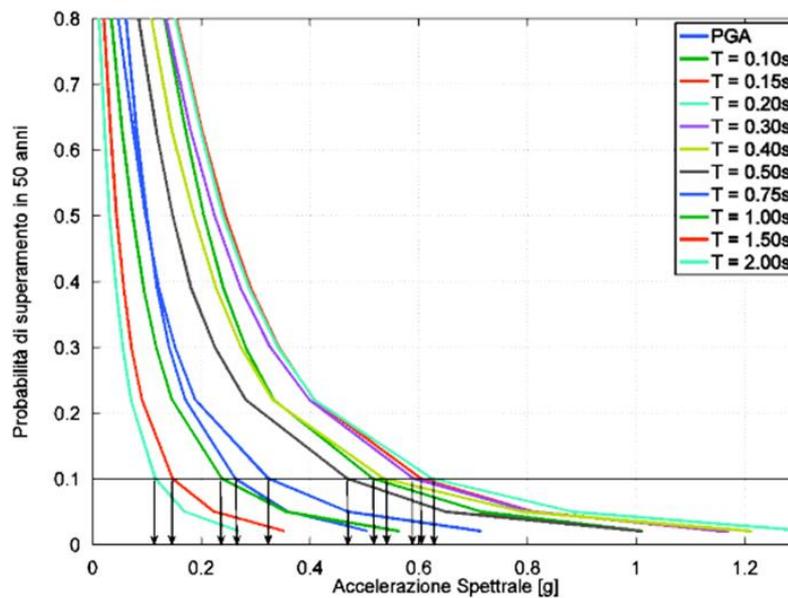
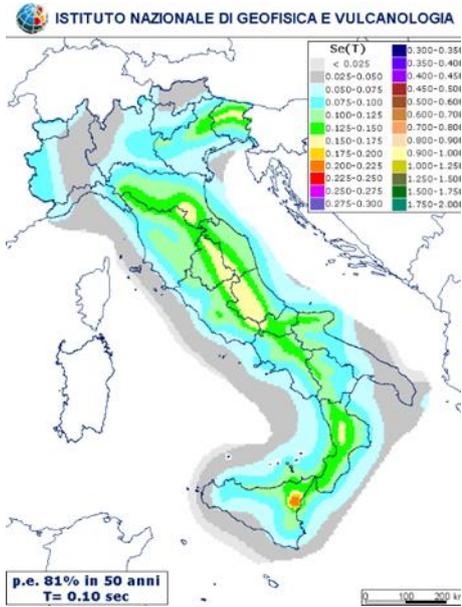
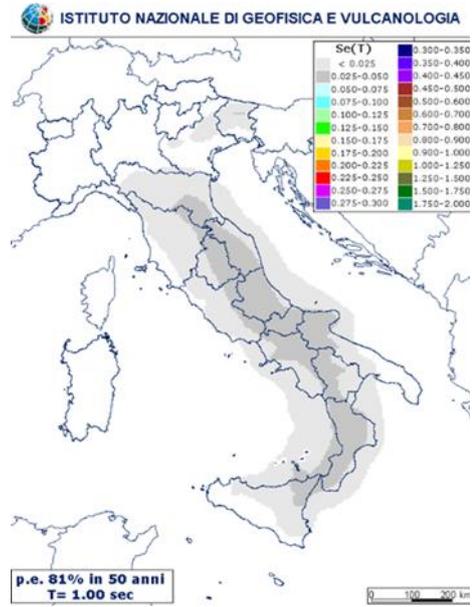


Figura 4: Curve di Pericolosità (Iervolino et al., 2009, www.esse1-gis.mi.ingv.it)

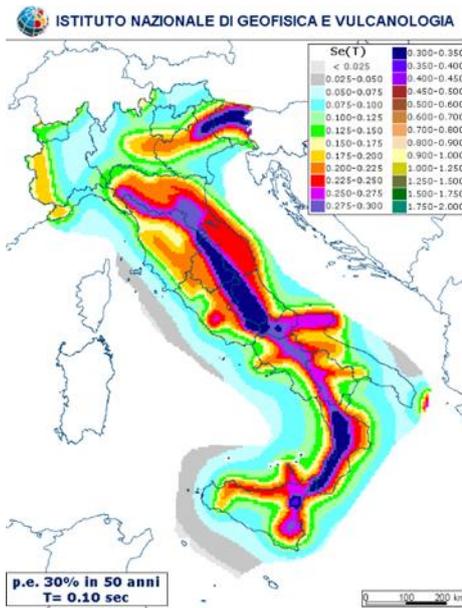
Di seguito vengono mostrate alcune mappe di pericolosità (Fig.5) che possono essere reperite sul citato sito internet dell'INGV, che rappresentano diversi valori di probabilità di superamento dell'accelerazione spettrale a periodi prefissati in tutta la penisola italiana.



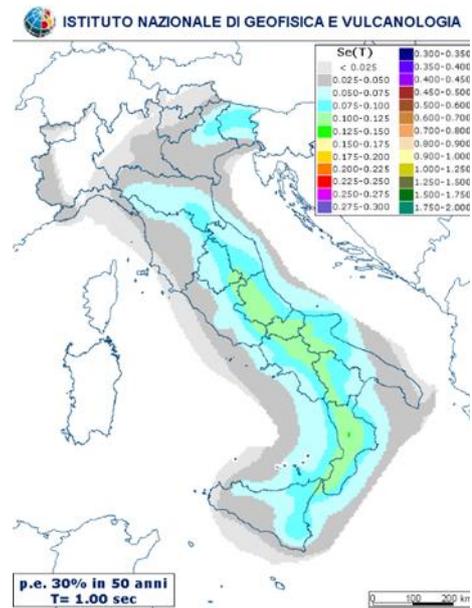
a) mappa della pericolosità sismica con probabilità di eccedenza in 50 anni all'81% con ordinata spettrale $T=0.10$ sec.



b) mappa della pericolosità sismica con probabilità di eccedenza in 50 anni all'81% con ordinata spettrale $T=1.00$ sec.



c) mappa della pericolosità sismica con probabilità di eccedenza in 50 anni al 30% con ordinata spettrale $T=0.10$ sec.



d) mappa della pericolosità sismica con probabilità di eccedenza in 50 anni al 30% con ordinata spettrale $T=1.00$ sec.

Figura 5: Mappe di pericolosità del territorio Nazionale (www.ingv.it)

Vi è da dire che per ognuna delle fasi del metodo utilizzate per la stima della pericolosità è associato un certo grado di incertezza. Una prima incertezza è

di tipo aleatorio (cioè random) e riguarda sia la magnitudo che la localizzazione dei terremoti futuri. La seconda è dovuta ad una conoscenza imperfetta dei vari elementi che consentono di calcolare la pericolosità sismica al sito. Tali elementi sono riferiti per esempio all' incompletezza delle informazioni sulla sismicità storica, alle varie interpretazioni che sono state fatte delle informazioni disponibili, ai limiti della conoscenza scientifica, nonché alla incapacità del modello o della metodologia adottata di rappresentare pienamente la realtà. Infatti, nonostante il livello sempre crescente di conoscenza riguardo alla posizione geografica delle faglie attive e di altri parametri, quali ad esempio il corrispondente tasso di sismicità, la magnitudo massima di un possibile evento futuro prodotto da una faglia specifica e l'intensità del moto sismico generato in un sito specifico da un terremoto ad una distanza prefissata e di data magnitudo, i modelli matematici adottati ci forniscono solo stime dei "veri" valori di tali parametri.

1.2.2 Valutazione dell'esposizione sismica.

L'esposizione (E) di un'area è riferita alla natura, alla qualità e quantità dei beni esposti al rischio. Pertanto, la stima dell'esposizione si traduce nella quantificazione dei manufatti (edifici, infrastrutture, etc.), delle funzioni e del numero di persone che saranno presumibilmente coinvolte dall'evento sismico, nonché nella valutazione della loro capacità di reazione. L'esposizione risulta dunque composta da una componente funzionale e da una di utenza. Per descrivere completamente l'insieme degli elementi che concorrono a definire il rischio a cui una comunità è esposta, è necessario analizzare la distribuzione, la struttura e le condizioni socio-economiche della popolazione insediata; la quantità e le funzioni del patrimonio edilizio residenziale, pubblico e produttivo; il sistema delle infrastrutture; l'insieme delle attività economiche presenti e le relazioni dell'area esaminata con quelle circostanti. E' evidente che una corretta valutazione dell'esposizione, sulla base di questi aspetti, risulta in genere estremamente complessa, lunga e costosa. Pertanto, per definire criteri di priorità per futuri interventi, solitamente si ricorre a procedure semplificate. Una di dette procedure valuta l'esposizione attraverso la determinazione di un fattore, definito indice di esposizione I_e , ottenuto come prodotto di due ulteriori indici che sono l'indice di utenza I_u e quello di funzione I_f , pervenendo alla seguente espressione:

$$I_e = I_u * I_f$$

Mentre l'indice di funzione I_f è ricavato da considerazioni qualitative sulle funzioni esercitate all'interno dei diversi edifici, quello di utenza I_u si ottiene da dati quantitativi riguardanti il numero di utenti e di operatori presenti negli stessi edifici.

L'indice di utenza I_u è così definito:

$$I_u = (I_{ev}, I_{co})$$

dove l'indice I_{ev} misura le capacità comportamentale degli utenti presenti nell'edificio, ovvero la loro capacità di reazione. Le capacità comportamentali dipendono ovviamente dall'età degli individui (bambini e anziani), dalle condizioni fisiche (persone in tarda età, o non autosufficienti), dalla libertà di movimento degli utenti (caso di internati). L'indice I_{co} (indice di affollamento) esprime invece la misura dell'affollamento dell'edificio tenendo conto del periodo di utilizzazione (indice Pu) e della densità di utenza (indice Du). Per il calcolo di tale indice è possibile quindi utilizzare la seguente relazione:

$$I_{co} = Pu * Du$$

Va precisato, che il periodo di utilizzazione viene definito dal rapporto tra il numero di ore annue di utilizzo ed il numero totale di ore contenute in un anno ($24 \times 365 = 8760h$), mentre la densità di utenza viene calcolata come rapporto tra il numero di utenti ed il volume dell'edificio, sulla base delle notizie fornite dalle schede di censimento (in qualche caso si considera lo standard di 100 mc. per utente). Il numero di piani dell'edificio influisce sulla facilità di evacuazione, a prescindere dalle caratteristiche degli utenti. L'indice di funzione I_f tende a quantificare l'importanza per la comunità della funzione svolta all'interno dell'edificio, sia nella fase di prima emergenza, sia nelle successive fasi fino alla ricostruzione. Esso è dato dal prodotto di tre parametri:

- U_{e1} dipendente dalla destinazione d'uso che viene fatta dell'edificio in condizioni di prima emergenza;

- U_{e2} dipendente dall'uso in seconda emergenza;
- **Bu** che caratterizza il bacino di utenza.

La stima dei valori da assegnare a questi parametri per ogni edificio si basa sulle esigenze della comunità colpita dall'evento. In ogni caso, in relazione ai singoli parametri, i vari tipi di edificio vengono classificati come "essenziali", "importanti" e "rilevanti", attribuendo ad ogni classe valori decrescenti degli indici. Per la destinazione d'uso in prima emergenza sono considerati "essenziali", e perciò hanno coefficienti alti, gli ospedali, i municipi e le comunità montane, le caserme e le sedi dei Vigili del fuoco, dei Carabinieri, del Corpo Forestale, della Pubblica Sicurezza, etc. Sono "importanti", e perciò hanno valori intermedi dei coefficienti, le scuole, gli autoparchi. Infine, vengono considerati "rilevanti", con valori minimi dei coefficienti, gli uffici giudiziari e le carceri, gli uffici amministrativi, le sedi postali, etc. Per la destinazione d'uso in seconda emergenza non si considera soltanto la destinazione d'uso originaria di un edificio, ma anche la capacità di adattamento ad ospitare funzioni diverse; in tal caso sono considerati solo edifici "essenziali" e "rilevanti". "Essenziali" sono gli edifici destinati ad attività didattiche, gli ospedali, le case di cura e gli ambulatori, i municipi, gli autoparchi, le comunità montane, le caserme e le sedi degli organi preposti alla vigilanza e alla sicurezza. "Rilevanti", invece, vengono considerati le sedi di uffici amministrativi, le poste, gli uffici giudiziari, etc.

1.2.3 Valutazione della vulnerabilità sismica.

La vulnerabilità sismica di un edificio è come già specificato in precedenza una misura della suscettibilità dell'edificio stesso a subire danni per effetto di un terremoto di assegnate caratteristiche.

È innanzitutto possibile distinguere tra:

- ***Vulnerabilità diretta:*** che definisce la propensione di un singolo elemento fisico o complesso a subire danni per effetto di un terremoto.
- ***Vulnerabilità indotta:*** che viene definita in base alla crisi che viene indotta dal collasso di un singolo elemento fisico o complesso.
- ***Vulnerabilità differita:*** che definisce gli effetti che si manifestano nelle fasi successive all'evento sismico e alla prima emergenza.

In questo lavoro si fa riferimento alla vulnerabilità diretta che mette in relazione da un lato l'azione sismica, e dall'altro il danno che essa provoca sul sistema fisico. La prima problematica da affrontare è dunque la scelta del parametro che possa identificare tali grandezze. Per valutare l'azione sismica

ci sono diverse possibilità tra cui l'intensità macrosismica, che rappresenta un parametro molto vantaggioso da utilizzare vista la diretta correlazione della scala di intensità con i danni causati dal terremoto. Di contro la scelta di questo parametro per la stima del danno in un'analisi strutturale, è poco vantaggiosa perché difficilmente correlabile ai valori di tipo spettrale che permettono di definire la pericolosità. Risulta quindi più conveniente utilizzare le grandezze spettrali che oltre ad essere correlate alla pericolosità, offrono la possibilità di valutare il danno in un'analisi strutturale avendo un chiaro significato meccanico. Il danno invece, viene generalmente espresso in termini di costo economico o mediante indici. Nel primo caso, è espresso come costo necessario per il ripristino della costruzione ed in genere tale costo viene rapportato al costo della nuova costruzione; nel secondo caso, possono essere utilizzati indici qualitativi o quantitativi, che necessitano sempre di una scala standardizzata e di una successiva correlazione al valore economico, nel senso che è necessario in ogni caso esprimere il danneggiamento complessivo dell'edificio mediante un unico indicatore che sia facilmente convertibile in termini economici. Nell'ultimo trentennio sono state messe a punto diverse metodologie per la stima della vulnerabilità ed una loro classificazione è compito tutt'altro che semplice. Una prima classificazione distingue i metodi di valutazione in base al tipo di risultato in:

- **metodi diretti:** forniscono in un solo passo il risultato come previsione del danno sismico.
- **metodi indiretti:** sono quelli che dopo la determinazione di un indice di vulnerabilità V stabiliscono una relazione tra danni e terremoti.
- **metodi convenzionali:** sono di tipo euristico, cioè forniscono soltanto un indice di vulnerabilità, cui non associano una previsione di danno come i metodi indiretti; perciò sono utilizzati solo per confrontare strutture diverse ubicate in aree caratterizzate da una stessa sismicità.

Una seconda classificazione distingue i metodi quantitativi da quelli qualitativi.

- **metodi quantitativi:** sono i più comuni e forniscono il risultato (danno) in forma numerica (probabilistica o deterministica);
- **metodi qualitativi:** descrivono la vulnerabilità attraverso un giudizio espresso in termini di “bassa”, “media”, “alta” e simili.

Infine, una terza classificazione riguarda l'organismo cui viene assimilata la struttura. In tal caso si hanno:

- **metodi meccanici:** il danno è valutato totalmente in maniera meccanico analitica. Si procede quindi ad un'analisi della struttura in genere del tipo non lineare. Il danno è associato al raggiungimento di uno stato limite che può essere identificato dal raggiungimento di una rotazione limite o di un meccanismo di collasso della struttura, mentre l'azione è generalmente espressa in termini di quantità spettrali come ad esempio la PGA. L'attendibilità di questi metodi è quella ordinaria delle analisi strutturali applicate alle costruzioni esistenti. Questo tipo di metodo è comunemente applicato al calcolo della vulnerabilità di un singolo edificio di cui si ha un livello di conoscenza adeguato. Recentemente i metodi meccanici si sono evoluti per poter valutare la vulnerabilità di classi di edifici in c.a. ovvero di aggregati urbani. In quest'ultimo caso si assume che un singolo edificio risulti rappresentativo di un'intera classe. Il punto critico degli approcci di natura meccanica è proprio quello di trovare un giusto equilibrio tra la raffinatezza del modello meccanico riferito alla singola struttura e l'impegno computazionale che ne deriva.
- **metodi empirici:** utilizzano un tipo di approccio che è sicuramente il più diffuso e basato sull'analisi statistica dei danni provocati dai terremoti. Tuttavia l'accuratezza di tali metodi dipende dalla disponibilità dei dati a volte insufficienti soprattutto per quanto riguarda gli edifici in c.a.. A differenza dei metodi meccanici, che valutano la vulnerabilità di un singolo edificio con un'analisi di dettaglio, i metodi tipologici valutano la vulnerabilità di aggregati urbani di edifici basandosi sulla definizione di classi caratterizzate da indicatori tipologici o funzionali. Ad esempio nella definizione di una classe intervengono i fattori quali la tipologia costruttiva, la morfologia in pianta, l'altezza, l'anno di costruzione etc.. Ad ogni classe è associabile una matrice di probabilità di danno o una curva di vulnerabilità. La verifica delle ipotesi formulate in sede di costruzione delle curve di vulnerabilità o delle matrici di danno è affidata all'elaborazione statistica dei danni causati dai terremoti passati (analisi a posteriori). In questo modo assegnando un edificio ad una certa classe gli si assegna automaticamente la curva di vulnerabilità, o la matrice di probabilità di danno, che competono alla classe.
- **metodi basati sul giudizio di esperti:** si basano sulla possibilità di attribuire ad ogni edificio un indice di vulnerabilità e cioè un numero che viene determinato secondo certe regole sulla base di indicatori non più interpretati con significato tipologico ma come sintomi di un' idoneità a sopportare i

terremoti (ad esempio l'efficienza dei collegamenti, la resistenza dei materiali, la regolarità morfologica); in un secondo tempo si associa ad ogni valore dell'indice di vulnerabilità una curva di vulnerabilità o una matrice di probabilità di danno. Normalmente l'indice di vulnerabilità è calcolato in funzione di indici parziali corrispondenti a ciascun indicatore ed attribuibili a seguito di esami qualitativi dell'edificio. Questo tipo di metodo, del tipo semi-qualitativo, o anche tipologico-diagnostico, attua delle valutazioni qualitative o quantitative dei fattori che governano la risposta sismica e le relative elaborazioni basate sulla conoscenza, pur conservando i caratteri di rapidità di impiego e di economicità, consentono di introdurre informazioni sulla regolarità, duttilità, sulle resistenze, geometria etc. ottenendo la valutazione di un indice di vulnerabilità. Il problema di questi metodi è che non sono meccanico-analitici e quindi considerano il comportamento di tipologie di edifici sulla base dell'esperienza e della conoscenza.

I metodi utilizzati per la valutazione della vulnerabilità sismica sono come appena visto diversi per la tipologia di approccio, ma essi sono sicuramente cambiati anche in funzione delle conoscenze acquisite nel corso degli anni. Risulta dunque interessante, per meglio comprendere l'evoluzione di tali metodi ripercorrere i principali cambiamenti che si sono avuti nel corso degli anni delle prescrizioni normative e delle pratiche progettuali.

1.3 Evoluzione normativa antisismica.

1.3.1 Normativa sismica prima del 2003.

L'individuazione delle zone sismiche, in Italia, è avvenuta agli inizi del '900 attraverso lo strumento del regio decreto, emanato a seguito dei terremoti distruttivi di Reggio Calabria e Messina del 28 dicembre 1908. Dal 1927 le località colpite sono state distinte in due categorie, in relazione al loro grado di sismicità ed alla loro costituzione geologica. Pertanto, la mappa sismica in Italia non era altro che la mappa dei territori colpiti dai forti terremoti avvenuti dopo il 1908, mentre tutti i territori colpiti prima di tale data non erano classificati come sismici e, conseguentemente, non vi era alcun obbligo di costruire nel rispetto della normativa antisismica. La lista originariamente consisteva, quindi, nei comuni della Sicilia e della Calabria gravemente danneggiati dal terremoto del 1908, che veniva modificata dopo ogni evento sismico aggiungendovi semplicemente i nuovi comuni danneggiati. Con la **legge del 2 febbraio 1974, n. 64, "Provvedimenti per le**

costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”, è stata approvata una nuova normativa sismica nazionale che ha stabilito il quadro di riferimento per le modalità di classificazione sismica del territorio nazionale, oltre che di redazione delle norme tecniche. Tale legge ha delegato il Ministro dei lavori pubblici:

- **emanazione di norme tecniche per le costruzioni sia pubbliche che private**, da effettuarsi con decreto ministeriale, di concerto con il Ministro per l'interno, sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici, e con la collaborazione del Consiglio nazionale delle ricerche (CNR);
- **aggiornamento della classificazione sismica** attraverso appositi decreti ministeriali.

Il carattere distintivo di tale legge è stata la possibilità di aggiornare le norme sismiche ogni qualvolta fosse giustificato dall'evolversi delle conoscenze dei fenomeni sismici, mentre, per la classificazione sismica si è operato, come per il passato, attraverso l'inserimento di nuovi comuni colpiti dai nuovi terremoti. Successivamente, gli studi di carattere sismologico effettuati all'indomani del terremoto del Friuli Venezia Giulia del 1976 e di quello in Irpinia del 1980, svolti all'interno del Progetto finalizzato “*Geodinamica*” del CNR, hanno portato ad un notevole aumento delle conoscenze sulla sismicità del territorio nazionale ed hanno consentito la formulazione di una proposta di classificazione sismica presentata dal CNR al Governo, che è stata tradotta in una serie di decreti del Ministero dei lavori pubblici approvati tra il 1980 ed il 1984, che hanno costituito, pertanto, la classificazione sismica italiana fino all'emanazione dell'ordinanza **n. 3274 del 20 marzo 2003**. Relativamente, invece, alle norme tecniche, già con il DM del 3 marzo 1975, sono state emanate le prime disposizioni successivamente integrate da una serie di successivi decreti, tra cui si ricordano il **DM 12 febbraio 1982**, a sua volta sostituito dal **DM 16 gennaio 1996**, modificato dal **DM 4 marzo 1996**, che ha provveduto ad integrare il **DM del 3 marzo 1975** con alcune indicazioni contenute in alcune circolari ministeriali. Su tale impianto normativo si è inserito il nuovo processo di distribuzione delle competenze fra Stato, regioni ed enti locali, attuato con le cd “*leggi Bassanini*” del **15 marzo 1997, n. 59**. Conseguentemente, la competenza per l'individuazione delle zone sismiche, la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone che, fino al 1998 era attribuita al Ministro dei lavori pubblici, è stata trasferita, con il decreto legislativo n. 112 del 1998 - art. 94, comma 2, lett. a) - alle Regioni, mentre

spetta allo Stato quella di definire i relativi criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e le norme tecniche per le costruzioni nelle medesime zone - art. 93, comma 1, lett. g). Inoltre, in conseguenza del riordino normativo della materia edilizia, le disposizioni antisismiche previste dalla **legge n. 64 del 1974** sono confluite, con alcune modifiche, nel **DPR 6 giugno 2001, n. 380**, "*Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia*", il cui Capo IV reca "*Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*", con disposizioni specifiche relative alle norme per le costruzioni in zone sismiche, alla relativa vigilanza, nonché alle modalità di repressione delle violazioni. Il **DPR n. 380**, come modificato ed integrato dal **decreto legislativo 27 dicembre 2002, n. 301**, ha stabilito che tutte le costruzioni di rilievo per la pubblica incolumità, se realizzate in zone sismiche, devono essere conformi, oltre che alle disposizioni tecniche applicabili ad ogni tipo di costruzione edificata su tutto il territorio nazionale, anche a specifiche norme tecniche, la cui emanazione è affidata al Ministro dei lavori pubblici, di concerto con il Ministro dell'interno e sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici, il CNR, nonché la Conferenza unificata (art. 83). Negli articoli successivi sono state poi dettati i criteri generali cui dovranno uniformarsi le norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

1.3.2 La nuova normativa sismica dall' OPCM 2003 alle NTC 2018

Immediatamente dopo il terremoto del 31 ottobre 2002 che ha colpito i territori al confine fra il Molise e la Puglia, la Protezione civile ha adottato l'ordinanza **del 20 marzo 2003, n. 3274**, che riclassifica l'intero territorio nazionale in 4 zone a diversa pericolosità, eliminando le zone non classificate; tali zone sono individuate da 4 classi di accelerazione massima del suolo con probabilità di accadimento del 10% in 50 anni. Le prime tre zone della nuova classificazione corrispondono alle zone di sismicità alta, media e bassa, mentre per la zona 4, di nuova introduzione, viene data facoltà alle regioni di imporre l'obbligo della progettazione antisismica. In ogni zona è, infatti, prevista l'applicazione della progettazione sismica con livelli differenziati di severità, salvo, come anzidetto, nella zona 4. Il collegamento tra la classificazione e le norme tecniche risulta, pertanto, molto stretto. Tale normativa rappresenta, quindi, un punto di svolta importante: nessuna area del nostro Paese può ritenersi non interessata al problema sismico.

ZONA 1- è la zona più pericolosa. La probabilità che capiti u forte terremoto è alta.
ZONA 2- in questa zona forti terremoti sono possibili.
ZONA 3- in questa zona forti terremoti sono meno probabili rispetto alle zone 1 e 2.
ZONA 4- è la zona meno pericolosa: la probabilità che capiti un terremoto è molto bassa.

Le novità introdotte con l'ordinanza sono state pienamente recepite e ulteriormente affinate, grazie anche agli studi svolti dai centri di competenza (*Ingv, Reluis, Eucentre*). Un aggiornamento dello studio di pericolosità di riferimento nazionale (*Gruppo di Lavoro, 2004, composto dall'Ingv ,sezione di Milano e sezione di Roma 1, in collaborazione con il Politecnico di Milano e con l'Università di Bologna.*), previsto dall'OPCM 3274/03, è stato adottato con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006, che ha fornito alle Regioni uno strumento aggiornato per la classificazione del proprio territorio, introducendo degli intervalli di accelerazione (ag), con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, da attribuire alle 4 zone sismiche:

ZONA SISMICA	ACCELERAZIONE CON PROBABILITA' DI SUPERAMENTO PARI AL 10 % IN 50 ANNI (ag)
1	$ag > 0.25$
2	$0.15 < ag \leq 0.25$
3	$0.05 < ag \leq 0.15$
4	$ag \leq 0.05$

Suddivisione delle zone sismiche in relazione all'accelerazione di picco su terreno rigido (OPCM 3519/06)

L'art. 2, comma 2, dell'ordinanza n. 3274 prevede l'applicazione delle norme tecniche previgenti per le seguenti opere:

1-opere i cui lavori siano già iniziati;

2-opere pubbliche già appaltate o i cui progetti siano stati già approvati alla data della presente ordinanza;

3-opere di completamento degli interventi di ricostruzione in corso.

Dal 1 luglio 2009, con un anno di anticipo rispetto a quanto in previsione anche a causa del terremoto che ha colpito l'Abruzzo nell'Aprile 2009, entra in vigore il decreto del *Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14.01.2008*, anche conosciuto come *NTC2008 (Norme Tecniche delle Costruzioni del 2008)*. Tali norme, tuttora in vigore, composte da dodici capitoli, hanno comportato una sensibile variazione della filosofia delle verifiche ed hanno introdotto il concetto di pericolosità sismica locale: è stata abbandonata la concezione del territorio italiano diviso in zone sismiche ed è stata formulata una completa zonizzazione mediante adozione di un reticolo i cui vertici sono dotati di caratteristiche puntuali di pericolosità sismica. Il *DM 14.01.2008* adotta un approccio prestazionale nella progettazione e nella verifica delle strutture controllando, nei riguardi dell'azione sismica il danneggiamento subito dalla costruzione. Vengono, infatti, utilizzate al meglio le possibilità offerte dalla definizione della pericolosità sismica italiana messa in rete dall'*Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV)*. L'azione sismica è ora valutata in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido a superficie orizzontale, riferendosi non ad una zona sismica territorialmente coincidente con più entità amministrative, ad un'unica forma spettrale e ad un periodo di ritorno prefissato ed uguale per tutte le costruzioni, come avveniva in precedenza, bensì sito per sito e costruzione per costruzione. Tale approccio dovrebbe condurre in media, sull'intero territorio nazionale, ad una significativa ottimizzazione dei costi delle costruzioni antisismiche, a parità di sicurezza. La pericolosità sismica di un sito è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo, in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato. Nelle NTC, tale lasso di tempo, espresso in anni, è denominato "*periodo di riferimento*" V_R e la probabilità è denominata "*probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento*" P_{VR} . Ai fini della determinazione delle azioni sismiche di progetto nei modi previsti dalle NTC, la pericolosità sismica del territorio nazionale è definita convenzionalmente facendo riferimento ad un sito rigido (**di categoria A**) con superficie topografica orizzontale (**di categoria T1**), in condizioni di campo libero, cioè in assenza di manufatti. Negli sviluppi successivi il sito di riferimento sarà dunque caratterizzato da sottosuolo di categoria A e superficie topografica di categoria T1. Le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di riferimento, per una fissata P_{VR} , si ritengono

individuare quando se ne conosca l'accelerazione massima ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione. In particolare, i caratteri del moto sismico su sito di riferimento rigido orizzontale sono descritti dalla distribuzione sul territorio nazionale delle seguenti grandezze, sulla base delle quali sono compiutamente definite le forme spettrali per la generica P_{VR} :

- ag = accelerazione massima al sito;
- Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il valore di ag è desunto direttamente dalla pericolosità di riferimento, attualmente fornita dall'INGV, mentre Fo e TC^* sono calcolati in modo che gli spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento forniti dalle NTC approssimino al meglio i corrispondenti spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento derivanti dalla pericolosità di riferimento. I valori di ag , Fo e TC^* sono riportati nell'**Allegato B** alle NTC; di essi si fornisce la rappresentazione in termini di andamento medio in funzione del periodo di ritorno T_R , per l'intero territorio nazionale. Si riportano inoltre, in corrispondenza di ciascun valore di T_R , i relativi intervalli di confidenza al 95% valutati con riferimento ad una distribuzione log-normale, per fornire una misura della loro variabilità sul territorio ("variabilità spaziale") come riportato in Fig. 6, 7 e 8. Nel caso di costruzioni di notevoli dimensioni, va considerata l'azione sismica più sfavorevole calcolata sull'intero sito ove sorge la costruzione e, ove fosse necessario, la variabilità spaziale del moto.

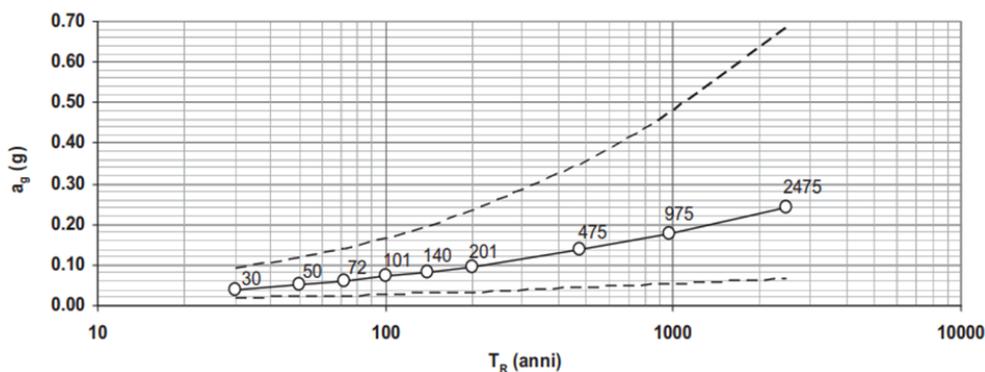


Figura 5. Variabilità di ag con T_R : andamento medio sul territorio nazionale ed intervallo di confronto al 95%

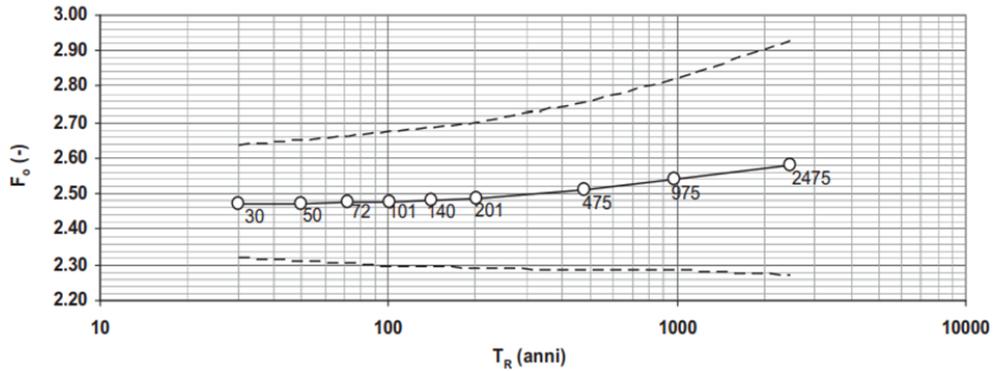


Figura 6. Variabilità di F_o con T_R : andamento medio sul territorio nazionale ed intervallo di confronto al 95%

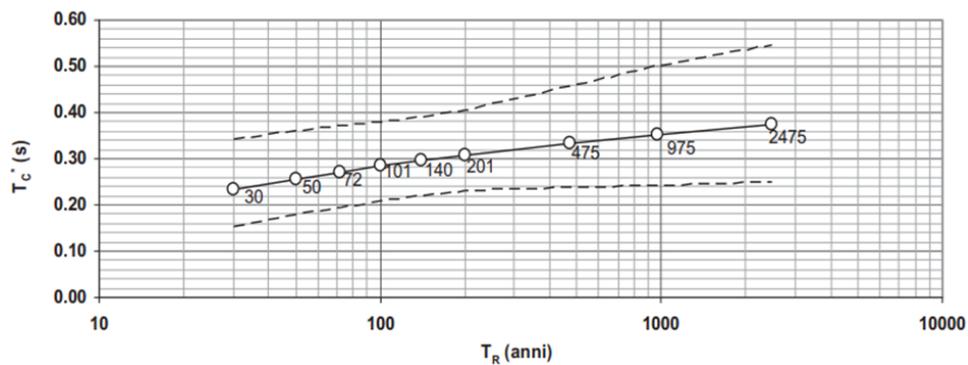


Figura 7. Variabilità di T_C^* con T_R : andamento medio sul territorio nazionale ed intervallo di confidenza al 95%

1.4 Modellazione dell'azione sismica.

Dopo l'illustrazione dei parametri con cui le NTC definiscono la pericolosità sismica si passa, ora, ad esaminare i procedimenti attraverso i quali è possibile valutare l'azione sismica su una generica struttura esistente o da progettare. In un quadro operativo finalizzato a sfruttare al meglio la puntuale definizione della pericolosità di cui si dispone, si è ritenuto utile consentire il riferimento a 4 stati limite per l'azione sismica. Si sono dunque portati a due gli Stati Limite di Esercizio e gli Stati Limite Ultimi dividendoli come:

- **Stato Limite di Esercizio (SLE):**

1.lo Stato Limite di Danno (SLD) - ridefinito come stato limite da rispettare per garantire inagibilità solo temporanee nelle condizioni post-sismiche;

2.lo Stato Limite di immediata Operatività (SLO), particolarmente utile come riferimento progettuale per le opere che debbono restare operative

durante e subito dopo il terremoto (ospedali, caserme, centri della protezione civile, etc.), in tal modo articolando meglio le prestazioni della struttura in termini di esercizio.

- **Stati Limite Ultimi (SLU) :**

1.lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), individuato definendo puntualmente lo stato limite ultimo;

2.lo Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC), particolarmente utile come riferimento progettuale per alcune tipologie strutturali (strutture con isolamento e dissipazione di energia) e, più in generale, nel quadro complessivo della progettazione antisismica.

I quattro stati limite così definiti, consentono di individuare quattro situazioni diverse che, al crescere progressivo dell'azione sismica, ed al conseguente progressivo superamento dei quattro stati limite ordinati per azione sismica crescente (SLO, SLD, SLV, SLC), fanno corrispondere una progressiva crescita del danneggiamento all'insieme di struttura, elementi non strutturali ed impianti, per individuare così univocamente ed in modo quasi "continuo" le caratteristiche prestazionali richieste alla generica costruzione. Ai quattro stati limite sono stati attribuiti (v. Tabella 1.4.1 delle NTC) valori della probabilità di superamento P pari rispettivamente a 81%, 63%, 10% e 5%, valori che restano immutati quale V_R che sia la classe d'uso della costruzione considerata; tali probabilità, valutate nel periodo di riferimento V_R proprio della costruzione considerata, consentono di individuare, per ciascuno stato limite, l'azione sismica di progetto corrispondente. Viene preliminarmente valutato il periodo di riferimento V_R della costruzione (espresso in anni), ottenuto come prodotto tra la vita nominale V_N fissata all'atto della progettazione ed il coefficiente d'uso C_U che compete alla classe d'uso nella quale la costruzione ricade (v. § 2.4 delle NTC). Si ricava poi, per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel *periodo di riferimento V_R , il periodo di ritorno T_R del sisma. Si utilizza a tal fine la relazione:*

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

ottenendo, per i vari stati limite, le espressioni di T_R in funzione di V_R riportate nella tabella 1.4.1:

Tabella 1.4.1 - Valori di T_R espressi in funzione di V_R .

STATO LIMITE		VALORI IN ANNI DEL PERIODO DI RITORNO T_R AL VARIARE DEL PERIODO DI RIFERIMENTO V_R
Stato Limite di Esercizio (SLE)	SLO	$30 \text{ anni} \leq T_R = 0,60 * V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stato Limite Ultimo (SLU)	SLV	$T_R = 9,50 * V_R$
	SLC	$T_R = 19,50 * V_R \leq 2475 \text{ anni}$

Al riguardo le NTC recitano “*Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{VR} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.*”

E' evidente che riduzione delle probabilità di superamento attribuite ai vari stati limite non può essere arbitraria ma deve allinearsi a precisi concetti di teoria della sicurezza; in particolare, i livelli di protezione che si debbono eventualmente accrescere sono solo quelli nei confronti degli Stati Limite di Esercizio, mentre i livelli di protezione nei confronti degli Stati Limite Ultimi (più direttamente legati alla sicurezza) possono restare sostanzialmente immutati perché già ritenuti sufficienti dalla normativa. Per rispettare tali limitazioni è possibile calcolare la riduzione di P_{VR} al variare della classe d'uso e del coefficiente C_U . In tal caso si ha:

$$TR = -V_N / \ln(1 - P_{VR} / C_U)$$

Dove:

indicando con $T_{R,a}$ il periodo di ritorno ottenuto con la strategia progettuale di norma e con $T_{R,b}$ il periodo di ritorno ottenuto con la strategia progettuale appena illustrata, il rapporto **R** tra i due periodi di ritorno sarà dato :

$$R = \frac{T_{Rb}}{T_{Ra}}$$

Al variare di C_U e P_{VR} avremo gli andamenti di R , come mostra la fig.

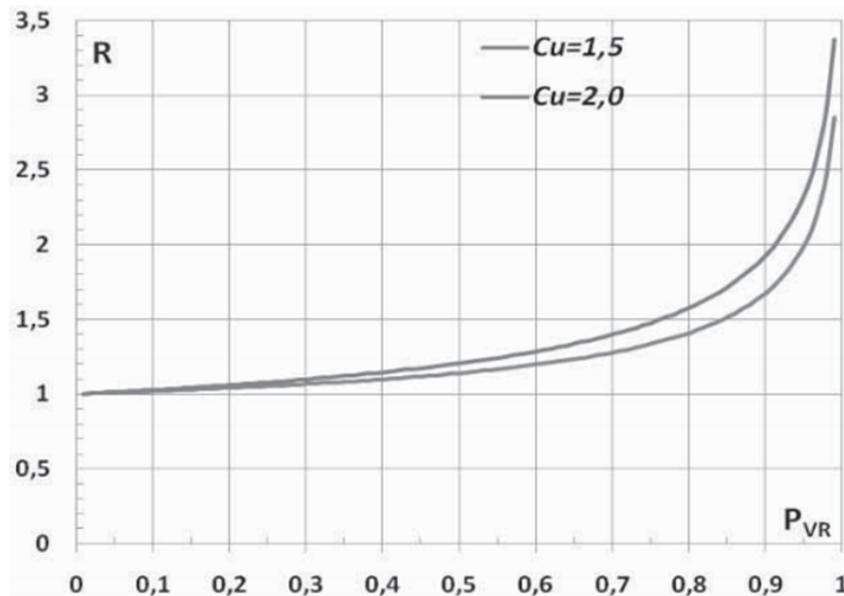


Figura 8 : Variazione di R con C_U e P_{VR}

Per trovare come modificare, al variare di C_U , i valori di P_{VR} nel periodo di riferimento V_R per ottenere gli stessi valori di T_R suggeriti dalla strategia ipotizzata, basta imporre $R=1$ ed indicare con P_{VR}^* il nuovo valore, ottenendo così :

$$R = 1 \rightarrow P_{VR}^* = 1 - (1 - P_{VR}/C_U)^{C_U}$$

È così possibile ricavare, al variare di C_U , i valori di P_{VR}^* a partire dai valori di P_{VR} ; tali valori sono

riportati, insieme ai valori di T_R corrispondenti, nella tabella 1.4.2. Adottando la strategia ipotizzata, al crescere di C_U i valori dei P_{VR}^* corrispondenti agli Stati Limite di Esercizio (SLE) si riducono sensibilmente ed i corrispondenti T_R crescono, mentre i valori dei P_{VR}^* corrispondenti agli Stati Limite Ultimi (SLU) ed i corrispondenti T_R , sostanzialmente non variano (v.Tab. 1.4.)

Tabella 1.4.3 - Valori di P_{VR}^* e T_R al variare di C_U .

STATO LIMITE		VALORI DI P_{VR}^*			VALORI DI T_R CORRISPODENTI		
		$C_U=1,0$	$C_U=1,5$	$C_U=2,0$	$C_U=1,0$	$C_U=1,5$	$C_U=2,0$
Stato Limite di Esercizio (SLE)	SLO	81,00 %	68,80 %	64,60 %	$0,60*V_R$	$0,86*V_R$	$0,96*V_R$
	SLD	63,00 %	55,83 %	53,08 %	V_R	$1,22*V_R$	$1,32*V_R$
Stato Limite Ultimo (SLU)	SLV	10,00 %	9,83 %	9,75 %	$9,50*V_R$	$9,66*V_R$	$9,75*V_R$
	SLC	5,00 %	4,96 %	4,94 %	$19,50*V_R$	$19,66*V_R$	$19,75*V_R$

Per le costruzioni ordinarie è sufficiente verificare:

- lo **SLD** cui si associa $P_{VR} = 63\%$ e per il quale, a seguito del sisma, la costruzione nel suo complesso (elementi strutturali e non) e le apparecchiature subiscono danni tali da non mettere a rischio gli utenti e non compromettere significativamente riduzioni di resistenza nei confronti di azioni orizzontali e verticali;
 - lo **SLV** cui si associa $P_{VR} = 10\%$ e per il quale, a seguito del sisma, la struttura subisce rotture e crolli degli elementi non strutturali, conserva una buona resistenza per le azioni verticali e conserva parte della resistenza (come margine di sicurezza) nei confronti del collasso per azioni sismiche.
- Per definire l'azione sismica è necessario caratterizzare il suolo in termini di:
- 1) caratteristiche stratigrafiche dei depositi di terreno superficiali, per valutare la possibile amplificazione del moto sismico nella propagazione dal *bedrock* alla superficie;
 - 2) condizioni topografiche, le quali sono responsabili delle amplificazioni del moto al suolo dovute a onde sismiche a fenomeni di riflessione delle onde sismiche.

1.5 Lo Spettro di Risposta Elastico in accelerazione delle componenti verticali.

Secondo le NTC l'azione sismica è caratterizzata da due componenti orizzontali e una verticale indipendenti tra loro. La "domanda" del sisma

sulla struttura può essere descritta, in campo elastico, attraverso lo spettro di risposta elastico in termini di accelerazione la cui “forma” è riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5% e va definita mediante la massima accelerazione orizzontale al suolo, a_g , su un sito di riferimento rigido orizzontale e i parametri F_0 e T_C^* . Lo spettro di risposta elastica in termini di accelerazione orizzontale è così definito:

$$\text{per } 0 \leq T \leq T_B \quad \rightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \mu \cdot F_0 \cdot$$

$$\left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\mu} \cdot F_0 \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$\text{per } 0 < T < T_B \quad \rightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \mu \cdot F_0$$

$$\text{per } 0 < T < T_B \quad \rightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \mu \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T}{T_C} \right)$$

$$\text{per } 0 < T < T_B \quad \rightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \mu \cdot F_0 \cdot$$

$$\left((T_C \cdot T_D) / (T^2) \right)$$

dove:

- S_e , l'accelerazione spettrale ricercata;
- T , il periodo proprio di oscillazione della struttura che, nel caso specifico di una costruzione in muratura, può essere ricavato in forma approssimata come segue:

$$T = 0,05 \cdot H^{3/4}$$

- μ , lo smorzamento viscoso, che per edifici in muratura si assume pari a 0,82;
- S , il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche:

$$S = S_S \cdot S_T$$

con S_S , coefficiente di amplificazione stratigrafico (desumibile dalla tabella 3.2.V del DM 14.01.2008) in funzione della categoria di sottosuolo ed S_T , coefficiente di amplificazione topografica (desumibile dalla tabella 3.2.VI del sopracitato Decreto).

- F_0 , il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima. Esso è ottenibile, unitamente alla massima accelerazione orizzontale, a_g , e al periodo in corrispondenza del quale ha inizio il ramo a velocità costante, T_C^* , dalla tabella contenuta nell'Allegato “B” alla norma in funzione delle

coordinate geografiche del sito, avendo prima definito il periodo di riferimento della struttura V_R e il periodo di ritorno del sisma T_R . Il periodo di riferimento della struttura è dato dal prodotto della vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U .

- T_C il periodo corrispondente alla fine del ramo ad accelerazione costante, assunto pari al prodotto tra T_C^* ed il coefficiente C_C desumibile dalla tabella 3.2.V di normativa in funzione della categoria di sottosuolo.
- T_B il periodo corrispondente all'inizio del ramo ad accelerazione costante dello spettro, definito dalla norma pari a $T_C/3$.
- T_D il periodo corrispondente all'inizio del ramo a spostamento costante dello spettro. Esso è definito mediante la seguente relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot (a_g/g) + 1,6$$

Risulta possibile a questo punto ricavare lo spettro di risposta elastico lineare $S_e(T)$ per una struttura con comportamento elastico.

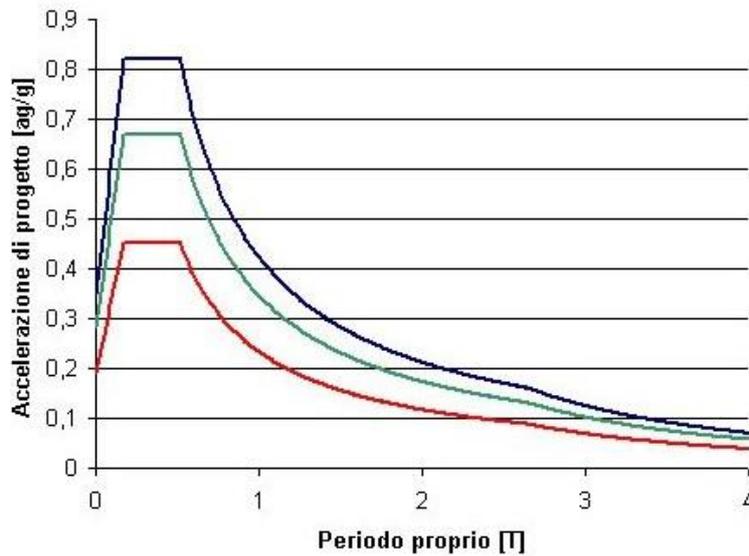


Figura 9 : spettri di risposta elastico lineare.

1.6 Valutazione della sicurezza.

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un processo fondamentale, al termine del quale, si è in grado di capire se il fabbricato

può resistere alle azioni sismiche con un livello di sicurezza minimo richiesto dalla norma. Tale requisito consente di capire se è consentito l'uso del fabbricato senza interventi, se la destinazione d'uso debba essere modificata e se si ritiene necessario un aumento di sicurezza mediante interventi. *Il D.M. 14/01/08 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC)* al punto 8.3 "*Valutazione della Sicurezza*" definisce i criteri per una valutazione della sicurezza di un immobile esistente. Le costruzioni esistenti devono essere sottoposte a valutazione della sicurezza quando ricorra una delle seguenti situazioni:

1. 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, azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni), situazioni di funzionamento ed uso anomalo, deformazioni significative imposte da cedimenti del terreno di fondazione;
2. provati gravi errori di progetto o di costruzione;
3. 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;
4. 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.

Inoltre, la valutazione della sicurezza deve permettere di stabilire tre possibili situazioni:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- sia necessario procedere ad aumentare o ripristinare la capacità portante.

Le NTC individuano due grandi categorie di situazioni nelle quali è obbligatorio effettuare la verifica di sicurezza, essendo entrambe le categorie comunque riconducibili ad un significativo peggioramento delle condizioni di sicurezza iniziali o di progetto secondo la normativa dell'epoca della costruzione:

- variazioni, improvvise o lente, indipendenti dalla volontà dell'uomo (ad esempio: danni dovuti ai terremoti a urti, etc., danni dovuti a cedimenti fondali, degrado delle malte nella muratura, corrosione delle armature nel c.a., etc., errori progettuali o esecutivi, ecc.);

- variazioni dovute all'intervento dell'uomo, che incide direttamente e volontariamente sulla struttura (v. §8.4 delle NTC) oppure sulle azioni (ad esempio: aumento dei carichi verticali dovuto a cambiamento di destinazione d'uso), o che incide indirettamente sul comportamento della struttura (ad esempio gli interventi non dichiaratamente strutturali, discussi nel §8.2 delle NTC).

Di fatto, operare su una struttura esistente comporta la possibilità di determinare le effettive caratteristiche meccaniche dei materiali e delle diverse parti strutturali che, soprattutto per le costruzioni in materiale lapideo, possono essere estremamente variabili da un punto all'altro della struttura. Le NTC, per i motivi elencati in precedenza, introducono un'altra categoria di coefficienti, detti “*fattori di confidenza*” (vedi appendice C8A della Circolare), strettamente legati al livello di conoscenza conseguito con indagini condotte. I livelli di conoscenza (LC) servono a definire in primis il fattore di confidenza, cioè un parametro con il quale si decurtano le resistenze medie ottenute dalle indagini o eventualmente si aumentano le sollecitazioni. Il fattore di confidenza (FC) serve in poche parole a raggiungere lo stesso livello di sicurezza a partire da diversi livelli di conoscenza. Oltre ad influenzare la scelta del fattore di confidenza però, il livello di conoscenza influenza anche la scelta del modello di analisi. La normativa in merito riconosce tre livelli di conoscenza e a ciascuno di essi associa un appropriato fattore di confidenza e modello di analisi (Fig. 1.6.1):

- 1) **LC1** - Conoscenza limitata: rilievo geometrico completo; limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi; parametri meccanici desunti dalla letteratura; in assenza di dati geologici e d'informazioni storiche sulle strutture fondali, limitate indagini sul terreno e sulle fondazioni;
- 2) **LC2** - Conoscenza adeguata: rilievo geometrico completo di restituzione grafica e quadri fessurativi e deformativi; esteso ed esaustivo rilievo materico e dei dettagli costruttivi; estese indagini sui parametri meccanici dei materiali; estese indagini sul terreno e sulle fondazioni;
- 3) **LC3** - Conoscenza accurata: rilievo geometrico completo di restituzione grafica e quadri fessurativi e deformativi; esaustivo rilievo materico e dei dettagli costruttivi; estese ed esaustive indagini sui parametri meccanici dei materiali; sul terreno e sulle fondazioni.

Tabella 1.6.1 - Fattori di confidenza al variare di LC.

Livelli di conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodo di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione	Limite verifiche in situ	Limitate indagini in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2	oppure rilievo ex-novo Completo	Estese ed esaustive verifiche in situ	Estese indagini in situ	Tutti	1,20
LC3		Estese ed esaustive verifiche in situ	Esaustive indagini in situ	Tutti	1,00

2. Edifici in muratura ed aggregati edilizi.

2.1 Cenni storici sugli edifici in muratura.

La muratura si è sviluppata in maniera sistematica con l'avvento delle grandi civiltà urbane e segna il passaggio da tecniche edilizie legate al legno, alla paglia, per passare ad un periodo più maturo di edifici più duraturi e solidi. Inizialmente il muro portante era realizzato a secco, semplicemente sistemando pietre sbazzate una sull'altra, cercando di incastrarle al meglio possibile, per raggiungere una buona stabilità e portanza. Con lo sviluppo delle tecniche di lavorazione delle pietre si sono prodotti muri a secco di ottima qualità con grandi blocchi irregolari che venivano accostati compensando le lacune con pietra più piccole, malte argillose o pietrame, senza vuoti o cavità sulla superficie. Il muro in pietra squadrata è molto resistente e molto stabile, ma è senza dubbio più complesso da realizzare, stante la necessità di cavare e lavorare le pietre, oltre che di posizionarle. La compattezza del muro di un edificio aveva come scopo sia quello di creare un ambiente interno isolato da quello esterno, sia quello di distribuire in maniera il più possibile regolare le forze di compressione agenti sul muro stesso. La civiltà romana (753 a.C., 456 d.C.) ha fortemente influenzato, con le sue opere, l'arte del costruire. Le murature in pietra naturale venivano realizzate utilizzando elementi lapidei per l'intero spessore, oppure creando due paramenti all'interno dei quali veniva effettuato un getto di conglomerato. Venivano adoperati essenzialmente il tufo e il travertino. Le pietre venivano spesso poste in opera conservando la giacitura che tali elementi presentavano nelle cave. L'abbondanza di argilla nei pressi di Roma fece sì che anche i mattoni fossero piuttosto diffusi, spesso con funzione essenzialmente decorativa. Inizialmente il mattone era un semplice stampo di terra e paglia, lasciato essiccare al sole, solo in seguito si scoprì la cottura dell'argilla. La cottura dell'argilla ad alte temperature comporta che questa si indurisca notevolmente e acquisti solidità, una tecnica costruttiva arrivata fino ai nostri tempi. Con la scoperta della calce, la muratura subì

l'ultima grande svolta tecnica della sua evoluzione e nacque il muro allettato con calce. Tale tecnica consiste nel posizionare i mattoni l'uno sull'altro avendo cura di gettare uno strato di calce sulla fila di mattoni inferiore e tra un mattone e l'altro nella stessa fila. La calce, indurendosi, si lega ai mattoni cotti (che hanno una superficie scabra che favorisce la presa) e crea con essi un unico elemento strutturale molto più resistente del mattone crudo. Dal punto di vista della resistenza, della durata e della quantità complessiva, il muro di pietre squadrate di grandi dimensioni rimase però la migliore soluzione possibile, e venne utilizzato in tutto il periodo classico e nel periodo gotico per la realizzazione degli edifici di maggiore pregio. Il costo della pietra squadrata di grandi dimensioni, cresciuto notevolmente nei secoli rispetto al muro di mattoni, contribuì all'abbandono della pietra a favore del mattone allettato già nel Rinascimento. Rimase in auge la tecnica del muro di pietre squadrate di piccole dimensioni, più vicina alla tecnica del muro di mattoni. La scoperta della ghisa e dell'acciaio prima, e del cemento armato poi, portarono all'abbandono del muro in pietra a favore del solo muro in laterizio allettato con malta di calce o malta di cemento. Attualmente i muri portanti sono realizzati in mattoni di laterizio pieno o forato, o con mattoni di molti altri materiali, tra cui il cemento (o più propriamente calcestruzzo) ed i suoi derivati.

2.2 Tipologie costruttive.

Classifichiamo le tipologie costruttive in base alla forma ed alla lavorazione dei materiali di base, individuando tre classi di murature, ovvero murature in pietra arrotondata (materiali naturali non lavorati), pietra sbazzata (materiali naturali lavorati), e quelle realizzate con pietre artificiali.

2.2.1 Muratura di pietra squadrata e pietra sbazzata.

Il muro eseguito interamente in pietra squadrata è oggi praticamente in disuso, tenendo conto dei grandi spessori, richiede un'enorme quantità di pietra di buona qualità e molta lavorazione; per risparmiare tempo e denaro l'impiego dei conci squadrate è solitamente limitato alla parte esterna visibile (paramento o rivestimento), mentre la parte interna (che può essere a vista o intonacata) è realizzata spesso con materiali meno pregiati. Si hanno, in questo modo, murature miste con paramento di pietra da taglio dal lato esterno e la parte interna (ossatura) di pietrame grossolanamente squadrate o di mattoni pieni, oppure di calcestruzzo (Fig.10 e Figura 1.2). Paramento ed ossatura costituiscono un'unica struttura resistente. Lo spessore dei muri non può essere inferiore ai 50 cm. L'eccellente qualità dei materiali impiegati per la realizzazione dei paramenti esterni delle murature a sacco e l'accuratezza nella loro posa in opera, e per contro, l'impiego di materiali disposti alla rinfusa e con malte di scarsa qualità per la realizzazione del nucleo, determina una struttura non omogenea.

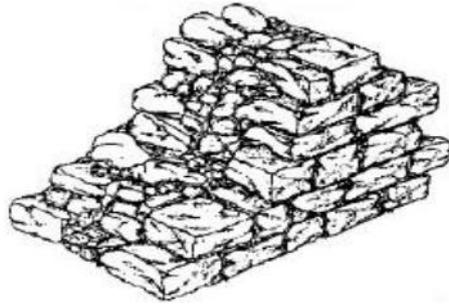


Figura 10 : sezione muraria con nucleo incoerente priva di elementi di collegamento (diatoni) tra i due paramenti

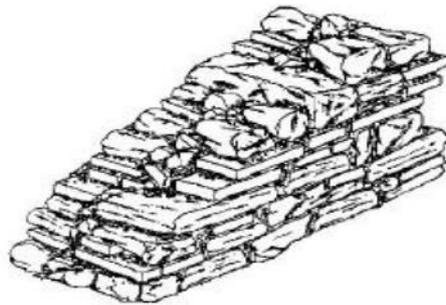


Figura 11 : sezione muraria con ricorsi in pietra squadrata o mattoni pieni che non attraversano tutto lo spessore murario

I pezzi posti di traverso denominati generalmente diatoni, garantiscono il collegamento murario. Va specificato che di solito il pezzo “diatono” dovrebbe attraversare l’intero spessore murario, ma in ogni modo vi sono casi in cui l’ammorsamento è garantito da elementi lapidei che non necessariamente hanno una profondità pari allo spessore murario. In definitiva, quindi, la valutazione di tale tipo di muratura non può prescindere da un’attenta analisi sulle caratteristiche ed il grado di ammortamento dell’intera sezione muraria. Nelle figure 12, 13 e 14 sono riportati alcuni esempi.

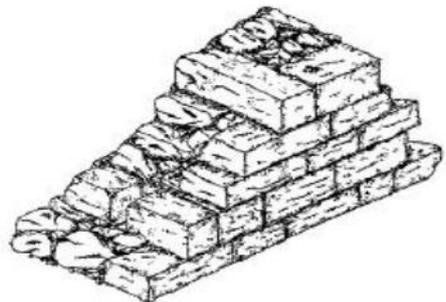


Figura 12: sezione muraria con nucleo non degradato con scarso numero di collegamenti (diatoni) tra due paramenti.

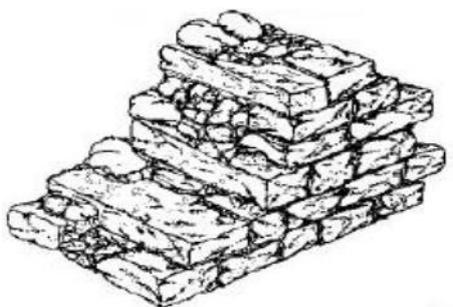


Figura 13: sezione muraria con ricorsi in pietra squadrata o mattoni pieni che attraversano tutto lo spessore murario.

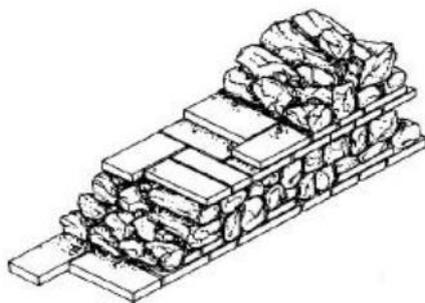


Figura 14: sezione muraria con abbondante presenza di elementi di collegamento (diatoni) tra i due paramenti.

2.2.2 muratura in pietra arrotondata.

Le pietre utilizzate per questo tipo di muratura sono i ciottoli, dalla forma sferica e comunque non regolare, con spigoli arrotondati e non presentano quasi mai facce piane. Descriviamo in seguito come si realizza questo tipo di muratura. I muri in ciottoli presentano dei grossi conci lapidei alle estremità ed interstizi riempiti con scaglie o ciottoli di piccole dimensioni, alla distanza di circa 1,5 m vengono introdotte filari orizzontali di laterizi disposti a croce (Figura 15), e quando non è possibile disporre di pietre d'angolo di grosse dimensioni, al fine di aumentare la stabilità del muro si fa uso di pilastri d'angolo realizzati in laterizi (Figura 16), efficacemente ammortati alla muratura stessa. La realizzazione ottimale di un muro in ciottoli non può prescindere dalla buona qualità dei ciottoli nonché dalla corretta esecuzione di assemblaggio. I ciottoli vengono frequentemente reperiti da fiumi locati nelle immediate vicinanze delle costruzioni.

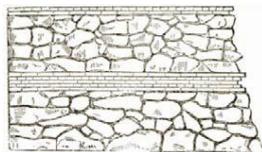


Figura 15: Filari di laterizi disposti orizzontalmente.

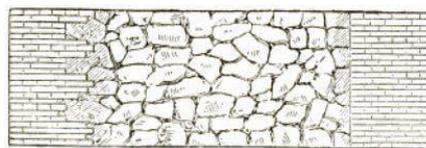


Figura 16: Filari laterizi verticali disposti negli angoli.

2.2.3 Muratura in laterizio.

Gli elementi in laterizio per strutture murarie possono essere mattoni pieni e semipieni (rispettivamente, con percentuale di foratura inferiore al 15% ed al 45%), blocchi semipieni (con percentuale di foratura compresa tra il 15 ed il 45%) e forati (con percentuale superiore al 45%). Data la regolarità geometrica dei mattoni, tali tipi di murature sono da considerarsi le più solide. Dobbiamo dire che i singoli mattoni di un muro, per dare luogo ad un regolare collegamento, devono disporsi, rispetto a sé stessi od al muro, in diverse posizioni (Figura 1.8), secondo le quali prendono diversi nomi:

- *Mattoni in spessore*, quando la lunghezza del mattone è disposta parallelamente alla lunghezza del muro; il filare è detto corso in spessore (disposizione tipo a);
- *Mattoni in chiave*, quando la larghezza del mattone è disposta parallelamente alla lunghezza del muro; il filare è detto corso in chiave (disposizione tipo b);
- *Mattoni di costa*, quando lo spessore del mattone è disposta parallelamente alla lunghezza del muro; il filare è detto corso di piedi o di costa (disposizione tipo c).

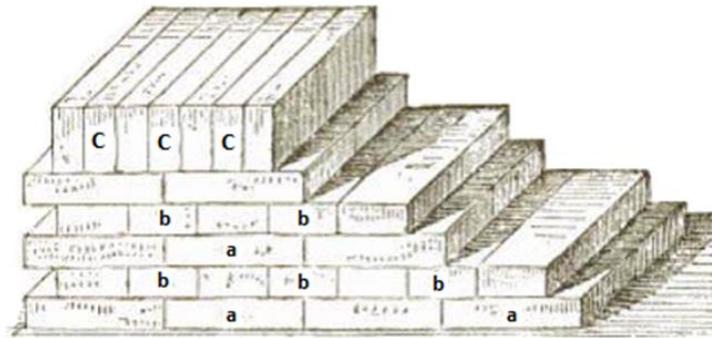


Figura 17: Diverse tipologie di disposizione dei mattoni nelle murature in laterizio.

La disposizione dei mattoni segue alcune regole fondamentali di cui elenchiamo le principali:

- I corsi di mattoni in chiave e in spessore devono alternarsi nell'elevazione del muro;
- Quando il muro fa ad angolo, se ad un lato di esso un corso è in spessore, all'altro lato lo stesso corso deve essere in chiave;
- Se lo spessore di un muro è un multiplo esatto della lunghezza del mattone, allora il corso, che su una faccia del muro si mostra in spessore, è pure in spessore sulla faccia opposta;
- Le commessure verticali di due corsi sovrapposti l'uno all'altro, non devono mai cadere nello stesso piano verticale.

2.3 Comportamento meccanico delle murature.

La muratura costituisce il primo materiale composito impiegato nelle costruzioni. Gli aspetti che caratterizzano maggiormente il suo

comportamento meccanico possono essere così riassumibili (Tassios T. et al.,1998):

- 1) **Disomogeneità:** dipende dal fatto che la muratura è un materiale composto i cui elementi costituenti hanno caratteristiche molto differenti tra di loro. Quindi risulta essere molto difficoltoso ricavare le proprietà della muratura a livello macroscopico partendo dalla conoscenza delle proprietà dei singoli materiali.
- 2) **Anisotropia:** riguarda invece la differenza di comportamento del materiale nelle varie direzioni considerate, questo fenomeno è legato alla disposizione dei vari elementi e dalla loro proporzione. La muratura presenta elementi disposti in corsi orizzontali collegati tra loro con giunti continui di malta, mentre in direzione verticale i giunti tra le teste dei laterizi risultano essere discontinui, per cui risulta evidente che il comportamento nelle due direzioni sia profondamente differente.
- 3) **Asimmetria di comportamento:** si intende la notevole differenza di comportamento, sia dei laterizi che della malta, nei confronti di sollecitazioni di compressione o di trazione; la resistenza a trazione risulta per entrambi decisamente inferiore a quella a compressione. Un ruolo importante in questo senso viene giocato dall'interfaccia malta-laterizio, la quale possiede una resistenza a trazione addirittura minore e più aleatoria di quella dei singoli elementi. Sulla base di queste osservazioni la muratura viene frequentemente modellata come materiale non reagente a trazione e dal punto di vista applicativo risulta interessante solo il comportamento del materiale sottoposto a compressione monoassiale.
- 4) **Non linearità del legame sforzo – deformazioni:** La non linearità nel comportamento della muratura deriva dalle caratteristiche fin qui elencate; per qualsiasi stato e livello di sollecitazione, anisotropia e disomogeneità assieme alla bassissima resistenza a trazione del materiale, determinano una fessurazione diffusa con conseguente allontanamento dalla linearità di comportamento ben prima di arrivare al massimo sforzo sopportabile. Tenere in conto di questi comportamenti in ambito progettuale risulterebbe estremamente complesso, è necessario quindi definire un modello continuo equivalente mediante il quale idealizzare il comportamento della muratura in maniera semplificata. Nella Figura 18 si evince come il mattone presenta un'elevata resistenza a compressione, un comportamento pressoché lineare, modulo elastico maggiore e rottura quasi fragile, la malta invece ha un comportamento non lineare, modulo di elasticità minore e una marcata duttilità. Il materiale murature, dato dall'assemblaggio dei due componenti descritti, non può che avere un legame costitutivo intermedio caratterizzato da un andamento non lineare a da resistenza a compressione intermedia a quella dei due componenti.

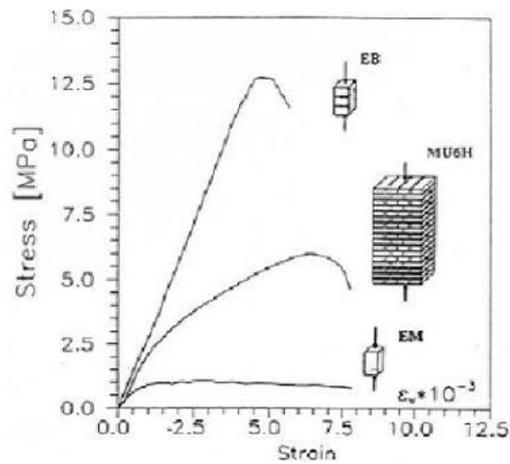


Figura 18: Legame costitutivo della muratura
(tesionline.it)

Per quanto riguarda il comportamento meccanico, le costruzioni in muratura basano la loro stabilità sulla resistenza a compressione dei materiali utilizzati. Effettuiamo una prova in laboratorio, prendendo in esame un provino di muratura avente forma prismatica e sottoposto ad una prova di compressione. Applicando al nostro provino una tensione media $\sigma = P/A$, ed una deformazione media $\epsilon = \Delta h/h_0$, otteniamo una curva il cui andamento è riportato nella Figura 19 dove emerge che il comportamento in compressione della muratura è intermedio a quello dei suoi componenti (malte e mattoni). Il meccanismo di resistenza a compressione è abbastanza incerto e dipende sostanzialmente dalla qualità del mattone e della malta, in particolar modo da:

- Resistenza, deformazione e geometria degli elementi;
- Resistenza e deformazione della malta;
- Spessore dei giunti;
- Capacità di assorbimento dell'acqua da parte dei mattoni e capacità di ritenzione dell'acqua da parte della malta;
- Geometria secondo cui vengono disposti gli elementi.

Raggiunto il valore di crisi la muratura presenta uno sviluppo progressivo di fessurazioni verticali (parallele cioè all'asse di carico) negli elementi, conseguenti allo sviluppo di trazioni ortogonali a quelle di compressione.

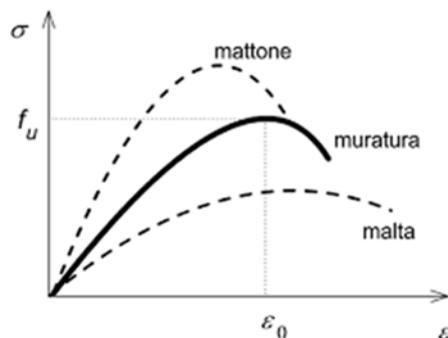


Figura 19: Comportamento in compressione della muratura (www.slideplayer.it).

Il comportamento a trazione della muratura è solitamente caratterizzato dalla rottura del giunto, che può avvenire o per decoesione all'interfaccia elemento-malta oppure, qualora l'adesione della malta all'elemento sia molto buona, per frattura all'interno del giunto di malta, normalmente alla direzione di trazione. In generale la resistenza a trazione del giunto f_{jt} può quindi variare da un massimo, prossimo alla resistenza a trazione della malta f_{mt} , a un minimo che può arrivare a qualche percento di f_{mt} nel caso di decoesione all'interfaccia. Più raramente, quando la qualità del legante è molto elevata oppure la resistenza degli elementi è molto scarsa, può aversi la frattura nell'elemento. La resistenza a trazione è caratterizzata da una estrema aleatorietà e per questo motivo viene spesso trascurata nelle applicazioni. Gran parte dei valori sperimentali disponibili sono stati ottenuti mediante prove di trazione per flessione, a causa della grande difficoltà nella realizzazione di prove di trazione diretta affidabili. Un ruolo fondamentale è giocato dall'assorbimento dell'acqua di impasto da parte degli elementi: un elevato assorbimento tende a privare la malta dell'acqua necessaria per l'idratazione del legante cementizio, consentendo quindi solo una parziale idratazione e conferendo così al materiale una resistenza minore in prossimità dell'interfaccia.

2.4 Che cos'è un aggregato edilizio.

Dalla N.T.C. 2008 e relative circolari esplicative (Circolare 2 febbraio 2009 n. 617), si precisa che: L'aggregato strutturale, è costituito da un insieme di elementi strutturali non omogenei e che possono interagire sotto un'azione sismica (o dinamica in genere). Un aggregato strutturale può essere costituito da uno o più edifici accorpati e, per accorpamento, si deve intendere un contatto, o un collegamento, più o meno efficace tra edifici con caratteristiche costruttive generalmente diverse. La presenza di un giunto di separazione, quale ad esempio, due o altre disconnessioni tra i diversi edifici,

ove ritenuto efficace ai fini sismici, dà luogo all'individuazione di due aggregati strutturali ben distinti. Si sottolinea che l'esistenza di un giunto non è sempre di facile individuazione, come nel caso di ampliamenti dove spesso è occultato da materiale di rivestimento. Quando non vi è certezza a priori sulla presenza e sulla localizzazione di giunti, è opportuno, quindi, considerare provvisoriamente l'intero isolato come un unico aggregato, che viene denominato aggregato strutturale provvisorio. Al fine di individuare univocamente un aggregato edilizio è pertanto necessario indicare quali siano gli spazi (strade, piazze, rue, corti interne, giunti di separazione) che lo rendono strutturalmente indipendente dagli edifici nelle immediate vicinanze. All'interno degli aggregati strutturali si individuano gli edifici, definiti come unità strutturali omogenee da cielo a terra e, in genere, distinguibili dagli altri adiacenti per almeno una delle seguenti caratteristiche che individua un comportamento dinamico distinto:

- tipologia costruttiva
- differenza di altezza
- irregolarità planimetrica con parti non collegate efficacemente
- età di costruzione
- sfalsamento dei piani
- ristrutturazioni da cielo a terra.

Negli aggregati urbani dei centri storici sono presenti situazioni complesse e "l'operazione di individuazione delle unità strutturali non è sempre univoca nel caso dei sistemi in muratura dei tessuti storici". Le configurazioni più frequenti sono le seguenti (Fig.20):

1. *unità strutturale con pareti affiancate indipendenti e non ammorsate con quelle degli altri edifici adiacenti.* Nell'evoluzione dell'aggregato di solito l'unità strutturale così configurata può essere considerata tra quelle originarie (O), è compita strutturalmente dalla fondazioni alla copertura e contiene "al suo interno il flusso delle tensioni dovute ai carichi verticali". In questo caso l'interazione strutturale avviene prevalentemente per azioni nel piano mentre, nella maggior parte dei casi, è di solito indipendente il comportamento per azioni fuori del piano.
2. *unità strutturale addossata alla US originaria con struttura verticale indipendente e pareti ammorsate a US adiacenti.* In questo caso inoltre è possibile che gli orizzontamenti gravino su una parete in comune con le US adiacenti. Il comportamento per azioni verticali e fuori del piano non è indipendente e quindi non è possibile, per questo tipo di azioni, una analisi

strutturale indipendente. Per azioni nel piano l'interazione è sempre possibile.

3. *unità strutturale generata dall'intasamento (I) di corti con pareti non ammortate e in alcuni casi con orizzontamenti poggiati sulle pareti delle unità strutturali adiacenti.* In questo caso la vulnerabilità dell'edificio è elevata sia per azioni nel piano e sia fuori del piano e si sconsiglia di effettuare la suddivisione di un aggregato in corrispondenza di tali zone. Di fatto esiste l'edificio-unità strutturale ma si dovrebbero realizzare pareti in corrispondenza dei due corpi di fabbrica in modo da renderli indipendenti ovvero, se possibile, collegarli tra di loro.

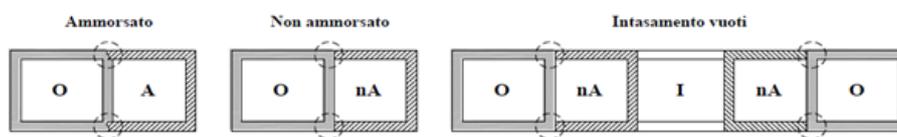


Figura 20: Schema evolutivo dell'aggregato.

Evoluzione: O= originario; A= ammortato; I= indipendente; nA= non ammortato.

Per la distinzione in edifici non si deve in ogni modo tener conto della distribuzione delle unità immobiliari, ovvero della ripartizione catastale, ma solo ed esclusivamente dei criteri sopradescritti; quindi un'unità immobiliare può essere anche suddivisa in più edifici. Per gli aggregati “particolarmente complessi è prevista la individuazione delle UMI (Unità Minime di Intervento)” coincidenti con le Porzioni di Aggregato, la definizione di “porzione” è introdotta dall’OPCM 3832/2009 e costituisce la cosiddetta UMI. La porzione di aggregato pertanto può essere costituita da una o più unità strutturali che sarà oggetto di intervento unitario, nel rispetto di una corretta modellazione degli aspetti di interazione strutturale tra la parte stralciata e quella posta in adiacenza esterna alla UMI. La scelta ottimale delle UMI-Porzioni di Intervento sarà tale da minimizzare le reciproche interazioni sotto l’aspetto dell’azione sismica”. La divisione dell’aggregato in porzioni consente inoltre di dividere un aggregato di dimensioni elevate in parti più o meno omogenee per caratteristiche strutturali ed architettoniche. Pertanto l’individuazione delle UMI deve necessariamente prevedere la corretta individuazione della US che possono comporre la UMI-Porzione. E’opportuno che la divisione per porzioni di aggregato sia prevista in corrispondenza di edifici indipendenti e la linea di divisione ottimale tra le porzioni va individuata in corrispondenza di edifici che non hanno pareti

ammorsate tra di loro e/o orizzontamenti tessuti tra le stesse unità strutturali. In questo modo è garantito il flusso verticale delle tensioni verticali dalla copertura alle fondazioni e un comportamento, di solito, indipendente per azioni nel piano.

Si riportano alcuni criteri utili per la individuazione delle porzioni di intervento:

- *omogeneità sostanziale di tipologia strutturale e dei materiali*: le strutture verticali e gli orizzontamenti devono essere realizzati da elementi costitutivi con caratteristiche simili e l'organizzazione del sistema strutturale deve essere concepita in modo unitario. Ad esempio una prima individuazione può avvenire sulla base della tipologia costruttiva (muratura, cemento armato, mista, ecc.) ed una successiva individuazione deve tenere conto del comportamento strutturale unitario;
- *epoca di costruzione*: analisi delle fasi di accrescimento al fine di individuare soluzioni di continuità che identificano porzioni di aggregato che possono essere caratterizzate da un comportamento differenziato;
- *epoca di eventuale intervento strutturale pregresso*: necessario per individuare modifiche all'organismo strutturale originario (rifacimento degli orizzontamenti, realizzazione di aperture, ecc.);
- *continuità delle strutture portanti*: valutazione dell'ammortamento tra le pareti verticali, dell'organizzazione del sistema resistente ed individuazione di possibili giunti;
- *sostanziale omogeneità delle quote degli orizzontamenti*;
- *compattezza delle sagome in pianta*: dipende dalla regolarità e dalla dimensione; l'accostamento degli edifici può determinare aggregati molto sviluppati in una direzione e nella individuazione si dovrà cercare di ricondurre l'area di intervento ad una porzione di aggregato con le due direzioni principali più o meno simili;
- *compattezza delle sagome in elevazione*: in generale, dovrà comprendere porzioni di PEU aventi lo stesso numero di piani; possono comunque essere individuati Sotto-Progetti con porzioni di fabbricato aventi differente numero di piani quando appartengono allo stesso edificio concepito originariamente come un'unica costruzione; ne sono esempio le costruzioni agricole con zone composte da una parte bassa destinata alla produzione e la testata adibita a residenza.
- *sviluppo sull'intera altezza*: dovrebbero comprendere porzioni di aggregato dalle fondazioni alla copertura tenendo conto delle condizioni sopra

riportate. Nel caso in cui le precedenti condizioni non siano verificate (per esempio un edificio con i primi livelli in muratura e le successive sopraelevazioni in mattoni forati o in c.a.) sarà necessario tenere conto di tale anomalia in fase progettuale.

2.5 Esempi casi studio di aggregati edilizi in muratura pre-esistenti.



Figura 21: Edificio in muratura del comune di Barisciano (AQ).



Figura 22: Edificio in muratura del comune di Fontecchio (AQ).



Figura 23: Edifici in aggregato nel centro storico di Navelli (AQ.)

- *Fig.21:* L'edificio si sviluppa su differenti livelli, in particolare nella zona ad altezza maggiore, si hanno tre livelli più un piano seminterrato, mentre la restante parte è su due livelli fuori terra. Pertanto si ha una certa irregolarità in altezza. Per il caso studio si fa riferimento alle “*Linee guida per la classificazione sismica delle costruzioni*” emanate con Decreto n. 58 del 28/02/2017 (poi aggiornato con Decreto n. 65 del 07/03/2017 relativamente alle competenze dei Geometri).
- *Fig.22:* Il bene oggetto d'indagine è un aggregato composto da più unità immobiliari su più piani ciascuna; Per il caso studio si fa riferimento al gruppo *indacosrl.com*.
- *Fig.23:* I beni oggetti d'indagine sono aggregati edilizi in muratura appartenenti al centro storico di Navelli caratterizzati da differenti altezze di piano e differenti geometrie. Per il caso studio si è fatto riferimento al sito *gaetanocatalini.wordpress.com*.

3. Metodi di analisi sismiche e criteri di verifica di sicurezza delle murature esistenti.

Per la valutazione della sicurezza sismica si intende un procedimento volto a stabilire se un edificio esistente è in grado o meno di resistere alla combinazione sismica di progetto. Per la valutazione della risposta strutturale conseguente ad un evento sismico è possibile utilizzare i seguenti metodi di analisi:

- 1) ***Analisi statica lineare in campo statico o dinamico.***
- 2) ***Analisi statica non lineare.***

3.1 Analisi statica lineare.

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di un sistema di forze distribuite lungo l'altezza dell'edificio, assumendo una distribuzione lineare negli spostamenti. La forza da applicare a ciascun piano è data dalla formula seguente:

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

Dove:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \alpha / g$$

dove W , è il peso complessivo della costruzione; W_i e W_j , il peso delle masse ai rispettivi piani i-esimo e j-esimo; z_i e z_j , le altezze dei piani i-esimo e j-esimo rispetto alle fondazioni; g , l'accelerazione di gravità; α , coefficiente in funzione del periodo T e dell'altezza dell'edificio; $S_d(T_1)$, spettro di risposta elastico di progetto.

Nel caso di edifici esistenti viene introdotto il coefficiente q detto "fattore di struttura". Lo stato tensionale di una parete sollecitata da un'azione sismica nel suo piano può essere considerato una combinazione di compressione e di taglio (Figura 24), il primo derivante dai carichi permanenti ad esso applicati, il secondo legato all'azione orizzontale. Il problema della risposta di un maschio murario soggetto a carichi sismici viene studiato con l'ausilio di prove sperimentali. Per quanto riguarda i meccanismi di crisi di una parete di muratura sollecitata da azioni nel suo piano, sostanzialmente è possibile individuare tre differenti modalità di rottura, che si possono manifestare anche non singolarmente, e sono le seguenti:

- *Rottura della parete per pressoflessione.*
- *Rottura della parete per taglio con fessurazione diagonale.*
- *Rottura della parete per taglio con scorrimento.*

I vari meccanismi verranno analizzati singolarmente facendo riferimento al caso di una parete in muratura sollecitata a compressione a taglio nelle due sezioni d'estremità superiore ed inferiore illustrato nella figura seguente, dove le risultanti di tali sollecitazioni sono contenute nel piano medio della parete. Per ogni sezione orizzontale della parete è possibile definire il valore dell'azione assiale, del taglio e del momento.

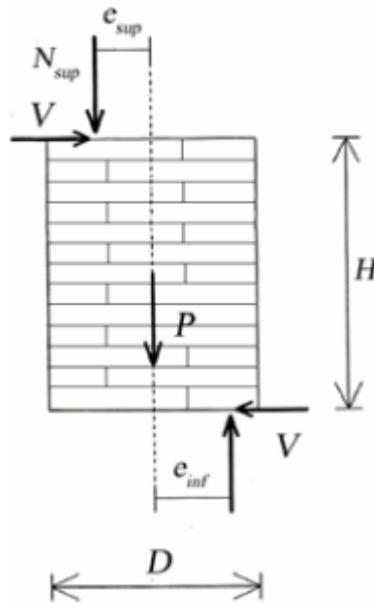


Figura 24: Parete soggetta a compressione e a taglio.

Imponendo l'equilibrio alla traslazione ed alla rotazione è possibile ricavare le seguenti relazioni:

- *Equilibrio a traslazione verticale:* $N_{inf} = N_{sup} + P$
- *Equilibrio a rotazione:* $V \cdot H = N_{inf} \cdot e_{inf} + N_{sup} \cdot e_{sup}$

3.1.2 Meccanismo di crisi per pressoflessione.

La rottura di una parete pressoinflessa è associata allo schiacciamento del lembo compresso di una delle due sezioni estreme. Tale meccanismo si instaura più facilmente rispetto alle altre modalità qualora si abbiano bassi valori di carico normale al pannello; quando si hanno bassi valori di sforzo assiale, la zona compressa occupa una minima parte della sezione rispetto a quella tesa, lasciando spazio alla formazione di fessure. L'incremento della sollecitazione tagliante e del momento flettente portano alla progressiva parzializzazione della sezione di base e alla sua fessurazione, la crisi sopraggiunge al momento in cui lo sforzo normale applicato non è più in grado di equilibrare il momento flettente esterno, innescando così un meccanismo di ribaltamento. È evidente come l'innescò di tale meccanismo sia legato al rapporto di forma della parete, infatti se questa è molto snella, con valori H/D molto elevati, il momento ribaltante predomina rispetto a quello generato all'eccentricità del carico normale che ha funzione stabilizzante. È opportuno sottolineare il fatto che mentre in murature realizzate con malta di buona qualità la rottura per ribaltamento (Figura 25 a) vede solitamente la formazione di una fessura orizzontale alla base con

relativo ribaltamento dell'intero pannello l'uso malte di scarsa qualità o la totale sua assenza (muratura a secco) provoca il ribaltamento di una parte del muro individuata da una linea la cui inclinazione è legata alla forma dei conci e alla loro tessitura (Figura 25 b).

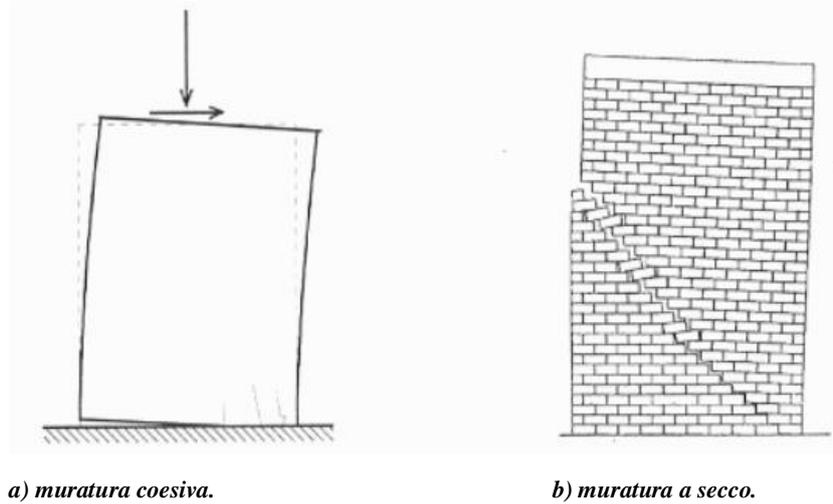


Fig.25(a, b): Diverse modalità di rottura per ribaltamento (Giuffrè et al.,1994).

La resistenza a pressoflessione o ribaltamento può essere descritta con diversi approcci che conducono però a risultati equivalenti. Se per semplicità si trascura il peso proprio del muro rispetto alla forza normale P , e si definiscono delle condizioni al contorno come in Figura 26, con $|e_{inf}| \geq |e_{sup}|$, il valore di V_{max} è determinato dalla condizione di schiacciamento della muratura compressa alla base inferiore del pannello:

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

Dove D , è la lunghezza della sezione normale del maschio; t , è lo spessore; $p = P/D$, la compressione verticale media sulla sezione dovuta alla forza assiale P ;

f_u , è la resistenza a compressione della muratura; k , è un coefficiente che tiene conto della distribuzione degli sforzi nella zona compressa; H_0 , è la distanza della base dalla sezione di momento nullo. Se si suppone la muratura infinitamente resistente a compressione la relazione diventa:

$$V_{max} \cdot H_0 = (P \cdot D)/2$$

Che è la condizione di ribaltamento di un blocco rigido.

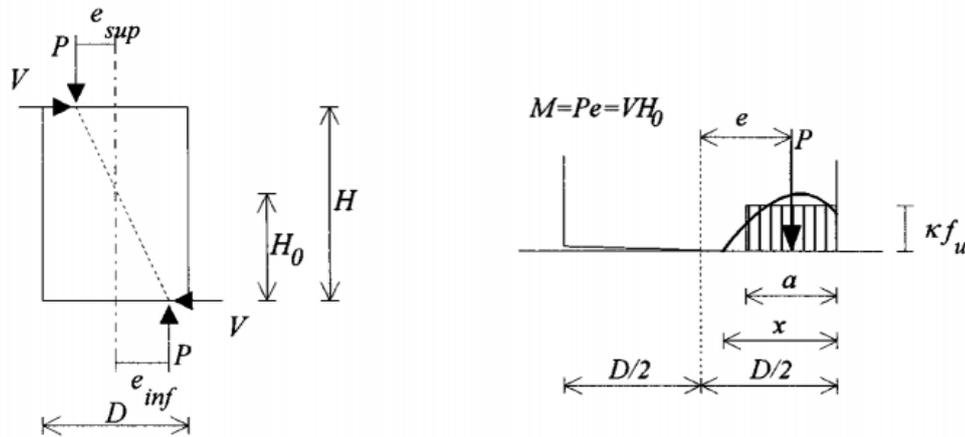


Figura 26: Momento ultimo nella pressoflessione (Magenes et al., 2001)

3.1.3 Meccanismi di crisi per taglio.

Questo meccanismo di rottura è, secondo l'esperienza, quello che avviene più frequentemente nelle costruzioni in muratura semplice. È possibile distinguere tra due fondamentali modalità di crisi:

- Rottura per taglio con fessurazione diagonale;
- Rottura per taglio con scorrimento.

La fenomenologia della rottura per taglio con fessurazione diagonale in pannelli di muratura semplice vede solitamente la formazione di una o configurate in modo tale da interessare prevalentemente i giunti di malta oppure, nel caso di leganti di buona qualità, propagarsi prevalentemente attraverso i mattoni o i blocchi. Solitamente la comparsa di fessure diagonali visibili avviene per valori di taglio totale agente prossimi al massimo taglio resistente ($V_{fess} = 0,85 \div 1,00 V_u$); la fessurazione si innesca inizialmente al centro del pannello per poi propagarsi verso le estremità. La rottura per taglio con fessurazione diagonale (Figura 27) è di tipo fragile, in particolare quando l'azione tagliante è di tipo ciclico, con la formazione di due sistemi di fessure diagonali incrociate. La seconda modalità di rottura associata alle tensioni tangenziali vede lo scorrimento di una parte del muro sull'altra lungo una o più superfici di frattura orizzontali (Figura 28), tipicamente contenute nei letti orizzontali di malta. La propagazione della frattura attraverso il piano debole innesca un cinematismo di scorrimento tra la parte superiore della parete, che mantiene la sua integrità, e quella inferiore. Tale meccanismo si innesca facilmente in elementi già affetti da fessurazione flessionale, caratterizzati da una certa parzializzazione delle sezioni di estremità.



Figura 27: fessurazioni diagonali per crisi a taglio di una parete perimetrale (www.reluis.it).



Figura 28: rottura per taglio con scorrimento (www.reluis.it).

La resistenza nel caso di fessurazione diagonale nella formulazione proposta da *Turnsek e Cacovic* viene individuata quando lo sforzo di trazione principale nella muratura eguaglia il valore limite f_m assunto come resistenza a trazione convenzionale della muratura. Si assume quindi che l'anisotropia del materiale possa essere trascurata con il notevole vantaggio di poter utilizzare un singolo parametro di resistenza. Supponendo in prima istanza che il pannello sia abbastanza snello da poter essere assimilato ad un solido di De Saint- Venant, il criterio si traduce nella seguente espressione della resistenza a taglio:

$$V_u = (f_{tu} \cdot d \cdot t) / b \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{f_{tu}}}$$

$$\sigma_m = N / (d \cdot t)$$

Dove b , è un coefficiente che assume in questo caso valore pari a 1.5.

Per poter applicare la formula anche a pannelli tozzi sono stati proposti valori di b variabili con il rapporto di forma:

- $b = 1,5$, per $h/d \geq 1,5$;
- $b = 1$, per $h/d \leq 1$;
- $b = h/d$, per $1 < h/d < 1,5$.

Questa formulazione riproduce in maniera sufficientemente accurata la dipendenza delle resistenze a taglio dal carico assiale solo nel caso le estremità del pannello siano vincolate con incastro rotazionale. La tradizionale alternativa all'approccio basato sulla resistenza a trazione convenzionale è l'approccio con il criterio di Mohr-Coulomb. In questo caso la resistenza a taglio della muratura viene espressa nella forma:

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

Dove c e μ , sono rispettivamente coesione e coefficiente di attrito della muratura.

Secondo l'impostazione seguita da gran parte delle normative, la resistenza a taglio della muratura è espressa come resistenza a taglio unitaria moltiplicata per l'area reagente del muro, individuabile come l'area compressa calcolata nell'ipotesi di materiale non reagente a trazione (Figura 29).

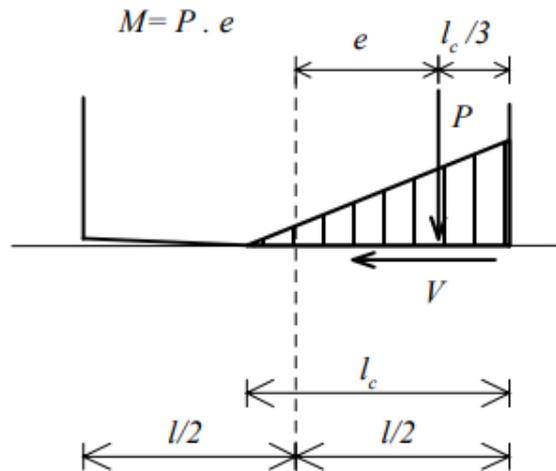


Figura 29: ipotesi per il calcolo della lunghezza reagente (ordineingegneri.bergamo.it).

In questo caso si sostituisce allo sforzo normale la compressione media della zona reagente considerata di lunghezza pari a l_c :

$$V_u = f_{vk} \cdot t \cdot l_c$$

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

Tale formulazione risulta più adatta a descrivere una rottura per scorrimento che una per fessurazione diagonale.

3.2 Analisi statica non lineare.

Per ottenere una previsione accurata e realistica della risposta sismica di una struttura, la normativa, prevedeva, di disporre di strumenti di analisi che permettano di coglierne il comportamento non lineare e la sua evoluzione nel tempo, proprio per questo si utilizzava *l'analisi dinamica non lineare* considerata lo strumento più completo ed efficace. La risposta della struttura, in questo caso, viene determinata mediante integrazione al passo delle equazioni del moto di un sistema a molti gradi di libertà (**MDOF**) non lineare. In alternativa, per la semplicità dell'applicazione, viene utilizzata *l'analisi statica non lineare* che consente stime più realistiche ed affidabili della risposta strutturale.

Questo tipo di analisi comprende essenzialmente due aspetti:

1. la determinazione di un legame forza-spostamento (curva di capacità o curva di pushover), rappresentativo del reale comportamento monotono della struttura, per la cui definizione si richiede un'analisi di spinta o di pushover.
2. la valutazione dello spostamento massimo o punto di funzionamento (performance point) raggiunto dalla struttura a fronte di un evento sismico definito tramite uno spettro di risposta elastico in accelerazione.

L'analisi di spinta consente quindi di descrivere il comportamento della struttura tramite un semplice legame monodimensionale forza-spostamento detto curva di capacità. In tal modo l'analisi della risposta della struttura viene ricondotta a quella di un sistema ad un solo grado di libertà (**SDOF**) equivalente alla struttura di partenza. I metodi statici non lineari permettono di individuare lo spostamento massimo di tale sistema SDOF equivalente e quindi la risposta della struttura (punto prestazionale) soggetta ad un evento sismico descritto dal relativo spettro di risposta in accelerazione. In letteratura sono presenti vari approcci all'analisi statica non lineare ma i caratteri essenziali sono sempre quelli sintetizzati in Tabella 3.2.1.

Tabella 3.2.1: Aspetti significativi dell'analisi statica non lineare.

Domanda	<ul style="list-style-type: none"> Definizione di uno spettro di risposta compatibile con l'azione sismica attesa nel sito.
Capacità	<ul style="list-style-type: none"> Definizione del modello matematico MDOF della struttura e delle relative non linearità . Esecuzione di un'analisi pushover.
Risposta	<ul style="list-style-type: none"> Definizione di un sistema SDOF equivalente. Definizione di un criterio per considerare gli effetti del comportamento ciclico della struttura. Determinazione della risposta del sistema SDOF equivalente. Conversione delle risposta del sistema SDOF equivalente in quella del sistema MDOF.
Verifica	<ul style="list-style-type: none"> Definizione dell'obiettivo prestazionale : stati limite corrispondenti ad un evento sismico di data intensità. Verifica dell'accettabilità della risposta globale e locale.

3.3 Analisi di spinta (pushover).

3.3.1 Che cos'è ed in cosa consiste.

L'analisi di pushover o analisi di spinta (letteralmente pushover significa "spingere oltre") è una procedura statica non lineare impiegata per determinare il comportamento di una struttura a fronte di una determinata azione (forza o spostamento) applicata. Essa consiste nello "spingere" la struttura fino a che questa collassa o un parametro di controllo di deformazione non raggiunge un valore limite prefissato; la "spinta" si ottiene applicando in modo incrementale monotono un profilo di forze o di spostamenti prestabilito. In sostanza l'analisi di spinta è una tecnica di soluzione incrementale-iterativa delle equazioni di equilibrio statico della struttura in cui la forzante è rappresentata dal sistema di spostamenti o forze applicato. L'analisi di spinta consente di definire un legame scalare forza-spostamento caratteristico del sistema studiato, detto curva di capacità, che permette di ricondurre la ricerca dello spostamento massimo di un sistema soggetto ad una certa azione esterna a quella di un sistema **SDOF** equivalente. Nel caso di sistemi SDOF l'analisi di spinta è particolarmente intuitiva. Un sistema SDOF può essere idealizzato come una massa concentrata **m** sorretta da un elemento privo di massa con rigidità laterale

\mathbf{k} e collegato ad un elemento (privo di massa e rigidezza) responsabile dello smorzamento. La configurazione deformata (o campo di spostamento) del sistema è definita quindi da un unico parametro che può identificarsi con lo spostamento relativo della massa rispetto al suolo (spostamento orizzontale \mathbf{D}_t in Figura 30).

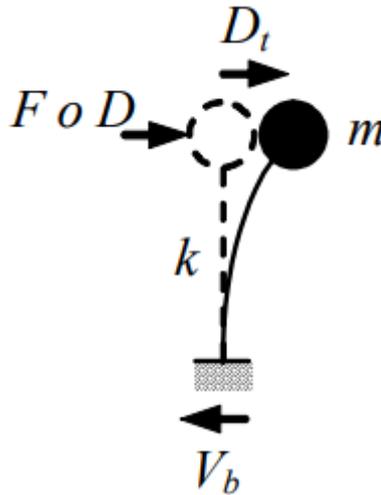


Figura 30: schematizzazione di un sistema ad un grado di libertà (geostrutture.eu).

In questi semplici casi, l'analisi di spinta consiste nell'applicare alla massa del sistema uno spostamento \mathbf{D} o una forza \mathbf{F} la cui intensità viene gradualmente incrementata nella direzione dell'unico grado di libertà disponibile. Il valore iniziale della forza o dello spostamento non ha ovviamente importanza. Le espressioni che definiscono la forzante (intesa in senso generalizzato come forza o spostamento) possono esprimersi come:

$$\mathbf{D} = \alpha \cdot \mathbf{d}$$

$$\mathbf{F} = \beta \cdot \mathbf{f}$$

Dunque, fissato arbitrariamente il valore di \mathbf{d} o \mathbf{f} , il fattore moltiplicativo α o β viene gradualmente incrementato da zero fino ad un valore finale che permetta di investigare il campo di risposta di interesse per il sistema in esame. Ad ogni valore di α o β corrisponde quindi un valore di \mathbf{D} o \mathbf{F} che rappresenta lo spostamento o la forza applicati alla massa del sistema. Il comportamento del sistema è definito da un legame forza-spostamento in cui la forza coincide con il taglio alla base \mathbf{V}_b e lo spostamento con quello della massa \mathbf{D}_t :

1. nel caso di analisi a forze imposte (\mathbf{F} è la forza applicata ad \mathbf{m}):

$$V_b = F \quad e \quad D_t = D$$

essendo D lo spostamento di m prodotto da F;

2. nel caso di analisi a spostamenti imposti (D è lo spostamento applicato ad m):

$$D_t = D \quad e \quad V_b = F$$

essendo F la reazione vincolare risultante;

Nel caso di sistemi **MDOF**, l'approccio è simile con la differenza che la struttura viene "spinta" applicando un profilo di forze o di spostamenti orizzontali in corrispondenza di ciascun piano (Fig. 31) e che, per descrivere il comportamento dell'intero sistema in termini di legame forza-spostamento, è necessario scegliere un solo parametro di forza ed un solo parametro di spostamento. La scelta di tali parametri non è univoca e può dar luogo a differenti legami forza-spostamento ossia a differenti legami costitutivi del sistema SDOF equivalente detti curva di capacità.

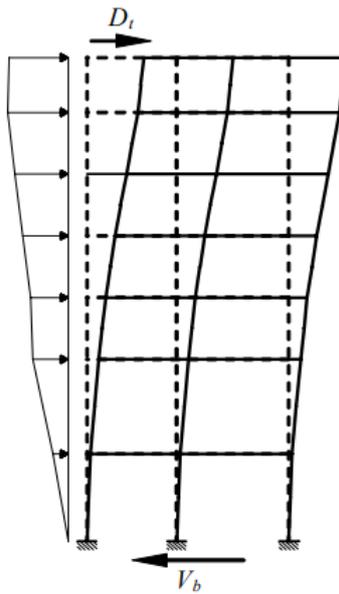


Figura 31: Applicazione dell'analisi di spinta ad un telaio (geostrutture.eu)

3.3.2 Curva di capacità.

Il risultato più immediato di un'analisi di pushover è la definizione della curva di capacità (o curva di pushover) della struttura ossia della curva forza-spostamento espressa, solitamente, in termini di taglio alla base (V_b) e spostamento in sommità (D_t) (Figura 32) che rappresenta appunto la capacità esibita dal sistema a fronteggiare una certa azione esterna. Considerando un sistema SDOF, l'andamento della curva di capacità dipende dalla rigidezza k o dalla flessibilità k^{-1} del sistema che a loro volta dipendono essenzialmente

dalle caratteristiche geometriche e meccaniche del sistema e sono funzioni non lineari rispettivamente dello spostamento e della forza applicata al sistema:

$$F = k(D) \text{ oppure } V_b = k(D_t)$$

$$D = k^{-1}(F) \text{ oppure } D_t = k^{-1}(V_b)$$

In Figura 32 sono diagrammati i legami forza-spostamento ossia le curve di capacità rappresentativi di tre comportamenti emblematici caratterizzati da un iniziale comportamento elastico lineare fino alla soglia di snervamento (rappresentato da un ramo sostanzialmente lineare) seguito da un comportamento post-elastico non lineare incrudente (i), perfetto (p) o degradante (d).

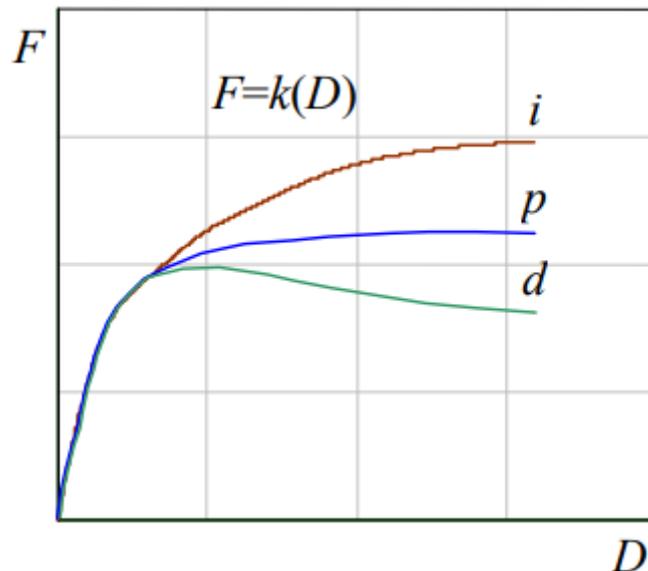


Figura 32: Curva di capacità di un sistema reale (geostrutture.eu).

Quando un terremoto induce uno spostamento laterale sulla struttura la sua risposta è rappresentata da un punto su tale curva e, poiché la deformazione di tutti i suoi componenti è correlata allo spostamento globale della struttura stessa, ogni punto di questa curva definisce anche uno specifico stato di danno strutturale.

3.3.3 Linearità della curva di capacità.

Quando si intende analizzare la risposta di strutture reali, si può ulteriormente semplificare il problema linearizzando a tratti la risposta del

sistema, e quindi la sua curva di capacità, adottando approssimazioni bilineari o trilineari come mostrato a titolo di esempio in Figura 33 (a e b).

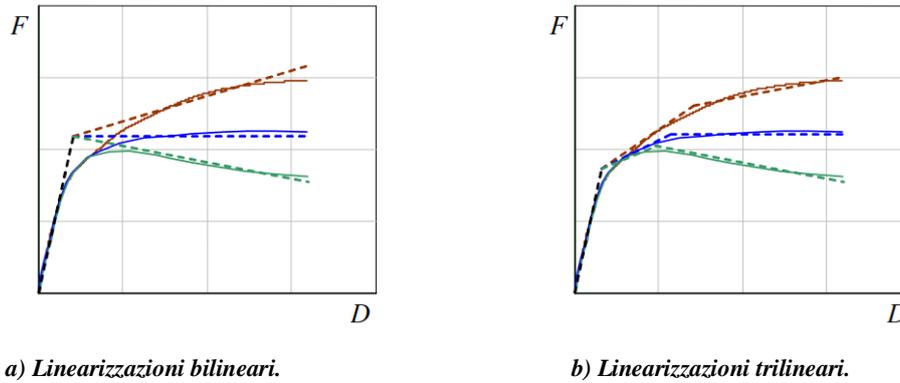


Figura 33 : Linearizzazioni delle curve di capacità di un sistema reale.

Il comportamento del sistema può quindi essere idealmente schematizzato con un ramo elastico lineare fino allo snervamento e con un ramo post-elastico incrudente (i), perfetto (p) o degradante (d). Le curve diagrammate in Figura 34 rappresentano i relativi legami forza-spostamento ossia le rispettive curve di capacità.

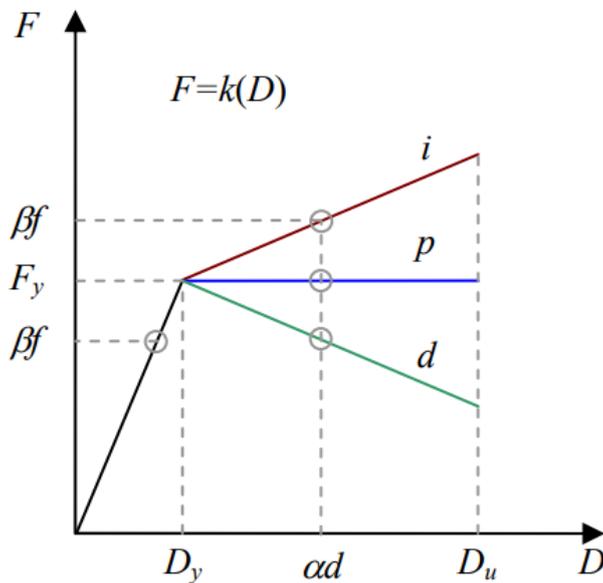


Figura 34: Sistema ad un grado di libertà: comportamento elastoplastico incrudente (i), degradante (d) e perfetto (p)

Questa rappresentazione consente di identificare la resistenza e lo spostamento globali nominali della struttura: in particolare la resistenza di snervamento F_y , la rigidezza elastica efficace k_e e la rigidezza post-elastica

$k_p = p k_e$ (il rapporto di incrudimento p risulta positivo, negativo o nullo rispettivamente nel caso incrudente, degradante o perfetto).

3.4 Metodo dello spettro di capacità o Capacity Spectrum Method (CSM).

Il *Capacity Spectrum Method (CSM)* è una procedura di analisi statica non lineare che consente di valutare qual è l'effettivo spostamento massimo richiesto ad una struttura per l'avvento di un particolare fenomeno sismico. Per poter confrontare richiesta e capacità su uno spettro di richiesta la curva di capacità deve essere riportata in forma spettrale: lo spettro di capacità si ottiene riportando forza V e spostamento Δ ad accelerazione e spostamenti spettrali, S_a e S_d .

Dove:

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha}$$

$$S_d = \frac{\Delta}{PF \cdot \varphi}$$

V , taglio alla base, W , peso dell'edificio, α , massa dell'edificio, Δ , spostamento, PF , fattori di partizione, φ , ampiezza.

Lo spettro di richiesta, che viene utilizzato in questo procedimento è lo spettro accelerazione-spostamento (ADRS). Attraverso questa trasformazione, il metodo del *capacity spectrum* rende possibile una valutazione grafica di come la struttura risponde alla sollecitazione sismica come mostrato in Figura 35.

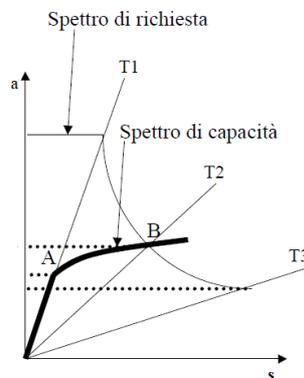


Figura 35: Spettro di risposta secondo ADRS (Polese et al., 2002.)

In definitiva il metodo CSM restituisce le coordinate del punto di funzionamento (*Performance Point o PP*) della struttura a partire dall'accelerazione e dallo spostamento massimi attesi nel modello equivalente ad un grado di libertà. Il **PP** deve quindi soddisfare due condizioni:

1. appartenere allo spettro di capacità, per essere rappresentativo del comportamento della struttura ad un certo spostamento;
2. appartenere allo spettro di domanda opportunamente ridotto rispetto allo spettro elastico al 5% di smorzamento, che rappresenta la domanda non lineare in corrispondenza dello stesso spostamento strutturale.

L'individuazione del PP richiede una procedura iterativa che ricerca il valore dello smorzamento efficace del sistema equivalente, che si rende necessaria poiché la capacità di una struttura e la domanda un dato sisma non sono tra loro indipendenti. Infatti, quando una struttura entra in campo plastico per effetto dello spostamento indotto dal sisma, la sua rigidità decresce e il suo periodo aumenta andando a modificare anche la domanda poiché le accelerazioni spettrali dipendono dal periodo. Per ricavare le coordinate spettrali del punto PP, si parte da uno spostamento di tentativo che funge da innesco per la procedura interattiva. Dallo spettro di capacità si definisce la curva bilineare spettrale, equivalente alla risposta di un certo sistema lineare elastico caratterizzato da un proprio periodo di vibrazione e da uno smorzamento. Le coordinate spettrali dello spettro elastico di domanda saranno opportunamente scalate, come previsto dalle NTC, per tener conto del reale comportamento inelastico della struttura. Lo spostamento relativo al punto di funzionamento si ricaverà come punto di intersezione dello spettro di capacità con lo spettro di domanda ridotto (Figura 36).

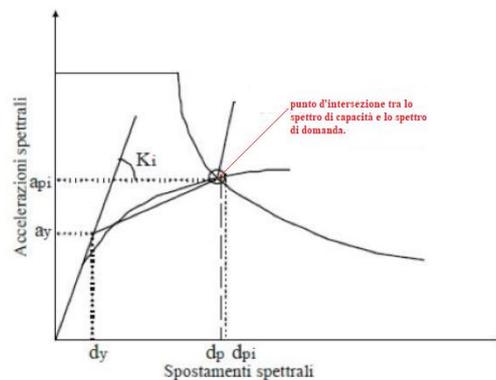


Figura 36: Determinazione del punto di performance (Polese et al., 2002).

Se lo spostamento così ottenuto coincide con lo spostamento di tentativo, a meno di una: tolleranza prefissata (p.e. 5%), allora esso rappresenterà lo spostamento del PP cercato (il massimo spostamento strutturale indotto dall'azione sismica considerata); diversamente si ripeterà la procedura adottando come spostamento di partenza l'ultimo valore ricavato. A convergenza avvenuta si determinerà il massimo spostamento per il sistema a più gradi di libertà (MDOF) corrispondente alla struttura. In conclusione i metodi del *Capacity Spectrum* combinano l'analisi pushover di un modello a più gradi di libertà (MDOF) con l'analisi dello spettro di risposta di un sistema equivalente ad un grado di libertà (SDOF).

3.5 Analisi dinamica lineare.

La principale differenza dell'analisi dinamica lineare rispetto all'analisi statica equivalente consiste nel fatto che, nel calcolo dei parametri di risposta del sistema, si tiene conto delle caratteristiche dinamiche della struttura mediante un'analisi modale, che prevede la determinazione dei modi propri di vibrare della costruzione (Figura 37-38). Allo stesso modo dell'analisi statica lineare, l'analisi dinamica lineare può essere effettuata secondo due diverse modalità, ossia:

- impiegando lo spettro di risposta elastico di cui al § 3.2.3 delle NTC (si parlerà di analisi dinamica modale con spettro di risposta elastico), oppure;
- utilizzando lo spettro di progetto (si parlerà, in questo caso, di analisi dinamica modale con fattore q).

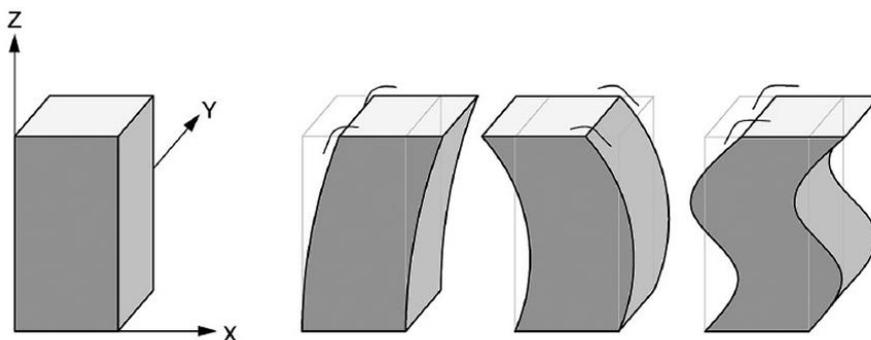


Figura 37: Schematizzazione dei primi tre modi di vibrazione in altezza di una struttura (considerando una sola direzione trasversale) (Maggioli Editore).

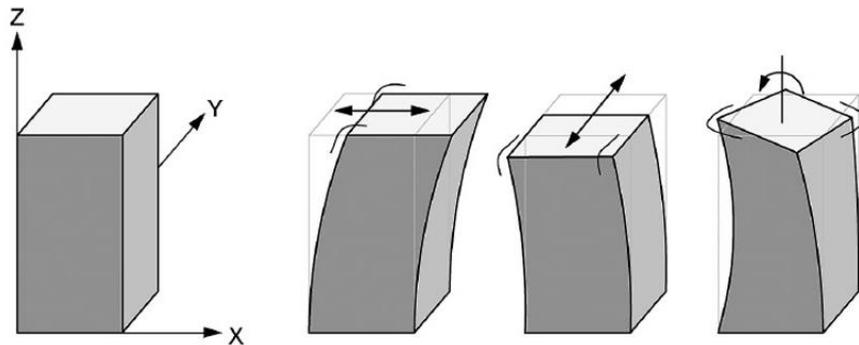


Figura 38: Schematizzazione dei primi modi di vibrare nelle direzioni trasversali (primi due) e torsionale (terzo) (Maggioli Editore).

Una volta creato il modello lineare della struttura, in cui sono definite le masse dei vari piani, ai fini dello svolgimento dell'analisi dinamica lineare si devono seguire i seguenti passi:

- 1) **determinazione dei modi di vibrare “naturali” della struttura tramite un’analisi agli autovalori:** per la determinazione delle sollecitazioni e delle deformazioni si devono considerare tutti i modi aventi massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi tale per cui la somma delle masse partecipanti sia superiore all’85% (trascurando quindi solo i modi di vibrare meno significativi in termini di massa partecipante).
- 2) **calcolo degli effetti dell’azione sismica (valori massimi di sollecitazioni e spostamenti ottenuti in seguito all’applicazione dello spettro di risposta elastico in accelerazione) per ciascun modo di vibrare:** La modalità con cui si devono combinare gli effetti, in termini di sollecitazioni e spostamenti, dipende dal rapporto reciproco dei periodi associati a ciascun modo di vibrare considerato. Tali combinazioni sono definite al § 7.3.3.1 delle NTC e nella nota del § C7.3.3.1 della circolare esplicativa. L’utilizzo dello spettro di risposta consente di calcolare gli effetti massimi del terremoto sulla costruzione associati a ciascun modo di vibrare.
- 3) **combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare:** durante il terremoto gli effetti massimi associati ad un modo di vibrare non si verificano generalmente nello stesso istante in cui sono massimi quelli associati ad un altro modo di vibrare (Figura 39), tali effetti non possono essere combinati tra di loro mediante una semplice somma, ma con

specifiche regole di combinazione, di natura probabilistica, che tengono conto di questo sfasamento temporale.

La regola di combinazione dei modi imposta dalla norma è la regola di **combinazione quadratica completa CQC (Complete Quadratic Combination)**, la quale tiene in considerazione, attraverso il fattore ρ_{ij} , l'eventuale correlazione tra i modi. Tuttavia, essa “degenera” nella più semplice regola **radice quadrata della somma dei quadrati SRSS (Square Root of the Sum of the Squares)**, valida nell'ipotesi in cui i contributi massimi dei singoli modi non siano correlati e non si verifichino contemporaneamente. La SRSS può essere utilizzata, ove ritenuto necessario, come riferimento per il controllo dei risultati, tenendo presente che, in assenza di correlazione, la CQC degenera nella SRSS e che, in generale, quando il periodo di vibrazione di ciascun modo differisce di più del 10% da quello degli altri modi, le differenze tra le due regole diventano trascurabili.

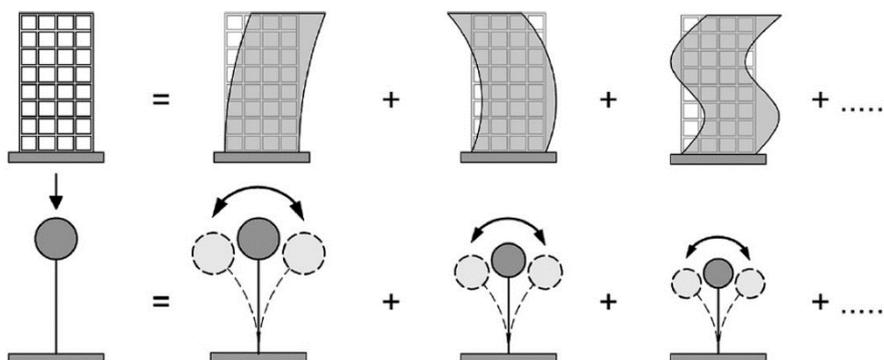


Figura 39: Analogia tra i modi di vibrare della struttura (sistema M-GDL) e i corrispondenti oscillatori semplici (1-GDL) (Maggioli Editore).

L'analisi dinamica lineare può essere eseguita applicando separatamente le componenti dell'azione sismica (i.e. spettri di risposta), per cui la risposta della struttura può essere calcolata considerando, ad esempio, prima l'azione sismica in direzione X, poi quella in direzione Y. Nella realtà, però, i valori massimi degli effetti (momenti, tagli, ed azione assiale) per ciascuna direzione non si verificano contemporaneamente, pertanto sommarli semplicemente porterebbe a risultati troppo conservativi. Si preferisce, quindi, “combinare” in modo opportuno i risultati.

Relativamente alle componenti orizzontali, la risposta alle diverse componenti dell'azione sismica si può calcolare sommando al valore massimo della grandezza considerata (ottenuto per l'azione applicata ad

esempio in direzione X), il 30% del valore massimo ottenuto applicando l'altra componente (i.e. in direzione Y), ossia facendo riferimento all'espressione:

$$1,00E_x + 0,30E_y$$

Il segno di ciascuna componente della combinazione viene scelto in modo da ottenere per l'effetto considerato la condizione più gravosa.

3.6 Analisi dinamica non lineare.

Nelle diverse analisi finora esaminate, è stato evidenziato come ognuna di esse si basasse su delle ipotesi semplificative mirate a ridurre l'onere computazionale garantendo dei dati rappresentativi del comportamento reale della struttura. L'evoluzione degli strumenti di calcolo ha permesso di introdurre tra le possibili opzioni anche quella del calcolo della risposta strutturale con un'analisi dinamica non lineare. La sostanziale differenza rispetto all'analisi statica non lineare consiste nella modellazione dell'azione sismica. Questo tipo di analisi è considerato il più completo, ma è anche il più complesso. Gli aspetti particolarmente delicati nell'analisi dinamica non lineare sono:

- individuazione di un modello che sia in grado di descrivere il comportamento post-elastico sotto cicli di carico e scarico degli elementi e la conseguente dissipazione di energia.
- scelta degli accelerogrammi, rappresentativi degli eventi attesi nella zona in cui è situata la costruzione.

Per creare un modello corretto, quindi, è necessario rappresentare geometricamente gli elementi strutturali, caratterizzarli dal punto di vista meccanico introducendo legami di tipo anelastico, definire accuratamente i vincoli interni ed esterni e stabilire il sisma di progetto (cioè le forze agenti sulla struttura): poiché l'azione sismica è una variabile aleatoria e la risposta strutturale dipende fortemente da questa, la normativa italiana prevede lo studio della struttura per almeno tre accelerogrammi (spettro-compatibili) diversi agenti contemporaneamente nelle tre direzioni principali.

4. *Casi studio*

A partire dal seguente capitolo saranno mostrati i casi studio affrontati in questo elaborato di tesi, saranno mostrati i passaggi effettuati nell'analisi pushover di un Unità Strutturale in muratura come elemento base del nostro aggregato e successivamente le differenti combinazioni proposte. Verrà affrontata la risposta sismica sia della singola cellula che l'intero aggregato al variare dell'orditura dei solai e la loro tipologia strutturale sempre in relazione alla categoria di suolo C. Successivamente sarà avviato un confronto delle curve pushover risultanti dove si mostreranno quali sono le variazioni, sotto le azioni orizzontali, che subisce il comportamento della cellula quando è posta in concomitanza con altri elementi, al fine di valutare il periodo di vibrazione delle unità strutturali in aggregato. I casi in osservazione sono due composti entrambi da 3 unità strutturali divisi rispettivamente in: unità di Testa A, unità Interclusa e unità di testa B.

4.1 *L'unità strutturale*

4.1.2 *Cellula singola*

L'unità strutturale presa come primo caso studio è un edificio in muratura, ipotizzato esistente, e posto nel comune di Conza Della Campania (Av), comune noto per essere stato il paese più vicino all'epicentro del terremoto dell'Irpina del 1980. Questa scelta porta all'utilizzo di parametri sismici molto restrittivi riportati in tabella seguente:

	SLV	SLD	SLO
Ag	2,62	0,80	0,59
Fo	2,28	2,31	2,37
T c*	0,38	0,31	0,28
T r	475,00	50,00	30,00

L'edificio è costituito da una muratura in tufo su due livelli, composto da quattro solai laterali di dimensioni 6 m x 6 m e di due solai centrali di dimensioni 3 m x 6 m, per una dimensione totale in pianta di 15 m x 12 m (Fig.40):

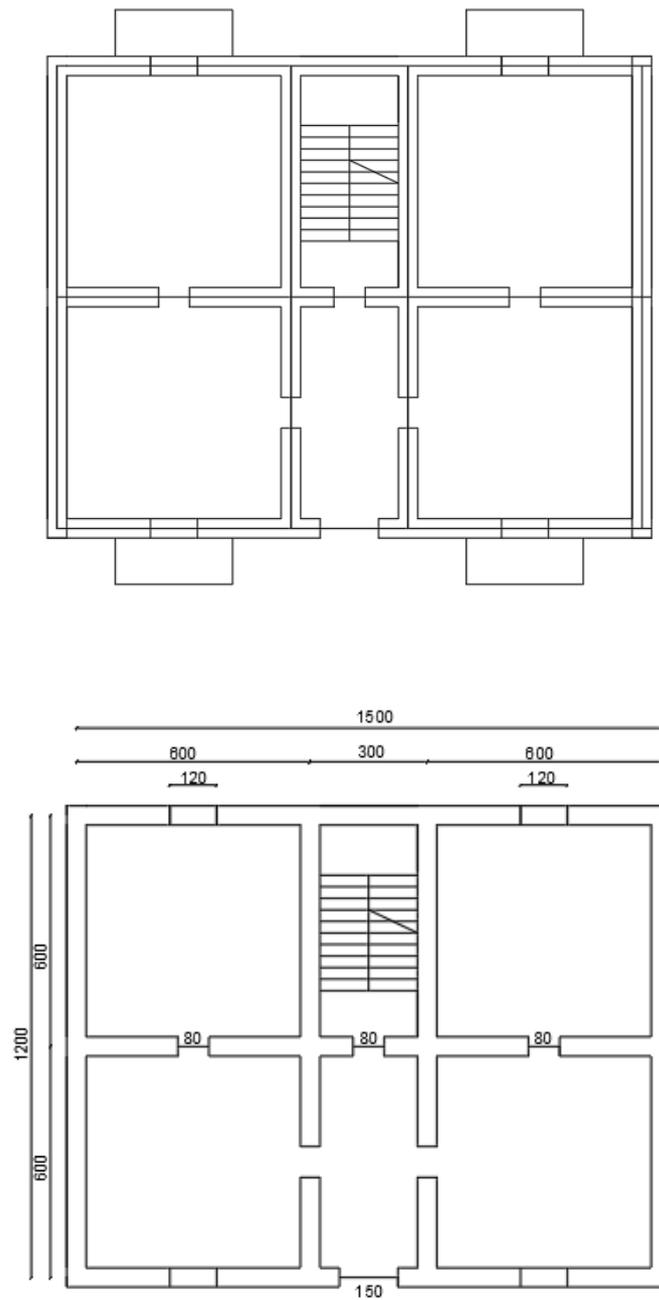


Figura 40: In alto pianta primo piano, in basso pianta piano terra.

4.1.2 Blocco a "L"

Partendo dall'US, si ipotizza di aggiungere due unità a quella centrale in modo tale da creare una conformazione ad L proprio per questo il blocco viene detto ad L. Nella Fig.41 viene riportato il nostro caso studio evidenziando in verde l'unità principale.

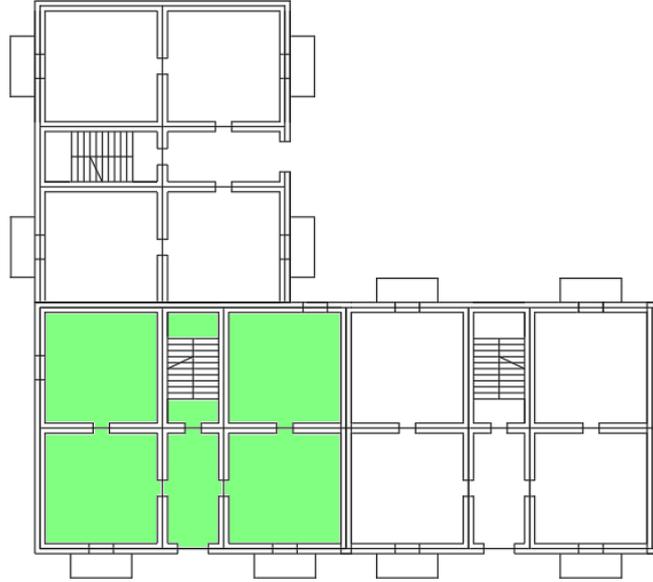


Figura 41: Aggregato ad L.

4.1.3 Blocco lineare

L'unità strutturale presa come secondo caso studio è un edificio in muratura, ipotizzato esistente, e posto nel comune di Baranello (CB) della provincia di Campobasso. La scelta dei parametri sismici sono riportati nella tabella seguente:

	SLV	SLD	SLO
Ag	2,62	0,80	0,59
Fo	2,28	2,31	2,37
T c*	0,38	0,31	0,28
T r	475,00	50,00	30,00

L'edificio è costituito da una muratura in blocchi di pietra squadrati su due livelli, composto 3 unità strutturali di diverse dimensioni: un'unità di testata A di dimensioni 7,60 m x 6,60 m , un'unità interclusa di dimensioni 9,20m x 5,20 m e un'unità di testata B di dimensioni 1120 m x 5,50 m (Fig.42):

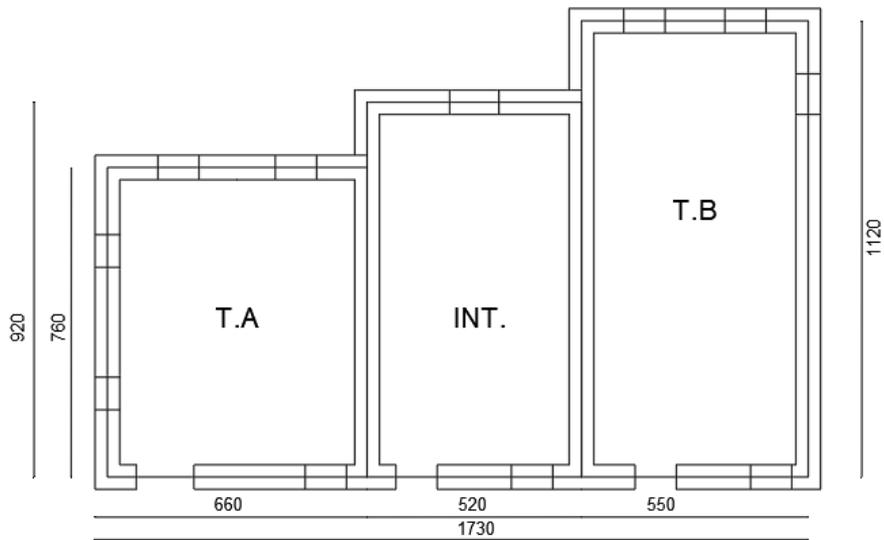


Figura 42: pianta aggregato edilizio lineare.

4.2 Procedure di analisi mediante il programma 3Muri

Il software di calcolo utilizzato per svolgere gli studi sul comportamento in condizioni sismiche degli elementi è il 3Muri, offerto dall'azienda STA DATA sotto forma di licenza temporanea accademica. Il primo passo è stato quello di inserire il corretto modello di calcolo che riproducesse la nostra struttura nel modo più congruo possibile (Fig.43-44).

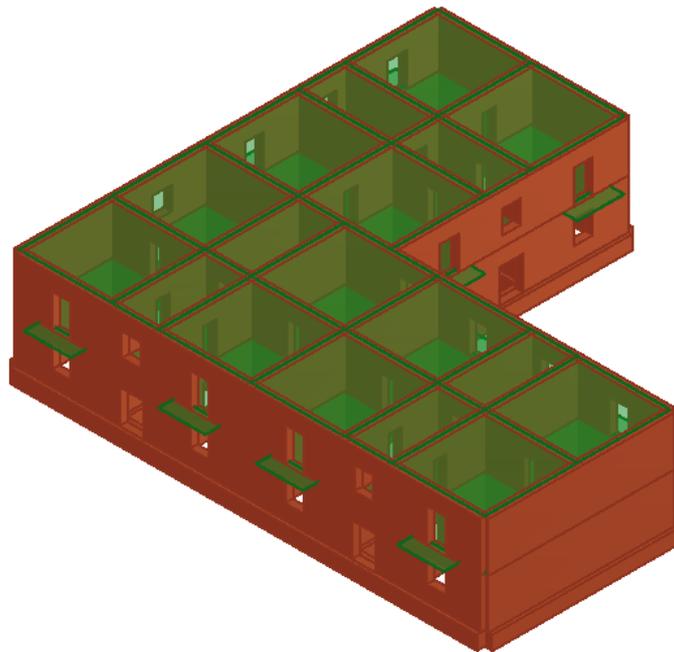


Figura 43: Modello 3D dell'aggregato murario "blocco ad L"

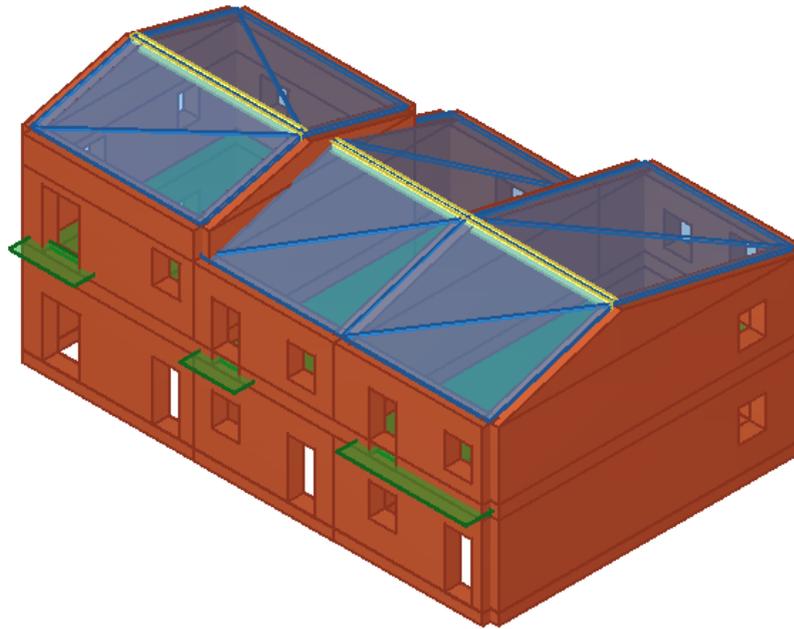
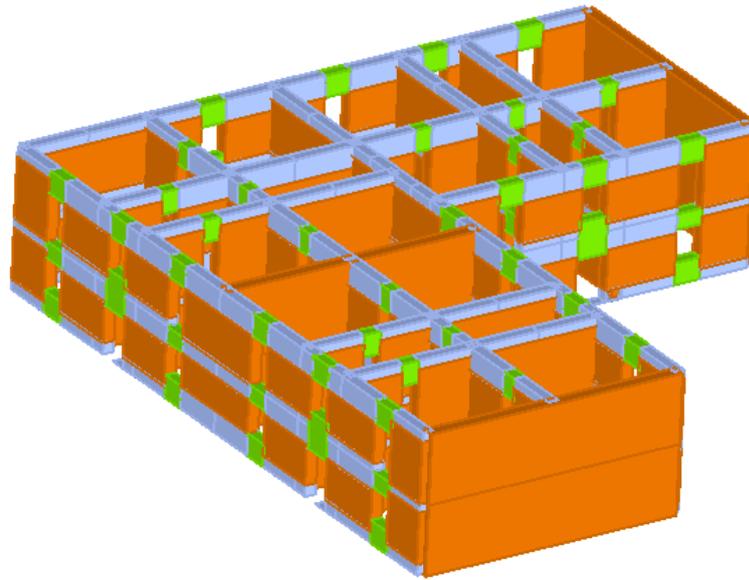


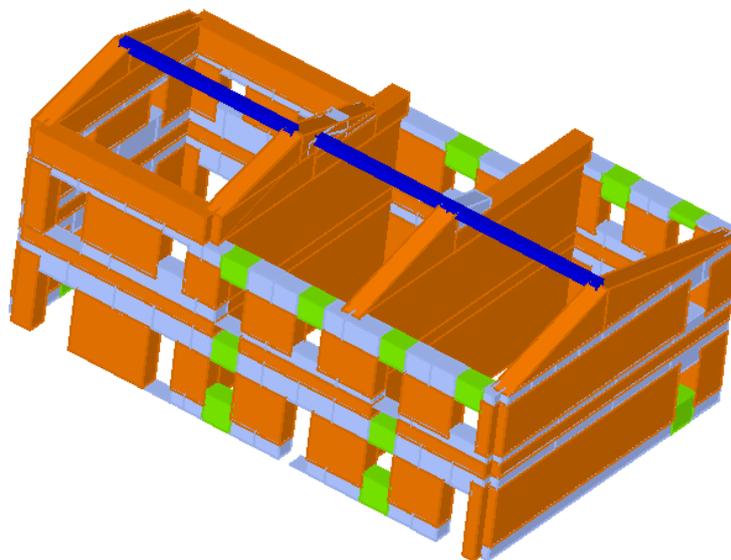
Figura 44: Modello 3D dell'aggregato murario "blocco lineare"

Nel 3Muri la modellazione dell'edificio viene realizzata mediante l'inserimento di pareti che vengono discretizzate in macro-elementi (Fig.45-46), rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili; i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico. Solitamente i maschi e le fasce sono contigui alle aperture, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce. La concezione matematica che si nasconde nell'impiego di tale elemento, permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento in modo da percepire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà. I nodi del modello, sono nodi tridimensionali a 5 gradi di libertà (le tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale e le rotazioni intorno agli assi X e Y) o nodi bidimensionali a 3 gradi di libertà (due traslazioni e la rotazione nel piano della parete). Quelli tridimensionali vengono usati per permettere il trasferimento delle azioni, da un primo muro a un secondo disposto trasversalmente rispetto al primo. I nodi di tipo bidimensionale hanno gradi di libertà nel solo piano della parete permettendo il trasferimento degli stati di sollecitazione tra i vari punti della parete.



- Maschi
- Fasce
- Elementi rigidi

Figura 45: Modellazione in macro elementi "blocco L"



- Maschi
- Fasce
- Elementi rigidi

Figura 46: Modellazione in macro elementi "blocco lineare"

Gli orizzontamenti, sono modellati con elementi solaio a tre nodi connessi ai nodi tridimensionali, sono caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali e permanenti; le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. Per questo l'elemento finito solaio viene

definito con una rigidezza assiale, ma nessuna rigidezza flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende sondare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma. Dopo aver disegnato le piante dei vari livelli della nostra cellula si va a definire le diverse orditure dei solai utilizzati: per il primo aggregato abbiamo ipotizzato degli orizzontamenti orditi in modo “parallelo” (Fig.47), dove intendiamo per parallelo questa disposizione:

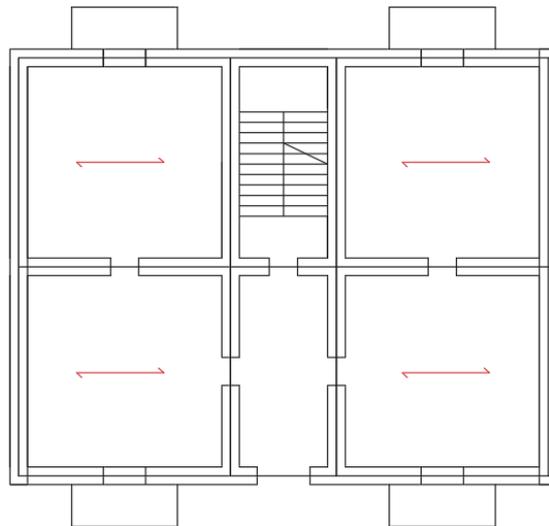
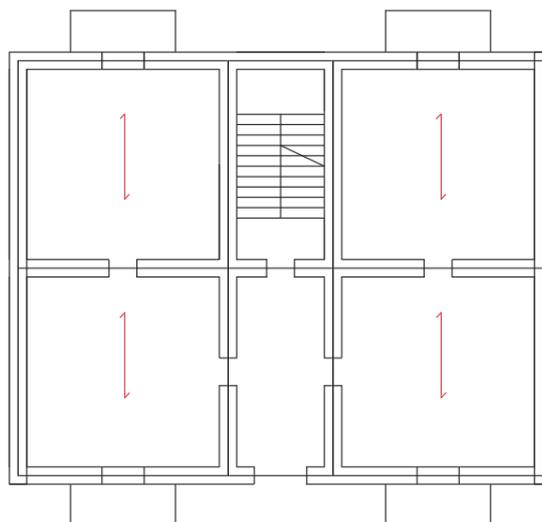


Figura 47: Orditura dei solai parallela.

Ed ancora abbiamo definito le orditure “perpendicolari” e bidirezionali” (Fig. 48).



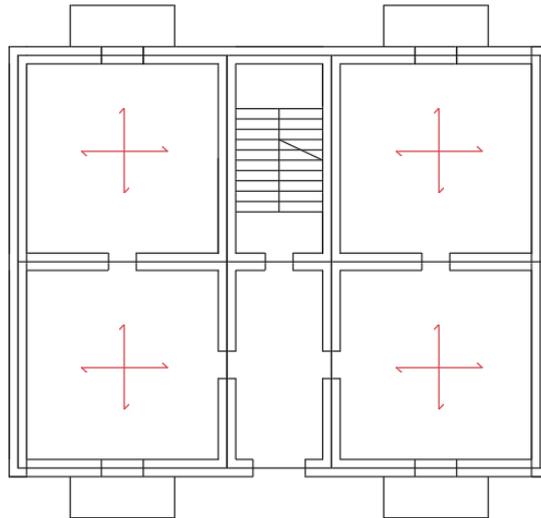


Figura 48: In alto orditura dei solai perpendicolare sull'US, in basso orditura dei solai bidirezionale sull'US.

Per il secondo aggregato, invece abbiamo considerato solo un'orditura parallela (Fig. 49).

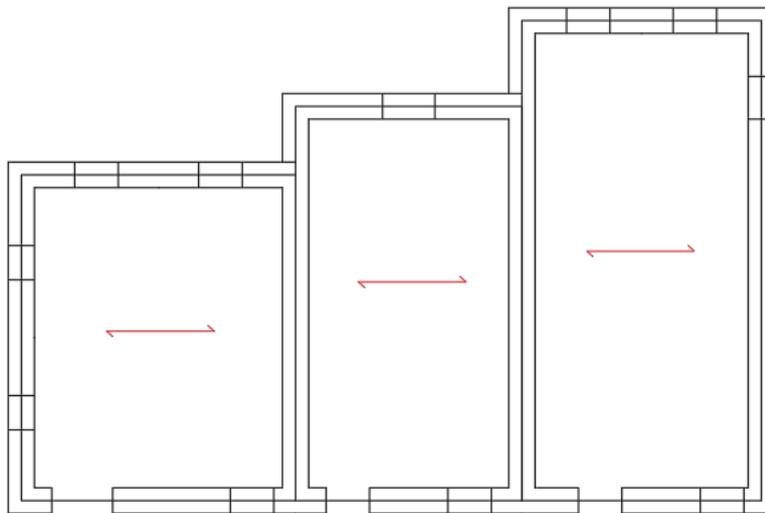


Figura 49: Orditura dei solai parallele sull'US.

Sono state poi definite le caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali ed i carichi gravanti sull'edificio. La tipologia di solaio adottata è quella in putrelle e tavelloni; nelle Fig.50-51 sono indicate le caratteristiche per tipologia scelta.

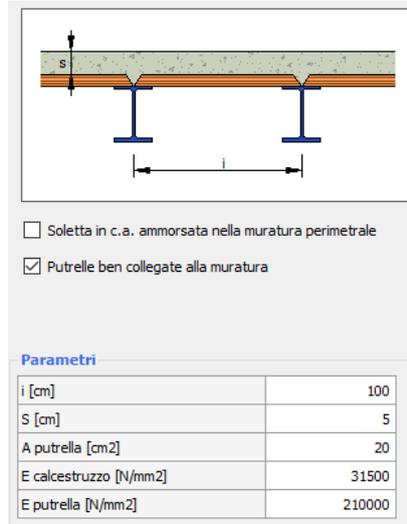


Figura 50: Parametri solaio “blocco L”.

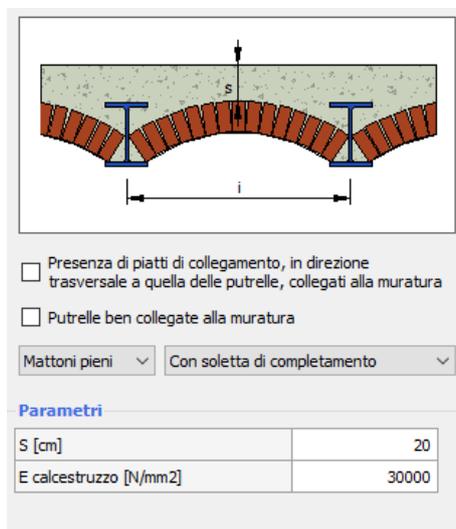


Figura 51: Parametri solaio “blocco lineare”

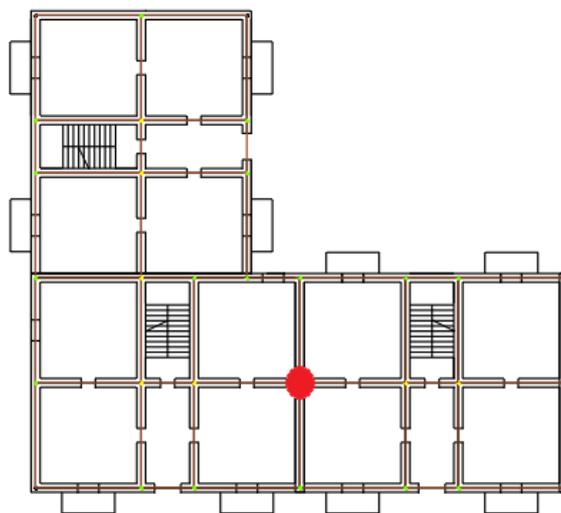
4.3 L'analisi statica non lineare - Pushover

Un'analisi pushover è un'analisi statica monotona, come già detto, condotta in controllo di spostamenti, sottoponendo la struttura ad una distribuzione di forze orizzontali i cui rapporti relativi vengono mantenuti invariati (variando ovviamente la risultante totale) al crescere degli spostamenti. In pratica si controlla lo spostamento orizzontale di un punto (un nodo della struttura, il punto di applicazione della risultante, etc.) imponendo che gli spostamenti orizzontali dei vari piani assumano valori tali da far corrispondere la deformata a quella conseguente all'applicazione delle forze orizzontali di piano secondo l'assegnata distribuzione. La scelta della distribuzione di forze è un passo molto importante per la realizzazione di analisi pushover: assumere distribuzioni diverse, nell'ambito di quelle ragionevoli, non produce grandi variazioni in termini di resistenza, ma può

influire notevolmente sul meccanismo di collasso. Ovviamente, rispetto ad un'analisi statica incrementale, l'analisi pushover consente di cogliere anche il tratto di softening dopo il raggiungimento della resistenza massima e di seguire l'instaurarsi del meccanismo di collasso. Questa procedura è utilizzata per eseguire analisi statiche non lineari: in tal caso la distribuzione di forze può essere ottenuta automaticamente. Il solutore, scelto il nodo di controllo e lo spostamento da applicare (direzione x o y) provvede a determinare i rapporti di forze coerenti con l'Ordinanza 3431:

- **Distribuzione proporzionale alle masse** : con riferimento ai gradi di libertà diretti lungo la direzione dello spostamento impresso, si determinano le masse nodali, agenti dinamicamente, eventualmente corrette per considerare l'eccentricità di progetto e queste forniscono i rapporti di forze da impiegare nella pushover.
- **Distribuzione proporzionale alle masse ed alle altezze**: tale distribuzione è assimilabile alla distribuzione della prima forma modale. In questo caso, i rapporti di forze saranno ottenuti moltiplicando le masse nodali (eventualmente corrette per considerare l'eccentricità di progetto) per la quota del nodo di appartenenza.

Importante è la scelta del nodo di controllo che deve essere eseguita con cura; il nodo di controllo è quello rispetto al quale viene imposto l'incremento a passi regolari degli spostamenti. Il nodo di controllo deve essere in corrispondenza dell'ultimo livello nei pressi del baricentro della pianta, come riportato in Fig.52.



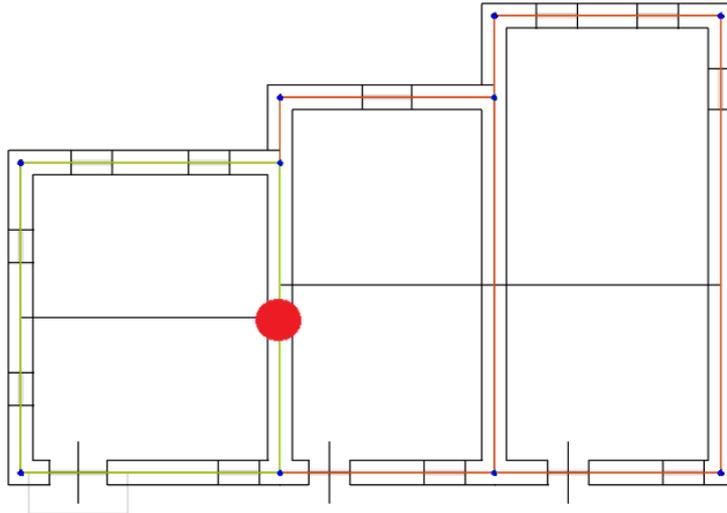


Figura 52: Piante del primo livello con indicato il nodo di controllo.

L'esecuzione di una analisi statica non lineare porta al tracciamento della curva di capacità. Questa curva costituisce il risultato di una analisi eseguita in controllo misto forza-spostamento. Grazie al controllo delle forze si gestisce l'incremento dei carichi in funzione del valore che deve assumere lo spostamento incrementato a passi regolari; controllare gli spostamenti, permette di esaminare l'influenza del degrado strutturale sulla vita della struttura dopo il superamento del valore di resistenza massima. Quindi, lo scopo dell'analisi è quello di individuare l'entità dello spostamento di un punto (nodo di controllo) in seguito al progressivo aumento del carico sismico. Il programma traccia un diagramma che mette in confronto la risultante delle forze sismiche con lo spostamento del nodo di controllo; tale diagramma prende il nome di "curva di capacità portante" o "curva pushover".

4.4 Costruzione delle curve di capacità.

La costruzione della curva di capacità è basata su un processo incrementale che simula la spinta orizzontale di forze statiche, equivalenti al sisma, su una struttura. Dopo ogni incremento del sistema di forze applicate, si verificano le condizioni dei componenti della struttura e si effettuano gli opportuni aggiornamenti del modello. L'analisi si arresta quando vengono raggiunte particolari condizioni limite. Il programma 3Muri, fornisce l'esito dell'analisi statica non lineare per ogni direzione del sisma, per due schemi di carico (proporzionale alle masse e al 1° modo di vibrazione), e eventuali

eccentricità. Considerando l'analisi di orditura parallela spieghiamo tale procedimento (Fig. 53 e 54).

Verifica analisi

N.	Inserisci in relazione	Dir. sistema	Carico sismico	Eccentricità	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q ^s SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO	Do SLO [cm]	o SLV	o SLD	o SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	2,04	1,28	3,15	0,34	0,55	0,23	0,55	0,707	1,276	1,721
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	2,29	1,40	3,43	0,44	0,48	0,27	0,48	0,584	1,050	1,409
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	2,01	1,32	3,20	0,34	0,48	0,22	0,48	0,728	1,177	1,583
4	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	2,25	1,52	3,35	0,42	1,16	0,27	1,16	0,737	1,877	2,578
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	1,63	0,76	2,77	0,25	0,48	0,18	0,48	0,601	1,329	1,790
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,00	1,87	0,84	3,00	0,30	0,64	0,21	0,52	0,574	1,450	1,738
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	1,57	0,96	2,70	0,23	0,80	0,18	0,76	0,713	1,823	2,406
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,00	1,81	1,04	2,89	0,28	0,84	0,20	0,72	0,674	1,754	2,163

Visualizza dettagli

Inserisci tutto in relazione

Cancela analisi

Legenda colori

- Verificato
- Non verificato
- Mancato decadimento
- Non converge a p.p.
- Analisi più gravosa

Figura 153: Elenco delle analisi eseguite

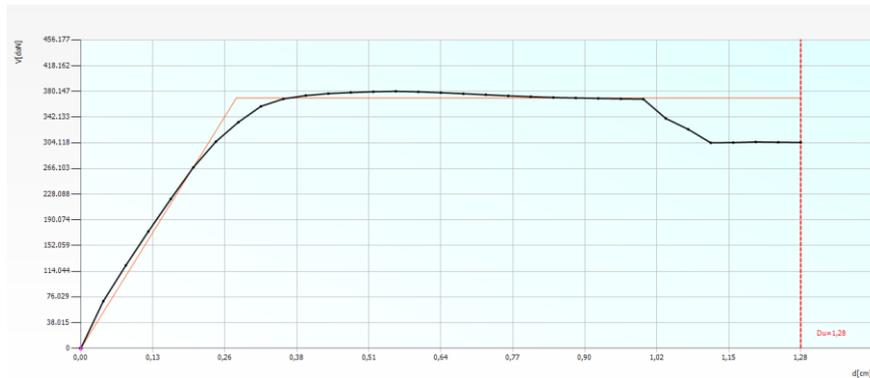


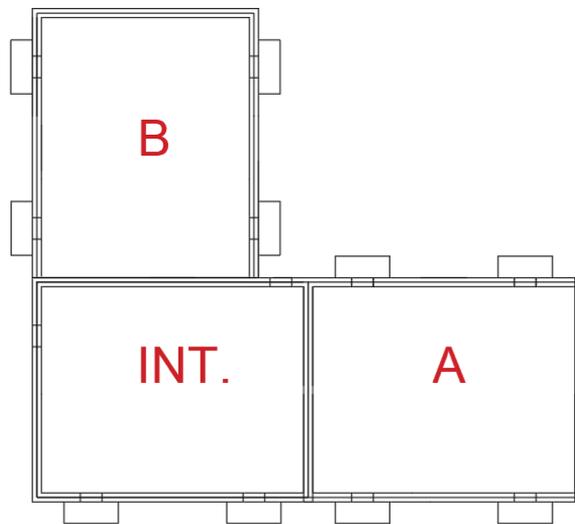
Figura 54: Curva risultante dall'analisi pushover. con orditura parallela.

Si può ben notare che la curva non ha sempre un andamento crescente in termini di reazioni, queste discontinuità sono sintomo di rottura di uno o più elementi strutturali importanti che danno luogo ad una improvvisa mancanza di resistenza. E' da specificare che occorre considerare tanti modelli di calcolo quante sono le posizioni che può assumere il centro di massa in considerazione di eccentricità accidentale nelle direzioni X e Y; tutte le 8 analisi base devono essere effettuate senza eccentricità, con eccentricità positiva, con eccentricità negativa; l'involuppo di tutte queste condizioni porta ad individuare un totale di 24 analisi. La curva di capacità risultante, per ciascun caso esaminato, è la medesima sia nel caso dell'approccio agli SLU sia di quello agli SLD, poiché i carichi agenti sulla struttura sono gli stessi.

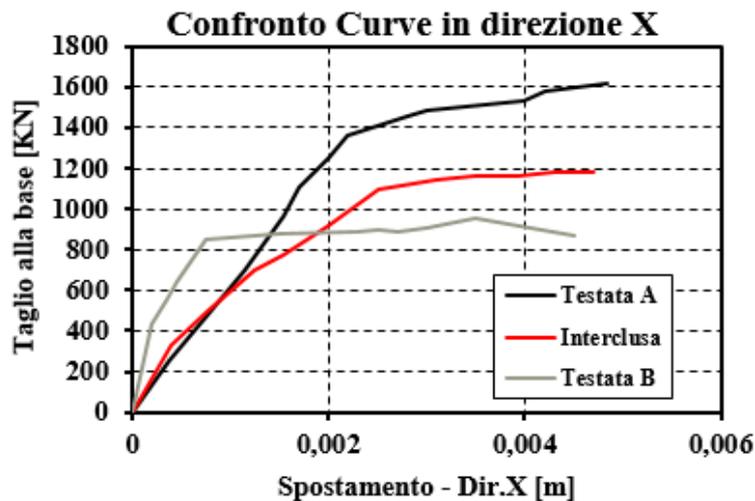
4.4 Risultati analisi pushover

I procedimenti descritti in precedenza sono stati ripetuti per le tre diverse orditure ottenendo così 3 modelli ognuno dei quali rappresentato da due curve pushover, una in direzione X e una in Y per il “blocco L” e 2 modelli per il “blocco lineare”. Si è posta sempre attenzione ai risultati relativi alla singola cellula posta all'interno dell'aggregato, quindi, le curve mostrate in seguito sono state ottenute mediante l'estrapolazione dei dati dai risultati globali. Le curve pushover vengono semplificate per l'analisi in Bilineari di seguito riportate.

4.4.1 Analisi “blocco L”.



- **Orditura parallela:**



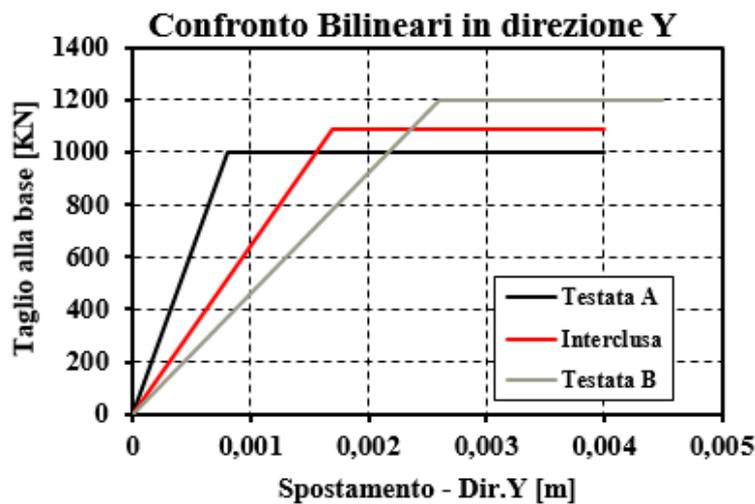
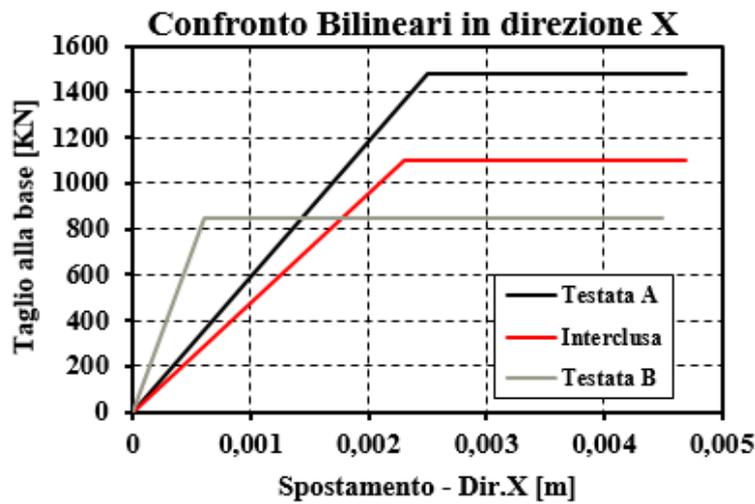
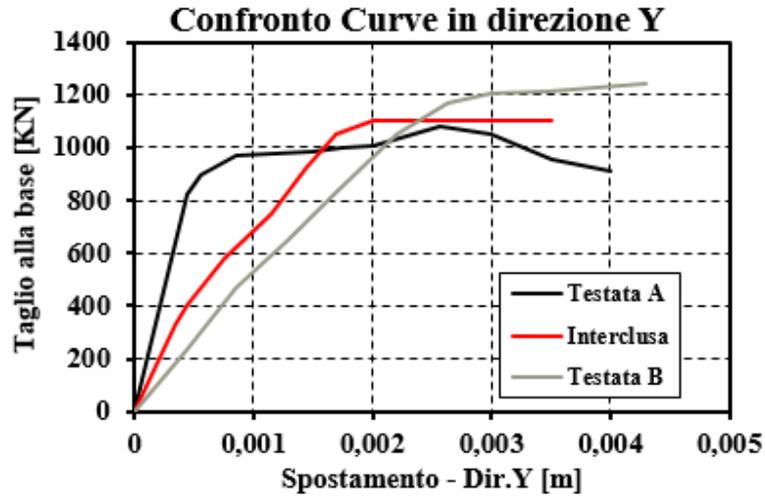


Figura 55: Confronto curve e bilineari delle singole unità strutturali lungo X-Y dell'orditura parallela.

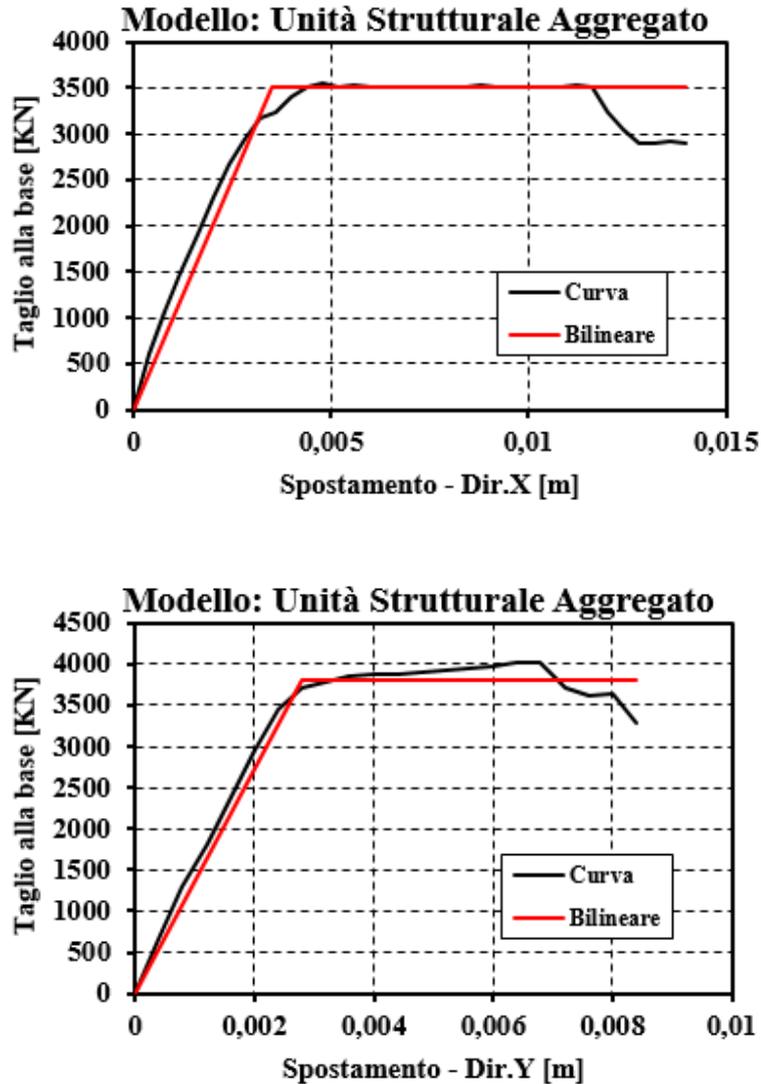


Figura 56: Confronto curve e bilineare dell'intera unità strutturale in aggregato lungo X-Y dell'orditura parallela.

Nel caso di solaio con orditura parallela come si può notare, dal confronto delle bilineari lungo X e Y delle singole unità strutturali (Fig.55), l'unità di testata B lungo X risulta avere una rigidezza maggiore rispetto alle altre unità strutturali poiché lo scarico dei solai favorisce la compressione delle pareti su cui grava. Per questo si nota che avendo una rigidezza maggiore si avrà una resistenza (taglio massimo) minore rispetto alle altre due unità strutturali. Questo accade perché anche se gli spostamenti ultimi delle unità sono simili, la riduzione del taglio è dovuta da una minore area resistente lungo X che porta l'unità B a rottura prima delle altre. Stesso ragionamento è applicato per l'unità di testa A lungo Y. Rispetto invece alle bilineari relative all'intero aggregato (Fig.56), non avremo più un comportamento specifico delle singole unità ma globale e quindi una risposta globale in termini di

resistenza e rigidezza. La sintesi dei risultati risulta evidente dai seguenti grafici (Fig.57):

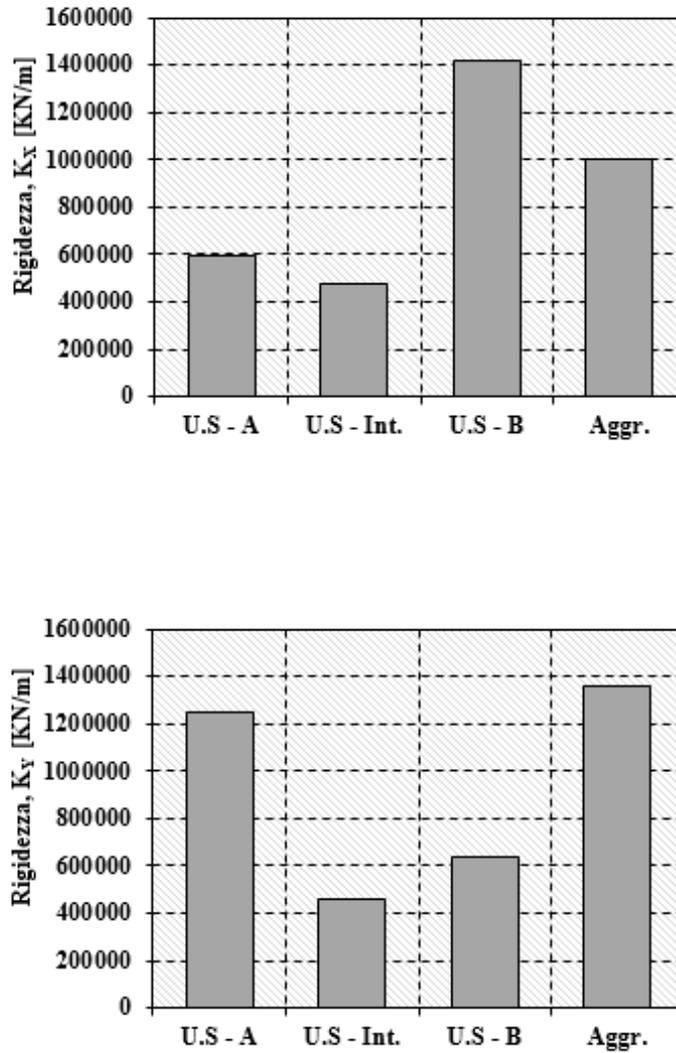
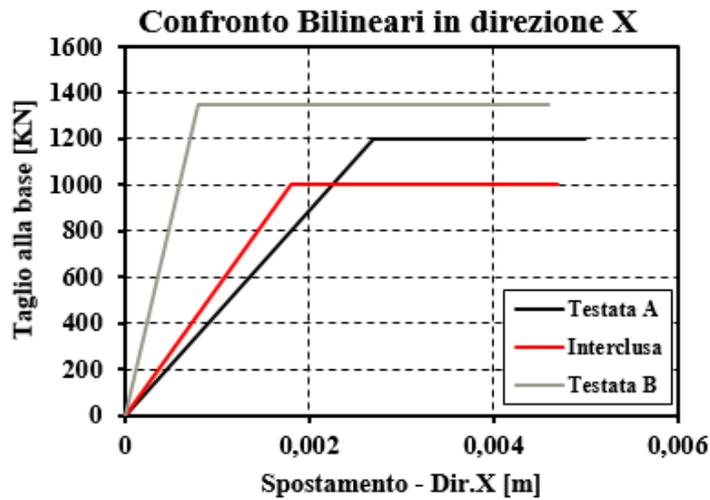
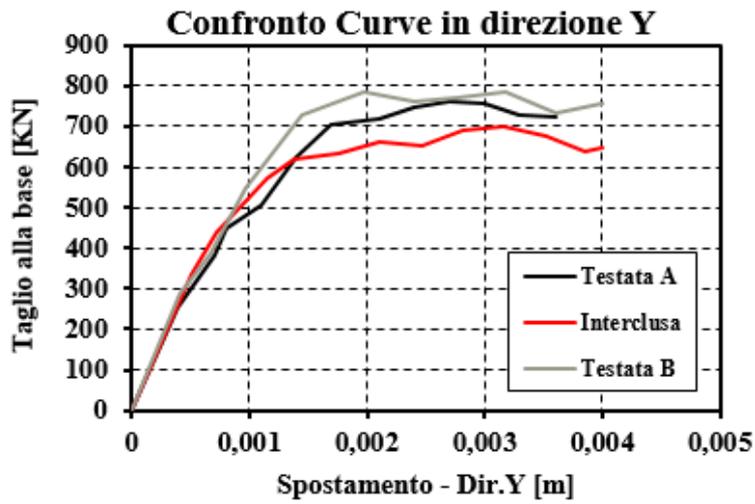
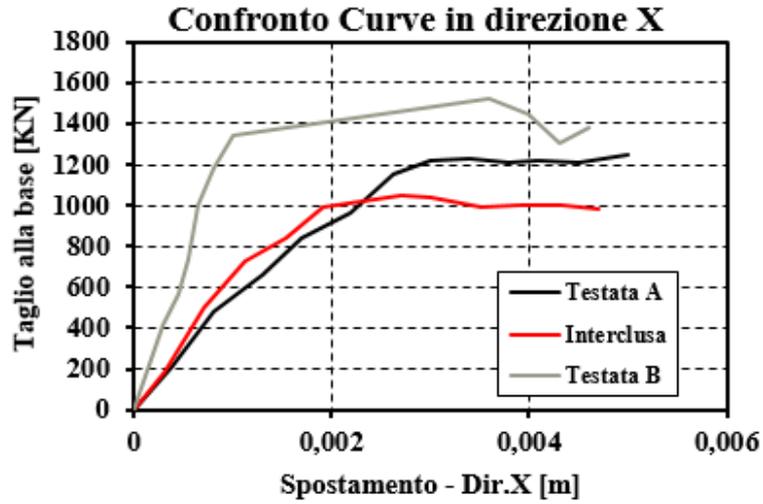


Figura 57: I seguenti istogrammi mostrano le risposte delle singole unità e dell'aggregato in termini di rigidezza e resistenza.

Come si può notare dagli istogrammi in direzione X l'unità strutturale B possiede una rigidezza maggiore rispetto alle altre unità ma minore rispetto all'unità strutturale aggregato. Stessa cosa si nota, in direzione Y, per l'unità strutturale A.

- **Orditura perpendicolare:**



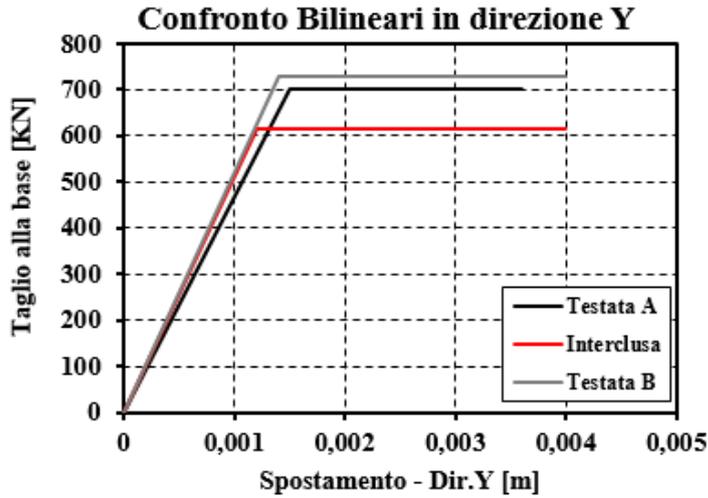


Figura 58: Confronto curve e bilineari delle singole unità strutturali lungo X-Y dell'orditura perpendicolare.

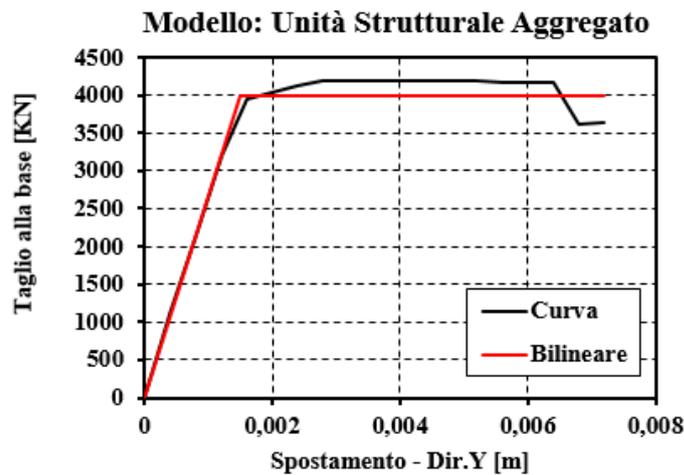
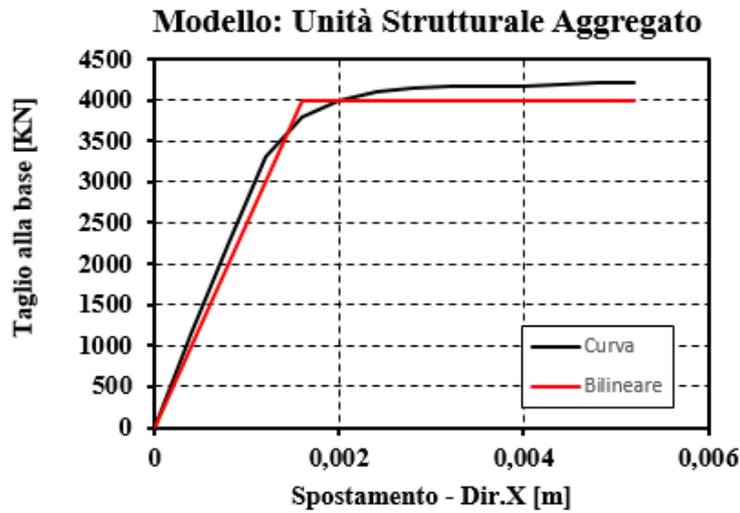
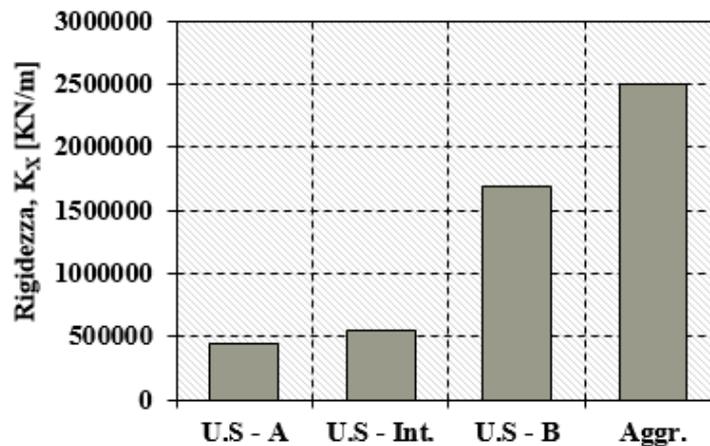


Figura 59: Confronto curve e bilineare dell'intera unità strutturale in aggregato lungo X-Y dell'orditura perpendicolare.

Nel caso di solaio con orditura perpendicolare invece, dal confronto delle bilineari lungo X e Y delle singole unità strutturali (Fig.58), l'unità di testata B lungo X risulta avere una rigidezza maggiore rispetto alle altre unità strutturali poiché lo scarico dei solai favorisce la compressione delle pareti su cui grava. Per questo si nota che avendo una rigidezza maggiore si avrà una resistenza (taglio massimo) minore rispetto alle altre due unità strutturali. Questo accade perché anche se gli spostamenti ultimi delle unità sono simili, la riduzione del taglio è dovuta da una minore area resistente lungo X che porta l'unità B a rottura prima delle altre. Per la resistenza lungo Y, invece, le unità reagiscono allo stesso modo a resistenza e rigidezza, questo vuol dire che l'area resistente lungo Y delle singole unità si uguaglia. Rispetto invece alle bilineari relative all'intero aggregato (Fig.59), non avremo più un comportamento specifico delle singole unità ma globale e quindi una risposta globale in termini di resistenza e rigidezza. La sintesi dei risultati risulta evidente dai seguenti grafici (Fig.60):



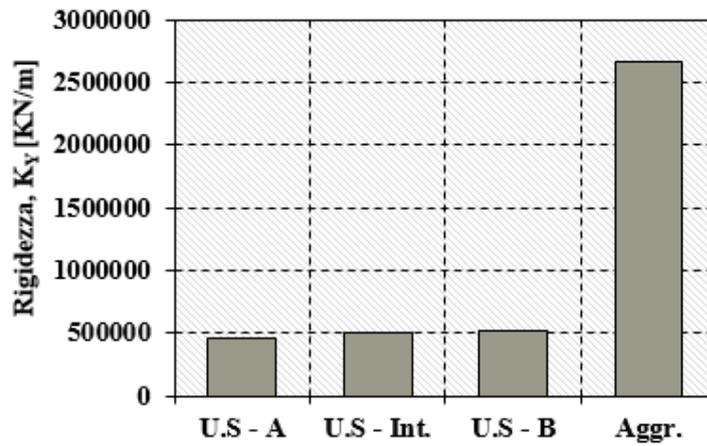
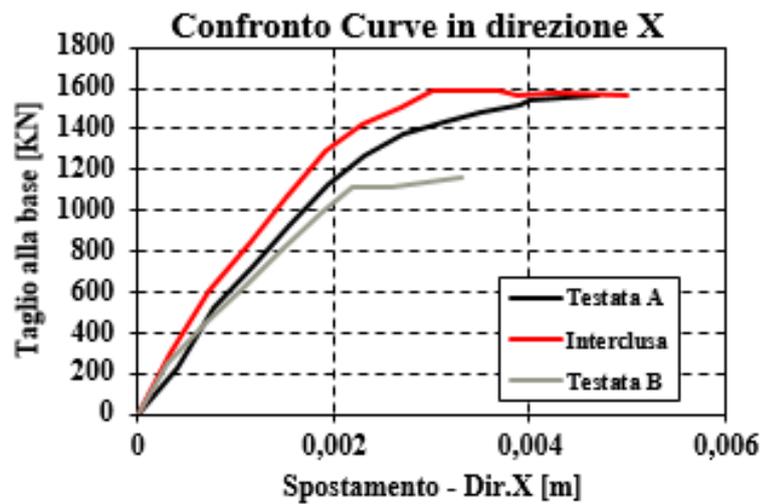


Figura 60: I seguenti istogrammi mostrano le risposte delle singole unità e dell'aggregato in termini di rigidezza e resistenza.

Come si può notare dagli istogrammi in direzione X l'unità strutturale B possiede una rigidezza maggiore rispetto alle altre unità ma minore rispetto all'unità strutturale aggregato. Nel caso direzionale Y, invece, le singole unità strutturali possiedono una rigidezza quasi uguale rispondendo, quindi, in ugual modo.

- Orditura bidirezionale:



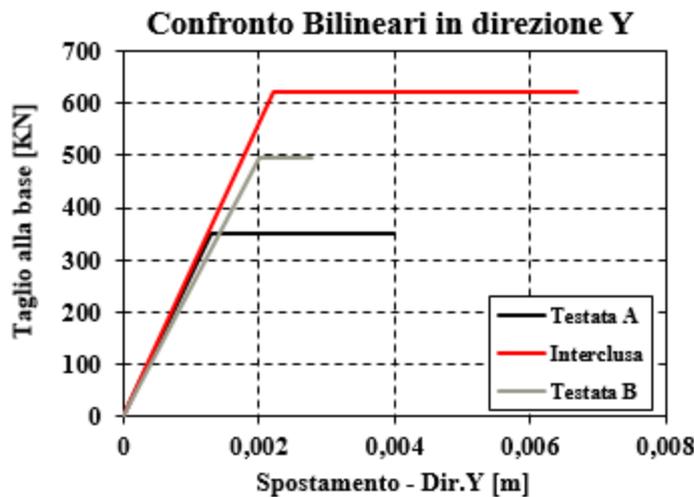
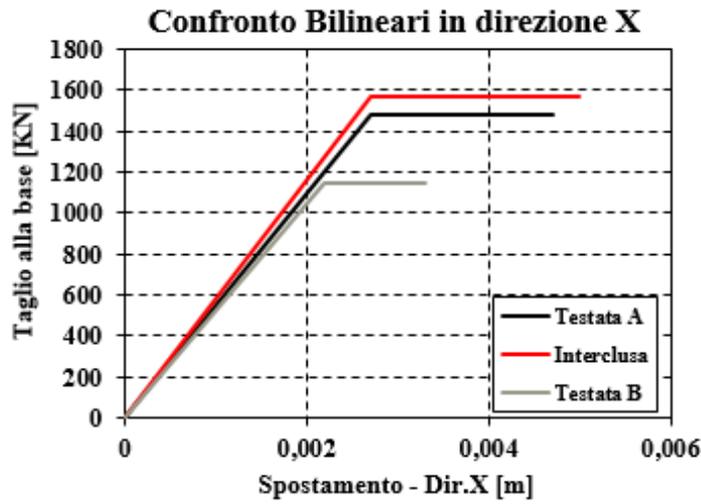
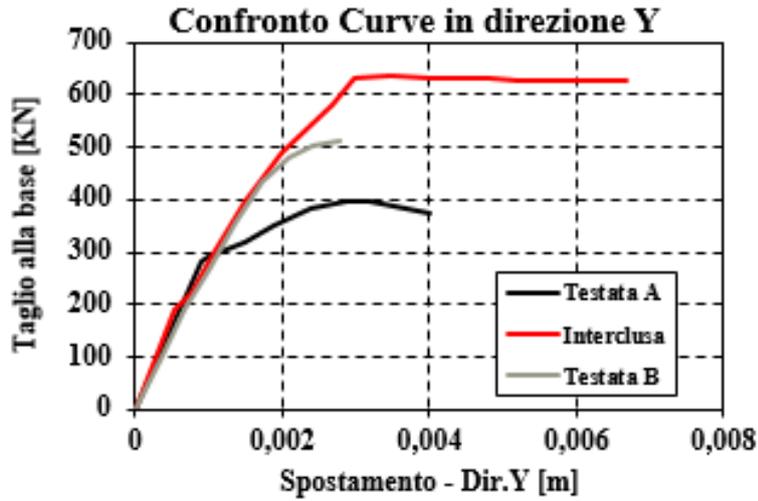


Figura 61: Confronto curve e bilineari delle singole unità strutturali lungo X-Y dell'orditura bidirezionale.

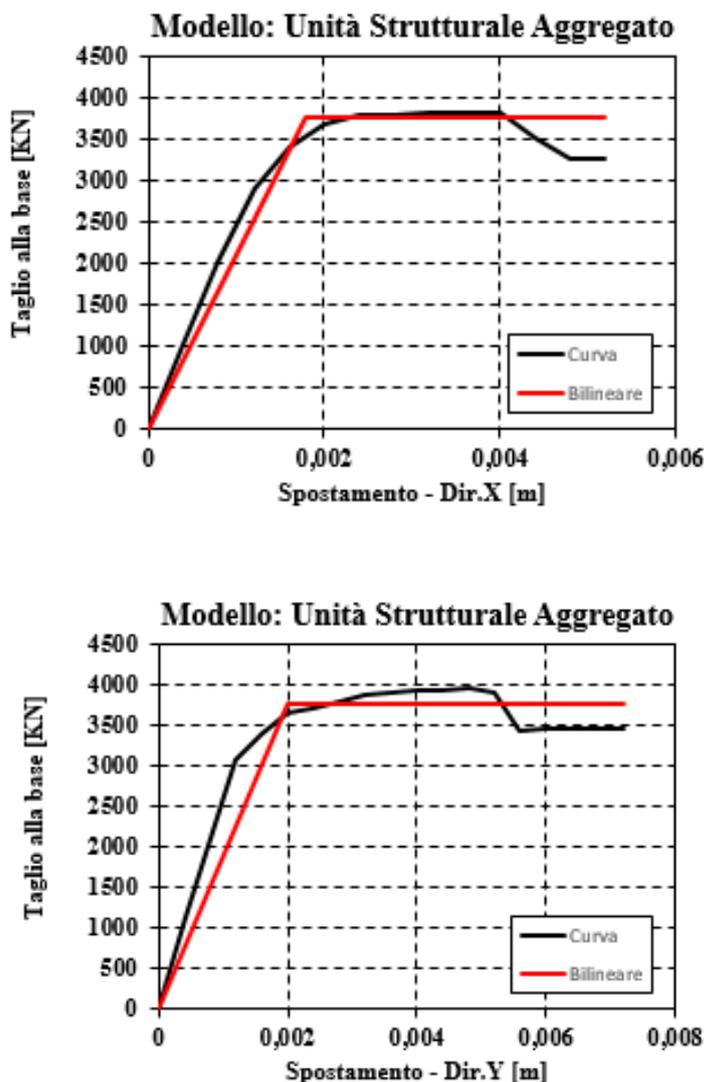


Figura 62: Confronto curve e bilineare dell'intera unità strutturale in aggregato lungo X-Y dell'orditura bidirezionale.

Nel caso di solaio con orditura bidirezionale, dal confronto delle bilineari lungo X e Y delle singole unità strutturali (Fig.61), l'unità interclusa lungo Y risulta avere una rigidezza leggermente maggiore rispetto alle altre unità strutturali poiché lo scarico dei solai favorisce la compressione delle pareti su cui grava. Per questo si nota che avendo una rigidezza maggiore si avrà una resistenza (taglio massimo) minore rispetto alle altre due unità strutturali. Questo accade perché anche se gli spostamenti ultimi delle unità sono simili, la riduzione del taglio è dovuta da una minore area resistente lungo Y che porta l'unità interclusa a rottura prima delle altre. Per la resistenza lungo X, invece, le unità reagiscono quasi allo stesso modo a resistenza e rigidezza, questo vuol dire che l'area resistente lungo X delle singole unità si uguaglia. Rispetto invece alle bilineari relative all'intero

aggregato (Fig.62), non avremo più un comportamento specifico delle singole unità ma globale e quindi una risposta globale in termini di resistenza e rigidezza. La sintesi dei risultati risulta evidente dai seguenti grafici (Fig.63):

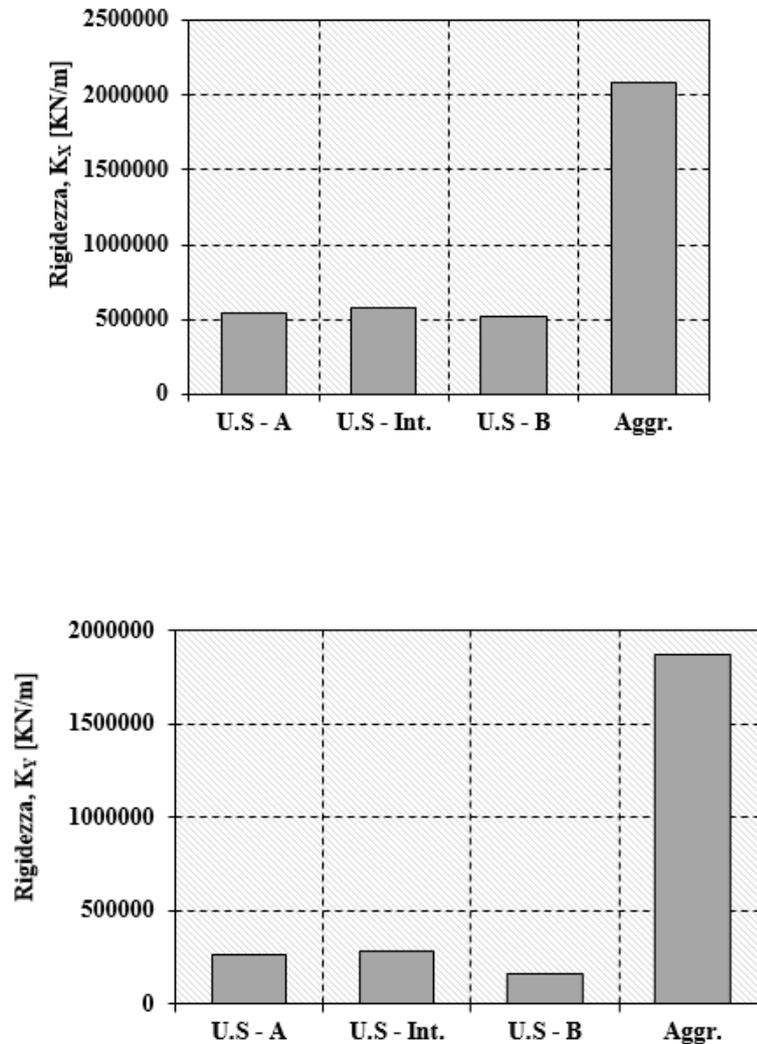
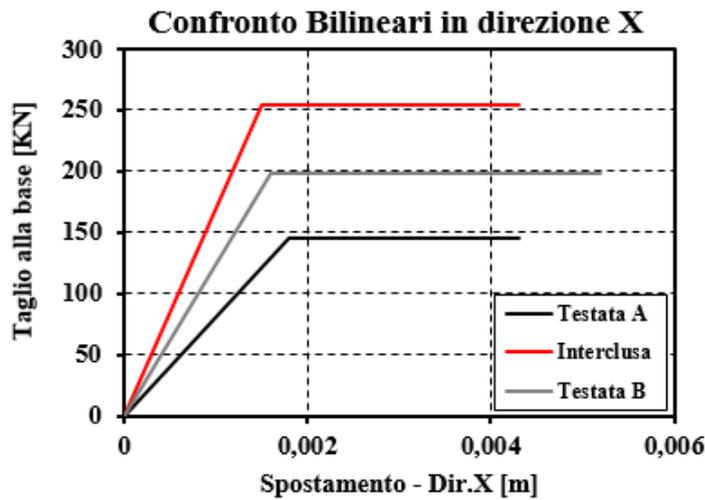
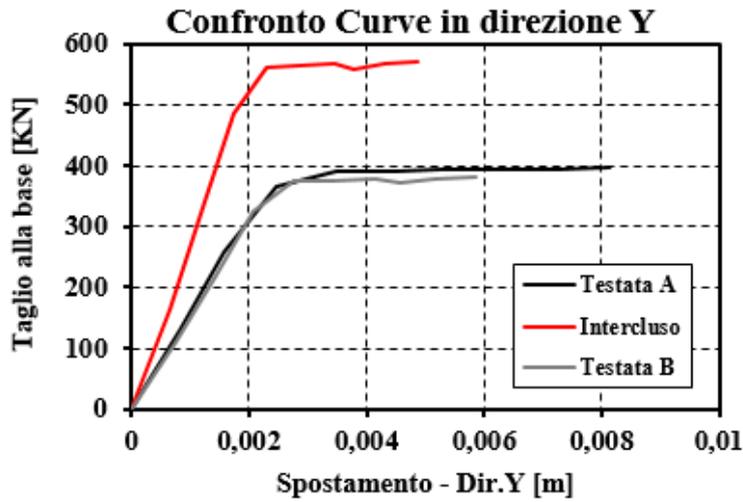
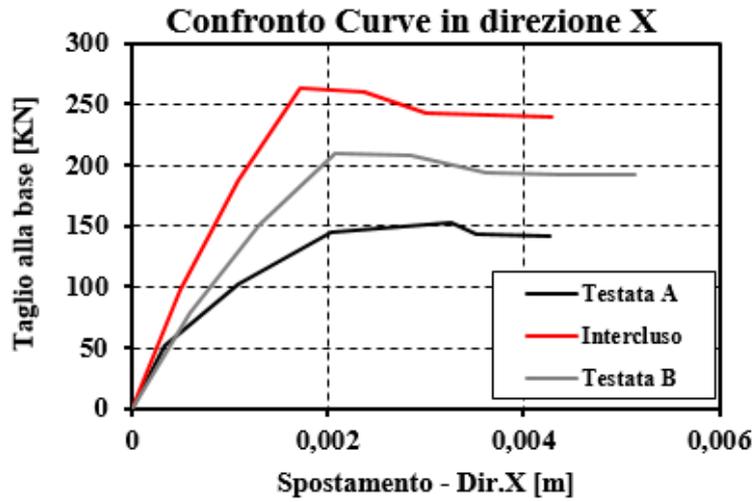


Figura 63: I seguenti istogrammi mostrano le risposte delle singole unità e dell'aggregato in termini di rigidezza e resistenza.

Come si può notare dagli istogrammi in direzione Y, l'unità strutturale A possiede una rigidezza maggiore rispetto alle altre unità ma minore rispetto all'unità strutturale aggregato. Nel caso direzionale X, invece, le singole unità strutturali possiedono una rigidezza quasi uguale rispondendo, quindi, in ugual modo.

4.4.2 Analisi "blocco lineare"



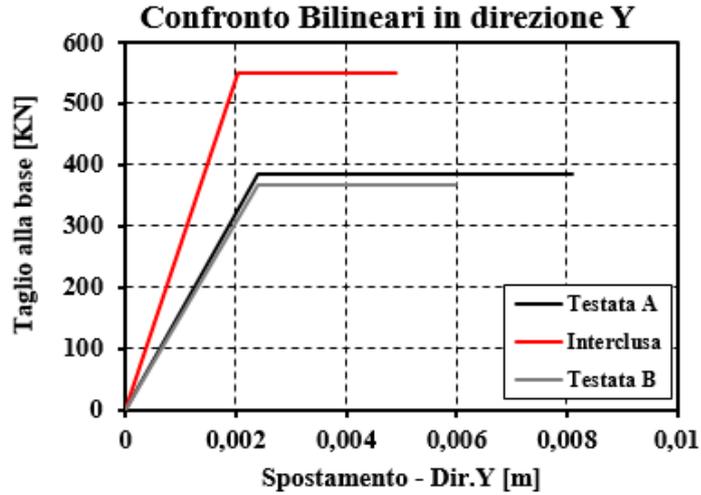


Figura 64: Confronto curve e bilineari delle singole unità strutturali lungo X-Y.

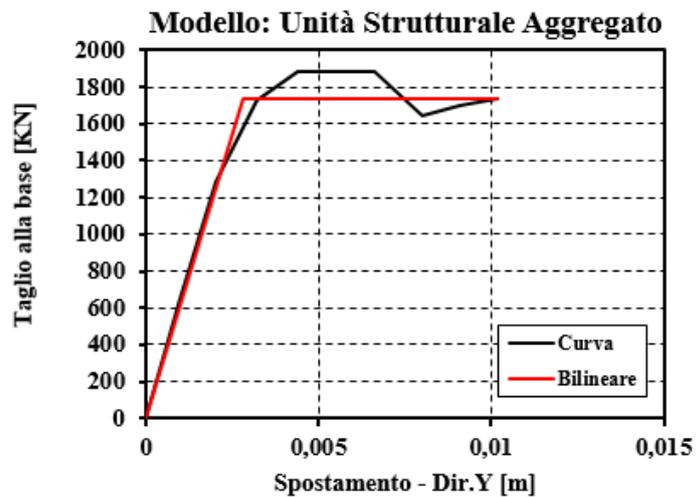
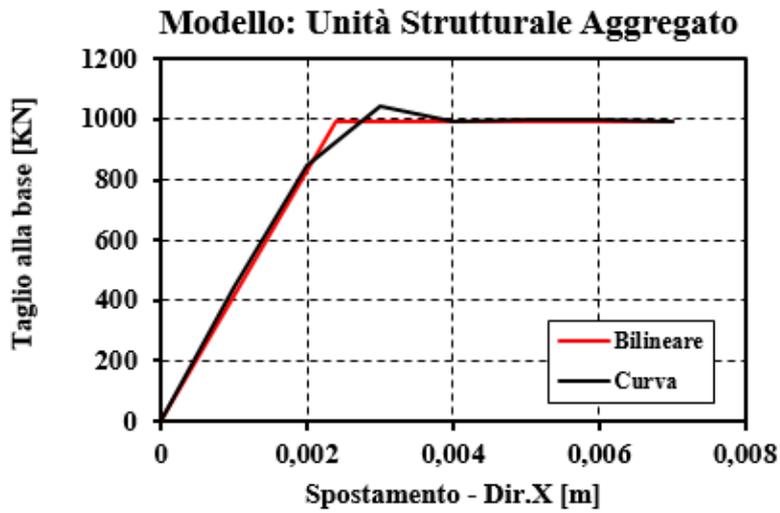


Figura 65: Confronto curve e bilineare dell'intera unità strutturale in aggregato lungo X-Y.

Nel caso in esame come si può notare, dal confronto delle bilineari lungo X delle singole unità strutturali (Fig.64), l'unità interclusa lungo X risulta avere una rigidezza maggiore rispetto alle altre unità strutturali poiché lo scarico dei solai favorisce la compressione delle pareti su cui grava. Per questo si nota che avendo una rigidezza maggiore si avrà una resistenza (taglio massimo) minore rispetto alle altre due unità strutturali. Questo accade perché anche se gli spostamenti ultimi delle unità sono simili, la riduzione del taglio è dovuta da una minore area resistente lungo X che porta l'unità interclusa a rottura prima delle altre. Per la resistenza lungo Y vale la stessa cosa. Rispetto invece alle bilineari relative all'intero aggregato (Fig.65), non avremo più un comportamento specifico delle singole unità ma globale e quindi una risposta globale in termini di resistenza e rigidezza. La sintesi dei risultati risulta evidente dai seguenti grafici (Fig.66):

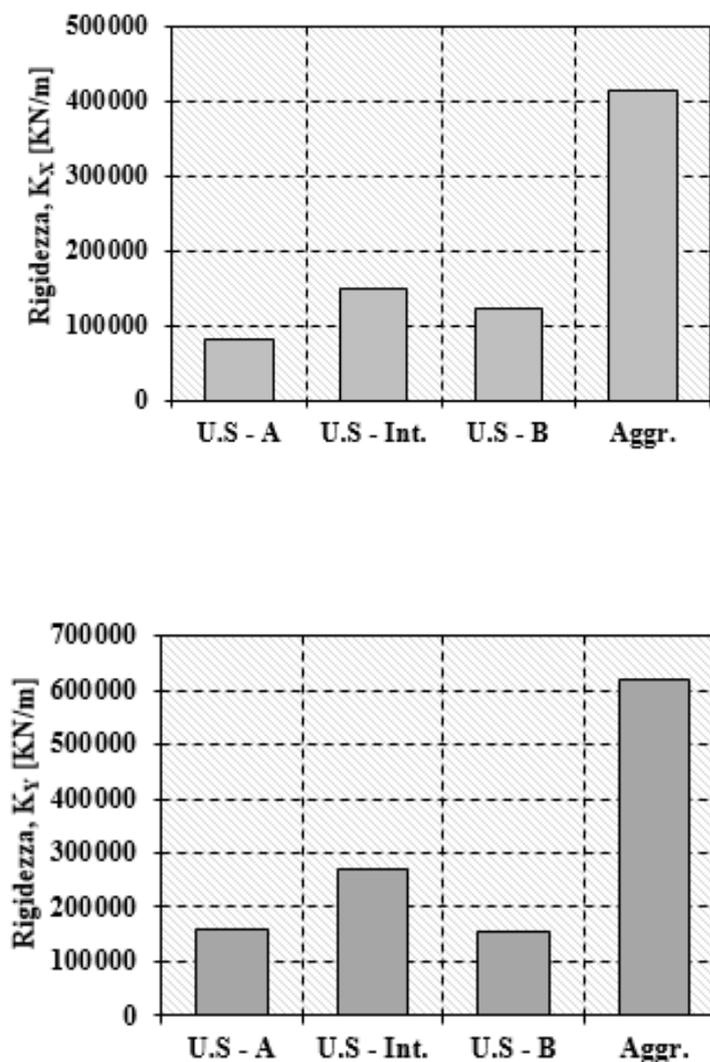


Figura 66: I seguenti istogrammi mostrano le risposte delle singole unità e dell'aggregato in termini di rigidezza e resistenza.

Come si può notare dagli istogrammi in direzione X e Y, l'unità strutturare interclusa possiede una rigidezza maggiore rispetto alle altre unità ma minore rispetto all'unità strutturale aggregato.

4.5 Analisi del periodo di vibrazione.

Il periodo di vibrazione T viene calcolato utilizzando la formula:

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{k}{M}}}$$

Dove

K esprime la rigidezza e **M** la massa dell'unità strutturale.

Possiamo dire che se un sistema presenta una rigidezza K molto alta e uno spostamento d molto piccolo, assorbirà più forza e quindi andrà a danneggiarsi di più rispetto ad un sistema con una resistenza minore. Quindi a parità di rigidezza maggiore avremo un periodo di vibrazione minore. Quanto detto viene riportato di seguito analizzando ogni singola unità strutturale e l'unità strutturale aggregato:

- *“blocco L” orditura parallela:*

U.S di Testata-A			
Direzione X		Direzione Y	
F _y [KN]	1480	F _y [KN]	1000
dy [m]	0,0025	dy [m]	0,0008
du [m]	0,00485	du [m]	0,004
Massa [ton]		3643,66	

U.S di Testata-B			
Direzione X		Direzione Y	
F _y [KN]	850	F _y [KN]	1090
dy [m]	0,0006	dy [m]	0,0017
du [m]	0,0045	du [m]	0,0043
Massa [ton]		3747,08	

U.S Interclusa			
Direzione X		Direzione Y	
F _y [KN]	1100	F _y [KN]	1200
dy [m]	0,0023	dy [m]	0,0026
du [m]	0,0047	du [m]	0,0045
Massa [ton]	5293,7		

Rigidezza- K [KN/m]				Periodo - T [sec]			
Direzione X		Direzione Y		Direzione X		Direzione Y	
K _{X-A}	592000	K _{Y-A}	1250000	T _{X-A}	0,49	T _{Y-A}	0,34
K _{X-Int}	478261	K _{Y-Int}	461538	T _{X-Int}	0,66	T _{Y-Int}	0,67
K _{X-B}	1416667	K _{Y-B}	641176	T _{X-B}	0,32	T _{Y-B}	0,48

Aggregato			
Direzione X		Direzione Y	
F _y [KN]	3500	F _y [KN]	3800
dy [m]	0,0035	dy [m]	0,0028
du [m]	0,014	du [m]	0,0084
Massa [ton]	12684,44		

Rigidezza- K [KN/m]	
K _{X,Agg}	1000000
K _{Y,Agg}	1357143

Periodo - T [sec]	
T _{X,Agg}	0,71
T _{Y,Agg}	0,61

Di seguito vengono riportati i risultati su istogrammi:

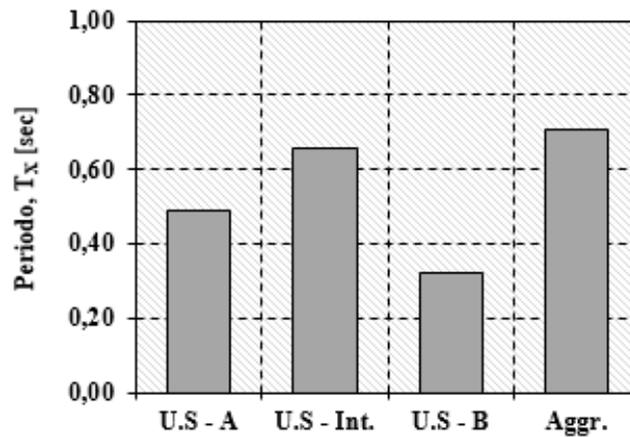


Figura 67: Periodo di vibrazione lungo X delle singole unità strutturali e dell'unità aggregato.

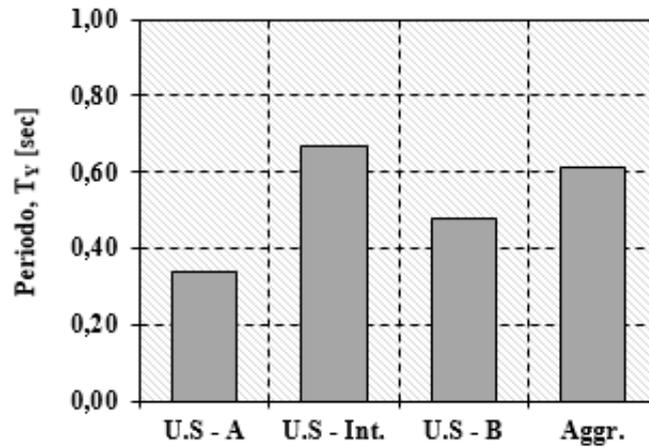


Figura 68: Periodo di vibrazione lungo Y delle singole unità strutturali e dell'unità aggregato.

- “blocco L” orditura perpendicolare:

U.S di Testata-A			
Direzione X		Direzione Y	
F_y [KN]	1200	F_y [KN]	700
dy [m]	0,0027	dy [m]	0,0015
du [m]	0,005	du [m]	0,0036
Massa [ton] 4389,01			

U.S di Testata-B			
Direzione X		Direzione Y	
F_y [KN]	1350	F_y [KN]	730
dy [m]	0,0008	dy [m]	0,0014
du [m]	0,0046	du [m]	0,004
Massa [ton] 4583			

U.S Interclusa			
Direzione X		Direzione Y	
F_y [KN]	1000	F_y [KN]	615
dy [m]	0,0018	dy [m]	0,0012
du [m]	0,0047	du [m]	0,004
Massa [ton] 4463,95			

Rigidezza- K [KN/m]				Periodo - T [sec]			
Direzione X		Direzione Y		Direzione X		Direzione Y	
K_{X-A}	444444	K_{Y-A}	466667	T_{X-A}	0,62	T_{Y-A}	0,61
K_{X-Int}	555556	K_{Y-Int}	512500	T_{X-Int}	0,56	T_{Y-Int}	0,59
K_{X-B}	1687500	K_{Y-B}	521429	T_{X-B}	0,33	T_{Y-B}	0,59

Aggregato			
Direzione X		Direzione Y	
F_y [KN]	4000	F_y [KN]	4000
dy [m]	0,0016	dy [m]	0,0015
du [m]	0,0052	du [m]	0,0072
Massa [ton]	13435,95		

Rigidezza- K [KN/m]		Periodo - T [sec]	
$K_{X,Agg}$	2500000	$T_{X,Agg}$	0,46
$K_{Y,Agg}$	2666667	$T_{Y,Agg}$	0,45

Di seguito vengo riportati i risultati su istogrammi:

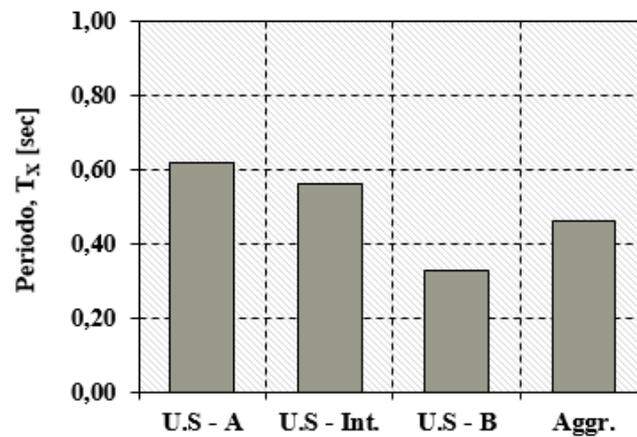


Figura 69: Periodo di vibrazione lungo X delle singole unità strutturali e dell'unità aggregato.

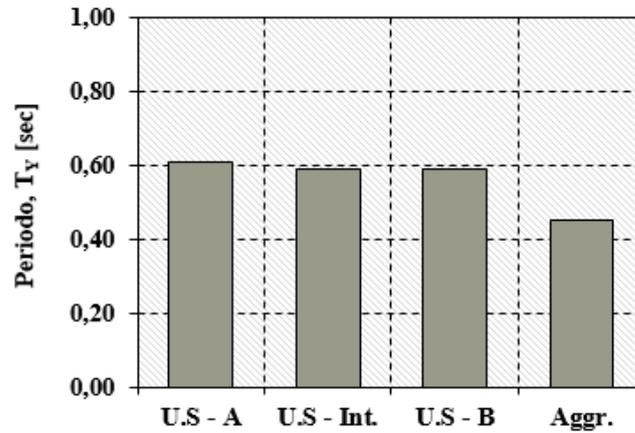


Figura 70: Periodo di vibrazione lungo Y delle singole unità strutturali e dell'unità aggregato.

- “blocco L” orditura bidirezionale:

U.S di Testata-A			
Direzione X		Direzione Y	
F_y [KN]	1480	F_y [KN]	350
dy [m]	0,0027	dy [m]	0,0013
du [m]	0,0047	du [m]	0,004
Massa [ton]	4038,01		

U.S di Testata-B			
Direzione X		Direzione Y	
F_y [KN]	1150	F_y [KN]	495
dy [m]	0,0022	dy [m]	0,003
du [m]	0,0033	du [m]	0,005
Massa [ton]	2617,08		

U.S Interclusa			
Direzione X		Direzione Y	
F_y [KN]	1570	F_y [KN]	623
dy [m]	0,0027	dy [m]	0,0022
du [m]	0,005	du [m]	0,0067
Massa [ton]	5525,465		

Rigidezza- K [KN/m]			
Direzione X		Direzione Y	
K_{X-A}	548148	K_{Y-A}	269231
K_{X-Int}	581481	K_{Y-Int}	283182
K_{X-B}	522727	K_{Y-B}	165000

Periodo - T [sec]			
Direzione X		Direzione Y	
T_{X-A}	0,54	T_{Y-A}	0,77
T_{X-Int}	0,61	T_{Y-Int}	0,88
T_{X-B}	0,44	T_{Y-B}	0,79

Aggregato			
Direzione X		Direzione Y	
F_y [KN]	3750	F_y [KN]	3750
dy [m]	0,0018	dy [m]	0,002
du [m]	0,0052	du [m]	0,007
Massa [ton]	12180,56		

Rigidezza- K [KN/m]		Periodo - T [sec]	
$K_{X,Agg}$	2083333	$T_{X,Agg}$	0,48
$K_{Y,Agg}$	1875000	$T_{Y,Agg}$	0,51

Di seguito vengo riportati i risultati su istogrammi:

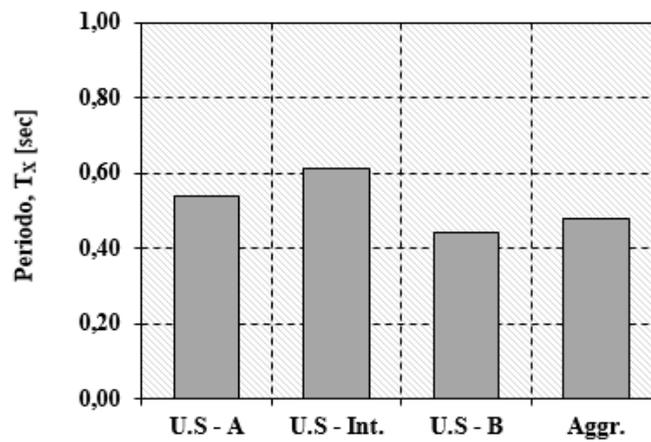


Figura 71: Periodo di vibrazione lungo X delle singole unità strutturali e dell'unità aggregato.

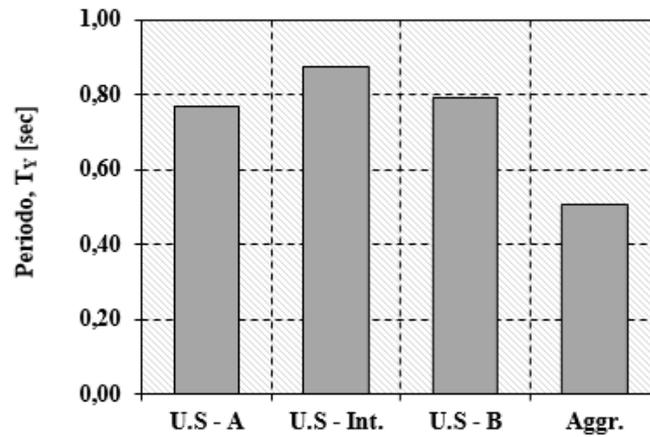
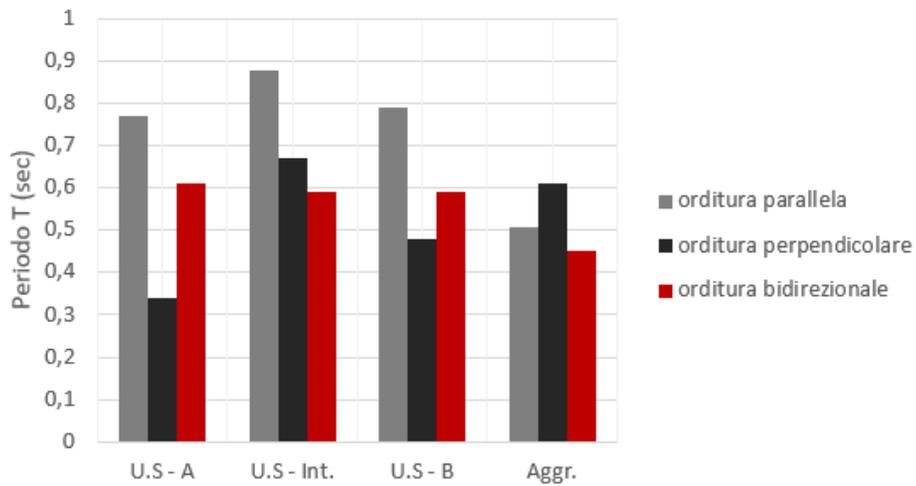


Figura 72: Periodo di vibrazione lungo Y delle singole unità strutturali e dell'unità aggregato.

Per la valutazione finale del periodo di vibrazione del blocco "L" e, quindi, del comportamento delle varie unità e dell'intero aggregato, nei confronti delle diverse orditure, i risultati ottenuti vengono riportati nel seguente istogramma (Fig. 73):



- “blocco lineare”:

U.S di Testata-A			
Direzione X		Direzione Y	
F _y [KN]	145	F _y [KN]	385
dy [m]	0,0018	dy [m]	0,0024
du [m]	0,0043	du [m]	0,0081
Massa [ton]		921,06	

U.S di Testata-B			
Direzione X		Direzione Y	
F _y [KN]	198	F _y [KN]	368
dy [m]	0,0016	dy [m]	0,0024
du [m]	0,0052	du [m]	0,006
Massa [ton]		1211,25	

U.S Interclusa			
Direzione X		Direzione Y	
F _y [KN]	225	F _y [KN]	550
dy [m]	0,0015	dy [m]	0,00205
du [m]	0,0043	du [m]	0,0049
Massa [ton]		2397,65	

Rigidizza- K [KN/m]			
Direzione X		Direzione Y	
K _{X-A}	80556	K _{Y-A}	160417
K _{X-Int}	150000	K _{Y-Int}	268293
K _{X-B}	123750	K _{Y-B}	153333

Periodo - T [sec]			
Direzione X		Direzione Y	
T _{X-A}	0,67	T _{Y-A}	0,48
T _{X-Int}	0,79	T _{Y-Int}	0,59
T _{X-B}	0,62	T _{Y-B}	0,56

Aggregato			
Direzione X		Direzione Y	
F _y [KN]	995	F _y [KN]	1738
dy [m]	0,0024	dy [m]	0,0028
du [m]	0,007	du [m]	0,0102
Massa [ton]		4529	

Rigidezza- K [KN/m]		Periodo - T [sec]	
$K_{X,Agg}$	414583	$T_{X,Agg}$	0,66
$K_{Y,Agg}$	620714	$T_{Y,Agg}$	0,54

Di seguito vengo riportati i risultati su istogrammi:

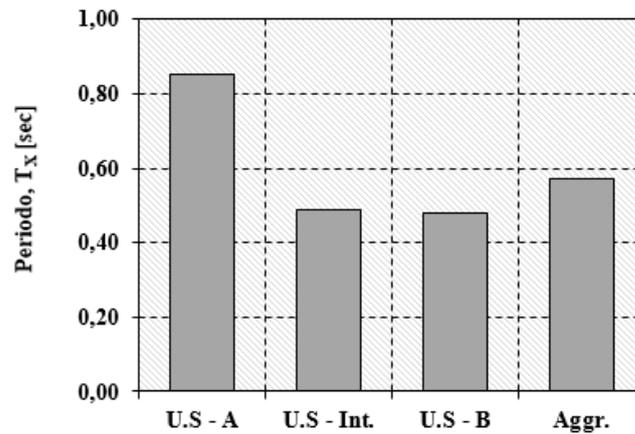


Figura 73: Periodo di vibrazione lungo X delle singole unità strutturali e dell'unità aggregato.

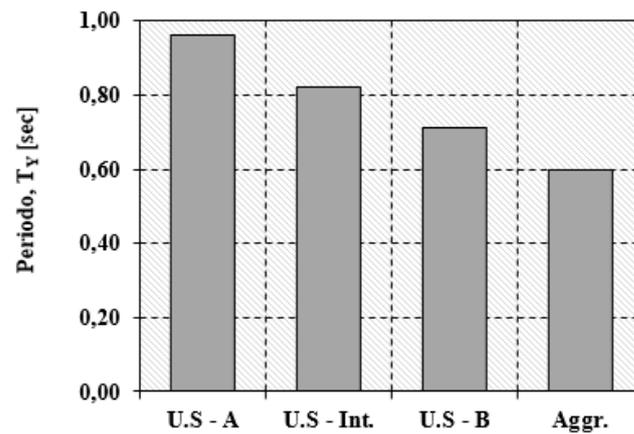


Figura 74: Periodo di vibrazione lungo Y delle singole unità strutturali e dell'unità aggregato.

5. Conclusioni

Lo studio svolto nell'elaborato di tesi, pone l'attenzione sulla valutazione del periodo di vibrazione di unità strutturali in aggregato. Dai risultati acquisiti si evidenzia come l'influenza della posizione della singola unità all'interno dell'aggregato stesso gioca un ruolo fondamentale in termini di risposta strutturale. I casi analizzati si differenziano per configurazione plano-altimetrica dell'aggregato e per tipologia di solai. Pertanto, in linea generale, da un primo confronto in termini di massa strutturale, è stato mostrato come l'unità strutturale interclusa, nei vari casi esaminati, presenta una massa sismica maggiore (mediamente del 61%) rispetto alle unità di testata. Questa circostanza è di facile interpretazione in quanto le unità adiacenti a quella interclusa, provocano un aggravio in termini di peso sismico. Analogamente, dal confronto in termini di rigidità, l'unità interclusa presenta una rigidità maggiore (mediamente del 21%) rispetto alle unità adiacenti poiché, data la sua posizione all'interno dell'aggregato, ha una minore propensione a spostarsi nelle due direzioni principali X ed Y e quindi una minore propensione al danneggiamento. Come si può quindi notare dai calcoli precedenti, quando l'unità interclusa risulta essere molto caricata, risulta avere un periodo più grande avendo una massa maggiore. Quando invece si va a scaricare il carico sulle altre unità, succede che i periodi sono quasi uguali tra le unità. Quindi in conclusione, possiamo dire che il nostro obiettivo è quello di ottenere un periodo che risulti essere il più grande possibile perché più quest'ultimo aumenta, più l'azione sismica risulta essere bassa. Questo significa che, nel caso di Blocco a "L", per l'unità interclusa, si preferisce che i carichi vadano a gravare sulle unità di testata, come si può notare dal grafico in Fig. 73 per orditura parallela, perché si ottiene un periodo maggiore. Per unità di testata A, per ottenere quanto detto, si preferisce, in ugual modo, un'orditura di tipo parallelo; stesso ragionamento viene applicato per l'unità di testa B. Applicando gli stessi parametri possiamo calcolare anche la migliore risposta di periodo dell'intero aggregato che risulta rispondere bene ad orditura perpendicolare. Quindi quella perpendicolare risulta aver una risposta intermedia tra le altre due. Per il caso Baranello, blocco "lineare", invece, la migliore risposta la si ottiene solo nel caso di orditura parallela dove, l'unità interclusa, risulta subire un danno minore poiché è bloccata dalle altre due unità di Testata A e B. Possiamo infine dire che, essendo il periodo dell'aggregato circa uguale a 0,6, si sposta poco, per cui la sua rigidità laterale risulta essere ottimale.

Bibliografia

- (1) “Norme Tecniche per le Costruzioni” DM 14/01/2008, G.U. 04/02/2008
- (2) Ordinanza del 20 marzo 2003, n. 3274, G.U. n.105 08/05/2003
- (3) “Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (NTC) e circolare applicativa 21/01/2019
- (4) “OPCM 3519/06”, G.U. n.105 08/05/2003
- (5) Circolare 2 febbraio 2009 n. 617, G.U. n.47 26/02/2009
- (6) “OPCM 3832/09”, G.U. n.299 24/12/2009
- (7) “Linee guida per la classificazione sismica delle costruzioni in muratura” Decreto n.58 del 28/02/2017
- (8) Linee guida RELUIS
- (9) Linee guida del programma £Muri by STA.DATA

Sitografia

- (1) geostrutture.eu
- (2) sitografia.it
- (3) www.ingv.it
- (4) Tamino.wordpress.com
- (5) www.emidius.mi.ingv.it
- (6) www.essel-gis.mi.ingv.it
- (7) Tesionline.it
- (8) www.slidepayer.it
- (9) Gaetanocatalini.wordpress.com
- (10) Indacosrl.com
- (11) www.reluis.it
- (12) Ordineingegneri.bergamo.it
- (13) Interactive maps of Sismic bazard : [http ://essel-gis.mi.ingv.it](http://essel-gis.mi.ingv.it)

Ringraziamenti

Desidero ringraziare innanzitutto il prof. Antonio Formisano, relatore di questa tesi, per la grande disponibilità, attenzione e gentilezza dimostrate durante la stesura del lavoro. Ringrazio il mio correlatore, l'Ing. Nicola Chieffo, per l'incoraggiamento, i suggerimenti, la disponibilità e le risorse fornite per svolgere l'attività e finirla al meglio.

Ringrazio me stessa per averci creduto e non aver mai mollato anche nei momenti in cui mollare sembrava la cosa più giusta.

Ringrazio la mia famiglia per il sostegno costante e affettuoso di ogni giorno, perché in parte questo mio traguardo è anche loro. Grazie per essere stati il mio punto di riferimento e per tutti i sacrifici che sono serviti a portarmi al raggiungimento di questo mio primo traguardo.

Un immenso grazie va ad una persona che da 3 anni riempie la mia vita, Alfredo, che mi sostiene quotidianamente in tutto quello che faccio senza riserve.

Alle mie compagne di avventura: Lucia, sorella e sostegno irrinunciabile, questa tesi è mia quanto tua, grazie per esserci sempre stata; Angela, coinquilina e braccio destro, grazie per avermi sopportato nelle mie giornate di follia; Cristina, Daniela, Gerardina, Raffaele e Titty grazie perché è bello sentirsi non solo colleghi ma amici. Grazie a tutti i miei amici che in ogni momento hanno creduto in me dandomi un sostegno immenso.

In fine desidero dedicare questa tesi ad una persona che oggi non può essere qui presente, a mio nonno Gennaro, il mio pilastro, grazie per avermi fatto capire che dopo ogni difficoltà, grande o piccola che sia, ci si deve sempre rialzare, senza mai arrendersi ma lottare a denti stretti; so che oggi saresti stato fiero di me.

Grazie.

“Per aspera ad astra”