

ANALISI E INTERVENTI STRUTTURALI SU EDIFICI VINCOLATI Parte 1



ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI
MACERATA

Le principali novità della Circolare del 2019.

Le verifiche dei meccanismi locali con gli spettri di piano, i nuovi modelli e le prescrizioni nelle analisi globali.

Prof. Clementi Francesco

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Architettura (DICEA)

Università Politecnica delle Marche, Ancona

francesco.clementi@univpm.it



Macerata – 12 marzo 2021 – Modalità FAD

- INTRODUZIONE:
 - Aspetti generali
 - Tipologie-modellazione-analisi
 - Modellazione globale o a Macroelementi
 - Analisi globali o dei Meccanismi locali
- MECCANISMI LOCALI:
 - Le analisi
 - Le verifiche
 - Esempi
- ANALISI GLOBALI:
 - La modellazione
 - Le analisi
 - Le verifiche
 - Esempi

- INTRODUZIONE:
 - Aspetti generali
 - Tipologie-modellazione-analisi
 - Modellazione globale o a Macroelementi
 - Analisi globali o dei Meccanismi locali

- MECCANISMI LOCALI:
 - Le analisi
 - Le verifiche
 - Esempi

- ANALISI GLOBALI:
 - La modellazione
 - Le analisi
 - Le verifiche
 - Esempi

- ✓ Impianto analogo al precedente (Circolare n. 617 del 2009) ma molto più organico ed esaustivo. In particolare:
 - sono fornite indicazioni su modellazione, analisi e verifica per un'ampia varietà di situazioni, cercando di limitare la convenzionalità e di rappresentare la maggioranza delle costruzioni reali,
 - è istituita una più stretta relazione tra rilievo e conoscenza degli aspetti costruttivi e valutazioni della sicurezza sismica.
- ✓ È confermata la necessità di una valutazione quantitativa, ma è al tempo stesso sancita la difficoltà di proporre modelli e formule di verifica validi in tutti i casi di edifici esistenti (una norma deve porsi l'obiettivo di coprire l'80% del costruito ed il professionista deve essere consapevole di quando un modello presente nella normativa non ha senso nel caso specifico).
- ✓ Questo è vero in particolare per le costruzioni tradizionali in muratura, realizzate su base empirica ma non concepite attraverso un modello (non ingegnerizzate).
Non è un caso che i modelli per le costruzioni esistenti siano nella Circolare.

Categorie d'intervento e sicurezza minima

- ✓ Il parametro di riferimento per la VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA è:
 ζ_E rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e quella che si dovrebbe considerare nel progetto di una nuova costruzione
⇒ esprime la “gravità dell'inadeguatezza” rispetto ad una progettata con NTC2018

- ✓ Le categorie d'intervento
 - **RIPARAZIONE** o **INTERVENTO LOCALE**
 - **MIGLIORAMENTO** ⇒ per le costruzioni di classe IV il valore di ζ_E a seguito degli interventi di miglioramento deve essere comunque non minore di 0.6, mentre per le classi II e III il valore di ζ_E deve essere incrementato di 0.1.
 - **ADEGUAMENTO** ⇒ 0.8!!!

- INTRODUZIONE:
 - Aspetti generali
 - **Tipologie-modellazione-analisi**
 - Modellazione globale o a Macroelementi
 - Analisi globali o dei Meccanismi locali
- MECCANISMI LOCALI:
 - Le analisi
 - Le verifiche
 - Esempi
- ANALISI GLOBALI:
 - La modellazione
 - Le analisi
 - Le verifiche
 - Esempi

- ✓ Le **tipologie** di costruzioni in muratura pre-moderne:
 - Edificio isolato, con buoni collegamenti, maglia regolare di muri di spina; elevata percentuale di aperture regolari, solai di rigidezza significativa;
 - Edificio isolato ma senza uno o più dei precedenti requisiti;
 - Edificio in aggregato nei centri storici (interazioni);
 - Edifici a tipologia specialistica: palazzi storici con porticati, logge, piani nobili a doppia altezza; Conventi; Teatri;
 - Chiese
 - Torri

- ✓ La Circolare delinea un percorso organico e completo per l'edificio isolato più regolare, ma i modelli proposti possono essere utilizzati anche negli altri casi, definendo opportunamente gli approcci di modellazione e analisi:
 - **Modellazione** globale o per macroelementi
 - **Analisi** globale e dei meccanismi locali

INTRODUZIONE

Tipologie – Modellazione - Analisi



INTRODUZIONE

Tipologie – Modellazione - Analisi



INTRODUZIONE

Tipologie – Modellazione - Analisi



✓ MODELLO GLOBALE:

- Se la costruzione ha un comportamento d'assieme (maglia di pareti murarie, di diaframmi orizzontali e di efficaci collegamenti tra gli stessi) la risposta sismica può essere descritta da un modello globale, facendo affidamento solo sulla risposta nel piano delle pareti (più rigide e resistenti).
- Nell'edificio residenziale si realizza il cosiddetto "comportamento scatolare" ma anche una chiesa di piccole dimensioni e con una copertura controventata può avere questo tipo di risposta (leggibile attraverso modi di vibrazione che coinvolgono tutte le diverse parti).

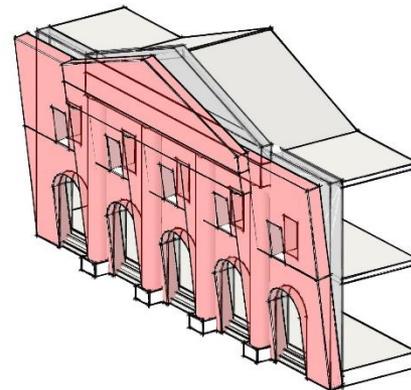
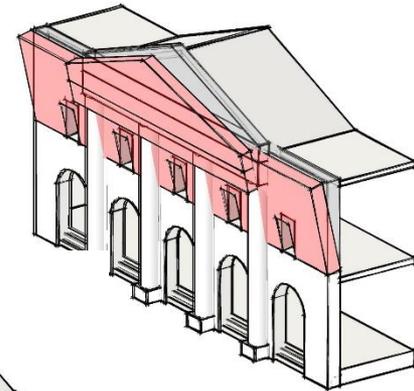
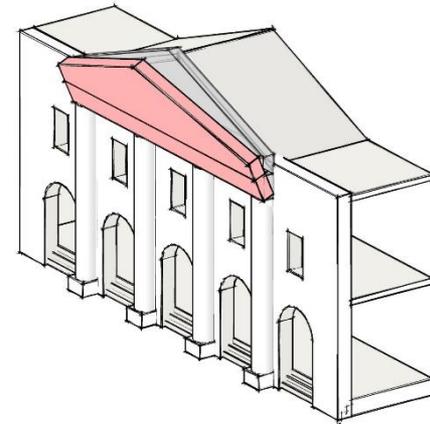
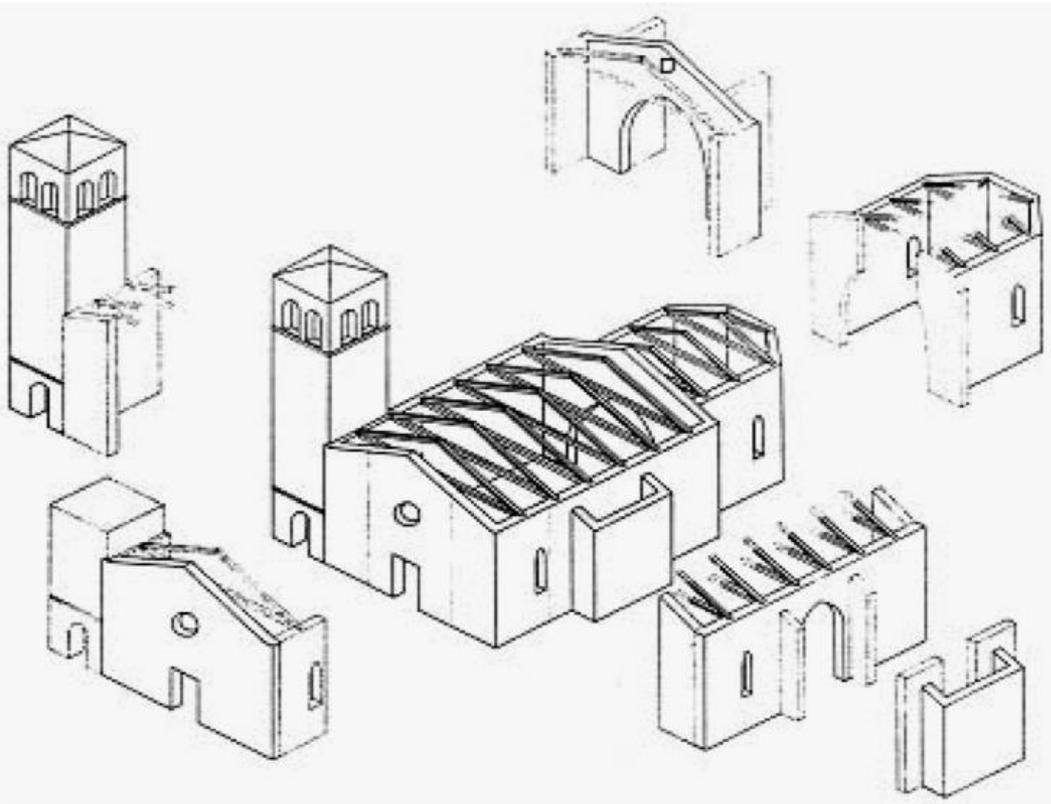
✓ SUDDIVISIONE IN MACROELEMENTI:

- Costruzioni in muratura come le chiese, per l'assenza di muri di spina interni (a meno di colonnati tra le navate) e orizzontamenti intermedi (a meno delle eventuali volte), possono essere studiate con modelli di sottostrutture, ripartendo in modo opportuno la totalità delle azioni sismiche tra questi.
- Nel caso di edifici, se i solai sono flessibili, ciascuna parete deve essere verificata indipendentemente.
- Macroelementi: alcuni di questi possono ovviamente rispondere anche fuori dal piano (è il caso di edifici con una maglia diradata di muri di spina e solai deformabili).

- INTRODUZIONE:
 - Aspetti generali
 - Tipologie-modellazione-analisi
 - **Modellazione globale o a Macroelementi**
 - Analisi globali o dei Meccanismi locali
- MECCANISMI LOCALI:
 - Le analisi
 - Le verifiche
 - Esempi
- ANALISI GLOBALI:
 - La modellazione
 - Le analisi
 - Le verifiche
 - Esempi

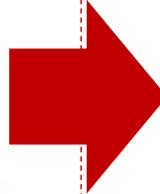
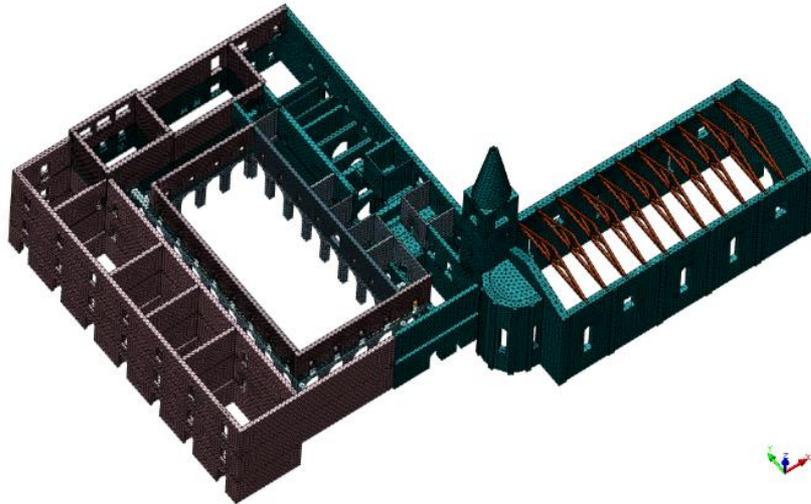
INTRODUZIONE

Modellazione Globale o a Macroelementi



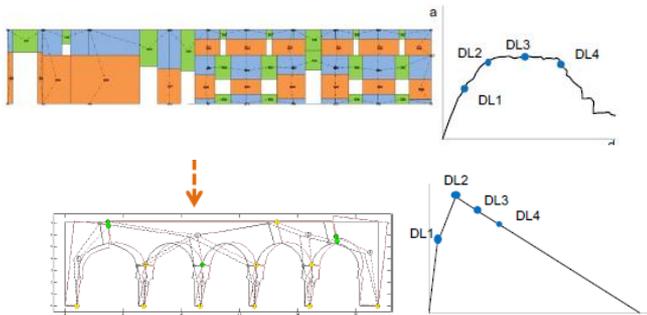
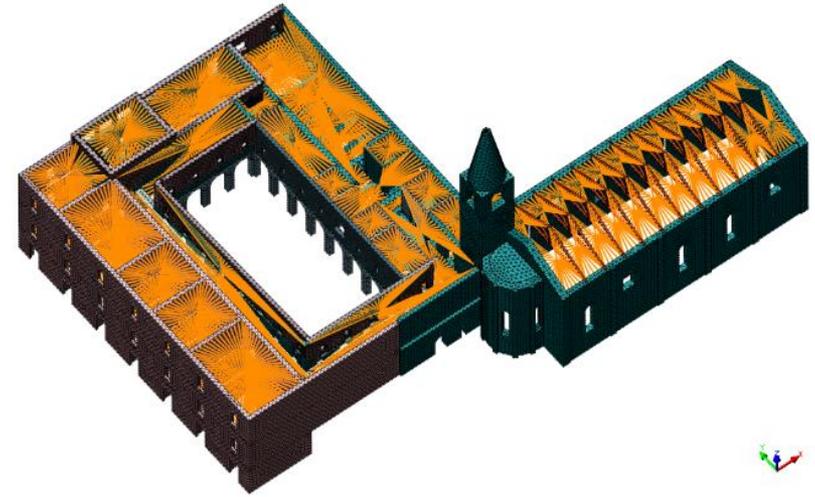
Solai Flessibili

Approccio per macroelementi

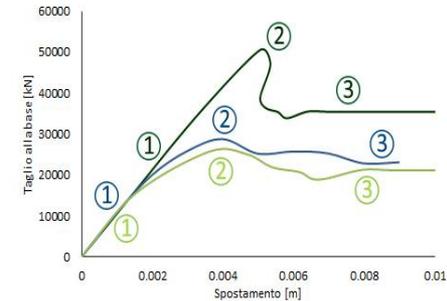
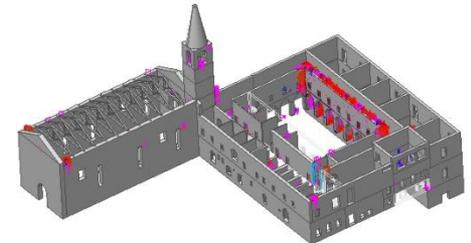
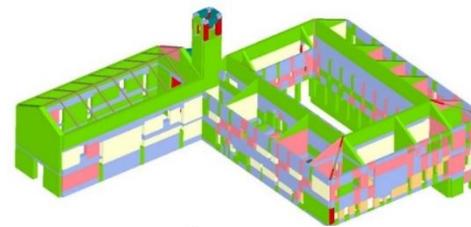


Solai rigidi (post-consolidamento)

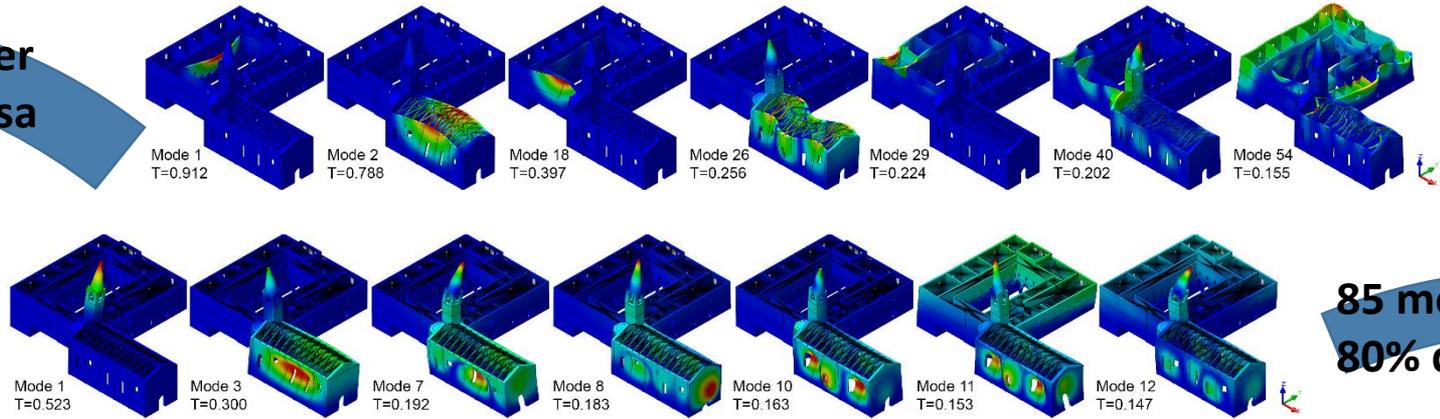
Approccio Globale



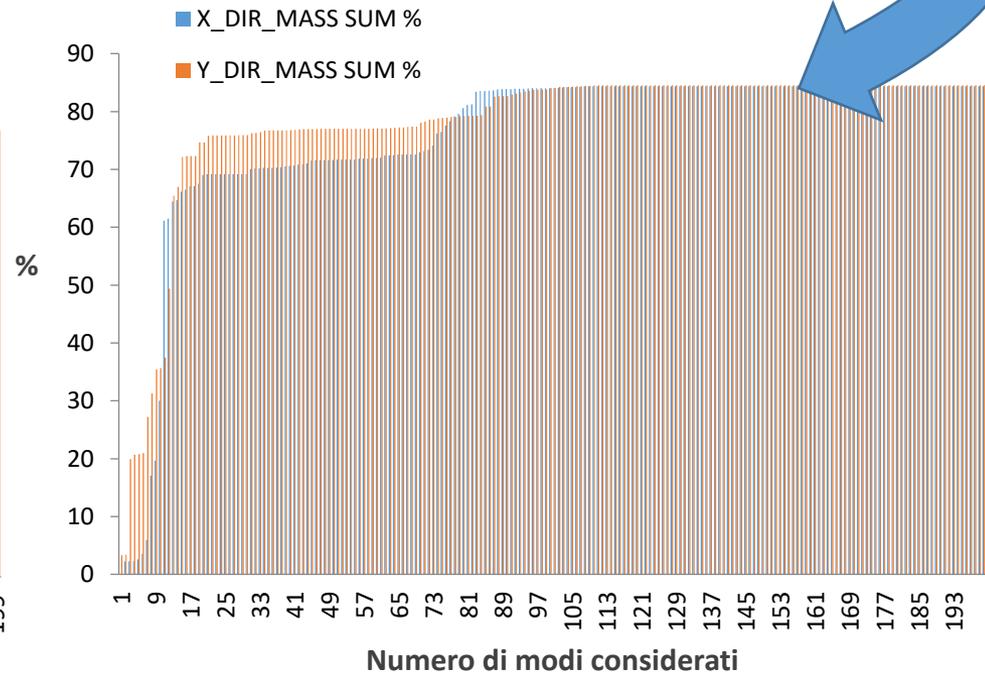
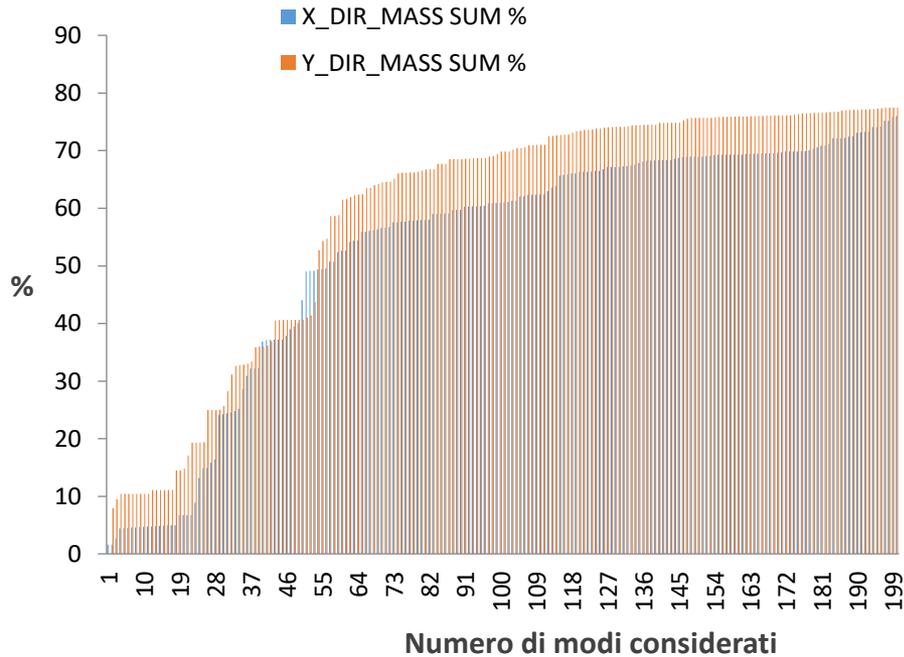
Per ciascun degli n macroelementi



200 modi per
80% di massa



85 modi per
80% di massa



- INTRODUZIONE:
 - Aspetti generali
 - Tipologie-modellazione-analisi
 - Modellazione globale o a Macroelementi
 - Analisi globali o dei Meccanismi locali
- MECCANISMI LOCALI:
 - Le analisi
 - Le verifiche
 - Esempi
- ANALISI GLOBALI:
 - La modellazione
 - Le analisi
 - Le verifiche
 - Esempi

✓ ANALISI GLOBALE:

- Per ciascuna costruzione deve essere verificato che il complesso delle azioni sismiche sia in qualche modo sopportato dalla costruzione (ovvero, se ci si riconduce a forze sismiche equivalenti, considerando tutte le masse, ci siano elementi in grado di farsi carico di queste trasferendole in fondazione).
- Nel caso di costruzioni non descrivibili da un modello globale, la globalità delle azioni sismiche deve essere distribuita tra i macroelementi e verificata. Tale operazione deve essere eseguita secondo le due direzioni ortogonali. Nel caso di analisi per macroelementi, alcuni rispondono fuori dal piano.

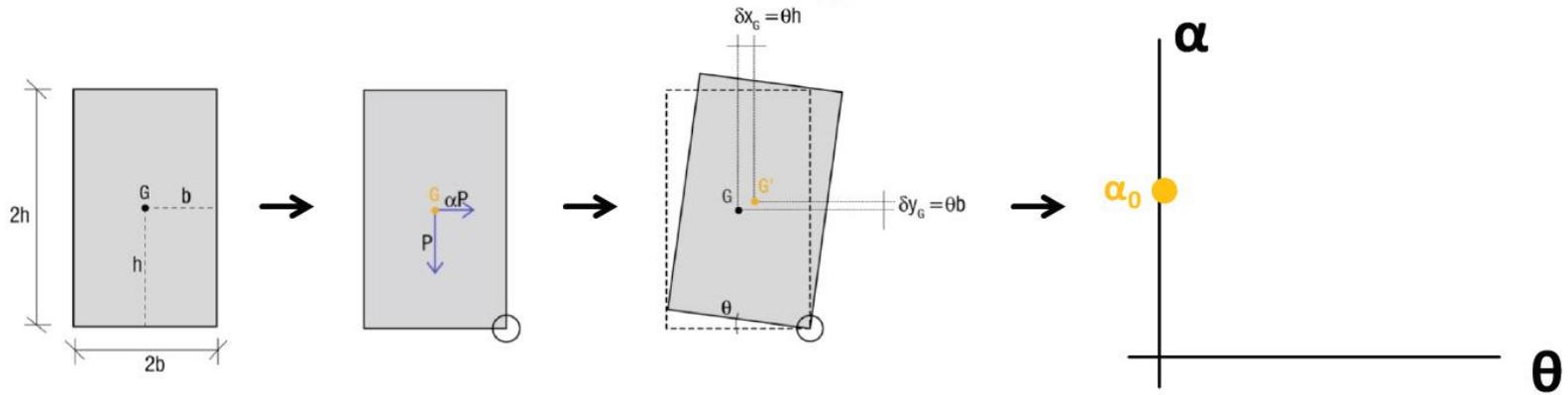
✓ ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI:

- Sono i meccanismi di dissesto che non sono colti dall'analisi globale, ad esempio perché si usa un modello che considera solo la risposta nel piano delle pareti o perché si assumono efficaci alcuni collegamenti, da verificare separatamente. Questi meccanismi devono essere verificati con modelli locali opportuni. Ad esempio: la risposta fuori dal piano del singolo pannello, in un edificio con buoni collegamenti, o di porzioni più ampie di parete, nel caso di carenza di collegamenti. Sono da verificare anche le appendici.

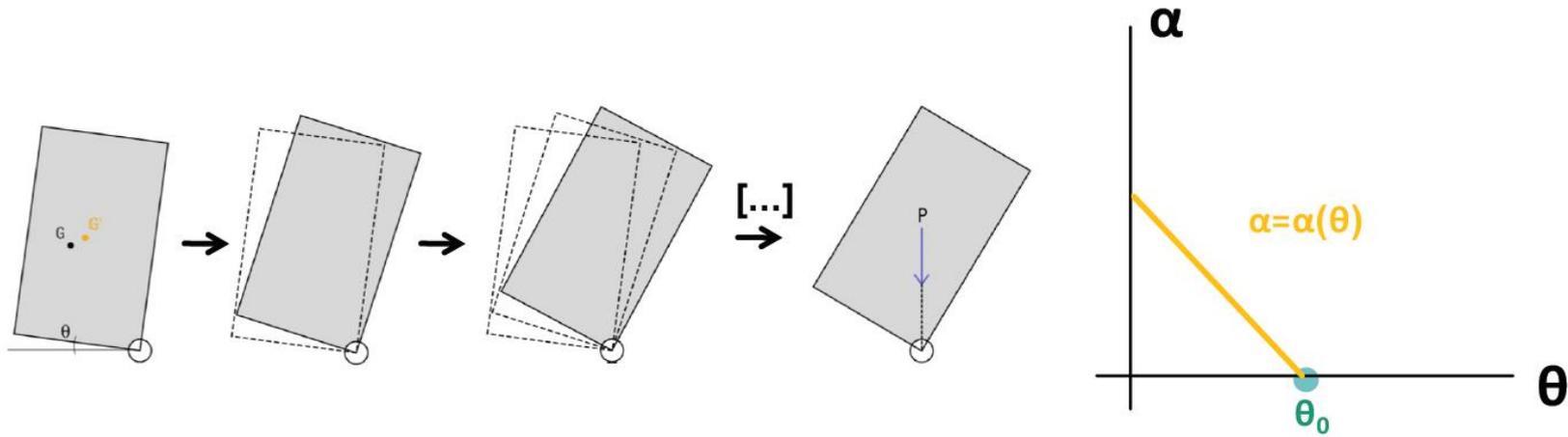
- ✓ L'analisi dei meccanismi locali non può essere alternativa all'analisi globale, a meno che non sia eseguita in modo sistematico su tutti gli elementi della costruzione (analisi per macroelementi), e i solai non siano tali da garantire risposte 'molto locali'.
- ✓ Devono essere considerati i meccanismi di comportamento non rappresentati nel modello globale (in genere quelli legati alla risposta fuori dal piano delle pareti, perché il modello globale descrive solo la risposta nel piano).
- ✓ Le due modellazioni e verifiche sono complementari e quindi non esiste una sequenza, se non per il fatto che se i collegamenti non sono sufficienti ad impedire la risposta fuori dal piano di un'ampia porzione di parete non ha senso il modello globale (warning!!!).
- ✓ È confermato l'uso dell'analisi limite di cinematismi di blocchi rigidi, considerando la non linearità geometrica e la verifica in termini di capacità di spostamento.

- INTRODUZIONE:
 - Aspetti generali
 - Tipologie-modellazione-analisi
 - Modellazione globale o a Macroelementi
 - Analisi globali o dei Meccanismi locali
- **MECCANISMI LOCALI:**
 - **Le analisi**
 - Le verifiche
 - Esempi
- ANALISI GLOBALI:
 - La modellazione
 - Le analisi
 - Le verifiche
 - Esempi

1. ANALISI CINEMATICA LINEARE → α_0 → accelerazione di attivazione



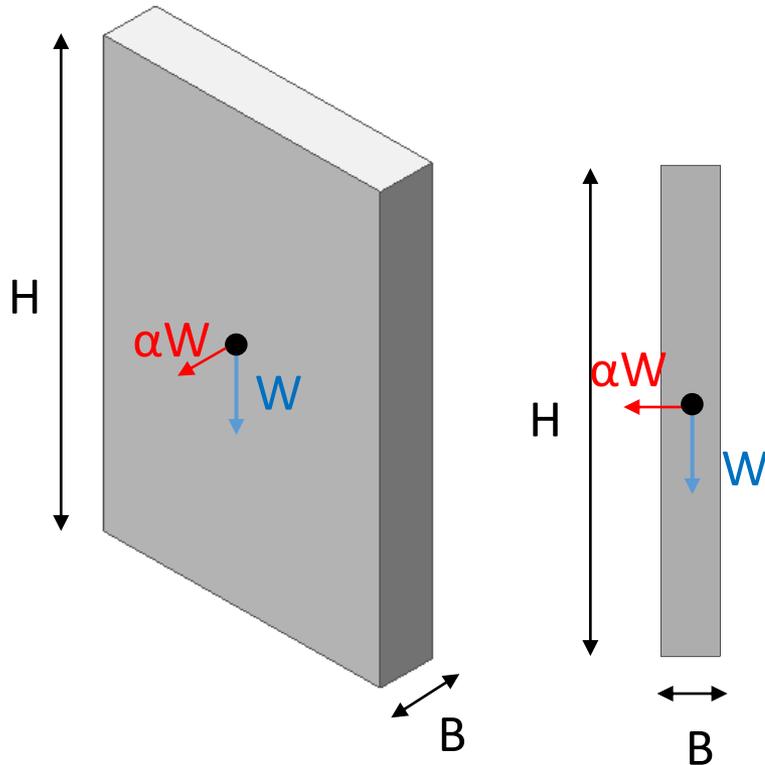
2. ANALISI CINEMATICA NON LINEARE → $\alpha(\theta)$ → CURVA DI CAPACITA'



ATTENZIONE: I BLOCCHI SONO RIGIDI -> T=0 !!!

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ

- α è il moltiplicatore di attivazione del meccanismo;



**MOMENTO STABILIZZANTE =
MOMENTO RIBALTANTE**

$$W \frac{B}{2} = \alpha W \frac{H}{2}$$

$$\alpha = \frac{B}{H}$$

Analisi cinematica lineare

- ✓ Le precedenti equazioni sono state scritte con le seguenti ipotesi:
 - resistenza nulla a trazione della muratura;
 - assenza di scorrimento tra i blocchi;
 - resistenza a compressione infinita della muratura.

- ✓ Tuttavia, per una simulazione più realistica del comportamento, potrebbe essere opportuno considerare, anche in forma approssimata:
 - gli scorrimenti tra i blocchi, considerando la presenza dell'attrito;
 - le connessioni, anche di resistenza limitata, tra le pareti murarie;
 - la presenza di catene metalliche;
 - la limitata resistenza a compressione della muratura, considerando le cerniere adeguatamente arretrate rispetto allo spigolo della sezione;
 - la presenza di pareti a paramenti scollegati.

Applicando il teorema dei lavori virtuali è possibile calcolare il moltiplicatore α_0 che attiva il cinematismo, attraverso la seguente espressione:

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{k=1}^N P_k \delta_{Py,k} - \sum_{k=1}^m F_k \delta_{F,k} + L_i}{\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}} \quad [C8.7.1.1]$$

dove:

- N è il numero dei blocchi di cui è costituita la catena cinematica;
- m è il numero di forze esterne, assunte indipendenti dall'azione sismica, applicate ai diversi blocchi;
- P_k è la risultante delle forze peso applicate al k -esimo blocco (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, sommato agli altri pesi portati);
- Q_k è la risultante delle forze peso non gravanti sul k -esimo blocco ma la cui massa genera su di esso una forza sismica orizzontale, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;
- F_k è la generica forza esterna applicata ad uno dei blocchi; tali forze possono favorire l'attivazione del meccanismo (ad es. spinte di volte) o ostacolarlo (ad es. archi di contrasto, ovvero forze attrittive che si sviluppano in presenza di parti della costruzione non coinvolte nel meccanismo);
- $\delta_{Py,k}$ è lo spostamento virtuale verticale del baricentro delle forze peso proprie e portate P_k , agenti sul k -esimo blocco, assunto positivo se verso l'alto;
- $\delta_{F,k}$ è lo spostamento virtuale del punto d'applicazione della forza esterna F_k , proiettato nella direzione della stessa (di segno positivo o negativo a seconda che questa favorisca o contrasti il meccanismo);
- $\delta_{PQx,k}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del baricentro delle forze orizzontali $\alpha(P_k + Q_k)$ agenti sul k -esimo blocco, assumendo come verso positivo quello dell'azione sismica che attiva il meccanismo;
- L_i è il lavoro totale di eventuali forze interne (allungamento di una catena; scorrimento con attrito in presenza di ammassamento tra i blocchi del meccanismo, dovuto a moti relativi traslazionali o torsionali; deformazione nel piano di solai o coperture collegate ma non rigide).

Il moltiplicatore α_0 che si ottiene dall'equazione [C8.7.1.1] rappresenta una stima per eccesso dell'effettivo moltiplicatore statico di collasso (corrispondente all'attivazione del meccanismo in ambito dinamico).

Quest'ultimo può essere stimato come il più basso dei moltiplicatori α_0 ottenuti per i meccanismi selezionati come possibili tra quelli ricorrenti per configurazioni analoghe, in quanto caratterizzati da condizioni statiche e cinematiche realistiche; in tal senso, la forma geometrica delle porzioni di muratura coinvolte nella catena cinematica (e la posizione delle cerniere) dovrebbe derivare, nell'ambito di ciascuna classe di meccanismo, da un processo di minimizzazione, facendo riferimento anche a modelli attritivi a blocchi rigidi (identificazione del meccanismo corretto).

Calcolo classico del moltiplicatore che attiva il meccanismo.

Chiarimento importante.

Processo di minimizzazione, ma non semplice da eseguire.

Un caso particolarmente significativo è quello di una parete che, pur essendo collegata alle pareti di spina ortogonali attraverso un ammorsamento murario parzialmente efficace, ribalta fuori dal proprio piano medio (ribaltamento semplice). A meno che non sia già in atto un distacco evidente dalle pareti ortogonali o che queste non siano totalmente prive di ammorsamento, tale meccanismo può considerare il contributo stabilizzante esercitato dalle pareti ortogonali attraverso resistenze attrittive. La risultante della forza attrittiva che può svilupparsi lungo l'altezza h dell'ammorsamento con una parete ortogonale (lesione verticale a pettine, ipotizzando caratteristiche di ammorsamento pressoché uniformi) può essere ricavata in modo approssimato dalla seguente espressione:

$$F = 0.4 n (n + 1) \Phi \mu l^2 t_s w \quad [C8.7.1.2]$$

dove:

- n è il numero dei filari interessati dalla lesione verticale ($n=h/h_b$, dove h_b è l'altezza media degli elementi costituenti la muratura);
- l è la lunghezza del singolo giunto attrittivo, sovrapposizione tra i blocchi di due corsi successivi;
- Φ è il coefficiente di ammorsamento, così definito $\Phi = h_b/l$; tale parametro è analogamente definito per il criterio di resistenza a taglio per fessurazione diagonale, con rottura "a scaletta" nei giunti di malta, nell'equazione [C8.7.1.17];
- μ è il coefficiente d'attrito; un valore di riferimento è 0,577, identico a quello indicato per l'equazione [C8.7.1.17];
- t_s è lo spessore della parete trasversale (opportunamente ridotto nel caso di muratura a tre paramenti);
- w è il peso specifico della muratura (valori sono suggeriti nella Tabella C8.5.1).

Il punto di applicazione di questa resistenza può essere assunto a quota $1/3h$; si ricorda che l'altezza h (ovvero la estensione della cerniera) dovrebbe essere identificata attraverso un processo di minimizzazione del moltiplicatore α_ϕ .

Queste resistenze attrittive si sviluppano anche nel caso in cui la lesione non sia "a pettine" (verticale) ma presenti un andamento inclinato. Tuttavia la [C8.7.1.2] può essere considerata valida solo nel caso di lesione verticale, perché nel caso di lesione inclinata le rotazioni e i distacchi tendono ad essere prevalenti sugli scorrimenti. Nel caso limite di lesione secondo la "scaletta" naturale (definita dal parametro ϕ in genere si ha solo distacco per rotazione e il contributo attrittivo si annulla; la [C8.7.1.2] è stata formulata assumendo un coefficiente riduttivo pari a 0,8, per considerare che, anche nel caso di lesione verticale, non si ha uno scorrimento puro.

Si fa inoltre presente che la [C8.7.1.2] non considera il contributo di eventuali carichi applicati in sommità ai muri ortogonali a quello in esame, quali parapetti o solai e coperture, i quali incrementano lo stato di sollecitazione verticale sulle superfici di ammorsamento (ciò avviene in misura ridotta anche nel caso di lesione verticale "a pettine", a seguito della diffusione delle tensioni nella muratura). L'entità di questa resistenza aggiuntiva può essere stimata e il suo punto di applicazione, in genere, può essere assunto a quota $1/2h$.

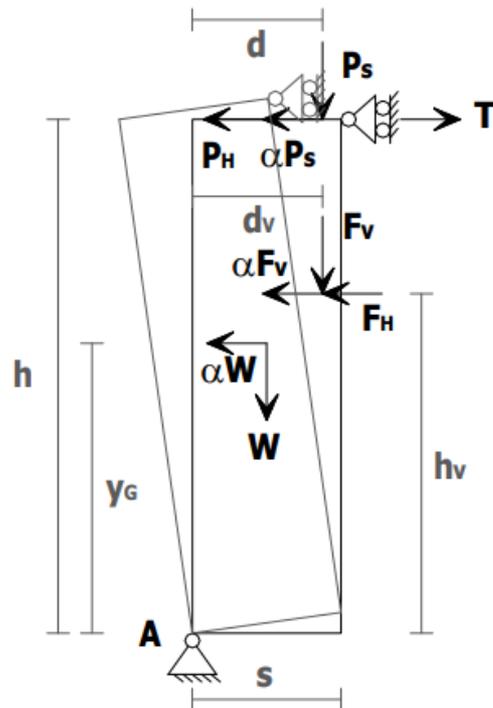
Risultante della forza attrittiva che può svilupparsi lungo l'ammorsamento

Punto di applicazione di questa resistenza a quota $1/3 h$

Se ho un carico in sommità il punto di applicazione a $1/2 h$

DETERMINAZIONE “ α ”

RIBALTAMENTO SEMPLICE



$$M_{S(A)} = W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h$$

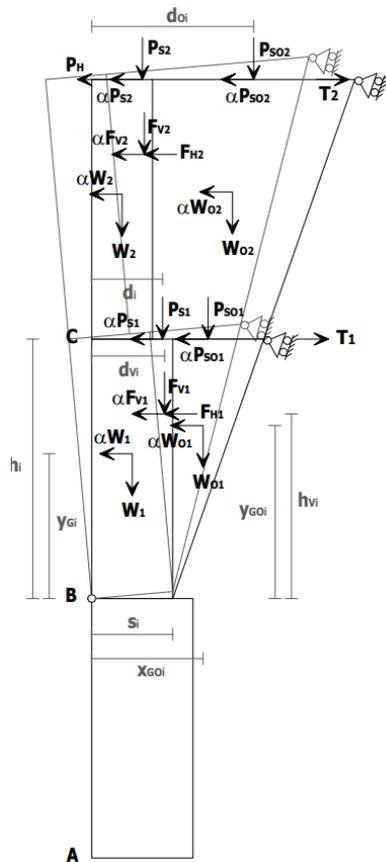
$$M_{R(A)} = \alpha \cdot [W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h] + F_H \cdot h_V + P_H \cdot h$$



$$\alpha = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_V - P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h}$$

DETERMINAZIONE "α"

RIBALTAMENTO COMPOSTO



$$M_S = \sum_i W_i \frac{S_i}{2} + \sum_i F_{Vi} d_{Vi} + \sum_i W_{Oi} x_{GOi} + \sum_i P_{Si} d_i + \sum_i P_{SOi} d_{Oi} + \sum_i T_i h_i$$

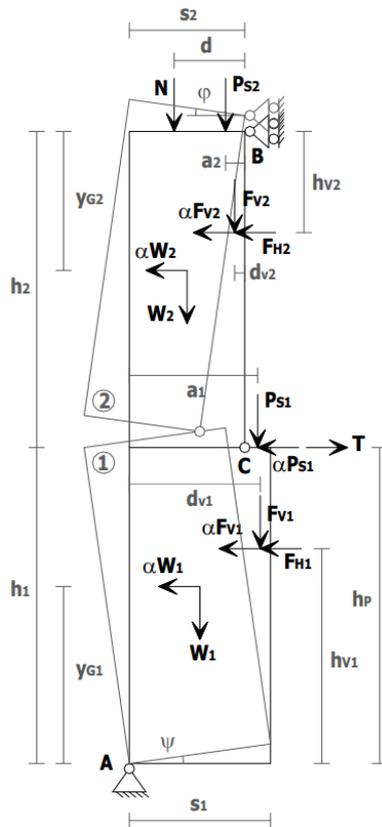
$$M_R = \alpha \left[\sum_i W_i y_{Gi} + \sum_i W_{Oi} y_{GOi} + \sum_i F_{Vi} h_{Vi} + \sum_i P_{Si} h_i + \sum_i P_{SOi} h_i \right] + \sum_i F_{Hi} h_{Vi} + P_H h$$



$$\alpha = \frac{\sum_i W_i \frac{S_i}{2} + \sum_i F_{Vi} d_{Vi} + \sum_i W_{Oi} x_{GOi} + \sum_i P_{Si} d_i + \sum_i P_{SOi} d_{Oi} + \sum_i T_i h_i - \sum_i F_{Hi} h_{Vi} - P_H h_i}{\sum_i W_i y_{Gi} + \sum_i W_{Oi} y_{GOi} + \sum_i F_{Vi} h_{Vi} + \sum_i P_{Si} h_i + \sum_i P_{SOi} h_i}$$

DETERMINAZIONE “ α ”

FLESSIONE VERTICALE



$$M_S = W_1 \delta_{1y} + W_2 \delta_{2y} + F_{V1} \delta_{V1y} + F_{V2} \delta_{V2y} + N \delta_{Ny} + P_{S1} \delta_{P1y} + P_{S2} \delta_{P2y} + T \delta_{P1x}$$

$$M_R = \alpha \cdot [W_1 \delta_{1x} + W_2 \delta_{2x} + F_{V1} \delta_{V1x} + F_{V2} \delta_{V2x} + P_{S1} \delta_{P1x}] + F_{H1} \delta_{V1x} + F_{H2} \delta_{V2x}$$



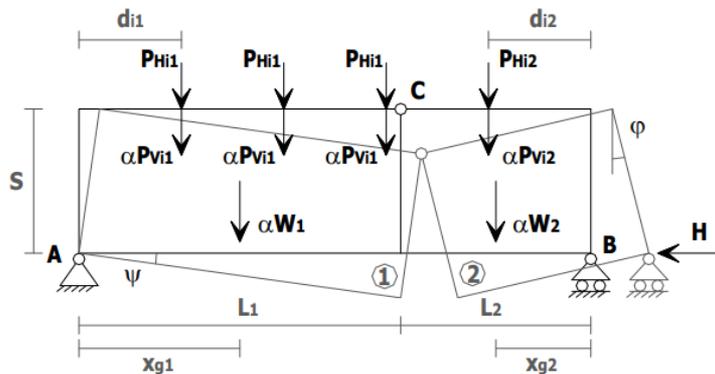
$$\alpha = \frac{E}{W_1 y_{G1} + F_{V1} h_{V1} + P_{S1} h_P + (W_2 y_{G2} + F_{V2} h_{V2}) \frac{h_1}{h_2}}$$

Dove:

$$E = \frac{W_1}{2} s_1 + F_{V1} d_{V1} + (W_2 + P_{S2} + N + F_{V2}) s_2 + \frac{h_1}{h_2} \left(\frac{W_2}{2} s_2 + P_{S2} a_2 + N d + F_{V2} d_{V2} - F_{H2} h_{V2} \right) + P_{S1} a_1 - F_{H1} h_{V1} + T h_P$$

DETERMINAZIONE "α"

FLESSIONE ORIZZONTALE



Equazione lavori virtuali:

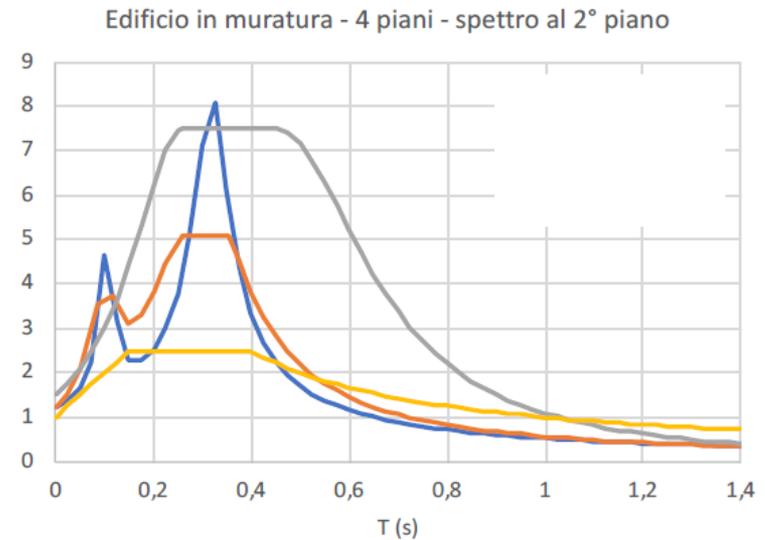
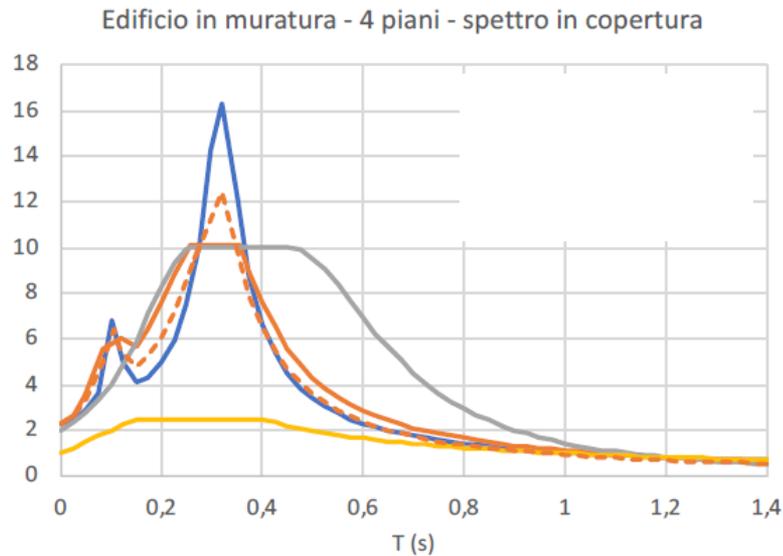
$$\alpha \cdot \left[W_1 \delta_{1y} + W_2 \delta_{2y} + \sum_i P_{Vi1} \delta_{Pi1y} + \sum_i P_{Vi2} \delta_{Pi2y} \right] + \sum_i P_{Hi1} \delta_{Pi1y} + \sum_i P_{Hi2} \delta_{Pi2y} - H \delta_{Hx} = 0$$



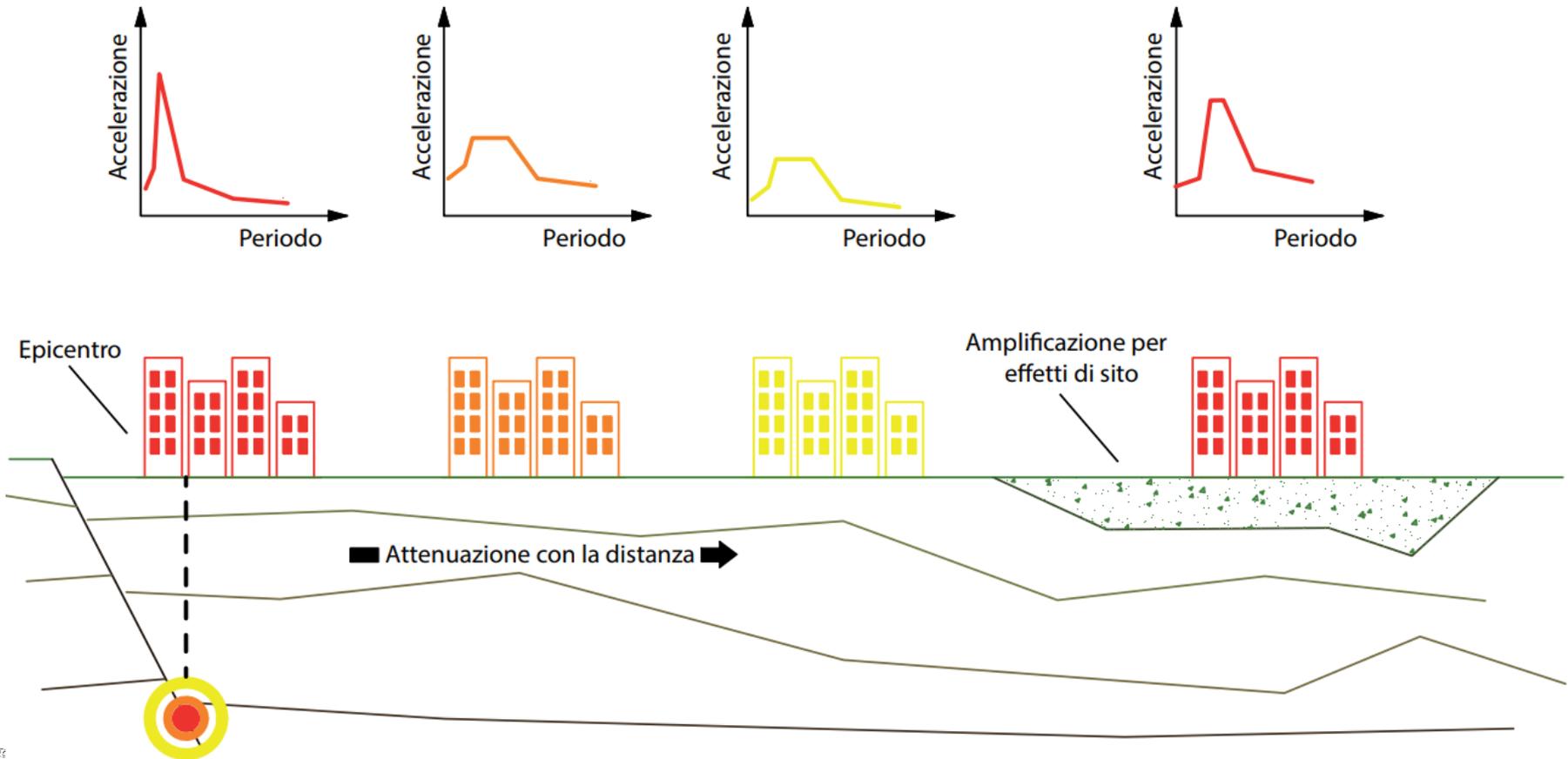
$$\alpha = \frac{H \cdot s \left(1 + \frac{L_1}{L_2}\right) - \sum_i P_{Hi1} d_{i1} - \sum_i P_{Hi2} \frac{L_1}{L_2} d_{i2}}{W_1 x_{G1} + W_2 \frac{L_1}{L_2} x_{G2} + \sum_i P_{Vi1} d_{i1} + \sum_i P_{Vi2} \frac{L_1}{L_2} d_{i2}}$$

- INTRODUZIONE:
 - Aspetti generali
 - Tipologie-modellazione-analisi
 - Modellazione globale o a Macroelementi
 - Analisi globali o dei Meccanismi locali
- MECCANISMI LOCALI:
 - Le analisi
 - **Le verifiche**
 - Esempi
- ANALISI GLOBALI:
 - La modellazione
 - Le analisi
 - Le verifiche
 - Esempi

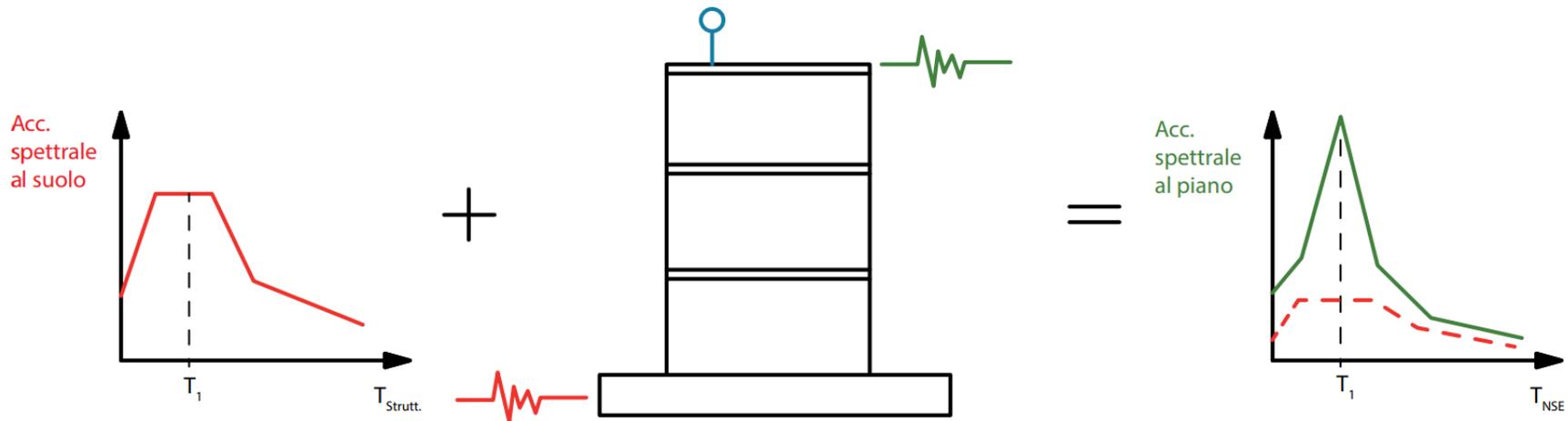
- ✓ **Le novità riguardando sostanzialmente le verifiche, negli aspetti di:**
 - **definizione degli spettri di risposta di piano**
 - periodo iniziale del meccanismo (nel caso di elementi liberi di fare rocking): attivazione governata dall'accelerazione spettrale e non dalla PGA (o PFA)
 - cambiamento del periodo secante per la verifica



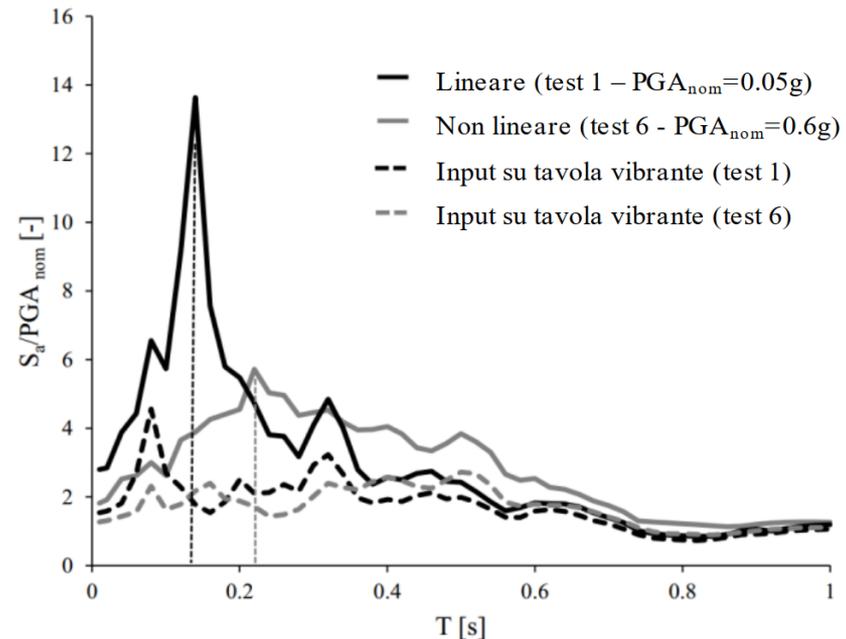
- ✓ Mentre attraversano il terreno, le onde sismiche vengono modificate a causa di numerosi effetti, una volta che le onde raggiungono la base dell'edificio, lo eccitano facendolo vibrare.



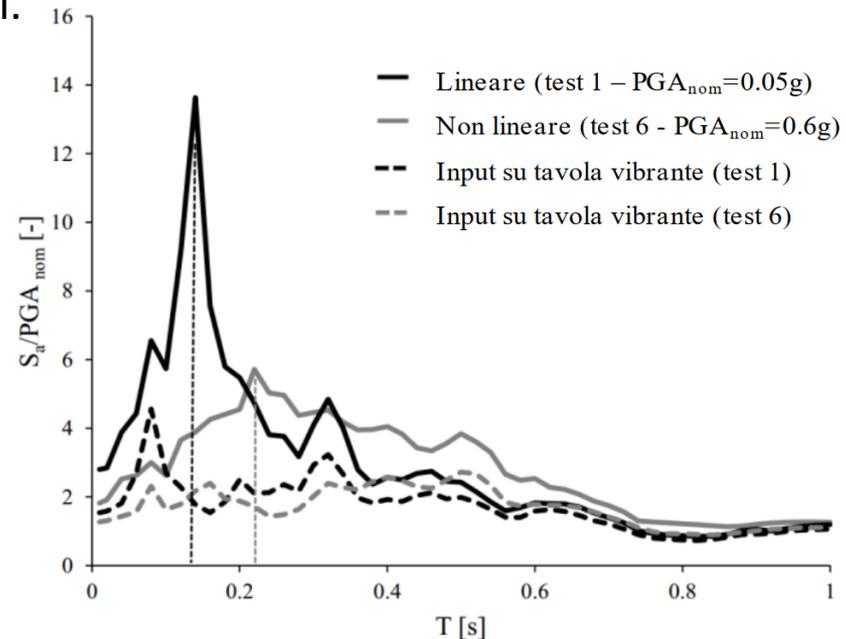
- ✓ A sua volta l'edificio, caratterizzato da una propria distribuzione di massa e rigidità, vibra modificando le onde che viaggiano al suo interno, dalle fondazioni verso l'elemento posto ad una qualsiasi quota.
- ✓ Così come il terreno, anche la struttura dell'edificio modifica la distribuzione dell'energia tra le frequenze, amplificando gli effetti del sisma attorno alle frequenze strutturali. Raggiunto il piano desiderato, l'azione sismica avrà caratteristiche differenti sia da quella dell'ipocentro che da quella alla base della struttura.



- ✓ L'input sismico che sollecita un elemento posizionato ad un certo livello di una costruzione è ulteriormente modificato dalla sua evoluzione in campo non lineare.
- ✓ E' evidente la complessità del fenomeno e per questo motivo i dati ricavati da campagne sperimentali in situ o in laboratorio possono rivelarsi uno strumento di fondamentale importanza ai fini della comprensione della fisica del fenomeno di amplificazione.



- ✓ Fintanto che la struttura ha risposto in campo lineare, si osservano amplificazioni sia in termini di accelerazione spettrale massima, sia in termini di accelerazione di picco al piano (PFA):
 - In campo lineare si ha la massima amplificazione in corrispondenza del periodo fondamentale ($T=0.13$ s);
 - In campo non lineare, dopo il danneggiamento, si ottiene un allungamento del periodo fondamentale ($T=0.23$ s) ed una riduzione del picco e l'intervallo di amplificazione tende ad ampliarsi.



- ✓ In generale gli spettri di piano considerano:
- le caratteristiche di amplificazione dinamica della struttura, tipicamente presenti attorno ai suoi periodi propri di vibrazione e variabili lungo l'altezza dell'edificio;
 - lo smorzamento viscoso ed isterico, eventualmente presente qualora si faccia riferimento agli SLU della struttura;
 - gli effetti di risonanza tra struttura principale ed elementi non strutturali;
 - lo smorzamento viscoso degli elementi (non strutturali) e meccanismi;
 - quando necessario lo smorzamento isterico degli elementi (non strutturali) e meccanismi ad eventuali plasticizzazioni causate dal sisma.

C7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

Elementi Secondari⁵

Gli elementi strutturali secondari devono essere in grado, nella configurazione deformata più sfavorevole, di mantenere la loro capacità portante nei confronti dei carichi verticali tenendo conto, quando necessario, delle non linearità geometriche nei modi specificati nel § 7.3 delle NTC. Quando gli elementi secondari soggetti a spostamenti causati dalla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo SLC, valutati come previsto nel § 7.2.3 delle NTC, non subiscono plasticizzazioni, per questi ultimi possono essere adottati i particolari costruttivi prescritti al Capitolo 4; in caso contrario valgono le prescrizioni del Capitolo 7.

Elementi costruttivi non strutturali

Le NTC classificano gli elementi costruttivi non strutturali in due gruppi:

- 1) elementi con rigidezza, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale;
- 2) elementi che influenzano la risposta strutturale solo attraverso la loro massa, ma sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell'incolumità delle persone.

Ai fini anche della determinazione della domanda sismica, per il primo gruppo di elementi non strutturali si potrà introdurre, in relazione al tipo di verifica e di analisi da effettuarsi, nel modello strutturale globale oltre alla massa degli elementi che viene sempre considerata anche la loro rigidezza descrivendone le condizioni di vincolo alla struttura.

Per il secondo gruppo di elementi non strutturali, ottenuta la risposta in accelerazione della struttura a ciascun piano, la si può assimilare ad una forzante esterna da applicare all'elemento non strutturale, così ricavando la domanda sismica su di esso.

La verifica degli elementi non strutturali, degli impianti o, per le costruzioni di muratura, dei meccanismi locali richiede una corretta valutazione dell'input sismico; il moto alla base dell'edificio è infatti filtrato dalla risposta della costruzione, in relazione alle sue caratteristiche dinamiche (frequenze proprie) e alla quota alla quale gli elementi soggetti a verifica sono collocati (forme modali); a tal fine risulta utile la seguente definizione di spettri di risposta di piano.

Se gli elementi secondari non subiscono plasticizzazione sotto lo SLC, possiamo adottare i particolari costruttivi del capitolo 4 diversamente capitolo 7.

Elementi non strutturali: influenza con rigidezza, resistenza e massa o solo con quest'ultima? La Circolare introduce questa distinzione.

Vengono introdotti gli spettri di risposta di piano: vera novità della Circolare 2019.

⁵Per facilitare la progettazione in situazioni oggettivamente difficili quali, ad esempio, quelle che si presentano quando, per ragioni architettoniche, alcuni elementi debbano avere dimensioni nettamente maggiori di quelle che sarebbero loro richieste dal progetto strutturale, le NTC consentono di trattare tali elementi come elementi secondari e dunque di trascurare la loro rigidezza e resistenza alle azioni orizzontali. Tale semplificazione è condizionata al rispetto di alcune condizioni precisate nelle norme.

Spettri di risposta di piano

Gli spettri di risposta di piano rappresentano un modello per la valutazione dell'azione sismica in un predeterminato punto della struttura. Diverse formulazioni, più o meno approssimate, possono essere utilizzate. Nel seguito si riportano alcuni possibili metodi di calcolo, è ammesso l'uso anche di altre formulazioni purché di comprovata e documentata validità.

Gli spettri di risposta di ciascun piano possono essere determinati, a partire dalla risposta in accelerazione della struttura alla quota considerata, nell'ipotesi semplificativa che la struttura possa essere assunta come una forzante armonica per l'elemento non strutturale, portando in conto le amplificazioni dovute agli effetti dinamici sul singolo elemento non strutturale, legate al suo periodo di oscillazione e al suo coefficiente di smorzamento nonché alle corrispondenti caratteristiche della struttura.

Nella formula [7.2.1], il parametro S_a rappresenta appunto l'accelerazione massima (risposta), normalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale subisce durante il sisma, per lo stato limite considerato. L'involuppo dei valori assunti da S_a al variare del periodo proprio T_i , a un generico piano della costruzione, costituisce lo spettro di risposta di quel piano.

L'accelerazione del piano j-esimo della struttura relativa al modo i-esimo è data dalla relazione:

$$S_{ij} = \phi_j \Gamma_i S_i(T_i) \quad [C7.2.1]$$

dove:

- $S_i(T_i)$ è l'ordinata dello spettro relativa al modo i-esimo (normalizzata rispetto a g ed eventualmente ridotta attraverso il fattore di comportamento q della costruzione);
- Γ_i è il "fattore di partecipazione modale", definito dalla relazione:

$$\Gamma_i = \frac{\phi_i^T M \tau}{\phi_i^T M \phi_i} \quad [C7.2.2]$$

Il vettore τ è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata; il vettore ϕ_i è la forma modale del modo i-esimo normalizzata al valore massimo; la matrice M è la matrice di massa del sistema reale.

L'accelerazione dell'elemento non strutturale al piano considerato, nella direzione considerata, per il modo i-esimo, è data, dunque, dall'equazione:

Definizione
dell'accelerazione al
piano j-esimo relativa al
modo i-esimo

E l'accelerazione
sull'elemento posto al j-
esimo piano?

$$S_{a,ij} = S_{ij} R \left(\frac{T_a}{T_i}; \xi_a \right) \quad [C7.2.3]$$

dove R , fattore di amplificazione dell'elemento non strutturale, è funzione del coefficiente di smorzamento ξ_a dell'elemento e del rapporto tra il periodo dell'elemento T_a e il periodo del modo i -esimo della struttura T_i e vale:

$$R = \left[\left(2\xi_a \frac{T_a}{T_i} \right)^2 + \left(1 - \left(\frac{T_a}{T_i} \right)^2 \right)^2 \right]^{1-\beta} \quad [C7.2.4]$$

L'eq. C7.2.3 rappresenta la risposta del singolo elemento non strutturale di periodo T_a , posto al piano j -esimo, per effetto del modo di vibrare i -esimo della struttura e tiene conto attraverso il coefficiente β (variabile tra 0,4 e 0,5) dell'accoppiamento tra ciascun modo di vibrare della struttura e il modo proprio dell'elemento non strutturale. La risposta totale si ottiene combinando opportunamente le risposte relative ai diversi modi, ad es. attraverso la regola SRSS.

La norma consente infine di ridurre la domanda sismica S_a su ciascun elemento non strutturale attraverso uno specifico fattore di comportamento q_a . In tabella [C7.2.1] sono riportati i valori di q_a utilizzabili per le tipologie ricorrenti di elementi non strutturali.

Tabella C7.2.1 - Valori di q_a per elementi non strutturali

Elemento non strutturale	q_a
Parapetti o decorazioni aggettanti Insegne e pannelli pubblicitari Comignoli antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	1,0
Pareti interne ed esterne Tramezzatura e facciate Comignoli, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggiati sul pavimento Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	2,0

È opportuno che il progettista, in base a considerazioni specifiche sulla risposta strutturale dell'elemento, indichi espressamente il gruppo attribuito a ciascun elemento non strutturale e il tipo di modellazione adottata. Nell'attribuzione del gruppo è opportuno ricordare che uno stesso elemento strutturale, ad esempio una tamponatura robusta, può appartenere al gruppo 1 per azioni sismiche nel proprio piano medio e al gruppo 2 per azioni sismiche ortogonali al proprio piano medio e tenere opportuno conto di ciò nel modello di calcolo.

Poiché la risposta degli elementi non strutturali è legata, attraverso il periodo proprio dell'elemento, ai modi di vibrare della struttura, nel valutarne la risposta si deve considerare un intervallo nell'intorno del periodo fondamentale della struttura, che tenga conto, per il limite inferiore dell'intervallo, delle possibili incertezze di modellazione o dell'incremento di rigidezza rispetto al modello di riferimento dovuta agli elementi non strutturali, per il limite superiore dell'intervallo, dell'incremento di periodo dovuto alle plasticizzazioni, da valutarsi in funzione del fattore di comportamento attribuito alla struttura. Lo stesso fattore di comportamento deve essere utilizzato per la valutazione della risposta spettrale inelastica della struttura.

Accelerazione che subisce l'elemento – di periodo T_a – posto al piano j -esimo per effetto dell' i -esimo modo della struttura

β accoppiamento tra i modi della struttura e quello dell'elemento

Compare q_a

Attenzione all'attribuzione dell'appartenenza al gruppo 1 (importanti rigidezza+resistenza+massa) o Gruppo 2 (importante solo massa)

Formulazione semplificata, a diverse quote, per elementi non strutturali, impianti, eventuali meccanismi locali

Nel seguito è fornita una formulazione analitica semplificata, valida per gli elementi non strutturali, per gli impianti e per eventuali meccanismi locali, valida qualunque sia la tipologia della costruzione.

La formulazione analitica semplificata consente di valutare lo spettro di accelerazione $S_{ez}(T, \xi, z)$ ad una quota z significativa per l'elemento non strutturale, l'impianto o il meccanismo locale in esame; la formulazione è basata sulle proprietà dinamiche della struttura principale e sui valori dello spettro di risposta alla base dell'edificio calcolati in corrispondenza dei periodi propri della costruzione.

Questa formulazione consente di tenere conto del contributo fornito da tutti i modi di vibrazione ritenuti significativi; in linea generale devono essere preventivamente individuate le forme di vibrazione (ed i relativi periodi) significative per l'elemento non strutturale, l'impianto o il meccanismo locale in esame, anche in relazione alla sua posizione in pianta (la sommatoria nella formula che segue è estesa a questi modi, identificati dal pedice k):

$$S_{ez}(T, \xi, z) = \sqrt{\sum (S_{ez,k}(T, \xi, z))^2} \geq S_e(T, \xi) \quad \text{per } T > T_1 \quad [C7.2.5]$$

$$S_{ez,k}(T, \xi, z) = \begin{cases} \frac{1.1 \xi_k^{-0.5} \eta(\xi) a_{z,k}(z)}{1 + [1.1 \xi_k^{-0.5} \eta(\xi) - 1] \left(1 - \frac{T}{aT_k}\right)^{1.6}} & \text{per } T < aT_k \\ 1.1 \xi_k^{-0.5} \eta(\xi) a_{z,k}(z) & \text{per } aT_k \leq T < bT_k \\ \frac{1.1 \xi_k^{-0.5} \eta(\xi) a_{z,k}(z)}{1 + [1.1 \xi_k^{-0.5} \eta(\xi) - 1] \left(\frac{T}{bT_k} - 1\right)^{1.2}} & \text{per } T \geq bT_k \end{cases} \quad [C7.2.6]$$

$$a_{z,k}(z) = S_e(T_k, \xi_k) |\gamma_k \psi_k(z)| \sqrt{1 + 0.0004 \xi_k^2} \quad [C7.2.7]$$

- dove:
- $S_e(T, \xi)$ è lo spettro di risposta elastico al suolo, valutato per il periodo equivalente T e lo smorzamento viscoso equivalente ξ dell'elemento non strutturale, dell'impianto o del meccanismo locale considerato;
 - $S_{ez,k}$ è il contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal k -esimo modo della struttura principale, di periodo proprio T_k e smorzamento viscoso equivalente ξ_k (in percentuale);
 - a e b sono coefficienti che definiscono l'intervallo di amplificazione massima dello spettro di piano, che possono essere assunti pari a 0.8 e 1.1 rispettivamente;
 - ξ_k è il k -esimo coefficiente di partecipazione modale della costruzione;
 - $\psi_k(z)$ è il valore della k -esima forma modale alla quota z , nella posizione in pianta dove è collocato il meccanismo locale da verificare;
 - η è il fattore che altera lo spettro elastico per un coefficiente di smorzamento ξ diverso dal 5%, dato dalla (3.2.4) nel § 3.2.3.2.1;
 - $a_{z,k}$ è il contributo del k -esimo modo alla accelerazione massima di piano.

Esiste poi una seconda possibilità, che rappresenta una formulazione analitica semplificata che vale per elementi non strutturali, impianti e meccanismi locali, per ogni tipo di costruzione.

Questa formulazione mi fornisce lo spettro di accelerazione ad una quota z significativa per l'ente da studiare.

T_k è il periodo del k -esimo modo della struttura principale

L'accelerazione massima alla quota z è quindi fornita dalla seguente espressione:

$$a_z(z) = \sqrt{\sum (a_{z,k}(z))^2} \quad [C7.2.8]$$

mentre il contributo al picco di accelerazione spettrale in corrispondenza del periodo T_k fornito dal k -esimo modo, vale:

$$S_{a_{z,k}}(T_k, \xi, z) = 1.1 \xi_k^{0.5} \eta(\xi) a_{z,k}(z) \quad [C7.2.9]$$

Nella verifica di meccanismi locali in edifici multipiano è, in genere, sufficiente riferirsi al solo primo modo di vibrare nella direzione di verifica, in quanto è quello che induce la domanda di spostamento più significativa; nel caso in cui si stia eseguendo una verifica globale dell'edificio principale attraverso un'analisi statica non lineare, per il periodo T_1 può essere assunto il periodo elastico T^* , dato dalla formula [C7.3.6] riportata nel § 7.3.4.2.

Una valutazione più accurata di T_1 richiederebbe la stima del periodo secante del sistema bilineare, in corrispondenza della domanda di spostamento (v. equazione [C7.3.7] o [C7.3.8]) prodotta dall'accelerazione al suolo che porta allo stato limite il meccanismo locale (procedimento iterativo che tiene conto dello stato di danneggiamento della struttura principale, al raggiungimento dello stato limite da parte del meccanismo locale).

In assenza di tali valutazioni, il periodo T_1 può essere stimato con la formula [7.3.6] del § 7.3.3.2.

Nel caso di strutture con masse distribuite in maniera sostanzialmente uniforme lungo l'altezza, se si assume la prima forma modale lineare e la si normalizza allo spostamento in sommità all'edificio, il coefficiente di partecipazione modale può essere approssimato dalla formula:

$$\gamma_1 = \frac{3n}{2n+1} \quad [C7.2.10]$$

dove n è il numero di piani.

Si segnala che gli spettri alle diverse quote sono fortemente influenzati dal livello di non linearità della struttura principale; essi presentano infatti una forte amplificazione in corrispondenza del periodo fondamentale della struttura elastica. Tale amplificazione si riduce considerevolmente quando la struttura entra in campo non lineare. La formulazione proposta considera tale effetto attraverso lo smorzamento viscoso equivalente ξ_k e l'incremento del periodo equivalente T_k .

Verifica dei meccanismi locali in edifici multipiano riferirsi al primo modo di vibrare nella direzione di verifica.

Se faccio una pushover prendere il periodo elastico dell'oscillatore equivalente ad 1 g.d.l.

Se le strutture hanno masse distribuite lungo l'altezza il fattore di partecipazione si calcola come nella circolare del 2009

C8.7.1.2.1.4 Azioni spettrali da applicare nella verifica dei meccanismi locali

Per la verifica dei meccanismi locali occorre valutare correttamente gli effetti di interazione dinamica con la costruzione, in relazione alle sue caratteristiche dinamiche (frequenze proprie) e alla quota alla quale gli elementi soggetti a verifica sono collocati (forme modali). Per la determinazione degli spettri di risposta alle diverse quote della costruzione, si può fare riferimento al § C7.2.3 e, in particolare, alle equazioni [C.7.2.5+10].

In particolare, per tener conto delle non linearità della struttura principale, che producono una riduzione dell'amplificazione delle accelerazioni relative ai meccanismi locali, occorre valutare lo smorzamento viscoso equivalente ξ e l'incremento del periodo equivalente T_k da introdurre nelle equazioni suddette.

È quindi opportuno valutare lo spettro alla quota z con parametri compatibili con il livello di duttilità richiesto, alla struttura principale, dall'azione corrispondente alla formazione del meccanismo locale ricordando che, nella risposta globale allo stato limite ultimo, gli edifici in muratura presentano un incremento del periodo equivalente compreso tra il 50% ed il 100% e raggiungono valori di smorzamento viscoso equivalente variabili dal 10% fino al 20%.

Infine, si segnala che, nel caso di meccanismi locali che coinvolgano significative porzioni di muratura (ad esempio porzioni sveltanti di facciate), la verifica per sottostrutture non è pienamente legittima, in quanto sarebbe necessario considerare l'interazione dinamica tra struttura principale e secondaria. Tale interazione comporta una riduzione della domanda in accelerazione sulla struttura secondaria, che può essere eventualmente stimata attraverso un opportuno coefficiente funzione del rapporto tra la massa di quest'ultima e quella della struttura principale; la formulazione proposta fornisce comunque una stima cautelativa della massima amplificazione spettrale.

C8.7.1.2.1.5 Verifica dello Stato Limite di Danno del meccanismo locale

Nel caso dei meccanismi locali l'attivazione del meccanismo comporta l'apertura di lesioni, una condizione che può essere ancora lontana dal vero e proprio ribaltamento; peraltro, la presenza di un quadro fessurativo non necessariamente indica l'attivazione di un meccanismo di dissesto. Tuttavia, nel caso di elementi murari non efficacemente connessi al resto della costruzione per l'assenza di catene, di ammassamento con i muri ortogonali, di collegamenti con i diaframmi orizzontali, la vulnerabilità nei confronti di questo stato limite può risultare elevata, come è stato osservato frequentemente a seguito dei passati terremoti.

Nell'ipotesi che la porzione rappresentata dal sistema di corpi rigidi si comporti come infinitamente rigida fino all'attivazione del cinematismo, questo si attiva quando l'accelerazione massima alla quota z (a_z) a cui si colloca il meccanismo locale in esame è uguale all'accelerazione a_0 corrispondente al moltiplicatore di attivazione α_0 :

$$a_{z,SLD} = \frac{\alpha_0 g}{e \cdot FC} \quad [C8.7.1.8]$$

Nel caso invece di meccanismi locali relativi ad elementi liberi di vibrare (quali parapetti, porzioni sveltanti di facciate, pinnacoli o merlature, ecc.) è necessario considerare la domanda in accelerazione (alla quota z) corrispondente al periodo caratteristico iniziale T_0 del meccanismo (per uno smorzamento $\xi=5\%$, a meno di più accurate valutazioni da adottare in funzione della geometria e delle condizioni di vincolo) e confrontarla con la capacità a_y (che può in genere essere approssimata da α_0):

$$S_{eZ,SLD}(T_0) = \frac{a_y}{FC} \cong \frac{\alpha_0 g}{e \cdot FC} \quad [C8.7.1.9]$$

Per la verifica è, in entrambi i casi, necessario valutare l'accelerazione al suolo $a_{g,SLD}$, rispettivamente attraverso la [C7.2.11] o la [C7.2.5], e confrontarla con l'accelerazione di riferimento al suolo a_g valutata per la probabilità di superamento corrispondente allo stato limite di danno per la struttura oggetto di verifica.

Utilizzo degli spettri di piano con uno smorzamento equivalente e periodo comprensivi del forte danno allo SLV

$$10\% \leq \xi \leq 20\%$$

$$1.5T \leq T_{eq} \leq 2T$$

Classica verifica per il meccanismo locale con un confronto tra accelerazione di capacità e quella di attivazione

C8.7.1.2.1.7 Verifica semplificata dello SLV con fattore di comportamento q (analisi cinematica lineare)

Questo metodo di verifica può essere utilizzato quando non viene calcolata la curva di capacità $a(d)$, ma solo il moltiplicatore α_0 che attiva il meccanismo. Tale semplificazione può essere conveniente, in particolare, per meccanismi complessi, identificati tenendo conto anche del contributo dell'attrito e dell'interazione con altri elementi della costruzione, per i quali l'esecuzione di un'analisi cinematica non lineare risulterebbe problematica.

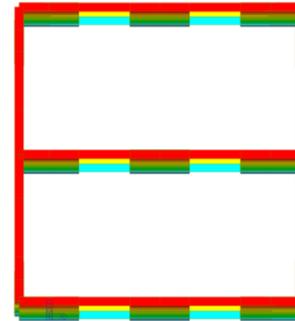
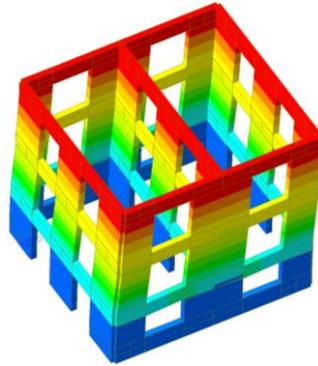
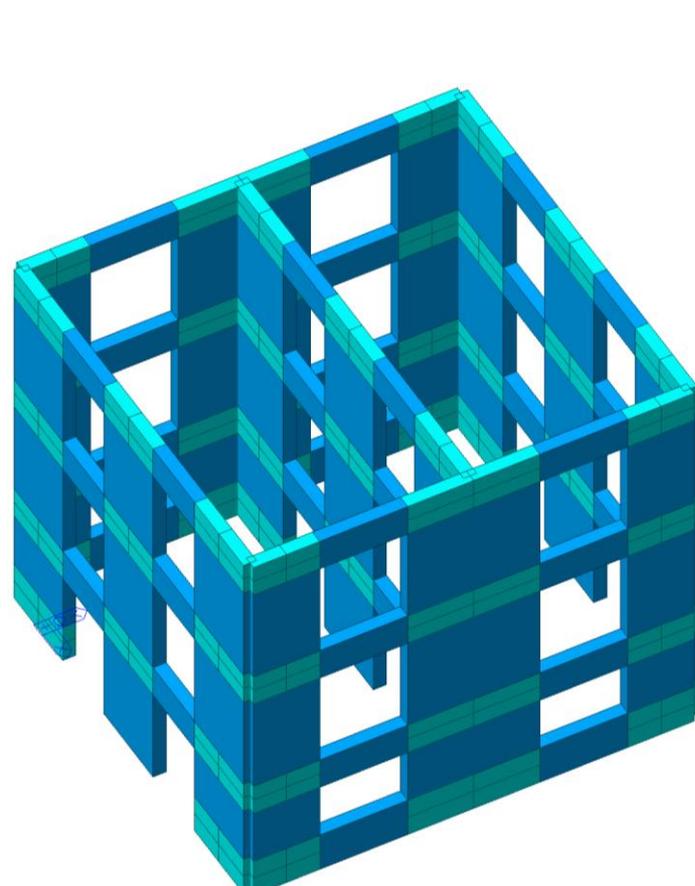
L'accelerazione al suolo $a_{g,SLV}$ può essere calcolata moltiplicando per un fattore di comportamento q l'accelerazione valutata per lo SLD ($a_{g,SLD}$), attraverso le equazioni [C8.7.1.8] e [C7.2.8], nel caso di meccanismi locali rigidamente vincolati alla struttura principale, o le equazioni [C8.7.1.9] e [C7.2.5], nel caso di elementi liberi di vibrare.

In assenza di valutazioni più accurate, che tengano conto del tipo di meccanismo e dello spessore delle pareti, si può assumere $q = 2$.

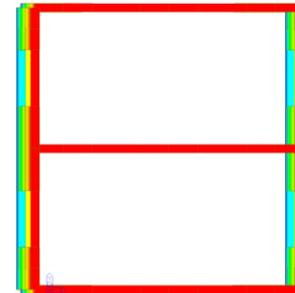
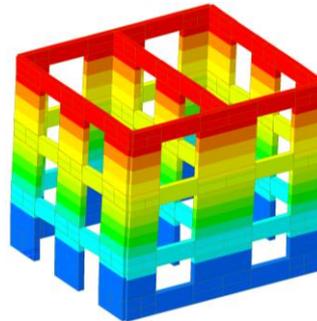
L'accelerazione al suolo $a_{g,SLV}$ deve essere confrontata con l'accelerazione di riferimento al suolo a_g valutata per la probabilità di superamento dello SLV nella vita di riferimento, come definita al §3.2 delle NTC.

Moltiplicare l'accelerazione ricavata per lo SLD con la [C8.7.1.9] della quantità q

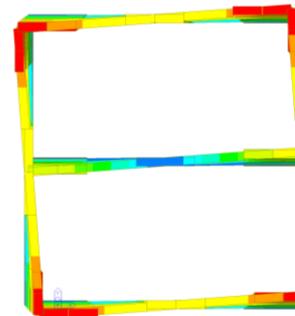
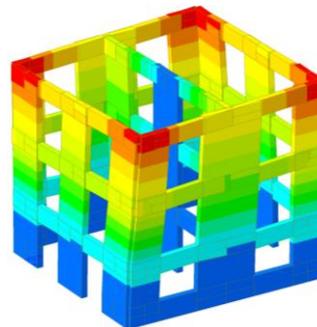
- INTRODUZIONE:
 - Aspetti generali
 - Tipologie-modellazione-analisi
 - Modellazione globale o a Macroelementi
 - Analisi globali o dei Meccanismi locali
- **MECCANISMI LOCALI:**
 - Le analisi
 - Le Verifiche
 - **Esempi**
- ANALISI GLOBALI:
 - La modellazione
 - Le analisi
 - Le verifiche
 - Esempi



$T_1=0.201$ sec
 $M=68.37\%$ Y-dir

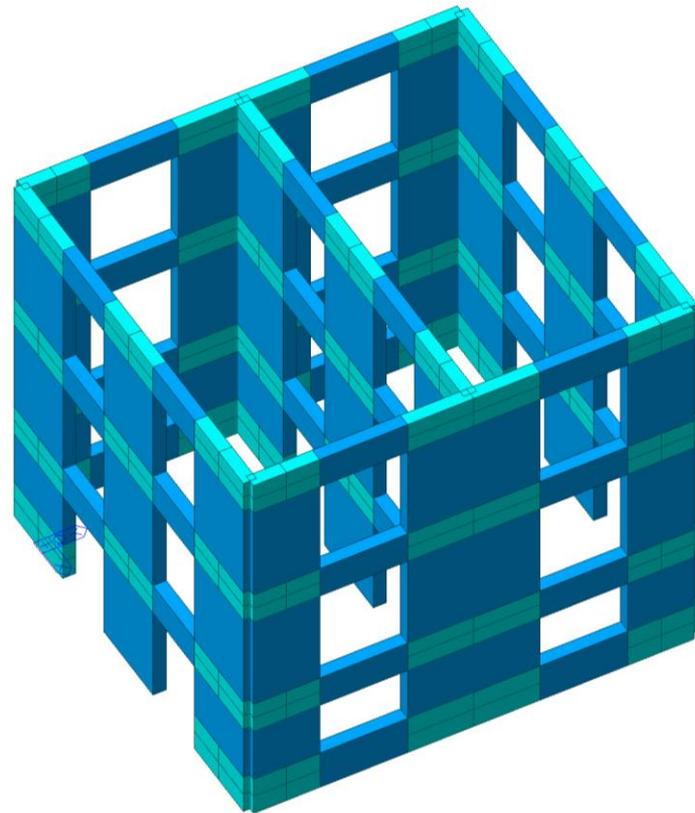


$T_2=0.153$ sec
 $M=69.8\%$ X-dir

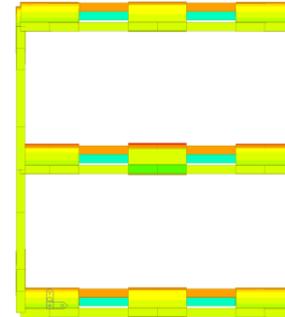
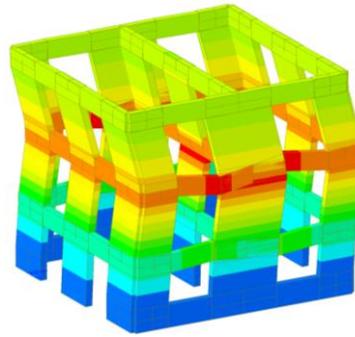


$T_3=0.126$ sec
 $M=67.9\%$ Z-dir

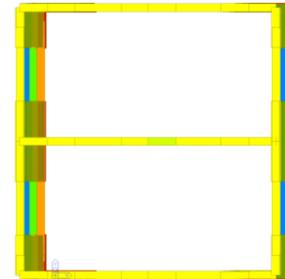
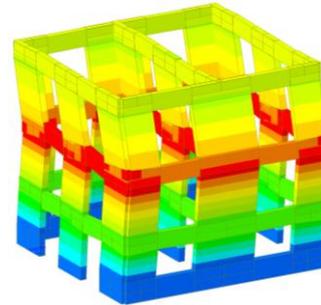
Struttura in muratura ordinaria
Modello a telaio per estrazione
caratteristiche modali



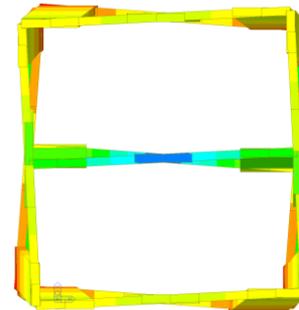
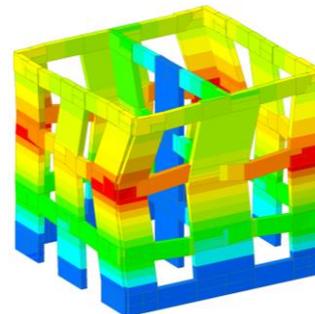
Struttura in muratura ordinaria
Modello a telaio per estrazione
caratteristiche modali



$T_4=0.0673$ sec
 $M=6.88\%$ Y-dir

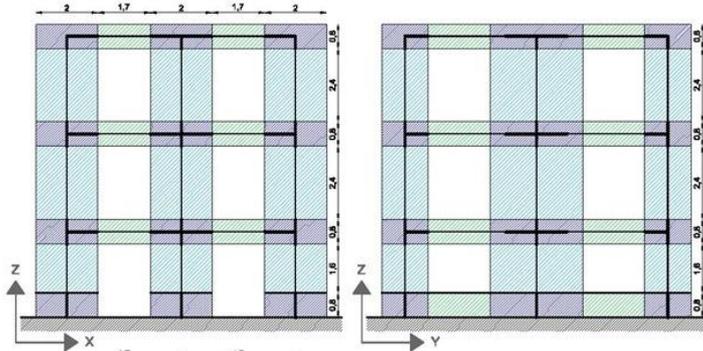


$T_5=0.0506$ sec
 $M=9.38\%$ X-dir



$T_6=0.0432$ sec
 $M=7.82\%$ Z-dir

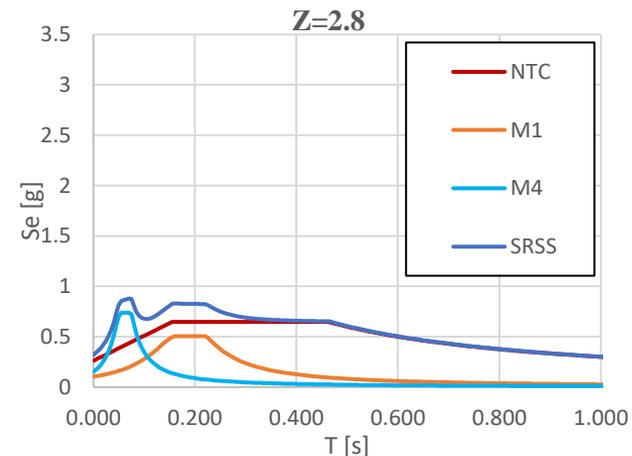
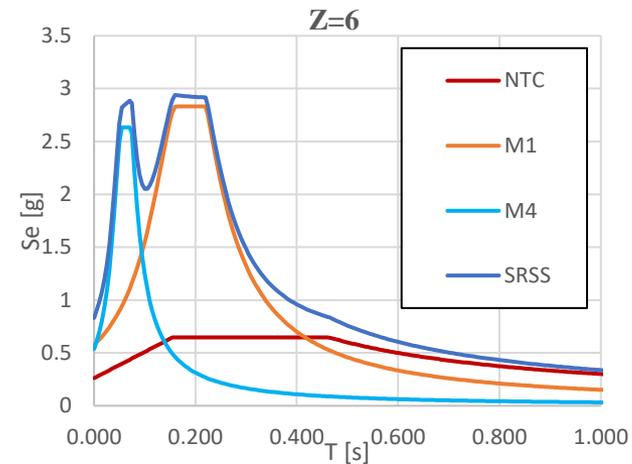
VERIFICA SEMPLIFICATA DELLO SLV CON FATTORE DI COMPORTAMENTO q (analisi cinematica lineare):



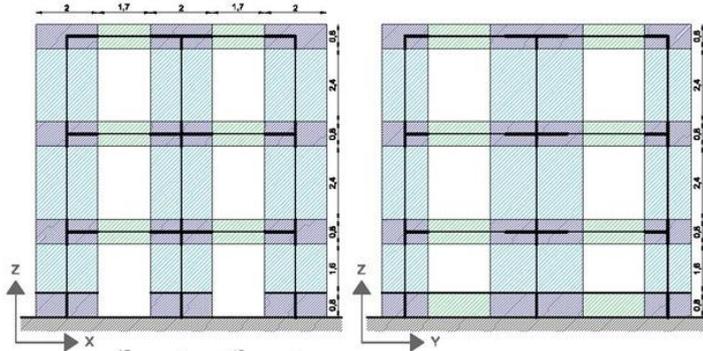
a_g	0.183
F_0	2.473
T_c^*	0.296
S_s	1.429
C_c	1.569
S_T	1
q	1
<hr/>	
S	1.429
η	1
T_B	0.155
T_C	0.465
T_D	2.331

SPETTRI DI PIANO: Z/H=variabile
LC1, FC=1.35, q=2

✓ ($\xi_{Struttura}=5\%$)



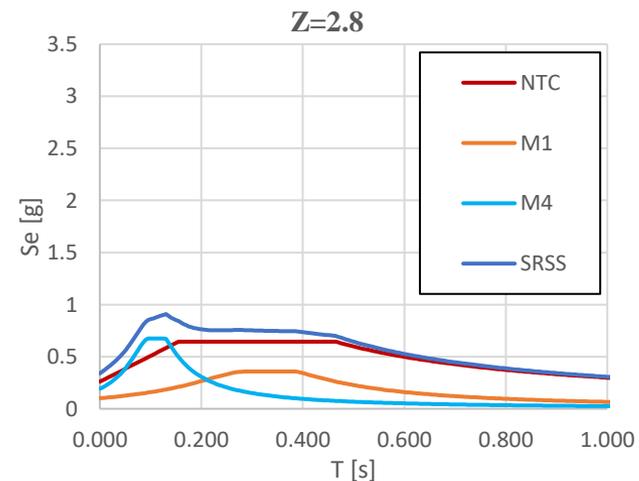
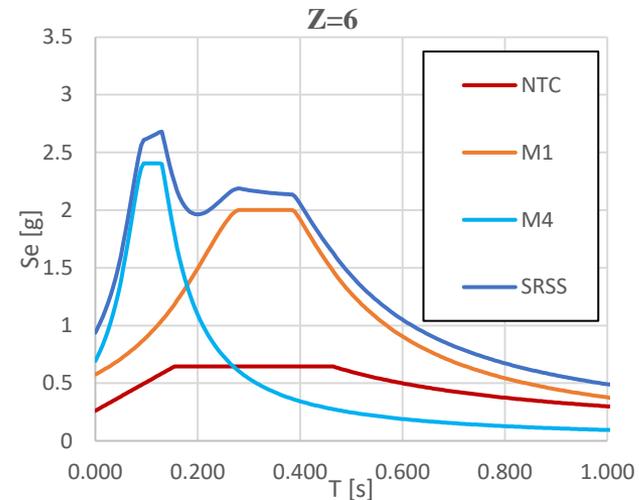
VERIFICA SEMPLIFICATA DELLO SLV CON FATTORE DI COMPORTAMENTO q (analisi cinematica lineare):



Indicazioni per tenere in conto del ζ_k e T_k

- gli edifici in muratura presentano un incremento del periodo equivalente compreso tra il 50% ed il 100% (75%)
- raggiungono valori di smorzamento viscoso equivalente variabili dal 10% fino al 20% (15%)

✓ ($\xi_{Struttura}=15\%$; $T_{struttura}=1.75T$)



VERIFICA SEMPLIFICATA DELLO SLV CON FATTORE DI COMPORTAMENTO q (analisi cinematica lineare):

- ✓ Si parte con lo SLD. Nell'ipotesi che la porzione rappresentata dal sistema di corpi rigidi si comporti come infinitamente rigida fino all'attivazione del cinematismo, questo si attiva quando l'accelerazione massima alla quota Z (a_Z) a cui si colloca il meccanismo locale in esame è uguale all'accelerazione a_0 corrispondente al moltiplicatore di attivazione α_0 :

$$a_{Z,SLD} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$$

- ✓ Per la verifica è necessario valutare l'accelerazione al suolo $a_{g,SLD}$ attraverso la [C7.2.11] o la [C7.2.5], e confrontarla con l'accelerazione di riferimento al suolo a_g valutata per la probabilità di superamento corrispondente allo stato limite di danno per la struttura oggetto di verifica.

VERIFICA SEMPLIFICATA DELLO SLV CON FATTORE DI COMPORTAMENTO q (analisi cinematica lineare):

- ✓ Per il meccanismo a terra per lo SLD:

$$a_{Z,SLD} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \rightarrow a_{Z,SLD} = 0.270 \text{ m/s}^2$$

- ✓ Per il meccanismo ad un certa quota allo SLD:

$$a_{Z,SLD} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \rightarrow a_{Z,SLD} = 0.344 \text{ m/s}^2$$

$$a_{Z,SLD} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \rightarrow a_{Z,SLD} = 0.598 \text{ m/s}^2$$

DOMANDA CAPACITA'

- ✓ Da confrontarsi con l'accelerazione di riferimento al suolo a_g valutata per la probabilità di superamento corrispondente allo stato limite.

VERIFICA SEMPLIFICATA DELLO SLV CON FATTORE DI COMPORTAMENTO q (analisi cinematica lineare):

- ✓ L'accelerazione al suolo $a_{g,SLV}$ può essere calcolata moltiplicando per un fattore di comportamento q l'accelerazione valutata per lo SLD ($a_{g,SLD}$), attraverso le equazioni [C8.7.1.8] e [C7.2.8], nel caso di meccanismi locali rigidamente vincolati alla struttura principale, o le equazioni [C8.7.1.9] e [C7.2.5], nel caso di elementi liberi di vibrare.
- ✓ In assenza di valutazioni più accurate, che tengano conto del tipo di meccanismo e dello spessore delle pareti, si può assumere $q = 2$.
- ✓ L'accelerazione al suolo $a_{g,SLV}$ deve essere confrontata con l'accelerazione di riferimento al suolo a_g valutata per la probabilità di superamento dello SLV nella vita di riferimento, come definita al §3.2 delle NTC.

VERIFICA SEMPLIFICATA DELLO SLV CON FATTORE DI COMPORTAMENTO q (analisi cinematica lineare):

- ✓ Per il meccanismo a terra per lo SLV:

$$a_{Z,SLV} = a_{Z,SLD} \cdot q = 0.270 \cdot 2 = 0.539 \text{ m/s}^2$$

- ✓ Per il meccanismo ad un certa quota allo SLV:

$$a_{Z,SLV} = a_{Z,SLD} \cdot q = 0.344 \cdot 2 = 0.688 \text{ m/s}^2$$

$$a_{Z,SLV} = a_{Z,SLD} \cdot q = 0.598 \cdot 2 = 1.197 \text{ m/s}^2$$

- ✓ Da confrontarsi con l'accelerazione di riferimento al suolo a_g valutata per la probabilità di superamento corrispondente allo stato limite.

RIBALTAMENTO DELLE ELEVAZIONI	z	Se(T1)	$\psi(Z) = Z / H$	α_0	FC	M*	e*	a ₀ *	2a ₀ *
								[m/s ²]	[m/s ²]
3-2-1	0	0.76		0.03	1.35	23.70	0.81	0.270	0.539
2-1	2.8		0.304	0.04		17.34	0.84	0.344	0.688
1	6		0.652	0.08		9.97	0.97	0.598	1.197

✓ ($\xi_{Struttura} = 5\%$)

quota	CINE			FORMULAZIONE GENERALE			FORMULAZIONE SEMPLIFICATA				
	D	C	IR	D	C	IR	D(az)	D(Se)	C	IR(az)	IR(Se)
0	1.280	0.270	0.211	2.559	0.539	0.211	2.559	2.559	0.539	0.211	0.211
2.8	1.459	0.344	0.236	1.278	0.688	0.539	1.784	3.782	0.688	0.386	0.182
6	3.126	0.598	0.191	5.950	1.197	0.201	7.710	14.616	1.197	0.155	0.082

✓ ($\xi_{Struttura} = 15\%$; $T_{struttura} = 1.75T$)

quota	CINE			FORMULAZIONE GENERALE			FORMULAZIONE SEMPLIFICATA				
	D	C	IR	D	C	IR	D(az)	D(Se)	C	IR(az)	IR(Se)
0	1.280	0.270	0.211	2.559	0.539	0.211	2.559	2.559	0.539	0.211	0.211
2.8	1.459	0.344	0.236	1.778	0.688	0.387	2.153	2.786	0.688	0.320	0.247
6	3.126	0.598	0.191	7.529	1.197	0.159	8.828	11.017	1.197	0.136	0.109

✓ CHIESA DI SANTA MARIA DI VARANO (MUCCIA – MC)

Il caso studio scelto è la Chiesa di Santa Maria di Varano di Varano, situata appena fuori dal comune di Muccia (MC).



✓ PROSPETTI

NORD-EST



NORD-OVEST



SUD-EST

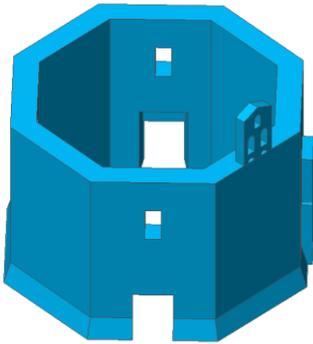


SUD-OVEST

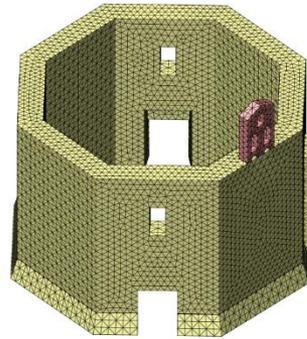


✓ CREAZIONE DEL MODELLO

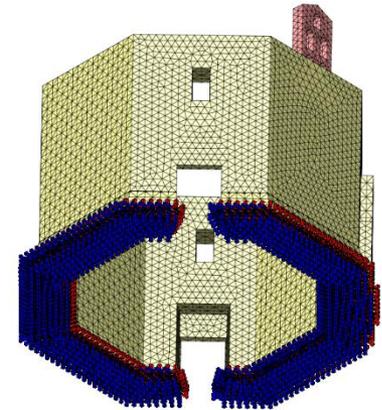
1. Realizzazione del modello con elementi solidi di tipo "brick"



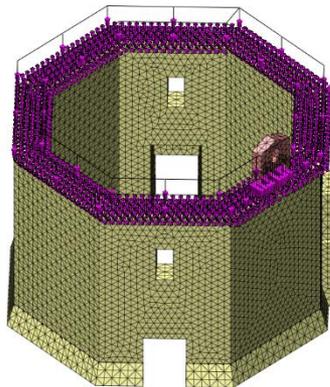
2. Definizione ed assegnazione delle mesh



3. Assegnazione dei vincoli alla base

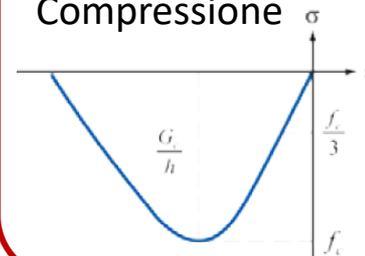


4. Assegnazione dei carichi

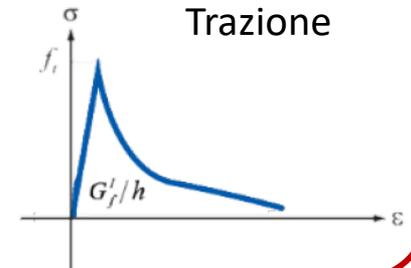


TOTAL STRAIN CRACK MODEL

Compressione



Trazione

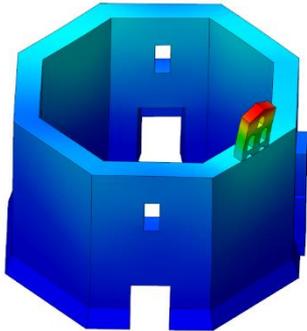


MODI IN DIREZIONE X

Modo 3:

$T=0.1269$

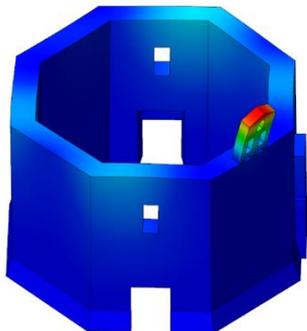
$M_{eff}=41.02\%$



Modo 5:

$T=0.1053$

$M_{eff}=17.42\%$

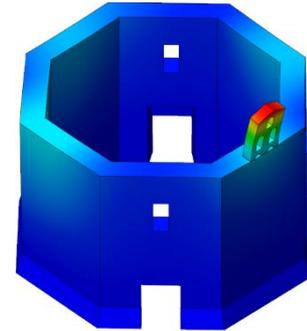


MODI IN DIREZIONE Y

Modo 4:

$T=0.1177$

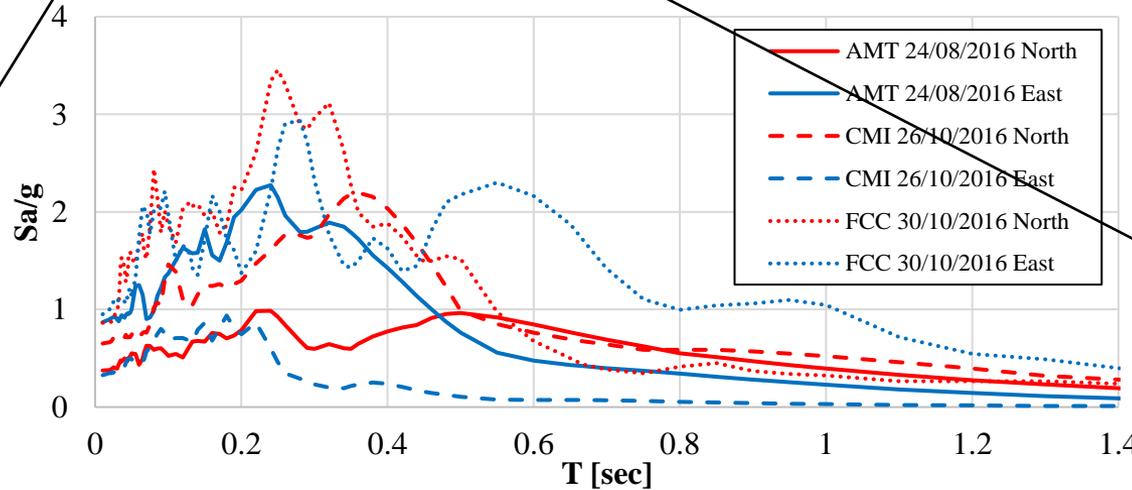
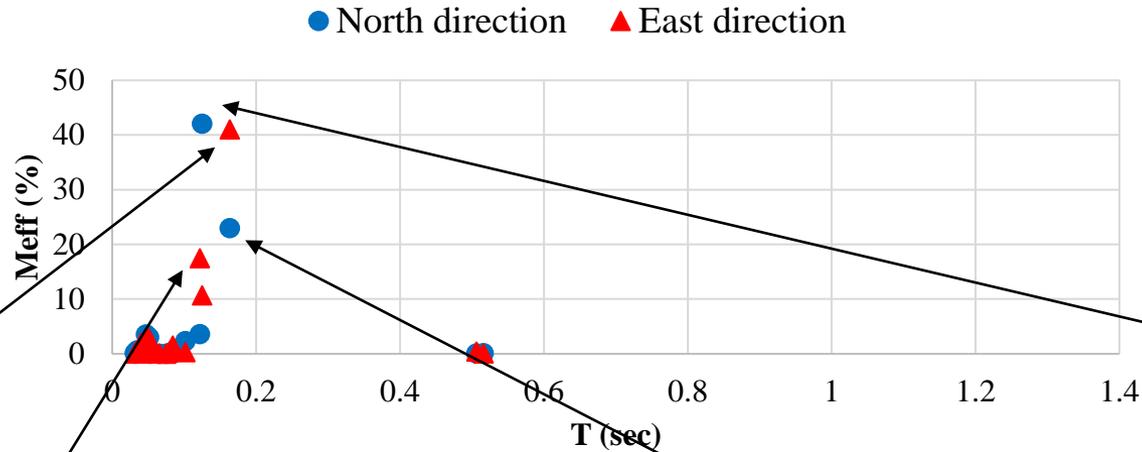
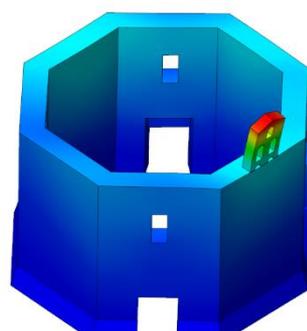
$M_{eff}=42.05\%$



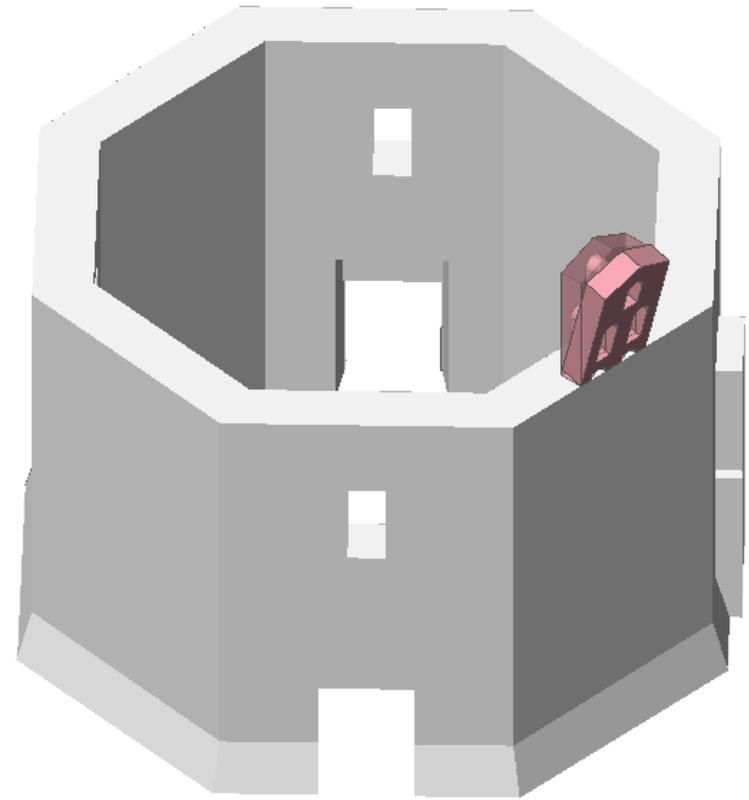
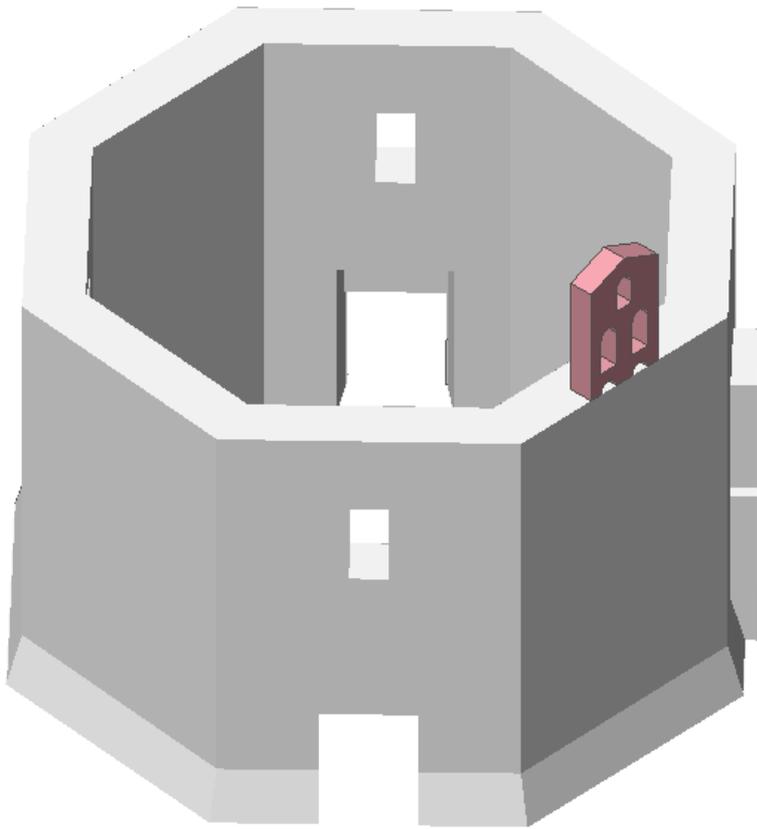
Modo 3:

$T=0.1269$

$M_{eff}=22.94\%$



✓ RIBALTAMENTO CAMPANILE A VELA

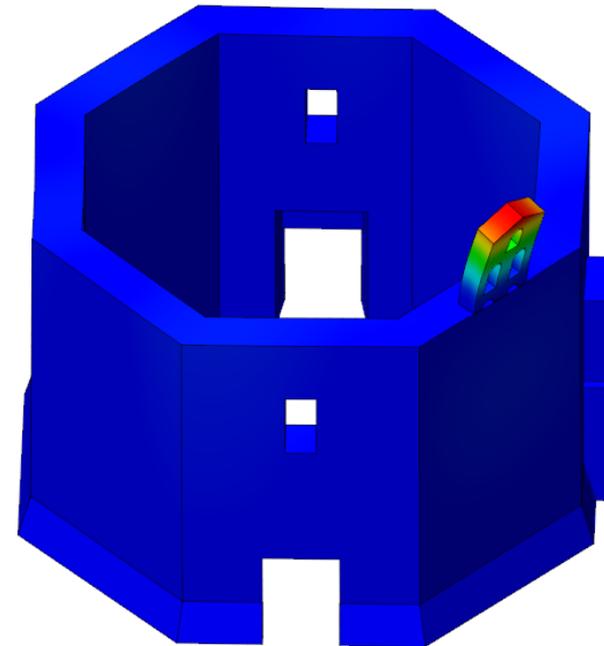


✓ Modi principali lungo la direzione del ribaltamento

MODE No	TRAN-X	T
	MASS%	[s]
1	0.06	0.161599
2	0.37	0.147667
3	41.02	0.126961
4	10.68	0.117741
5	17.42	0.105266
6	0.29	0.102823
7	1.49	0.094814
8	0.44	0.078643
9	0	0.065823
10	0.04	0.060786
11	0.1	0.058551
12	0.17	0.054259
13	2.77	0.052678
14	0.26	0.051001
15	3	0.048982
16	0.5	0.048796
17	0.32	0.047704
18	1.96	0.046845
19	0.18	0.045689
20	0.67	0.043894
21	0.16	0.043664
22	0.02	0.042955
23	0.04	0.042339
24	0.07	0.041993
25	0.19	0.03928
26	0.23	0.038558
27	0.02	0.037499
28	0.06	0.037217
29	0.01	0.036285
30	0.07	0.036013

✓ Chiaro modo che interessa il piccolo campanile.

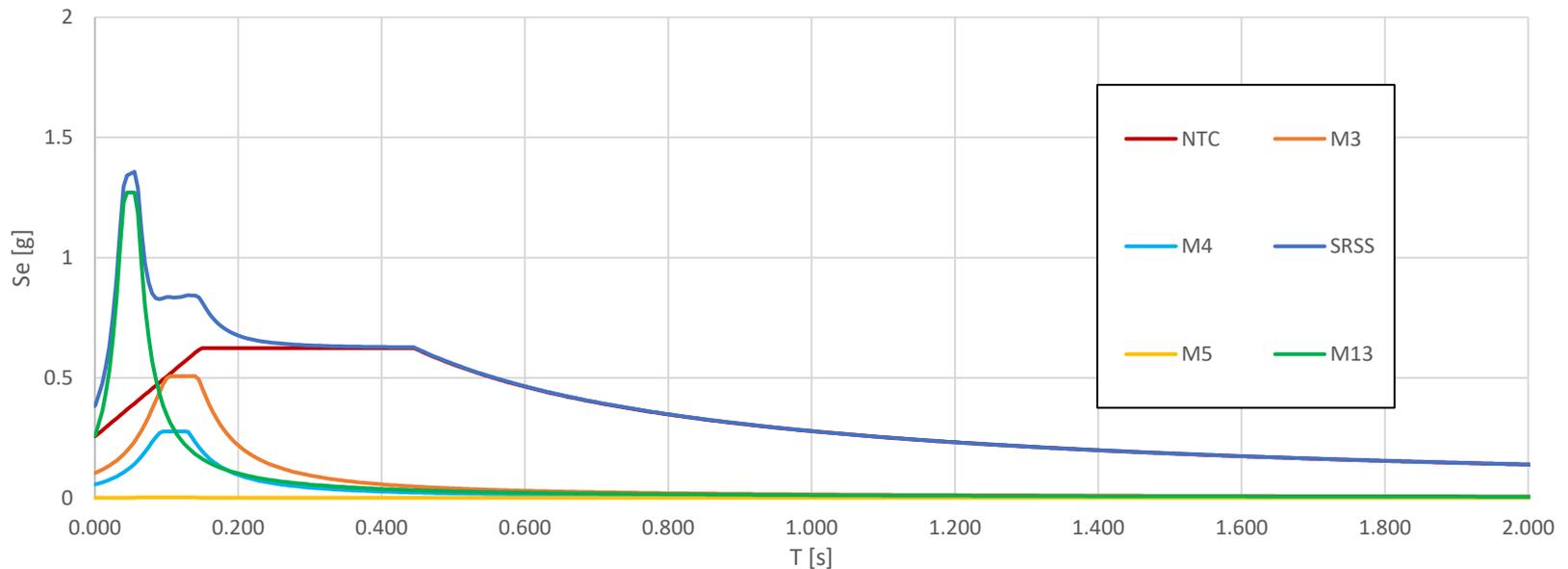
✓ $T=0.0948$



✓ ($\xi_{Struttura} = \xi_{vela} = 5\%$)

	CINE			FORMULAZIONE GENERALE			FORMULAZIONE SEMPLIFICATA				
quota	D	C	IR	D	C	IR	D(az)	D(Se)	C	IR(az)	IR(Se)
8.12	6.123	0.686	0.112	3.440	1.371	0.399	2.783	13.568	1.371	0.102	0.101

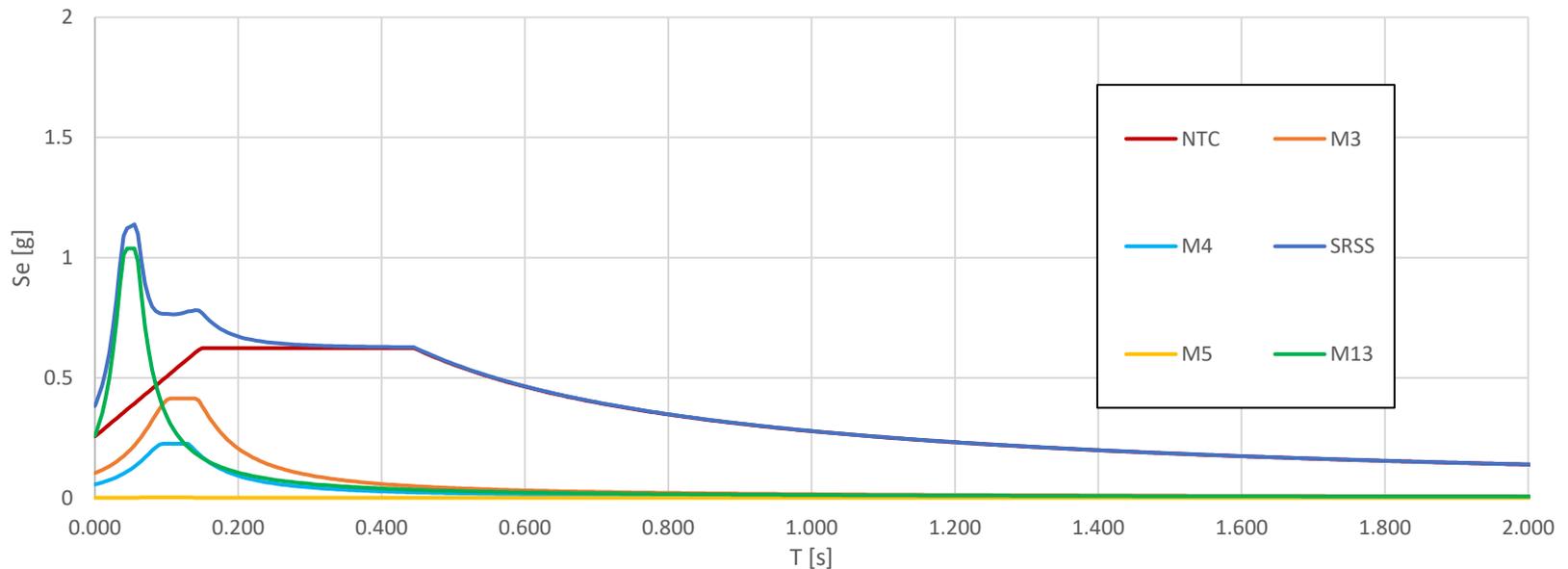
Z=8.12



✓ ($\xi_{Struttura} = 10\%$; $\xi_{vela} = 5\%$)

	CINE			FORMULAZIONE GENERALE			FORMULAZIONE SEMPLIFICATA				
quota	D	C	IR	D	C	IR	D(az)	D(Se)	C	IR(az)	IR(Se)
8.12	6.123	0.686	0.112	3.651	1.371	0.375	2.783	7.870	1.371	0.433	0.174

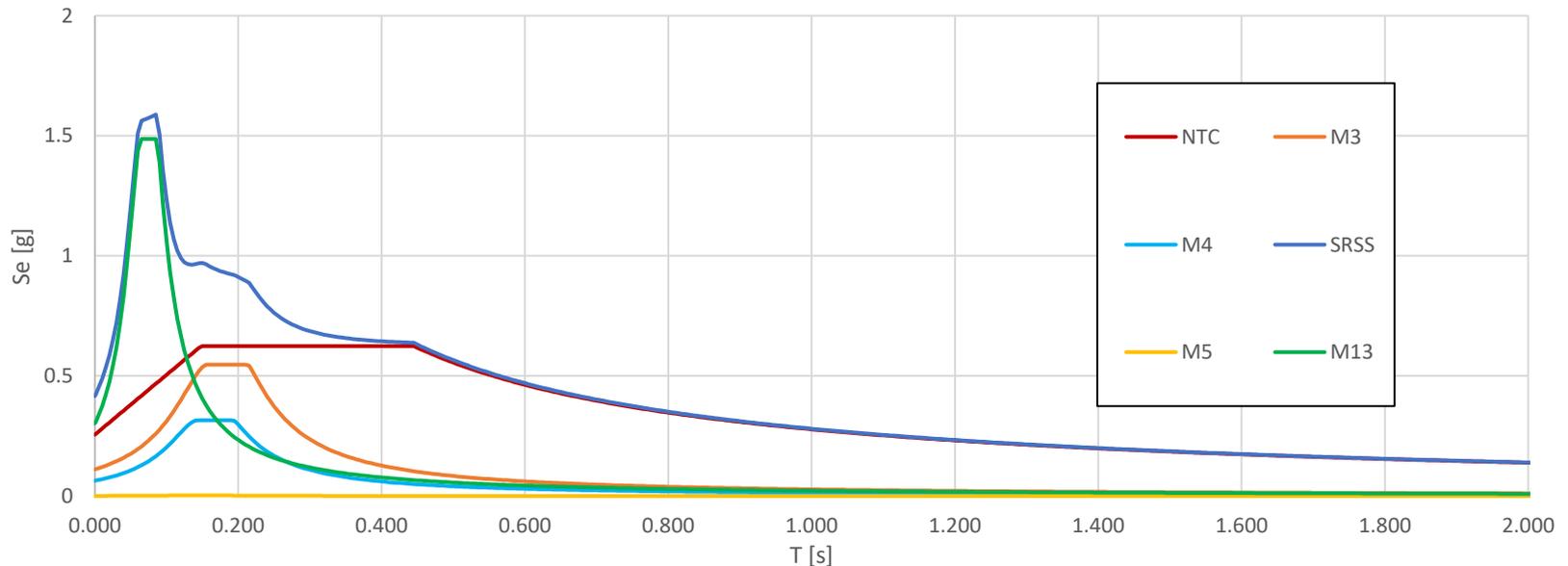
Z=8.12



✓ ($T_{struttura}$ incrementato del 50%) [se la struttura è danneggiata si può utilizzare un periodo equivalente amplificato dal 50% al 100%, v. §C8.7.1.2.1.4]

quota	CINE			FORMULAZIONE GENERALE			FORMULAZIONE SEMPLIFICATA				
	D	C	IR	D	C	IR	D(az)	D(Se)	C	IR(az)	IR(Se)
8.12	6.123	0.686	0.112	2.845	1.371	0.482	3.220	10.859	1.371	0.482	0.126

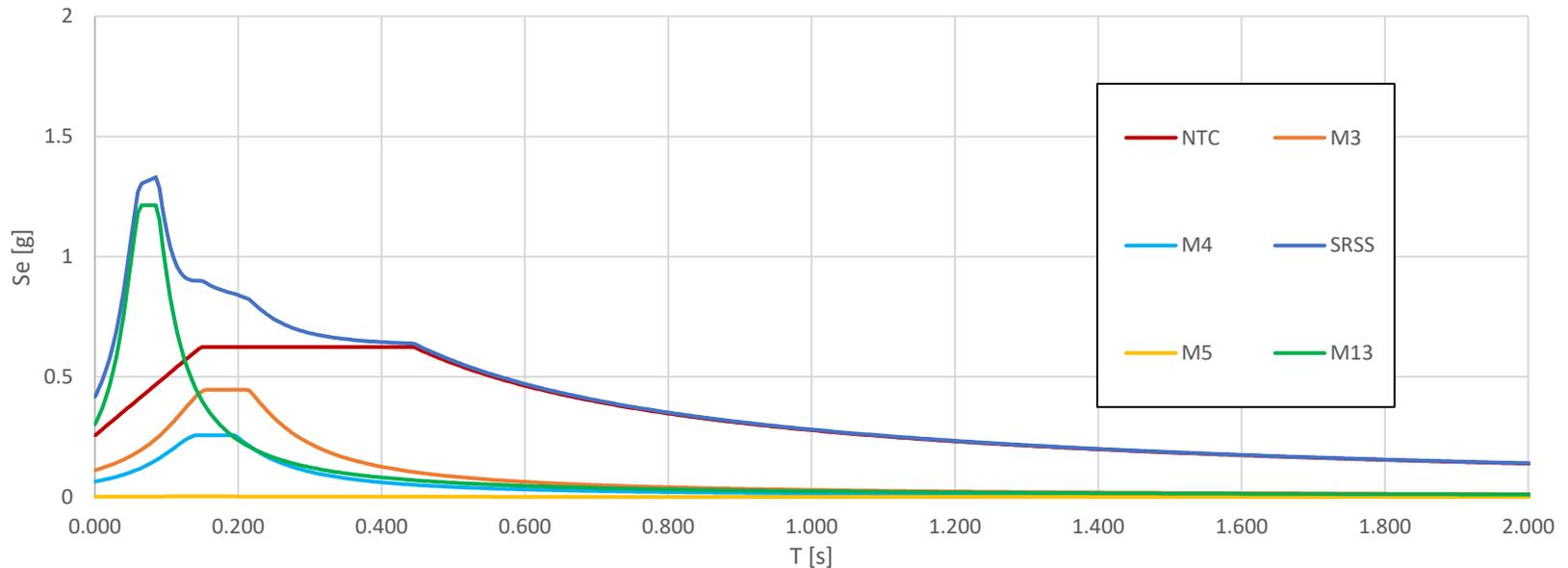
Z=8.12



✓ ($T_{Struttura}$ incrementato del 50% ; $\xi_{Struttura} = 10\%$)

	CINE			FORMULAZIONE GENERALE			FORMULAZIONE SEMPLIFICATA				
quota	D	C	IR	D	C	IR	D(az)	D(Se)	C	IR(az)	IR(Se)
8.12	6.123	0.686	0.112	3.055	1.371	0.449	3.220	7.539	1.371	0.426	0.182

Z=8.12

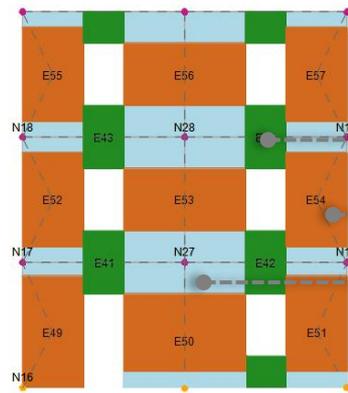


- INTRODUZIONE
 - Aspetti generali
 - Tipologie-modellazione-analisi
 - Modellazione globale o a Macroelementi
 - Analisi globali o dei Meccanismi locali
- MECCANISMI LOCALI:
 - Le analisi
 - Le Verifiche
 - Esempi
- ANALISI GLOBALI:
 - La modellazione
 - Le analisi
 - Le verifiche
 - Esempi

TELAIO EQUIVALENTE

ELEMENTI FINITI Midas FEA

3MURI



Telaio strutturale

Midas GEN

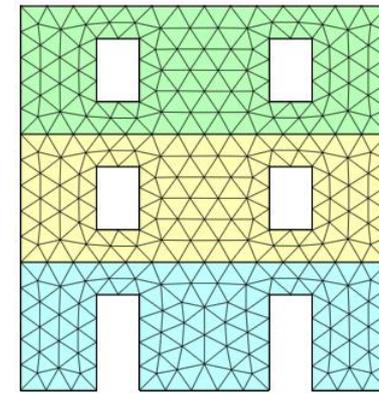
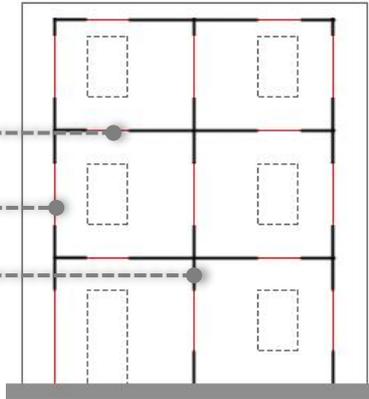


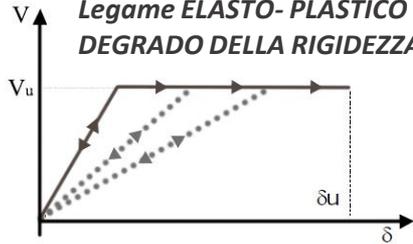
PLATE [2D]
o
BRICK [3D]

Legami Costitutivi

Legami Costitutivi

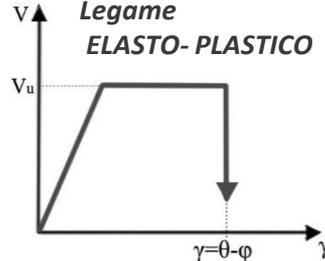
Macroelemento

Legame ELASTO- PLASTICO con
DEGRADO DELLA RIGIDEZZA



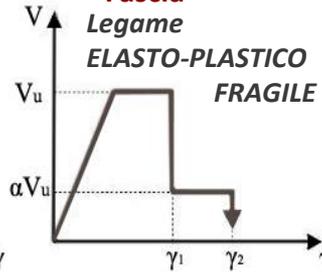
Maschio

Legame
ELASTO- PLASTICO



Fascia

Legame
ELASTO-PLASTICO
FRAGILE

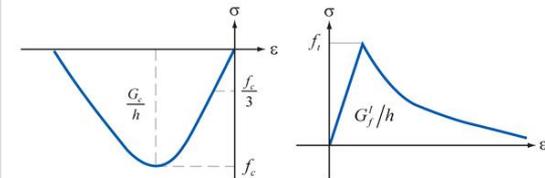


COMPRESSIONE

- PARABOLIC
- Costant

TRAZIONE

- HORDJIK
- Exponential
- Brittle
- Linear



Meccanismi di Rottura

Macroelemento

- Pressoflessione
- Taglio Trazione
- Taglio per Scorrimento

Drift:
$$\delta_{taglio} = \frac{(u_j - u_i)}{h} + \phi \leq 0.4\%$$

$$\delta_{pressoflessione} = \frac{(\varphi_j + \varphi_i)}{2} + \phi \leq 0.6\%$$

Maschio

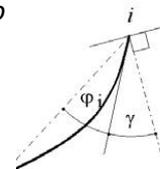
- Pressoflessione
- Taglio Trazione
- Taglio per Scorrimento

Deformazione
angolare

$$\theta_i = \varphi_i + \gamma$$

Fascia

- Pressoflessione
- Taglio Trazione



Modello Total Strain Crack

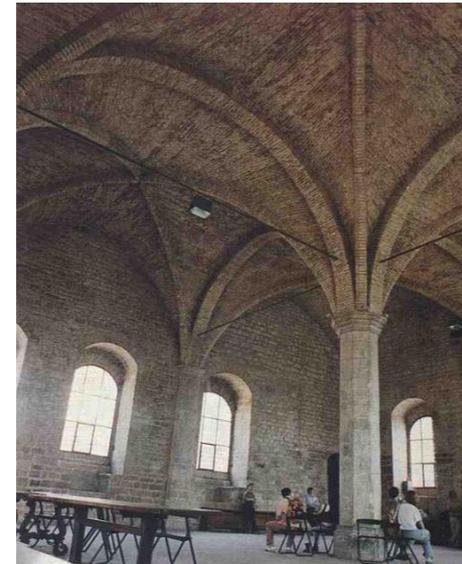
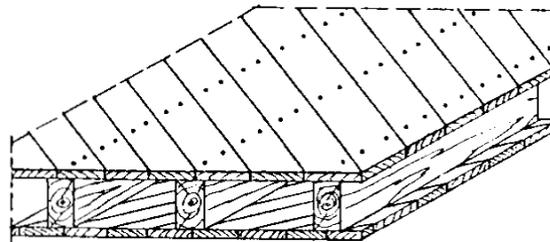
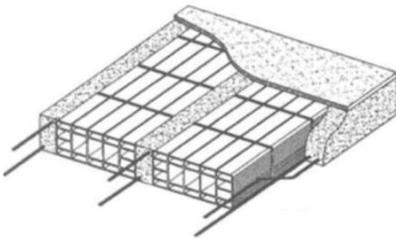
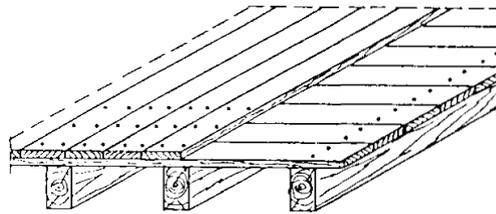
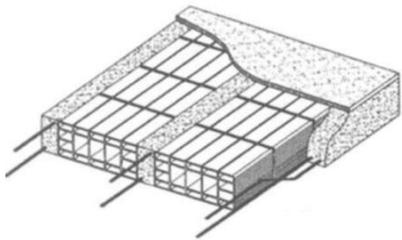
ENERGIA DI FRATTURA a TRAZIONE

[Gf]

Fessurazione diffusa nell'intero elemento

- ✓ La **Circolare del 2019** classifica i diaframmi orizzontali come:
 - **infinitamente rigidi**;
 - di **rigidezza finita** (in grado di vincolare le pareti e di creare una qualche ripartizione delle sollecitazioni sismiche);
 - di **rigidezza trascurabile** (inadeguati a trasmettere e ripartire azioni orizzontali tra le pareti).

- ✓ Nell'ultimo caso ciascuna parete deve essere analizzata separatamente.



- ✓ Rigidezza equivalente solai lignei: risultati disponibili in letteratura di campagne sperimentali.
- ✓ Valori suggeriti in documenti normativi internazionali (ASCE 41-13 2014 , NZSEE 2015)

Table 10.8: Shear stiffness values[†] for straight sheathed vintage flexible timber floor diaphragms (Giongo et al., 2014)

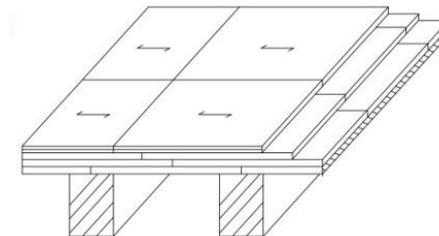
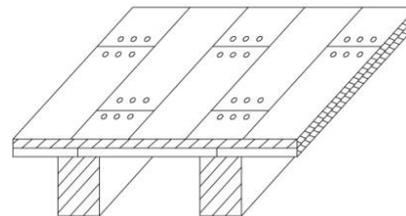
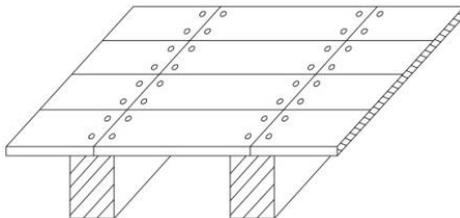
Direction of loading	Joist continuity	Condition rating	Shear stiffness [†] , G_d (kN/m)
Parallel to joists	Continuous or discontinuous joists	Good	350
		Fair	285
		Poor	225
Perpendicular to joists ^{††}	Continuous joist, or discontinuous joist with reliable mechanical anchorage	Good	265
		Fair	215
		Poor	170
	Discontinuous joist without reliable mechanical anchorage	Good	210
		Fair	170
		Poor	135

Note:

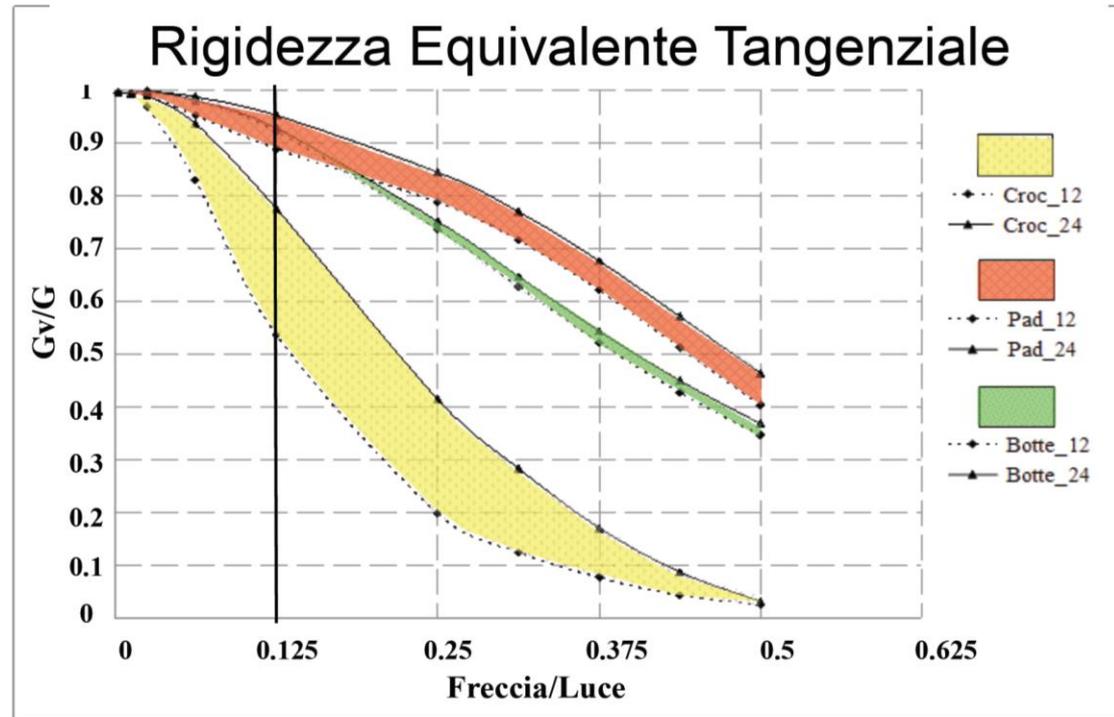
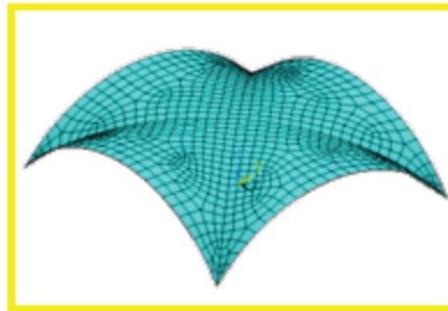
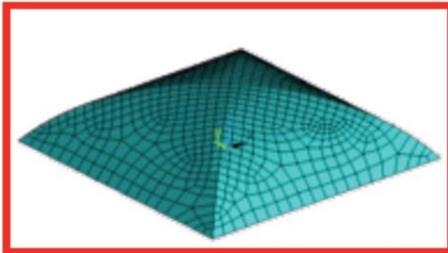
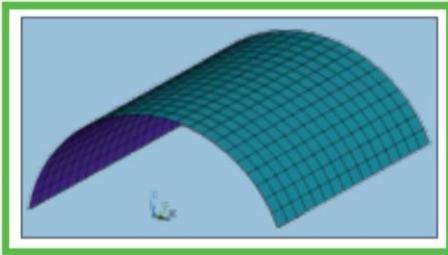
- † Values may be amplified by 20% when the diaphragm has been reroiled using modern nails and nail guns
- †† Values should be interpolated when there is mixed continuity of joists or to account for continuous sheathing at joist splice

Table 10.9: Stiffness multipliers for other forms of flexible timber diaphragms (derived from ASCE, 2013)

Type of diaphragm sheathing	Multipliers to account for other sheathing types	
Single straight sheathing	x 1.0	
Double straight sheathing	Chorded	x 7.5
	Unchorded	x 3.5
Single diagonal sheathing	Chorded	x 4.0
	Unchorded	x 2.0
Double diagonal sheathing or straight sheathing above diagonal sheathing	Chorded	x 9.0
	Unchorded	x 4.5



✓ Rigidezza equivalente delle volte.



Cattari S., Lagomarsino S., Resemini S. (2011). Il ruolo delle volte nella risposta sismica degli edifici in muratura, pag. 211- 270, in “Archi e volte in zona sismica – Meccanica delle strutture voltate” a cura di A.Borri e L.Bussi, Ed. Doppiavoce Napoli

C8.7.1.3 MECCANISMI GLOBALI METODI DI ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA E CRITERI DI VERIFICA

C8.7.1.3.1 Edifici singoli

[OMISSIS]

La verifica della risposta globale di costruzioni esistenti in muratura allo stato limite ultimo può essere eseguita con i metodi dell'analisi lineare o non lineare.

Nell'analisi lineare, per la verifica a **SLV** le sollecitazioni in ciascun elemento sono valutate con un'azione sismica ridotta dal fattore di comportamento q ; tali sollecitazioni, eventualmente ridistribuite secondo quanto indicato al § 7.8.1.5.2 delle NTC, devono essere verificate con i criteri di resistenza indicati nel seguito.

Nell'analisi non lineare, il controllo della compatibilità tra sollecitazioni e resistenze a livello di singolo elemento è eseguito nel corso dell'analisi stessa e la verifica è effettuata a livello globale attraverso un confronto tra la domanda di spostamento e la corrispondente capacità. Eventuali meccanismi di rottura ritenuti significativi, ma non esplicitamente considerati nell'analisi (ad esempio quelli relativi ad alcuni elementi di connessione), devono essere verificati a posteriori.

Nel caso i diaframmi orizzontali siano di rigidità trascurabile, ovvero non in grado di garantire una significativa ripartizione delle azioni sismiche tra le diverse pareti murarie, l'analisi globale della risposta sismica può essere effettuata analizzando i singoli setti murari, sottoposti alle azioni di loro competenza in base a una suddivisione per aree di influenza.

Nel caso invece di diaframmi dotati di rigidità non trascurabile, l'analisi della risposta sismica globale può essere effettuata con uno dei metodi di cui al § 7.3, con le precisazioni e le restrizioni indicate al § 7.8.1.5, delle NTC. In particolare è possibile utilizzare l'analisi statica non lineare assegnando, come distribuzioni principale e secondaria, rispettivamente, la prima distribuzione, sia del Gruppo 1, sia del Gruppo 2, indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante sul primo modo. Nel caso di diaframmi di rigidità finita, non potendosi definire lo spostamento del centro di massa dell'ultimo livello (v. § 7.3.4.2 delle NTC), lo spostamento d_c da assumersi per la curva di capacità può essere coerentemente assunto come lo spostamento medio tra quello delle diverse pareti, pesato con le corrispondenti masse sismiche.

Nella modellazione globale eventuali porzioni di muratura in grado di accoppiare la risposta degli elementi verticali possono essere considerate parte del sistema resistente, quando siano verificate entrambe le seguenti condizioni:

- la porzione considerata sia sorretta da un architrave, da un arco o da una piattabanda strutturalmente efficace, che ne garantisca il sostegno anche nel caso in cui la stessa sia fessurata e danneggiata dal sisma;
- essa sia efficacemente ammassata alle pareti che la sostengono (ovvero sia possibile confidare in una resistenza orizzontale a trazione, anche se limitata) o si possa instaurare nella porzione un meccanismo resistente a puntone diagonale (ad esempio per la presenza di una catena o di un elemento accoppiato resistente a trazione).

Per le verifiche di sicurezza nei riguardi del comportamento sismico globale, è possibile applicare quanto prescritto dalle NTC per la progettazione delle nuove costruzioni in muratura, con le precisazioni nel seguito riportate.

Nel caso dell'analisi statica non lineare la capacità in spostamento relativa ai diversi stati limite è valutata, sulla curva taglio di base-spostamento, nei modi appresso indicati:

SLC: per la definizione della bilineare equivalente, identificata seguendo i criteri indicati al § C.7.3.4.2, lo spostamento ultimo a SLC è dato dal minore tra quelli forniti dalle seguenti due condizioni:

- quello corrispondente ad un taglio di base residuo pari all'80% del massimo;
- quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di un qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza (questo controllo può essere omesso nelle analisi quando i diaframmi siano infinitamente rigidi o quando sia eseguita l'analisi di una singola parete).

SLV: lo spostamento ultimo a SLV, sulla bilineare equivalente sopra definita, è pari a $\frac{3}{4}$ dello spostamento a SLC

SLD: lo spostamento corrispondente è il minore tra gli spostamenti ottenuti dalle seguenti due condizioni:

- quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente, definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC;
- quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari verticali in un qualunque livello di una qualunque parete ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione (e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio di base pari a $\frac{3}{4}$ del taglio di base massimo).

SLO: lo spostamento corrispondente è pari a $\frac{2}{3}$ di quello allo SLD.

Diaframmi con rigidità trascurabile

Diaframmi con rigidità non trascurabile

Attenzione, vedi prima.

$\frac{3}{4}$ per lo SLV rispetto allo SLC

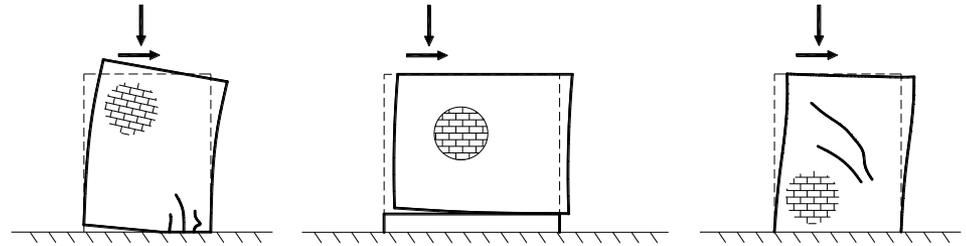
- INTRODUZIONE
 - Aspetti generali
 - Tipologie-modellazione-analisi
 - Modellazione globale o a Macroelementi
 - Analisi globali o dei Meccanismi locali
- MECCANISMI LOCALI:
 - Le analisi
 - Le Verifiche
 - Esempi
- ANALISI GLOBALI:
 - La modellazione
 - **Le analisi**
 - Le verifiche
 - Esempi

ANALISI GLOBALI PER LE MURATURE

- I criteri di resistenza e i limiti deformativi sono forniti dalle NTC alla scala dell'elemento murario: maschi verticali e fasce orizzontali.
- Nuovi criteri di resistenza e limiti deformativi per i pannelli murari:
 - Muratura a tessitura regolare (costituite da elementi lavorati e disposti secondo corsi di malta orizzontali, con rottura a scorrimento nelle estremità o a scaletta nella diagonale centrale) o irregolare (con rottura a taglio per fessurazione/trazione diagonale)
 - Diverso comportamento dei maschi e delle fasce

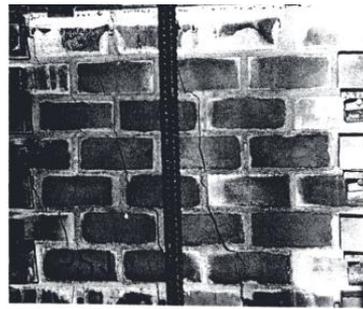
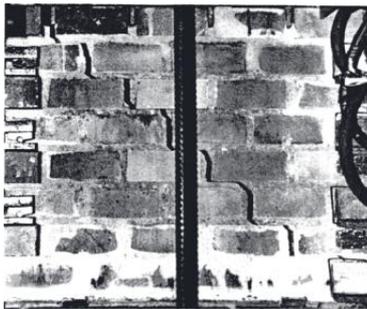
CRITERI DI RESISTENZA MECCANISMI DI ROTTURA NEL PIANO

1. pressoflessione;
2. taglio-scorrimento;
3. taglio-trazione.



La rottura a **taglio con fessurazione diagonale**, nominalmente prevista nella sezione centrale del pannello, può verificarsi secondo due meccanismi alternativi, associati alla tipologia muraria:

- 3a. nelle **murature irregolari** tale rottura avviene per «*trazione diagonale*»;
- 3b. nelle **murature regolari** è invece considerata una rottura “*a scaletta*”, ossia con *andamento diagonale attraverso i giunti di malta* (in questo caso però deve essere anche verificata l’eventuale rottura degli elementi costituenti la muratura).



CRITERI DI RESISTENZA MECCANISMI DI ROTTURA NEL PIANO

Per le valutazioni relative al taglio, sia nei maschi, sia nelle fasce, si distinguono due famiglie di murature:

1. le **murature a tessitura irregolare**, con rottura per trazione diagonale governata dal parametro τ_0 ;



$$V_t = l \cdot t \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = l \cdot t \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}}$$

CRITERI DI RESISTENZA MECCANISMI DI ROTTURA NEL PIANO

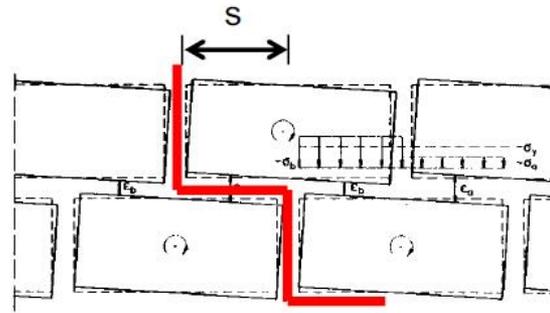
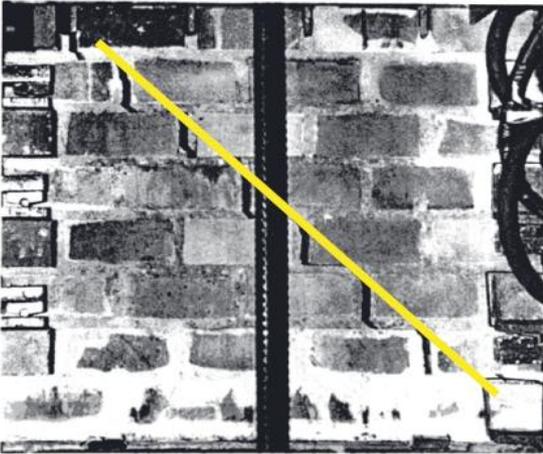
Per le valutazioni relative al taglio, sia nei maschi, sia nelle fasce, si distinguono due famiglie di murature:

2. le **murature a tessitura regolare**, per le quali la fessurazione può essere “a scaletta”

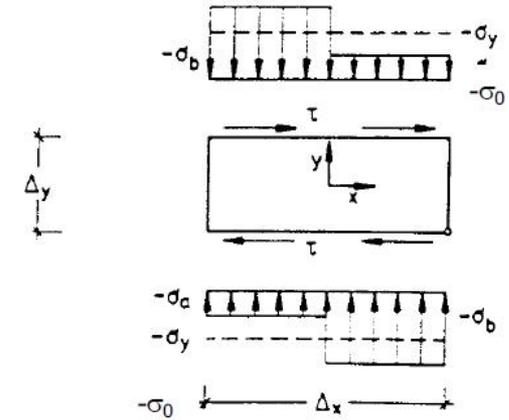
$$V_t = \frac{l t}{b} \left(\tilde{f}_{v0d} + \tilde{\mu} \sigma_0 \right) = \frac{l t}{b} \left(\frac{f_{v0d}}{1 + \mu \phi} + \frac{\mu}{1 + \mu \phi} \sigma_0 \right) \leq V_{t, \text{lim}}$$

dove \tilde{f}_{v0} è la *resistenza equivalente a taglio* della muratura e $\tilde{\mu}$ è un *coefficiente di attrito equivalente*, funzione dei parametri di resistenza locale del giunto (coesione, assunta convenzionalmente pari alla resistenza a taglio della muratura in assenza di tensioni normali f_{v0} , e μ , coefficiente d'attrito) e della tessitura attraverso il *coefficiente di ingranamento murario* ϕ

CRITERI DI RESISTENZA MECCANISMI DI ROTTURA NEL PIANO



$$\phi = \Delta_y / s \quad (= 2 \Delta_y / \Delta_x)$$



$$V_t = \frac{l t}{b} \left(\tilde{f}_{v0d} + \tilde{\mu} \sigma_0 \right) = \frac{l t}{b} \left(\frac{f_{v0d}}{1 + \mu \phi} + \frac{\mu}{1 + \mu \phi} \sigma_0 \right) \leq V_{t, \text{lim}}$$

Mann e Müller (1982-1985)

CRITERI DI RESISTENZA MECCANISMI DI ROTTURA NEL PIANO

$V_{t,lim}$ è un valore limite che è associato alla rottura per fessurazione diagonale attraverso i blocchi della muratura e può essere stimato, in via approssimata, in funzione della rottura a trazione dei blocchi f_{bt} , e tenendo conto della geometria del pannello, attraverso l'espressione, ricavata per blocchi di forma standard:

$$V_{t,lim} = \frac{lt}{b} \frac{f_{btd}}{2.3} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{btd}}}$$

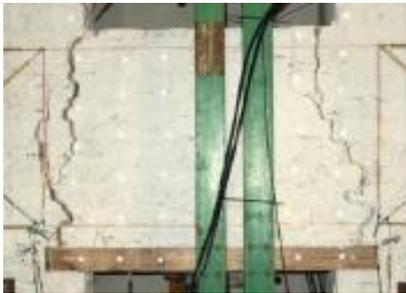
dove f_{bt} può essere ricavata da dati di letteratura o attraverso prove di caratterizzazione diretta in laboratorio su campioni prelevati in sito, eventualmente stimandola a partire dalla resistenza a compressione del blocco f_b , come $f_{bt} = 0.1f_b$.

POSSIBILI MECCANISMI DI ROTTURA NEL PIANO DELLE FASCE MURARIE

1. pressoflessione;
2. taglio con fessurazione diagonale.

Diversamente dal caso dei maschi, il dominio di resistenza a pressoflessione per le fasce può essere determinato tenendo conto della *resistenza a trazione* (f_{ft}) che si genera nelle sezioni di estremità per effetto dell'ingranamento con le porzioni di muratura adiacenti.

I meccanismi di rottura possono coinvolgere la resistenza per trazione dei blocchi f_{bt} o avvenire per scorrimento lungo i giunti orizzontali; la resistenza a trazione orizzontale è quindi data dall'espressione:

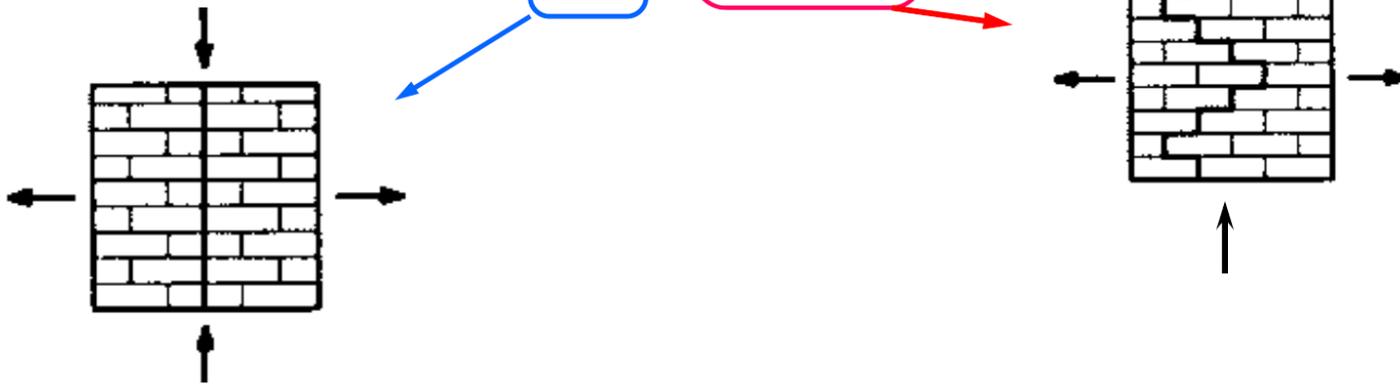


$$f_{ft} = \min \left(\frac{f_{btd}}{2} ; f_{v0d} + \frac{\mu \sigma_y}{\phi} \right)$$

POSSIBILI MECCANISMI DI ROTTURA NEL PIANO DELLE FASCE MURARIE

La resistenza a trazione *orizzontale* (per il calcolo della resistenza a presso-flessione) può essere data dall'espressione:

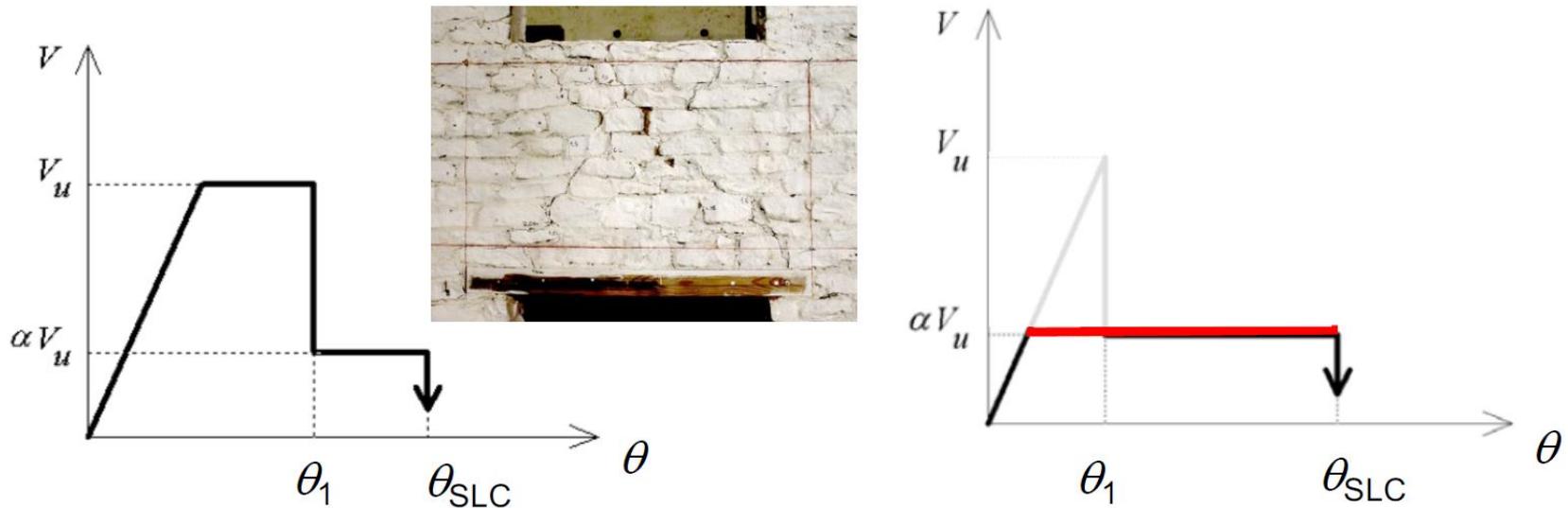
$$f_{ft} = \min \left(\frac{f_{btd}}{2} ; f_{v0d} + \frac{\mu \sigma_y}{\phi} \right)$$



La dove σ_y è la tensione normale media agente sui giunti orizzontali nella sezione d'estremità; f_{v0} è la resistenza a taglio della muratura in assenza di tensioni normali (che cautelativamente in questo contesto può essere trascurata); μ è il coefficiente d'attrito locale del giunto; ϕ è il *coefficiente di ingranamento murario*, definito nella equazione [C8.7.1.2]

ROTTURA NEL PIANO DELLE FASCE MURARIE

Possibile idealizzazione comportamento della fascia nel caso di rottura per taglio:



La resistenza residua (αV_u) dipende dal tipo di architrave/sostegno della fascia: architrave in c.a. o in acciaio, architrave in legno, arco in muratura).

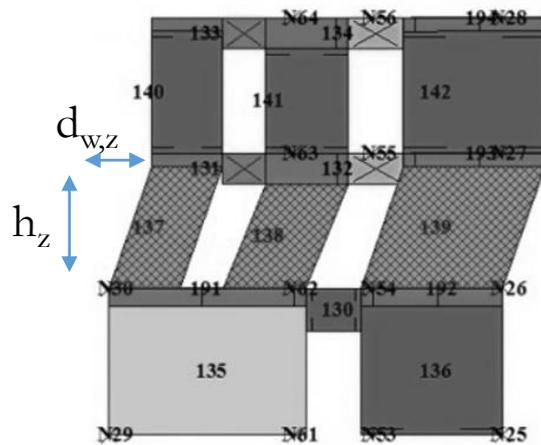
- INTRODUZIONE
 - Aspetti generali
 - Tipologie-modellazione-analisi
 - Modellazione globale o a Macroelementi
 - Analisi globali o dei Meccanismi locali
- MECCANISMI LOCALI:
 - Le analisi
 - Le Verifiche
 - Esempi
- ANALISI GLOBALI:
 - La modellazione
 - Le analisi
 - Le verifiche
 - Esempi

VERIFICA DELLA RISPOSTA GLOBALE

- ✓ Nel caso più frequente di modellazione a **telaio equivalente**, l'analisi non lineare incrementale esegue già la verifica a livello di singolo pannello, sia nei riguardi della resistenza che della deformazione limite; le conseguenze in termini di risposta globale sono leggibili sulla curva pushover, che manifesta un progressivo degrado di rigidezza e resistenza.
- ✓ La verifica può quindi essere eseguita a livello globale, individuando lo stato limite sulla pushover e controllando che questo non sia raggiunto con la domanda di spostamento calcolata per l'azione sismica di riferimento.
- ✓ Tuttavia, **in presenza di solaio di rigidezza finita** è necessario verificare anche che i limiti deformativi corrispondenti a quello specifico stato limite non siano stati raggiunti in tutti i maschi murari di un qualunque piano dell'edificio, di una qualunque parete; questo perché con solai deformabili potrebbero verificarsi criticità locali, a livello di singola parete, il cui effetto non è ancora “visibile” alla scala globale della curva pushover:
 - questo controllo può portare ad arretrare lo spostamento corrispondente allo stato limite che si sta verificando

VERIFICA DELLA RISPOSTA GLOBALE

- ✓ Controllo del meccanismo di danno: attivazione di uno SL locale in tutti gli elementi di uno stesso livello



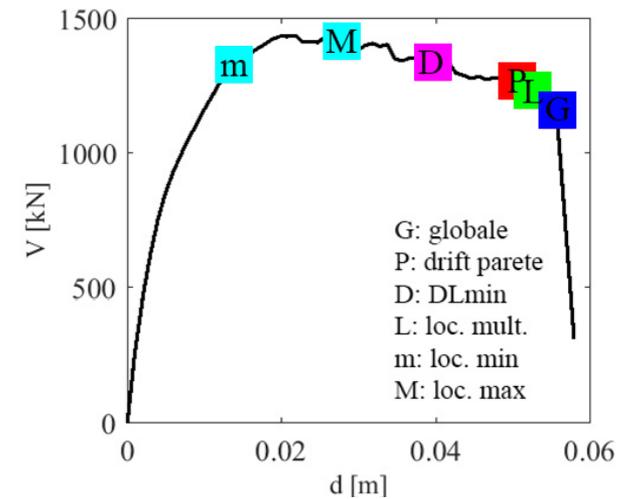
Definizione *drift* di parete adottata

$$\theta_{w,z} = \frac{d_{w,z} - d_{w,z-1}}{h_1} + \frac{\varphi_{w,z} + \varphi_{w,z-1}}{2} \leq \theta_{SLD,lim} = 0.3\%$$

z:= piano/livello

w:=parete/wall

Il problema NTC2008 era la soglia fissa per tutte le tipologie di pareti in muratura



Controllo alla sola scala globale (G)



Il problema è per il caso con grandi edifici con solai molto flessibili

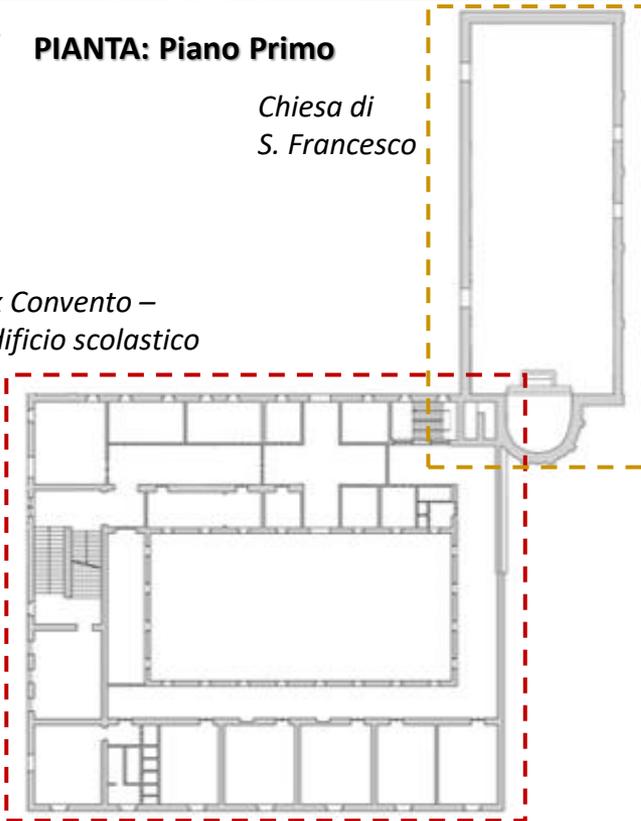
- INTRODUZIONE
 - Aspetti generali
 - Tipologie-modellazione-analisi
 - Modellazione globale o a Macroelementi
 - Analisi globali o dei Meccanismi locali
- MECCANISMI LOCALI:
 - Le analisi
 - Le Verifiche
 - Esempi
- ANALISI GLOBALI:
 - La modellazione
 - Le analisi
 - Le verifiche
 - Esempi



✓ **PIANTA: Piano Primo**

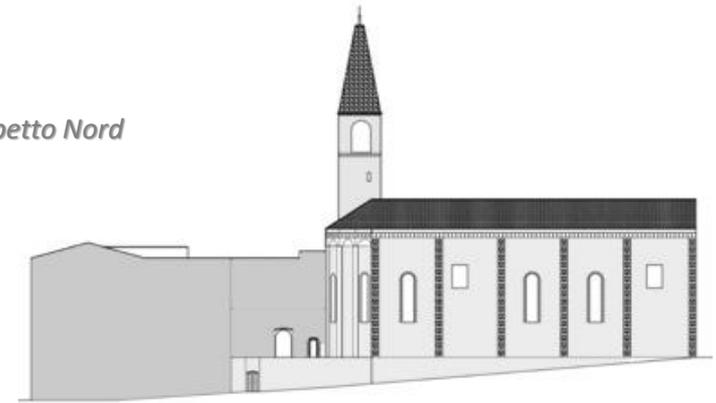
*Chiesa di
S. Francesco*

*Ex Convento –
Edificio scolastico*

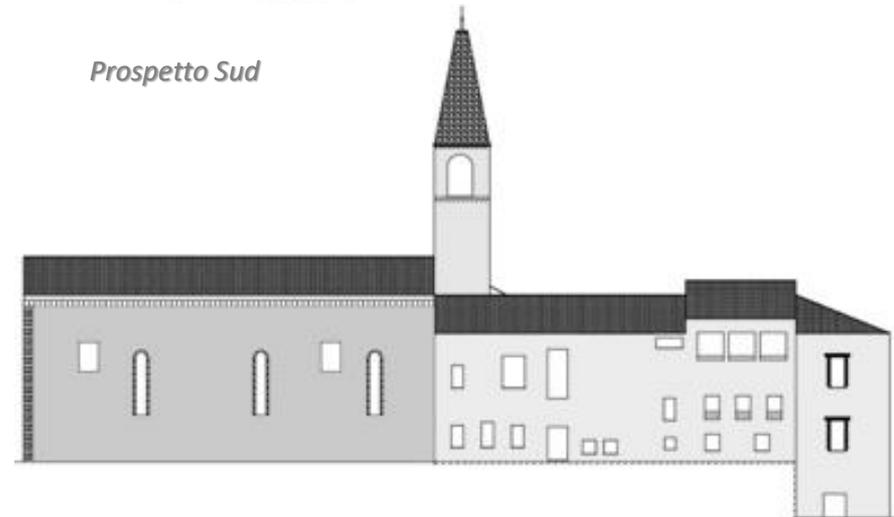


- ✓ Costruito tra il **1234** nasce come «**Convento francescano**»
- ✓ Dal 1900 diventa dapprima Scuola d'Arte e successivamente Scuola media cittadina

Prospetto Nord

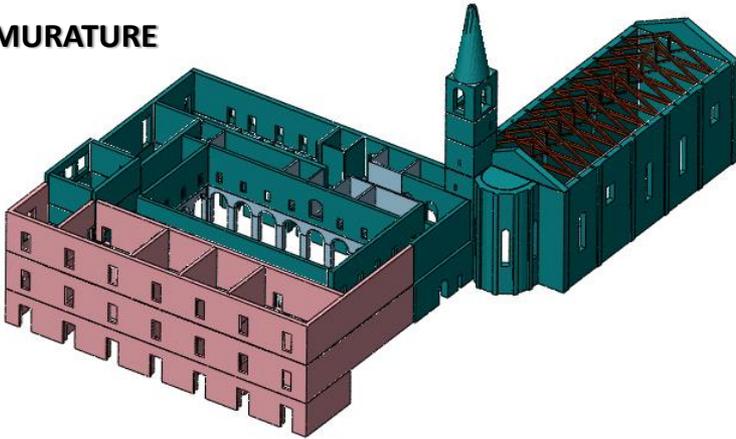


Prospetto Sud

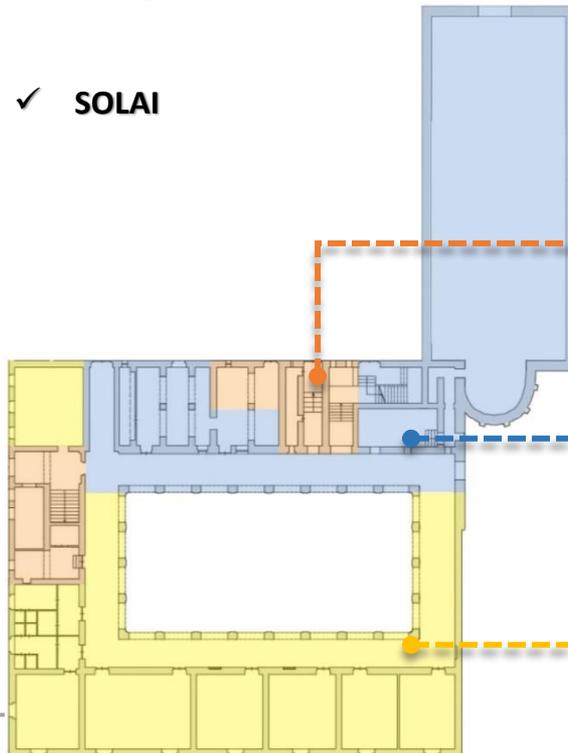


RILIEVO TECNOLOGICO COSTRUTTIVO

✓ MURATURE



✓ SOLAI



Tipo A _Volte in mattoni:

- Mattoni in laterizio
- Caldana di allettamento
- Intonaco



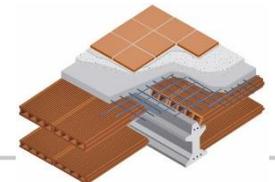
Tipo B _Solaio in legno:

- Travi in legno 15x20
- Doppio tavolato in legno
- Materiale di riempimento
- Pavimento in cotto

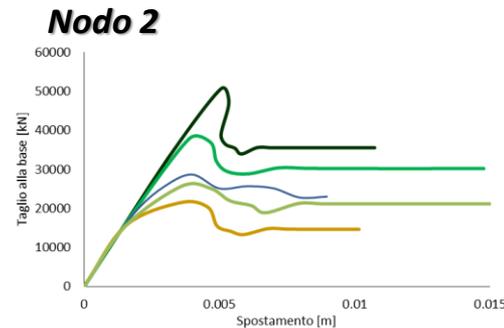
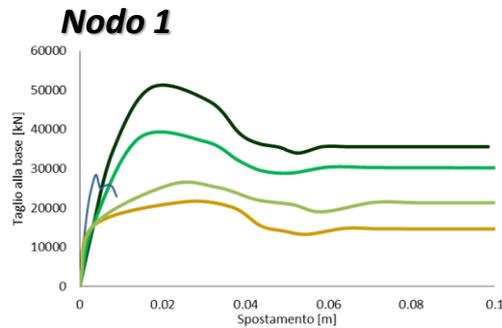
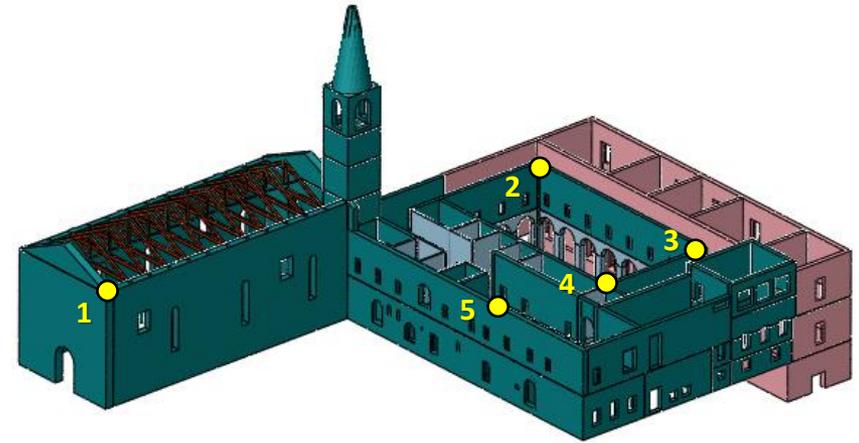
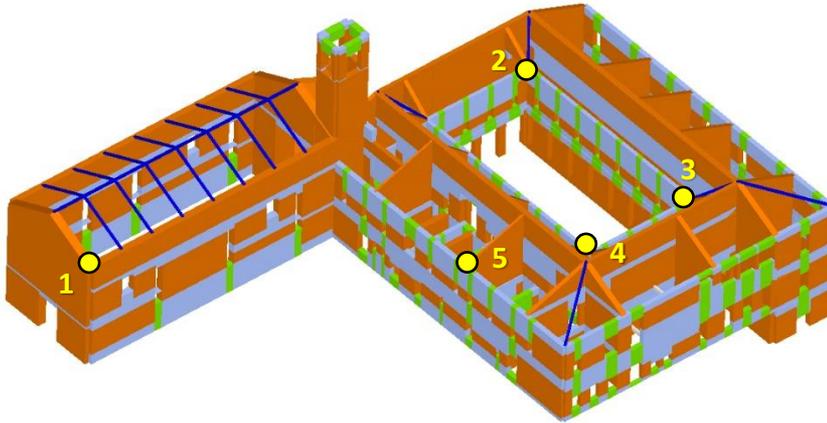


Tipo C _Laterocemento:

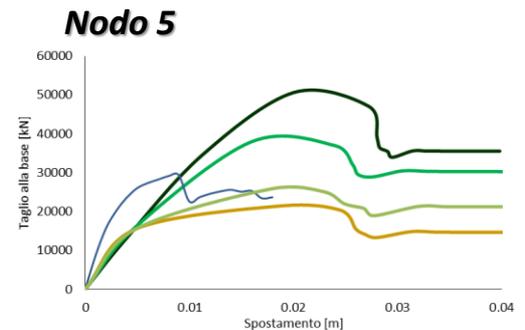
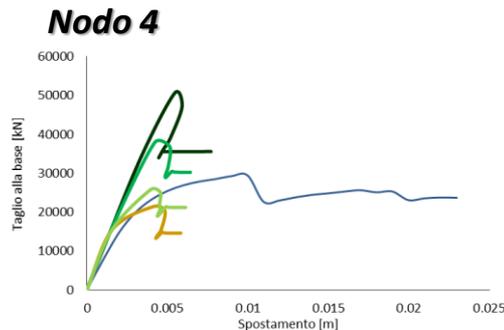
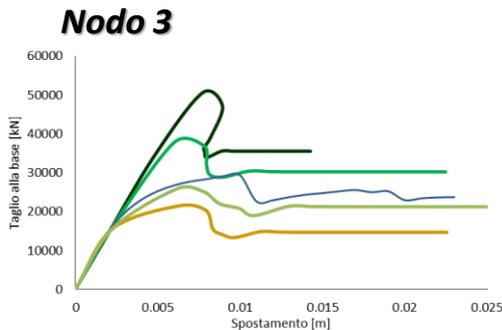
- Travi vaseri 16x11
- Doppio tavellonato
- Soletta con rete elettrosaldata
- Masseto e pavimentazione



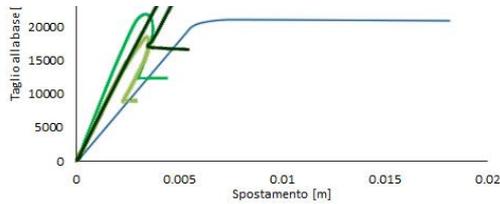
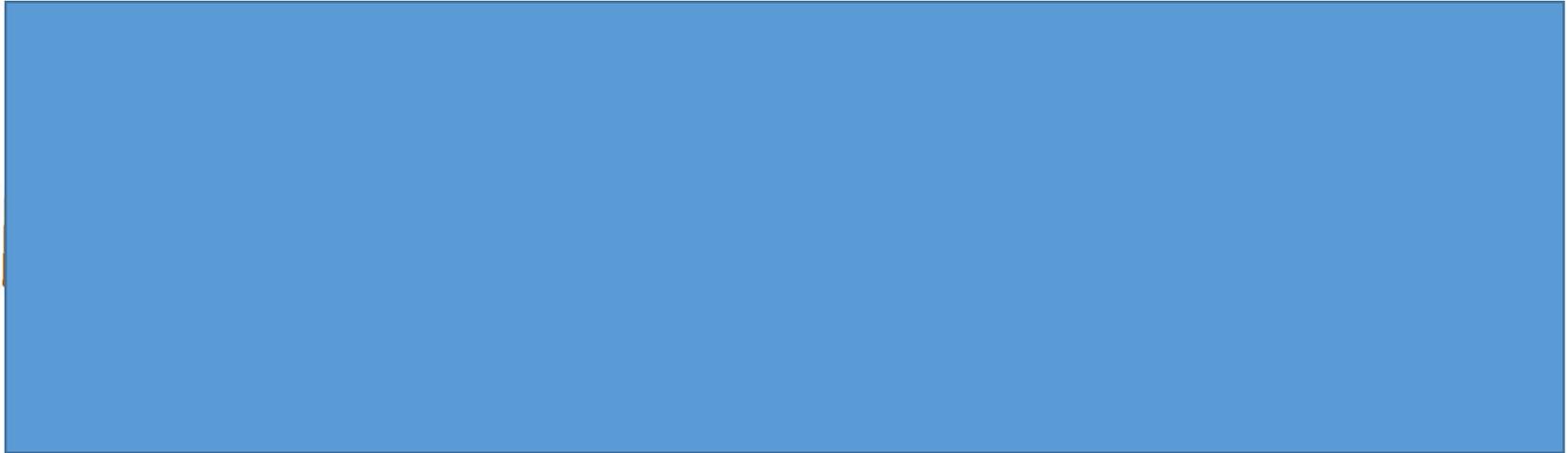
✓ Analisi di sensitività_PUSHOVER +X



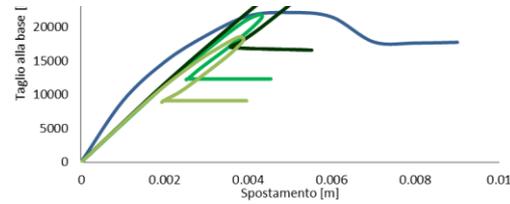
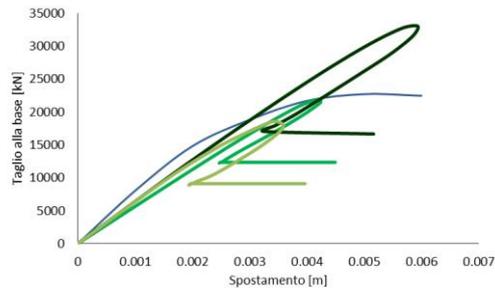
- 3Muri_Resistenza Intera
- FEA_Gf
- FEA_Gf/2
- FEA_Gf/5
- FEA_Gf/10



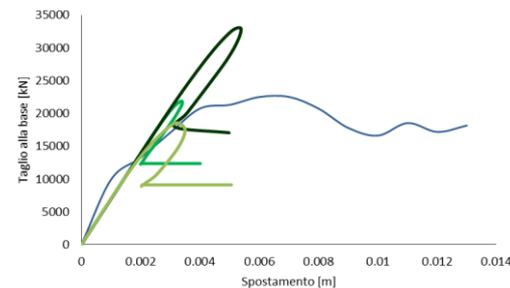
✓ Analisi di sensitività_PUSHOVER +Y



Nodo 3

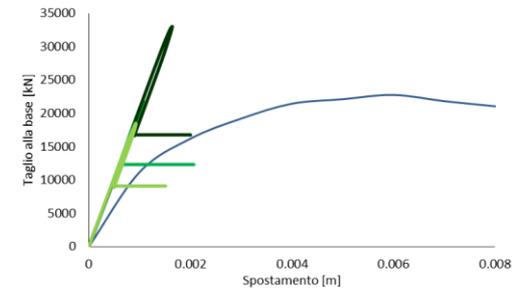


Nodo 4



- FEA_Sf/4
- FEA_Gf/5
- FEA_Gf/10

Nodo 5



✓ FESSURAZIONE

- 3MURI
- Midas FEA [Gf]
- Midas [Gf/5]

