

*“la differenza tra un uomo  
comune ed un ingegnere è che  
l'ingegnere è consapevole  
dell'errore che commette”*

*(Prof. Ing. Paolo Massarotti)*

# INDICE

<b>Introduzione</b> .....	<b>4</b>
<b>1. I terremoti ed il rischio sismico</b> .....	<b>6</b>
1.1 I terremoti .....	6
1.2 Misurazione dell'intensità sismica .....	7
1.3 Il Rischio sismico.....	9
1.4 L'analisi sismica secondo il DM 14.01.2008 .....	12
1.4.1 Pericolosità sismica .....	12
1.4.2 Modellazione dell'azione sismica .....	13
1.4.3 Tipologie di sottosuolo.....	14
1.4.4 Lo Spettro di Risposta Elastico .....	15
1.5 Valutazione della sicurezza .....	18
1.5.1 Requisiti di sicurezza .....	18
<b>2. Gli edifici in muratura in aggregato</b> .....	<b>20</b>
2.1 Cenni storici.....	20
2.2 Tipologie costruttive .....	22
2.3 Comportamento meccanico delle murature.....	26
2.4 I complessi murari edilizi.....	31
2.5 Livelli di Conoscenza .....	33
<b>3. Analisi pushover nella verifica antisismica</b> .....	<b>35</b>
3.1 Definizione e generalità.....	39
3.2 Metodo del Capacity Spectrum .....	47
3.3 Domanda sismica nel formato ADRS.....	49
3.4 Metodologia di applicazione dell'analisi pushover per la determinazione di $d_{maz}$ .....	50
<b>4. I casi studio</b> .....	<b>55</b>
4.1 L'Unità Strutturale.....	56
4.2 Le ipotesi di aggregato.....	57
4.3 Fase 1.....	58
4.3.1 Procedura di analisi tramite il programma 3Muri .....	58

4.3.2	<i>Definizione del modello geometrico</i> .....	59
4.3.3	<i>Definizione dei carichi</i> .....	61
4.3.4	<i>Analisi incrementale a collasso (push-over)</i> .....	62
4.3.5	<i>Spettro da normativa</i> .....	65
4.3.6	<i>Risultati</i> .....	66
4.4	<i>Fase 2</i> .....	66
4.4.1	<i>Passo 1 - Costruzione della curva di capacità MDOF dell'US in aggregato</i> .....	67
4.4.3	<i>Passo 2 – Conversione da MDOF a SDOF della curva di capacità dell'US</i> .....	68
4.4.4	<i>Passo 3 – Inserimento della bilineare all'interno del grafico ADRS</i> .....	71
4.4.5	<i>Passo 4 – Analisi sismica e calcolo Indice di vulnerabilità sismica</i> .....	73
<b>5.</b>	<b>Analisi dei risultati</b> .....	<b>74</b>
5.1	<i>Analisi dei risultati della Fase 1</i> .....	74
5.2	<i>Analisi dei risultati della Fase 2</i> .....	81
	<b>Bibliografia</b> .....	<b>83</b>

## Introduzione

Obiettivo primario del presente elaborato di tesi è l'esecuzione di analisi non lineari statiche, 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 e della tipologia di suolo sul quale gli edifici sono collocati.

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. Infatti il 42% del patrimonio edilizio italiano si compone di costruzioni in muratura e ben il 72% di esse necessita di adeguamenti antisismici, sia per garantire la sicurezza e la salvaguardia della vita umana, sia per estendere la vita di tali costruzioni soprattutto se dotate di un valore storico, architettonico, artistico o ambientale. 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.

Il lavoro svolto in questa tesi si è basato sul metodo di 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 e monotonicamente aumentata fino al raggiungimento delle condizioni ultime. Il metodo proposto viene definito "semplificato" in quanto si basa su una modellazione per macroelementi. 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 5 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. I terremoti ed il rischio sismico

## 1.1 I terremoti

I sismi, o scosse telluriche, sono vibrazioni o oscillazioni improvvise, rapide e più o meno potenti, causate dallo spostamento del terreno in profondità lungo un piano di faglia. A causa della rottura e dello spostamento di masse rocciose nel sottosuolo, si rilascia un'elevatissima quantità di energia che si diffonde sotto forma di onde sismiche raggiungendo in breve tempo la superficie. Le onde ondulatorie generano un movimento prevalentemente orizzontale della superficie, mentre quelle sussultorie verticale.

La registrazione dei fenomeni tellurici avviene mediante sismografo che consente la rappresentazione grafica dell'andamento del segnale sismico nel tempo sotto forma di sismogramma. Il sismografo consiste in un pendolo con una massa che, dotata di sufficiente inerzia, resta immobile, mentre i meccanismi scriventi, fissati al supporto e vincolati ad oscillare in una direzione, registrano le oscillazioni nel piano verticale e in quello orizzontale.

Il sismogramma è il grafico tracciato dal sismografo e rappresenta lo spostamento, la velocità o l'accelerazione di un punto del suolo in funzione del tempo. Dai diagrammi che se ne ricavano è possibile dedurre i valori massimi assoluti di accelerazione, velocità e spostamento del terreno.

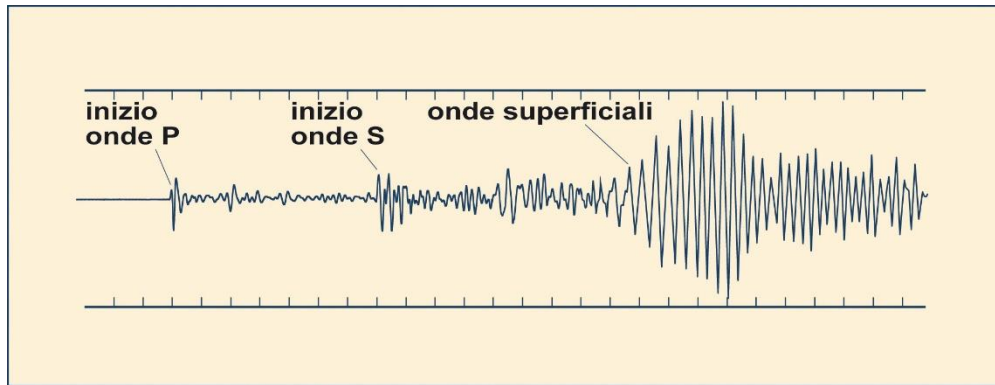


Figura 1 - Esempio di accelerogramma delle onde sismiche

Se si considera un singolo accelerogramma, le grandezze che caratterizzano l'azione sismica sono: l'ampiezza massima, corrispondente all'accelerazione di picco (PGA), la durata dell'evento e il contenuto della frequenza.

Ai fini della progettazione strutturale, ricoprono primaria importanza non solo le caratteristiche dell'evento sismico (intensità, magnitudo, massima accelerazione, durata), ma anche gli effetti che il terremoto produce sulle strutture. Uno stesso terremoto può indurre effetti molto diversi su strutture con rigidezze tra loro differenti, come anche su strutture simili ma fondate su terreni con caratteristiche fortemente diverse.

### ***1.2 Misurazione dell'intensità sismica***

L'intensità sismica è misurata secondo la scala Mercalli (1902), o tramite la scala Richter (1934). La scala Mercalli è basata sulla percezione umana e sull'intensità del danno prodotto su cose, persone, ambiente naturale. Questo metodo di valutazione dell'intensità trae origine dalla semplice *scala Rossi-Forel*, di 10 gradi, derivando poi il nome da Giuseppe

Mercalli, sismologo e vulcanologo famoso in tutto il mondo. Venne riveduta e aggiornata nel 1883 e nel 1902, anno in cui Mercalli la espose alla comunità scientifica.

Nello stesso 1902 la Scala Mercalli di 10 gradi venne espansa a 12 gradi dal fisico italiano Adolfo Cancani. Essa fu in seguito completamente riscritta dal geofisico tedesco August Heinrich Sieberg e divenne nota come scala Mercalli-Cancani-Sieberg, abbreviata con MCS e detta brevemente Scala Mercalli.

Grado Mercalli	Scossa	Descrizione
I	strumentale	avvertita solo dagli strumenti
II	debole	avvertito solo da poche persone sensibili in condizioni particolari
III	leggera	avvertito da poche persone
IV	moderata	avvertito da molte persone, tremiti di infissi e cristalli, oscillazione di oggetti sospesi
V	piuttosto forte	avvertito da molte persone, anche addormentate; caduta di oggetti
VI	forte	qualche lesione agli edifici
VII	molto forte	caduta di comignoli, lesioni agli edifici
VIII	distruttiva	rovina parziale di alcuni edifici, vittime isolate
IX	rovinosa	rovina totale di alcuni edifici, molte vittime umane, crepacci nel suolo
X	disastrosa	crollo di parecchi edifici, numerose vittime umane, crepacci evidenti nel terreno
XI	catastrofica	distruzione di agglomerati urbani, moltissime vittime, crepacci, frane, maremoto
XII	apocalittica	danneggiamento totale, distruzione di ogni manufatto, pochi superstiti, sconvolgimento del suolo, maremoto

**Tab. 1.1:** La Scala Mercalli non è definita in relazione a grandezze fisiche, con misurazioni quantificabili oggettivamente come ampiezza della scossa, velocità di picco, accelerazione,



---

o periodo, ha peraltro il vantaggio di essere utilizzabile anche in assenza di strumentazione specifica.

---

La scala Richter, invece, è basata sulla quantità di energia rilasciata (magnitudo). Con essa si esprime una misura della cosiddetta magnitudo, ovvero una stima dell'energia sprigionata da un terremoto nel punto della frattura della crosta terrestre, cioè all'ipocentro. È quindi una valutazione prettamente oggettiva dell'intensità del sisma. La misura viene effettuata tramite il rapporto tra il logaritmo decimale dell'ampiezza delle onde sismiche della scossa registrata ed un'ampiezza d'onda di una scossa campione.

<b>Magnitudo Richter</b>	<b>Effetti sisma</b>
<b>meno di 3.5</b>	generalmente non sentita, ma registrata
<b>da 3.5 a 5.4</b>	spesso sentita, ma raramente causa dei danni
<b>da 5.5 a 6</b>	al massimo lievi danni a solidi edifici; causa danni maggiori su edifici
<b>da 6.1 a 6.9</b>	può arrivare ad essere distruttiva in aree di quasi 100 km, attraversando anche zone abitate
<b>da 7 a 7.9</b>	terremoto maggiore; causa seri danni su grandi aree
<b>8 o maggiore</b>	grande terremoto; può causare seri danni su vaste aree di svariate centinaia di km

**Tab. 1.2:** A differenza della scala Mercalli, che valuta l'intensità del sisma basandosi sui danni generati dal terremoto e su valutazioni soggettive, la magnitudo Richter tende a misurare l'energia sprigionata dal fenomeno sismico su base puramente strumentale.

---

### ***1.3 Il Rischio sismico***

Il rischio sismico si definisce per un territorio o una popolazione di oggetti, costruzioni, persone e beni come probabilità o valore atteso di perdite durante un certo intervallo di tempo a causa di possibili eventi sismici. La valutazione del rischio sismico (previsione) ha come obiettivo la mitigazione degli effetti che il terremoto produce sulla popolazione (prevenzione). L'entità delle perdite prodotte dall'evento sismico dipendono da tre ordini di fattori:

pericolosità, ossia natura, frequenza ed intensità del sisma; vulnerabilità, intesa come capacità dei beni di resistere all'evento sismico; esposizione che 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.

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

Dove: R=rischio sismico, P= pericolosità, V= vulnerabilità E= esposizione

Ovviamente il segno X presente nell'equazione sopra riportata vuole sinteticamente rappresentare le ben più complesse operazioni necessarie alla combinazione dei tre fattori di rischio.

La vulnerabilità sismica è rappresentata dalla propensione di persone, beni o attività a subire danni al verificarsi dell'evento sismico. La vulnerabilità misura da una parte la perdita o riduzione di efficienza, dall'altra la capacità residua a svolgere e assicurare le funzioni che la singola costruzione e il sistema territoriale nel suo complesso normalmente esplicano a regime. Un'analisi completa di vulnerabilità, quindi, dovrebbe individuare non solo i singoli elementi che possono danneggiarsi o collassare sotto l'impatto del sisma, ma anche individuare e quantificare gli effetti che il loro collasso determina sul funzionamento abituale del sistema territoriale.

La vulnerabilità sismica di un edificio è rappresentata dalla sua suscettibilità ad essere danneggiata da un sisma di prefissata intensità, ossia è un descrittore sintetico delle caratteristiche strutturali dell'edificio che consente di spiegare un certo grado di danno per un certo livello di azione sismica. In termini

quantitativi la vulnerabilità è data dalla probabilità o valore atteso del danno per un terremoto di una data intensità.

Il termine esposizione indica sia la quantità che la qualità dei beni esposti al pericolo sismico. Per descrivere in modo completo l'insieme degli elementi che concorrono a definire le caratteristiche di una comunità esposta al rischio 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. La stima dei danni e delle perdite di vite umane causate da futuri terremoti può essere fatta in termini di analisi di rischio (mappe di rischio sismico) o di studio di scenari. Negli ultimi anni molto interesse è stato rivolto alla predisposizione degli scenari, nei quali vengono indicate e quantificate le conseguenze di uno specifico evento sismico.

La stima della pericolosità sismica può essere realizzata sulla base di metodi deterministici, quali la modellazione numerica dei processi di rottura delle sorgenti o la valutazione del massimo terremoto credibile per tutte le zone sismiche della regione di studio, e sulla base di metodi probabilistici, che consentono di associare una probabilità, e quindi un'incertezza, ad un fenomeno tipicamente aleatorio quale il verificarsi di un terremoto. In termini probabilistici, la pericolosità è definita come la probabilità di eccedenza di un parametro rappresentativo del moto del terreno (intensità macrosismica, picco di accelerazione al suolo, valori spettrali, ecc.) in un determinato intervallo di tempo. Tale probabilità è normalmente calcolata stimando, per ciascun valore del parametro selezionato, la corrispondente frequenza annua di eccedenza ( $\lambda$ ) o il periodo di ritorno ( $T=1/\lambda$ ).

Un metodo di comprovata validità per la stima della pericolosità è quello di Cornell (1968). Tale metodo si basa su due passi fondamentali:

- Individuazione delle zone sismogenetiche
- Scelta e analisi del catalogo dei terremoti

Il catalogo va sottoposto ad analisi di completezza, va filtrato ed inoltre va individuata una relazione di conversione tra intensità (MCS, MSK) e magnitudo.

Il metodo di Cornell prevede, inoltre, che vengano individuate relazioni di ricorrenza, tra numero di terremoti e magnitudo, e che venga individuata una relazione di attenuazione, che esprima la variazione degli effetti dei terremoti con la distanza dalla sorgente.

## ***1.4 L'analisi sismica secondo il DM 14.01.2008***

### ***1.4.1 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. La valutazione dell'azione sismica si esegue a partire dalla pericolosità sismica di base definita in condizioni di suolo rigido e superficie topografica piana e orizzontale. Per coerenza con le NTC, la pericolosità sismica deve essere valutata:

- in termini di massima accelerazione orizzontale al suolo  $a_g$  e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta;
- in corrispondenza dei vertici di un reticolo definito dalla norma per l'intero territorio nazionale;

- per diversi valori della probabilità di superamento e del periodo di ritorno.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono univocamente definite una volta determinati i valori dei seguenti parametri di pericolosità:

- $a_g$  : massima accelerazione orizzontale al suolo;
- $F_0$  : valore massimo di amplificazione dell'accelerazione spettrale orizzontale;
- $T^*_c$  : periodo di inizio del ramo a velocità costante dello spettro in termini di accelerazione orizzontale.

Le forme spettrali previste sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento in un periodo di riferimento per cui occorre fissare:

- il periodo di riferimento della struttura  $V_R$ ;
- la probabilità di superamento nel periodo di riferimento,  $P_{VR}$ , associata a ciascuno

#### ***1.4.2 Modellazione dell'azione sismica***

Dopo aver illustrato i 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. Nei confronti delle azioni sismiche gli Stati Limite di Esercizio (SLE) e Ultimo (SLU) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione sia quelle offerte dalla struttura sia quelle esibite dagli impianti. La norma individua quattro Stati Limite, due di esercizio (Stato Limite di Operatività, SLO, e Stato Limite di Danno, SLD) e due ultimi (Stato Limite di salvaguardia della Vita,

SLV, e Stato Limite di Collasso, SLC). Per le costruzioni ordinarie è sufficiente verificare:

- lo SLD cui si associa  $PVR = 63\%$  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  $PVR = 10\%$  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:

- caratteristiche stratigrafiche dei depositi di terreno superficiali, per valutare la possibile amplificazione del moto sismico nella propagazione dal *bedrock* alla superficie;

- condizioni topografiche, le quali sono responsabili delle amplificazioni del moto al suolo dovute a onde sismiche a fenomeni di riflessione delle onde sismiche.

### ***1.4.3 Tipologie di sottosuolo***

Il D.M. 14.01.2008 definisce, in assenza di specifiche analisi che valutino l'effetto della risposta sismica locale, un approccio semplificato per la definizione dell'azione sismica, basato sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento, elencati nella Tab. 3.2.II del suddetto decreto, di seguito riportata:

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo, ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente  $V_{s,30}$  di propagazione delle onde di taglio (definita successivamente) entro i primi 30 m di profondità.

#### 1.4.4 Lo Spettro di Risposta Elastico

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:

$$\text{per } 0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

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

$$\text{per } T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T}{T_C}\right)$$

$$\text{per } T_D \leq T \leq T_E \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right)$$

essendo:

- **Se** 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:

$$T = 0.05 \cdot H^{\frac{3}{4}}$$

- **$\eta$**  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<sub>s</sub>·S<sub>T</sub>** ove S<sub>s</sub> è il coefficiente di amplificazione stratigrafico desumibile dalla tabella 3.2.V del DM 14.01.2008 in funzione della categoria di sottosuolo ed S<sub>T</sub> è il coefficiente di amplificazione topografica, desumibile dalla tabella 3.2.VI del sopracitato Decreto.
- **F<sub>0</sub>** il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima. Esso è ottenibile, unitamente alla massima accelerazione orizzontale, a<sub>g</sub>, e al periodo in corrispondenza del quale ha inizio il ramo a velocità costante, T\*<sub>C</sub>, 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<sub>R</sub> 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  $T_c^*$  e 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:  $T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$ .

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

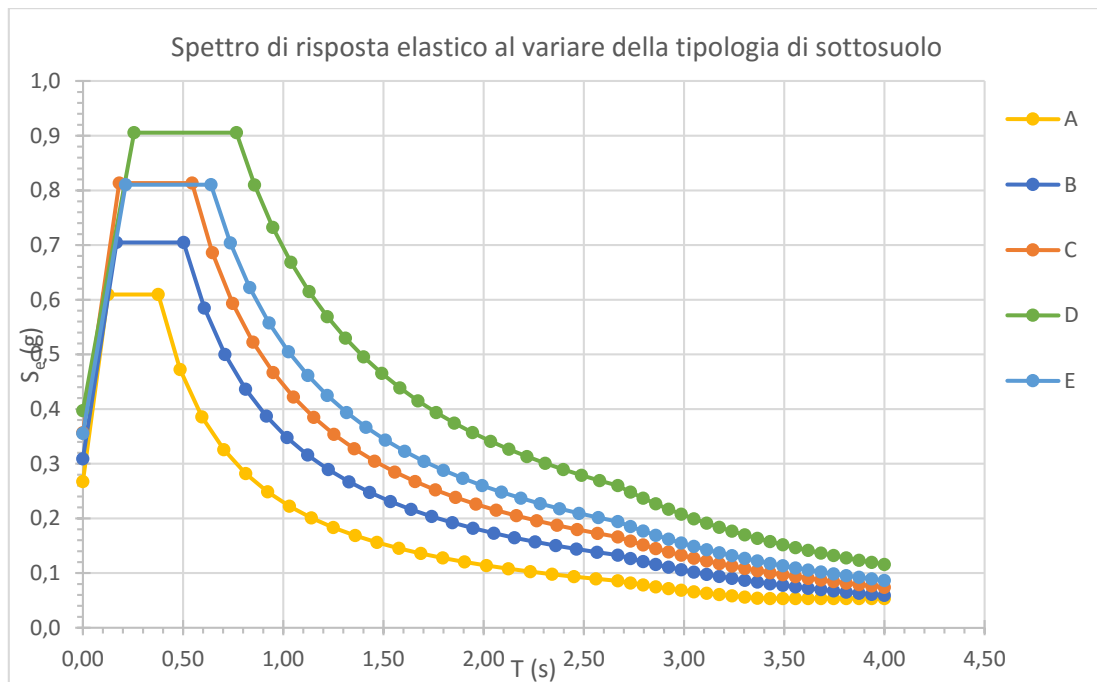


Tabella 1 - Spettro di risposta elastico al variare della tipologia di suolo

## ***1.5 Valutazione della sicurezza***

La valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi degli edifici esistenti sono normalmente affetti da un grado di incertezza diverso rispetto a quello corrispondente alle nuove costruzioni. Di fatto l'esistenza della struttura 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. D'altro canto, una corretta e accurata valutazione riduce le incertezze che in una nuova costruzione sono insite nel passaggio dal dato di progetto alla realizzazione. Le modalità di verifica per le nuove costruzioni sono basate sull'uso di coefficienti parziali di sicurezza da applicare alle azioni e alle caratteristiche meccaniche dei materiali concepiti, calibrati dal legislatore per tener conto dell'intero processo che va dalla progettazione alla realizzazione. Nelle costruzioni esistenti è cruciale ottenere una conoscenza dettagliata della struttura. È per tale motivo che viene introdotta un'altra categoria di coefficienti, i "fattori di confidenza" (vedi appendice C8A della Circolare), strettamente legati al livello di conoscenza conseguito con indagini condotte. Essi riducono preliminarmente i valori medi delle proprietà dei materiali costituenti la struttura esistente che possono essere ulteriormente ridotti attraverso i coefficienti parziali di sicurezza.

### ***1.5.1 Requisiti di sicurezza***

La valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti in muratura richiede la verifica degli Stati Limite definiti al § 3.2.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14.01.2008, di seguito riportate con l'acronimo NTC. In particolare si farà riferimento allo Stato Limite di Danno (SLD) e allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) assumendo che il soddisfacimento della verifica nei riguardi del secondo implichi quello della verifica relativa

allo Stato Limite di Collasso (SLC). Per la valutazione degli edifici esistenti, oltre all'analisi sismica globale da effettuarsi con i metodi previsti dalle norme di progetto per le nuove costruzioni, va condotta anche l'analisi dei possibili meccanismi locali.

## 2. Gli edifici in muratura in aggregato

### 2.1 *Cenni storici*

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 sbozzate 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 sbozzata (materiali naturali lavorati), e quelle realizzate con pietre artificiali.

### *2.2.1 Muratura di pietra squadrata e pietra sbozzata*

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 squadrati 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 squadrato o di mattoni pieni, oppure di calcestruzzo (fig.11 e fig.12). 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.

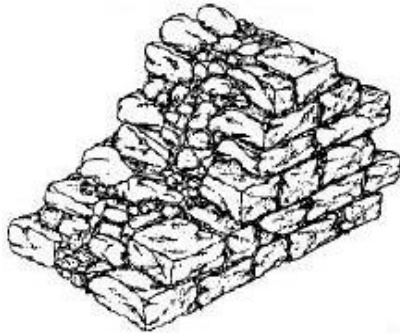


Figura 2 - Sezione muraria con nucleo incoerente priva di elementi di collegamento (diatoni) tra i due paramenti.

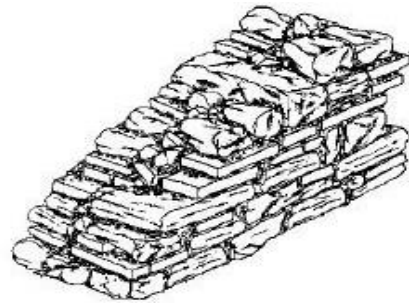


Figura 3 - Sezione muraria con ricorsi in pietra squadrata o mattoni pieni che non attraversano tutto lo spessore murario.

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 ammorsamento dell'intera sezione muraria. Nelle figure 13, 14 e 15 sono riportati alcuni esempi.

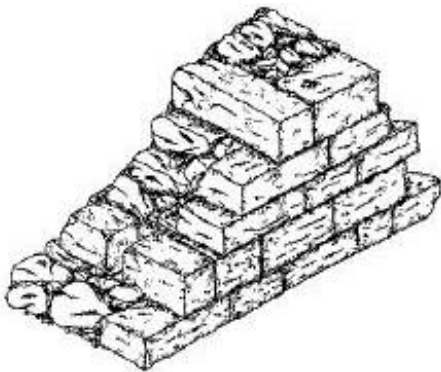


Figura 4 - Sezione muraria con nucleo non degradato con scarso numero di collegamenti (diatoni) tra i due paramenti.

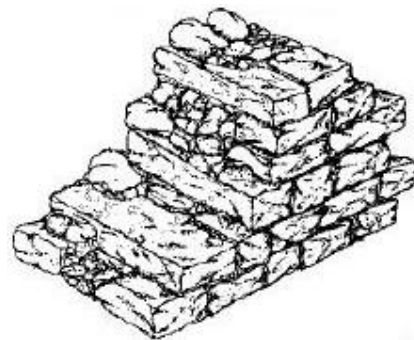


Figura 5 - Sezione muraria con ricorsi in pietra squadrata o mattoni pieni che attraversano tutto lo spessore murario.

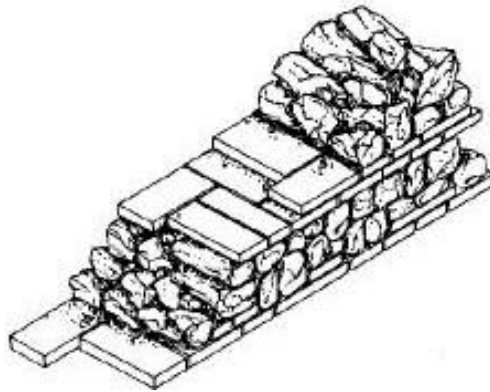


Figura 6 - Sezione muraria con abbondante presenza di elementi di collegamento (diatoni) tra i due paramenti.

### 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 17), 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 pilastrini d'angolo realizzati in laterizi (figura 16), efficacemente ammorsati 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 8 - Filari di laterizi disposti orizzontalmente

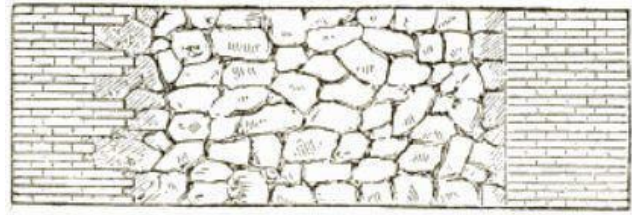


Figura 7 - Filari laterizi verticali disposti negli angoli

### 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 se stessi od al muro, in diverse posizioni (figura 18), 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).

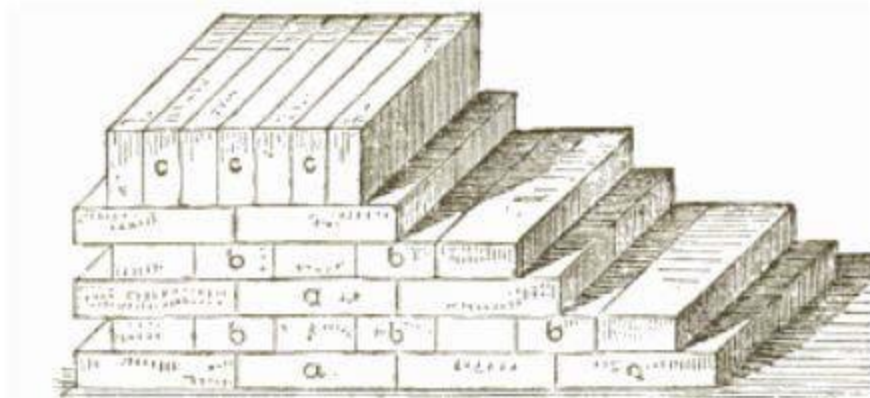


Figura 9 - diverse tipologie di disposizione dei mattoni nelle murature in laterizio

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 commesse 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.,1998):

- disomogeneità;
- anisotropia;
- asimmetria di comportamento;
- non linearità del legame sforzo - deformazioni.

La 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.

L'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.

Con asimmetria 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.

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 2.9 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.

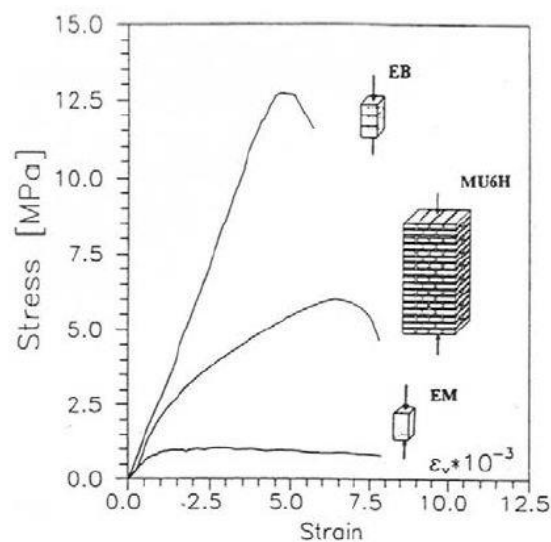


Figura 10 - Legame costitutivo della muratura

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  $\varepsilon = \Delta h/h_0$ , otteniamo una curva il cui andamento è riportato nella figura 2.10, 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.

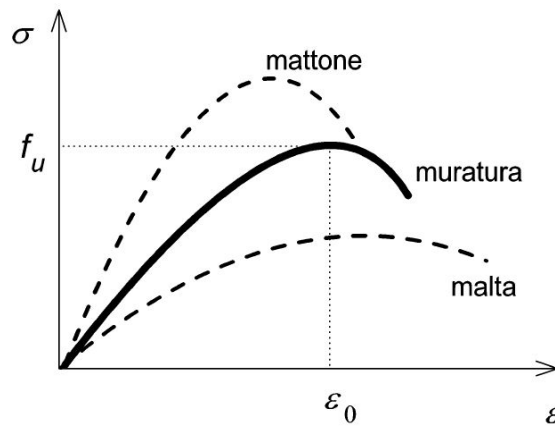


Figura 11 - comportamento in compressione della muratura

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 I complessi murari edilizi***

Il costruito italiano è caratterizzato prevalentemente da edifici in muratura, di svariate tipologie e realizzazioni. L'aumento demografico della cittadinanza, la ricerca della nuova costruzione, il recupero edilizio raramente preso in considerazione portano ad un'edificazione continua che va progressivamente a saturare lo spazio urbano con la realizzazione di edifici anche in addossamento alle costruzioni già presenti, dando luogo agli aggregati edilizi; unità immobiliari, spesso di diverse geometrie e caratteristiche, costruite in affiancamento. La distinzione tra aggregato ed edificio isolato è necessaria quando si voglia analizzare la risposta sismica della costruzione; nell'aggregato si presentano problematiche che non si presentano negli edifici isolati. Il manufatto "aggregato" trova definizione nella normativa italiana di riferimento per le costruzioni, NTC 2008, secondo la quale:

*"Un aggregato edilizio è costituito da un insieme di parti che sono il risultato di una genesi articolata e non unitaria, dovuta a molteplici fattori (sequenza costruttiva, cambio di materiali, mutate esigenze, avvicinarsi dei proprietari, etc.)."*

Altra definizione la si può trovare nelle Linee Guida per il rilievo, l'analisi ed il progetto di interventi di riparazione e rafforzamento/miglioramento di edifici in aggregato, redatte dal consorzio interuniversitario *ReLUIS*, in collaborazione con il Dipartimento della Protezione Civile:

*"Per aggregato strutturale può intendersi un insieme non omogeneo di edifici (unità edilizio - strutturali), interconnessi tra loro con un collegamento più o meno strutturalmente efficace determinato dalla loro storia evolutiva, che possono interagire sotto un'azione sismica o dinamica in genere."*

Dalle definizioni si può evidenziare che una delle problematiche degli aggregati riguarda le interazioni reciproche a cui sono soggette le varie parti dell'aggregato. Il manufatto risulta quindi essere un "unicum" e composto da vari edifici, sotto unità dell'aggregato, definiti Unità Strutturali Omogenee. Nel caso di aggregati complessi si ricorre ad una suddivisione in stralci, in Unità minime di intervento, UMI, una porzione di aggregato costituita da una o più Unità Strutturali Omogenee, oggetto di intervento. Differenza peculiare tra l'aggregato edilizio e l'edificio isolato è l'interazione che nasce tra le varie parti componenti l'aggregato. L'interazione tra US limitrofe è caratterizzata da diversi parametri quali possono essere la spinta di archi e volte, lo sfalsamento dei solai di piano, il martellamento che nasce tra le varie unità, ecc. L'analisi di vulnerabilità di aggregati segue diverse fasi, prima fra tutte e di importanza fondamentale è quella che porta alla conoscenza della costruzione, senza la quale risulta impossibile fare delle previsioni di risposta o analisi di vulnerabilità. Il diverso grado di dettaglio che si riesce ad ottenere dalla fase di conoscenza permette di condurre analisi più o meno rigorose. Più c'è incertezza delle caratteristiche dell'edificio più l'analisi che si conduce è cautelativa ed edifici che in caso di sisma potrebbero non presentare problemi potrebbero essere classificati, da un'analisi molto cautelativa, come a rischio. Dopo aver individuato la struttura ed i suoi materiali costruttivi resistenti si procede a redigere verifiche relative sia ad un comportamento globale del manufatto che ad un comportamento locale delle sue varie porzioni. Nelle costruzioni esistenti vanno preliminarmente indagati e verificati i possibili meccanismi di collasso locale che si possono instaurare, un esempio dei vari meccanismi è riportato nelle figure 2.11, 2.12, 2.13, 2.14. I meccanismi di collasso locale, o cinematismi, interessano porzioni di edificio variabili a seconda di diversi parametri quali l'ammorsamento tra pareti contigue, la



qualità della tessitura muraria, la presenza o meno di coperture spingenti, la capacità di ripartizione del solaio, la capacità di resistere a sforzi di trazione delle fasce di piano ecc.

### ***2.5 Livelli di Conoscenza***

Ad ogni modo la conoscenza dell'edificio in muratura oggetto della verifica risulta di fondamentale importanza ai fini di una adeguata analisi, e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, delle ricerche storiche, e delle indagini sperimentali. Tali operazioni sono funzione degli obiettivi preposti e vanno ad interessare tutto o parte dell'edificio, a seconda dell'ampiezza e della rilevanza dell'intervento previsto.

L'attuale normativa (al capitolo 8 delle "Norme tecniche per le Costruzioni" del 14 gennaio 2008 e al capitolo C8 e l'Allegato A della circolare ll.pp. n. 617 del 2 febbraio 2009) descrive le procedure da seguire negli edifici esistenti, nel caso in esame, per gli edifici in muratura. In particolare si deve investigare la geometria, i dettagli costruttivi e i materiali, attraverso i quali si possono così ricavare i fattori di confidenza.

Soffermandoci sui livelli di conoscenza del materiale, il livello di conoscenza del manufatto viene indicato attraverso l'introduzione di coefficienti detti Fattori di Confidenza.

In particolare vengono distinti tre Livelli di Conoscenza (LC), a cui corrispondono i relativi fattori di confidenza, che sinteticamente si possono riassumere:

- 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;

- 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;
- 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.

Si riportano nella tabella riassuntiva 2 i fattori di confidenza (FC):

<b>Livelli di conoscenza</b>	<b>Geometria</b>	<b>Dettagli costruttivi</b>	<b>Proprietà dei materiali</b>	<b>Metodo di analisi</b>	<b>FC</b>
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Limitate verifiche in situ	Limitate indagini in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		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

Tabella 2 - Fattori di confidenza al variare di LC

### 3. Analisi pushover nella verifica antisismica

In questo capitolo verrà descritta la teoria alla base dell'analisi statica non lineare denominata *Pushover Analysis*, implementata all'interno del programma 3Muri utilizzato per lo svolgimento dell'analisi oggetto di quest'elaborato di tesi.

In particolare la capacità complessiva della struttura di sostenere le azioni sismiche può essere descritta dal comportamento della stessa sottoposta ad un sistema di forze statiche equivalenti incrementale fino al raggiungimento del collasso, inteso come incapacità di continuare a sostenere i carichi verticali.

Analisi Pushover significa "analisi di spinta", intendendo appunto per "spinta" l'applicazione di una distribuzione di forze orizzontali che vengono progressivamente incrementate. Il sistema di forze in questione deve simulare nel modo più realistico possibile gli effetti di inerzia prodotti dal sisma nel piano orizzontale. Tali effetti, a loro volta, dipendono dalla risposta stessa della struttura, per cui il sistema di forze applicato alla struttura dovrebbe cambiare durante l'analisi per fornire un adattamento della distribuzione di forze al livello di danneggiamento della struttura (pushover adattivo).

La capacità di una struttura di sostenere le azioni sismiche è rappresentata mediante una curva, detta curva di capacità, che ha come grandezze di riferimento il taglio alla base e lo spostamento di un punto di controllo dell'edificio. Il punto di controllo generalmente è scelto come punto più alto della struttura, per esempio coincidente con il baricentro dell'impalcato di copertura. La curva di capacità è quindi una caratteristica intrinseca della struttura che non dipende dall'input sismico e verrà utilizzata per verificare

l' idoneità antisismica della struttura. Infatti, la curva di capacità può essere vista come un mezzo per ridurre una risposta complessa di un sistema a molti gradi di libertà, ad un legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà. In tal modo viene reso possibile un diretto confronto con la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta. La domanda sismica, o domanda di spostamento (*target displacement*), rappresenta lo spostamento che la struttura è chiamata a sostenere secondo l' azione sismica alla quale essa è sottoposta.

Nell' ambito della progettazione antisismica lo scopo principale dell' analisi statica non lineare, secondo gli standard dei nuovi codici normativi europei ed internazionali, è quello di evitare analisi dinamiche, computazionalmente molto onerose e di non facile esecuzione, attraverso la formulazione di una procedura in grado di riprodurre i risultati in modo sufficientemente rappresentativo, che permetta di cogliere gli aspetti principali del comportamento dinamico di una struttura.

Indiscutibilmente l' analisi dinamica non lineare, nella quale un modello della struttura viene sottoposto ad un terremoto naturale o artificiale, costituisce il metodo più accurato per la valutazione della risposta all' azione sismica. Tuttavia non fornisce uno strumento agile e di facile utilizzo nella normale progettazione e viene quindi impiegato solo in casi particolari che richiedono l' intervento di progettisti specializzati. La principale motivazione di questa complessità risiede, senza dubbio, nella necessità di definire un insieme di accelerogrammi significativi, compatibili cioè con il rischio sismico specifico per il sito. Si tratta, infatti, di un' operazione che richiede adeguate conoscenze ed esperienza, anche a causa delle insufficienze e delle carenze dei codici di progettazione a questo riguardo, sia nella guida alla creazione di accelerogrammi spettro-compatibili sia nella guida alla scelta di terremoti reali

rappresentativi. In secondo luogo, nonostante il consistente sviluppo degli strumenti di calcolo cui si è assistito negli ultimi anni, un'analisi dinamica non lineare rimane assai dispendiosa dal punto di vista computazionale, soprattutto, quando si impieghi una più accurata modellazione ad inelasticità distribuita. Questo problema diventa evidentemente ancor più significativo se si considera che le analisi devono essere ripetute per un numero elevato di volte in modo da garantire una validità di tipo probabilistico alle previsioni, ma anche a causa dell'iteratività propria di ogni procedimento di progettazione dovuta agli errori di modellazione. Infine, anche laddove siano disponibili l'esperienza e le risorse necessarie, è spesso il caso di realizzare analisi preliminari più semplici in modo da rendere possibile un primo controllo del modello, essendo gli errori derivanti da un'errata definizione di quest'ultimo, difficilmente riscontrabili attraverso un'analisi dinamica.

Per chiarire brevemente il senso di un'analisi Pushover e metterne in luce l'applicabilità, sia nella sua veste convenzionale che adattiva, si considerino i risultati di un'analisi dinamica incrementale non lineare (*Incremental Dynamic Analysis o IDA, Mwafy et al, 2000*), su un sistema MDOF sollecitato al piede da un'accelerazione del terreno, simulata numericamente e scalata rispetto a differenti valori di PGA. Si osserva che il comportamento strutturale in termini di massima risposta (carico-spostamento, momento-curvatura etc.), per ognuna di esse, può sintetizzarsi attraverso una curva non lineare, come illustrato in figura 2, assimilabile alla Curva di Capacità di un'analisi Pushover tramite la quale viene rappresentata la risposta monotonica di una struttura sollecitata da carichi laterali.

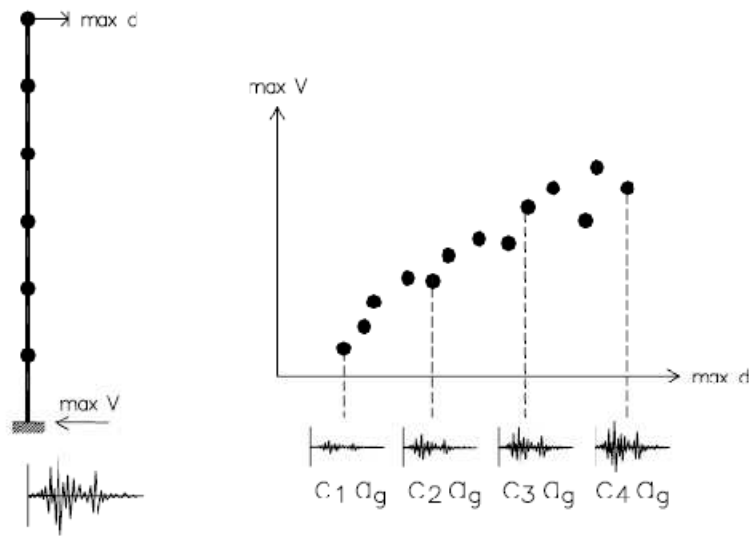


Figura 12: Schema esemplificativo del legame fra Analisi Dinamica e Analisi Pushover.

Quelle appena elencate costituiscono ragioni rilevanti per l'utilizzo e lo sviluppo delle procedure di analisi statica non lineare, incluse in tutti i principali codici di progettazione, come l'EuroCodice-8 (2001), l'ATC-40 (1996) o il FEMA-356 (2000). Tali codici, seppur diversi tra loro, combinano tutti un'analisi di Pushover della struttura con uno studio dello Spettro di Risposta di un sistema ad un solo grado di libertà equivalente alla struttura.

Secondo i codici di progettazione menzionati per analisi di Pushover s'intende, come visto, una procedura costituita dalla soluzione iterativa incrementale delle equazioni di equilibrio statico corrispondenti ad un modello strutturale non lineare, soggetto ad un sistema di forze laterali di forma costante, la cui intensità viene gradualmente e monotonicamente aumentata fino al raggiungimento delle condizioni ultime. Ad ogni incremento di carico, viene valutata la resistenza strutturale e la matrice di rigidezza viene aggiornata, conformemente al conseguimento della

convergenza proseguendo fino al raggiungimento dello stato limite di danneggiamento predefinito o fino al collasso della struttura. Poiché a tale sistema di forze è affidato il compito di riprodurre gli effetti di un terremoto, è evidente come dalle caratteristiche della distribuzione adottata, dipenda la validità dell'intera analisi. A questo proposito è necessario rilevare fin d'ora che la forma di quasi tutti i profili dei carichi laterali riportati nei codici di progettazione e descritti nel corso del presente capitolo, è fissata e non varia durante l'analisi. Questa caratteristica rappresenta una delle maggiori limitazioni per le procedure statiche non lineari, a causa del fatto che, invece, la reale distribuzione delle forze inerziali sull'edificio cambia continuamente nel corso di un evento sismico, sia per il contributo dei modi di vibrare superiori sia per il degrado strutturale che di fatto provoca la perdita della forma del modo di vibrazione originariamente considerato soprattutto se la struttura presenta irregolarità in pianta e/o in elevazione. Alla luce di tali considerazioni si sottolinea fin da ora come l'analisi Pushover adattiva cerchi di colmare, almeno in parte, tale limitazione attraverso una evoluzione del vettore delle forze sismiche, in grado di simulare l'evoluzione delle caratteristiche di strutture in muratura, in particolare nei casi di asimmetria in pianta, che influenzano la risposta dinamica di un sistema strutturale.

### ***3.1 Definizione e generalità***

L'analisi 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. L'analisi 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. Il sistema di sollecitazioni in questione deve simulare nel modo più realistico possibile gli effetti di inerzia prodotti dal sisma nel piano orizzontale. Tali effetti, a loro volta, dipendono dalla risposta stessa della struttura, per cui il sistema di forze applicato alla struttura dovrebbe cambiare durante l'analisi per fornire un adattamento della distribuzione delle sollecitazioni al livello di danneggiamento della struttura (pushover adattivo).

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.

La Pushover 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 *Single Degree Of Freedom* (SDOF) equivalente. L'analisi di spinta è particolarmente intuitiva nei sistemi SDOF, dato che sono schematizzabili da un semplice pendolo composto da una massa concentrata  $m$  sorretta da un elemento privo di massa con rigidezza  $k$  e collegato ad un elemento, privo di massa e rigidezza, responsabile dello smorzamento. La configurazione deformata del sistema è definita quindi da un unico parametro che può identificarsi con lo spostamento relativo della massa rispetto al suolo (spostamento orizzontale  $u$  in Figura 3).



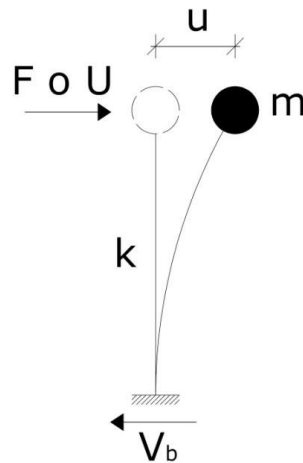


Figura 13 - Schematizzazione di sistema ad un grado di libertà (SDOF)

In questi semplici casi, l'analisi di spinta consiste nell'applicare alla massa del sistema uno spostamento  $U$  o una forza  $F$  la cui intensità viene gradualmente incrementata nella direzione dell'unico grado di libertà disponibile. Le espressioni che definiscono la forzante (intesa in senso generalizzato come forza o spostamento) possono esprimersi come:

$$U = \alpha \cdot u$$

$$F = \beta \cdot f$$

Dunque, fissato arbitrariamente il valore di  $u$  o  $f$ , il fattore moltiplicativo  $\alpha$  o  $\beta$  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  $\alpha$  o  $\beta$  corrisponde quindi un valore di  $U$  o  $F$  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  $V_b$  e lo spostamento con quello della massa  $u$ :

- nel caso di analisi a forze imposte ( $F$  è la forza applicata ad  $m$ ):  $V_b=F$  e  $u=U$  essendo  $U$  lo spostamento di  $m$  prodotto da  $F$ ;
- nel caso di analisi a spostamenti imposti ( $U$  è lo spostamento applicato ad  $m$ ):  $u=U$  e  $V_b=F$  essendo  $F$  la reazione vincolare risultante;

Nel caso di sistemi Multi Degrees Of Freedom (MDOF), l'approccio è simile con la differenza che la struttura viene eccitata applicando un profilo di forze o di spostamenti orizzontali in corrispondenza di ciascun piano (Figura 4) 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.

Solitamente, come parametri di forza e di deformazione, si selezionano il taglio alla base e lo spostamento del punto di controllo che generalmente è scelto come punto più alto della struttura, per esempio coincidente con il baricentro dell'impalcato di copertura.

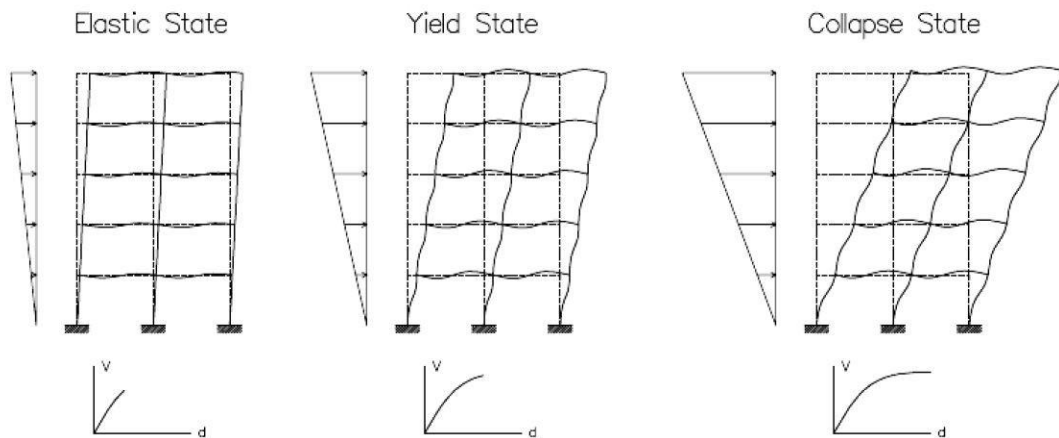


Figura 14 - Applicazione dell'analisi di spinta ad un telaio con relative deformate e curve di capacità

In una analisi di spinta basata sugli spostamenti o sulle forze si impone alla struttura, in modo incrementale, un profilo di spostamenti  $U=(U_1, U_2...U_j...U_n)^T$  o di forze  $F=(F_1, F_2...F_j...F_n)^T$  a livello di piano che possono essere definite da un vettore di forma  $u$  o  $f$  moltiplicato per un fattore di scala  $\alpha$  o  $\beta$ :

$$U = \alpha \cdot u$$

$$F = \beta \cdot f$$

Dove  $u=(u_1, u_2...u_j...u_n)^T$  e  $U_j = \alpha \cdot u_j$  è lo spostamento del piano  $i$ -esimo oppure  $f=(f_1, f_2...f_j...f_n)^T$  e  $F_j = \beta \cdot f_j$  è la forza di piano  $i$ -esima.

Per descrivere il comportamento del sistema attraverso un legame scalare forza- spostamento (detto curva di capacità) si scelgono comunemente il taglio alla base e lo spostamento  $U_j$  del piano  $j$ -esimo come ad esempio quello in sommità  $u$ .

Considerando che l'obiettivo è di simulare la risposta dinamica della struttura, sorge la questione se l'analisi di spinta debba essere condotta applicando un sistema di spostamenti o di forze. Se la struttura avesse un comportamento elastico lineare i due approcci condurrebbero agli stessi risultati ma la presenza di effetti anelastici comporta una sensibile differenza tra le due alternative.

Concettualmente l'analisi dinamica viene condotta con le forze inerziali per cui l'analisi di spinta a forze imposte sembrerebbe più appropriata ma, in un'analisi dinamica, perfino quando un modo è dominante, l'andamento delle forze di piano non rimane inalterato (ossia non variano proporzionalmente ad un fattore costante), quindi applicare una distribuzione di forze costante non è comunque esatto. Inoltre possono sorgere difficoltà nel condurre analisi

anelastiche stabili con controllo di forze, poiché queste non sono in grado di cogliere un eventuale comportamento softening della struttura né di seguire accuratamente risposte associate a rigidzze molto piccole, per ciò può essere preferibile eseguire analisi a spostamenti controllati. Di contro, lavorando a spostamenti imposti, si vincola la deformata della struttura, per cui si rischia di conseguire campi di forze completamente errati rispetto a quelli attesi in una struttura “libera” di deformarsi a fronte dell’evento sismico e quindi a risultati seriamente fuorvianti.

Infine lo scopo principale dell’analisi statica non lineare nella progettazione antisismica, secondo gli standard dei nuovi codici normativi europei ed internazionali, è quello di evitare analisi dinamiche, computazionalmente molto onerose e di non facile esecuzione, attraverso la formulazione di una procedura in grado di riprodurre i risultati in modo sufficientemente rappresentativo, che permetta di cogliere gli aspetti principali del comportamento dinamico di una struttura.

L’analisi dinamica non lineare è dunque il metodo migliore per cogliere in modo accurato la risposta all’azione sismica dell’edificio esaminato sottoposto ad un terremoto naturale o artificiale. Tuttavia, nella normale progettazione, risulta uno strumento di non facile utilizzo e quindi è preferibile utilizzarlo nella progettazione di casi particolari.

Il risultato più immediato di un’analisi di pushover è la definizione della curva di capacità della struttura ossia della curva forza-spostamento espressa, solitamente, in termini di taglio alla base ( $V_b$ ) e spostamento in sommità ( $u$ ) (Figura 5), che rappresenta appunto la capacità esibita dal sistema di 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:

$$F = k(U) \quad \text{oppure} \quad V_b = k(u) \quad (3.5)$$

$$U = k^{-1}(F) \quad \text{oppure} \quad u = k^{-1}(V_b) \quad (3.6)$$

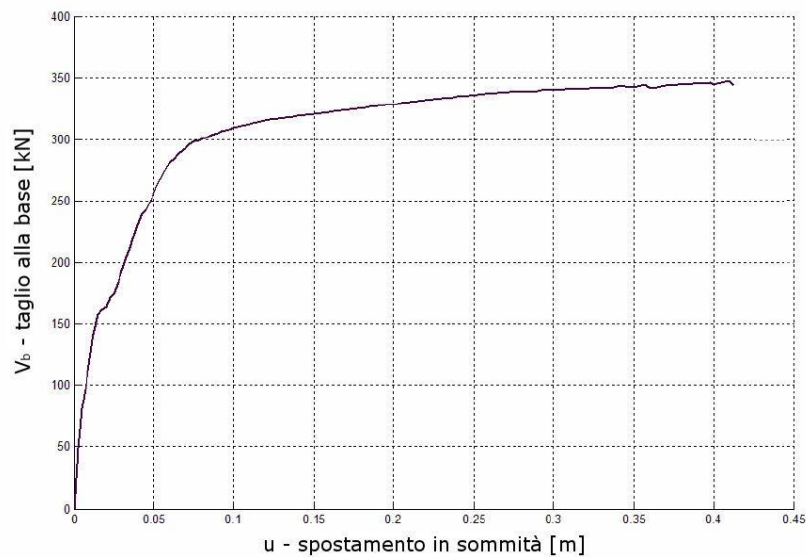


Figura 15 - Esempio di curva di capacità

Nel caso più complesso, ma di maggiore interesse, di sistemi MDOF la curva di capacità mostra andamenti analoghi ai sistemi SDOF caratterizzati entrambi da un tratto inizialmente rettilineo, corrispondente al comportamento lineare della struttura, che si incurva quando inizia la plasticizzazione e la risposta progredisce in campo non lineare. La capacità di una struttura dipende dalle capacità di resistenza e di deformazione dei suoi singoli componenti.

La curva di capacità definisce la capacità della struttura indipendentemente da qualsiasi specifica richiesta sismica (infatti non si fa riferimento alcuno

all'azione sismica) e quindi descrive le caratteristiche intrinseche del sistema resistente; in altre parole è una sorta di legame costitutivo semplificato della struttura.

Trattandosi di un legame scalare forza-spostamento il comportamento del sistema MDOF viene così ricondotto sostanzialmente a quello di un sistema SDOF, che può ragionevolmente definirsi equivalente, dato che la curva di capacità è stata costruita tenendo conto del comportamento dell'intero sistema MDOF.

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 (Figura 6).

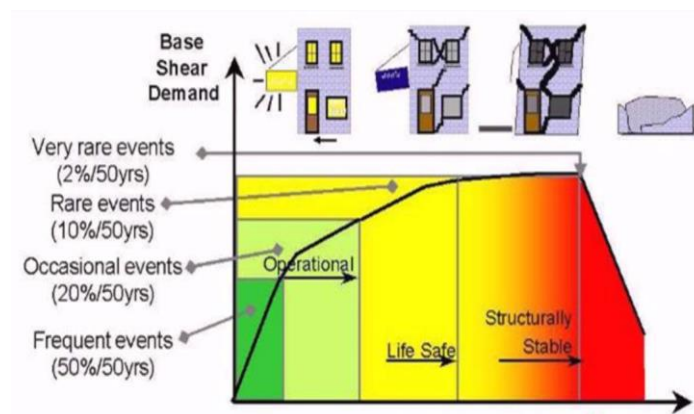


Figura 16 - Curva di capacità legata al danno strutturale

La curva di capacità può essere semplificata linearizzando a tratti il suo andamento adottando approssimazioni bilineari o trilineari.

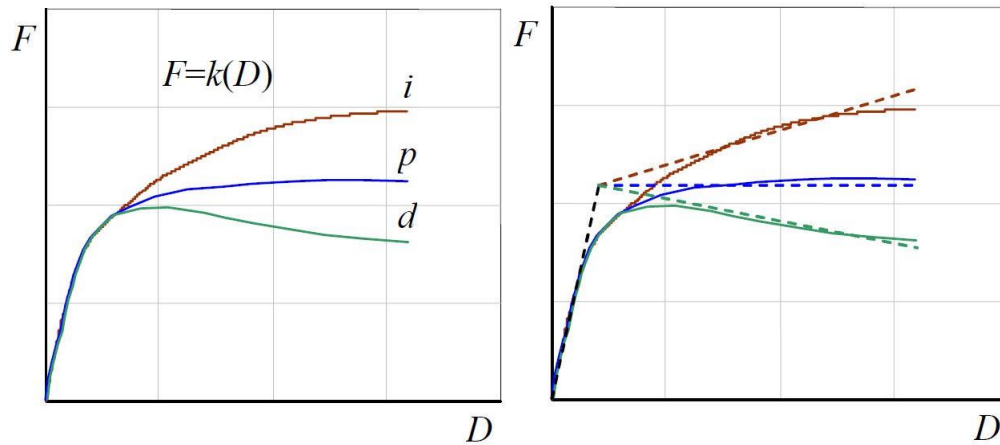


Figura 17 - Esempio di curva di capacità, relativa linearizzazione bilineare

Non esiste un unico metodo di linearizzazione per cui le curve ricavate possono essere molteplici. Si deve però cercare di seguire il più possibile l'andamento curvilineo originario in modo da attuare un'approssimazione il più possibile accurata.

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) come mostrato in Figura 7.

In particolare l'analisi pushover è utilizzata nel *metodo del Capacity Spectrum* che viene di seguito illustrato.

### 3.2 Metodo del Capacity Spectrum

Il Capacity Spectrum Method (CSM), proposto per la prima volta da Freeman nel 1975 e 1978, è una procedura di analisi statica non lineare per valutare lo spostamento massimo atteso in una struttura sottoposta ad un evento sismico assegnato.

Tale azione sismica, detta richiesta sismica, è definita attraverso uno spettro di risposta elastico; il comportamento strutturale è rappresentato da una curva forza-spostamento, detta curva di capacità, che definisce il comportamento della relativa struttura SDOF equivalente. Per valutare lo spostamento atteso

si determina sulla curva di capacità lo spostamento compatibile con la richiesta sismica attraverso la domanda sismica nel formato ADRS (*Acceleration Displacement Response Spectrum*), descrivendo quindi la curva di capacità e lo spettro di risposta in termini di accelerazioni e spostamenti spettrali. Attraverso questa trasformazione, il metodo del *capacity spectrum* rende possibile una valutazione grafica di come la struttura risponde alla sollecitazione sismica.

L'intersezione dello spettro di capacità con lo spettro di risposta individua un punto detto punto di funzionamento della struttura (*performance point*), che rappresenta la condizione per cui la capacità sismica di una struttura è pari alla domanda sismica imposta.

Tutti i diversi metodi riguardanti il *Capacity Spectrum* combinano quindi 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).

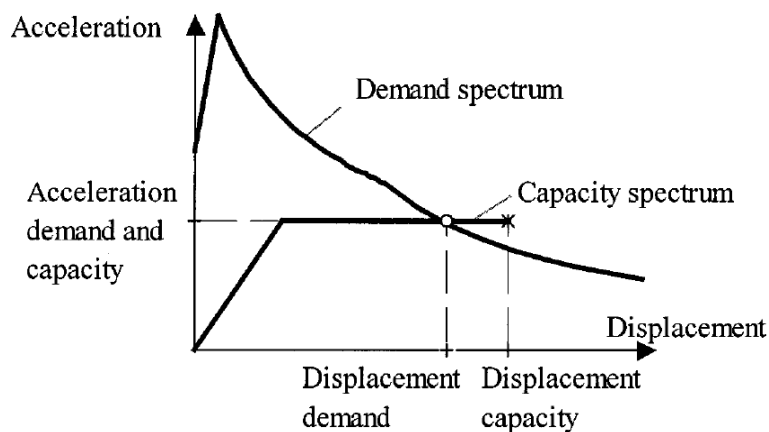


Figura 18 - Metodo dello spettro di capacità (*Capacity Spectrum Method*)

Generalmente per la rappresentazione della domanda sismica si utilizza una lunga procedura iterativa, come riportato nei codici statunitensi ATC 40 e FEMA 273 (rispettivamente metodo dello spettro di capacità e metodo del



coefficiente di spostamento). Tali codici utilizzano spettri elastici sovrasmorzati (in cui si assegna un valore di smorzamento superiore a quello elastico, in funzione dello spostamento raggiunto e della dissipazione in fase non lineare, si veda Figura 9).

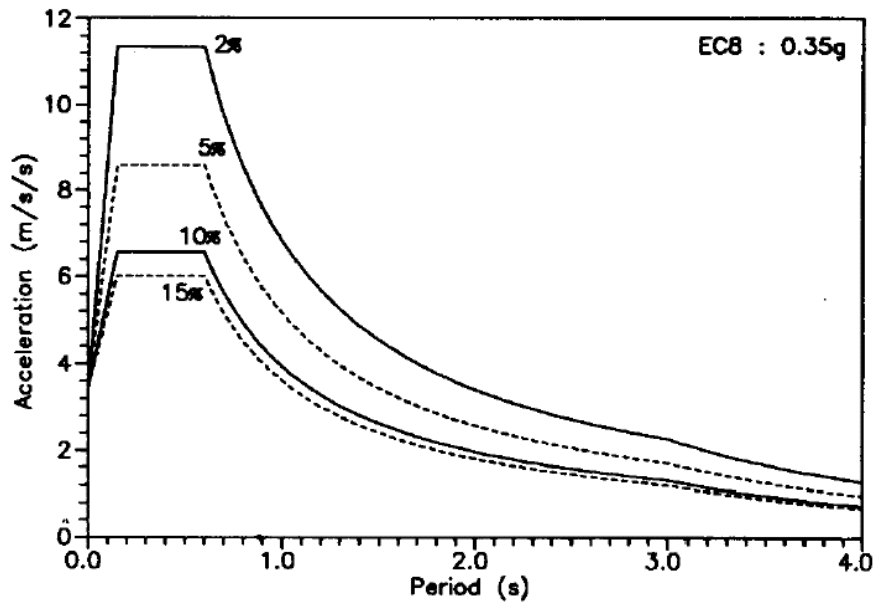


Figura 19 - Spettri elastici sovrasmorzati

### 3.3 Domanda sismica nel formato ADRS

È possibile modificare lo spettro accelerazione-periodo, nello spettro anelastico accelerazione- spostamento, si veda figura 11 seguente.

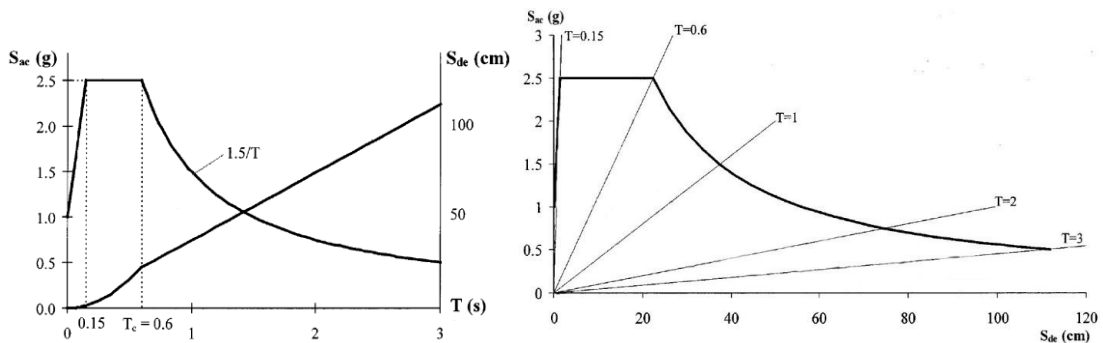


Figura 20 - Spettri elastici accelerazione-spostamento in formato tradizionale (a) e in formato ADRS (b)

Per un sistema SDOF, ad un grado di libertà, vale:

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

dove  $S_{ae}$  e  $S_{de}$  sono i valori dell'accelerazione e dello spostamento nello spettro elastico, corrispondenti a un periodo  $T$  e a un fissato coefficiente di smorzamento viscoso.

Trasformare quindi lo spettro di risposta elastica in funzione del periodo, nell'ADRS (*Acceleration Displacement Response Spectrum*) è una scelta indicata per ricavare direttamente il periodo  $T^*$  conoscendo la rigidezza della curva di capacità.

### ***3.4 Metodologia di applicazione dell'analisi pushover per la determinazione di $d_{maz}$***

La metodologia proposta nelle norme si basa sull'assunzione che la risposta di un sistema a più gradi di libertà possa essere correlata alla risposta di un sistema equivalente ad un grado di libertà con un'appropriata caratteristica isteretica. Questo implica che il comportamento del sistema a M-GDL sia determinato principalmente da un solo modo la cui forma  $\Phi$  rimane costante durante l'analisi. Il passaggio dal sistema M-GDL al sistema 1-GDL permette di valutare con maggiore semplicità la prestazione richiesta al sistema dal sisma preso in considerazione. Infatti, definito il sistema 1-GDL equivalente e calcolato il suo periodo proprio  $T^*$ , è immediato, con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico in spostamento, dedurre lo spostamento massimo che deve essere in grado di sopportare e da questo dedurre lo spostamento massimo del sistema M-GDL. L'applicazione della metodologia proposta prevede che, per ciascuna delle distribuzioni sopra descritte, si eseguano i seguenti passi:

1. *Analisi "push over" per la determinazione del legame forza-spostamento generalizzato tra risultante delle forze applicate e spostamento di un punto di controllo del sistema.*

Scelto un punto significativo della struttura, generalmente coincidente con il baricentro dell'ultimo piano, le forze vengono scalate, mantenendo invariati i rapporti relativi fra le stesse, in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale del punto di controllo fino ad un valore "sufficiente", tale che, una volta calcolata la domanda in spostamento, questa sia già compresa nella curva di push over così ottenuta. Risultato dell'analisi è la curva non lineare taglio alla base  $V_b$  (pari alla risultante delle forze applicate) – spostamento del punto di controllo  $d_c$  che rappresenta la curva di capacità della struttura.

2. *Determinazione delle caratteristiche di un sistema 1-GDL a comportamento bi-lineare equivalente.*

Calcolato il vettore  $\Phi$  corrispondente al modo principale di vibrare normalizzato rispetto allo spostamento del punto di controllo, si calcola il coefficiente di partecipazione del principale modo di vibrare:

$$\gamma_j = \frac{\Phi_j^T MR}{M_j^*}$$

In campo elastico la forza  $F^*$  e lo spostamento  $d^*$  del sistema equivalente sono legati a quelli del sistema M-GDL dalle relazioni:

$$F^* = \frac{V_b}{\gamma_j} \quad d^* = \frac{d_c}{\gamma_j}$$

Si approssima quindi la curva caratteristica forza  $F^*$  - spostamento  $d^*$  del sistema equivalente con una bilineare definita in base al criterio di uguaglianza delle aree. Permettendo tale approssimazione di individuare un ramo elastico con pendenza  $k^*$ , il periodo proprio elastico del sistema 1-GDL risulta essere pari a:

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

Dove, essendo N il numero di masse del sistema M-GDL, si definisce:

$$m^* = \sum_{i=1}^N m_i \Phi_{i,j}$$

3. *Determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con utilizzo dello spettro di risposta elastico.*

Nel caso il sistema 1-GDL abbia periodo proprio  $T^*$  sufficientemente elevato, in particolare nelle norme si richiede  $T^* > T_c$ , il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con pari periodo, cioè:

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

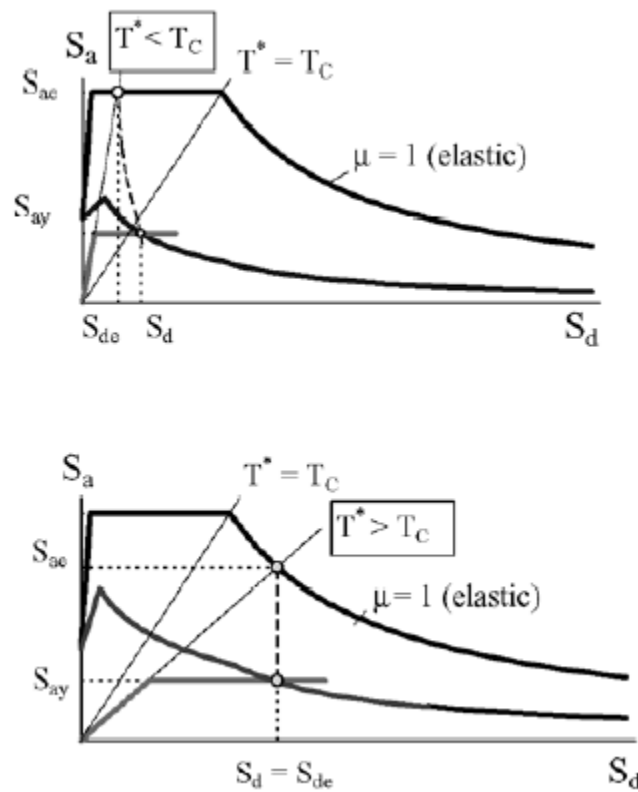
Essendo  $S_{De}$  lo spettro di risposta elastico in spostamento.

Se invece il sistema 1-GDL ha periodo proprio  $T^* < T_c$ , la risposta in spostamento del sistema anelastico è maggiore di quella del corrispondente sistema elastico e risulta:

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

Essendo  $q^*$  il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente. Se  $q^*$  risulta minore di 1 si assume ancora:

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}$$



4. Conversione dello spostamento del sistema equivalente nella configurazione deformata della struttura e verifica.

Noto  $d^*_{max}$  è possibile calcolare lo spostamento effettivo del punto di controllo del sistema M-GDL semplicemente invertendo:

$$d_{max} = \gamma_j d^*_{max}$$

E quindi verificare che durante l'analisi sia stato raggiunto un valore di spostamento dc almeno pari a  $d_{max}$ .

Una volta noto lo spostamento del punto di controllo si conosce dall'analisi la configurazione deformata ed è quindi possibile eseguire la verifica dell'edificio, in particolare controllando la compatibilità degli spostamenti in quegli elementi che presentano un comportamento duttile e delle resistenze in

quegli elementi che presentano un comportamento fragile. Generalmente nell'analisi pushover le proprietà degli elementi sono basati sui valori medi delle proprietà dei materiali.

## 4. I casi studio

Nel seguente capitolo verranno illustrati i passaggi effettuati nell'analisi di pushover di un'Unità Strutturale in muratura esistente ed, a partire da questa da diverse combinazioni di aggregato, delle quali verrà confrontata la risposta sismica al variare della tipologia di sottosuolo e del livello di conoscenza sui materiali. Successivamente, ci si soffermerà sulla tipologia di sottosuolo "C", fissata la quale, per ogni combinazione di aggregato verrà applicato un processo di estrapolazione della risposta sismica dell'Unità Strutturale centrale (US). Questa verrà poi confrontata con il comportamento sismico dell'intero aggregato.

Le analisi sono state svolte al variare di 3 parametri:

- Il numero di edifici in muratura in aggregato (1-3-5-7 edifici)
- La tipologia di suolo sul quale poggia l'aggregato (tipologia di suolo A-B-C-D-E)
- Il livello di conoscenza dei materiali della muratura (LC1, LC2, LC3)

Come detto, quindi, il lavoro svolto può essere suddiviso in due fasi principali:

- **Fase 1:** Analisi del comportamento sismico dei diversi aggregati, al variare della tipologia del sottosuolo e del livello di conoscenza. Questa fase ha lo scopo di confrontare la risposta sismica degli aggregati al variare dei parametri suddetti, rispetto alla risposta sismica dell'unità strutturale singola.
- **Fase 2:** Fissata la tipologia di suolo "C", si va ad estrapolare la curva di capacità dell'US dall'aggregato di appartenenza e la si confronta con la risposta sismica dell'US singola, facendo variare il livello di conoscenza e le ipotesi di aggregato. Questa fase ha lo scopo di andare ad analizzare

nel dettaglio il comportamento sismico dell'US, e se questo varia a seconda dell'aggregato in cui viene posizionata.

#### 4.1 L'Unità Strutturale

L'unità strutturale presa come 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'Irpinia del 1980.

Questa scelta porta all'utilizzo di parametri sismici molto restrittivi riportati in tabella 3:

	SLV	SLD	SLO
<b>Ag</b>	2,62	0,80	0,59
<b>F0</b>	2,28	2,31	2,37
<b>Tc*</b>	0,38	0,31	0,28
<b>Tr</b>	475,00	50,00	30,00

Tabella 3 - Parametri sismici per il comune di Conza della Campania

L'edificio è costituito da una muratura in tufo, a 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.



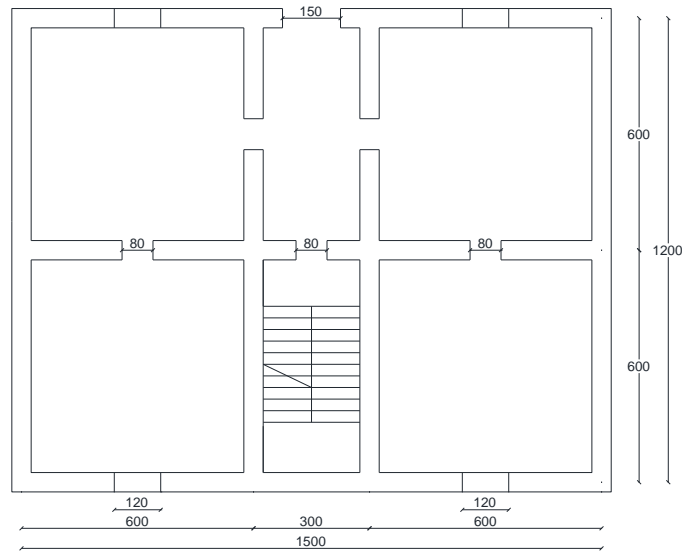


Figura 21: Pianta piano terra dell'Unità Strutturale di base

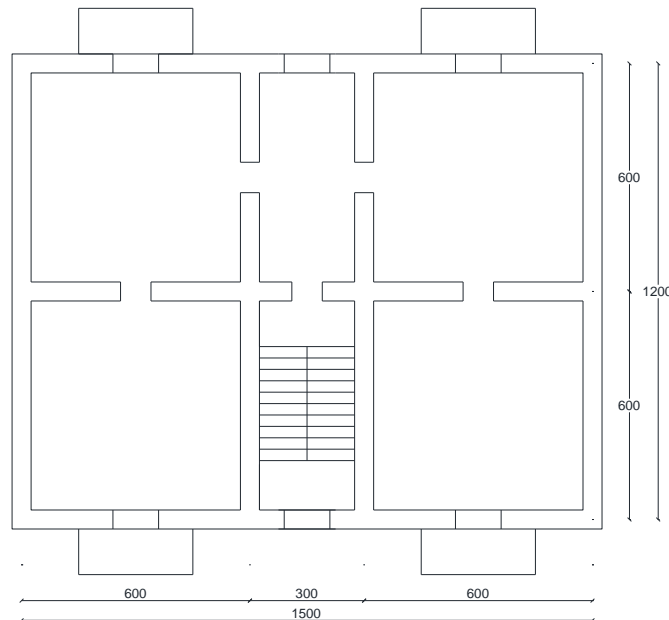


Figura 22 Pianta primo piano dell'Unità Strutturale di base

## 4.2 Le ipotesi di aggregato

Partendo dall'US, si sono ipotizzate tre possibili combinazioni in aggregato, andando ad aggiungere ai lati dell'US centrale, prima due, poi quattro ed infine sei unità strutturali completamente uguali all'US.

I quattro casi di aggregato studiati sono quindi:

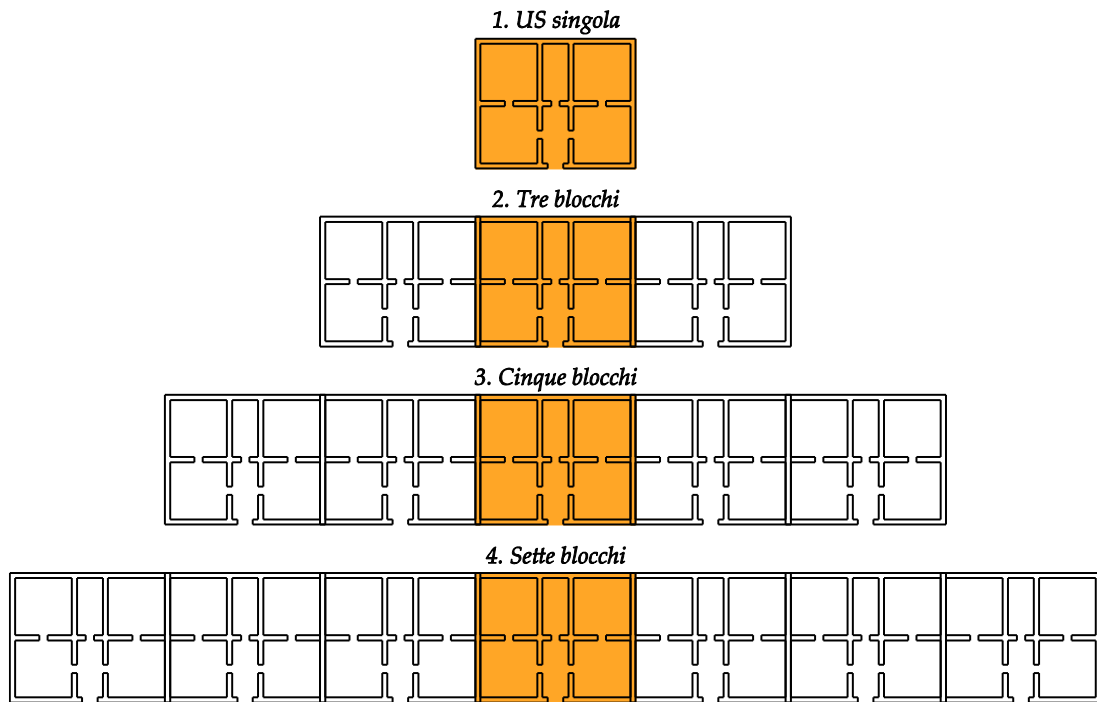


Figura 23 - Ipotesi studio degli aggregati murari

Le unità centrali sono evidenziate perché oltre al comportamento sismico dell'intero aggregato, è oggetto di studio anche il comportamento sismico dell'US all'interno dell'aggregato.

### **4.3 Fase 1**

Come precisato precedentemente in questa fase si effettua l'analisi del comportamento sismico dei diversi aggregati, al variare della tipologia del sottosuolo e del livello di conoscenza con lo scopo di confrontare la risposta sismica degli aggregati al variare dei parametri suddetti, rispetto alla risposta sismica dell'unità strutturale singola.

#### **4.3.1 Procedura di analisi tramite il programma 3Muri**

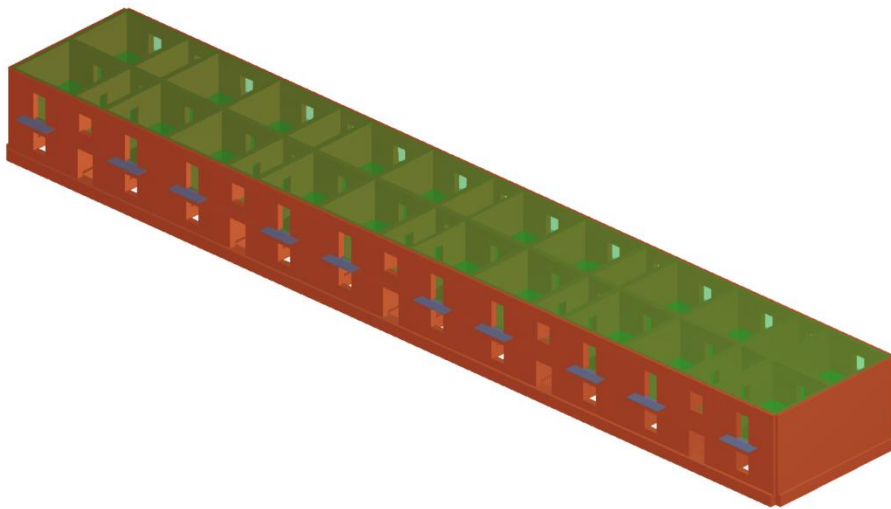
In totale sono stati analizzati 60 casi studio (5 tipologie di suolo x 3 livelli di conoscenza x 4 ipotesi di aggregato). Il tutto è stato reso possibile grazie

all'utilizzo del software di calcolo 3Muri, gentilmente offerto dall'azienda STADATA sotto forma di licenza temporanea accademica.

Di seguito viene riportata la procedura di analisi di pushover utilizzata per ognuno dei casi studio.

### ***4.3.2 Definizione del modello geometrico***

Per prima cosa si è andati a riportare il modello geometrico all'interno del programma.



*Figura 24 - Modello 3D dell'aggregato murario a 5 blocchi*

Nel 3Muri la modellazione dell'edificio viene realizzata mediante l'inserimento di pareti che vengono discretizzate in macroelementi, 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.

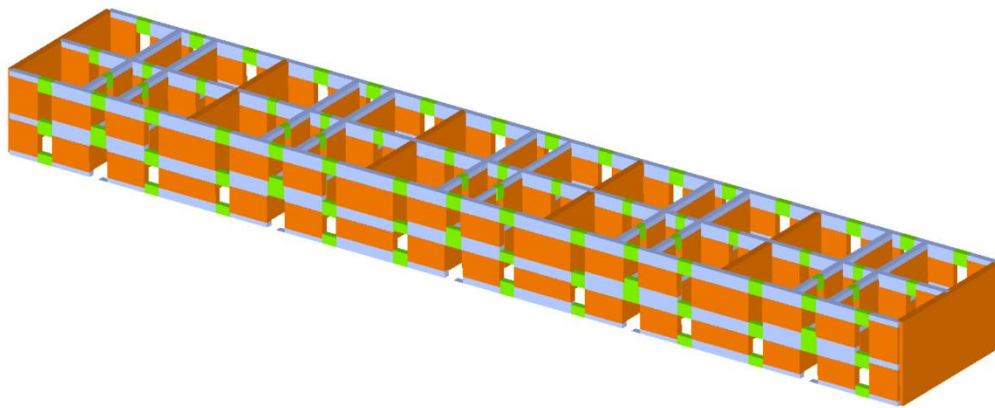


Figura 25 Modellazione in macro-elementi dell'aggregato a 5 blocchi

● Maschi    ● Fasce    ● Elementi rigidi

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.

### 4.3.3 Definizione dei carichi

Sono state poi definite le caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali ed i carichi gravanti sull'edificio.

Le verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e allo stato limite di esercizio; sono state effettuate per la seguente combinazione della azione sismica con le altre azioni [Norme Tecniche 2008 p.3.2.4].

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

dove:

E azione sismica per lo stato limite in esame;

G<sub>1</sub> peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G<sub>2</sub> peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

Ψ<sub>2i</sub> coefficiente di combinazione;

Q<sub>Ki</sub> valore caratteristico della azione variabile;

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

Si assume nella tabella seguente G<sub>k</sub> = G<sub>1</sub>+G<sub>2</sub>

N. Carico	Livello	Tipo	G <sub>k</sub> [daN/m <sup>2</sup> ]	G <sub>k</sub> agg. [daN/m <sup>2</sup> ]	Q <sub>k</sub> [daN/m <sup>2</sup> ]	Ψ <sub>2</sub>
1	1	Lineare [daN/m]	900	300	1.200	0,30
2	1	Lineare [daN/m]	900	300	1.200	0,30
3	1	Lineare [daN/m]	900	300	1.200	0,30
4	2	Lineare [daN/m]	900	300	1.200	0,30

Tabella 4 - schematizzazione dei carichi del vano scale come carichi lineari

N. Solaio	Gk [daN/m <sup>2</sup> ]	Gk agg. [daN/m <sup>2</sup> ]	Qk [daN/m <sup>2</sup> ]	Ψ <sub>2</sub>
1	300	200	200	0,30
4	300	200	200	0,30

Tabella 5 - Carichi applicati ai solai

N. Balconi	Gk [daN/m <sup>2</sup> ]	Gk agg. [daN/m <sup>2</sup> ]	Qk [daN/m <sup>2</sup> ]	Ψ <sub>2</sub>
1	250	100	400	0,30
2	250	100	400	0,30
3	250	100	400	0,30
4	250	100	400	0,30

Tabella 6 - Carichi applicati ai balconi

#### 4.3.4 Analisi incrementale a collasso (push-over)

Il programma effettua 24 analisi, 12 delle quali con applicazione dei carichi proporzionali alle masse, e 12 con applicazione dei carichi proporzionale al primo modo di vibrare della struttura. Ogni analisi differisce per direzione delle azioni sismiche (±X, ±Y) e per l'eccentricità del risultante delle azioni rispetto al baricentro delle masse dell'edificio.

Le verifiche si concretizzano nel confronto tra la curva di capacità per le diverse condizioni previste e la domanda di spostamento prevista dalla normativa.

La curva di capacità è individuata mediante un diagramma spostamento-taglio massimo alla base.

Secondo le prescrizioni da normativa [D.M. 14 gennaio 2008 p. 7.3.4.1.], le condizioni di carico che devono essere esaminate sono di due tipi:

- Distribuzione di forze proporzionale alle masse

$$F_i = \frac{m_i}{\sum_i m_i}$$

- Distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrare.

L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento richiesto. L'analisi viene fatta continuare fino a che non si verifica il decadimento del taglio del 20% dal suo valore di picco. Si calcola così il valore dello spostamento massimo alla base dell'edificio generato da quella distribuzione di forze. Questo valore di spostamento costituisce il valore ultimo dell'edificio.

Lo spostamento preso in esame per il tracciamento della curva di capacità è quello di un punto dell'edificio detto nodo di controllo.

La normativa richiede il tracciamento di una curva di capacità bi-lineare di un sistema equivalente (SDOF). Il tracciamento di tale curva deve avvenire con una retta che, passando per l'origine interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta risulterà parallela all'asse degli spostamenti tale da generare l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente.

La determinazione della curva relativa al sistema equivalente, permette di determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati sulla normativa .

La normativa definisce una eccentricità accidentale del centro delle masse pari al 5% della massima dimensione dell'edificio in direzione perpendicolare al sisma.

In base alla tipologia dell'edificio e alle scelte progettuali che si ritengono più idonee, si può decidere la condizione di carico sismico da prendere in esame.

**Carico sismico:** Individua quale delle due tipologie di distribuzioni (proporzionale alle masse o al primo modo) prendere in esame.

**Direzione:** Individua la direzione lungo cui viene caricata la struttura (X o Y del sistema globale) dal carico sismico.

Al fine di individuare la condizione di carico sismico più gravosa, si è deciso di eseguire le analisi distinte per tipologia di carico, direzione del sisma e di eventuali eccentricità accidentali.

N.	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Livello	Nodo
1	+X	Masse	0,0	2	36
2	+X	1° modo	0,0	2	36
3	-X	Masse	0,0	2	36
4	-X	1° modo	0,0	2	36
5	+Y	Masse	0,0	2	36
6	+Y	1° modo	0,0	2	36
7	-Y	Masse	0,0	2	36
8	-Y	1° modo	0,0	2	36
9	+X	Masse	60,0	2	36
10	+X	Masse	-60,0	2	36
11	+X	1° modo	60,0	2	36
12	+X	1° modo	-60,0	2	36
13	-X	Masse	60,0	2	36
14	-X	Masse	-60,0	2	36
15	-X	1° modo	60,0	2	36
16	-X	1° modo	-60,0	2	36
17	+Y	Masse	75,0	2	36
18	+Y	Masse	-75,0	2	36
19	+Y	1° modo	75,0	2	36
20	+Y	1° modo	-75,0	2	36
21	-Y	Masse	75,0	2	36
22	-Y	Masse	-75,0	2	36
23	-Y	1° modo	75,0	2	36
24	-Y	1° modo	-75,0	2	36

*Tabella 7 - Tipologie di analisi sismiche al variare di direzione, proporzionalità ed eccentricità del carico*

Come si può vedere dalla tabella, è stato preso come nodo di controllo il nodo 36 che è in una posizione baricentrica ed al secondo livello.

Il programma, quindi ha elaborato tutte le curve di capacità relative ad ogni caso studio e confrontando la rigidezza della curva bilineare con lo spettro di



domanda elastico del sisma a seconda della tipologia di suolo è andato a ricavare lo spostamento massimo impresso dall'azione sismica  $d^*_{max}$ .

#### 4.3.5 Spettro da normativa

Gli spettri di risposta, sono definiti in funzione del reticolo di riferimento definito nella "Tabella 1" (parametri spettrali) in allegato alle Norme Tecniche 14 gennaio 2008 .

Tale tabella fornisce, in funzione delle coordinate geografiche (latitudine, longitudine), i parametri necessari a tracciare lo spettro. I parametri forniti dal reticolo di riferimento sono:

- $a_g$ : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- $F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T^*c$ : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La trilogia di valori qui descritta, è definita per un periodo di ritorno assegnato ( $T_R$ ), definito in base alla probabilità di superamento di ciascuno degli stati limite.

Tali valori, sono pertanto definiti per ciascuno degli stati limite esaminati (vedere tabella 8-a).

Lo spettro sismico dipende anche dalla "Classe del suolo" e dalla "categoria topografica" (vedere tabella 8-b).

	SLV	SLD	SLO
$A_g$	2,62	0,80	0,59
$F_0$	2,28	2,31	2,37
$T^*c$	0,38	0,31	0,28

	SLV	SLD	SLO
$S_s$	1,33	1,50	1,50
$T_b$	0,18	0,16	0,15
$T_c$	0,55	0,48	0,45

Tr	475,00	50,00	30,00
Td	2,67	1,93	1,84

Tabella 8 - (a) Parametri di pericolosità sismica di Conza della Campania - (b) Valori sismici per il suolo C

### 4.3.6 Risultati

Secondo le indicazioni da normativa si eseguono le seguenti verifiche:

Stato limite Ultimo (SLV):

$$D_{\max} \leq D_u$$

Con:

Dmax: Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.

Du: Spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente con il decadimento della curva Push-over di un valore pari al 20% di quello massimo.

$$q^* < 3$$

q\*: rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

Se queste due condizioni sono soddisfatte, l'analisi sismica è verificata.

### 4.4 Fase 2

Terminata la prima fase si è andati adesso ad analizzare nel dettaglio il comportamento sismico dell'US. Fissata la tipologia di suolo "C", si è andati ad estrapolare la curva di capacità dell'US dall'aggregato di appartenenza e la si è confrontata con la risposta sismica dell'US singola, facendo variare il livello di conoscenza e le ipotesi di aggregato.

### 4.4.1 Passo 1 - Costruzione della curva di capacità MDOF dell'US in aggregato

Partendo dai dati delle analisi 3Muri degli aggregati è stato possibile ricavare la curva di capacità dell'US tramite i passi descritti di seguito. Per semplicità è stato preso come caso d'esempio l'aggregato a 3 blocchi ed LC1 con carichi in direzione Y.

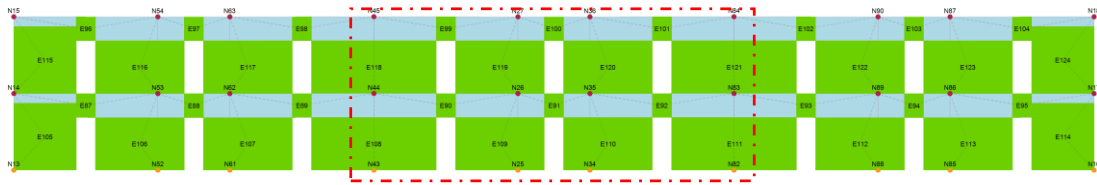


Figura 26 - L'US all'interno dell'aggregato murario

Tenendo conto che l'US è stata schematizzata da 3Muri come un telaio a due piani, ognuno con 12 nodi rigidi; per ogni step dell'analisi di spinta, si leggono i valori del taglio dei 12 nodi alla base del telaio. Da questi valori si ricava, poi, il valore complessivo del taglio  $V_b$  tramite la formula:

$$V_b^i = \left| \sum_{j=1}^{12} V_j \right| = \left| \frac{V_{b43}}{2} + \frac{V_{b37}}{2} + \frac{V_{b40}}{2} + V_{b19} + V_{b25} + V_{b22} + V_{b28} + V_{b34} + V_{b31} + \frac{V_{b79}}{2} + \frac{V_{b82}}{2} + \frac{V_{b76}}{2} \right|$$

Con  $i$  = numero dello step considerato

I valori del taglio considerati dimezzati sono i valori dei nodi in comune con le unità strutturali ai lati dell'US considerata. Questo perché le unità strutturali ai lati collaborano con l'US nell'esplicazione della sollecitazione da taglio.

Una volta ricavato  $V_b$  si passa a ricavare il valore dello spostamento medio in sommità tramite i valori degli spostamenti dei nodi in sommità (livello a cui, si ricorda, appartiene il nodo di controllo n.36), con la formula:

$$D_m = \left| \frac{\sum_{j=1}^{12} D_j}{12} \right|$$

Si itera quindi il procedimento, step by step, per tutto l'andamento della curva di capacità dell'aggregato, fino a raggiungere lo spostamento ultimo dell'aggregato. Si ottiene così la curva di capacità MDOF dell'US.

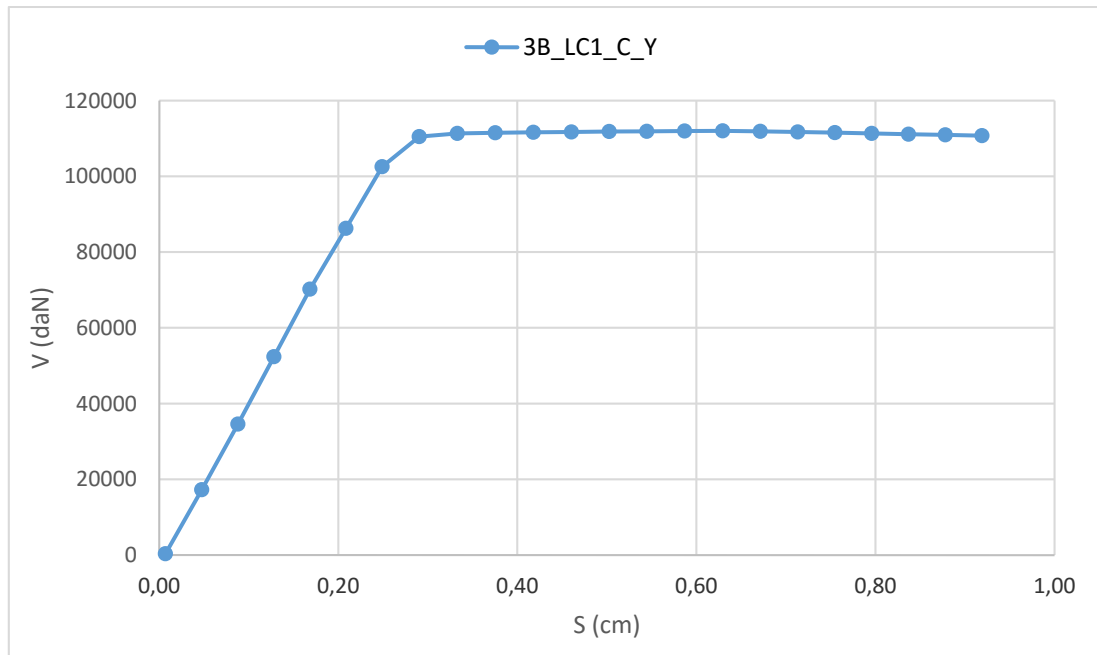


Figura 27 - Curva di capacità MDOF dell'US ricavata dall'aggregato a 3 blocchi-LC1 in direzione Y

#### 4.4.3 Passo 2 – Conversione da MDOF a SDOF della curva di capacità dell'US

Una volta ricavata la curva di capacità questa, per essere rapportata con lo spettro di risposta elastico, deve essere convertita da MDOF (*Multi Degrees Of Freedom*) ad un sistema equivalente SDOF (*Single Degree Of Freedom*) come descritto nel paragrafo 2.3.

Si calcola allora il fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  per la direzione y, tramite la formula:

$$\Gamma = \frac{\sum m^* \phi_i}{\sum m^* \phi_i^2}$$

Dove:

$m^*$  è la massa partecipante di ogni livello dell'edificio (nel nostro caso, quindi dei due livelli) e viene calcolata partendo dalla massa dell'US, divisa per il numero di piani. In direzione  $y$  questa deve essere maggiorata dello scarico delle campate adiacenti all'US perché l'orditura dei solai è in direzione  $x$ . Oltre alla massa di ogni piano in sé, bisogna, in pratica, considerare anche la metà dei carichi dei solai adiacenti all'unità strutturale.

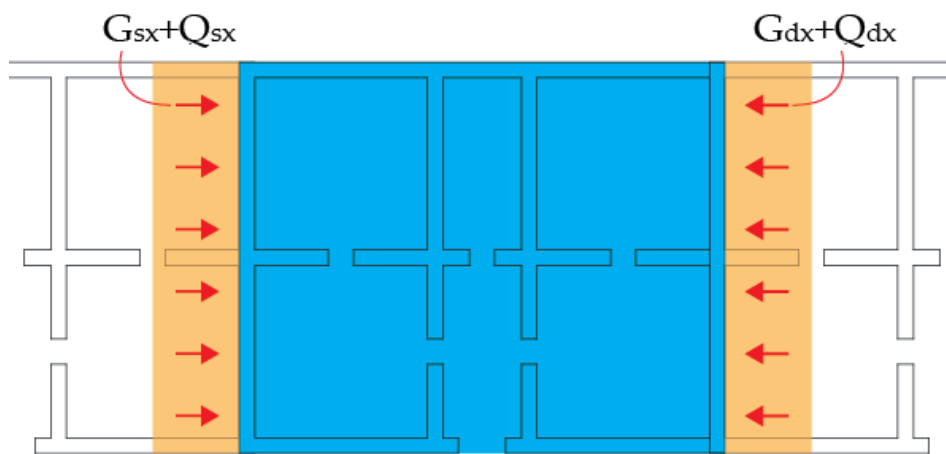


Figura 28 - Influenza dei solai adiacenti sull'US centrale

$\Phi$  è il vettore corrispondente al modo principale di vibrare normalizzato rispetto allo spostamento del punto di controllo. Nel nostro caso abbiamo due vettori  $\Phi_1$  e  $\Phi_2$  relativi allo spostamento del secondo e del primo piano, e sono uguali a:

$$\phi_1 = \frac{d_{y36}}{d_{y36}} ; \phi_2 = \frac{d_{y35}}{d_{y36}}$$

Dove 36 è il nodo di controllo e 35 è il suo corrispondente al primo livello.

Per il caso in esame abbiamo questi valori di  $\Phi$  e di  $\Gamma$ :

nodo	$u_y$	$m$ (kg)	$\Phi$	$\Phi^2$	$\Gamma$
36	0,18	350192	1,000	1,000	1,19
35	0,1	350192	0,556	0,309	

Tabella 9 - Valori di  $\Phi$  e  $\Gamma$  per la direzione  $y$

Una volta calcolato il fattore di partecipazione modale  $\Gamma$ , tramite le relazioni:

$$V_b^* = \frac{V_b}{\Gamma} ; D_m^* = \frac{D_m}{\Gamma}$$

Si vanno a calcolare i valori di  $V_b^*$  e  $D_m^*$  del sistema SDOF equivalente per ogni passo della curva di capacità MDOF e si ottiene quindi la curva dell'SDOF.

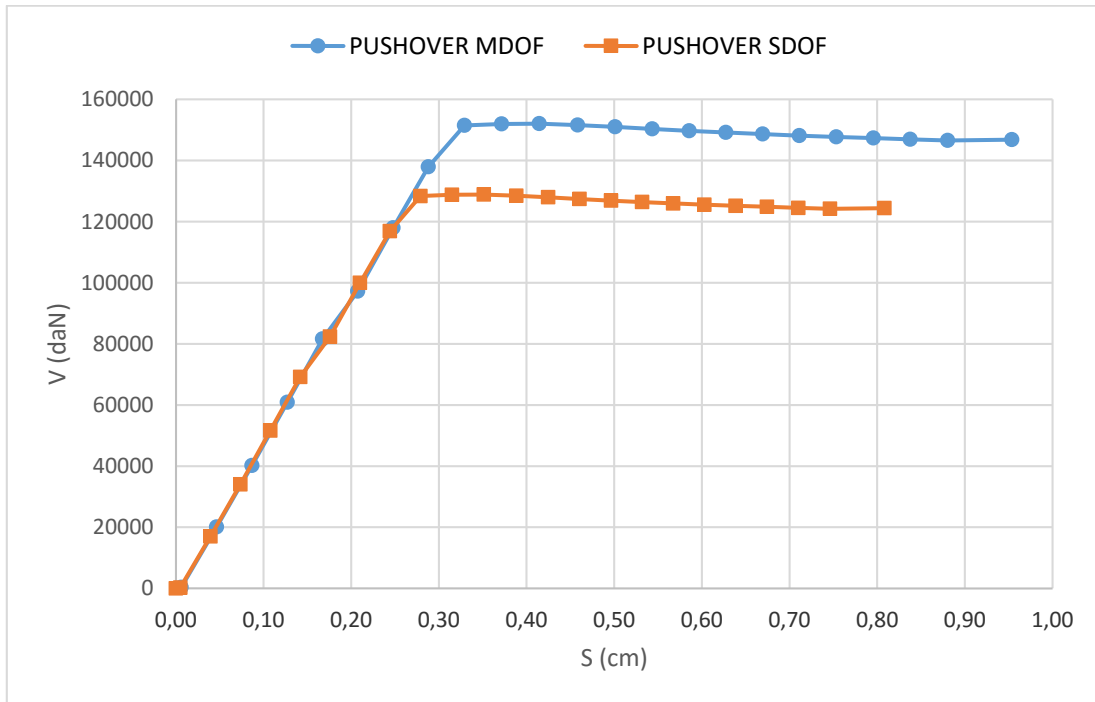


Figura 29 - Curve di capacità MDOF ed SDOF dell'US all'interno dell'aggregato

Ricavata la curva di capacità SDOF, si passa alla sua bilinearizzazione tenendo presente i seguenti criteri:

- Il segmento elastico della bilineare incontra la curva di capacità ad un valore di  $V$  pari a  $0,7 V_{\max}$
- La bilineare procede, dopo  $F_y^*$ , con un tratto perfettamente plastico fino al valore di  $d^*u$

- Fissata la rigidezza, si procede per tentativi, fino a quando, per il criterio di uguaglianza delle aree, l'energia della bilineare è uguale a quella della curva di capacità.

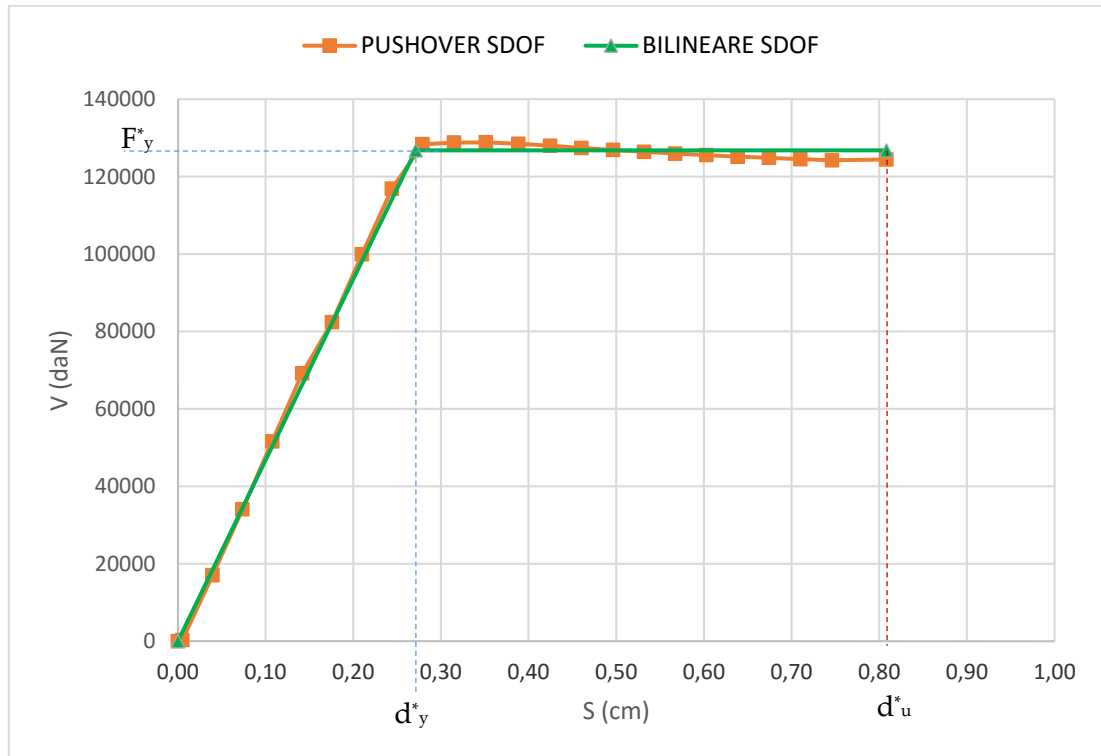


Figura 30 - bilinearizzazione della curva SDOF

#### 4.4.4 Passo 3 – Inserimento della bilineare all'interno del grafico ADRS

Una volta ottenuta la bilineare SDOF, si procede con l'inserirla all'interno dell'ADRS. La curva ADRS è ottenuta partendo dallo spettro elastico in funzione del periodo T tramite la formula:

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

Bisogna tenere presente che l'accelerazione  $S_a$  è misurata in g ( $1g = 9,81m/s^2$ ) ed il periodo T è misurato in secondi; mentre  $S_d$  è misurato in centimetri.

Ottenuta la curva ADRS, per inserire la bilineare all'interno del grafico, è necessario convertire i tagli V in accelerazioni tramite la formula

$$S_{a,bil} = \frac{V}{m_*} [g]$$

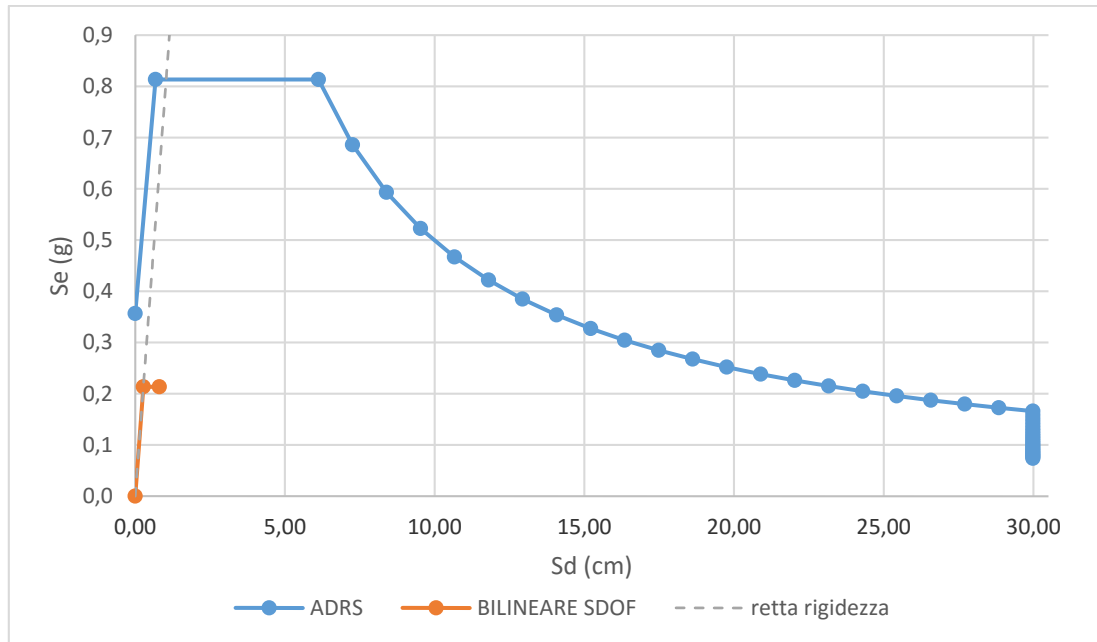


Figura 31 - bilineare confrontata con l'ADRS

Con questo sistema è possibile ricavare il periodo di vibrazione  $T^*$  dell'US con tipologia di sottosuolo C, tramite l'intersezione della retta di rigidezza e l'ADRS.

Poi, nel caso il sistema 1-GDL abbia periodo proprio  $T^*$  sufficientemente elevato, in particolare nelle norme si richiede  $T^* > T_c$ , il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con pari periodo, cioè:

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

Essendo  $S_{De}$  lo spettro di risposta elastico in spostamento.



Se invece il sistema 1-GDL ha periodo proprio  $T^* < T_c$ , la risposta in spostamento del sistema anelastico è maggiore di quella del corrispondente sistema elastico e risulta:

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

Essendo  $q^*$  il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente. Se  $q^*$  risulta minore di 1 si assume ancora:

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}$$

#### ***4.4.5 Passo 4 – Analisi sismica e calcolo Indice di vulnerabilità sismica***

Si è ricavato quindi lo spostamento massimo atteso  $d_{\max}^*$  della struttura in funzione del tipo di suolo C. A questo punto è possibile calcolare l'indice di vulnerabilità statica  $I_{vs}$  espresso in termini di rapporto tra Domanda sismica (D) e Capacità strutturale (C):

$$I_{vs} = \frac{D}{C} = \frac{d_{\max}^*}{d_u^*}$$

Se  $I_{vs}$  è  $> 1$  e cioè se la Domanda è maggiore della Capacità, il sistema non è verificato

Se  $I_{vs}$  è invece  $< 1$  la Domanda è minore della Capacità e quindi il sistema è verificato.

## 5. Analisi dei risultati

### 5.1 Analisi dei risultati della Fase 1

Di seguito si riportano i risultati delle analisi sul comportamento sismico dei diversi aggregati, al variare della tipologia del sottosuolo e del livello di conoscenza.

I risultati sono stati confrontati graficamente, raggruppando le curve di capacità per numero di blocchi in aggregato e per livello di conoscenza.

Curve di capacità in direzione X

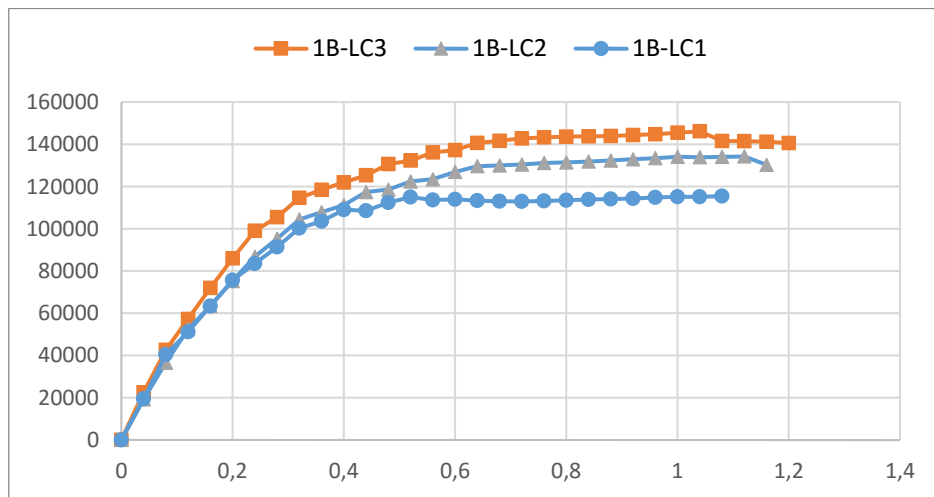


Figura 32 - Curve di capacità in direzione X al variare del livello di conoscenza per 1 blocco

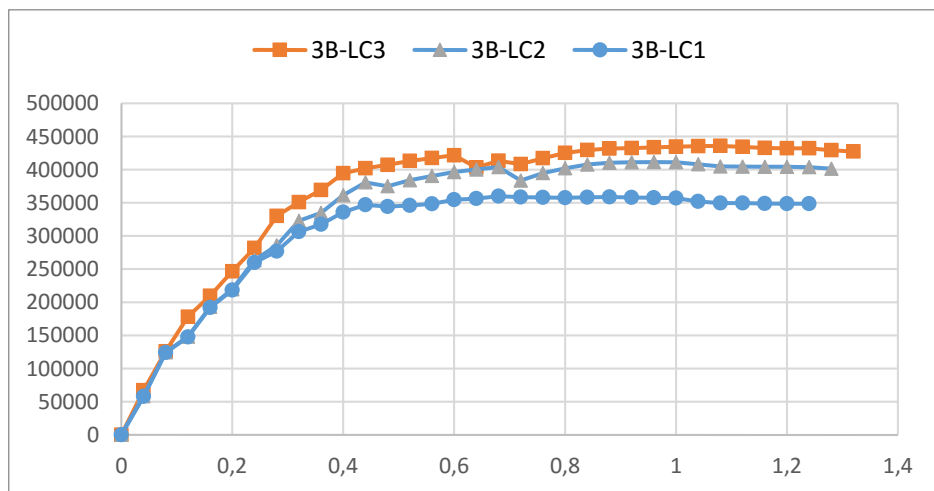


Figura 33 - Curve di capacità in direzione X al variare del livello di conoscenza per 3 blocchi

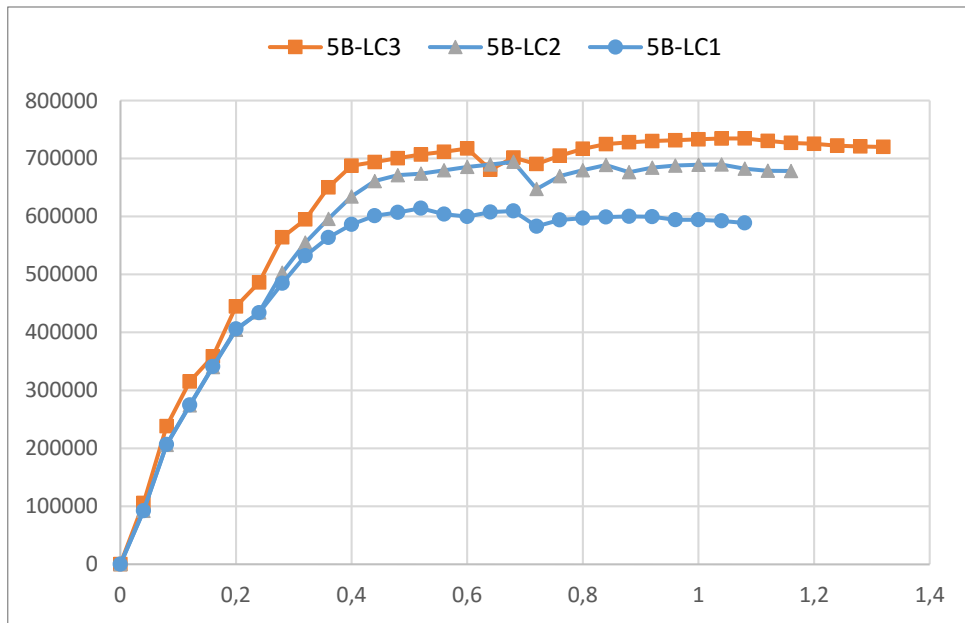


Figura 34 - Curve di capacità in direzione X al variare del livello di conoscenza per 5 blocchi

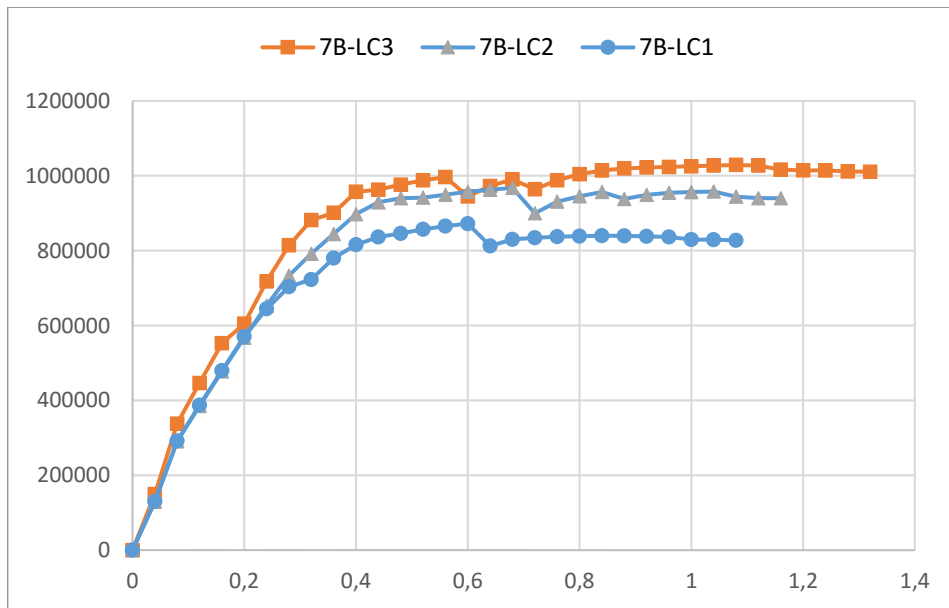


Figura 35 - Curve di capacità in direzione X al variare del livello di conoscenza per 7 blocchi

Curve di capacità in direzione Y

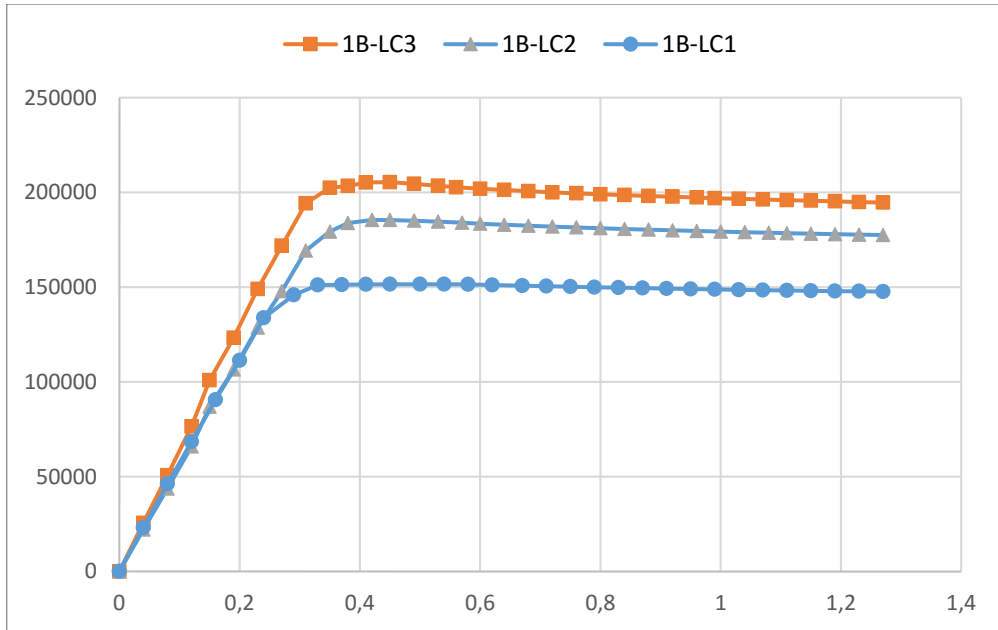


Figura 36 - Curve di capacità in direzione Y al variare del livello di conoscenza per 1 blocco

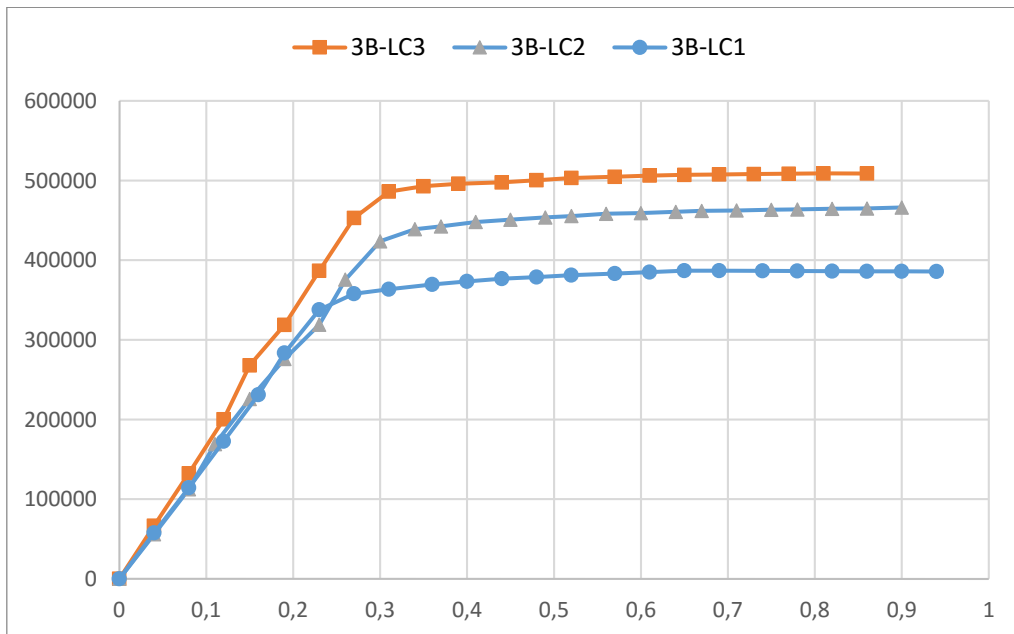


Figura 37 - Curve di capacità in direzione Y al variare del livello di conoscenza per 3 blocchi

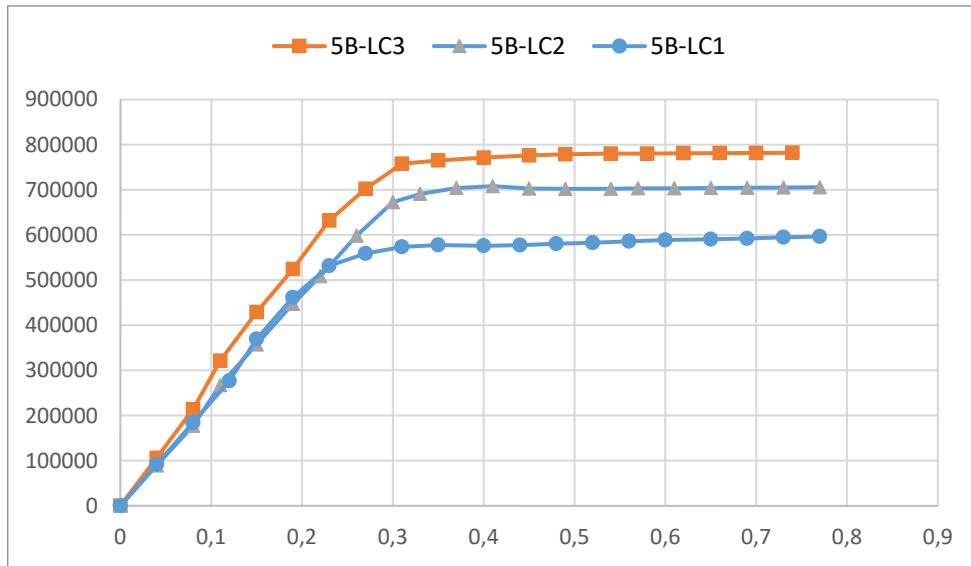


Figura 38 - Curve di capacità in direzione Y al variare del livello di conoscenza per 5 blocchi

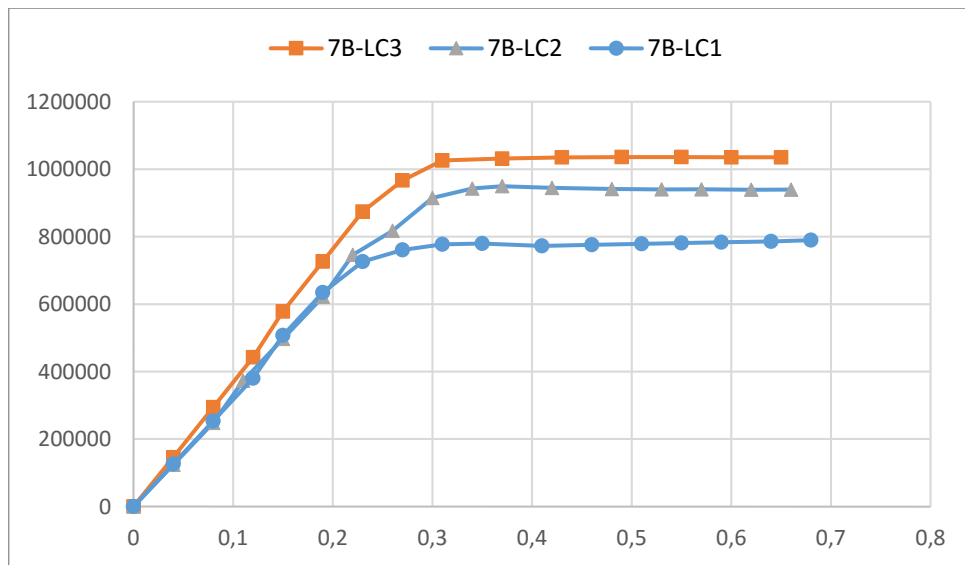


Figura 39 - Curve di capacità in direzione Y al variare del livello di conoscenza per 7 blocchi

Come era ipotizzabile si nota come, fissato il numero di blocchi e il tipo di terreno, la rigidezza delle curve di capacità tra LC1 ed LC2 non varia. Questo risultato è desumibile dalla prescrizione per entrambi i livelli di conoscenza dello stesso modulo di elasticità  $E = 1080 \text{ MPa}$  come si può notare dalle tabelle 10 ed 11.

LC1	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	f <sub>m</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	T/f <sub>m0</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]
TUFO	1.080,00	360,00	16	103,70	2,07

Tabella 10 - Parametri meccanici del tufo per LC1

LC2	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	f <sub>m</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	T/f <sub>m0</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]
TUFO	1.080,00	360,00	16	158,33	2,92

Tabella 11 - Parametri meccanici del tufo per LC2

LC3	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	f <sub>m</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	T/f <sub>m0</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]
TUFO	1.260,00	420,00	16	190,00	3,50

Tabella 12 - Parametri meccanici del tufo per LC3

Mentre in LC3 avendo una E maggiore, la rigidezza della curva di capacità aumenta. Questo accade sia per la direzione x che per la direzione y.

Per quanto riguarda i tagli massimi  $V$ , si nota come ad aumentare di LC aumenta il taglio esplicito dalla curva di capacità, sia in direzione x che in direzione y. Questo perché aumenta la resistenza media a taglio  $f_m$  come si può notare dalle tabelle 10, 11 e 12.

Per quanto riguarda il  $d_u$  si può notare come in direzione x, questo tende a rimanere invariato mano a mano che si aggiungono blocchi all'aggregato. Mentre in direzione y, l'aggiunta progressiva dei blocchi riduce il valore dello spostamento ultimo  $d_u$ .

Per quanto concerne l'influenza della categoria di sottosuolo sulla pushover, questa si esplica in termini di variazione di  $d_{max}$  della richiesta sismica. Nella tabella 13, sono elencati i valori dell'indice di vulnerabilità sismica  $I_{vs}$  come rapporto tra lo spostamento massimo atteso  $d_{max}$  (Domanda) e lo spostamento ultimo  $d_u$  (Capacità)

La variazione di questo parametro è stato riassunto nella tabella 14, dove vengono confrontati l'indice di vulnerabilità sismica del unità strutturale singola  $I_{us}$  con gli indici di vulnerabilità sismica  $I_n$  degli n casi di aggregato.

	1U	3U	5U	7U
	$D_{max} / D_u$	$D_{max} / D_u$	$D_{max} / D_u$	$D_{max} / D_u$
A	1,046	0,907	0,830	0,813
B	1,574	1,407	1,268	1,250
C	1,778	1,689	1,589	1,554
D	2,611	2,185	1,920	1,875
E	2,213	1,843	1,616	1,580

Tabella 13 – direzione X -Indici di vulnerabilità al variare dei blocchi e della categoria di sottosuolo

	3U	5U	7U
	ivs %	ivs %	ivs %
A	87%	79%	78%
B	89%	81%	79%
C	95%	89%	87%
D	84%	74%	72%
E	71%	62%	61%

Tabella 14 – direzione X - Indici di vulnerabilità % dei vari aggregati rispetto all'US isolata

In direzione X si può quindi notare che all'aumentare dei blocchi lo spostamento ultimo non varia. Inoltre per ogni ipotesi di aggregato il  $d_u$  aumenta all'aumentare del livello di conoscenza.

	1U	3U	5U	7U
	$D_{max} / D_u$	$D_{max} / D_u$	$D_{max} / D_u$	$D_{max} / D_u$
A	0,622	1,044	1,260	1,441
B	0,929	1,593	1,935	2,206
C	0,835	2,043	2,442	2,779
D	1,378	2,440	2,974	3,397
E	1,157	2,055	2,743	2,853

Tabella 15 - direzione Y -Indici di vulnerabilità al variare dei blocchi e della categoria di sottosuolo

	3U	5U	7U
	ivs %	ivs %	ivs %
A	168%	203%	232%
B	171%	208%	237%
C	245%	293%	333%
D	177%	216%	247%
E	149%	199%	207%

Tabella 16 - direzione Y - Indici di vulnerabilità % dei vari aggregati rispetto all'US isolata

In direzione Y abbiamo invece che nell'US isolata si ha lo stesso  $d_u$  indipendentemente dal livello di conoscenza LC. Ma soprattutto, si nota che all'aumentare dei blocchi si ha un  $d_u$  sempre minore. Ciò vuol dire che all'aumentare dei blocchi, in direzione y diminuisce la duttilità dell'aggregato. Questo in termini di vulnerabilità sismica si traduce in un aumento della stessa all'aumentare dei blocchi.



## 5.2 Analisi dei risultati della Fase 2

	LC1_X			LC2_X			LC3_X		
	V (daN)	K	d <sub>u</sub> (cm)	V (daN)	K	d <sub>u</sub> (cm)	V (daN)	K	d <sub>u</sub> (cm)
<b>1 U</b>	93518	0,69	0,89	106770	0,69	0,95	115527	0,80	0,99
<b>3 U</b>	96547	0,76	1,03	110148	0,74	1,08	116371	0,84	1,12
<b>5 U</b>	97167	0,78	1,00	111757	0,76	1,06	114952	0,87	1,10
<b>7 U</b>	99227	0,82	1,02	113503	0,82	1,09	116482	0,96	1,09
	<b>V(%)</b>	<b>K (%)</b>	<b>d<sub>u</sub> (%)</b>	<b>V(%)</b>	<b>K (%)</b>	<b>d<sub>u</sub> (%)</b>	<b>V(%)</b>	<b>K (%)</b>	<b>d<sub>u</sub> (%)</b>
<b>3 U</b>	103%	110%	116%	103%	107%	114%	101%	105%	113%
<b>5 U</b>	104%	113%	112%	105%	110%	112%	100%	109%	111%
<b>7 U</b>	106%	118%	115%	106%	119%	115%	101%	121%	110%

Tabella 17 - direzione X - valori di V, K e d<sub>u</sub> per l'US nelle varie ipotesi di aggregato; e confronti tra l'US isolata e l'US in aggregato

Dai risultati, si evince che:

In direzione x, all'aumentare dei blocchi:

F\*<sub>y</sub> dell'US in aggregato tende ad aumentare rispetto quello dell'US isolata, perché aumentando il numero di blocchi in direzione x, si ha che le unità strutturali adiacenti collaborano con l'US, permettendo un taglio ultimo maggiore.

Questo fa aumentare tendenzialmente anche la rigidezza dell'US e conseguentemente fa diminuire il periodo di vibrazione T\* diminuisce, andando a diminuire progressivamente gli spostamenti massimi d<sub>max</sub> lungo x.

	LC1_Y			LC2_Y			LC3_Y		
	V (daN)	K	d <sub>u</sub> (cm)	V (daN)	K	d <sub>u</sub> (cm)	V (daN)	K	d <sub>u</sub> (cm)
1 U	123109	1,48	1,05	148825	1,46	1,05	163988	1,67	1,05
3 U	93960	0,70	0,78	114241	0,69	0,80	126763	0,79	0,81
5 U	93709	0,71	0,74	114705	0,69	0,75	127453	0,80	0,72
7 U	93869	0,71	0,57	115498	0,69	0,63	128082	0,81	0,59
	V(%)	K (%)	d <sub>u</sub> (%)	V(%)	K (%)	d <sub>u</sub> (%)	V(%)	K (%)	d <sub>u</sub> (%)
3 U	76%	47%	74%	77%	47%	76%	77%	47%	77%
5 U	76%	48%	71%	77%	47%	71%	78%	48%	68%
7 U	76%	48%	55%	78%	47%	60%	78%	49%	56%

Tabella 18 - direzione Y - valori di V, K e d<sub>u</sub> per l'US nelle varie ipotesi di aggregato; e confronti tra l'US isolata e l'US in aggregato

in direzione y, all'aumentare dei blocchi:

F\*<sub>y</sub> diminuisce rispetto all'US isolata e poi è costante all'aumentare dei blocchi. Questo perché nell'US in aggregato, la metà delle sollecitazioni da taglio delle pareti comuni con i blocchi adiacenti viene assorbita da questi.

La diminuzione del taglio di snervamento, a d\*<sub>y</sub> costante comporta una diminuzione della rigidezza dall'US isolata all'US in aggregato, che si traduce in un periodo T\* maggiore rispetto all'US isolata.

d\*<sub>u</sub>, all'aumentare dei blocchi tende a diminuire. Ciò vuol dire che dato che la rigidezza delle US in aggregato è costante, diminuisce la duttilità della bilineare. Questo perché in direzione y la superficie soggetta al taglio V aumenta con l'aggiunta di più blocchi in direzione x e quindi diminuisce la resistenza.

## Bibliografia

- [1] "Norme Tecniche per le Costruzioni" *DM 14/01/2008*
- [2] "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni" *Circolare n. 617/CSLLPP del 2 febbraio 2009*
- [3] "Progettazione delle strutture in muratura" *Eurocodice 6, UNI-EN1996:2006*
- [4] "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica" *Eurocodice 8, UNIEN1998: 2005*
- [5] "Structural Analysis in earthquake engineering - A breakthrough of simplified non-linear methods" *Peter Fajfar - 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 843, London, September 2002*

*Alla disponibilità, cordialità e enorme preparazione del Prof. Ing. Antonio Formisano;*

*Alla completa dedizione al suo ruolo, all'attenzione e la dedizione fraterna, alle parole di  
conforto, ai momenti di confronto e crescita del grande Ing. Nicola Chieffo;*

*Alla pazienza e l'amore della mia famiglia;*

*A me stesso;*

*Grazie.*