Aedes
Software per Ingegneria Civile

Aedes.**PCM** 2018

PROGETTAZIONE DI **C**OSTRUZIONI IN **M**URATURA

Analisi strutturale di costruzioni in muratura secondo la Normativa Tecnica vigente

Aggiornamento 2018 con Guida alla nuova Normativa tecnica

Ultima revisione di questo documento: 13.05.2018

Tutti i diritti sono riservati, anche di riproduzione parziale, a norma di legge e delle convenzioni internazionali. Nessuna parte di questo volume può essere riprodotta in qualsiasi forma o mezzo elettronico o meccanico, per alcun uso, senza il permesso scritto della AEDES Software per Ingegneria Civile.

© 1997-2018 AEDES Software per Ingegneria Civile
Via F. Aporti 32 - 56028 SAN MINIATO (PI)
Tel.: +39 0571 401073 - Fax: +39 0571 418350
E-mail: info@aedes.it - Internet: www.aedes.it

AVVERTENZE E CONDIZIONI D'USO

La AEDES Software si riserva il diritto di apportare miglioramenti o modifiche al programma PCM, descritto nella documentazione ad esso associata, in qualsiasi momento e senza preavviso.
Il software e la documentazione allegata, anche se curati con scrupolosa attenzione, non possono comportare specifiche responsabilità di AEDES per involontari errori o inesattezze: pertanto, l'utilizzatore è tenuto a controllare l'esattezza e la completezza del materiale utilizzato. Le correzioni relative ad eventuali errori tipografici saranno incluse nelle versioni di aggiornamento.
PCM è di esclusiva proprietà della AEDES e viene concesso in uso non esclusivo secondo i termini e le condizioni riportati nel contratto di licenza d'uso. L'utente non avrà diritto ad utilizzare PCM fino a quando non avrà sottoscritto la suddetta licenza d'uso.
L'utente è responsabile della scelta di PCM al fine del raggiungimento dei risultati voluti, nonché dell'installazione, dell'uso dello stesso e dei relativi risultati.
Le sole garanzie fornite dalla AEDES in merito a PCM sono quelle riportate nella licenza d'uso. La AEDES non garantisce che le funzioni contenute in PCM soddisfino le esigenze dell'utente o funzionino in tutte le combinazioni che possono essere scelte per l'uso da parte dell'utente.
I nomi dei prodotti citati nella documentazione di PCM possono essere marchi di fabbrica o marchi registrati dalle rispettive Società.

INDICE

1. LA NUOVA NORMATIVA TECNICA: ALCUNE CONSIDERAZIONI

2. COMMENTARIO SUL D.M.17.1.2018
- 2.1. CAP. 2. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE
- 2.2. CAP. 3. AZIONI SULLE COSTRUZIONI
- 2.3. CAP.4. COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI
- 2.4. CAP.6. PROGETTAZIONE GEOTECNICA
- 2.5. CAP.7. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE
- 2.6. CAP.8. COSTRUZIONI ESISTENTI
- 2.7. CAP.11. MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE

3. FUNZIONALITA' DI AEDES.PCM 2018
- 3.1. CALCOLO NUMERICO E ANALISI
  - 3.1.1. NUOVO SOLUTORE
  - 3.1.2. ANALISI PUSHOVER: REVISIONE PROCEDURA INCREMENTALE
  - 3.1.3. ECCENTRICITA' ACCIDENTALE ANCHE PER IMPALCATI DEFORMABILI
  - 3.1.4. ANALISI PUSHOVER: POSSIBILITÀ DI ESCLUDERE MASCHI PER IL CALCOLO DI (alfa),1
  - 3.1.5. PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE
  - 3.1.6. VARIE
- 3.2. INTERFACCIA GRAFICA
  - 3.2.1. AZIONE SISMICA
  - 3.2.2. PARAMETRI DI CALCOLO
  - 3.2.3. FINESTRA SEGNALAZIONI
  - 3.2.4. ANALISI PUSHOVER: DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI
  - 3.2.5. OPZIONI AVANZATE
- 3.3. IMPLEMENTAZIONE DEL D.M.17.1.2018
  - 3.3.1. ANALISI PUSHOVER: ANALISI BIDIREZIONALE
  - 3.3.2. STATI LIMITE DI RIFERIMENTO
  - 3.3.3. SPOSTAMENTO ULTIMO PER I PANNELLI MURARI
  - 3.3.4. COEFFICIENTE PARZIALE DI SICUREZZA IN ANALISI SISMICA
  - 3.3.5. FATTORI DI CONFIDENZA
  - 3.3.6. ANALISI PUSHOVER: NODI DI CONTROLLO
  - 3.3.7. LIVELLI DI SICUREZZA, SCHEDE DI SINTESI DEI RISULTATI
  - 3.3.8. COEFFICIENTI PER LE ANALISI SISMICHE LINEARI
  - 3.3.9. SPETTRI DI PIANO

1. LA NUOVA NORMATIVA TECNICA: ALCUNE CONSIDERAZIONI

Il 22 marzo 2018 è la data di entrata in vigore del D.M.17.1.2018 contenente le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018), aggiornamento del D.M.14.1.2008.
Alla data di revisione di questo documento non è ancora stato pubblicata la Circolare applicativa, analoga alla Circ. 617 del 2.2.2009.
Il 21.3.2018 è stata pubblicata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici una Nota dove si forniscono le indicazioni operative partendo dal presupposto che le NTC "saranno pienamente applicabili dal trentesimo giorno dalla pubblicazione in Gazzetta, indipendentemente dalla emanazione della relativa Circolare riportante le relative istruzioni applicative".
"Nelle more dell'emanazione della nuova Circolare, in lavorazione presso questo Consesso si potranno seguire le indicazioni riportate nella precedente Circolare, per quanto non in contrasto con quanto riportato nel nuovo D.M.17.01.2018".

Nella redazione del rilascio della prima versione di PCM 2018 adeguata alla nuova Normativa, oltre al D.M.17.1.2018 sono stati presi in considerazione alcuni riferimenti sui contenuti della nuova Circolare, diffusi in eventi pubblici o in Internet, in quanto particolarmente importanti per l'analisi strutturale degli edifici in muratura, e comunque tali da rispettare pienamente i requisiti applicativi del Decreto.
Si rinvia ad un aggiornamento successivo del software la completa aderenza ai contenuti della nuova Circolare in occasione della pubblica diffusione del testo della stessa e della conferma definitiva delle informazioni finora diffuse.

Le NTC 2018 contengono le regole di riferimento per la realizzazione di strutture nuove e per l'adeguamento di quelle esistenti. Il testo contiene novità significative per gli interventi sugli edifici esistenti:
- il livello di sicurezza richiesto per l'adeguamento degli edifici esistenti è, in alcuni casi, inferiore a quello previsto per le nuove costruzioni;
- per gli interventi di miglioramento si fissano degli obiettivi da raggiungere, intesi come livello di sicurezza o incremento di sicurezza rispetto allo stato di fatto dell'edificio.
Particolare attenzione viene riservata agli edifici scolastici.
Si rilevano alcuni aspetti applicativi soggetti ad interpretazione. Ad esempio, seguendo §8.4.2:
- il miglioramento di un edificio di classe II con uno stato iniziale caratterizzato da indicatore di rischio sismico ζ_E quasi al livello di 0.6 (p.es. 0.55), per il quale l'obiettivo è un incremento di 0.1, richiede il raggiungimento di 0.65;
- per un edificio di classe III ad uso scolastico o IV, ossia di classe superiore e quindi maggiormente importante rispetto agli altri edifici, è sufficiente raggiungere 0.60:
si tratta di una contraddizione, e tuttavia l'applicazione precisa di §8.4.2 richiede per ogni intervento di miglioramento per edifici di classe II o III ad uso non scolastico l'incremento di sicurezza $\Delta\zeta_E >= 0.1$.
Nella Norma non è chiaramente indicato il fatto che il superamento della soglia $\zeta_E=1.00$ non è necessario: ma è evidente che per un qualsiasi intervento su un edificio esistente non è ragionevole richiedere il raggiungimento di una sicurezza superiore a quanto richiesto per i nuovi edifici. Ad esempio, intervenendo con tipologia di miglioramento su uno stato inizialmente caratterizzato da $\zeta_E=0.95$, è ragionevole ritenere che l'obiettivo minimo sia $\zeta_E=1.00$ e non $\zeta_E=1.05$.
Per un edificio che subisce un intervento di adeguamento per il solo cambio di destinazione d'uso verso l'uso scolastico (punto e) di §8.4.3) il livello minimo di adeguamento è fissato a 0.80. Ma se per un edificio già ad uso scolastico la certificazione di adeguamento rispetto alle azioni sismiche richiede il livello minimo $\zeta_E=1.00$, nasce un'evidente incongruenza. In §8.4.2 e §8.4.3 non viene inoltre fatto cenno agli edifici di classe I, ma ad esempio molti fienili (costruzioni agricole) hanno subito notevoli danneggiamenti nei recenti eventi sismici.
In ogni caso, per gli interventi di miglioramento si specifica chiaramente in §8.4 che devono aumentare la sicurezza strutturale preesistente: quando si esegue un intervento di tipologia "miglioramento" (intervento

cioè che non ricade nelle condizioni di adeguamento secondo §8.4.3) non è possibile introdurre allo stato di progetto una diminuzione di ζ_E rispetto allo stato di fatto.
Un quadro riassuntivo di alcuni casi notevoli è riportato in figura seguente, elaborata, per fissare le idee, con soglia di adeguamento ζ_E=0.80 (con considerazioni analoghe nel caso di interventi di adeguamento con obiettivo ζ_E=1.00).

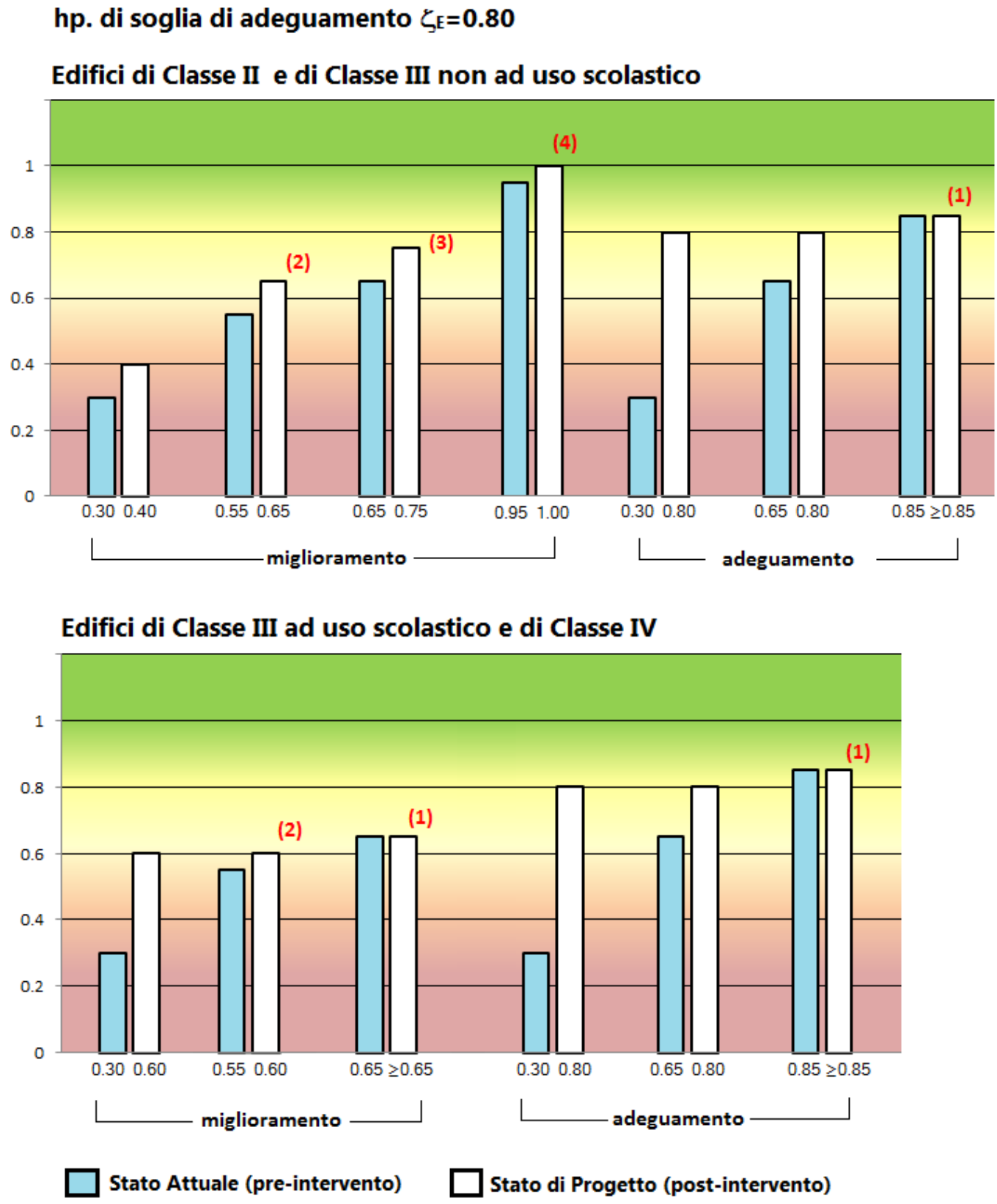


Fig. 1. Interventi di Miglioramento e di Adeguamento: livelli di sicurezza richiesti

Legenda per la fig. 1

(1) L'intervento di miglioramento mira sempre ad un aumento di sicurezza: lo stato di progetto non deve quindi mai peggiorare rispetto allo stato attuale.
(2) Si rileva un'incongruenza: in caso di miglioramento a partire da un indicatore ζ_E compreso fra 0.51 e 0.59, agli edifici in Classe II e III non scolastici si richiede per il miglioramento il raggiungimento di un obiettivo maggiore rispetto a edifici di Classe superiore.
(3) Per gli edifici in Classe II e III non scolastici si richiede ζ(progetto) $\geq$ [ζ_E(attuale)+0.1] anche se è un intervento di miglioramento con ζ_E(attuale)>0.60.
(4) Per interventi con tipologia di miglioramento per edifici in classe II e III: l'obiettivo di progetto ζ_E=1.00 si ritiene comunque accettabile dato che non è in alcun caso ragionevole richiedere per l'intervento su un edificio esistente il raggiungimento di un livello di sicurezza superiore a quello richiesto per gli edifici nuovi. Pertanto quindi se ζ_E(attuale) è compreso fra 0.91 e 0.99 è sufficiente ζ_E(progetto) $\geq$ 1.00 e non: ζ_E(progetto) $\geq$ [ζ_E(attuale)+0.1].

2. COMMENTARIO SUL D.M.17.1.2018

Nei paragrafi seguenti si propone un confronto ragionato fra NTC 2008 e NTC 2018 con riferimento all'analisi degli edifici in muratura.
Sono riportati i principali contenuti riguardanti l'analisi degli edifici in muratura, di tipo specifico o a carattere generale ma con importanti implicazioni operative. L'elenco degli argomenti non comprende contenuti di tipo generale (quali ad es. la modifica della definizione di Vita Nominale), per i quali si rimanda ad altri testi dedicati al confronto generale completo dei due Decreti.

Per ogni argomento, si riporta:
• un confronto in sintesi dei paragrafi corrispondenti dei due D.M. (a sinistra D.M.14.1.2008, a destra D.M.17.1.2018), ed un eventuale commento sui contenuti.

Alla data di revisione di questo documento, non è stata ancora pubblicata la Circolare applicativa del D.M.17.1.2018. A seguito di tale pubblicazione, vari argomenti potranno presentare una serie di sviluppi e di precisazioni che saranno oggetto di successive revisioni del commentario.

Per qualificare in modo evidente l'importanza dell'argomento, viene adottata la seguente simbologia:
- ◆ modifiche da notare
- ◆ modifiche da rilevare con particolare attenzione
- ◆ modifiche molto importanti per l'elaborazione di calcolo

2.1. CAP. 2. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

◆ §2.4.3: Eliminato il **valore minimo di 35** anni per V_R, periodo di riferimento dell'azione sismica.

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA *Le azioni sismiche su ciascuna costruzione....*	*2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA* *Le azioni sismiche sulle costruzioni...*

◆ §2.6.1: Modificati i coefficienti di combinazione per le **condizioni favorevoli per i G2**.

2.6.1. STATI LIMITE ULTIMI (Tab. 2.6.I- Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU)

Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
γ_{G2}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3

2.6.1. STATI LIMITE ULTIMI (Tab. 2.6.I- Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU)

Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	1,5	1,5	1,3

2.2. CAP. 3. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

◆ §3.1.4 (Tab. 3.1.II): Le **scale** assumono la stessa categoria della destinazione d'uso principale ma con valori di carichi propri. Di conseguenza si valutano i coefficienti psi di Tab. 2.5.I

3.1.4. CARICHI VARIABILI

Cat.	Ambienti
A	**Ambienti ad uso residenziale**. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)

3.1.4. SOVRACCARICHI

Cat.	Ambienti
A	**Ambienti ad uso residenziale**
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali
	Scale comuni, balconi, ballatoi

◆ §3.2.3.4/3.2.3.5: Modificate le specifiche degli stati limite per l'**azione sismica in particolare per SLD** => anche lo spettro per SLD richiede ora l'utilizzo del 'fattore di comportamento' q (ridenominazione del 'fattore di struttura'). Cambia il nome degli accelerogrammi, che diventano storie temporali.

3.2.3.4: SPETTRI DI PROGETTO PER GLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1).

3.2.3.5: SPETTRI DI PROGETTO PER GLI STATI LIMITE ULTIMI
Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1), con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule 3.2.4 η con

3.2.3.4: SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO PER LO STATO LIMITE DI OPERATIVITA'

Per lo stato limite di operatività lo spettro di risposta di progetto Sd(T) da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro di risposta elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1).

3.2.3.5: SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO PER GLI STATI LIMITE DI DANNO (SLD), DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) E DI PREVENZIONE DEL COLLASSO (SLC)
Qualora le verifiche agli stati limite di danno, di salvaguardia della vita e di prevenzione al collasso non vengano effettuate tramite l'uso di opportune storie temporali del moto del terreno ed analisi non lineari dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle costruzioni le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tenga conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio di vibrazione a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente

1/q, dove q è il fattore di struttura definito nel capitolo 7.	*verticale, è lo spettro di risposta elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1). Per valutare la domanda verrà utilizzato tale spettro, nel caso di analisi non lineare statica ponendo η = 1, nel caso di analisi lineare, statica o dinamica con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule [3.2.2] (per le componenti orizzontali) e nelle formule [3.2.8] (per le componenti verticali) η con 1/q, dove q è il fattore di comportamento definito nel Capitolo 7 (Tabella 7.3.I).*

Vedi anche i commenti su 7.3

2.3. CAP.4. COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

◆ §4.5.6.4: Per le strutture in muratura è stato modificato il nome delle verifiche tensioni ammissibili in verifiche semplificate. Nella **verifica semplificata**, aggiunta la condizione sulla percentuale minima di muratura considerata anche in analisi sismica (Tab. 7.8.II).

4.5.6.4: VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI *Per edifici semplici è consentito eseguire le verifiche, in via semplificativa, con il metodo delle tensioni ammissibili, adottando le azioni previste nelle presenti Norme Tecniche, con resistenza del materiale di cui al § 4.5.6.1, ponendo il coefficiente γM = 4,2 ed utilizzando il dimensionamento semplificato di seguito riportato con le corrispondenti limitazioni …*	*4.5.6.4: VERIFICHE SEMPLIFICATE* *Per edifici semplici è consentito eseguire le verifiche, in via semplificativa, adottando le azioni previste nelle presenti Norme Tecniche, con resistenza del materiale di cui al § 4.5.6.1, ponendo il coefficiente γM = 4,2 ed utilizzando il dimensionamento semplificato di seguito riportato con le corrispondenti limitazioni …*

2.4. CAP.6. PROGETTAZIONE GEOTECNICA

◆ §6.4.2.1: Per le fondazioni superficiali la verifica deve essere effettuata solo con l'Approccio 2.

6.4.2.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) *La rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:* *Approccio 1:* *- Combinazione 1: (A1+M1+R1)* *- Combinazione 2: (A2+M2+R2)* *Approccio 2:*	*6.4.2.1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)* *Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati*

(A1+M1+R3).

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

2.5. CAP.7. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

◆ Per gli **edifici soggetti ad ag≤0.075 g** (ex zona 4) sono stati definiti dei criteri semplificati per il progetto:

- sistema di forze orizzontali (Fh = 0,10 W λ)
- sola verifica nei confronti dello SLV
- impalcati rigidi

7 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE
Le costruzioni da edificarsi in siti ricadenti in zona 4 possono essere progettate e verificate applicando le sole regole valide per le strutture non soggette all'azione sismica, alle condizioni di seguito enunciate:
- i diaframmi orizzontali devono rispettare quanto prescritto al § 7.2.6;
- gli elementi strutturali devono rispettare le limitazioni, in termini di geometria e di quantitativi d'armatura, relative alla CD "B" quale definita nel § 7.2.1;
- le sollecitazioni debbono essere valutate considerando la combinazione di azioni definita nel § 3.2.4 ed applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (7.3.6) e (7.3.7), in cui si assumerà Sd(T1) = 0,07g1 per tutte le tipologie.
Le relative verifiche di sicurezza debbono essere effettuate, in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo. Non è richiesta la verifica agli stati limite di esercizio.

7.0. GENERALITA'
Le costruzioni caratterizzate, nei confronti dello SLV, da agS ≤ 0,075g, in cui S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (SS) e dell'amplificazione topografica (ST), di cui al § 3.2.3.2, e ag è l'accelerazione orizzontale massima per il suddetto SLV su sito di riferimento rigido, possono essere progettate e verificate come segue:
- si considera la combinazione di azioni definita nel § 2.5.3, applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dall'espressione [7.3.7] assumendo Fh = 0,10 W λ per tutte le tipologie strutturali, essendo λ definito al §7.3.3.2;
- si richiede la sola verifica nei confronti dello SLV;
- si utilizza in generale una "progettazione per comportamento strutturale non dissipativo", quale definita nel § 7.2.2; qualora si scelga una "progettazione per comportamento strutturale dissipativo", quale definita nel § 7.2.2, si possono impiegare, in classe di duttilità CD"B", valori unitari per i coefficienti γRd
di cui alla Tab. 7.2.I;
- ad eccezione del caso di edifici fino a due piani, considerati al di sopra della fondazione o della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, gli orizzontamenti devono rispettare i requisiti di rigidezza e resistenza di cui al § 7.2.2.

◆ §7.2.1. Condizioni di regolarità.

Il confronto fra le due Norme evidenzia i seguenti punti:

Regolarità in pianta:
a) nuovo criterio su convessità
b) come NTC 2008
c) rigidezza orizzontamento comparata con la rigidezza delle strutture verticali
- tolto il riferimento alle rientranze 25%
Regolarità in elevazione:
d) come e) NTC 2008; e) come f) di NTC 2008;
f) simile a g) di NTC 2008 (cap / dom a SLV simile per orizzontamenti successivi)
g) come h) di NTC 2008 ma senza riferimento 20%

◆ §7.2.3: Si definiscono chiaramente gli **elementi secondari** (elementi progettati per resistere ai soli carichi verticali). Per gli elementi non strutturali non sono definite le formule per l'accelerazione massima adimensionalizzata S_a e per il fattore q_a (saranno contenuti nella Circolare; nel frattempo, consultare l'Eurocodice 8).

7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI "SECONDARI" ED ELEMENTI NON STRUTTURALI *Alcuni elementi strutturali possono venire considerati "secondari". Sia la rigidezza che la resistenza di tali elementi vengono ignorate nell'analisi della risposta e tali elementi vengono progettati per resistere ai soli carichi verticali. Tali elementi tuttavia devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all'azione sismica di progetto, mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali; pertanto, limitatamente al soddisfacimento di tale requisito, agli elementi "secondari" si applicano i particolari costruttivi definiti per gli elementi strutturali.* *…* *Gli effetti dell'azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale possono essere determinati applicando agli elementi detti una forza orizzontale Fa definita come segue:* *Fa=(Sa Wa)/qa* *dove:* *- Fa è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;* *- Wa è il peso dell'elemento;* *- Sa è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1)* *- qa è il fattore di struttura dell'elemento.* *In assenza di specifiche determinazioni, per qa si possono assumere i valori riportati in Tab. 7.2.I.* *In mancanza di analisi più accurate Sa può essere*	*7.2.3. CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI* *ELEMENTI SECONDARI* *Alcuni elementi strutturali possono essere considerati "secondari"; nell'analisi della risposta sismica, la rigidezza e la resistenza alle azioni orizzontali di tali elementi possono essere trascurate. Tali elementi sono progettati per resistere ai soli carichi verticali e per seguire gli spostamenti della struttura senza perdere capacità portante. Gli elementi secondari e i loro collegamenti devono quindi essere progettati e dotati di dettagli costruttivi per sostenere i carichi gravitazionali, quando soggetti a spostamenti causati dalla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto.* *…* *La domanda sismica sugli elementi non strutturali può essere determinata applicando loro una forza orizzontale Fa definita come segue:* *Fa=(Sa Wa)/qa* *Dove_* *- Fa è la forza sismica orizzontale distribuita o agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale, nella direzione più sfavorevole, risultante delle forze distribuite proporzionali alla massa;* *- Sa è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1);* *- Wa è il peso dell'elemento;* *- qa è il fattore di comportamento dell'elemento.*

calcolato nel seguente modo …	*In assenza di specifiche determinazioni, per Sa e qa può farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità.*

◆ §7.2.5: Per il calcolo delle azioni in fondazione, è stato semplificato il criterio per stabilirne l'entità. Adesso è possibile utilizzare una tra le tre situazioni previste.

7.2.5 REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE *Per le strutture progettate sia per CD "A" sia per CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 3.2.4 deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un γRd pari a 1,1 in CD "B" e 1,3 in CD "A", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1.*	*7.2.5. REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE* *Sia per CD"A" sia per CD"B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, una tra le seguenti:* *- quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo (v. § 7.3);* *- quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 2.5.3), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio;* *- quella trasferita dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificata di un coefficiente pari a 1,30 in CD"A" e 1,10 in CD"B".*

◆ §7.2.6: **Rigidezze fessurate**. La dipendenza dallo SL considerato e dalla sollecitazione assiale permanente verranno specificate nella Circolare

7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E AZIONE SISMICA *Per rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si possono adottare modelli lineari, che trascurano le non linearità di materiale e geometriche, e modelli non lineari, che le considerano; in ambo i casi si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.*	*7.2.6. CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DELL'AZIONE SISMICA* *MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA* *Nel rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si deve tener conto della fessurazione. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in muratura, calcestruzzo armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dello stato limite considerato e dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.*

La trattazione sembra più destinata al c.a.; per la muratura l'assetto considerato attualmente da PCM è trattato al punto B.1.2 del Manuale.

◆ §7.2.6: **Eccentricità accidentale** va calcolata sulla dimensione media, mentre in NTC 2008 non era specificato media e quindi si faceva riferimento a quella massima dell'edificio.

7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E AZIONE SISMICA *Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per i soli edifici ed in assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.*	*7.2.6. CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DELL'AZIONE SISMICA* *MODELLAZIONE DELL'AZIONE SISMICA* *Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze, deve essere attribuita al centro di massa un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per i soli edifici e in assenza di più accurate determinazioni, l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione media dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.*

Note.
(1) l'eccentricità accidentale si riferisce alle strutture in generale. Come dopo specificato, da 7.3.3 si potrebbe invece dedurre che la chiara specifica sul tener conto dell'ecc.acc. in analisi sismica lineare implichi che non se ne debba tener conto nella pushover: il dubbio viene però risolto dall'EC8 dove invece è chiaramente indicato in 4.3.3.4.2.2 (pag. 44) che se ne deve tener conto.

(2) per l'ecc.acc. nell'Eurocodice 8 (4.3.2 pag. 38):
- non si specifica dim. max o media. Inoltre, l'ecc.acc. è calcolata per ogni singolo piano, quindi non gli viene attribuito lo stesso valore su tutta l'altezza dell'edificio. Nel caso di piante diverse ai vari piani, ogni piano ha la sua ecc.acc. coerente con la propria pianta;
- se come in NTC 2018 si applica lo stesso valore su tutta l'altezza dell'edificio, non sembra giusto che l'ecc. acc. faccia riferimento alla dimensione media di ogni singolo piano prendendo poi la massima ecc. tra piani e applicandola a tutti;
- si deve invece fare riferimento alla <u>dimensione media dell'edificio</u> [così peraltro specificato in 7.2.6 di NTC 2018, e anche in NTC 2008 fa riferimento alla dimensione dell'edificio] e questo rende comprensibile il valore costante dell'ecc. a tutti i piani. La dimensione media dell'edificio può essere calcolata come media delle dimensioni medie di ogni piano, da pesare con l'altezza di piano (in modo da dare maggior valore ai piani con pianta più grande e volume maggiore). La dimensione media si può calcolare mediante un rettangolo equivalente con il lato nella direzione sismica pari alla dim.max., e nel caso di piante con concavità si può fare riferimento al contorno convesso.
Ricordiamo le motivazioni che determinano la necessità di considerare l'ecc. acc., sia in EC8 che in NTC2018:
- la variazione spaziale del moto sismico, definita in 3.2.4., significativa per casi di piante estese, discontinuità e disomogeneità nelle strutture, variazioni nel terreno sotto le fondazioni;
- l'incertezza del posizionamento delle masse, che in sé potrebbe intendersi riferita ai soli carichi variabili ma è evidente che la variazione spaziale del moto sismico interessa tutte le masse e quindi anche quelle corrispondenti ai pesi propri.

◆ §7.3: Vengono specificati i limiti sul fattore di comportamento **q che dipende anche dallo stato limite.** In particolare: per SLO q=1 (e infatti in 3.2.3.4 si usa lo per SLO lo spettro elastico), per SLD (che in 3.2.3.5 ora prevede l'uso di q) è data la relazione: q ≤ 1.5, mentre per SLV i valori di q sono specificati nei paragrafi seguenti per le varie tipologie strutturali. Si noti che per la muratura q per SLV risulterà sempre ≥ 1.75 (vd. Tab. 7.3.II) => *si ha sempre: q per SLV > q per SLD, e quindi acquista significato anche quanto qui di seguito specificato in 7.3.1*.

7.3 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

7.3. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

Nel caso di analisi lineare, la domanda sismica per strutture a comportamento sia non dissipativo, sia dissipativo, può essere ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento q. I valori attribuibili a q variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e dello stato limite considerati, legandosi all'entità delle plasticizzazioni, che a ciascuno stato limite si accompagnano.

Per ciascuno degli stati limite e dei metodi di analisi considerati, nella tabella successiva sono riportati:

- per l'analisi lineare, il comportamento strutturale, le modalità di modellazione dell'azione sismica e i limiti da attribuire al fattore di comportamento q, a seconda dello stato limite considerato;

- per l'analisi non lineare, il comportamento strutturale, le modalità di modellazione dell'azione sismica.

Il limite superiore del fattore q allo SLV è specificato, per tutte le tipologie strutturali, nel § 7.3.1, richiamandolo poi, per i diversi materiali, nei successivi paragrafi specifici.

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	q = 1.0 § 3.2.3.4	q = 1.0 § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
SLU	SLV	q ≥ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

◆ §7.3.1: Sono stati **modificati per la muratura i valori di q_0** che definiscono q attraverso la relazione: $q=q_0K_R$ (riferito a SLV) (Tab. 7.3.II); i valori sono espressi in funzione di (αu/α1) a sua volta definito in 7.8.1.3.

7.8.1.3 MODALITÀ COSTRUTTIVE E FATTORI DI STRUTTURA

In funzione del tipo di tecnica costruttiva utilizzata, la costruzione può essere considerata in muratura ordinaria o in muratura armata. I valori massimi q0 del fattore di struttura con cui individuare lo spettro di progetto (v. § 3.2.3.5) da

7.3.1. ANALISI LINEARE O NON LINEARE

ANALISI LINEARE

L'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare la domanda sismica nel caso di comportamento strutturale sia non dissipativo sia dissipativo (§ 7.2.2). In entrambi i casi, la domanda sismica è calcolata, quale che sia la modellazione utilizzata per l'azione sismica, riferendosi

utilizzare nelle analisi lineari, sono indicati in Tab. 7.8.I.

TIPOLOGIA STRUTTURALE	q_0
Costruzioni in muratura ordinaria	$2{,}0\ \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata	$2{,}5\ \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata progettati secondo GR	$3{,}0\ \alpha_u/\alpha_1$

allo spettro di progetto (§ 3.2.3.4 e § 3.2.3.5) ottenuto, per ogni stato limite, assumendo per il fattore di comportamento q, i limiti riportati nella tabella 7.3.I con i valori dei fattori di base q_0 riportati in Tab. 7.3.II.

Valori del fattore di comportamento q

Costruzioni di muratura (§ 7.8.1.3)	
Costruzioni di muratura ordinaria	$1{,}75\ \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni di muratura armata	$2{,}5\ \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni di muratura armata con progettazione in capacità	$3{,}0\ \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni di muratura confinata	$2{,}0\ \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni di muratura confinata con progettazione in capacità	$3{,}0\ \alpha_u/\alpha_1$

*E' previsto il **controllo sul valore del fattore di comportamento q per SLV**, che deve essere tale che lo spettro SLV sia superiore o uguale ad SLD in ogni punto. Se lo spettro a SLV risulta inferiore a SLD, q per SLV va quindi ridotto in modo tale che lo spettro per SLV sia ≥ dello spettro per SLD.*

◆ §7.3.3: Rispetto alle NTC 2008 viene specificato che per le analisi lineari si deve tenere conto dell'**eccentricità accidentale**.

7.3.3. ANALISI LINEARE DINAMICA O STATICA	*7.3.3. ANALISI LINEARE DINAMICA O STATICA* *Sia per analisi lineare dinamica, sia per analisi lineare statica, si deve tenere conto dell'eccentricità accidentale del centro di massa.*

La mancanza della stessa indicazione per le analisi non lineari potrebbe far intendere che per queste l'eccentricità non deve essere considerata (dubbio), come già evidenziato in 7.3: il dubbio viene però risolto dall'EC8 dove invece è chiaramente indicato in 4.3.3.4.2.2 (pag. 44) che se ne deve tener conto.
In assenza di indicazioni al riguardo, si ritiene che l'ecc.acc. vada valutata considerando la combinazione delle componenti, cioè saranno contemporaneamente presenti l'ecc.X e l'ecc.Y, ognuna con effetti torcenti corrispondenti (ridotti al 30% per la direzione considerata appunto al 30% nella combinazione fra X e Y).

◆ §7.3.3.1: Per l'analisi dinamica modale la formula della **combinazione dei modi (CQC)** viene riportata nella forma più generica, cioè con smorzamenti diversi tra i vari modi. In generale si assume ξ uguale per tutti i modi e quindi niente cambia rispetto a NTC 2008.

7.3.3.1 ANALISI LINEARE DINAMICA $E = \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j\right)^{1/2}$ $\rho_{ij} = \dfrac{8\xi^2\beta_{ij}^{3/2}}{(1+\beta_{ij})\left[(1-\beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij}\right]}$	*7.3.3.1 ANALISI LINEARE DINAMICA* $E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$ $\rho_{ij} = \dfrac{8\sqrt{\xi_i \cdot \xi_j} \cdot (\beta_{ij} \cdot \xi_i + \xi_j) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1-\beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_{ij}(1+\beta_{ij}^2) + 4 \cdot (\xi_i^2 + \xi_j^2) \cdot \beta_{ij}^2}$ *La [7.3.5a], nel caso di uguale smorzamento ξ dei modi i e j, si esprime come:* $\rho_{ij} = \dfrac{8\xi^2\beta_{ij}^{3/2}}{(1+\beta_{ij}) \cdot \left[(1-\beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij}\right]}$

◆ §7.3.3.2: Il calcolo del periodo di vibrazione fondamentale (per analisi lineare statica) è stato modificato. Nella nuova versione, il **periodo T1** è funzione della rigidezza del modello, e dello spostamento orizzontale massimo calcolato con il peso sismico applicato in orizzontale. Ciò, rispetto all'NTC 2008, consente, più realisticamente, di differenziare il valore del periodo tra le due direzioni.

7.3.3.2 ANALISI LINEARE STATICA $T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$ *dove: H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e C_l vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura.*	*7.3.3.2 ANALISI LINEARE STATICA* $T_1 = 2\sqrt{d}$ *dove d è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri, dovuto alla combinazione di carichi [2.5.7] applicata nella direzione orizzontale.*

Per gli edifici, il calcolo del periodo con questa formula semplificata diventa inutilmente laborioso (creazione di una nuova Condizione di Carico con carichi verticali applicati in direz. orizzontale), in quanto in Aedes.PCM viene comunque sempre eseguita l'analisi modale. Può tuttavia essere considerata ai fini di un controllo dei risultati ottenuti con l'analisi modale.

◆ §7.3.3.3: Per l'analisi lineare gli **spostamenti** per SLC vengono calcolati amplificando per 1.25 gli spostamenti dello SLV. Gli spostamenti a SLV sono calcolati dall'analisi e amplificati nello stesso modo di NTC 2008.

7.3.3.3 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI	*7.3.3.3 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA STRUTTURA* *Gli spostamenti allo SLC si possono ottenere, in assenza di più accurate valutazioni che considerino l'effettivo rapporto delle ordinate spettrali in spostamento, moltiplicando per 1,25 gli spostamenti allo SLV.*

Poiché con NTC 2018 anche SLD ha spettro con q, gli spostamenti in SLD si ottengono amplificando con q utilizzato per SLD: questo si può dedurre dalle verifiche RIG di 7.3.6.1 (deformazioni di interpiano). Per quanto invece riguarda SLO, trattandosi di spettro elastico (q=1) gli spostamenti sono quelli ottenuti dall'analisi e nelle formule dei limiti in 7.3.6.1 va appunto inteso q=1 per lo spostamento calcolato, e la riduzione a 2/3 per il limite di confronto.

◆ §7.3.4: Per l'analisi pushover ora si indica anche la funzione di eseguire le verifiche di duttilità relative a SLC.

7.3.4 ANALISI NON LINEARE STATICA O DINAMICA	*7.3.4. ANALISI NON LINEARE DINAMICA O STATICA* *L'analisi non lineare, dinamica o statica, si può utilizzare, tra gli altri, per gli scopi e nei casi seguenti:* *- valutare gli spostamenti relativi allo SL di interesse;* *- eseguire le verifiche di duttilità relative allo SLC;* *- individuare la distribuzione della domanda inelastica nelle costruzioni progettate con il fattore di comportamento q;* *- valutare i rapporti di sovraresistenza αu/α1 di cui ai §§ 7.4.3.2, 7.4.5.1, 7.5.2.2, 7.6.2.2, 7.7.3, 7.8.1.3 e 7.9.2.1;*

	- come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione, in alternativa ai metodi di analisi lineare; *- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.*

Per la muratura, l'analisi dove si valuta SLC è quindi la non lineare.

◆ §7.3.4.2: (ex 7.3.4.1 delle NTC 2008) Per l'analisi **pushover** è possibile ora utilizzare anche **punti di controllo alternativi** (ad es. estremità della pianta) nel caso in cui si abbia accoppiamento di traslazioni e rotazioni (non regolarità in pianta).
La **distribuzione secondo le forze di piano** in dinamica lineare, includendo il numero di modi che movimenta almeno l'85% della massa, è la distribuzione del Gruppo 1 che non richiede $M^*_{1°modo} \geq 75\%$.
La **distribuzione multimodale** è ora indicata fra le distribuzioni del gruppo 2 e richiede almeno 6 modi.

7.3.4.1 ANALISI NON LINEARE STATICA *L'analisi non lineare statica consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia ed aventi risultante (taglio alla base) Fb.* *Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale dc di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (sono esclusi eventuali torrini).* *…* *Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.* *Gruppo 1 - Distribuzioni principali:* *- distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2 a);* *- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;* *- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale*	*7.3.4.2 ANALISI NON LINEARE STATICA* *L'analisi non lineare statica richiede che al sistema strutturale reale sia associato un sistema strutturale equivalente non lineare.* *Nel caso in cui il sistema equivalente sia ad un grado di libertà, a detto sistema strutturale equivalente si applicano i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, in corrispondenza degli orizzontamenti della costruzione, forze orizzontali proporzionali alle forza d'inerzia aventi risultante (taglio alla base) Fb. Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale dc di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (sono esclusi eventuali torrini). Vanno considerati anche punti di controllo alternativi, come le estremità della pianta dell'ultimo livello, quando sia significativo l'accoppiamento di traslazioni e rotazioni.* *…* *Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.* *Gruppo 1 - Distribuzioni principali:* *- se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti:* *- distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2,* *- distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo*

della struttura è superiore a TC. *Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:* *a) distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;* *b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.*	*fondamentale di vibrare nella direzione considerata;* *- in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a 1,3 TC .* *Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:* *a) distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;* *b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;* *c) distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi.*

◆ §7.3.5: Per le analisi lineari e per la pushover deve essere effettuata la **combinazione** della risposta per le diverse componenti dell'azione sismica, secondo la regola del 30% (formula **Ex+0.3Ey+0.3Ez**) con rotazione di indici, per tenere conto della simultaneità dell'evento sismico nelle direzioni di riferimento.

7.3.5 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO *Se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti; la risposta a ciascuna componente, ove necessario (v. § 3.2.5.1), è combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:* *1,00*Ex + 0,30*Ey + 0,30*Ez* *con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.* *La componente verticale verrà tenuta in conto ove necessario (v. § 7.2.1).* *Se la risposta viene valutata mediante analisi statica in campo non lineare, ciascuna delle due componenti orizzontali (insieme a quella verticale, ove necessario, e agli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto, ove necessario) è applicata*	*7.3.5. RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO* *ANALISI DINAMICA O STATICA, LINEARE O NON LINEARE* *La risposta è calcolata unitariamente per le tre componenti, applicando l'espressione:* *1,00*Ex + 0,30*Ey + 0,30*Ez* *Gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi.* *In ogni caso:* *- la componente verticale deve essere tenuta in conto unicamente nei casi previsti al § 7.2.2.* *- la risposta deve essere combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto unicamente nei casi previsti al § 3.2.4.1, utilizzando, salvo per quanto indicato al § 7.2.2 in merito agli appoggi mobili, la radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS).*

separatamente. Come effetti massimi si assumono i valori più sfavorevoli così ottenuti.	

- §7.3.6: Rispetto dei requisiti nei confronti degli stati limite. (CU = classe d'uso)

7.3.6 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI
Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano in termini di resistenza e di duttilità.

7.3.6. RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE
Per tutti gli elementi strutturali primari e secondari, gli elementi non strutturali e gli impianti si deve verificare che il valore di ciascuna domanda di progetto, definito dalla tabella 7.3.III per ciascuno degli stati limite richiesti, sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto.
Le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) si eseguono, come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU):
- nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, in termini di rigidezza (RIG) e di resistenza (RES), senza applicare le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità;
- nel caso di comportamento strutturale dissipativo, in termini di rigidezza (RIG), di resistenza (RES) e di duttilità (DUT) (quando richiesto), applicando le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità.
Le verifiche degli elementi strutturali secondari si effettuano solo in termini di duttilità.
Le verifiche degli elementi non strutturali (NS) e degli impianti (IM) si effettuano in termini di funzionamento (FUN) e stabilità (STA), come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU).

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT(**)			DUT(**)		

Le verifiche allo stato limite di prevenzione del collasso (SLC), a meno di specifiche indicazioni, si svolgono soltanto in termini di duttilità e solo qualora le verifiche in duttilità siano espressamente richieste (v.§7.3.6.1)

SLO:
CU I e II: *nessuna verifica*
CU III e IV: *(RIG) spostamenti d'interpiano minore dei limiti indicati in 7.3.6.1: (cfr. 7.3.7.2 di NTC 2008)*
- *0.002 h per muratura ordinaria (anziché 0.003 h)*
- *0.003 h per muratura armata (anziché 0.004 h)*
- *0.0025 h per muratura confinata (assente in NTC 2008)*

SLD:
CU I e II: *(RIG) q*spostamenti d'interpiano minore dei limiti indicati in 7.3.6.1: (cfr. 7.3.7.2 di NTC 2008)*
La moltiplicazione per il fattore di struttura corrisponde al fatto che lo spettro di risposta prevede l'uso di q anche per SLD. In analisi non lineare però q non c'è e quindi il confronto riguarda direttamente gli spostamenti di interpiano
CU III e IV: *(RES) verifiche di resistenza.*

Da segnalare quindi che per classe d'uso III e IV, lo stato limite SLD va fatto solo in resistenza (RES) e non in termini di spostamenti (RIG).

SLV:

***Tutte le CU**: (RES) verifiche di resistenza.*

SLC:

Verifiche di duttilità. Secondo quanto specificato in 7.3.4, le verifiche di duttilità relative a SLC si fanno svolgendo l'analisi pushover (nella quale infatti i pannelli murari sono ora portati fino a uno spostamento ultimo valutato per SLC, vd. 7.8.2.2.1 e 7.8.2.2.2)

=> l'analisi lineare statica o dinamica dell'edificio in muratura prevede le verifiche per SLO, SLD e SLV; l'analisi pushover invece identifica tutti gli SL: SLO SLD SLV SLC. Per la classificazione sismica (sismabonus) il periodo di ritorno per SLC si calcolerà con la formula semplificata del sismabonus (λSLC = 0.49 λSLV; invece di λSLO=1.67λSLD non c'è bisogno perché SLO è calcolato sia in analisi lineare che non lineare)mentre in analisi pushover deriva dalla consueta procedura iterativa condotta grazie all'oscillatore monodimensionale equivalente.

Per l'analisi statica non lineare degli edifici in muratura, Aedes.PCM 2018 utilizza definizioni specifiche degli Stati Limite: si rinvia al cap. 3 di questo Manuale di Aggiornamento di PCM.

◆ §7.3.6.1: **Verifiche RIG (spostamenti di interpiano)**: Vedi quanto sopra scritto per 7.3.3.3.

Per le costruzioni in muratura ordinaria il valore limite dello spostamento di interpiano è stato modificato in 0.002h anziché 0.003h (cfr. 7.3.7.2 del DM 2008) e per la muratura armata 0.003h anziché 0.004h.

Inoltre, è stato aggiunto il valore limite relativo alla muratura confinata (0.0025 h).

Nel caso che il valore di spostamento sia superiore a 0.005 h, le verifiche vanno estese anche ai tramezzi.

7.3.7.2 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI *Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.* *Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai limiti indicati nel seguito* *a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa* *dr < 0,005 h* *b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano drp , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei*	*7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST)* *VERIFICHE DI RIGIDEZZA (RIG)* *La condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.* *Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo SL e alla CU considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.* *Per le CU I e II ci si riferisce allo SLD (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:* *a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:* $qd_r \leq 0{,}0050 \cdot h$ per tamponature fragili $qd_r \leq 0{,}0075 \cdot h$ per tamponature duttili *b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano drp, per effetto della loro deformabilità intrinseca*

collegamenti alla struttura: *dr ≤ drp ≤ 0,01 h* *c) per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria* *dr < 0,003 h* *d) per costruzioni con struttura portante in muratura armata* *dr < 0,004 h* *dove:* *dr è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo i §§ 7.3.3 o 7.3.4,* *h è l'altezza del piano.* *In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamenti o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a 0,005 h (caso b) le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutti i tamponamenti, alle tramezzature interne ed agli impianti.*	*oppure dei collegamenti alla struttura:* $qd_r \leq d_{rp} \leq 0{,}0100 \cdot h$ *c) per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria* $qd_r \leq 0{,}0020 \cdot h$ *d) per costruzioni con struttura portante di muratura armata* $qd_r \leq 0{,}0030 \cdot h$ *e) per costruzioni con struttura portante di muratura confinata* $qd_r < 0{,}0025 \cdot h$ *dove:* *dr è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature,* *h è l'altezza del piano.* *Per le CU III e IV ci si riferisce allo SLO (v. Tab. 7.3.III) e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.* *In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamento o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a 0,005 h (caso b), le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutte le tamponature, alle tramezzature interne ed agli impianti.*

◆ §7.8.1.1: Per gli edifici in muratura, nelle verifiche sismiche è stato modificato il valore minimo del coefficiente parziale di sicurezza γ_M, adesso è possibile ridurlo sino al 20% dei valori riportati nel Capitolo 4 (con valore minimo pari a 2).

7.8.1.1 PREMESSA *Il coefficiente parziale di sicurezza da utilizzare per il progetto sismico di strutture in muratura è pari a 2.*	*7.8.1.1 PREMESSA* *I coefficienti parziali di sicurezza per la resistenza del materiale forniti nel Capitolo 4 possono essere ridotti del 20% e comunque fino ad un valore non inferiore a 2.*

Adottando γ_M =3 in analisi statica, valore cautelativo che può costituire un riferimento per gli edifici esistenti, segue in analisi sismica: γ_M =2.4, con importanti variazioni rispetto alla Norma precedente, dove si assumeva sempre: γ_M=2.

◆ §7.8.1.2: Per le costruzioni in muratura sono state aggiunte delle prescrizioni sulle resistenze dei materiali e su l'uso di giunti sottili ed a secco.

7.8.1.2 MATERIALI *- resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante (f_{bk}), calcolata sull'area al lordo delle forature, non inferiore a 5 MPa.* *…* *È consentito utilizzare la muratura di pietra non squadrata o la muratura listata solo nei siti ricadenti in zona 4.*	*7.8.1.2 MATERIALI* *– resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante (f_{bk}), calcolata sull'area al lordo delle forature, non inferiore a 5 MPa o, in alternativa, resistenza media normalizzata nella direzione portante (f_b) non inferiore a 6 MPa.* *…* *Nel caso di utilizzo di elementi per muratura che fanno affidamento a tasche per riempimento di malta, i giunti verticali possono essere considerati riempiti se la malta è posta su tutta l'altezza del giunto su di un minimo del 40% della larghezza dell'elemento murario.* *L'uso di giunti sottili (spessore compreso tra 0.5 mm e 3 mm) è consentito esclusivamente per edifici caratterizzati allo SLV, da $a_gS \leq 0{,}15$ g, con le seguenti limitazioni:* *- altezza massima, misurata in asse allo spessore della muratura: 10,5 m se $a_gS \leq 0{,}075$ g; 7 m se $0{,}075$ g< $a_gS \leq 0{,}15$ g ;* *- numero dei piani in muratura da quota campagna: ≤ 3 per $a_gS \leq 0{,}075$g ; ≤ 2 per 0,075g < $a_gS \leq 0{,}15$g .* *L'uso di giunti verticali non riempiti è consentito esclusivamente per edifici caratterizzati, allo SLV, da $a_gS \leq$ 0,075g, costituiti da un numero di piani in muratura da quota campagna non maggiore di due e altezza massima, misurata in asse allo spessore della muratura di 7 m.*

◆ §7.8.1.3: Per il calcolo del fattore di comportamento q sono stati modificati i valori del **rapporto α_U/α_1**.

7.8.1.3 MODALITÀ COSTRUTTIVE E FATTORI DI STRUTTURA *Il valore di αu/α1 può essere calcolato per mezzo di un analisi statica non lineare (§ 7.3.4.1) e non può in ogni caso essere assunto superiore a 2,5.* *Qualora non si proceda ad una analisi non lineare, possono essere adottati i seguenti valori di αu /α1:* *- costruzioni in muratura ordinaria ad un piano αu / α1 = 1,4* *- costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani αu / α1 = 1,8*	*7.8.1.3 MODALITÀ COSTRUTTIVE E FATTORI DI COMPORTAMENTO* *Il valore di αu/α1 può essere calcolato per mezzo di un'analisi statica non lineare (§ 7.3.4.2) e non può in ogni caso essere assunto superiore a 2,5.* *Qualora non si proceda a un'analisi non lineare, possono essere adottati i seguenti valori di αu/α1:* *– costruzioni di muratura ordinaria αu/α1 = 1,7* *– costruzioni di muratura armata αu/α1 = 1,5* *– costruzioni di muratura armata progettate con la progettazione in capacità αu/α1 = 1,3* *– costruzioni di muratura confinata αu/α1 = 1,6* *– costruzioni di muratura confinata progettate con*

- costruzioni in muratura armata ad un piano αu / α1 = 1,3 *- costruzioni in muratura armata a due o più piani αu / α1 = 1,5* *- costruzioni in muratura armata progettate con la gerarchia delle resistenze αu / α1 = 1,3*	*la progettazione in capacità αu/α1 = 1,3.*

◆ §7.8.1.4: Nell'ambito relativo alle limitazioni geometriche delle pareti resistenti al sisma, è stata aggiunta in tabella la muratura confinata.

7.8.1.4 CRITERI DI PROGETTO E REQUISITI GEOMETRICI	*7.8.1.4 CRITERI DI PROGETTO E REQUISITI GEOMETRICI*
Tipologie costruttive	**Tipologie costruttive**
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata	Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata
Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiali	Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiali
Muratura armata, realizzata con elementi artificiali	Muratura armata, realizzata con elementi artificiali
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in siti ricadenti in zona 3 e 4	Muratura confinata
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in siti ricadenti in zona 4	Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in siti caratterizzati, allo *SLV*, da $a_g S \leq 0.15g$
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in siti ricadenti in zona 4	Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in siti caratterizzati, allo *SLV*, da $a_g S \leq 0.075$ g
	Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in siti caratterizzati, allo *SLV*, da $a_g S \leq 0.075$ g

I vecchi riferimenti del DM 2008 alla zona 3 sono sostituiti da agS ≤ 0.15 g, e alla zona 4 da agS ≤ 0.075 g.

◆ §7.8.1.5.2: Per le **verifiche fuori piano** viene qui fornita $\mathbf{S_a}$: $S_a = \alpha S\,[1.5 * (1 + Z/H) - 0.5] \geq \alpha S$

7.8.1.5.2 ANALISI LINEARE STATICA *Le verifiche fuori piano possono essere effettuate separatamente, e possono essere adottate le forze equivalenti indicate al § 7.2.3 per gli elementi non strutturali, assumendo qa = 3. Più precisamente l'azione sismica ortogonale alla parete può essere rappresentata da una forza orizzontale distribuita, pari a $Sa\gamma_I/qa$ volte il peso della parete nonché da forze orizzontali concentrate pari a $Sa\gamma_I/qa$ volte il peso trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano sulla parete, qualora queste forze non siano efficacemente trasmesse a muri trasversali disposti parallelamente alla direzione del sisma. Per le pareti resistenti al sisma, che rispettano i limiti di Tab. 7.8.II, si può assumere che il periodo Ta indicato al § 7.2.3 sia pari a 0. Per pareti con caratteristiche diverse la verifica fuori piano*	*7.8.1.5.2 ANALISI LINEARE STATICA* *Le verifiche fuori piano possono essere eseguite separatamente, e possono essere adottate le forze equivalenti indicate al § 7.2.3* *per gli elementi non strutturali, assumendo qa = 3. Più precisamente l'azione sismica ortogonale alla parete può essere rappresentata da una forza orizzontale distribuita, pari a (Sa/qa) volte il peso della parete nonché da forze orizzontali concentrate pari a (Sa/qa) volte il peso trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano sulla parete, qualora queste forze non siano efficacemente trasmesse a muri trasversali disposti parallelamente alla direzione del sisma. Per le pareti resistenti al sisma, che rispettano i limiti di Tab. 7.8.II, si può assumere per Sa la seguente espressione:* $S_a = \alpha \cdot S \cdot [1.5 \cdot (1 + Z/H) - 0.5] \geq \alpha \cdot S$ *dove:* - *α è il rapporto tra accelerazione massima*

va comunque condotta valutando, anche in forma approssimata, Ta.	*del terreno ag su sottosuolo tipo A per lo stato limite in esame (vedi § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità g;* - *S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel §3.2.3.2.1;* - *Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (vedi § 3.2.2);* - *H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione;* *Per le strutture con isolamento sismico si assume sempre Z=0.* *Per le pareti non resistenti al sisma la verifica fuori piano va comunque condotta facendo ricorso a formulazioni di comprovata validità.*

E' la stessa formulazione della (7.2.2) del DM 2008 avendo utilizzato T_a=0 (periodo proprio dell'elemento sottoposto a verifica locale fuori piano).

◆ §7.8.1.6: Il valore del limite del rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento del sistema equivalente è stato portato da 3 a 4, con riferimento a SLC invece che SLV: q*≤ 4.

7.8.1.6 VERIFICHE DI SICUREZZA *Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento illustrato al § 7.3.4.1. In ogni caso, per le costruzioni in muratura ordinaria, e per le costruzioni in muratura armata in cui non si sia applicato il criterio di gerarchia delle resistenze, nelle quali il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare ecceda il valore 3,0, la verifica di sicurezza deve ritenersi non soddisfatta. La rigidezza elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0,7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite*	*7.8.1.6 VERIFICHE DI SICUREZZA* *Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento di cui al § 7.3.4.2, salvo quanto specificato di seguito. La rigidezza elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0,7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema.* *In ogni caso, sia per le costruzioni in muratura ordinaria sia per le costruzioni in muratura armata senza progettazione in capacità, la verifica di sicurezza non è soddisfatta qualora il rapporto tra taglio totale agente alla base del sistema equivalente a un grado di libertà, calcolato con lo spettro di risposta elastico, e taglio alla base resistente del sistema equivalente a un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare, ecceda il valore 4,0.*

l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema.	

◆ §7.8.1.9: Nel paragrafo viene riportato che per **costruzioni semplici** in muratura non è obbligatorio eseguire verifiche di sicurezza il limite se agS≤0.35g, ma è richiesto che siano soddisfatte le condizioni sugli edifici semplici, invariate rispetto al DM 2008 eccetto l'ultima colonna della Tab. 7.8.II dove c'è 0.50g anziché 0.4725g.

7.8.1.9 COSTRUZIONI SEMPLICI *Per le costruzioni semplici ricadenti in zona 2, 3 e 4 non è obbligatorio effettuare alcuna analisi e verifica di sicurezza.*	*7.8.1.9 COSTRUZIONI SEMPLICI* *Per le costruzioni semplici per cui, allo SLV, $a_gS \leq 0{,}35g$ non è obbligatorio eseguire alcuna analisi e verifica di sicurezza,*

I vecchi riferimenti del DM 2008 alla zona 2 sono sostituiti da $a_gS<=0.35$ g.

◆ §7.8.2.2.1: Per la **capacità a pressoflessione dei maschi murari** viene riportato lo spostamento ultimo a SLC pari a **1.0% dell'altezza del pannello**, a meno di moti rigidi.

7.8.2.2.1 PRESSOFLESSIONE NEL PIANO *In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a pressoflessione può essere calcolata ponendo fd pari al valore medio della resistenza a compressione della muratura, e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,8% dell'altezza del pannello.*	*7.8.2.2.1 PRESSOFLESSIONE NEL PIANO* *In caso di analisi statica non lineare, la capacità a pressoflessione può essere calcolata ponendo fd pari al valore medio della capacità a compressione della muratura e lo spostamento ultimo allo SLC, a meno di moti rigidi del pannello, può essere assunto pari all'1,0% dell'altezza del pannello.*

In DM 2008 era SLV con 0.8%: sono però due valori compatibili, perché, come anche indica l'EuroCodice 8, la capacità di una parete in muratura in termini di spostamento a SLC è uguale a (4/3) del valore indicato per lo Stato Limite di Danno Significativo (=SLV), e si ha: $0.8 * 4/3 \approx 1.0$.
Inoltre, 'a meno di moti rigidi' non c'era nel DM 2008; questa affermazione autorizza a ritenere l'altezza del pannello pari alla sua luce deformabile (depurata quindi delle zone rigide di nodo) ed inoltre lo spostamento deve essere depurata dalla componente rigida dovuta alle rotazioni di nodo.

◆ §7.8.2.2.2: Per la **capacità a taglio dei maschi murari** viene riportato lo spostamento ultimo a SLC pari a 0.5% dell'altezza del pannello, a meno di moti rigidi.

7.8.2.2.2 TAGLIO *In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a taglio può essere calcolata ponendo $f_{vd} = f_{vm0} + 0{,}4\sigma_n$ con f_{vm0} resistenza media a taglio della muratura (in assenza di determinazione diretta si può porre $f_{vmo} = f_{vk0}/0{,}7$), e lo spostamento ultimo può essere*	*7.8.2.2.2 TAGLIO* *In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a taglio può essere calcolata ponendo $f_{vd} = f_{vm0} + 0{,}4\ \sigma_n \leq f_{v,lim}$ con f_{vm0} resistenza media a taglio della muratura (in assenza di determinazione diretta si può porre $f_{vm0} = f_{vk0}/0{,}7$ e $f_{v,lim} = f_{vk,lim}/0{,}7$), e lo spostamento ultimo allo SLC, a meno di moti rigidi*

assunto pari allo 0,4% dell'altezza del pannello. Il valore di f_{vd} non può comunque essere maggiore di 2,0 f_{bk} né maggiore di 2,2 MPa.	*del pannello, può essere assunto pari allo 0,5% dell'altezza del pannello.*

Osservazione analoga alla pressoflessione: nel DM 2008 c'era 0.4%, e si ha: 0.4(4/3)≈0.5.*

◆ §7.8.3.2.1: Per gli elementi in muratura armata per la verifica a pressoflessione nel piano viene riportato come spostamento ultimo 1.6% dell'altezza del pannello.

7.8.3 COSTRUZIONI IN MURATURA ARMATA *7.8.3.2.1 PRESSOFLESSIONE NEL PIANO* *In caso di analisi statica non lineare si adottano come valori di calcolo le resistenze medie dei materiali, e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 1,2% dell'altezza del pannello.*	*7.8.3. COSTRUZIONI DI MURATURA ARMATA* *7.8.3.2.1 PRESSOFLESSIONE NEL PIANO* *In caso di analisi statica non lineare si adottano come valori di progetto le resistenze medie dei materiali e lo spostamento ultimo può essere assunto pari all'1,6% dell'altezza del pannello.*

Non viene specificato se si tratta di SLC, ma è reso evidente dalla relazione già illustrata: nel DM 2008 per SLV era 1.2%, e si ha: 1.2(4/3)=1.6. Manca anche 'a meno di moti rigidi' presente invece nella muratura ordinaria, però l'analogia è evidente.*

◆ §7.8.3.2.2: Per gli elementi in muratura armata per la verifica a taglio viene riportato come spostamento ultimo 0.8% dell'altezza del pannello.

7.8.3 COSTRUZIONI IN MURATURA ARMATA *7.8.3.2.2 TAGLIO* *In caso di analisi statica non lineare si adottano come valori di calcolo le resistenze medie dei materiali e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,6% dell'altezza del pannello.*	*7.8.3. COSTRUZIONI DI MURATURA ARMATA* *7.8.3.2.2 TAGLIO* *In caso di analisi statica non lineare si adottano come valori di progetto le resistenze medie dei materiali e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,8% dell'altezza del pannello.*

Anche in questo caso: nel DM 2008 per SLV era 0.6%, e si ha: 0.6(4/3)=0.8. Manca anche 'a meno di moti rigidi' presente invece nella muratura ordinaria, però l'analogia è evidente.*

◆ §7.8.6.1: Per quanto riguarda le **regole di dettaglio** delle costruzioni in muratura ordinaria è stato aggiunto il valore minimo dell'**arretramento dei cordoli** rispetto al paramento della muratura. Per murature con spessore t≤300 mm il valore massimo non deve essere superiore a 0.25t o 60 mm; per spessore t>300 l'arretramento può superare 60 mm ma ha il limite di 0.2t.
All'**incroci d'angolo** tra due pareti, dovrà essere rispettata una zona di parete muraria minima pari ad 1/3 dell'altezza del piano e comunque non inferiore ad 1 m.

7.8.5.1 COSTRUZIONI IN MURATURA ORDINARIA	*7.8.6.1 COSTRUZIONI DI MURATURA ORDINARIA* *I cordoli devono avere altezza minima pari*

I cordoli debbono avere altezza minima pari all'altezza del solaio e larghezza almeno pari a quella del muro; è consentito un arretramento massimo di 6 cm dal filo esterno. L'armatura corrente non deve essere inferiore a 8 cm^2, le staffe debbono avere diametro non inferiore a 6 mm ed interasse non superiore a 25 cm. Travi metalliche o prefabbricate costituenti i solai debbono essere prolungate nel cordolo per almeno la metà della sua larghezza e comunque per non meno di 12 cm ed adeguatamente ancorate ad esso. *In corrispondenza di incroci d'angolo tra due pareti perimetrali sono prescritte, su entrambe le pareti, zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m, compreso lo spessore del muro trasversale.*	*all'altezza del solaio e larghezza almeno pari a quella del muro; è consentito un arretramento massimo non superiore a 60 mm e a 0,25t dal filo esterno per murature di spessore t fino a 300 mm. Per murature di spessore t superiore, l'arretramento può essere maggiore di 60 mm, ma non superiore a 0,2t. L'area dell'armatura corrente non deve essere inferiore a 8 cm^2, le staffe devono avere diametro non inferiore a 6 mm ed interasse non superiore a 250 mm. Travi metalliche o prefabbricate costituenti i solai devono essere prolungate nel cordolo per almeno la metà della sua larghezza e comunque per non meno di 120 mm ed adeguatamente ancorate ad esso.* *A meno di idonei provvedimenti atti a garantire un efficace collegamento fra le pareti ed il comportamento scatolare della struttura, in corrispondenza di incroci d'angolo tra due pareti perimetrali sono prescritte, su entrambe le pareti, zone di parete muraria di lunghezza non inferiore ad un terzo dell'altezza e comunque non inferiore ad a 1 m, compreso lo spessore del muro trasversale.*

2.6. CAP.8. COSTRUZIONI ESISTENTI

◆ §8.3: Novità rilevante: si specifica che le **opere di fondazione** devono essere obbligatoriamente oggetto di **verifica di sicurezza solo in determinati casi** in cui risultano situazioni che ne pregiudicano il comportamento sotto azione sismica (dissesti, ribaltamento, liquefazione).

8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA	*8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA* *Qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, la verifica del sistema di fondazione è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:* *– nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;* *– siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;* *– siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.* *Allo scopo di verificare la sussistenza delle predette condizioni, si farà riferimento alla documentazione disponibile e si potrà omettere di svolgere indagini specifiche solo qualora, a giudizio esplicitamente motivato del professionista incaricato, sul volume di terreno significativo e sulle fondazioni sussistano elementi di conoscenza sufficienti per*

	effettuare le valutazioni precedenti. *La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.* *Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), secondo quanto specificato al § 7.3.6* *Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso riguardo ai carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte (di cui al § 8.5.5) e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili.* *La restrizione dell'uso può mutare da porzione a porzione della costruzione e, per l'i-esima porzione, è quantificata attraverso il rapporto $\zeta_{V,i}$ tra il valore massimo del sovraccarico variabile verticale sopportabile da quella parte della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.* *È necessario adottare provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e/o procedere ad interventi di miglioramento o adeguamento nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio.*

*Per le **costruzioni esistenti** la **verifica di sicurezza può essere condotta solo a SLU** (SLV o SLC) tranne che per le costruzioni in classe d'uso IV [specifica assente nel DM 2008] per le quali occorrono anche le verifiche per gli stati limite di esercizio (SLD ed SLO).*
*Il livello di sicurezza è quantificato attraverso il rapporto tra l'azione sismica (PGA) sostenibile e l'azione sismica che si utilizzerebbe per un progetto di nuova costruzione: si tratta dell'**indicatore di rischio sismico**, **denominato** ζ_E.*
*Per le eventuali **restrizioni d'uso sui carichi verticali**, viene utilizzato un indicatore analogo, definito dal rapporto ζ_V tra i sovraccarichi variabili sostenibili e quelli che si utilizzerebbero per il progetto di una nuova costruzione.*

◆ §8.4.2: Per gli **interventi di miglioramento** è stato fissato il valore minimo per l'indicatore di rischio da raggiungere con l'intervento:
- per CU IV e per CU III con uso scolastico: ζ_E >= 0.60 (valore finale dello stato di progetto)
- per CU II e le restanti di CU III: $\Delta\zeta_E$ >= 0.10 (incremento tra stato attuale e stato di progetto)

8.4.2 INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO *Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture*	*8.4.2. INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO* *Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di ζ_E può essere minore dell'unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di ζ_E, a seguito degli interventi di*

esistenti alle azioni considerate.	*miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6 , mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di ζ_E, sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.* *Nel caso di interventi che prevedano l'impiego di sistemi di isolamento, per la verifica del sistema di isolamento, si deve avere almeno ζ_E =1,0.*

Alcune considerazioni sulle conseguenze applicative di queste prescrizioni sono riportate nel cap. 1 di questa Manuale di Aggiornamento di PCM.

◆ §8.4.3: Nell'ambito degli interventi di adeguamento è stato specificato il **criterio sull'incremento di carichi sulle fondazioni**.

8.4.1 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO *È fatto obbligo di procedere alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario, all'adeguamento della costruzione, a chiunque intenda:* *a) sopraelevare la costruzione;* *b) ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione;* *c) apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%; resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;* *d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.*	*8.4.3. INTERVENTO DI ADEGUAMENTO* *L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:* *a) sopraelevare la costruzione;* *b) ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;* *c) apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori* *al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla equazione 2.5.2 del § 2.5.3, includendo i soli carichi gravitazionali. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;* *d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.* *e) apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.* *…* *Nei casi a), b) e d), per la verifica della struttura, si deve avere $\zeta_E \geq 1,0$. Nei casi c) ed e) si può assumere $\zeta_E \geq 0,80$.* *Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della*

	struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione.

Si ha adeguamento quando l'incremento è superiore al 10% valutato sugli effetti della combinazione caratteristica considerando i soli carichi gravitazionali:
$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + ...$
Inoltre, viene specificato il caso di adeguamento in cui è prevista l'aggiunta di elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali.
NTC 2018 concede che, per interventi di adeguamento con la sola variazione di classe e/o destinazione, l'indicatore rischio ζ_E sia >=0.80, mentre per gli altri casi deve aversi ζ_E >=1.0.

2.7. CAP.11. MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE

- §11.10.3.2.2: Tab.11.10.VIII: modifiche sulla stima della **resistenza a taglio per le murature nuove**.

11.10.3.2.2 STIMA DELLA RESISTENZA A TAGLIO

Tipo di elemento resistente	Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento	Classe di malta	f_{vk0} (N/mm²)
Laterizio pieno e semipieno	$f_{bk} > 15$	M10 ≤ M ≤ M20	0,30
	7,5 < f_{bk} ≤ 15	M5 ≤ M < M10	0,20
	$f_{bk} \leq 7,5$	M2,5 ≤ M < M5	0,10
Calcestruzzo; Silicato di calcio; Cemento autoclavato; Pietra naturale squadrata.	$f_{bk} > 15$	M10 ≤ M ≤ M20	0,20
	7,5 < f_{bk} ≤ 15	M5 ≤ M < M10	0,15
	$f_{bk} \leq 7,5$	M2,5 ≤ M < M5	0,10

11.10.3.2.2 STIMA DELLA RESISTENZA A TAGLIO

Elementi per muratura	f_{vk0} (N/mm²)		
	Malta ordinaria di classe di resistenza data	Malta per strati sottili (giunto orizzontale ≥ 0,5 mm e ≤ 3 mm)	Malta alleggerita
Laterizio	M10 - M20 0,30 M2,5 - M9 0,20 M1 - M2 0,10	0,30*	0,15
Silicato di calcio	M10 - M20 0,20 M2,5 - M9 0,15 M1 - M2 0,10	0,20**	0,15
Calcestruzzo vibrocompresso Calcestruzzo areato autoclavato Pietra artificiale e pietra naturale a massello	M10 - M20 0,20 M2,5 - M9 0,15 M1 - M2 0,10	0,20**	0,15

3. FUNZIONALITA' DI AEDES.PCM 2018

Ultima revisione dei contenuti: 20.04.2018 (versione 2018.2.1)
Nei paragrafi seguenti si riportano le principali funzionalità di Aedes.PCM 2018, a integrazione e sostituzione ove i contenuti coincidono, di quanto illustrato nel Manuale d'uso associato al software.
I contenuti sono strutturati in tre parti:
3.1: funzionalità legate al calcolo numerico
3.2: caratteristiche di interfaccia del software
3.3: comandi relativi all'implementazione di funzionalità legate allo sviluppo normativo (D.M.17.1.2018).

3.1. CALCOLO NUMERICO E ANALISI

Aedes.PCM 2018 introduce nuove funzioni di elaborazione, con l'obiettivo di ottimizzazione dei tempi di calcolo e maggiore efficienza in analisi statica non lineare.

3.1.1. NUOVO SOLUTORE

Aedes.PCM 2018 integra un nuovo solutore numerico di livello internazionale e ampio spettro applicativo: NMath prodotto da Centerspace Software. NMath è utilizzato per la risoluzione dei sistemi lineari con la tecnica delle matrici sparse e per la soluzione del problema agli autovalori con il metodo di Lanczos.

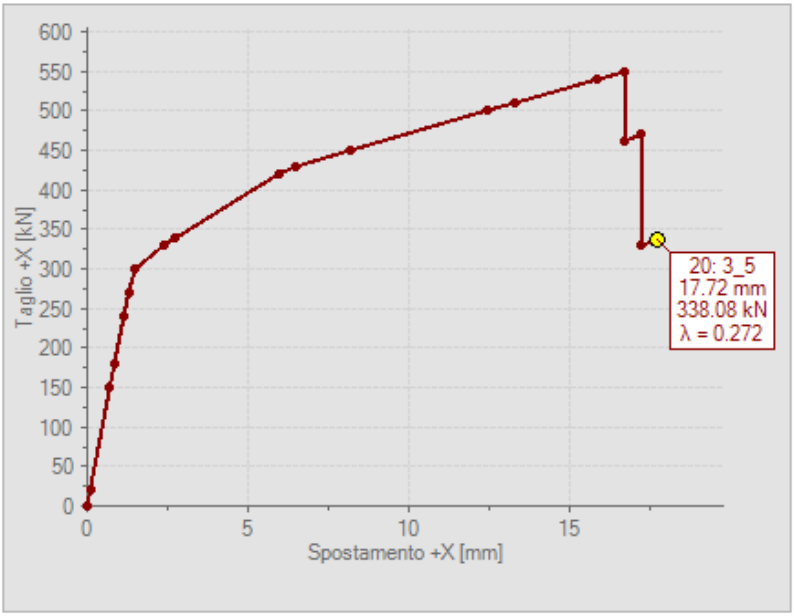
L'implementazione del nuovo solutore supera i limiti di precedenti impostazioni riguardanti il numero di gradi di libertà e permette il completo utilizzo delle capacità RAM del sistema.

3.1.2. ANALISI PUSHOVER: REVISIONE PROCEDURA INCREMENTALE

In analisi Pushover la procedura incrementale è stata modificata al fine di ottimizzare i tempi di calcolo.
Ad ogni passo dell'analisi, la struttura viene risolta sotto l'effetto del taglio incrementale globale applicato secondo la distribuzione di forze scelta. I risultati incrementali (spostamenti, sollecitazioni e deformazioni) sono sommati ai risultati ottenuti fino al passo precedente e si svolgono le verifiche di sicurezza. Possono verificarsi due casi a seconda dello stato di verifica:

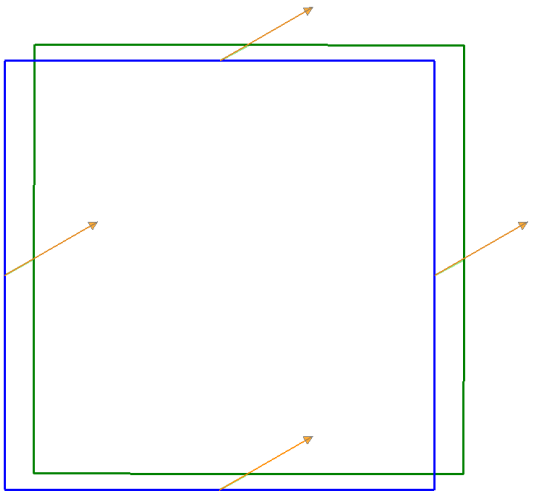
- *Verifica non soddisfatta*. Si registra il passo corrente nella curva pushover e la struttura viene modificata coerentemente con le verifiche svolte per la risoluzione del prossimo passo incrementale.
- *Verifica soddisfatta*. Ciò indica che in questo tratto la struttura si comporta linearmente. I risultati incrementali vengono quindi scalati per tener conto di un ulteriore incremento di taglio globale e sommati ai risultati del passo precedente. Le verifiche di sicurezza vengono svolte nuovamente.

Questa modifica porta ad un miglioramento dei tempi di elaborazione in quanto lo stato della struttura non viene memorizzato nei passi non significativi. La curva pushover potrebbe evidenziare scarti di taglio variabili tra passi consecutivi: un esempio è illustrato in figura seguente.

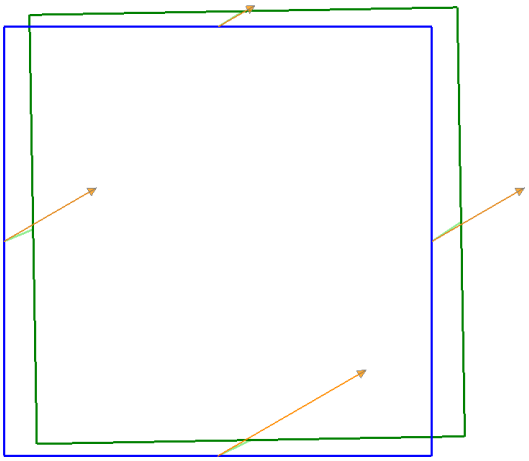


3.1.3. ECCENTRICITA' ACCIDENTALE ANCHE PER IMPALCATI DEFORMABILI

Gli effetti dell'eccentricità accidentale, che fino a PCM 2017 erano tenuti in conto in presenza di impalcati rigidi, sono ora considerati anche in caso di livelli deformabili, conformemente a §7.2.6, quando si deve tener conto della variabilità spaziale del moto sismico e di eventuali incertezze.
Nel caso di livello rigido l'effetto è ancora ottenuto applicando un momento torcente al nodo master di tale livello, invece, nel caso di livelli deformabili le forze sismiche nodali vengono rimodulate in modo da generare la stessa risultante traslazionale ma anche una coppia torcente equivalente all'effetto dell'eccentricità accidentale.
La figura seguente presenta la vista dall'alto di una struttura scatolare caratterizzata da 4 masse uguali poste al centro di ogni lato e sottoposta ad azione sismica. Senza gli effetti dell'eccentricità accidentale, le forze simiche sono uguali essendo relative a masse uguali e la struttura trasla nella direzione sismica. Con gli effetti dell'eccentricità accidentale è evidente la rimodulazione delle forze sismiche che porta sempre ad una traslazione nella direzione sismica ma anche ad una torsione della struttura.



a) senza eccentricità accidentale



b) con eccentricità accidentale

3.1.4. ANALISI PUSHOVER: POSSIBILITÀ DI ESCLUDERE MASCHI PER IL CALCOLO DI (alfa),1

In analisi Pushover viene calcolato il rapporto α_u/α_1 necessario per la definizione del fattore di comportamento q per eventuali analisi sismiche lineari [NTC2008 - C8.7.1.2.5].
Il termine α_1 è "il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima". Può accadere che nell'analisi incrementale alcuni pannelli poco significativi rispetto alla struttura nel suo complesso raggiungano la resistenza ultima molto presto pregiudicando il calcolo del rapporto α_u/α_1.
Per evitare che ciò accada, nei maschi murari è stata introdotta una proprietà che permette di ignorare il pannello nelle procedure di individuazione del taglio di prima plasticizzazione. Si tratta della proprietà "Considerare per α_1" nel gruppo "Resistenza e Capacità". L'impostazione di default prevede che ogni pannello sia considerato.

Resistenza e Capacità	
Drift Pressoflessione	1.00
Drift Taglio	0.50
Duttilità	1.50
Da considerare per α1	Si

3.1.5. PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE

Attraverso la finestra Parametri di Calcolo (cfr. par. 3.2.2 di questo documento), sono possibili alcune impostazioni per la pressoflessione ortogonale (fuori piano) per le quali è opportuno il seguente approfondimento.
Nella scheda Pushover (2) dei Parametri di Calcolo, in Opzioni varie, è disponibile il seguente parametro:
☑ **Ignora caduta di taglio per crisi a pressoflessione ortogonale**
Grazie alla selezione di questa opzione, quando nel corso del processo incrementale si manifesta una crisi a pressoflessione ortogonale, riguardante entrambe le sezioni di base e sommità, è possibile evitare la generazione di una nuova sottocurva, con miglioramento apprezzabile dei tempi di elaborazione.
I casi applicativi hanno mostrato infatti che le cadute di taglio significative dipendono dalle crisi complanari, mentre la parete investita ortogonalmente dal sisma contribuisce in modo ridotto al taglio globale.
La sua crisi può quindi essere gestita evitando ulteriori incrementi di momento e taglio ortogonale, non sostenibili dalla parete (attraverso l'introduzione dello svincolamento flessionale nel piano ortogonale), e proseguendo il processo incrementale in atto: è questo il significato del parametro di calcolo.

Il mantenimento di uno stato di sollecitazione compatibile con la sezione, come avviene nei passi successivi, è considerato una condizione accettabile per la muratura (quando esiste una possibilità di equilibrio, la muratura la trova; tipico è il caso degli archi), e viene assicurato da PCM. Non c'è un drift a pressoflessione ortogonale, in quanto lo spostamento ultimo viene calcolato solo sul comportamento complanare.
Questo aspetto richiede alcune considerazioni:
- la condizione reale è di pressoflessione deviata, con componente complanare certamente prevalente sulla ortogonale, quindi fare riferimento a un drift solo complanare può essere considerato accettabile;
- d'altra parte, se si considerasse una struttura fin dall'inizio non reagente ortogonalmente (rigidezza trasversale nulla) eseguendo l'analisi solo per azioni complanari (sulle quali valutare le verifiche e i drift), a maggior ragione verrebbe trascurato il drift in direzione ortogonale;
- se invece si considerasse la pressoflessione ortogonale indefinitamente resistente (mantenendo attivi i vincoli ortogonali ma non eseguendo le verifiche, e quindi non entrando neppure nella necessità di valutare i drift nel piano ortogonale), si andrebbe però incontro ad alcune perplessità generali, illustrate qui di seguito.

Si confrontano tre modelli di calcolo con diverse ipotesi sulla pressoflessione ortogonale (analizzati con Aedes.PCM 2018.2.2) relativi al modello Freeware02 fornito in dotazione fra gli esempi, e alla curva +X.

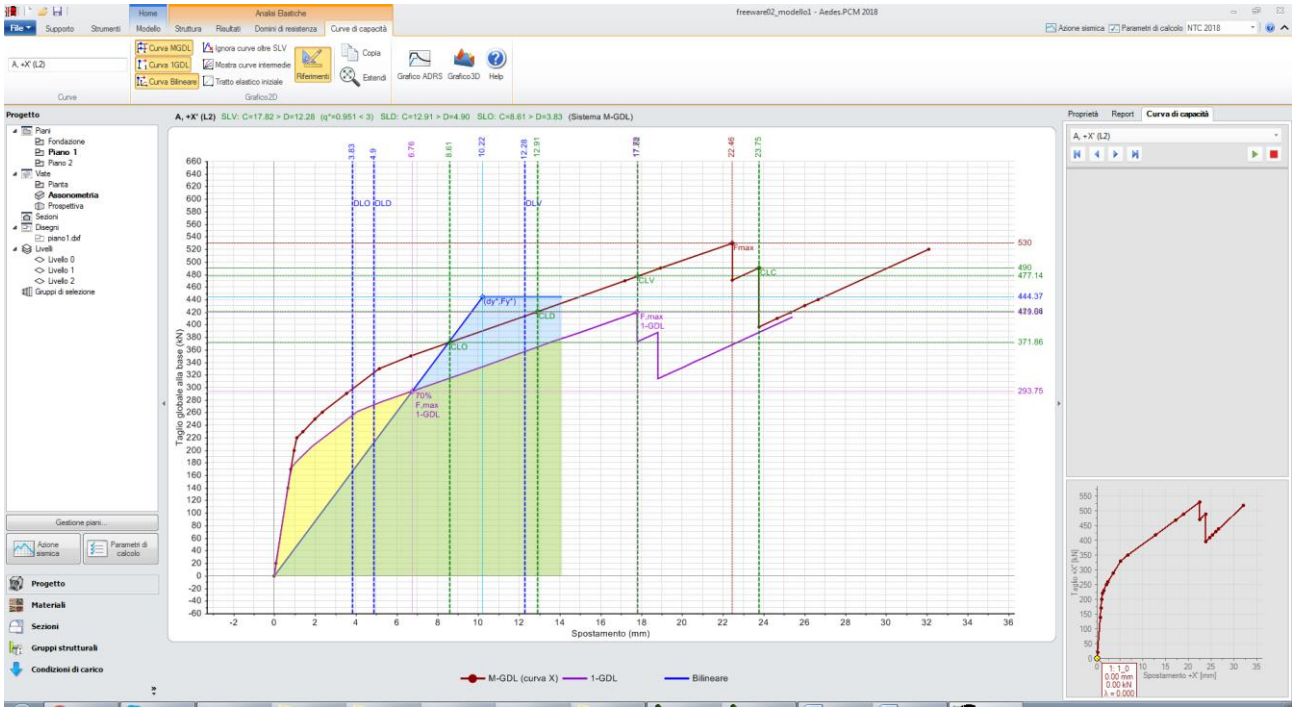
1. Verifiche a pressoflessione ortogonale ignorate: non si seleziona il seguente check, posto nella scheda Verifiche, PressoFlessione Ortogonale, Analisi Pushover:
☐ **Con azioni da modello di calcolo 3D**
e contemporaneamente si considera il vincolamento completo, cioè i vincoli ortogonali non subiranno sconnessioni nel corso dell'analisi incrementale. Ciò corrisponde alla selezione del seguente check, posto nella scheda Muratura, Maschi murari:
☑ **Contributo rigidezza trasversale**

2. Pressoflessione ortogonale ignorata, e con svincolamento iniziale, ottenuto ignorando il contributo della rigidezza trasversale:
☐ **Con azioni da modello di calcolo 3D**
☐ **Contributo rigidezza trasversale**
Ciò equivale a inserire cerniere ortogonali fin dall'inizio dell'analisi incrementale.

3. Pressoflessione ortogonale (da azioni 3D) considerata in pushover: si eseguono le verifiche; per rendere il calcolo più spedito senza perdere correttezza, si sceglie di ignorare le cadute di taglio per crisi a pressoflessione ortogonale:
☑ **Con azioni da modello di calcolo 3D**
☑ **Contributo rigidezza trasversale**
☑ **Ignora caduta di taglio per crisi a pressoflessione ortogonale**
Le impostazioni di default di PCM propongono queste tre opzioni tutte selezionate.

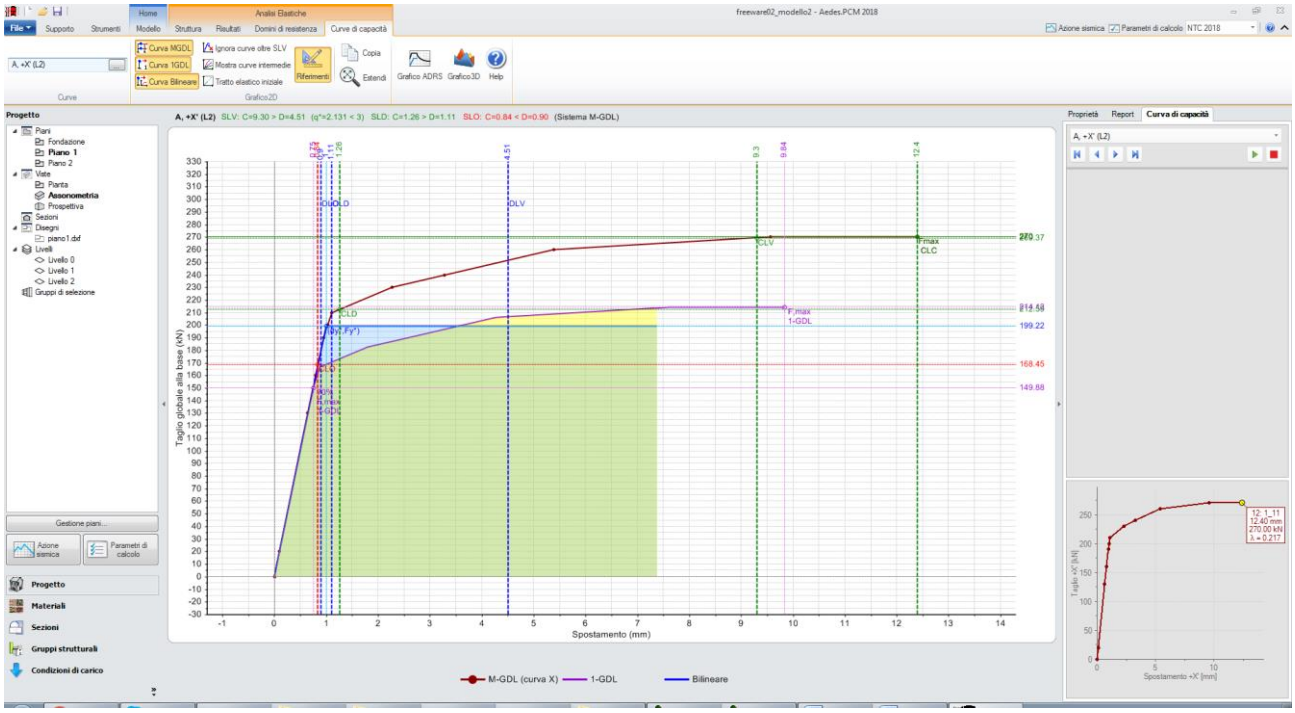
I risultati attesi per la curva di capacità sono i seguenti:
da 1.: una curva 'in salita' nella parte finale, dovuta a una rigidezza ortogonale delle pareti persistente;
da 2.: una curva più standard, con tratto plastico o con caduta di rigidezza significativa;
da 3. un comportamento simile a 2. ma con maggiori risorse di resistenza (è questo lo schema probabilmente più realistico).

Modello 1: press. ortog. ignorata, vincolamento completo (sì rigidezza trasversale maschi)



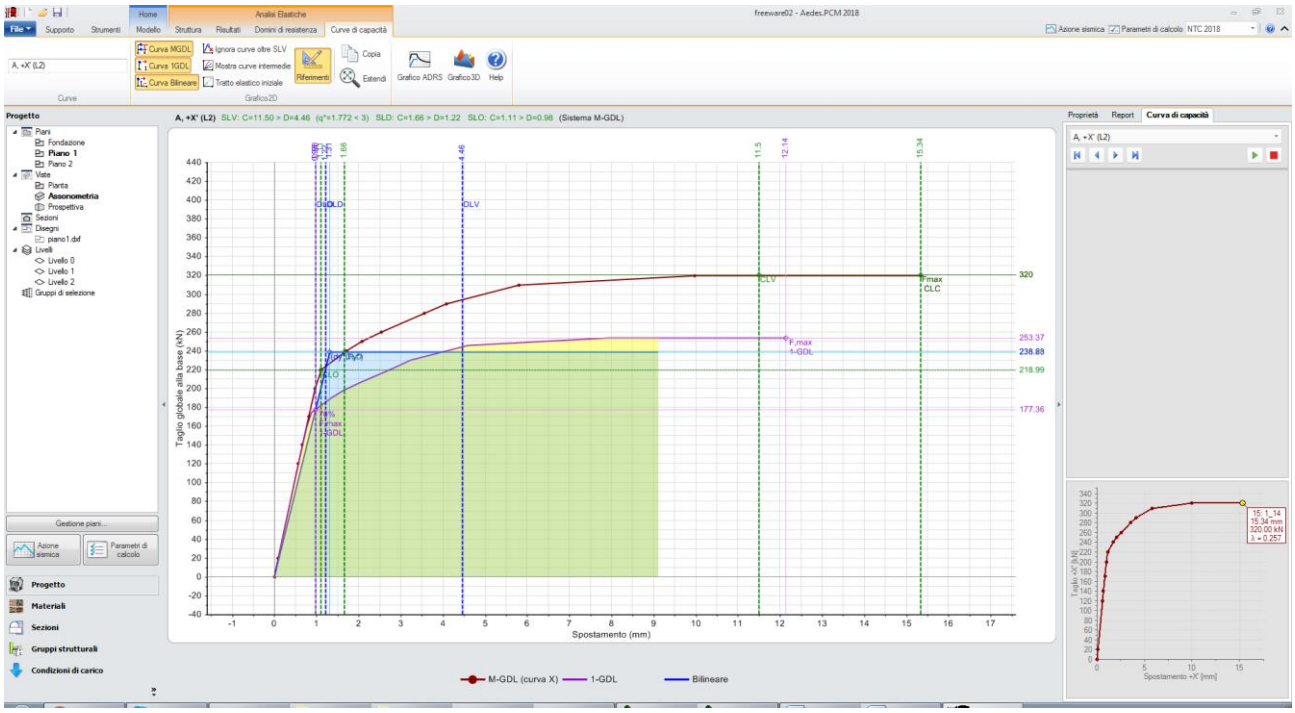
Sistema MGDL: forza max 530 kN, capacità di spostamento per SLV: 17.82 mm, per SLC: 23.75 mm, domanda SLV: 12.28 mm
ζ_E,PGA,SLV=1.391 - ζ_E,PGA,SLD=2.590 - ζ_E,PGA,SLO=2.159

Modello 2: verifiche a press. ortog. ignorate, svincolamento iniziale (no rigidezza trasversale maschi)



Sistema MGDL: forza max 270 kN, capacità di spostamento per SLV: 9.3 mm, per SLC: 12.4 mm, domanda SLV: 4.51 mm
ζ_E,PGA,SLV=1.391 - ζ_E,PGA,SLD=1.141 - ζ_E,PGA,SLO=0.937

Modello 3: sì verifiche a press. ortog. (sì rigidezza trasversale maschi)



Sistema MGDL: forza max 320 kN, capacità di spostamento per SLV: 11.5 mm, per SLC: 15.34 mm, domanda SLV: 4.46 mm
$\zeta_{E,}$PGA,SLV=1.656 - $\zeta_{E,}$PGA,SLD=1.397 - $\zeta_{E,}$PGA,SLO=1.127

Il comportamento atteso è confermato dai risultati su forze e spostamenti.
Il modello 1 fornisce le forze e gli spostamenti più elevati.
Il modello 2 risulta assai conservativo; il modello 3 mostra una situazione intermedia ed appare il più convincente.
Anche gli indicatori di rischio subiscono variazioni; è comunque interessante notare che nel caso del modello 1 la bilineare 'approssima' con difficoltà la curva reale a causa della rigidezza in incremento oltre il limite elastico (in altre parole, il tratto inclinato della bilineare differisce molto dalla rigidezza iniziale della struttura reale). Si può ritenere che gli indicatori siano più attendibili per le curve dei modelli 2 e 3.

Per i modelli 1 e 2 i risultati della pushover dovranno essere completati dalle verifiche a pressoflessione in analisi dinamica modale. Come noto, l'analisi lineare è troppo a favore di sicurezza. Eseguendo le verifiche a press. ortog. da modello 3D in dinamica modale, applicando il fattore di struttura q=3.626 (che rispetta la condizione §7.3.1 di spettro SLV >= spettro SLD), si ottiene: $\zeta_{E,}$PGA,SLV=0.979, e quindi l'indicatore di rischio cala in modo significativo. Il modello 3 non necessita di un'analisi lineare e quindi fornisce un valore che congloba entrambi i comportamenti nel piano e fuori piano.

Un'ulteriore osservazione: la verifica a press. ortog. per azioni convenzionali (forze concentrate applicate nella mezzeria della parete) abbassa per tutti i modelli l'indicatore di rischio a:
$\zeta_{E,}$PGA,SLV=0.729
ma questa è un'altra questione, e dipende dall'opportunità o meno di eseguire tali verifiche oltre quelle per azioni derivanti direttamente dal modello 3D di calcolo.

C'è un ulteriore aspetto: in tutti i casi, il comportamento dell'edificio per azioni fuori piano sarà condizionato anche dai meccanismi di collasso, nell'ambito dei quali la pressoflessione ortogonale della singola parete potrà essere studiata con i meccanismi di flessione con lesione all'incirca nella mezzeria della parete (meccanismi che richiedono tuttavia il sollevamento dei punti di sommità e quindi possono manifestarsi solo in assenza di collegamenti efficaci).
La pressoflessione ortogonale considerata in pushover è un altro tipo di verifica: è di tipo elasto-plastico e presuppone che i meccanismi di collasso siano stati scongiurati: c'è quindi una distinzione netta tra le due verifiche.

Tornando al modello globale 3D analizzato in pushover, si può ritenere che il modello 3. sia in grado di descrivere in modo più adeguato, rispetto alle altre scelte, il percorso di danneggiamento progressivo dell'edificio. Questo vale ovviamente dal punto di vista teorico: per la pratica applicativa ed il confronto con edifici realmente danneggiati occorre assicurarsi preventivamente sulla bontà del modello, perchè se vi fossero delle incertezze a priori, ovviamente queste potrebbero condizionare i risultati falsando il confronto col danneggiamento reale.

In sintesi, l'analisi per azioni fuori dal piano si articola nei seguenti aspetti:

• **meccanismi di collasso**: azioni fuori piano che chiamano in causa i collegamenti fra le strutture. Sono preliminari a qualunque analisi globale. Tra i meccanismi esaminati (ribaltamenti di vario genere) può essere considerata anche la flessione verticale per singole pareti.

• **analisi globale**: per la pushover si può ritenere opportuno inserire le verifiche a pressoflessione

ortogonale nel corso del processo incrementale. A parte la questione teorica sul fatto che la pushover faccia riferimento prevalentemente alle azioni nel piano, e su questo c'è accordo generale, bisogna constatare che rinviare ad un'analisi lineare l'esecuzione di verifiche fuori piano può condurre a una diminuzione eccessiva dell'indicatore di rischio, sottostimando così la capacità dell'edificio anche quando, dal punto di vista del fuori piano, esso sia già stato oggetto di intervento sui collegamenti studiati per evitare i meccanismi.
In altre parole, per arrivare ad un consolidamento efficace a quel punto non bastano più i collegamenti, bisognerà nel fuori piano aumentare le resistenze o diminuire la luce libera: si tratta di interventi invasivi che potrebbero essere superflui. La pushover che include la pressoflessione ortogonale, con contemporanea non esecuzione delle verifiche a pressoflessione ortogonale da modello 3D in dinamica modale, elimina queste criticità. In Parametri di Calcolo, scheda Verifiche, Analisi Pushover:
☑ Con azioni da modello di calcolo 3D
mentre l'analogo parametro per le Analisi Sismiche Lineari non deve essere selezionato.

Quando si opta per l'esecuzione delle verifiche a pressoflessione ortogonale in pushover, è possibile sfruttare la semplificazione appositamente studiata per l'algoritmo delle sottocurve successive, consistente nel non ripartire con una sottocurva successiva in caso di crisi ortogonale ma inserire semplicemente la sconnessione che impedisce incrementi di momento ortogonale
(parametro: Ignora caduta di taglio per crisi a pressoflessione ortogonale).

3.1.6. VARIE

• Per le verifiche a taglio nelle fasce, viene prevista la capacità di mantenimento della resistenza a taglio in assenza di compressione anche nel caso di sforzo normale di trazione. Negli schemi di solai deformabili è infatti possibile rilevare un valore non nullo per lo sforzo normale nelle fasce, che in alcune configurazioni può essere di trazione: data l'assenza di letti di malta paralleli all'azione tagliante e l'effetto di ingranamento dovuto allo sfalsamento dei blocchi, sembra opportuno non annullare la resistenza a taglio per effetto di N di trazione ma limitarla al valore in assenza di compressione.
• Per quanto riguarda il valore del fattore di comportamento per gli edifici esistenti, le relazioni previste dal D.M. 17.1.2018 in §7.3.1 per gli edifici nuovi vengono sostituite dalle relazioni proposte dalla Circ.617/2009 (§C8.7.1.2) in attesa di ulteriori specifiche nel testo della Circolare al D.M. 17.1.2018, non ancora noto alla data di rilascio di PCM, versione 2018.2.2.

3.2. INTERFACCIA GRAFICA

Le modifiche e le nuove funzioni riguardanti l'interfaccia grafica sono finalizzate al miglioramento delle procedure operative, con ampliamento delle modalità di consultazione di dati e risultati.

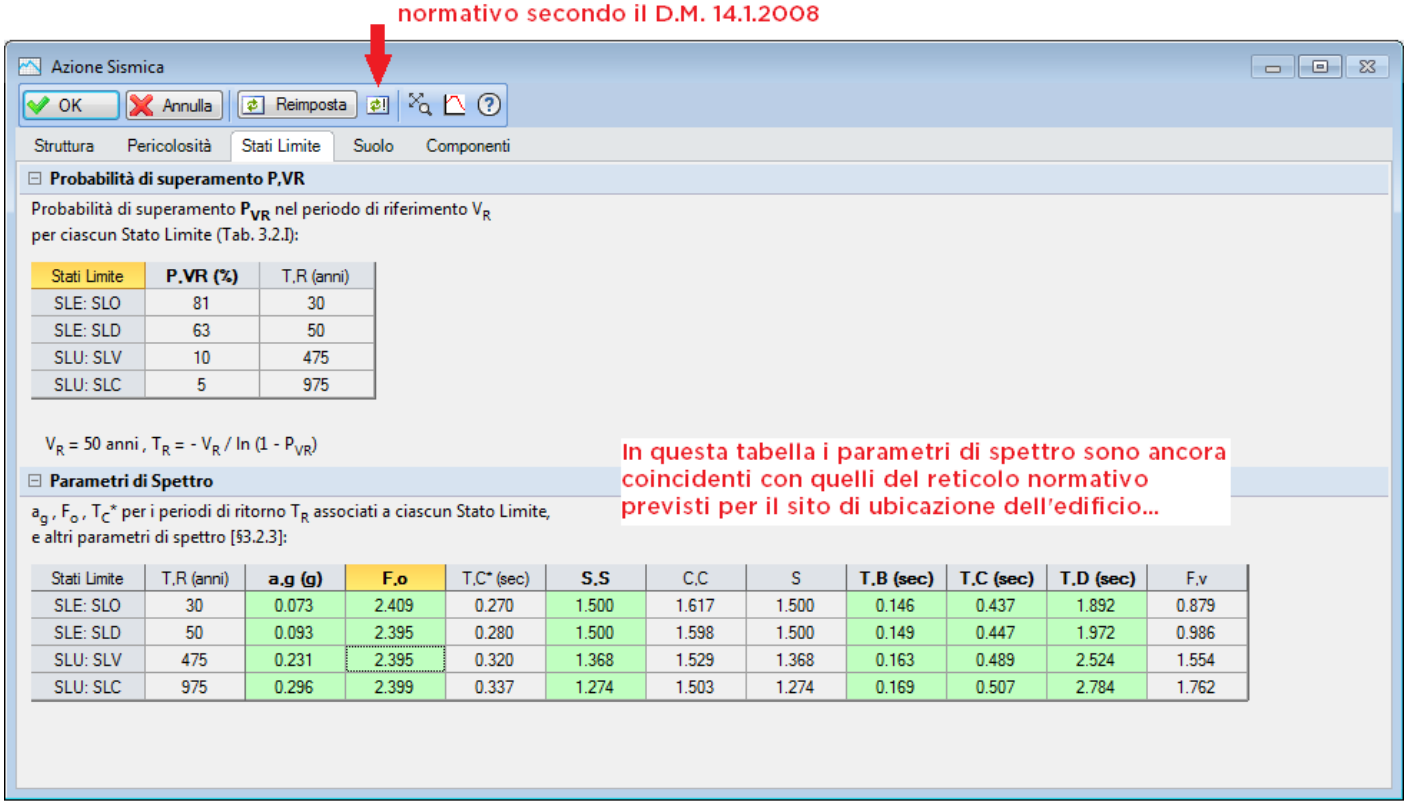
3.2.1. AZIONE SISMICA

La finestra 'Azione Sismica' presenta una modifica riguardante le microzonazioni.
In generale, si intende per **microzonazione** la conoscenza di parametri di spettro specifici per l'edificio studiato, che differiscono almeno in parte dai parametri normativi del reticolo sismico del D.M. 14.1.2008.
La possibilità di modificare i parametri di spettro è ora estesa non solo al fattore di suolo ma anche agli altri parametri: ag, Fo, SS, TB, TC, TD. Per inserire in input la modifica di un parametro, nella tabella Parametri di Spettro contenuta nella scheda Stati Limite, è necessario che sia disattivo il pulsante di Reimpostazione automatica (vd. fig. seg.). La modifica può riguardare:
• la sola ag (accelerazione al suolo su roccia): l'accelerazione può essere modificata indipendentemente per i diversi stati limite. Le procedure di calcolo degli indicatori di rischio saranno svolte con cicli iterativi su ag e

non su TR: la modifica di ag toglie infatti validità al legame TR-ag secondo reticolo normativo;
• oppure uno o più degli altri parametri del seguente gruppo: Fo, SS, TB, TC, TD, lasciando invariata ag rispetto al valore previsto dal reticolo normativo. Diversamente da ag, la modifica di un parametro del gruppo unifica il valore inserito per tutti gli stati limite (cioè lo rende indipendente da TR). I cicli di calcolo degli indicatori di rischio verranno eseguiti normalmente su TR (come nel caso di parametri di spettro pienamente conformi al reticolo normativo), ma sostituendo al valore previsto dalle relazioni normative quello specificato in input.

Sia nel caso di modifica di ag che degli altri parametri, contemporaneamente i parametri restanti unificano ognuno il proprio valore per tutti gli stati limite prendendo come riferimento il valore che era presente in corrispondenza dello stato limite dove si è eseguita la modifica; ogni parametro potrà poi essere modificato. In ogni caso, il criterio seguito è quello di avere come riferimento, in caso di microzonazione, un valore univoco per tutti gli stati limite (cioè per tutti i periodi di ritorno).

Pulsante 'Reimpostazione automatica' dei parametri di spettro disattivo:
ciò consente l'input di uno o più parametri distinti dai valori previsti dal reticolo normativo secondo il D.M. 14.1.2008



Stati Limite	P,VR (%)	T,R (anni)
SLE: SLO	81	30
SLE: SLD	63	50
SLU: SLV	10	475
SLU: SLC	5	975

Stati Limite	T,R (anni)	a,g (g)	F,o	T,C* (sec)	S,S	C,C	S	T,B (sec)	T,C (sec)	T,D (sec)	F,v
SLE: SLO	30	0.073	2.409	0.270	1.500	1.617	1.500	0.146	0.437	1.892	0.879
SLE: SLD	50	0.093	2.395	0.280	1.500	1.598	1.500	0.149	0.447	1.972	0.986
SLU: SLV	475	0.231	2.395	0.320	1.368	1.529	1.368	0.163	0.489	2.524	1.554
SLU: SLC	975	0.296	2.399	0.337	1.274	1.503	1.274	0.169	0.507	2.784	1.762

Azione Sismica

OK | Annulla | Reimposta

Struttura | Pericolosità | Stati Limite | Suolo | Componenti

Probabilità di superamento P,VR

Probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R
per ciascun Stato Limite (Tab. 3.2.I):

Stati Limite	P,VR (%)	T,R (anni)
SLE: SLO	81	30
SLE: SLD	63	50
SLU: SLV	10	475
SLU: SLC	5	975

$V_R = 50$ anni , $T_R = - V_R / \ln (1 - P_{VR})$

Parametri di Spettro

a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascun Stato Limite,
e altri parametri di spettro [§3.2.3]:

Stati Limite	T,R (anni)	a,g (g)	F,o	T,C* (sec)	S,S	C,C	S	T,B (sec)	T,C (sec)	T,D (sec)	F,v
SLE: SLO	30	0.073	2.500	0.270	1.368	1.617	1.368	0.163	0.489	2.524	0.912
SLE: SLD	50	0.093	2.500	0.280	1.368	1.598	1.368	0.163	0.489	2.524	1.029
SLU: SLV	475	0.231	2.500	0.320	1.368	1.529	1.368	0.163	0.489	2.524	1.622
SLU: SLC	975	0.296	2.500	0.337	1.368	1.503	1.368	0.163	0.489	2.524	1.836

Caso di ag invariata rispetto al valore previsto dal reticolo normativo.
E' stato inserito il valore 2.500 per Fo in corrispondenza della riga di SLV: il valore viene unificato per tutta la colonna, e anche per gli altri parametri di spettro il valore di SLV si unifica per i vari SL; successivamente si potranno modificare ancora i valori dei parametri SS, TB, TC, TD

Azione Sismica

OK | Annulla | Reimposta

Struttura | Pericolosità | Stati Limite | Suolo | Componenti

Probabilità di superamento P,VR

Probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R
per ciascun Stato Limite (Tab. 3.2.I):

Stati Limite	P,VR (%)	T,R (anni)
SLE: SLO	81	30
SLE: SLD	63	50
SLU: SLV	10	475
SLU: SLC	5	975

$V_R = 50$ anni , $T_R = - V_R / \ln (1 - P_{VR})$

Parametri di Spettro

a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascun Stato Limite,
e altri parametri di spettro [§3.2.3]:

Stati Limite	T,R (anni)	a,g (g)	F,o	T,C* (sec)	S,S	C,C	S	T,B (sec)	T,C (sec)	T,D (sec)	F,v
SLE: SLO	30	0.073	2.395	0.270	1.368	1.617	1.368	0.163	0.489	2.524	0.874
SLE: SLD	50	0.093	2.395	0.280	1.368	1.598	1.368	0.163	0.489	2.524	0.986
SLU: SLV	475	0.200	2.395	0.320	1.368	1.529	1.368	0.163	0.489	2.524	1.446
SLU: SLC	975	0.256	2.395	0.337	1.368	1.503	1.368	0.163	0.489	2.524	1.759

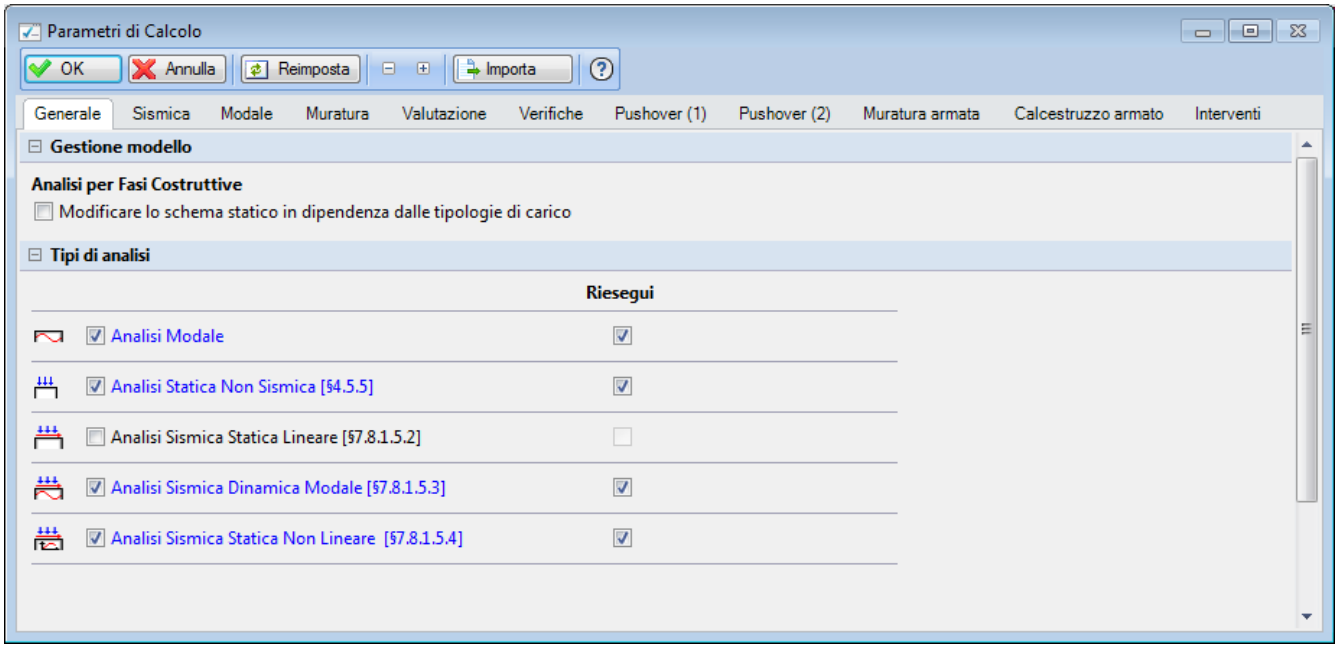
La modifica di ag comporta analogamente la modifica degli altri parametri di spettro, unificando per ognuno la colonna al valore corrispondente alla riga di modifica di ag. Con una situazione di questo tipo, si perde il legame TR-ag del reticolo normativo e gli indicatori di rischio si calcoleranno in termini di ag (PGA)

3.2.2. PARAMETRI DI CALCOLO

La finestra 'Parametri di Calcolo' è stata riorganizzata, come illustrato nelle immagini seguenti.

Scheda 'Generale'

Oltre alla scelta del tipo di analisi da eseguire è ora possibile stabilire per ogni analisi cosa fare nel caso in cui siano disponibili risultati elaborati precedentemente. Se il check "Riesegui" è attivo l'analisi sarà comunque rieseguita altrimenti saranno mantenuti i risultati già disponibili.
Ovviamente, i risultati di analisi precedenti dovrebbero essere mantenuti solo in caso non siano intervenute delle modifiche al modello strutturale o ai parametri di calcolo tali da inficiare i risultati stessi.



Esempio 1. Supponiamo di aver eseguito l'Analisi Statica Non Sismica e l'Analisi Sismica Statica Lineare. Modifichiamo dei parametri relativi alla sola Analisi Sismica Statica Lineare. L'analisi potrà essere rieseguita specificando di non rieseguire l'Analisi Statica Non Sismica in quanto le modifiche non inficiano i risultati già disponibili.

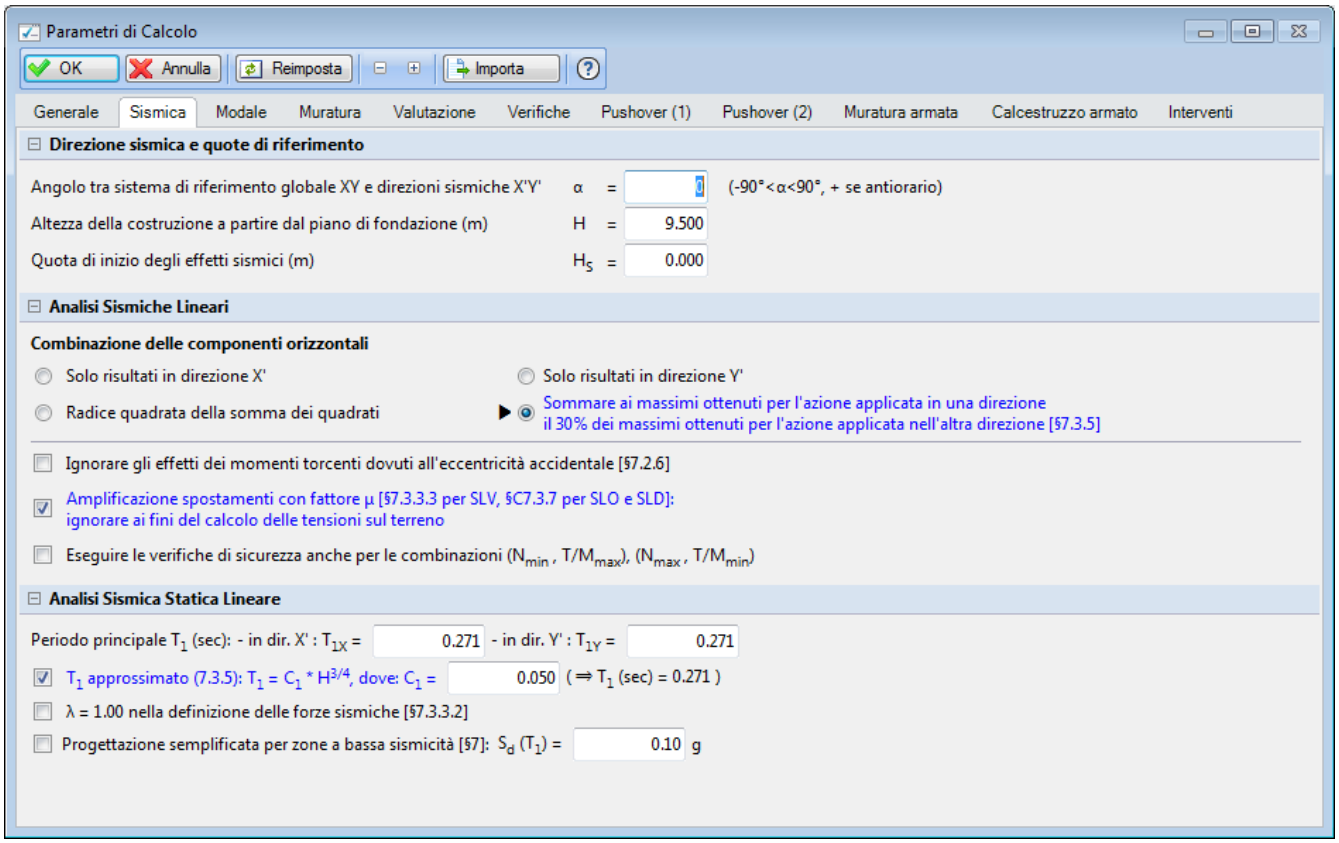
Esempio 2. Supponiamo di aver eseguito tra le altre l'Analisi Sismica Statica Non Lineare (Pushover) con distribuzione A e direzione +X. Supponiamo ora di voler eseguire nuove curve per altre distribuzioni di forze o direzioni di analisi. Sarà possibile rieseguire l'analisi Pushover, disattivando il check "Riesegui" in modo da mantenere i risultati della curva A+X e non doverla rieseguire.

Per quanto riguarda l'Analisi Sismica Statica Non Lineare, la modifica di una qualunque delle opzioni contenute nella scheda Pushover (1) non inficia eventuali risultati precedenti.

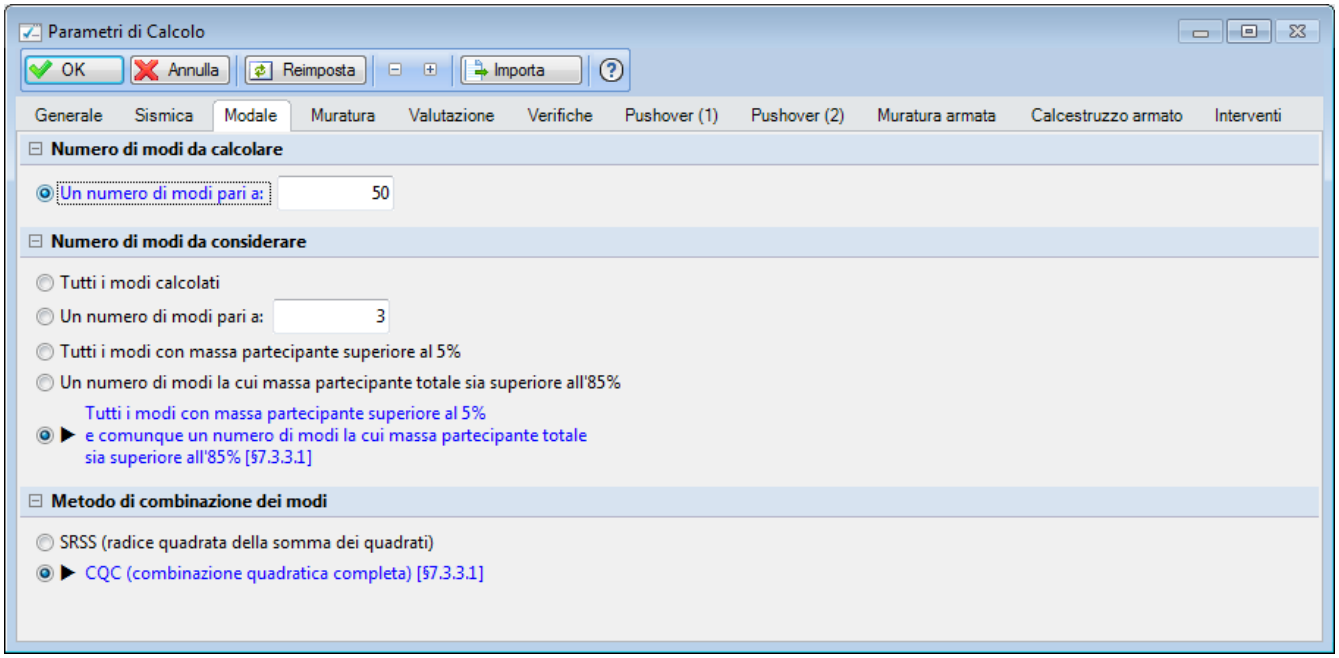
Nota: l'Analisi Modale è sempre attiva e viene sempre rieseguita, infatti non è possibile disattivare i check relativi.

Scheda 'Sismica'

La scheda Sismica è stata riorganizzata e ora mostra tre gruppi: Direzione sismica e quote di riferimento, Analisi Sismiche Lineari, Analisi Sismica Statica Lineare.



Scheda 'Modale'



La scheda Modale non presenta variazioni rispetto all'assetto della precedente versione.

Scheda 'Muratura'

La scheda Muratura presenta ora tre gruppi: Tipo di edificio, Maschi murari, Comportamento muratura.

Parametri di Calcolo

OK | Annulla | Reimposta | Importa

Generale | Sismica | Modale | Muratura | Valutazione | Verifiche | Pushover (1) | Pushover (2) | Muratura armata | Calcestruzzo armato | Interventi

Tipo di edificio

Muratura

- (●) Muratura Ordinaria
- ( ) Muratura Armata [ ] con Progettazione in Capacità [§7.8.1.7]

Edificio

- ( ) Edificio Nuovo [ ] con verifica di Robustezza [§3.1.1]
- (●) Edificio Esistente

Coefficienti parziali di sicurezza

In analisi statica [§4.5.6.1] γ_{M1} = 2.00

In analisi sismica [§7.8.1.1] γ_{M2} = 2.00 (secondo normativa: $\gamma_{M2} \geq 0.8\gamma_{M1}$, $\gamma_{M2} \geq 2.00$)

Maschi murari

- [x] Contributo rigidezza trasversale
- [ ] Assemblaggio rigidezza flessionale (EJ) per elementi contigui

Comportamento muratura

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.2]

- (●) Stress-block, con $M_U=(l^2 t \sigma_0 / 2) * [1 - (\sigma_0 / 0.85 f_d)]$ [§7.8.2.2.1]
- ( ) Parabola-rettangolo, con M_U da dominio di resistenza N-M
  (sempre usato per sezioni di muratura armata o consolidata con FRP / CAM / Reticolatus)

deformazione di inizio tratto plastico ε_{m2} = 2.00 (‰)

deformazione ultima ε_{mu} = 3.50 (‰)

Per murature esistenti: coefficienti correttivi [Tab. C8A.2.2]

Per 2 o più coefficienti correttivi dei parametri meccanici applicati contemporaneamente :

- (●) Sommare gli effetti rispetto al valore di riferimento del parametro
- ( ) Amplificare gli effetti moltiplicando i coefficienti correttivi

Scheda 'Valutazione'

Parametri di Calcolo

OK | Annulla | Reimposta | Importa

Generale | Sismica | Modale | Muratura | Valutazione | Verifiche | Pushover (1) | Pushover (2) | Muratura armata | Calcestruzzo armato | Interventi

Stati limite

Stati limite da considerare: [ ] SLO [x] SLD [x] SLV Edificio esistente, Classe d'uso II: obbligatorio SLV [§8.3, §7.3.6]

Valutazione della sicurezza per edifici esistenti

- (●) Intervento di adeguamento [§8.4.3] o stato attuale di un intervento di miglioramento

  $\zeta_E \geq$ 0.8

  File analisi cinematica (eventuale):

- ( ) Stato di progetto di un intervento di miglioramento [§8.4.2]

  (●) $\zeta_E \geq$ 0.6 ( ) $\Delta\zeta_E \geq$ 0.1

  File stato attuale:

  File stato di progetto, analisi cinematica (eventuale):

ζ_E indicatore di rischio sismico dato dal rapporto tra azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche. L'azione sismica adottata come parametro di confronto per la definizione di ζ_E è l'accelerazione al suolo PGA = ag S.

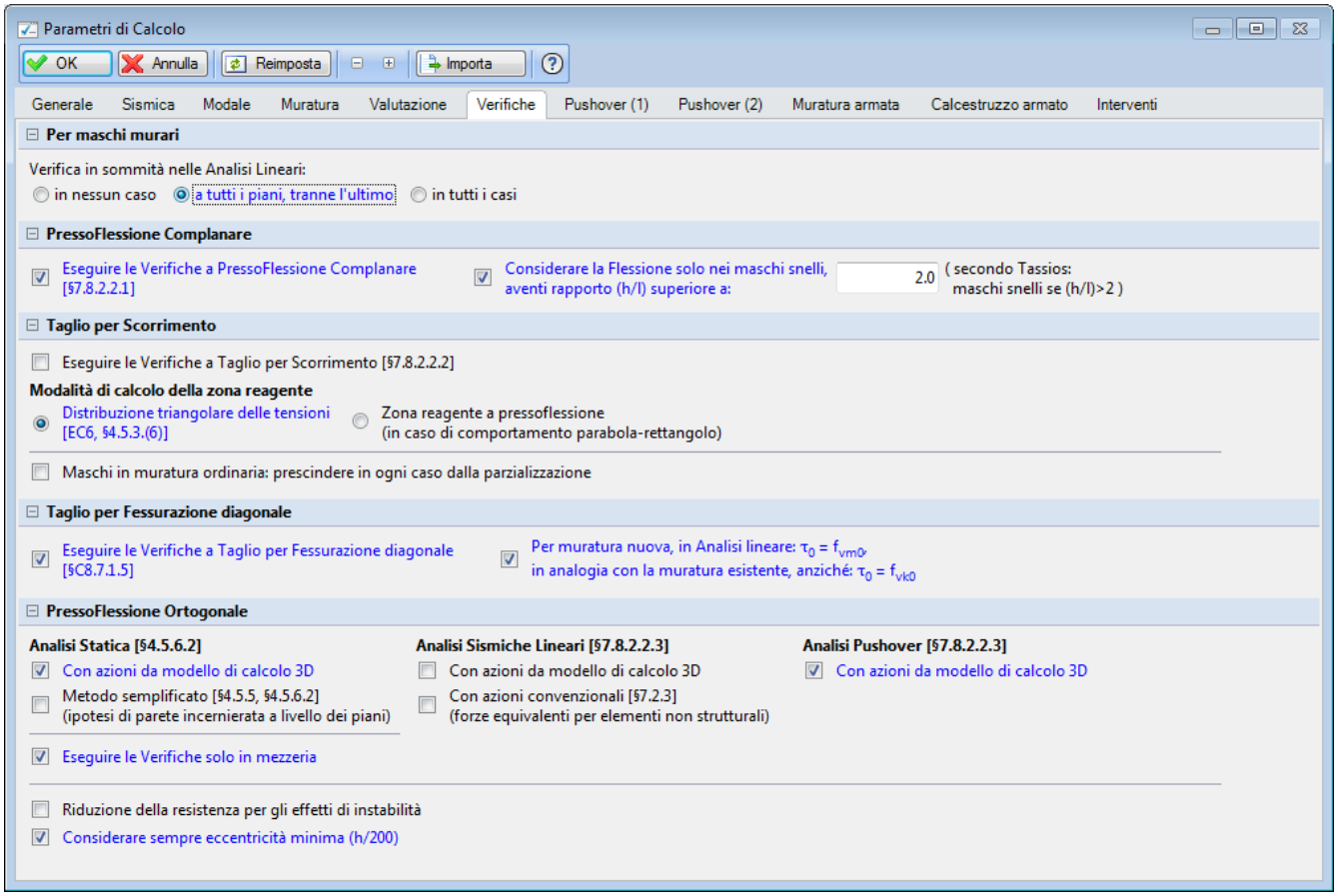
La scheda Valutazione (sostituiva della scheda Analisi di versioni precedenti) propone la scelta degli stati limite richiesti per le verifiche di sicurezza e la tipologia di edificio esistente.

Per quanto riguarda gli **Stati Limite**, un'etichetta apposita indica la classe d'uso e le verifiche obbligatorie secondo Normativa. Gli Stati Limite obbligatori non possono essere deselezionati.
La tab. 7.3.III di §7.3.6 del D.M. 17.1.2018 evidenzia i tipi di verifiche e di stati limite richiesti per le diverse classi d'uso.
Per edifici nuovi: SLO è obbligatorio per edifici in classe d'uso III o IV; SLD e SLV per tutti gli edifici.
Per edifici esistenti: per classi d'uso I,II,III (§8.3) è obbligatorio solo SLV.
Gli Stati Limite non obbligatori possono essere selezionati, per ottenere una verifica più completa: se richiesti, concorrono alla definizione del livello di sicurezza (vd. paragrafo 3.3.7 di questo documento: Livelli di sicurezza, Schede di sintesi dei risultati).

Valutazione della sicurezza per edifici esistenti. E' possibile specificare se l'analisi corrente è relativa a:
- intervento di adeguamento o stato attuale di un intervento di miglioramento;
- stato di progetto di un intervento di miglioramento.

Si può specificare il valore di ζ_E che rappresenta l'obiettivo da raggiungere per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA. Nel caso dell'intervento di miglioramento l'obiettivo può essere rappresentato da un incremento relativo $\Delta\zeta_E$ piuttosto che una soglia assoluta ζ_E.
I valori di ζ_E vengono quindi utilizzati per definire lo stato della verifica nelle schede di sintesi, dove si riassume l'esito della verifica di sicurezza dell'edificio, considerando tutte le analisi eseguite (vd. paragrafo 3.3.7).

Scheda 'Verifiche'

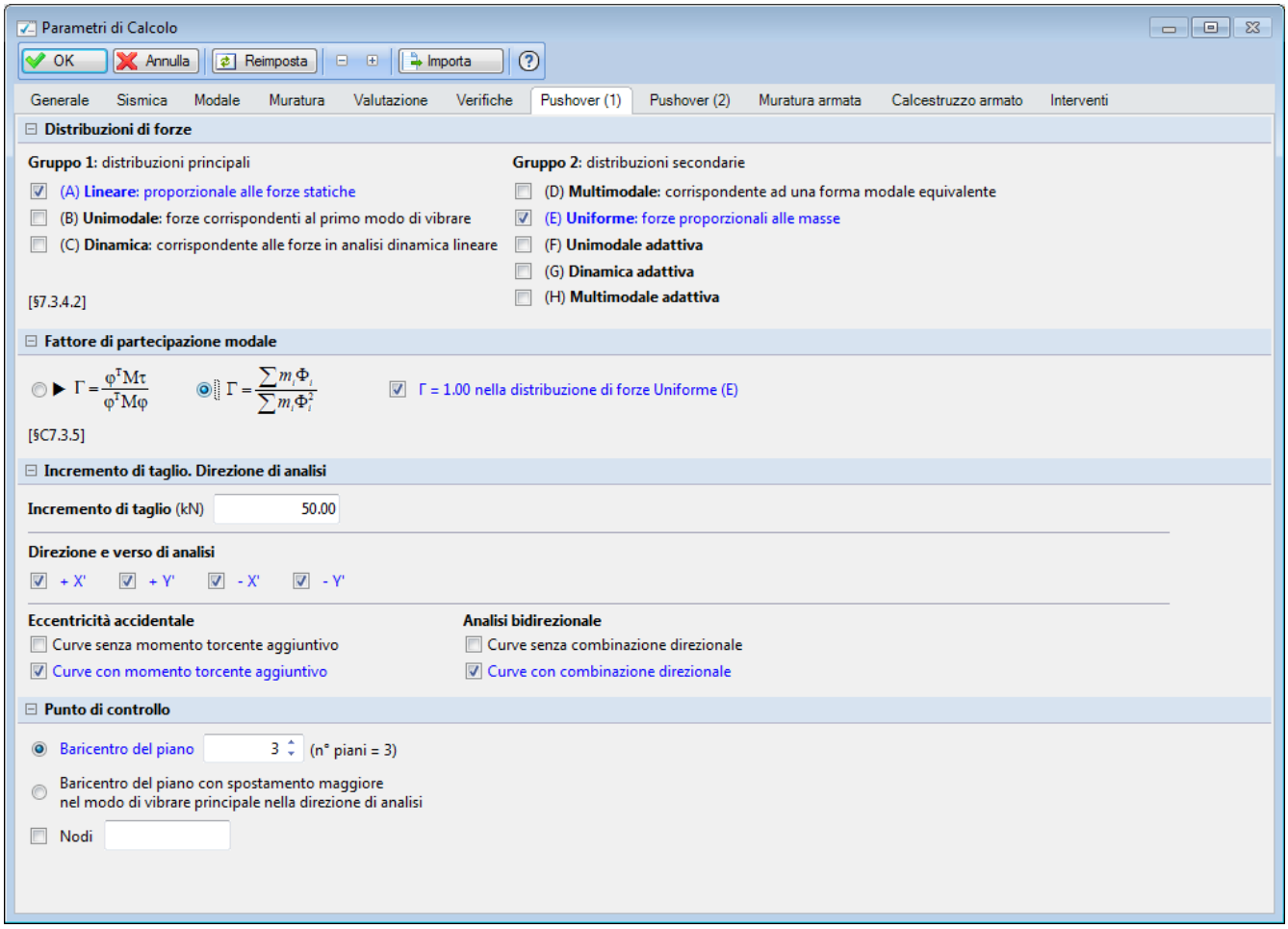


La scheda Verifiche è stata riorganizzata nella parte relativa alla PressoFlessione Ortogonale.
La scelta di esecuzione delle verifiche a pressoflessione ortogonale per azioni da modello di calcolo 3D è

ora distinta fra analisi sismiche lineari e analisi pushover.
Se selezionate, entrambe concorrono alla definizione dell'indicatore di rischio sismico. Come noto, le verifiche eseguite con analisi dinamica modale sono in genere penalizzanti a causa dell'impossibilità di redistribuire le azioni, e quindi è possibile che le verifiche per azioni da modello 3D a pressoflessione ortogonale siano molto sfavorevoli: quando interessano le verifiche a pressoflessione ortogonale, si deve considerare l'opportunità, peraltro prevista nei parametri preimpostati da PCM, di selezionare in analisi lineare solo le azioni convenzionali, e in analisi pushover le azioni da modello 3D.
Per eseguire un'analisi pushover senza influenza della pressoflessione ortogonale è sufficiente non selezionare il check relativo alle azioni da modello di calcolo 3D in pushover.

Sulle modalità con cui le azioni fuori piano e le relative verifiche influenzano le analisi ed i risultati in termini di sicurezza, consultare il paragrafo 3.1.5 di questo documento.

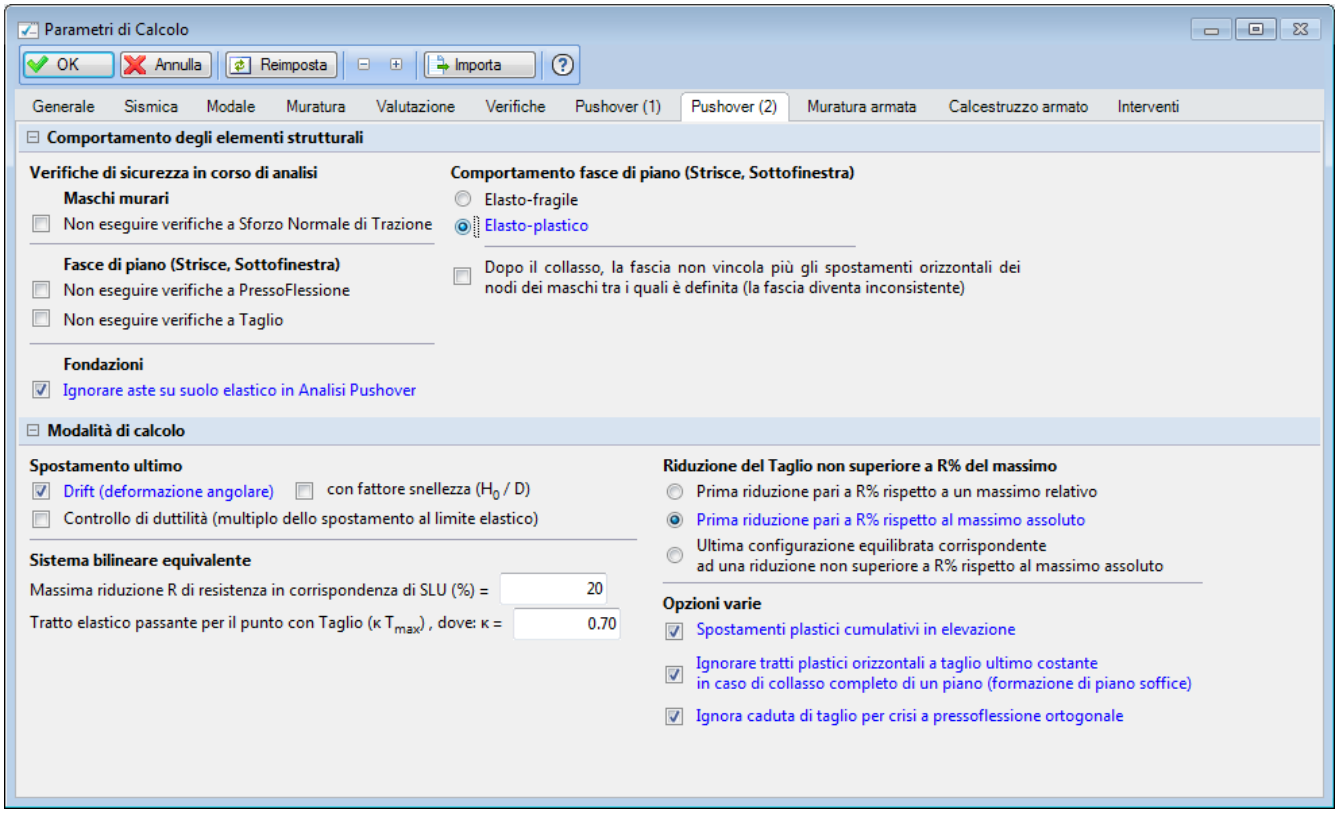
Scheda Pushover (1)



Nel gruppo Distribuzioni di forze, i due raggruppamenti di distribuzioni (principali e secondarie) sono riorganizzati nel rispetto delle indicazioni del D.M. 17.1.2018 (§7.3.4.2), con distribuzione multimodale inserita nel gruppo 2.

Scheda Pushover (2)

Nel gruppo Comportamento degli elementi strutturali non vi è più riferimento alla pressoflessione ortogonale, che è ora gestita attraverso i comandi descritti nel par. 3.1.5 (oltre, ovviamente, all'impostazione di verifica attiva o meno per ogni singolo elemento, nell'ambito delle proprietà dell'elemento stesso).



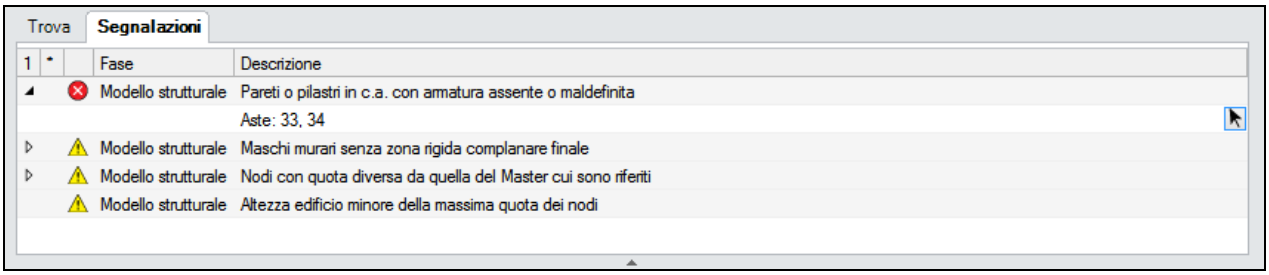
Per le rimanenti schede: Muratura armata, Calcestruzzo armato e Interventi non vi sono modifiche da segnalare.

3.2.3. FINESTRA SEGNALAZIONI

Le segnalazioni fornite dal Check-Up dei dati e dall'esecuzione delle analisi sono ora raccolte nella scheda Segnalazioni posta sopra la finestra grafica.
Le segnalazioni possono essere di tre tipi:

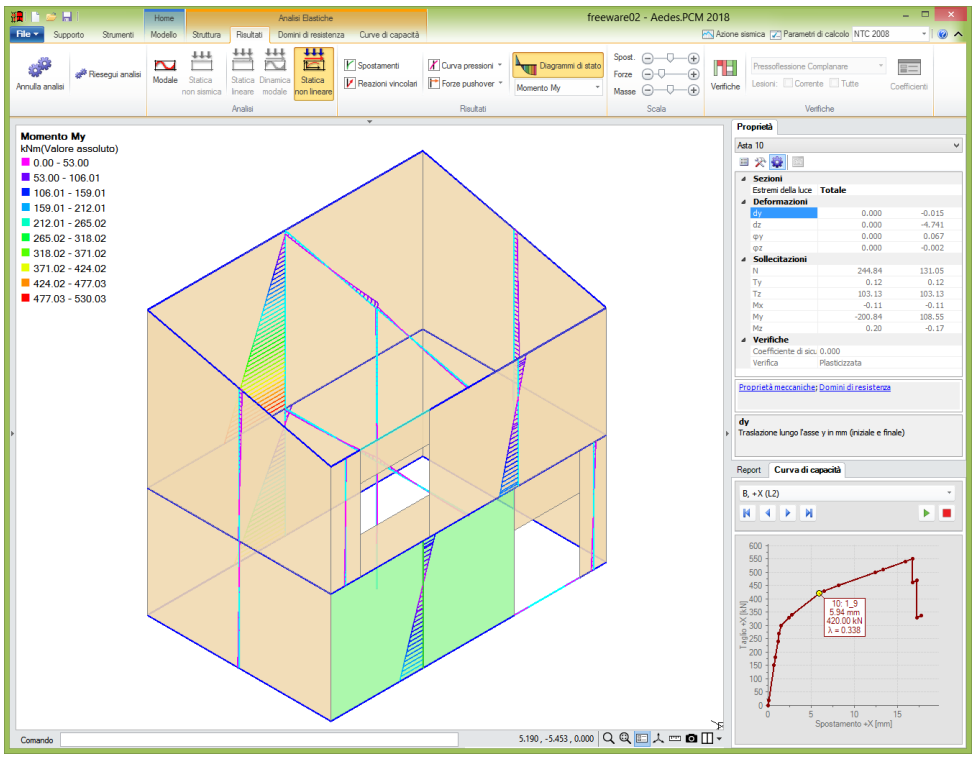
- ⓘ Messaggi. Informazioni generali
- ⚠ Avvertenze. Non impediscono l'analisi ma possono celare un problema
- ⊗ Errori. Impediscono l'analisi o causano la sua interruzione

La Fase della segnalazione indica il contesto a cui si riferisce come il Modello strutturale o l'Analisi FEM. Nel caso in cui la segnalazione sia associata a specifici elementi come un gruppo di aste, è possibile espandere la riga corrispondente e consultare l'elenco degli elementi con eventuali informazioni aggiuntive e aggiungere alla selezione corrente gli elementi per mezzo del pulsante posto alla fine della riga.



3.2.4. ANALISI PUSHOVER: DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

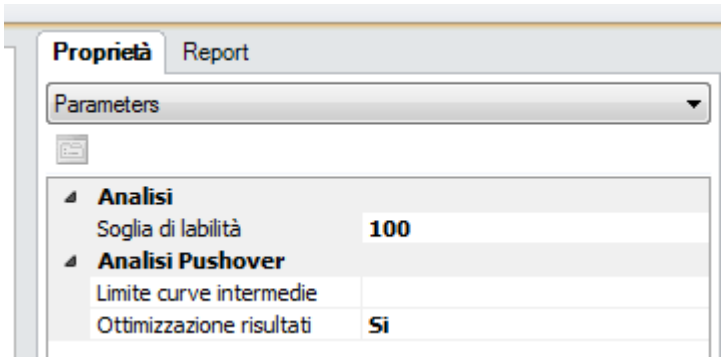
È ora possibile visualizzare ad ogni passo della curva Pushover i diagrammi delle sollecitazioni nelle aste.



Questo consente di seguire in modo dettagliato l'evoluzione dello stato di sollecitazione all'interno di ogni elemento strutturale.

3.2.5. OPZIONI AVANZATE

Digitando: *avanzate* nella linea di comando è ora possibile modificare alcuni parametri destinati al controllo numerico delle analisi; si consideri in ogni caso che i valori predefiniti sono considerati idonei per le elaborazioni, a meno di casi particolari dove si evidenzi un'opportunità di modifica.



La soglia di labilità riguarda il valore massimo accettabile per gli spostamenti nodali (in mm).
Limite curve intermedie = consente la specifica del numero massimo di curve intermedie per la costruzione della curva di capacità complessiva in pushover. Il campo va lasciato vuoto per non imporre limiti.
Ottimizzazione risultati = l'ottimizzazione riduce la dimensione dei files dei risultati ed i tempi di elaborazione.

3.3. IMPLEMENTAZIONE DEL D.M.17.1.2018

In Aedes.PCM 2018 è possibile progettare secondo il D.M.14.1.2008 o il nuovo D.M.17.1.2018.
Per consentire l'analisi secondo la nuova Normativa tecnica sono state studiate specifiche funzionalità, descritte in dettaglio ai seguenti paragrafi.
Alla data di revisione di questo documento non è ancora noto il testo della Circolare applicativa del D.M.17.1.2018: eventuali nuove funzioni richieste dai contenuti pubblicati nella Circolare saranno oggetto di successivi aggiornamenti. Alcuni argomenti sono stati già modificati in base ad indicazioni ufficialmente rese note sui contenuti della Circolare, mantenendo comunque conformità con i requisiti richiesti dall'applicazione del D.M.17.1.2018.

3.3.1. ANALISI PUSHOVER: ANALISI BIDIREZIONALE

Nel caso sia stata selezionata la normativa NTC 2018 in analisi Pushover sarà possibile eseguire l'analisi bidirezionale elaborando delle curve che tengano conto della combinazione direzionale secondo la regola del 30%, conformemente a quanto richiesto in §7.3.5.
Se è stata scelta la distribuzione A e la direzione +X, saranno elaborate le curve A+X+0.3Y e A+X-0.3Y.
L'elaborazione della curva pushover registra comunque il taglio alla base e lo spostamento in direzione X ma alla struttura viene applicato un campo di forze anche in direzione Y secondo la distribuzione scelta.

L'evoluzione della teoria dell'analisi pushover per le strutture spaziali è oggetto di numerosi studi.
Data la non linearità dell'analisi, non è praticabile una via di sovrapposizione degli effetti considerando due analisi separate, seppure una con contributo ridotto al 30%. In particolare, l'analisi pushover per gli edifici in muratura richiede l'esecuzione delle verifiche di sicurezza nel corso del processo incrementale, diversamente dalle strutture in cemento armato per le quali i controlli di resistenza vengono effettuati a posteriori ed in tal caso è possibile, come proposto anche nell'EuroCodice, combinare le domande nelle due direzioni.
Per gli edifici in muratura si deve seguire un'analisi pushover bidirezionale a tutti gli effetti: e non è neppure sufficiente applicare alle masse in direzione ortogonale alla principale forze ridotte al 30% in quanto questa è a tutti gli effetti un'analisi in direzione obliqua in pianta (rispetto agli assi globali di riferimento XY) ma non un'analisi di simultaneità delle componenti lungo gli assi principale e ortogonale.
L'analisi bidirezionale può efficacemente fondarsi sull'ipotesi di distribuzioni coerenti nelle due direzioni e applicate contemporaneamente, seppur con riduzione delle forze al 30% nel caso della direzione ortogonale a quella principale lungo cui viene effettuata l'analisi di spinta.

Ad esempio, supponiamo per fissare le idee che la direzione principale di spinta sia la X. Nel caso di distribuzione con forze proporzionali alla forma modale del modo principale, le forze nella direzione X, generate dalla ripartizione dell'incremento di taglio fra le masse attive, sono conformi al modo principale X, mentre le forze dirette secondo Y, contemporaneamente agenti nelle masse, sono conformi al modo principale Y e vengono calcolate ripartendo un taglio incrementale ridotto al 30%.
Le procedure sviluppate per Aedes.PCM seguono quanto illustrato nell'articolo scientifico:
G. P. Cimellaro, A.M.ASCE; T. Giovine; and D. Lopez-Garcia: "Bidirectional Pushover Analysis of Irregular Structures", Journal of Structural Engineering, Vol. 140, Issue 9 (September 2014),
da cui è tratta la figura seguente.

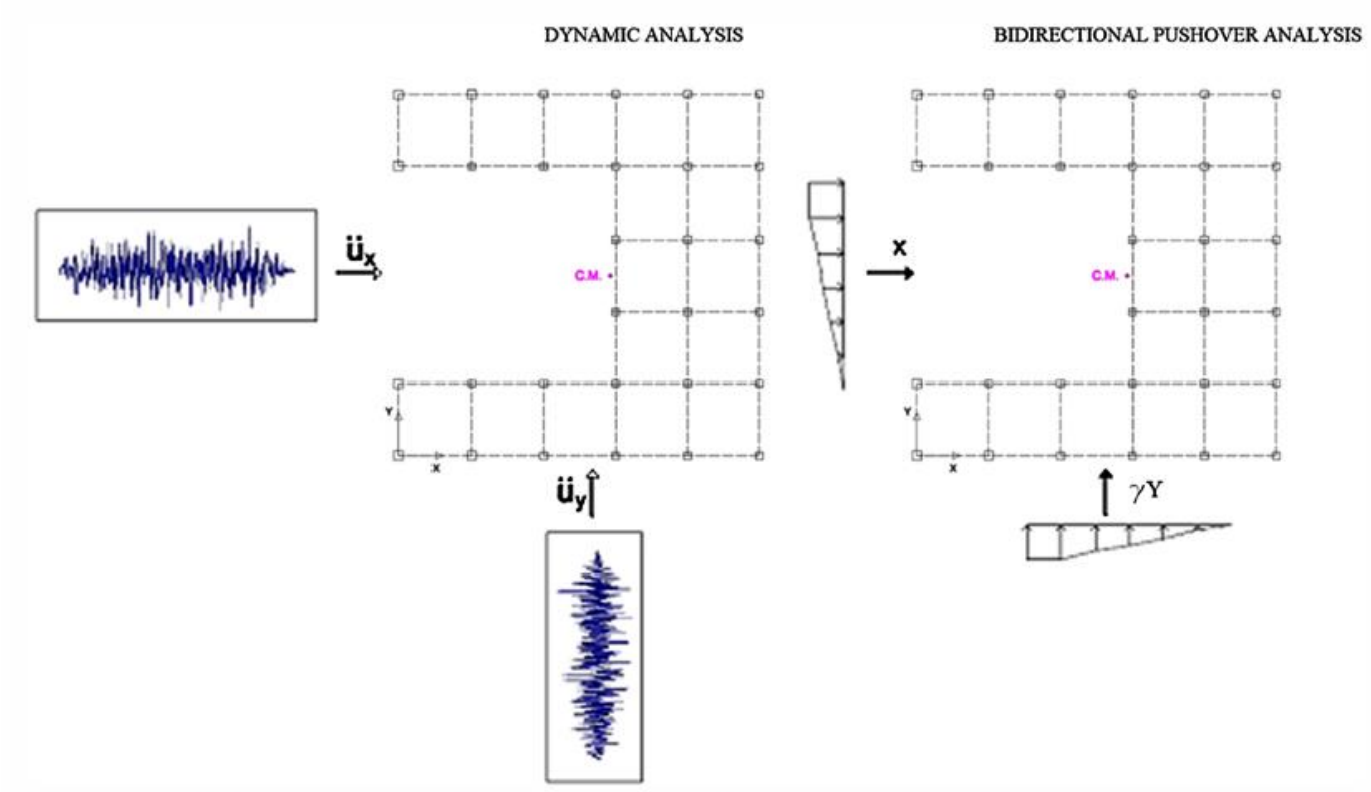
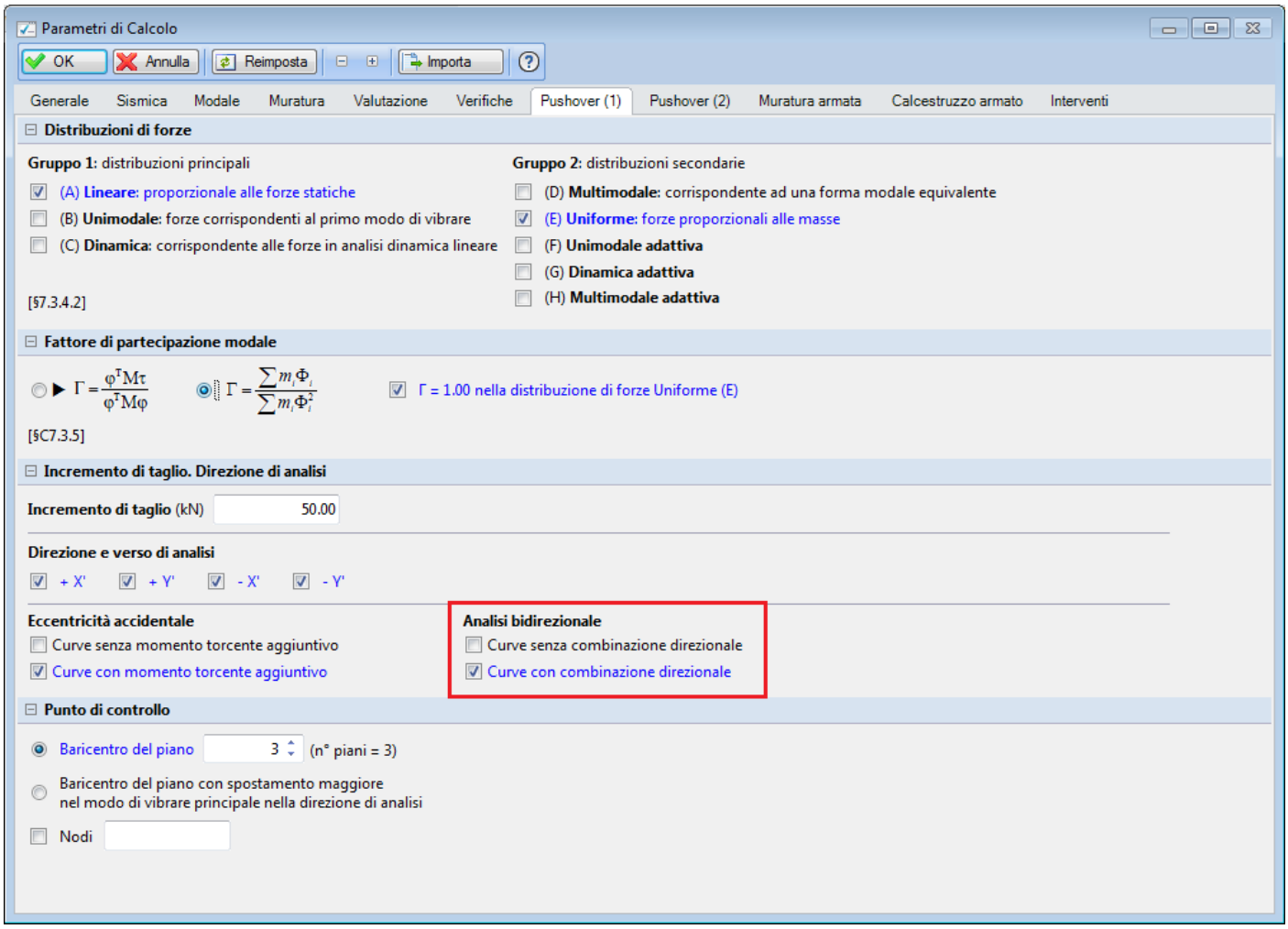


Fig. 1. Bidirectional excitation adopted for bidirectional nonlinear response history analysis (NRHA) and for bidirectional pushover analysis (BPA)

Nell'articolo viene esaminata l'opportunità della scelta di un particolare valore del coefficiente γ applicato alla direzione ortogonale a quella principale di spinta. Si ipotizza la correttezza di valori che possono essere diversi dallo 0.30 (30%) attualmente proposto dall'EuroCodice (ripreso dal D.M.17.1.2018); in ogni caso, per operare conformemente alla Normativa vigente, in Aedes.PCM 2018 si applica il valore γ=0.3.

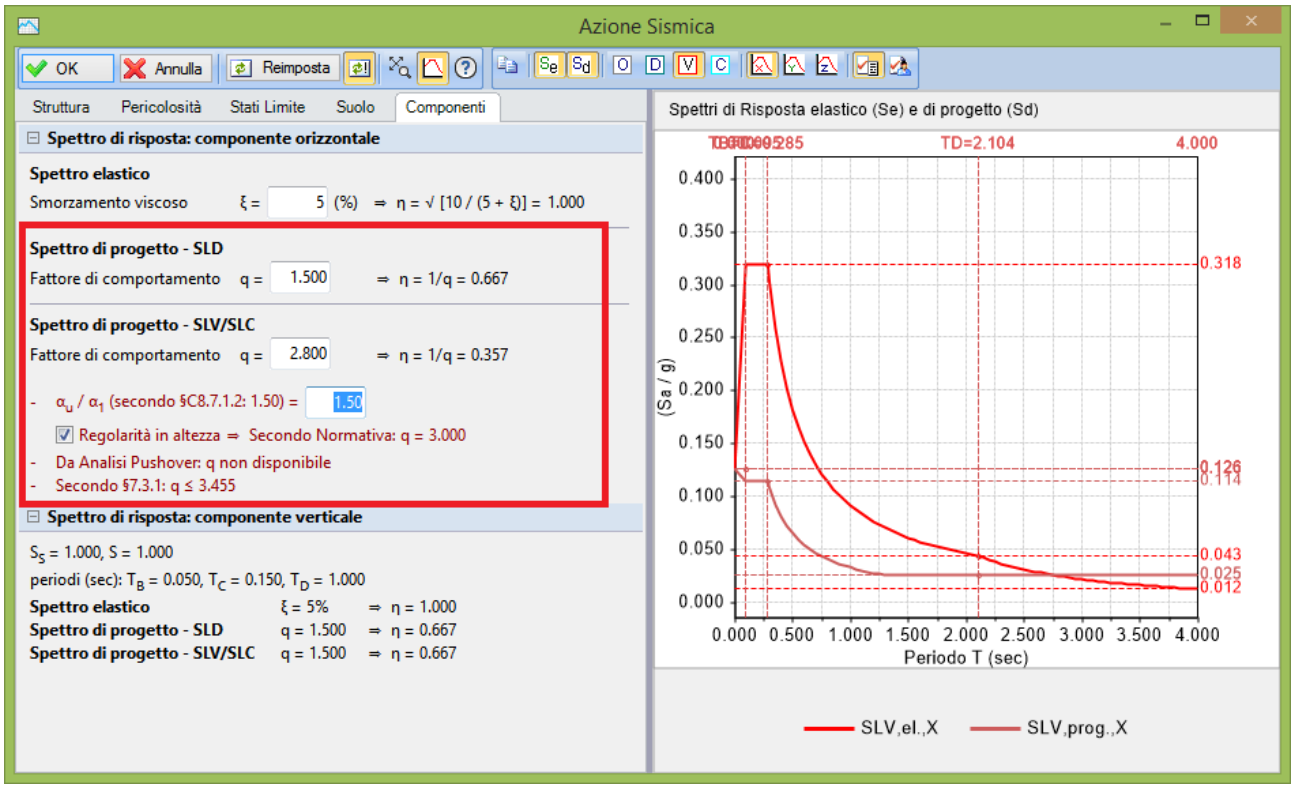
Per mantenere il completo controllo sull'analisi di spinta, Aedes.PCM consente la selezione o meno delle curve con combinazione direzionale. Il nuovo parametro di calcolo è proposto nella scheda Pushover(1) della finestra Parametri di Calcolo (vd. fig. seguente).



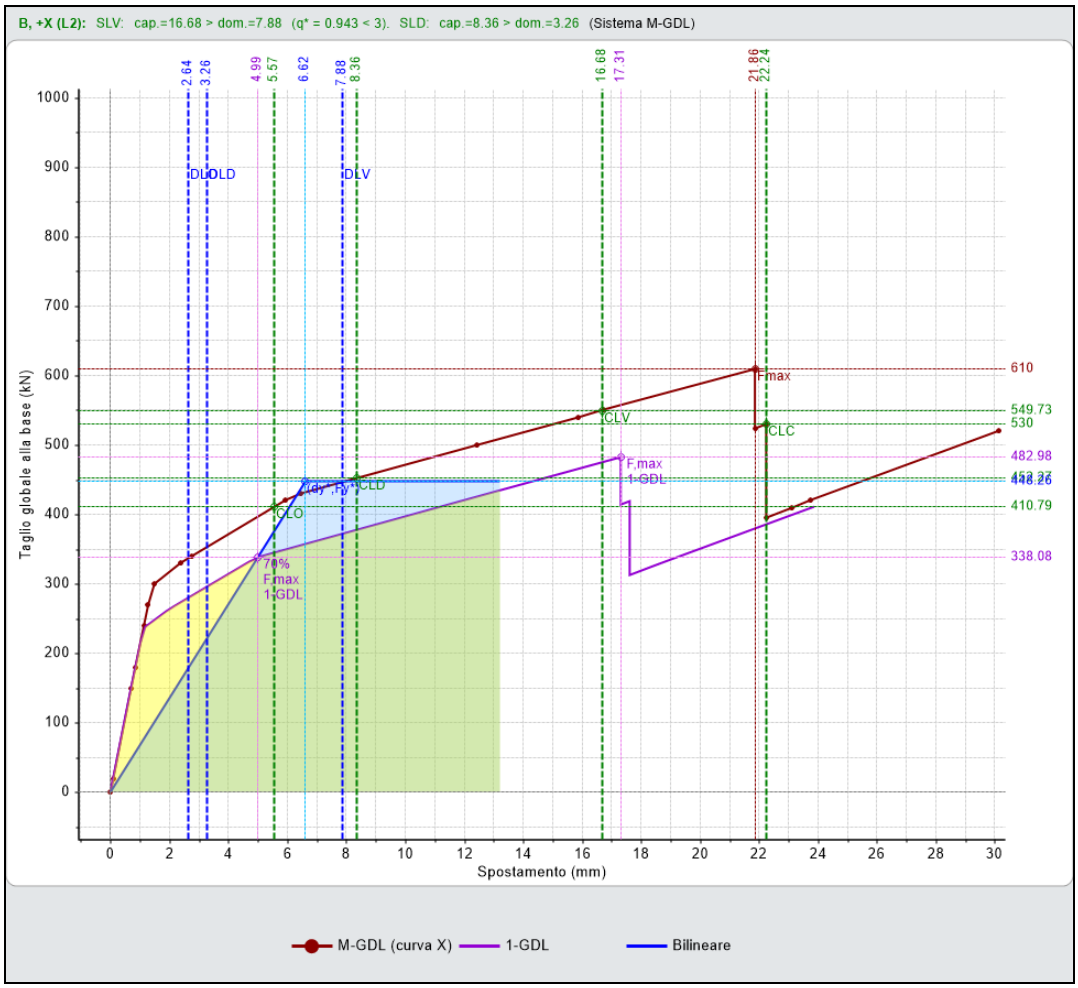
3.3.2. STATI LIMITE DI RIFERIMENTO

Le NTC2018 introducono il fattore di comportamento q anche per lo Stato Limite di Danno SLD.
Vi sono inoltre modifiche ai valori standard di q_0 e α_u/α_1. La finestra Azione Sismica evidenzia queste novità.

Per quanto riguarda le verifiche corrispondenti ai diversi Stati Limite, il quadro normativo presentato in §7.3.6 illustra chiaramente le verifiche richieste sia per resistenza (RES) che per rigidezza (RIG, consistenti in verifiche di deformazione). Per le verifiche RIG §7.3.6.1 illustra le modalità di controllo degli spostamenti di interpiano, attraverso le quali si definiscono le capacità in termini di spostamento per gli stati limite SLD e SLO per le analisi lineari; nell'analisi statica non lineare degli edifici in muratura gli stati limite vengono valutati come descritto nel seguito.



Per l'analisi statica non lineare, il D.M.17.1.2018 prevede che l'analisi incrementale sia portata avanti fino al raggiungimento dello Stato Limite di Collasso SLC.
Sulla curva pushover (diagramma forza-spostamento), gli Stati Limite SLO SLD SLV SLC sono caratterizzati nel modo seguente:
SLC: 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 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 3/4 del taglio di base massimo).
SLO: lo spostamento corrispondente è pari a 2/3 di quello allo SLD.



Le revisione degli Stati Limite definiti per gli edifici in muratura sottoposti ad analisi globale è conforme alle più recenti indicazioni del settore, e rispettano i contenuti resi noti ufficialmente per la redazione della Circolare applicativa al D.M.17.1.2018.
Per svolgere le verifiche di sicurezza, in Aedes.PCM si fa riferimento allo Stato Limite Ultimo SLV, per il quale viene elaborato l'oscillatore monodimensionale bilineare equivalente che consente il calcolo della domanda per gli stati limite SLO SLD SLV, con conseguente verifica data dal confronto fra capacità e domanda.
Per ogni diagramma pushover ed ogni stato limite analizzato, il risultato della verifica è esprimibile sotto forma di un indicatore di rischio, dato dal rapporto fra capacità e domanda.
La verifica è soddisfatta quando l'indicatore è non minore del valore di riferimento in relazione al tipo di intervento (nuovo edificio, adeguamento o miglioramento di edificio esistente).

3.3.3. SPOSTAMENTO ULTIMO PER I PANNELLI MURARI

Il D.M.17.1.2018 definisce il comportamento dei pannelli murari attraverso lo spostamento ultimo per SLC, distinto fra le modalità di crisi a pressoflessione o a taglio. Si tratta di valori che rispetto ai precedenti riportati negli analoghi contenuti del D.M.14.1.2008 per SLV sono amplificati di (4/3), rapporto in generale utilizzato per le relazioni riguardanti i due stati limite ultimi. Ad esempio, il controllo sul valore di q*<=4.0 proposto in §7.8.1.6 si riferisce a SLC, mentre per SLV resta valido il controllo q*<=3.0 (il controllo, quindi, cambia a seconda dello stato limite ultimo scelto come riferimento per la verifica di sicurezza. Aedes.PCM opera con SLV). In pratica, la curva pushover viene ora costruita fino al drift ultimo per SLC dei pannelli, e successivamente l'elaborazione definisce SLV e permette la definizione dell'oscillatore bilineare equivalente in modo analogo a quanto condotto in precedenza per il D.M.14.1.2008.

Per il calcolo del drift ultimo, i pannelli vengono depurati dai moti rigidi: questo è richiesto in modo specifico nel D.M.17.1.2018. In PCM la depurazione dal moto rigido viene effettuata anzitutto valutando gli spostamenti della sola altezza deformabile, al netto delle zone rigide estreme del pannello, ed effettuando la depurazione dalla quota parte di moto rigido dovuto alla rotazione, seguendo quanto noto dalla teoria sull'argomento. In particolare, si riporta un estratto dalla CNR 212/2013, rev.2014 ("Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti"). Aedes.PCM fa riferimento al drift medio del pannello, come indicato dalla formula (3.12).

Il *drift* dell'elemento è definito come somma della deformazione flessionale e di quella a taglio. Esso può essere valutato alle due estremità del pannello, facendo riferimento al punto di flesso, attraverso le seguenti espressioni (Figura 3-2):

$$\theta_i = \varphi_i - \frac{u_i - u_0}{h'}$$
$$\theta_j = \varphi_j - \frac{u_0 - u_j}{h - h'} \qquad (3.11)$$

dove: φ_i e φ_j sono le rotazioni dei nodi i e j; u_j e u_i sono rispettivamente gli spostamenti trasversali dei due nodi; h è l'altezza dell'elemento e h' la luce di taglio.

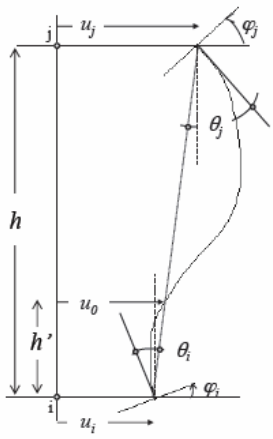


Fig. 3-2. Definizione delle grandezze utili al calcolo del *drift* secondo la (3.10)

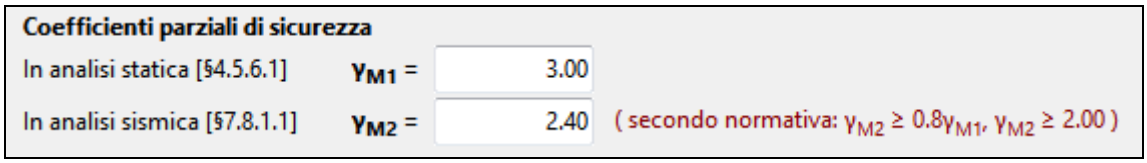
In alternativa possono essere adottate formulazioni che considerano un *drift* medio del pannello, ad esempio fornito dall'espressione:

$$\theta = \frac{\varphi_i + \varphi_j}{2} + \frac{u_j - u_i}{h} \qquad (3.12)$$

Nell'interfaccia di PCM, i valori dei drift ultimi a taglio e pressoflessione, presenti come proprietà dei maschi murari, vengono automaticamente aggiornati ai valori di default previsti dalle NTC 2018.

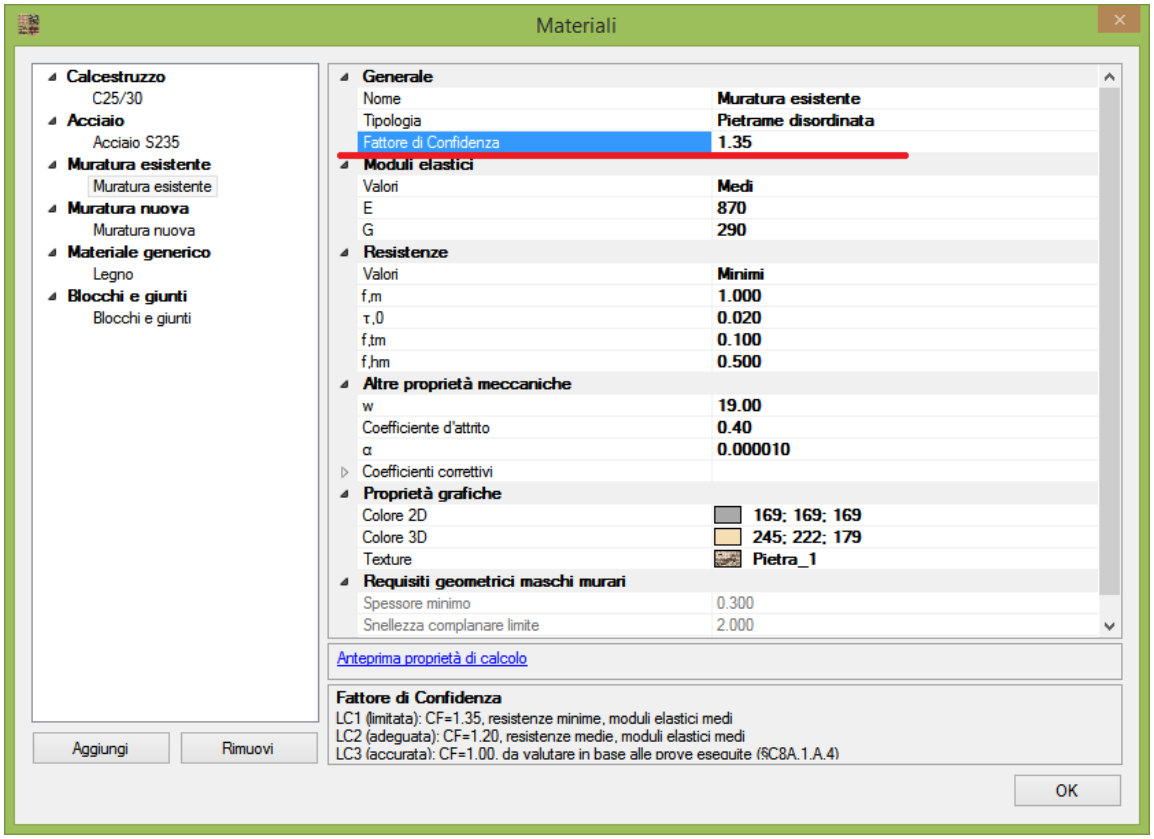
3.3.4. COEFFICIENTE PARZIALE DI SICUREZZA IN ANALISI SISMICA

Il D.M.17.1.2018 prevede una nuova formulazione del coefficiente parziale di sicurezza γ_M in Analisi Sismica, dipendente dal valore scelto per l'Analisi Statica.
Nella finestra dei Parametri di Calcolo, scheda Muratura, sono evidenziate queste nuove specifiche.



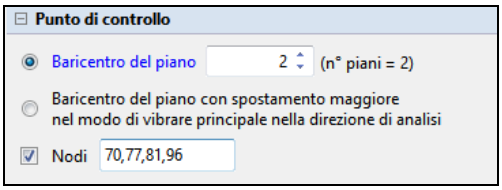
3.3.5. FATTORI DI CONFIDENZA

Il Fattore di Confidenza FC sulle proprietà della muratura che prima era definito per l'intera costruzione è ora specifico del singolo materiale e può essere modificato nella finestra relativa.



3.3.6. ANALISI PUSHOVER: NODI DI CONTROLLO

Seguendo quanto indicato in §7.3.4.2, per l'elaborazione della curva di capacità vanno considerati anche punti di controllo alternativi, come le estremità della pianta dell'ultimo livello, quando sia significativo l'accoppiamento di traslazioni e rotazioni.
In PCM 2018 è possibile specificare una lista di nodi da utilizzare come punti di controllo per l'elaborazione di ulteriori curve pushover.
Da rilevare che l'elaborazione di una curva pushover per un punto di controllo alternativo è una post elaborazione dell'analisi e non incide quindi sui tempi di calcolo.
La lista dei nodi di controllo può essere specificata nei Parametri di Calcolo, scheda Pushover (1). È necessario inserire gli ID dei nodi separati da una virgola, come mostrato in figura seguente.



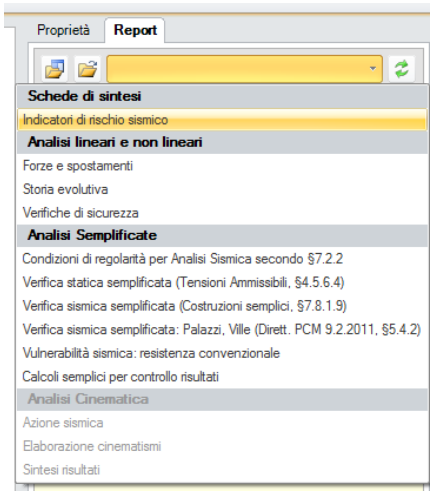
Il nome delle curve elaborate contiene un codice rappresentativo del punto di controllo utilizzato.
Ad esempio (L2) indica che il punto di controllo è il baricentro del Livello 2 mentre (J77) indica che il punto di controllo è il Nodo 77.
In figura seguente è riportato un esempio di tabella riepilogativa dei risultati pushover

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV
1	◉	☑	B	+X			L2	0.660	0.255	13
2	○	☐	B	+X			J69	0.812	0.463	23
3	○	☐	B	+X			J77	0.812	0.463	23
4	○	☐	B	+X			J80	**0.498**	0.131	7
5	○	☐	B	+X			J96	0.507	0.139	7
6	○	☐	E	+X			L2	0.729	0.335	17
7	○	☐	E	+X			J69	0.821	0.484	24
8	○	☐	E	+X			J77	0.821	0.484	24
9	○	☐	E	+X			J80	0.660	0.257	13
10	○	☐	E	+X			J96	0.663	0.261	13

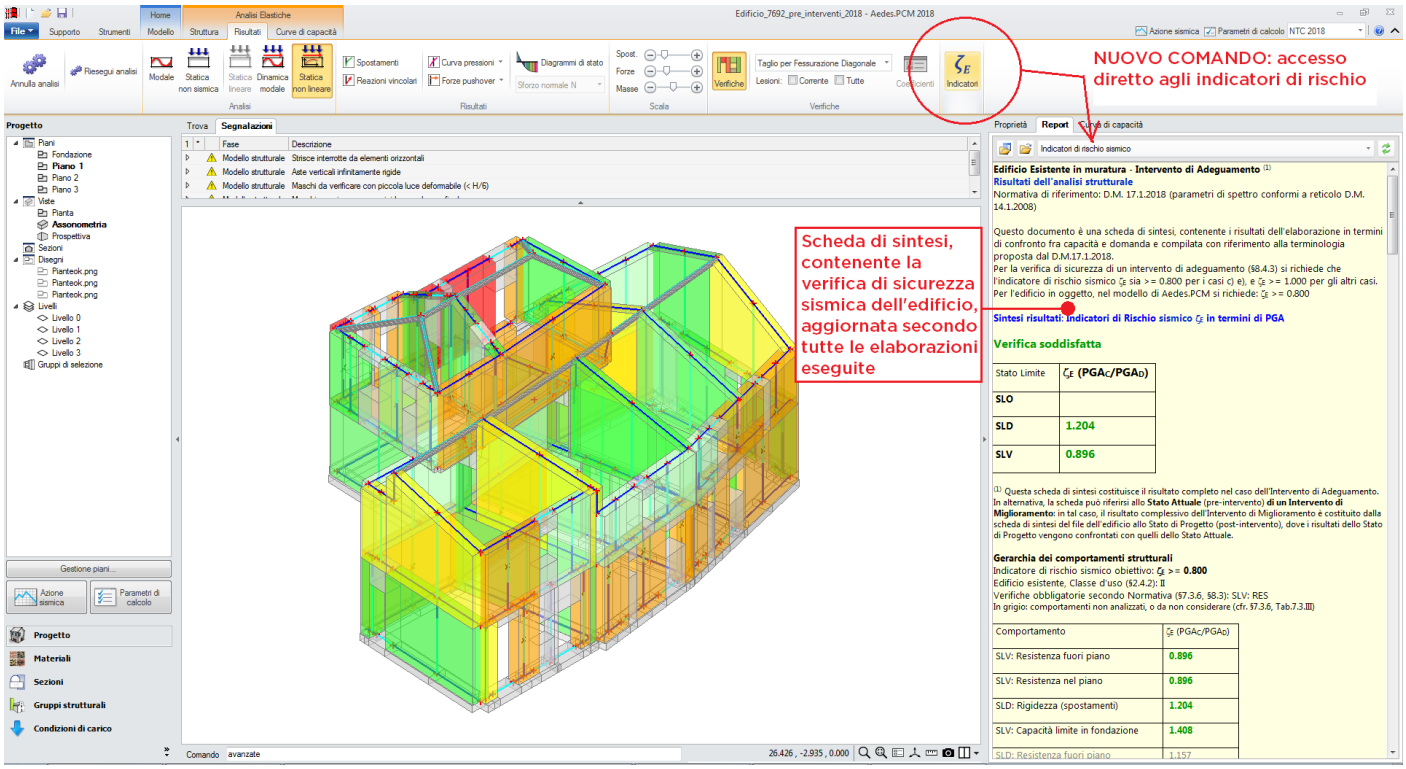
Nella tabella riepilogativa dei risultati delle curve di capacità elaborate nell'analisi pushover, il valore di ζ_E condiziona la colorazione del campo corrispondente. Nell'esempio di figura precedente, l'obiettivo dell'intervento di miglioramento è 0.600.

3.3.7. LIVELLI DI SICUREZZA. SCHEDE DI SINTESI DEI RISULTATI

La scheda di sintesi dei risultati fornisce la verifica di sicurezza sismica complessiva dell'edificio in termini di indicatori di rischio, e tiene conto di tutte le analisi effettuate (cinematica, sismiche lineari, pushover) aggiornandosi alle più recenti elaborazioni.
L'accesso alla scheda avviene con due modalità alternative:
• attraverso il comando Indicatori di rischio di Report:



• oppure, più agevolmente, attraverso il comando Indicatori della barra multifunzione:



La scheda di sintesi presenta un layout distinto a seconda della tipologia di progetto:
1. edificio esistente: stato di progetto di intervento di miglioramento, con obiettivo sul valore assoluto di ζ_E (limite da raggiungere). Viene effettuato il confronto con lo stato attuale cui il progetto è riferito;
2. edificio esistente: stato di progetto di intervento di miglioramento, con obiettivo sull'incremento di ζ_E (normalmente: $\Delta\zeta_E = 0.100$), anche in questo caso con confronto con lo stato attuale;
3. edificio esistente: intervento di adeguamento: in questo caso c'è un obiettivo assoluto di ζ_E che deve essere raggiunto; la stessa scheda può riferirsi allo stato attuale di un intervento di miglioramento;
4. progetto di nuovo edificio.

Per tutti i casi, le schede di sintesi riportano i dati ed i risultati per i diversi stati limite richiesti, evidenziando in verde o in rosso i risultati complessivi di verifiche soddisfatte o meno.
Il risultato complessivo dell'analisi di un edificio corrisponde ad un valore singolo dell'indicatore di rischio, corrispondente al comportamento più sfavorevole. Tuttavia un unico numero può non fornire informazioni esaustive sulle capacità dell'edificio.
La gerarchia dei comportamenti strutturali fornisce un elenco delle verifiche eseguite, distinte in verifiche di resistenza RES e di rigidezza RIG, per i vari stati limite considerati (vd. esempio nel seguito).
Le verifiche vengono inoltre riportate in dettaglio in modo da evidenziare la capacità corrispondente ad ogni comportamento strutturale.

Di seguito, si riporta la scheda di sintesi per il caso dello Stato di progetto di un edificio analizzato come intervento di miglioramento con obiettivo $\Delta\zeta_E$ >= 0.100.
Le descrizioni operative associate alla scheda (riportate dopo il titolo: 'EDIFICI IN MURATURA E VERIFICHE DI SICUREZZA: DESCRIZIONE DELLA METODOLOGIA') sono valide in generale per le diverse tipologie di progetto.

ESEMPIO DI SCHEDA DI SINTESI DEI RISULTATI

Edificio Esistente in muratura - Intervento di Miglioramento
Risultati dell'analisi strutturale
Normativa di riferimento: D.M. 17.1.2018 (parametri di spettro conformi a reticolo D.M. 14.1.2008)

Questo documento è una scheda di sintesi, contenente i risultati dell'elaborazione in termini di confronto fra capacità e domanda e compilata con riferimento alla terminologia proposta dal D.M.17.1.2018.
Per la verifica di sicurezza di un intervento di miglioramento (§8.4.2) si richiede come obiettivo che l'indicatore di rischio sismico allo Stato di Progetto ζ_E sia >= 0.600 per gli edifici di classe III ad uso scolastico e di classe IV, mentre per tutti gli altri casi si richiede che l'incremento $\Delta\zeta_E$ sia >= 0.100.
Per l'edificio in oggetto, nel modello di Aedes.PCM si è scelto il seguente obiettivo d'intervento:
$\Delta\zeta_E$ >= 0.100, rispetto all'indice dello Stato Attuale: 0.753
Pertanto: ζ_E >= 0.853

Sintesi risultati: Indicatori di Rischio sismico ζ_E in termini di PGA

Verifica soddisfatta

Stato di Progetto (dopo l'intervento)

Stato Limite	ζ_E (PGA_C/PGA_D)
SLO	
SLD	**1.183**
SLV	**0.918**

Livello di Miglioramento sismico

Stato Limite	ζ_E Stato Attuale	ζ_E Stato di Progetto	Variazione $\Delta\zeta_E$
SLO			
SLD	1.204	1.183	-0.021
SLV	0.753	0.918	0.165

Gerarchia dei comportamenti strutturali
Indicatore di rischio sismico obiettivo: ζ_E **>= 0.853**
Edificio esistente, Classe d'uso (§2.4.2): II
Verifiche obbligatorie secondo Normativa (§7.3.6, §8.3): SLV: RES
In grigio: comportamenti non analizzati, o da non considerare (cfr. §7.3.6, Tab.7.3.III)

Comportamento	ζ_E (PGA_C/PGA_D)
SLV: Resistenza fuori piano	**0.918**
SLV: Resistenza nel piano	**0.918**
SLD: Rigidezza (spostamenti)	**1.183**
SLV: Capacità limite in fondazione	**1.408**
SLD: Resistenza fuori piano	1.157
SLD: Resistenza nel piano	1.183
SLD: Capacità limite in fondazione	1.793
SLO: Rigidezza (spostamenti)	
SLV: Cinematismo	
SLD: Cinematismo	

Domanda

Stato Attuale (prima dell'intervento)		
Stato Limite	PGA_D (g)	TR_D (anni)
SLO	0.109	30
SLD	0.140	50
SLV	0.316	475

Analisi eseguite:
- Analisi statica non lineare (pushover)
- Analisi dinamica modale con fattore di comportamento: q(SLD) = 1.500, q(SLV) = 5.000
- Analisi cinematica

Riferimenti per fattore di comportamento q (SLV):
- da Normativa (D.M.17.1.2018): posto in input (alfa,U/alfa,1)=1.40: q = 2.800
- da analisi pushover: q = 5.000
- secondo §7.3.1 [Se(SLV)>=Se(SLD)]: q >= 3.398

Stato di Progetto (dopo l'intervento)		
Stato Limite	PGA_D (g)	TR_D (anni)
SLO	0.109	30
SLD	0.140	50
SLV	0.316	475

Analisi eseguite:
- Analisi statica non lineare (pushover)
- Analisi dinamica modale con fattore di comportamento: q(SLD) = 1.500, q(SLV) = 5.000

Riferimenti per fattore di comportamento q (SLV):
- da Normativa (D.M.17.1.2018): posto in input (alfa,U/alfa,1)=1.40: q = 2.800
- da analisi pushover: q = 5.000
- secondo §7.3.1 [Se(SLV)>=Se(SLD)]: q >= 3.398

Verifiche di rigidezza (RIG)

Stato Attuale (prima dell'intervento)				
Stato Limite	PGA_C (g)	ζ_E (PGA_C/PGA_D)	TR_C (anni)	ζ_E (TR_C/TR_D)
SLO				
SLD	0.168	1.204	77	1.540

Stato di Progetto (dopo l'intervento)				
Stato Limite	PGA_C (g)	ζ_E (PGA_C/PGA_D)	TR_C (anni)	ζ_E (TR_C/TR_D)
SLO				
SLD	0.165	1.183 (*)	74	1.480

Verifiche di resistenza (RES)

Stato Attuale (prima dell'intervento)				
SLD	PGA_C (g)	ζ_E (PGA_C/PGA_D)	TR_C (anni)	ζ_E (TR_C/TR_D)
Resistenza nel piano del pannello	0.168	1.204	77	1.540
Resistenza fuori piano del pannello	0.162	1.157	71	1.425
Capacita' limite in fondazione	0.274	1.957	293	5.859
Cinematismo	0.118	0.846	36	0.720

SLV	PGA_C (g)	ζ_E (PGA_C/PGA_D)	TR_C (anni)	ζ_E (TR_C/TR_D)
Resistenza nel piano del pannello	0.283	0.896	322	0.678
Resistenza fuori piano del pannello	0.283	0.896	322	0.678
Capacita' limite in fondazione	>=0.445	1.408	>=2475	5.211
Cinematismo	0.238	0.753	187	0.394

Stato di Progetto (dopo l'intervento)				
SLD	PGA_C (g)	ζ_E (PGA_C/PGA_D)	TR_C (anni)	ζ_E (TR_C/TR_D)
Resistenza nel piano del pannello	0.165	1.183 (*)	74	1.480
Resistenza fuori piano del pannello	0.162	1.157	71	1.425
Capacita' limite in fondazione	0.251	1.793 (*)	219	4.382
Cinematismo				

SLV	PGA_C (g)	ζ_E (PGA_C/PGA_D)	TR_C (anni)	ζ_E (TR_C/TR_D)
Resistenza nel piano del pannello	0.290	0.918	353	0.743
Resistenza fuori piano del pannello	0.290	0.918	353	0.743
Capacita' limite in fondazione	>=0.445	1.408	>=2475	5.211
Cinematismo				

Indicatori di Rischio (rapporto fra capacità e domanda).
I valori evidenziati si riferiscono al parametro ζ_E definito in termini di PGA.

Stato Attuale (prima dell'intervento)		
Stato Limite	**ζ_E (PGA_C/PGA_D)**	ζ_E (TR_C/TR_D)
SLO		
SLD	1.204	1.540
SLV	0.753	0.394

Il valore di PGA specificato in input è pari ad ag*S, accelerazione al suolo.

Stato di Progetto (dopo l'intervento)		
Stato Limite	**ζ_E (PGA_C/PGA_D)**	ζ_E (TR_C/TR_D)
SLO		
SLD	**1.183**	1.480
SLV	**0.918**	0.743

Il valore di PGA specificato in input è pari ad ag*S, accelerazione al suolo.

Livello di Miglioramento sismico: ζ_E (PGA_C/PGA_D)
I valori evidenziati si riferiscono alla variazione del parametro ζ_E definito in termini di PGA (+ = incremento).

Stato Limite	ζ_E Stato Attuale	ζ_E Stato di Progetto	Variazione $\Delta\zeta_E$
SLO			
SLD	1.204	1.183	-0.021
SLV	0.753	0.918	0.165

Capacità della struttura in termini di Vita Nominale; Tempo di intervento

Stato Attuale (prima dell'intervento)
Dati in input (domanda):
Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): II
Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) C_U: 1
Vita Nominale V_N (§2.4.1): 50 anni
Vita di Riferimento (§2.4.3) $V_R = V_N * C_U$: 50 anni
PV_R per SLV (definita in input): 10 %

Risultati dell'analisi (capacità):
TR_{CLV} = 187 anni
Dalla relazione: $TR = -V_R / \ln(1-PV_R)$, ponendo $TR = TR_{CLV}$ e assumendo PV_R per SLV definita in input, segue la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (V_{RC}) e quindi di Vita Nominale, ossia il Tempo di intervento $T_{INT} = (TR_{CLV}/C_U) * \ln(1-PV_R)$:
V_{RC} = 19.7 anni
T_{INT} = 19.7 anni

Stato di Progetto (dopo l'intervento)
Dati in input (domanda):
Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): II
Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) C_U: 1
Vita Nominale V_N (§2.4.1): 50 anni
Vita di Riferimento (§2.4.3) $V_R = V_N * C_U$: 50 anni
PV_R per SLV (definita in input): 10 %

Risultati dell'analisi (capacità):
TR_{CLV} = 353 anni
Dalla relazione: TR = $-V_R$ / ln(1-PV_R), ponendo TR = TR_{CLV} e assumendo PV_R per SLV definita in input, segue la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (V_{RC}) e quindi di Vita Nominale, ossia il Tempo di intervento T_{INT} = (TR_{CLV}/C_U) * ln(1-PV_R):
V_{RC} = 37.2 anni
T_{INT} = 37.2 anni

(*) **Controllo di miglioramento per i singoli comportamenti**: l'indicatore di rischio ζ_E , per un determinato stato di riferimento (Attuale o di Progetto), consiste nel valore minimo degli indicatori calcolati per i singoli comportamenti (spostamenti e resistenze, nel piano, fuori piano, fondazioni, cinematismi).
Nelle tabelle dove sono evidenziati i valori dei singoli comportamenti allo Stato di Progetto, ognuno di questi viene contrassegnato da un simbolo (*) qualora segni una diminuzione rispetto al corrispondente valore allo Stato Attuale.
Ciò permette il controllo sul fatto che il miglioramento riguardi non solo il comportamento dell'edificio nel suo complesso come minimo risultato fra tutti i comportamenti esaminati, ma anche i singoli comportamenti stessi.

EDIFICI IN MURATURA E VERIFICHE DI SICUREZZA: DESCRIZIONE DELLA METODOLOGIA

Il D.M.17.1.2018 organizza le verifiche competenti ai vari Stati Limite in dipendenza dalla Classe d'Uso dell'edificio (Tab.7.3.III in §7.3.6), distinguendole in verifiche di rigidezza (RIG: consistono in verifiche di deformazione) e in verifiche di resistenza (RES, che coinvolgono i comportamenti dei pannelli murari nel piano e fuori piano e la capacità limite in fondazione).
Piu' precisamente:

SLO: Stato Limite di Operatività:
RIG: verifica obbligatoria per edifici nuovi e classe d'uso III o IV (§7.3.6), o per edifici esistenti e classe IV (§8.3).
In analisi lineare consiste nel controllo della deformazione di interpiano, con riferimento ai limiti indicati in §7.3.6.1.
In analisi statica non lineare la verifica per SLO è definita dal confronto fra capacità (definita dallo spostamento del punto di controllo pari a (2/3) di quello allo SLD) e domanda per SLO (determinata attraverso l'oscillatore monodimensionale calcolato con la bilineare equivalente allo SLV).

SLD: Stato Limite di Danno:
a) **RIG**: verifica obbligatoria per edifici nuovi e classe d'uso I e II (§7.3.6).
In analisi lineare consiste nel controllo della deformazione di interpiano, con riferimento ai limiti indicati in §7.3.6.1.
In analisi statica non lineare la verifica per SLD è definita dal confronto fra capacità e domanda. La capacità è definita dallo spostamento del punto di controllo minore fra le seguenti due condizioni:
- quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente allo SLV;
- quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari 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 3/4 del taglio di base massimo.
La domanda per SLD è determinata attraverso l'oscillatore monodimensionale calcolato con la bilineare equivalente allo SLV.
b) **RES**: verifica obbligatoria per edifici nuovi e classe d'uso III o IV (§7.3.6), o per edifici esistenti e classe IV (§8.3).
In analisi lineare consiste nelle verifiche di resistenza, con analisi condotta con fattore di comportamento q per SLD (q <= 1.5, cfr. Tab.7.3.I §7.3).
In analisi statica non lineare, la verifica per SLD coincide con quanto descritto per RIG.

SLV: Stato Limite di salvaguardia della Vita:
RES: verifiche richieste per tutti gli edifici. Per gli edifici esistenti, include le verifiche dei cinematismi condotte in termini di resistenza (con fattore di comportamento q posto in genere pari a 2).
In analisi lineare consiste nelle verifiche di resistenza, con analisi condotta con fattore di comportamento q.
In analisi statica non lineare la verifica per SLV è definita dal confronto fra capacità e domanda. La capacità è definita dallo spostamento del punto di controllo pari a (3/4) di quello allo SLC. SLC è definito dallo spostamento minore fra le seguenti condizioni:
- quello corrispondente ad un taglio alla base residuo pari all'80% del massimo;
- quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite di deformazione angolare per SLC in tutti i maschi di un

qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza.
La domanda per SLV è determinata attraverso l'oscillatore monodimensionale calcolato con la bilineare equivalente allo SLV.

Analisi sismiche eseguite e risultati per i vari comportamenti strutturali
Per ogni modello analizzato come unica struttura globale o per ogni sottostruttura di un modello calcolato come assemblaggio di sottostrutture, la scheda di sintesi indica i tipi di analisi eseguite le cui verifiche confluiscono nei risultati degli indicatori di rischio, con distinzione fra Stato Attuale e Stato di Progetto.
Le possibili analisi ed i corrispondenti comportamenti strutturali sono i seguenti:
• **Analisi cinematica**: meccanismi di collasso (cinematismi)
• **Analisi statica non lineare (pushover)**:
a) comportamento dei pannelli nel piano (per pressoflessione e/o taglio);
b) se considerato in pushover: comportamento dei pannelli fuori piano per azioni di calcolo da modello;
c) se vi sono fondazioni nello schema statico e sono considerate in pushover: capacità limite delle fondazioni.
• **Analisi sismica lineare** (con priorità per la dinamica modale rispetto alla statica lineare):
a) comportamento dei pannelli nel piano (per pressoflessione e/o taglio), se non è eseguita la pushover;
b) se la verifica è richiesta: comportamento dei pannelli fuori piano per azioni di calcolo da modello (considerato anche se è eseguita la pushover) e/o per azioni equivalenti secondo §7.2.3 e §7.8.1.5.2;
c) se vi sono fondazioni nello schema statico: capacità limite delle fondazioni, se non si considera in pushover.
Per garantire coerenza fra le verifiche eseguite in analisi lineare ed i risultati dell'analisi pushover, il fattore di comportamento q utilizzato in analisi lineare deve coincidere con q calcolato in pushover (rispettando comunque, nel caso del D.M.17.1.2018, secondo §7.3.1, il valore massimo di q tale che: $S_{e,SLV} \geq S_{e,SLD}$).

Valutazione della sicurezza
Per gli edifici esistenti, seguendo **§8.3**, è possibile che la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi possano essere eseguiti con riferimento ai soli stati limite ultimi (SLV), salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV: per esse sono richieste le verifiche anche agli stati limite di esercizio SLE (SLO e SLD), per i quali potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.

L'**indicatore di rischio ζ_E**, consistente nel rapporto tra Capacità e Domanda, costituisce il risultato in sintesi dell'analisi sismica dell'edificio.
Il calcolo dell'indicatore di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni: a) capacità >= domanda (in termini di spostamento); b) q* (rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente) <= 3.0, con riferimento a SLV (la relazione q* <= 4.0 indicata in D.M. 17.1.2018 per SLC viene ricondotta a q* <= 3.0 per SLV, dato il rapporto di (3/4) esistente fra le capacità per SLC e per SLV (EuroCodice 8, UNI EN 1998-3:2005, §C4.1.2).
Per tutti gli stati limite di riferimento (SLO, SLD e SLV) ζ_E può essere espresso sia in termini di PGA che di TR; i due valori non sono uguali data la non linearità del legame fra PGA e TR, ma in ogni caso sono contemporaneamente maggiori o minori di 1.

La procedura descritta subisce alcune modifiche in caso di **parametri di spettro non conformi** al reticolo sismico italiano pubblicato nel D.M. 14.1.2008.
(a) Se la difformità riguarda **ag**, il legame diretto tra TR e ag espresso dal reticolo non è più valido. Per tutti gli stati limite, il calcolo dell'indicatore di rischio si esegue attraverso una procedura iterativa direttamente su ag; il risultato in termini di TR si calcola in seguito facendo riferimento all'espressione proposta dal D.M. 65 del 07.03.2017: $TR_C = TR_D * (PGA_C/PGA_D)^{\eta}$
dove: $\eta = 1/0.49$ per $ag \geq 0.25g$; $\eta = 1/0.43$ per $0.25g \geq ag \geq 0.15$ g; $\eta = 1/0.356$ per $0.15g \geq ag \geq 0.05$ g;
$\eta = 1/0.34$ per 0.05 g $\geq ag$ (ag = accelerazione massima su roccia, che viene assunta con riferimento a SLV).
Per gli altri parametri di spettro, il valore viene unificato, per tutti i periodi di ritorno.
(b) Se la difformità riguarda **non ag ma altri parametri di spettro** (ad es. il coefficiente di suolo S_S): i valori di ogni parametro difforme sono impostati costanti per tutti i periodi di ritorno, e la procedura iterativa viene eseguita su TR, sostituendo il valore previsto dalla Normativa con quello difforme.
(c) In caso di **spettro personalizzato definito per punti**, non è possibile risalire ai singoli parametri di spettro, tuttavia il valore di ancoraggio (spettro per T=0), pari ad (ag*S), consente una procedura iterativa basata sull'accelerazione

mediante la quale è possibile definire, per ogni stato limite, il valore degli indicatori di rischio. La procedura assume per ipotesi che la forma spettrale sia proporzionale ad (ag*S) e che la definizione per punti dello spettro riguardi entrambe le direzioni sismiche X' e Y' (in assenza di una delle due definizioni, questa viene assunta uguale all'altra) ed un eventuale spettro in direzione Z; durante la procedura iterativa, tutti gli spettri vengono 'scalati' con il medesimo fattore di proporzionalità.
(d) Se la Normativa di riferimento è l'**EuroCodice**, il calcolo si limita agli indicatori di rischio in termini di PGA, con procedura iterativa analoga al punto (a) senza tuttavia valutare risultati in termini di TR.

La verifica di sicurezza per i **nuovi edifici** richiede che ζ_E sia >= 1.000.
Il D.M.17.1.2018 introduce livelli di sicurezza specifici per gli **edifici esistenti**, ed a tal fine è possibile fare riferimento all'indicatore **ζ_E espresso in termini di accelerazione al suolo PGA**, preferibilmente espresso considerando gli effetti di suolo: **ag*S** (la scelta di definizione di PGA come accelerazione su roccia ag o contenente anche gli effetti di suolo: ag*S è definita in input nel file di Aedes.PCM).
Per gli **interventi di Miglioramento** (§8.4.2) ζ_E può essere minore di 1.0: per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV a seguito degli interventi di miglioramento deve essere: ζ_E >= 0.600; per tutti gli altri edifici, ζ_E deve essere incrementato di almeno 0.1: $\Delta\zeta_E$ >= 0.100.
Per gli **interventi di Adeguamento** (§8.4.3) in alcuni casi (c) e) in §8.4.3)è sufficiente che ζ_E sia >= 0.800, mentre negli altri casi il livello di sicurezza uguaglia quello richiesto alle nuove costruzioni: ζ_E >= 1.000.

Per quanto riguarda l'**intervallo di calcolo dei periodi di ritorno**: il D.M. 14.1.2008 definisce un periodo di ritorno compreso tra 30 e 2475 anni. Se dal calcolo risulta una capacità in termini di TR superiore a 2475 anni, si pone TR = 2475 come limite superiore. Per quanto riguarda il limite inferiore, è possibile considerare valori di TR minori di 30 anni con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIS (Unità di Ricerca CNR-ITC): viene adottata un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard ag(30), ag(50) e ag(75), effettuata con la funzione di potenza: ag(TR) = k TR^{α}. L'intervallo di calcolo di TR è quindi [1,2475]; ne consegue che la capacità in termini di PGA può assumere anche valori minori di quello corrispondente a TR = 30 anni.

La **capacità della struttura in termini di Vita Nominale (V_{NC}), definita anche come Tempo di intervento T_{INT},** si identifica con la Vita Nominale che è possibile assegnare alla struttura, in conseguenza del periodo di ritorno sostenibile TR_{CLV}, mantenendo nel corrispondente periodo di riferimento V_{RC} (= V_{NC} * C_U) la probabilità di superamento PV_R definita in input per lo Stato Limite ultimo SLV.
Per una valutazione del valore ottenuto per V_{NC} relativa a beni monumentali, si tenga presente che valori della vita nominale maggiori di 20 anni possono considerarsi ammissibili per un manufatto tutelato (§2.4 Direttiva P.C.M 9.2.2011). Se risulta: TR_{CLV} >= 2475 anni, si potrà considerare un valore della vita nominale >= del limite V_{NC} riportato nella scheda (corrispondente a TR = 2475 anni: V_{NC} >= 2475 * -ln(1-PV_R) / C_U).

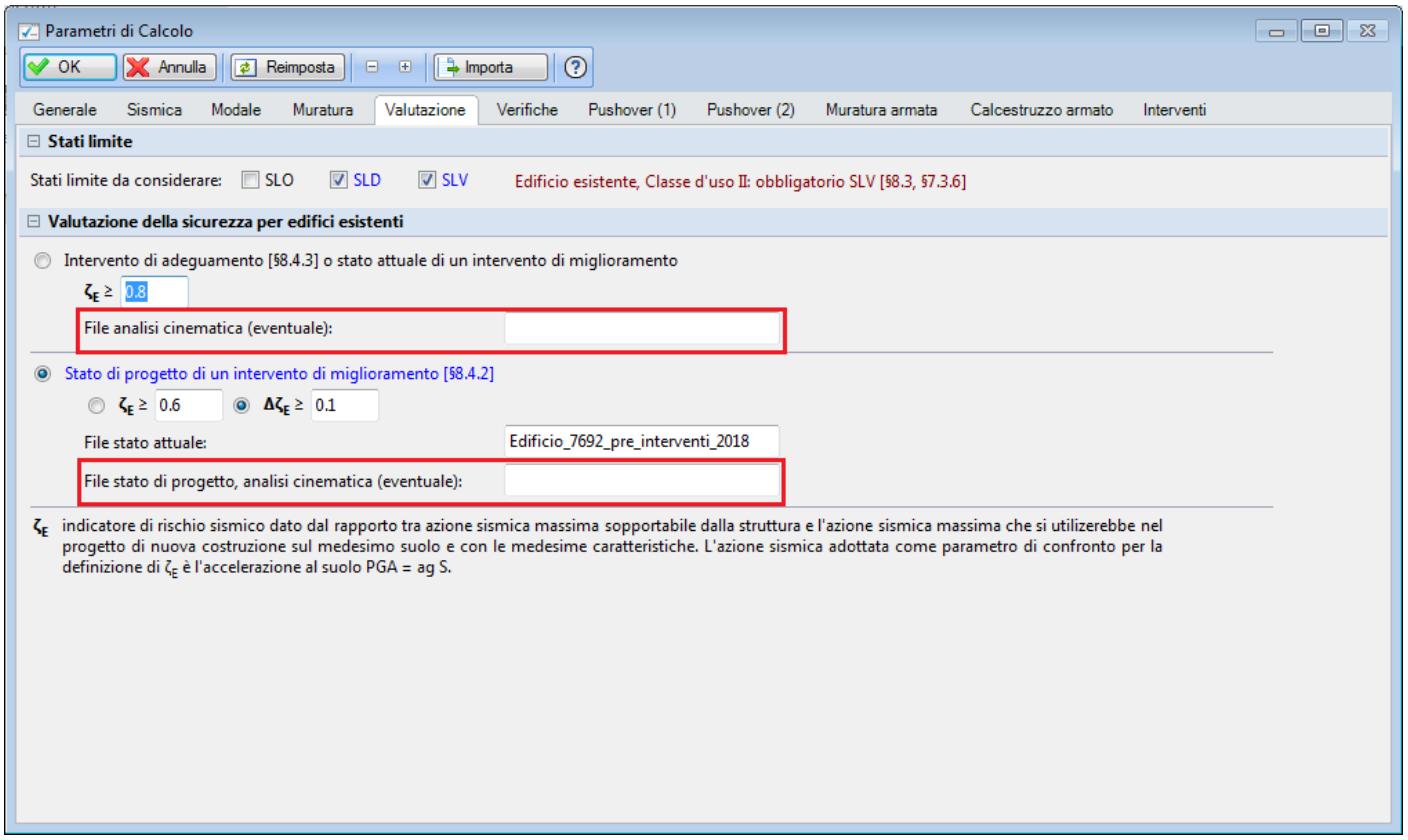
Compilazione di schede tecniche per edifici strategici.
Le Schede di sintesi della verifica sismica per gli edifici strategici ai fini della Protezione Civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico, predisposte dalle Regioni (Regione Emilia-Romagna, ed altre), richiedono risultati relativi ai diversi stati limite (SLO, SLD e SLV), e l'indicatore di rischio può essere espresso in termini sia di PGA che di T_R.
In ogni caso, dal quadro di sintesi di PCM (sopra riportato) è possibile trarre i valori richiesti per la compilazione, anche qualora questa faccia riferimento alla Normativa precedente (D.M. 14.1.2008).

Informazioni sulla generazione di questa scheda:
data di creazione: 13/05/2018 , 12:05:45
Nome dei file di progetto di Aedes.PCM:
Stato Attuale (prima dell'intervento):
per Analisi globale: Edificio_7692_pre_interventi_2018
eventuale file distinto per Analisi cinematica: -
Stato di Progetto (dopo l'intervento):
per Analisi globale: Edificio_7692_post_interventi_2018
eventuale file distinto per Analisi cinematica: -

fine della Scheda di sintesi

Alcune osservazioni complementari

• L'esempio che ha generato la scheda di sintesi sopra riportata è lo Stato di Progetto di un intervento di miglioramento, per il quale in input è stato indicato il file dello Stato Attuale di riferimento. Nell'esempio, lo Stato Attuale contiene un'analisi cinematica, assente nello Stato di Progetto (ciò mostra una delle tante possibili combinazioni di modellazione e analisi).
Si tenga presente che l'analisi cinematica può essere condotta anche in progetti separati ai quali il riferimento viene garantito da quanto specificato in input nei Parametri di Calcolo (fig. seg.)



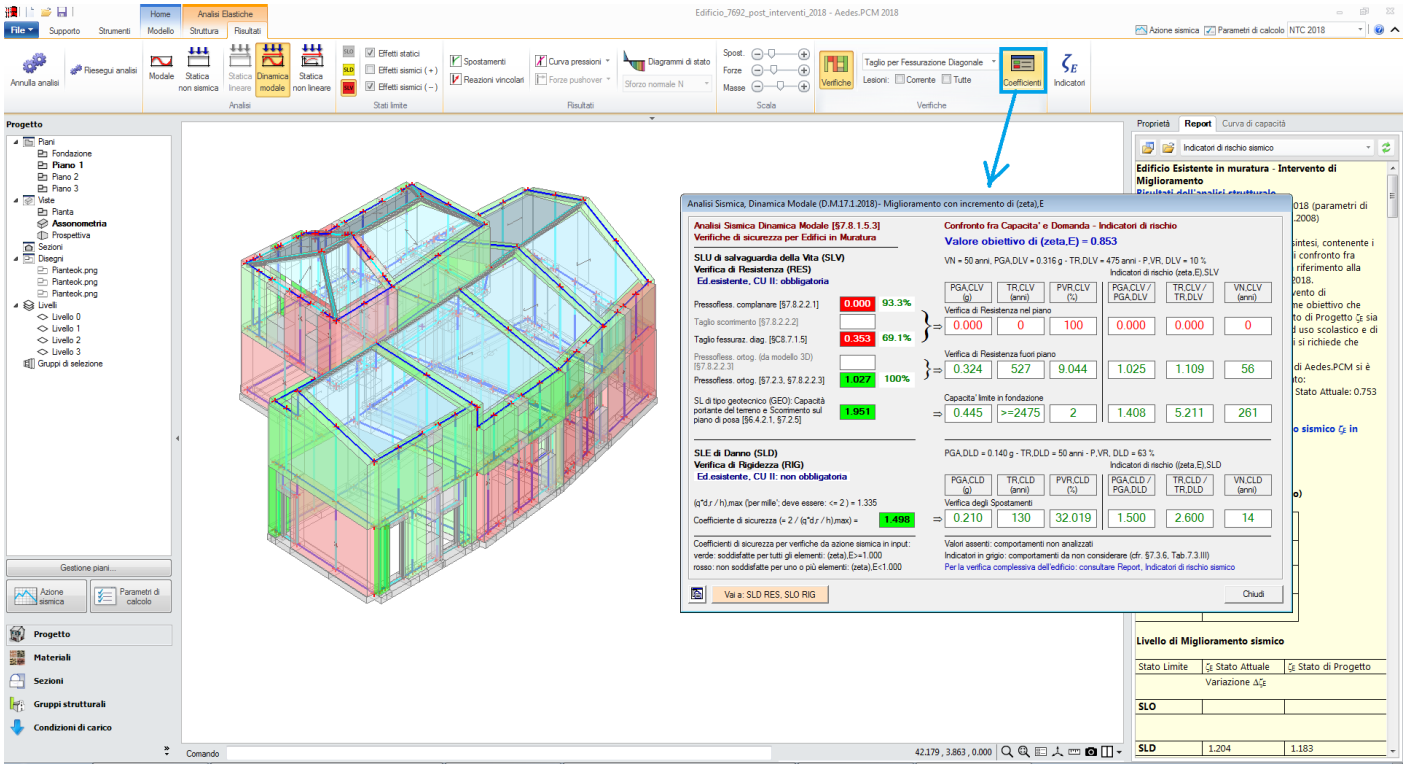
• Nel caso di analisi per sottostrutture, dove è presente un modello Padre insieme ai modelli Figli: i cinematismi devono essere studiati nella struttura Padre oppure nel file di riferimento cinematico in input per la struttura Padre. Eventuali cinematismi definiti nelle strutture Figli vengono ignorati ai fini della compilazione della scheda di sintesi.

• Il confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto richiede che in entrambi i modelli si faccia riferimento alla stessa Normativa.

• Le analisi eseguite allo Stato di Progetto e quelle eseguite allo Stato Attuale possono non essere coincidenti. Ad esempio, allo Stato di Progetto i risultati del comportamento nel piano possono essere generati da un'analisi pushover, mentre nello Stato Attuale come analisi sismica è stata eseguita solo la dinamica modale. PCM non rileva eventuali incongruenze di questo tipo, lasciando all'Utente la decisione sulle analisi significative per ogni singolo modello; in ogni caso nella scheda di sintesi, in corrispondenza della Domanda allo Stato Attuale e allo Stato di Progetto, vengono evidenziate le analisi eseguite.

3.3.8. COEFFICIENTI PER LE ANALISI SISMICHE LINEARI

Coerentemente con la riorganizzazione della scheda di sintesi, il quadro dei coefficienti di sicurezza accessibile dai risultati di un'analisi sismica lineare (statica o dinamica modale) presenta anche gli indicatori di rischio corrispondenti all'analisi lineare stessa, caratterizzati da:
valori assenti, laddove le verifiche non sono state richieste;
valori in verde o rosso, per ogni verifica richiesta, a seconda che sia soddisfatta o meno in relazione al target per ζ_E (valore obiettivo);
valori in grigio, riferiti a comportamenti da non considerare.



Ad esempio, il caso in figura seguente (l'esempio già visto per la scheda di sintesi) si riferisce a un edificio esistente in classe II per il quale:
- è obbligatorio solo SLV (e le segnalazioni sulla parte sinistra dei coefficienti lo evidenziano);
- è stato però richiesto dall'Utente anche SLD, che viene tenuto in considerazione ai fini dei risultati complessivi. Il fatto che SLD sia stato richiesto è evidenziato dalla presenza di valori per i corrispondenti indicatori di rischio (assenti invece in corrispondenza di SLO, che infatti non è stato richiesto).
Poiché SLD genera sia verifiche di rigidezza (RIG) che verifiche di resistenza (RES), trattandosi di un edificio in classe II, sono significative, secondo la Tab. 7.3.III di §7.3.6. del D.M. 17.1.2018, solo le verifiche di rigidezza: gli indicatori corrispondenti sono colorati in rosso o verde (quadro superiore nella figura seguente), mentre le verifiche di resistenza per SLD i risultati sono colorati in grigio (quadro inferiore nella figura seguente) in quanto non significativi ai fini della valutazione di sicurezza dell'edificio.
Questo criterio di colorazione è identico a quello applicato per mostrare la gerarchia dei comportamenti strutturali nella scheda di sintesi.

Analisi Sismica, Dinamica Modale (D.M.17.1.2018)- Miglioramento con incremento di (zeta),E

Analisi Sismica Dinamica Modale [§7.8.1.5.3]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

Confronto fra Capacita' e Domanda - Indicatori di rischio

Valore obiettivo di (zeta,E) = 0.853

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifica di Resistenza (RES)
Ed.esistente, CU II: obbligatoria

VN = 50 anni, PGA,DLV = 0.316 g - TR,DLV = 475 anni - P,VR, DLV = 10 %

			Indicatori di rischio (zeta,E),SLV				
			PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PVR,CLV (%)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	VN,CLV (anni)
Pressofless. complanare [§7.8.2.2.1]	0.000	93.3%	Verifica di Resistenza nel piano					
Taglio scorrimento [§7.8.2.2.2]			0.000	0	100	0.000	0.000	0
Taglio fessuraz. diag. [§C8.7.1.5]	0.353	69.1%						
Pressofless. ortog. (da modello 3D) [§7.8.2.2.3]			Verifica di Resistenza fuori piano					
Pressofless. ortog. [§7.2.3, §7.8.2.2.3]	1.027	100%	0.324	527	9.044	1.025	1.109	56
SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1, §7.2.5]	1.951		Capacita' limite in fondazione					
			0.445	>=2475	2	1.408	5.211	261

SLE di Danno (SLD)
Verifica di Rigidezza (RIG)
Ed.esistente, CU II: non obbligatoria

PGA,DLD = 0.140 g - TR,DLD = 50 anni - P,VR, DLD = 63 %

(q*d,r / h),max ('per mille'; deve essere: <= 2) = 1.335

Coefficiente di sicurezza (= 2 / (q*d,r / h),max) = 1.498

	Indicatori di rischio ((zeta,E),SLD					
	PGA,CLD (g)	TR,CLD (anni)	PVR,CLD (%)	PGA,CLD / PGA,DLD	TR,CLD / TR,DLD	VN,CLD (anni)
Verifica degli Spostamenti						
	0.210	130	32.019	1.500	2.600	14

Coefficienti di sicurezza per verifiche da azione sismica in input:
verde: soddisfatte per tutti gli elementi: (zeta),E>=1.000
rosso: non soddisfatte per uno o più elementi: (zeta),E<1.000

Valori assenti: comportamenti non analizzati
Indicatori in grigio: comportamenti da non considerare (cfr. §7.3.6, Tab.7.3.III)
Per la verifica complessiva dell'edificio: consultare Report, Indicatori di rischio sismico

Vai a: SLD RES, SLO RIG

Chiudi

Analisi Sismica, Dinamica Modale (D.M.17.1.2018)- Miglioramento con incremento di (zeta),E

Analisi Sismica Dinamica Modale [§7.8.1.5.3]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

Confronto fra Capacita' e Domanda - Indicatori di rischio

Valore obiettivo di (zeta,E) = 0.853

SLE di Danno (SLD)
Verifica di Resistenza (RES)
Ed.esistente, CU II: non obbligatoria

VN = 50 anni, PGA,DLD = 0.140 g - TR,DLD = 50 anni - P,VR, DLD = 63 %

			Indicatori di rischio (zeta,E),SLD				
			PGA,CLD (g)	TR,CLD (anni)	PVR,CLD (%)	PGA,CLD / PGA,DLD	TR,CLD / TR,DLD	VN,CLD (anni)
Pressofless. complanare [§7.8.2.2.1]	0.000	93.3%	Verifica di Resistenza nel piano					
Taglio scorrimento [§7.8.2.2.2]			0.000	0	100	0.000	0.000	0
Taglio fessuraz. diag. [§C8.7.1.5]	0.355	69.1%						
Pressofless. ortog. (da modello 3D) [§7.8.2.2.3]			Verifica di Resistenza fuori piano					
Pressofless. ortog. [§7.2.3, §7.8.2.2.3]	1.164	100%	0.162	71	50.434	1.157	1.420	8
SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1, §7.2.5]	1.877		Capacita' limite in fondazione					
			0.251	219	20.404	1.793	4.380	23

SLE di Operatività (SLO)
Verifica di Rigidezza (RIG)
Ed.esistente, CU II: non obbligatoria

PGA,DLO = 0.109 g - TR,DLO = 30 anni - P,VR, DLO = 81 %

(d,r / h),max ('per mille'; deve essere: < 1.33) = n.d.

Coefficiente di sicurezza (= 1.33 / (d,r / h),max) =

	Indicatori di rischio (zeta,E),SLO					
	PGA,CLO (g)	TR,CLO (anni)	PVR,CLO (%)	PGA,CLO / PGA,DLO	TR,CLO / TR,DLO	VN,CLO (anni)
Verifica degli Spostamenti						

Coefficienti di sicurezza per verifiche da azione sismica in input:
verde: soddisfatte per tutti gli elementi: (zeta),E>=1.000
rosso: non soddisfatte per uno o più elementi: (zeta),E<1.000

Valori assenti: comportamenti non analizzati
Indicatori in grigio: comportamenti da non considerare (cfr. §7.3.6, Tab.7.3.III)
Per la verifica complessiva dell'edificio: consultare Report, Indicatori di rischio sismico

Vai a: SLV RES, SLD RIG

Chiudi

Alcune osservazioni complementari

Il quadro dei coefficienti di sicurezza e degli indicatori di rischio si compone di due parti:
- a sinistra, i **coefficienti di sicurezza**, con risultati in etichette rosse o verdi;
- a destra, gli **indicatori di rischio** sismico corrispondenti.

Ricordiamo che i valori a sinistra fanno riferimento al rapporto fra capacità e domanda, in termini di verifica della singola parete, dove la domanda è quella prevista dalla Normativa per lo stato limite considerato, indipendentemente dal tipo di progetto e dall'obiettivo su ζ_E.
Ad esempio, 0.353 per il taglio per fessurazione diagonale (vd. quadro superiore) significa che eseguendo l'analisi lineare (dinamica modale, in questo caso) sotto l'azione prevista per SLV, e poi le corrispondenti verifiche, il coefficiente di sicurezza minimo, fornito dal rapporto fra taglio resistente e taglio sollecitante, è pari a 0.353.
Ciò mostra che la verifica per azione sismica secondo input per SLV NON è soddisfatta. La percentuale indicata a lato (69.1%) evidenzia il numero di elementi per i quali invece la verifica è soddisfatta: è evidente che più la percentuale è alta, minore è il numero di pareti in condizioni critiche.
Si osservi bene che il solo valore 0.353 non dà informazioni sullo stato complessivo della verifica, mentre la **percentuale di pareti con verifica soddisfatta** fornisce un quadro immediato sul comportamento globale dell'edificio.
Potrebbe definirsi **'miglioramento' in analisi lineare** un intervento su un gruppo di pareti, che pur mantenendo invariato il valore del coefficiente di sicurezza (perché dipendente da una parete su cui non si interviene) aumenta però il numero di pareti con verifica soddisfatta (aumento della percentuale); un altro tipo di miglioramento è ovviamente quello che incrementa il minimo coefficiente di sicurezza.

Nel caso in esame, il corrispondente **indicatore di rischio** 0.000 può provenire dal taglio o dalla pressoflessione complanare (dove è comunque alto il numero di pareti con verifica soddisfatta), ma ha un significato diverso rispetto ai valore dei coefficienti di sicurezza (0.000 per la pressoflessione complanare e 0.353 per il taglio): significa che una seppur minima azione sismica registra almeno una verifica non soddisfatta, e quindi non è sostenibile teoricamente alcuna accelerazione. In altre parole, diminuendo la ag dal valore previsto per SLV secondo Normativa fino ad annullarla, anche laddove si riesca ad aumentare il coefficiente di sicurezza minimo, questo non raggiunge il valore 1.000 e cioè non si riesce a soddisfare le verifiche per tutte le pareti (può dipendere da una situazione critica già in condizioni statiche).

Si sta comunque ragionando sui risultati di un'analisi lineare, notoriamente non appropriata per un giudizio sulla capacità dell'edificio in muratura, specialmente per azioni complanari. Infatti lo ζ_E nullo 0.000 in analisi dinamica modale è sostituito da ζ_E=0.918 da analisi pushover (come si rileva nella scheda di sintesi), dal momento che la pushover viene considerata, ai fini del comportamento nel piano, prevalente sulla dinamica modale. Nella gerarchia dei comportamenti non c'è giustamente traccia di ζ_E=0.000, in quanto l'esecuzione dell'analisi pushover toglie significatività alle verifiche nel piano eseguite in analisi lineare.

3.3.9. SPETTRI DI PIANO

Nel D.M.17.1.2018 in §7.2.3 si trattano i criteri di progettazione di elementi strutturali secondari ed elementi costruttivi non strutturali.
La domanda sismica sugli elementi costruttivi non strutturali deve essere determinata attraverso un'accelerazione massima, S_a, la cui espressione non è più fornita in modo diretto come nel D.M.14.1.2008, dove si faceva riferimento ad un espressione utilizzata negli EuroCodici, ma si fa genericamente riferimento a documenti di comprovata validità (si osservi che la formulazione proposta in NTC 2008 permane in NTC 2018 nelle verifiche di pareti murarie fuori piano eseguite a parte rispetto all'analisi globale (pressoflessione

ortogonale) assumendo il periodo proprio della parete T_a=0, trattando la parete come un elemento secondario).

Alcune anticipazioni sulla nuova Circolare hanno evidenziato tra i contenuti la definizione degli 'Spettri di piano', aventi appunto la finalità di determinare l'input sismico per l'analisi delle strutture secondarie.
Tale metodologia verrà proposta in modo specifico anche per l'analisi cinematica (studio dei meccanismi di collasso per edifici in muratura). In attesa di chiarimenti specifici attraverso il testo definitivo della Circolare, in PCM 2018 è stata implementata la generazione degli spettri di piano, a partire dai risultati dell'analisi modale, in modo tale da iniziare a valutare gli effetti di amplificazione sismica sugli elementi secondari dovuti al comportamento dinamico dell'edificio in cui essi sono inseriti.

Alcuni cenni teorici. Gli spettri di piano nascono per l'analisi delle strutture secondarie, cioè quelle strutture che hanno massa relativamente piccola rispetto alla massa dell'edificio (struttura primaria) e tali che l'effetto dell'interazione dinamica tra il sistema primario e quello secondario può essere considerata trascurabile => la struttura secondaria viene studiata applicando alla sua base lo spettro di piano che tiene conto dell'amplificazione dell'input sismico dovuta al comportamento dinamico dell'edificio dove la struttura secondaria è collocata.

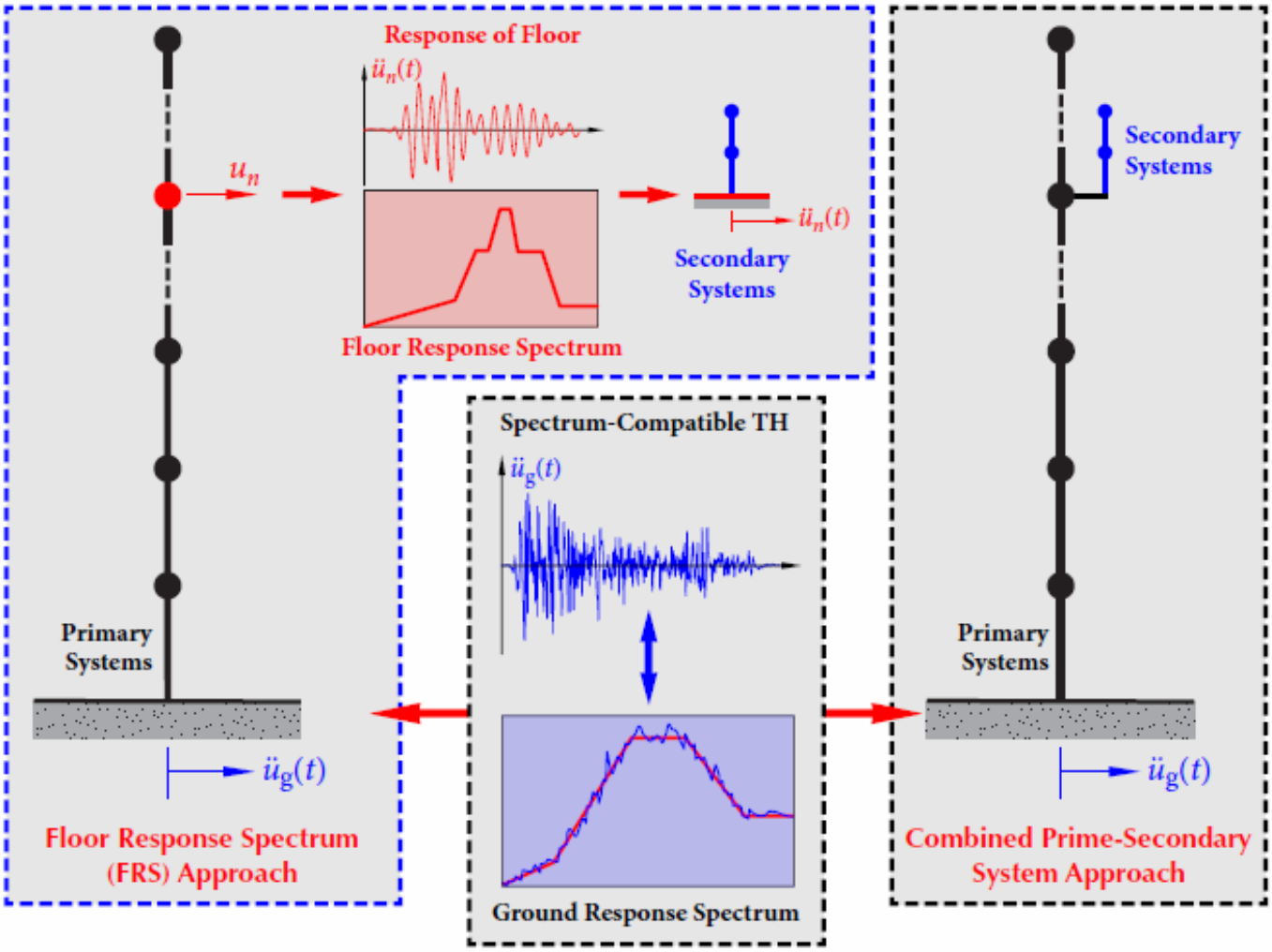


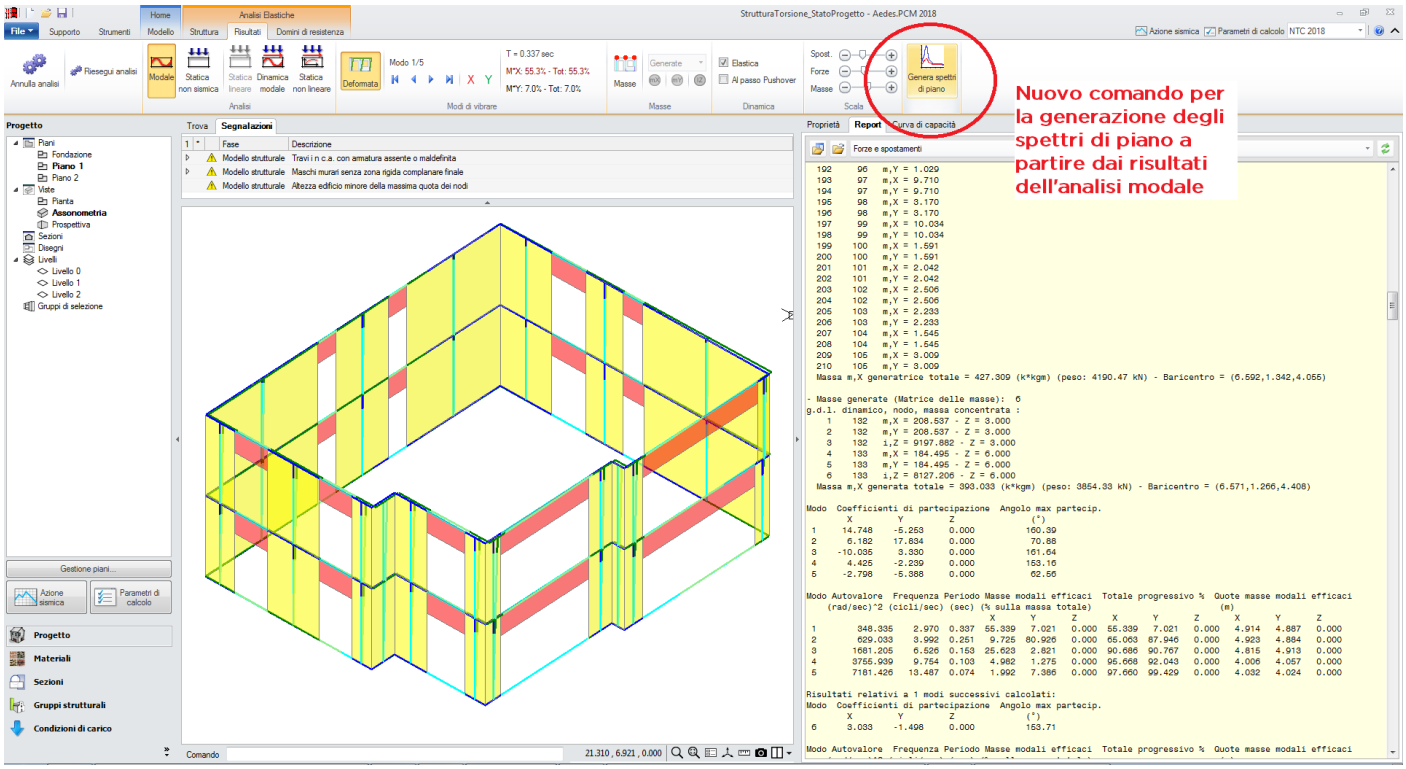
Figure 1.3 Seismic analysis methods for secondary systems

Nella figura sopra, tratta da: Wei Jiang: Direct Method of Generating Floor Response Spectra, a thesis presented to the University of Waterloo, 2016, è evidenziata la duplice modalità con cui affrontare lo studio della struttura secondaria: o inglobandola nell'analisi complessiva della struttura in cui è inserita (a destra)

oppure generando lo spettro di piano e disaccoppiando l'analisi (a sinistra).
Lo spettro di piano è caratterizzato:
• da un'accelerazione di ancoraggio, denominata:
$a_Z(Z)$ oppure PFA_Z
ed è l'accelerazione massima alla quota Z o accelerazione di picco di piano, che in pratica svolge per la struttura secondaria lo stesso ruolo dell'accelerazione al suolo per la struttura primaria;
l'accelerazione di ancoraggio è il valore dello spettro in corrispondenza di T=0, quindi coincide con l'accelerazione spettrale nel caso di struttura secondaria rigida;
• da un'espressione che contiene, oltre all'accelerazione di ancoraggio:
- l'amplificazione dovuta al rapporto tra il periodo proprio della struttura secondaria (T) e i periodi propri della primaria (T_1,..., T_k, ...)
- gli effetti dello smorzamento, che ipotizzando un comportamento non lineare della struttura primaria è maggiore del 5%.

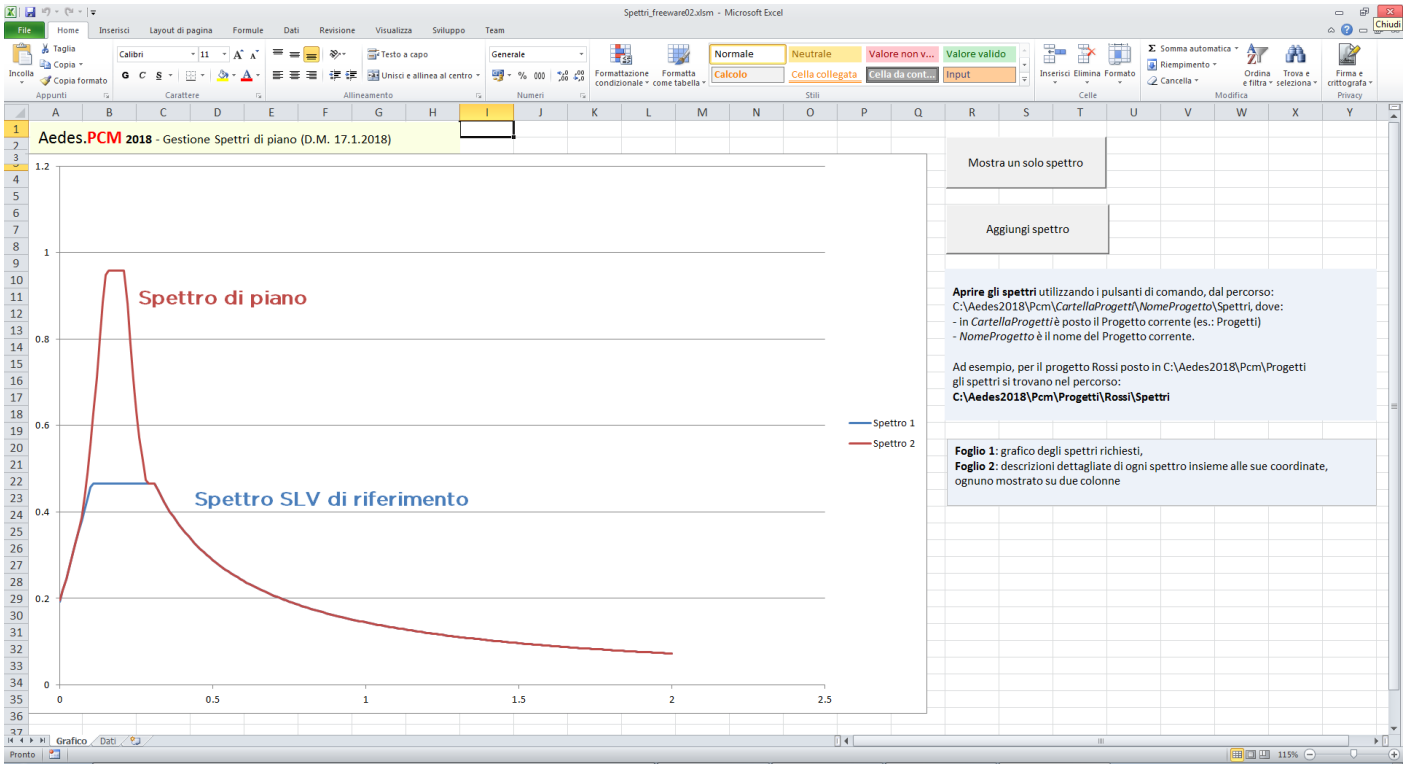
La metodologia di analisi delle strutture secondarie è la seguente:
a) si esegue l'analisi modale della struttura primaria (edificio)
b) si ricava lo spettro di piano per i seguenti dati in input:
• direzione di riferimento: X o Y (la direzione di verifica sismica)
• quota Z (quota di imposta della struttura secondaria), posizione in pianta (X,Y) (riferita ad esempio al baricentro dell'imposta)
• scelta tra comportamento elastico o non lineare della struttura primaria.
- Nel caso elastico: smorzamento ξ=5% e periodi propri come calcolati da analisi modale;
- nel caso non lineare: smorzamento maggiore (es. ξ=10%) e amplificazione dei periodi propri dovuta al danneggiamento della struttura primaria (es.: aumento di T_k del 50%).
c) si utilizza questo spettro di piano per la verifica della struttura secondaria:
c.1) se l'elemento secondario è un corpo rigido, per un'analisi di resistenza <u>è sufficiente conoscere l'accelerazione di ancoraggio,</u> <u>senza necessità di elaborare l'intero spettro di piano</u> (questo, peraltro, è quanto fatto in analisi cinematica lineare dei meccanismi locali).
Si osservi che se la Z (quota di base della struttura secondaria) è al suolo (Z=0) occorre fare riferimento all'accelerazione al suolo (a_gS), venendo meno il ruolo dello spettro di piano.
Per valori bassi di Z, p.es. inferiori alla quota del primo piano, la forma modale può comunque essere calcolabile, ma potrebbe risultare che l'accelerazione di ancoraggio dello spettro di piano risulti minore dell'accelerazione al suolo: per tale motivo, occorre che in ogni caso l'accelerazione di attivazione del meccanismo sia confrontata con la maggiore fra l'accelerazione di ancoraggio dello spettro di piano e l'accelerazione al suolo.
c.2) se la struttura secondaria è una struttura libera di vibrare, p.es. una piccola struttura in acciaio posta su una copertura, si potrà eseguire un'analisi strutturale (p.es. dinamica modale) considerando in input lo spettro di piano (cfr. fig. 1.3 a inizio paragrafo).

Aedes.PCM 2018 propone un comando apposito per la Generazione degli spettri di piano, posto nella scheda dei risultati dell'Analisi Modale.



Selezionato il comando, si apre un'apposita finestra di dialogo:

Confermando con clic sull'icona , si apre un foglio di Excel dedicato agli spettri, che permette di inserirne uno o più e di visualizzarli in un grafico predisposto. Nel foglio 2 del file di Excel sono contenute le coordinate degli spettri elaborati.
Oltre agli spettri di piano richiesti, viene sempre elaborato lo spettro di risposta allo stato limite SLV per l'intero edificio, in modo che confrontandolo con uno spettro di piano è immediato lo studio delle amplificazioni dell'accelerazione spettrale alla quota di riferimento.


Spettri_freeware02.xlsm - Microsoft Excel
Aedes.PCM 2018 - Gestione Spettri di piano (D.M. 17.1.2018)
Spettro di piano
Spettro SLV di riferimento
Spettro 1
Spettro 2
Mostra un solo spettro
Aggiungi spettro
Aprire gli spettri utilizzando i pulsanti di comando, dal percorso:
C:\Aedes2018\Pcm\CartellaProgetti\NomeProgetto\Spettri, dove:
- in CartellaProgetti è posto il Progetto corrente (es.: Progetti)
- NomeProgetto è il nome del Progetto corrente.
Ad esempio, per il progetto Rossi posto in C:\Aedes2018\Pcm\Progetti
gli spettri si trovano nel percorso:
C:\Aedes2018\Pcm\Progetti\Rossi\Spettri
Foglio 1: grafico degli spettri richiesti,
Foglio 2: descrizioni dettagliate di ogni spettro insieme alle sue coordinate,
ognuno mostrato su due colonne
Grafico
Dati
Pronto