



Aedes.**PCM** 2017

PROGETTAZIONE DI **C**OSTRUZIONI IN **M**MURATURA

Analisi strutturale di costruzioni in muratura secondo la Normativa Tecnica vigente

Esempi applicativi

Ultima revisione di questo documento: 27.04.2017

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.

© 1997-2017 **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

INTRODUZIONE

1. ESEMPIO GUIDATO DI STRUTTURE IN AGGREGATO E CON PIANI SFALSATI

1.1. UNICA MODELLAZIONE PER L'AGGREGATO NEL SUO INSIEME

1.2. STUDIO DI UNA SINGOLA UNITA' STRUTTURALE

2. CASO REALE, TRATTO DA DOCUMENTAZIONE DELLA REGIONE MARCHE

2.1. MODELLAZIONE 3D DELL'EDIFICIO

2.2. MODELLAZIONE PER PARAMENTI

3. STRUTTURE ARMATE

3.1. STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

3.2. STRUTTURE IN MURATURA ORDINARIA CONSOLIDATE CON SISTEMA CAM © EDILCAM

3.3. STRUTTURE IN MURATURA ARMATA

4. CINEMATISMI

4.1. ESEMPIO DI ANALISI DI PARETE IN AGGLOMERATO EDILIZIO

4.2. SUGGERIMENTI PER MODELLAZIONE E ANALISI DEI CINEMATISMI

5. VULNERABILITA' SISMICA DI UNA CHIESA

5.1. INTRODUZIONE

5.2. DESCRIZIONE STRUTTURALE

5.3. MODELLAZIONE ARCHITETTONICA

5.4. MODELLAZIONE DEI MECCANISMI DI COLLASSO

6. APPLICAZIONI VARIE

6.1. ANALISI PER SOTTOSTRUTTURE

6.2. ESEMPI DI GENERAZIONE DEI CARICHI DAI SOLAI

6.3. DIAGONALI DI CONTROVENTO IN ACCIAIO

6.4. GESTIONE DI CARICHI, CCE, CCC. TUTORIAL

6.4.1. CONSULTAZIONE DELLE CCE

6.4.2. CONSULTAZIONE DELLE CCC

6.4.3. ESEMPIO DI PERCORSO OPERATIVO

7. EDIFICIO A 2 PIANI FUORI TERRA OLTRE SEMINTERRATO

7.1. DESCRIZIONE GENERALE

7.2. MODELLAZIONE ARCHITETTONICA

7.2.1. PIANI

7.2.2. RIFERIMENTI: IMMAGINI E DISEGNI DXF

7.2.3. MURI

7.2.4. APERTURE

7.2.5. SOLAI

7.2.6. PIANI SUPERIORI

7.2.7. PIANO DI COPERTURA

7.2.8. FONDAZIONI

7.3. MODELLAZIONE STRUTTURALE

7.4. ANALISI E VERIFICHE

7.4.1. MODELLO STANDARD

7.4.2. MODELLO PER FASI COSTRUTTIVE

7.4.3. CONCLUSIONI

8. ESEMPIO GUIDATO DI EDIFICIO CON DIFFERENTI TIPOLOGIE DI MURATURE

8.1. MODELLAZIONE ARCHITETTONICA

8.2. MODELLAZIONE STRUTTURALE

8.2.1. IMPALCATI RIGIDI

8.2.2. IMPALCATI DEFORMABILI

8.2.3. IMPALCATI RIGIDI

8.2.4. CONSIDERAZIONI SULLA MODELLAZIONE DELLO STATO DI FATTO

8.2.5. STATO DI PROGETTO

8.2.5.1. PRECOMPRESSIONE DELLE FASCE DI PIANO

8.2.5.2. RISULTATI DELLE ANALISI

8.2.5.3. MODELLO CINEMATICO

8.3. CONCLUSIONI

8.4. ANALISI PER FASI COSTRUTTIVE

8.4.1. RISULTATI DELLE ELABORAZIONI

8.4.2. CONCLUSIONI

8.5. ANALISI PER EPOCHE COSTRUTTIVE

8.5.1. MODELLAZIONE

8.5.2. RISULTATI DELLE ELABORAZIONI

8.5.3. CONCLUSIONI

9. VERIFICHE DI STABILITA' IN ANALISI SISMICA

9.1. FIENILE IN MURATURA

9.2. INSTABILITA' IN ALTI EDIFICI

INTRODUZIONE

Gli esempi applicativi descritti in questo documento consistono in alcuni significativi casi di edifici in muratura, finalizzati all'apprendimento delle procedure di modellazione ed analisi strutturale. La casistica degli edifici in muratura è estremamente varia: edifici nuovi in muratura ordinaria o in muratura armata, spesso con presenza di telai in calcestruzzo armato; edifici esistenti: storici, monumentali, edilizia residenziale di pregio o ordinaria, edilizia scolastica e più generale destinata ad usi pubblici (caserme, stazioni ferroviarie, ecc.), villette isolate, edifici in aggregato, su piani sfalsati, in pendio, consolidati con varie tecniche, danneggiati dai terremoti... La grande varietà di queste strutture costituisce un'avvincente sfida per i Progettisti che si occupano di antisismica e di edifici esistenti.

Costruire una biblioteca 'universale' di casi è un compito quasi proibitivo: tuttavia, molte procedure sono comuni a tutte le tipologie. Grazie all'esperienza di un software nato vent'anni fa, attraverso un vero e proprio 'cantiere' di studio e di ricerca, affiancato nel corso degli anni dalle tante questioni legate agli sviluppi normativi, è stato possibile fare una sintesi, fino a proporre il nuovo Aedes.PCM, che si avvale direttamente e indirettamente di tanti contributi: professori universitari, progettisti strutturali, ingegneri programmatori, professionisti del settore e gli stessi Utenti del software.

Nelle pagine che seguono non può esservi alcuna pretesa di proporre un contenuto esaustivo, ma attraverso l'esame di alcuni esempi relativamente semplici è possibile conoscere molti aspetti di queste tipologie di edifici, fino a maturare una capacità di sintesi personale con la quale potrà essere affrontato un nuovo, diverso caso professionale.

Consigliamo di affiancare la consultazione di questo testo con l'apertura in PCM dei files associati, allegati al software, esplorando le varie proprietà, anche quelle non direttamente descritte in questo documento. Gli esempi, come nella tradizione Aedes, vengono progressivamente aggiornati ed ampliati: è quindi opportuno controllare nel sito www.aedes.it, area Supporto, la disponibilità di nuove edizioni della manualistica.

Grazie per l'attenzione, e buon lavoro.

Ing. Francesco Pugi
AEDES Software

1. ESEMPIO GUIDATO DI STRUTTURE IN AGGREGATO E CON PIANI SFALSATI

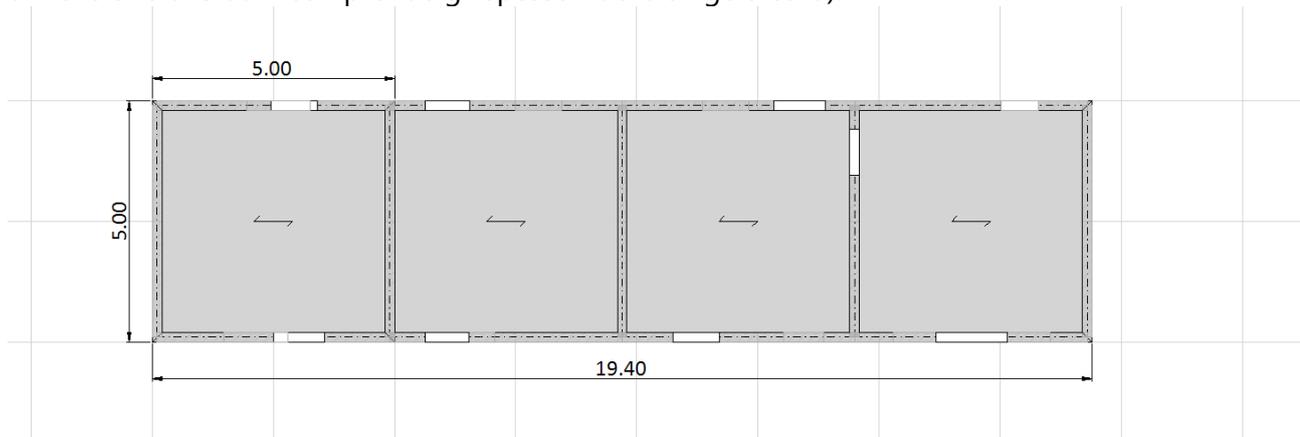
In questo capitolo si tratterà la modellazione di edifici in aggregato, che possono anche presentare livelli di impalcato e fondazione variamente sfalsati, ad esempio perché seguono una determinata pendenza del sito. L'esempio presentato in questo capitolo è fornito a corredo del software:

Esempio_Edificio_Aggregato_con_piani_Sfalsati.vdml

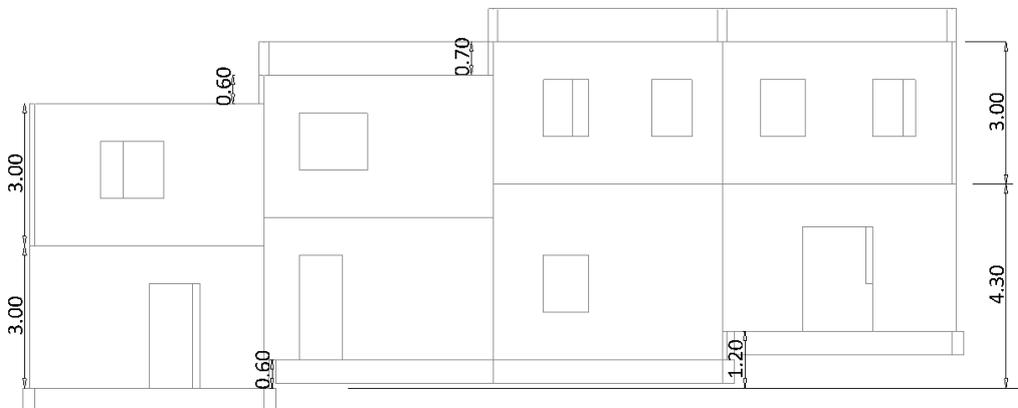
Esempio_Edificio_Aggregato_con_piani_Sfalsati_solai_rigidi.vdml

Unita_Strutturale_Singola_derivante_da_Aggregato.vdml

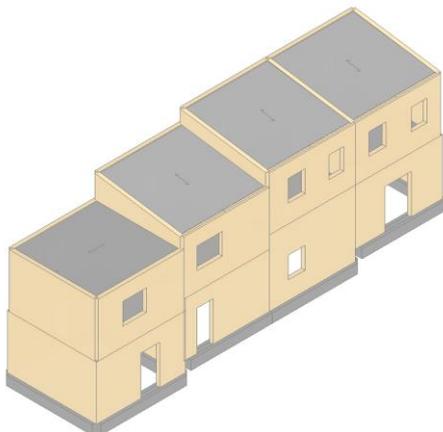
L'edificio è costituito da semplici strutture a celle quadrate, aventi dimensione in pianta di 5.00m x 5.00m (la dimensione di 5.00m comprende gli spessori della singola cella):



In elevazione, nel complesso l'aggregato evidenzia il seguente andamento:



La modellazione finale assumerà quindi il seguente aspetto:

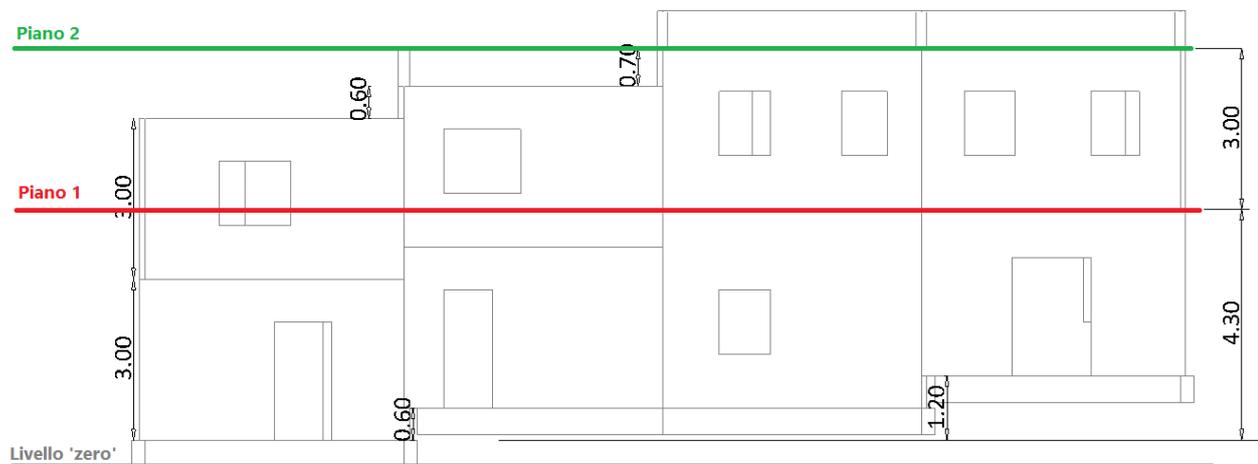


1.1. UNICA MODELLAZIONE PER L'AGGREGATO NEL SUO INSIEME

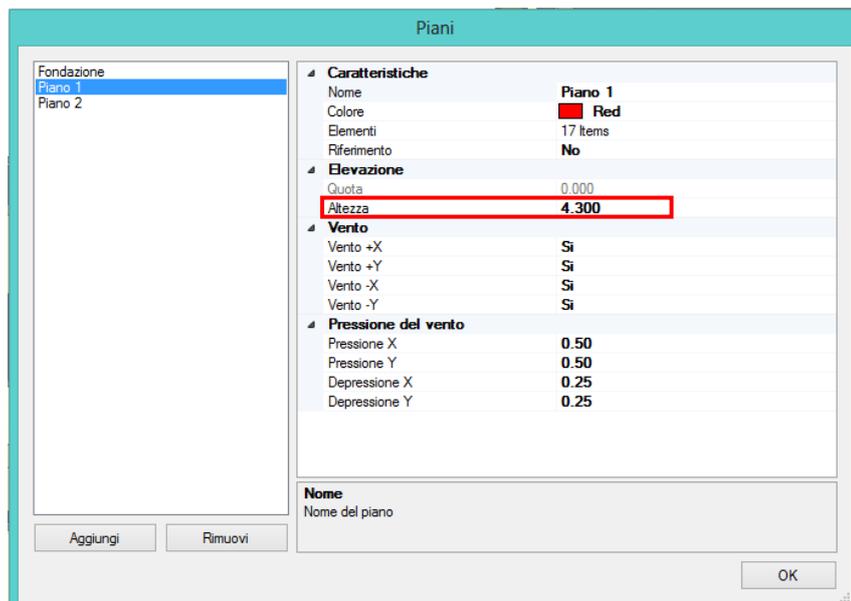
Per costruire l'intero aggregato di cui sopra, si è partiti da una singola cella rettangolare, avente appunto dimensioni planimetriche di 5.00m x 5.00m.

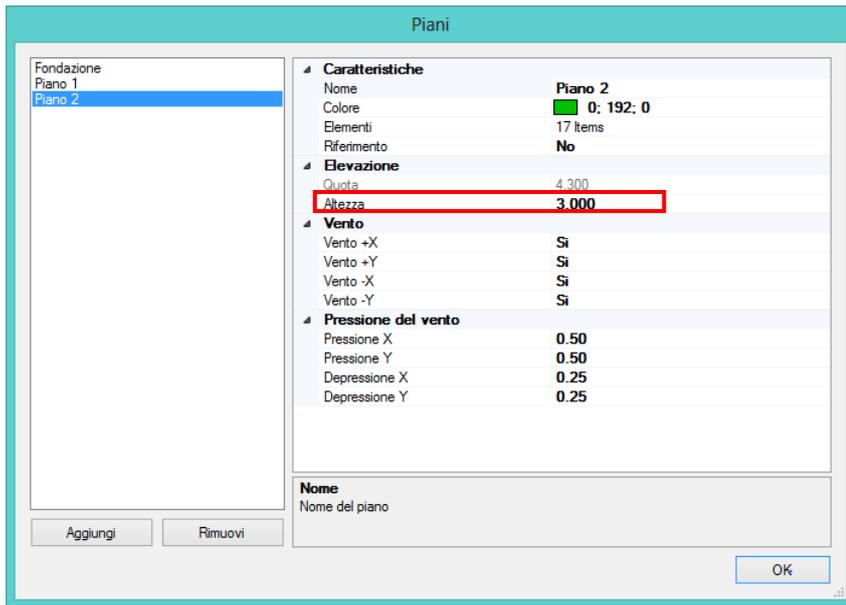
Per prima cosa, anche prima del disegno della suddetta cella, occorre impostare correttamente il numero di piani di cui sarà costituito il modello, e la loro altezza. In generale, è consigliabile adottare una quota media, oppure (a favore di sicurezza) la quota massima tra tutte quelle presenti, e successivamente definire le altezze corrette delle diverse pareti andando a gestire le proprietà geometriche ottenute dalla 'differenza' tra la quota massima inserita e quella assunta nel modello.

In questo caso, l'aggregato nel complesso è costituito da due piani fuori terra, le cui altezze massime sono evidenziate in figura seguente:

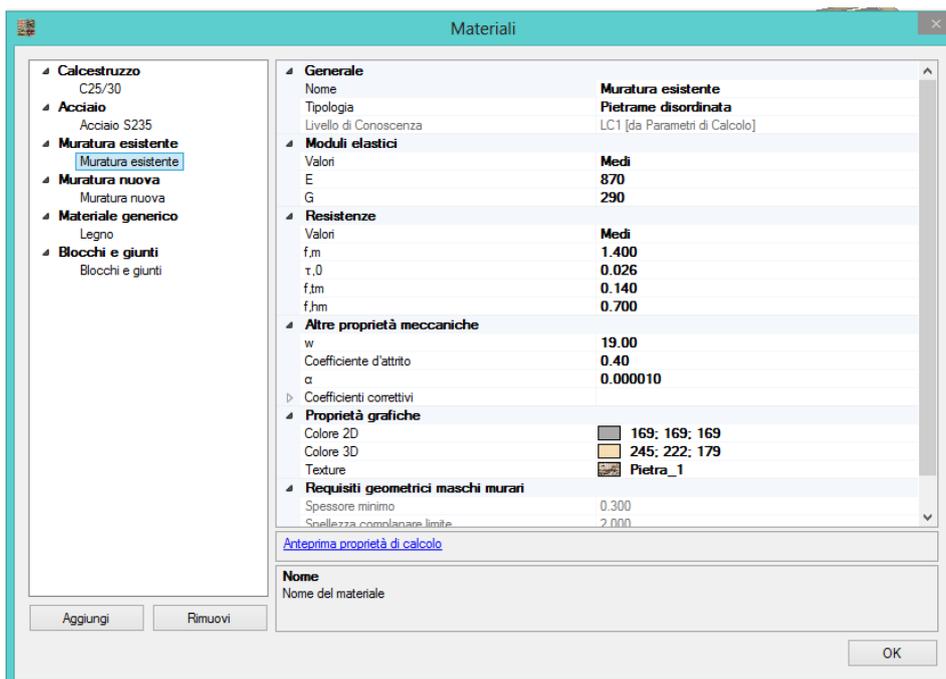


In PCM quindi si aprirà la finestra 'Progetto', e, da 'Gestione Piani', si assegneranno le altezze indicate:

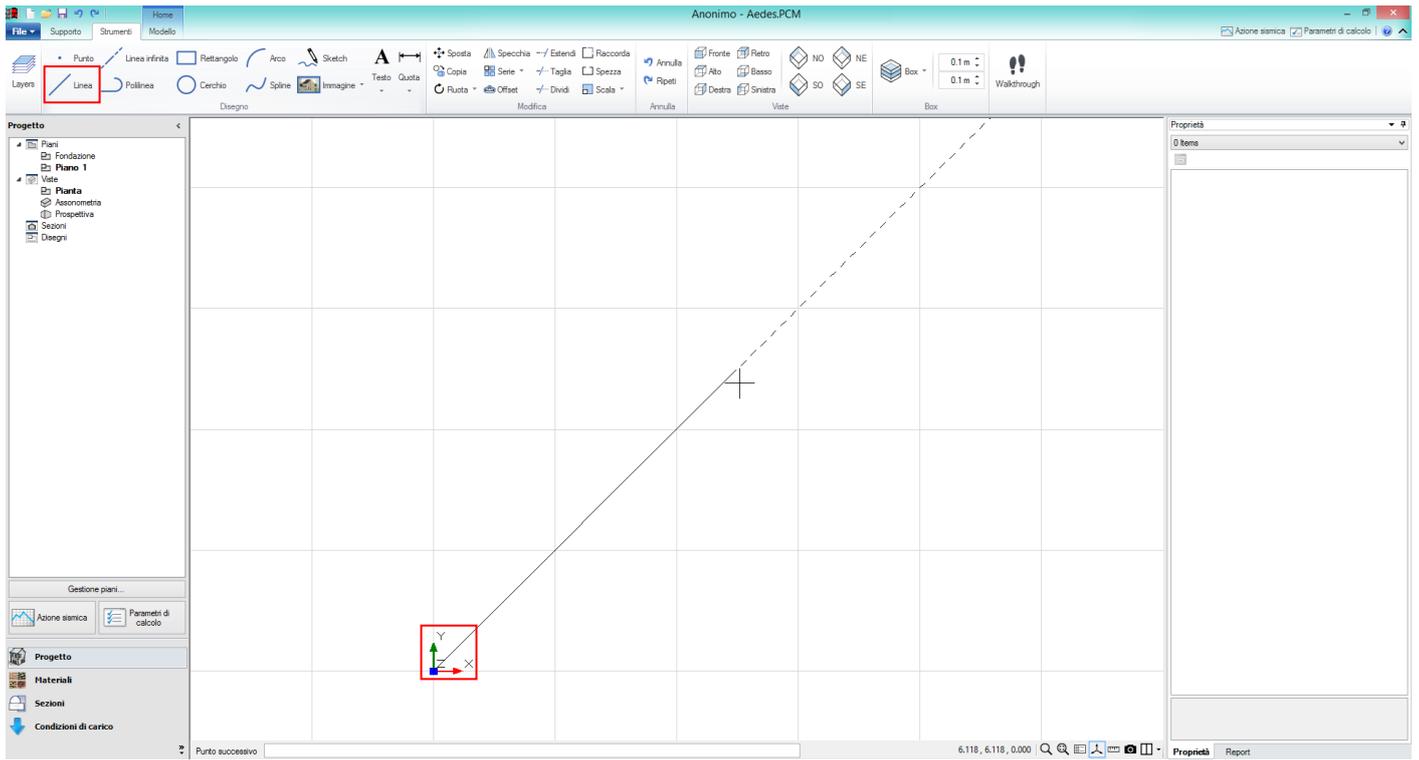




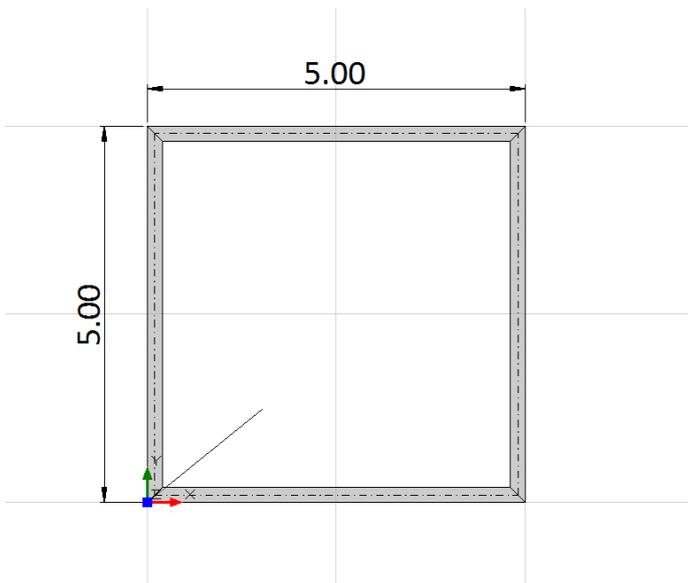
E' conveniente impostare anche i materiali che costituiranno le diverse pareti; per semplicità, in questo esempio si ipotizza una muratura non molto buona, con i parametri di resistenza medi, come riportato in figura seguente, tratta dalla finestra Materiali:



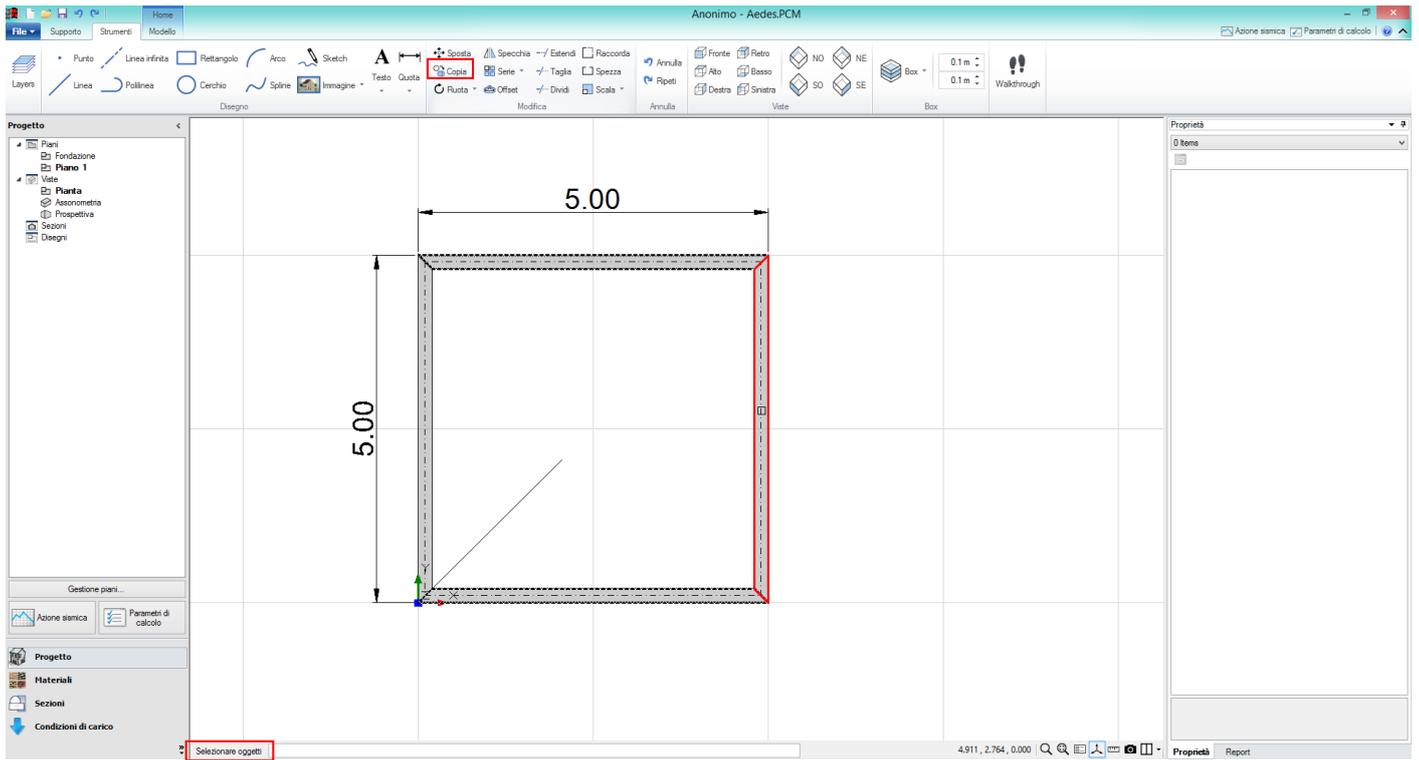
A questo punto, si è pronti per inserire la prima 'cella'. Utilizzando il comando 'Muro' della scheda 'Modello' si disegnano i primi quattro muri, aventi spessore 20cm, e dimensioni di 5.00m (vd. figura seguente): si sottolinea che, ai fini anche delle visualizzazioni, è utile avere il disegno in prossimità dell'origine; pertanto, una possibile strada consiste nel creare dapprima una linea di riferimento che parta dal punto avente coordinate (0,0,0) (utilizzando il comando 'Linea' della scheda 'Strumenti', 'Disegno e Modifica'); premendo anche il tasto 'F4' da tastiera, sarà possibile visionare anche gli assi di riferimento globali, in modo da avere conferma della vicinanza all'origine degli assi:



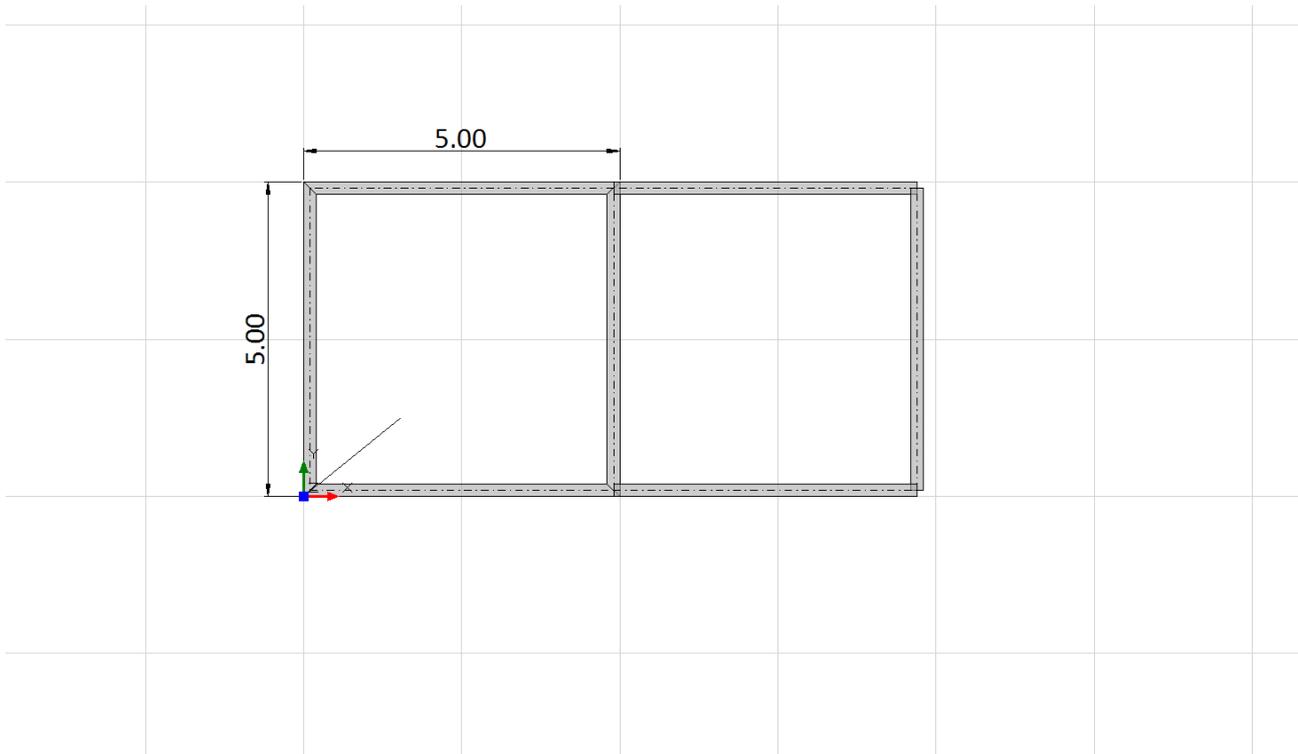
Il primo muro sarà quindi disegnato a partire da tale punto, e successivamente saranno creati gli altri:



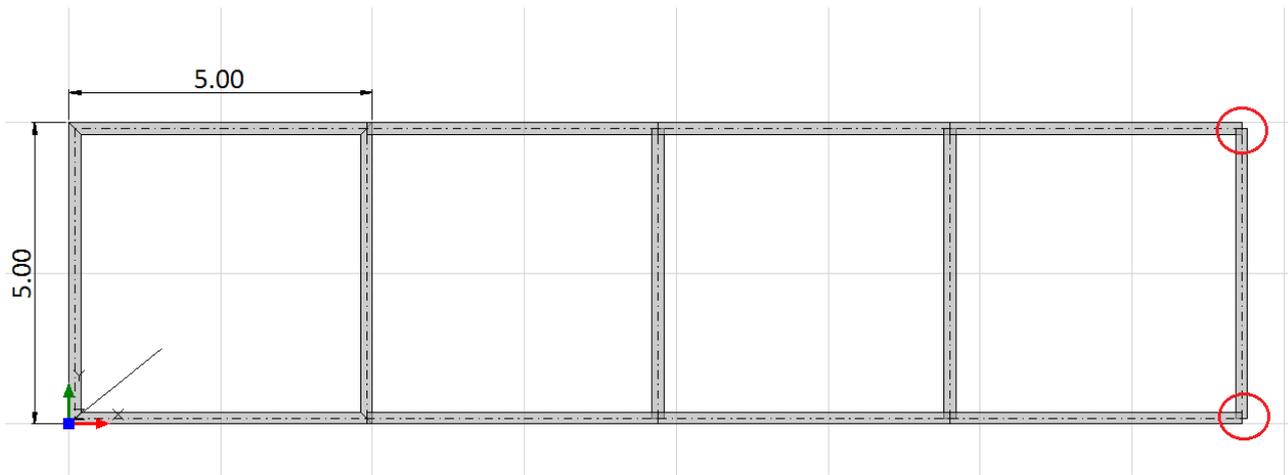
Poiché in questo caso le celle accanto sono di uguale dimensione, è possibile ricopiare le tre pareti che andranno a definirle (sempre attraverso la scheda 'Strumenti', 'Disegno e Modifica', comando 'Copia'): il comando ci chiede quindi per prima cosa di selezionare le pareti da copiare, e poi il punto dove copiarle:



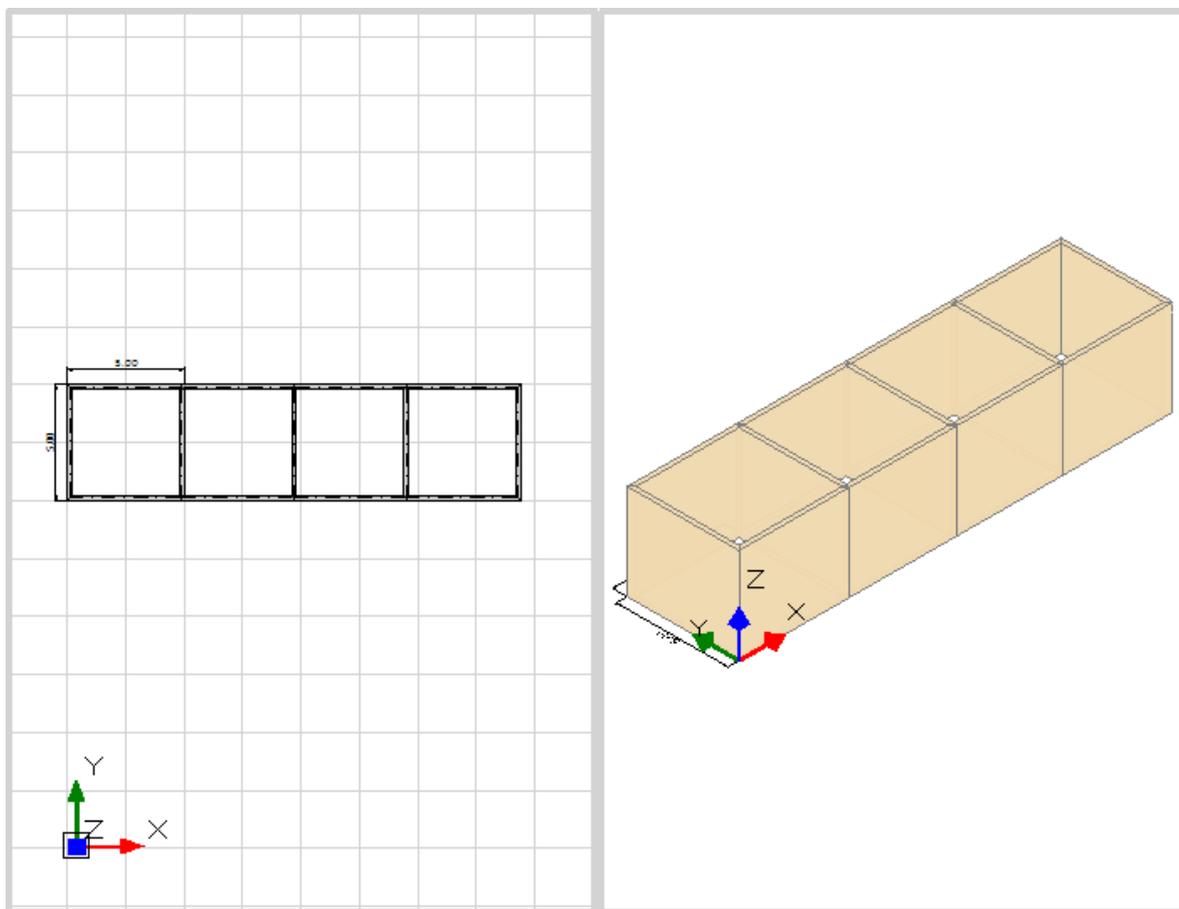
Di seguito il risultato della prima operazione di 'Copia':



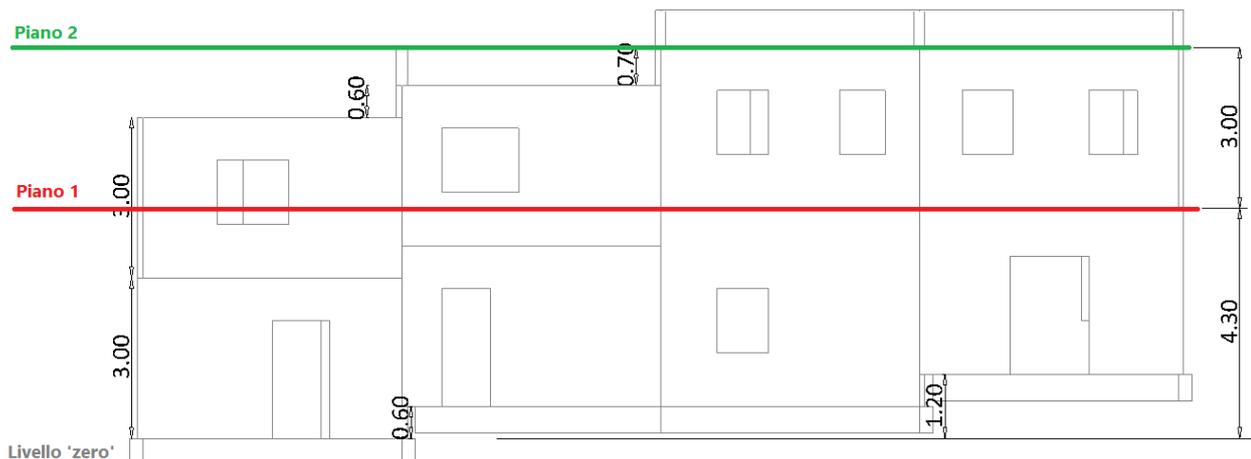
Poiché si tratta di quattro celle, l'operazione va rieseguita altre due volte in successione, ottenendo in definitiva il seguente risultato: come ultima operazione, si procederà al 'Raccordo' degli ultimi due muri (attraverso il comando 'Copia' infatti non viene automaticamente eseguito il raccordo dei muri; adoperiamo quindi, sempre attraverso la scheda 'Strumenti', 'Disegno e Modifica', il comando 'Raccorda'):



In figura seguente, in modalità di visualizzazione 'Due finestre affiancate', si visualizza quindi la struttura finora creata:



A questo punto, il passo successivo è adeguare le altezze delle diverse pareti. Riprendiamo quindi per riferimento il prospetto con indicazione degli sfalsamenti:

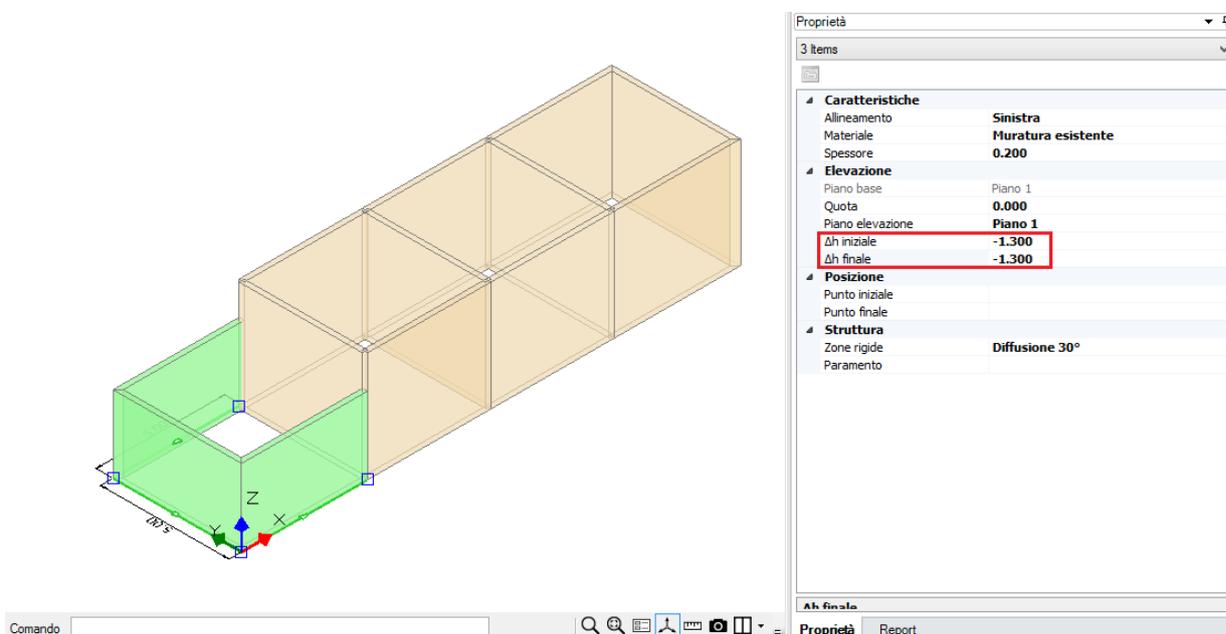


Per considerare la variazione in altezza delle pareti, sono da considerarsi le seguenti proprietà per gli oggetti architettonici 'Muro':

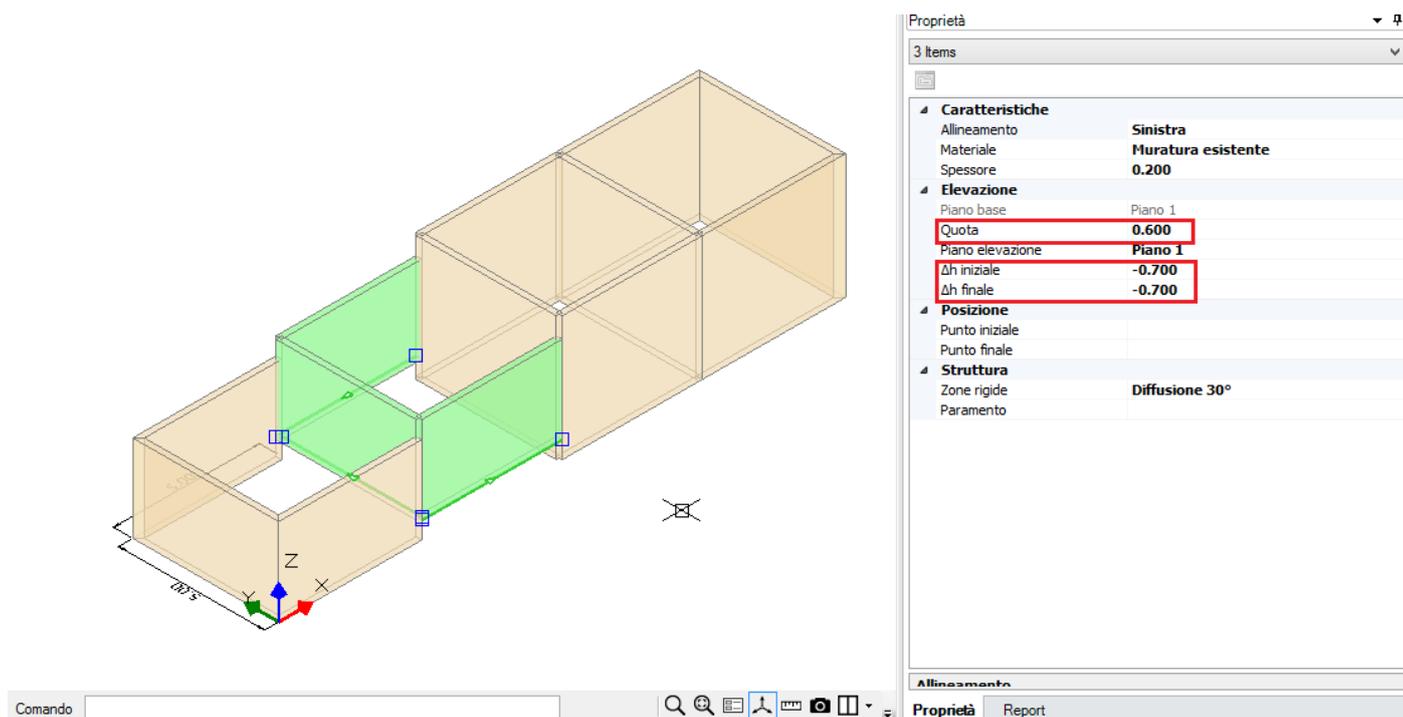
- **'Delta h (iniziale o finale, in dipendenza del verso di disegno assunto dalla parete)'**: tale proprietà consente di modificare le altezze di sommità (iniziali e/o finali) dell'oggetto muro;
- **'Quota'**: tale proprietà consente invece di 'alzare' la base della parete di una determinata distanza dalla base.

In particolare, le quattro celle andranno così modificate:

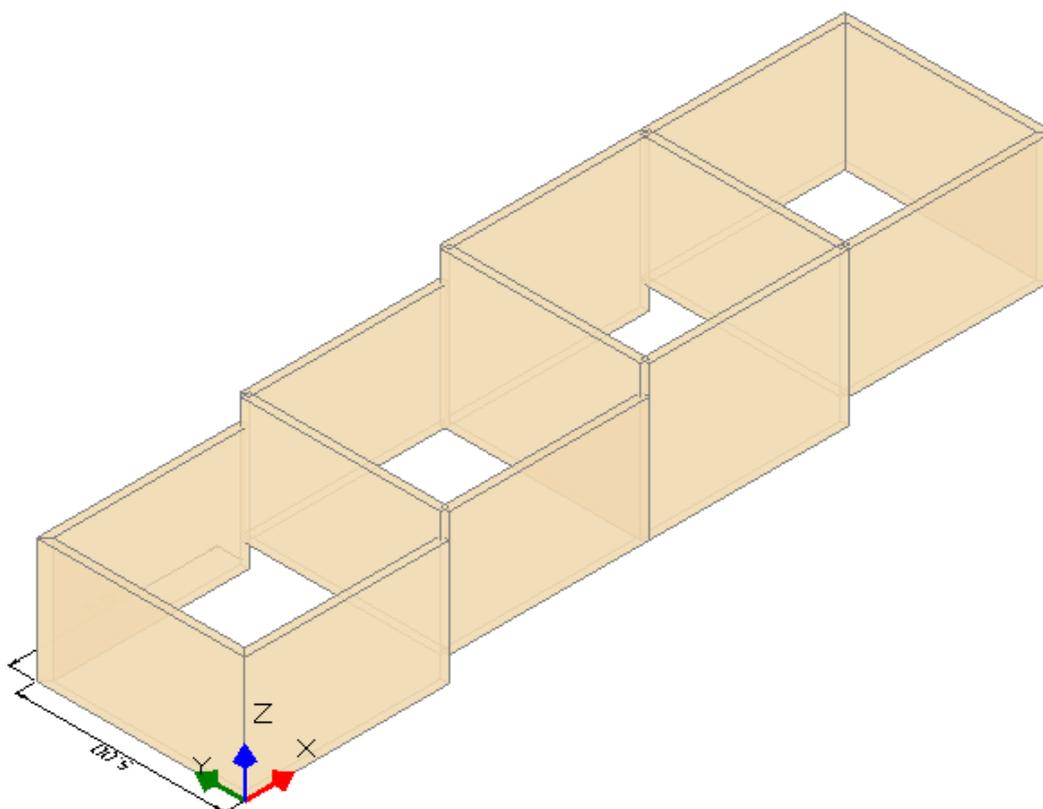
- La cella in basso a sinistra (rispetto alla visualizzazione del prospetto sopra riportato) dovrà essere più bassa di 1.30m rispetto all'altezza di definizione del piano 1 (4.30m): pertanto, si dovrà agire inserendo le proprietà 'DeltaH Iniziale'='DeltaH Finale'=-1.30:



- La seconda cella, attigua a quella precedente, è più bassa di 0.70m rispetto all'altezza di definizione del piano 1 (4.30m): pertanto, si dovrà agire inserendo le proprietà 'DeltaH Iniziale'='DeltaH Finale'=-0.70; inoltre, rispetto alla quota di base, ha uno sfalsamento di 0.60m: per considerare invece questo aspetto bisognerà agire sulla proprietà 'Quota', ponendola pari a 0.60:



- Le ultime due celle a seguire non hanno invece una differenza di altezza rispetto alla quota di definizione del piano (quindi 'Delta h Iniziale' = 'Delta h Finale' = 0), ma presentano solo uno sfalsamento rispetto alla quota di fondazione; per esse, quindi, si modificherà solo la proprietà 'Quota', ponendola in un caso pari a 0.60, e nell'ultimo caso ponendola ad 1.20, ottenendo quindi il seguente risultato:



Adesso che sono state create le pareti presenti al piano 1, è conveniente inserire le travi di fondazione.

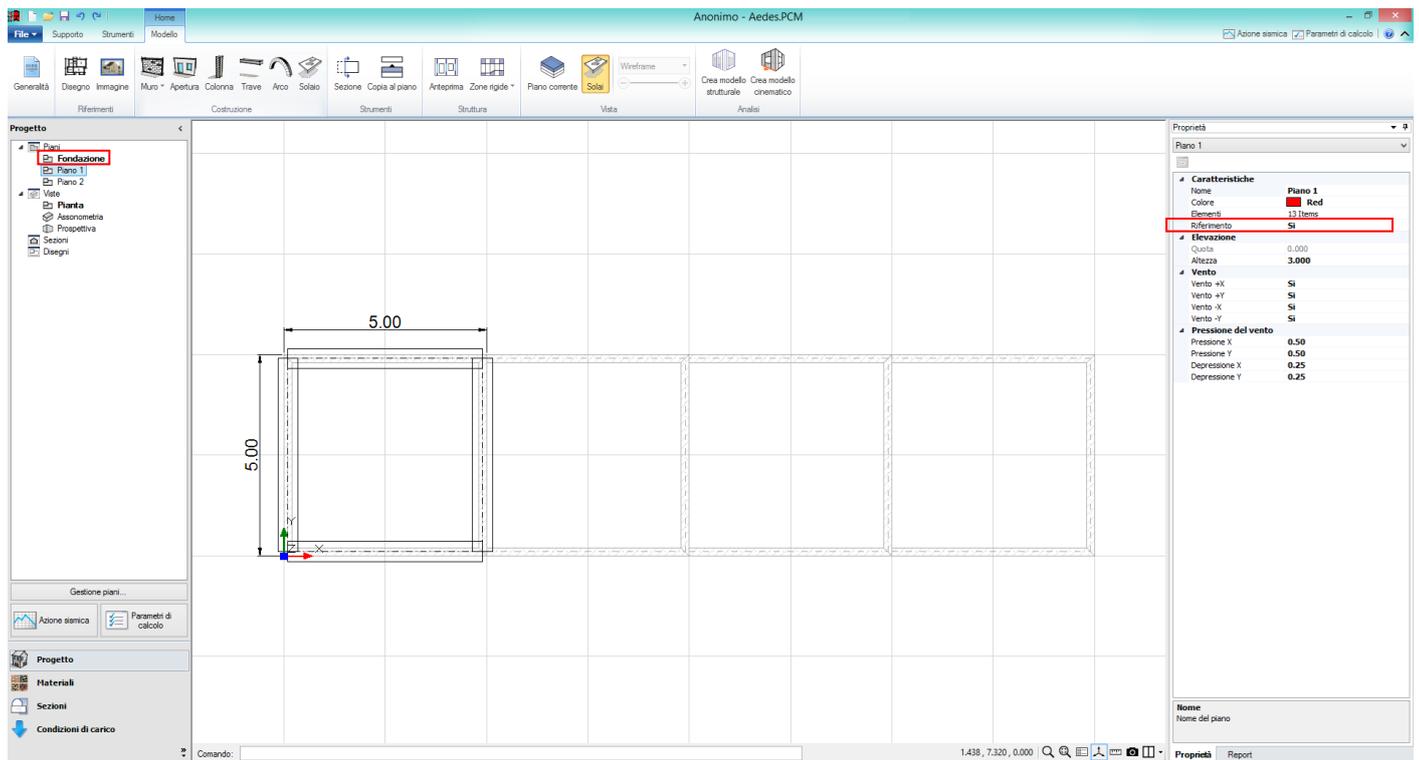
Per il disegno delle travi di fondazione, la strada corretta da percorrere è la seguente:

- Posizionarsi sul piano di fondazione, avendo attivato per il piano immediatamente superiore la proprietà 'Riferimento'='Si', in modo da vedere al piano di fondazione stesso la traccia delle pareti presenti sopra;
- Creare le travi di fondazione dal comando 'Trave', selezionando i punti medi dei diversi maschi murari; automaticamente, se create al piano di fondazione, queste aste presenteranno correttamente la proprietà 'Posizione =in fondazione'.

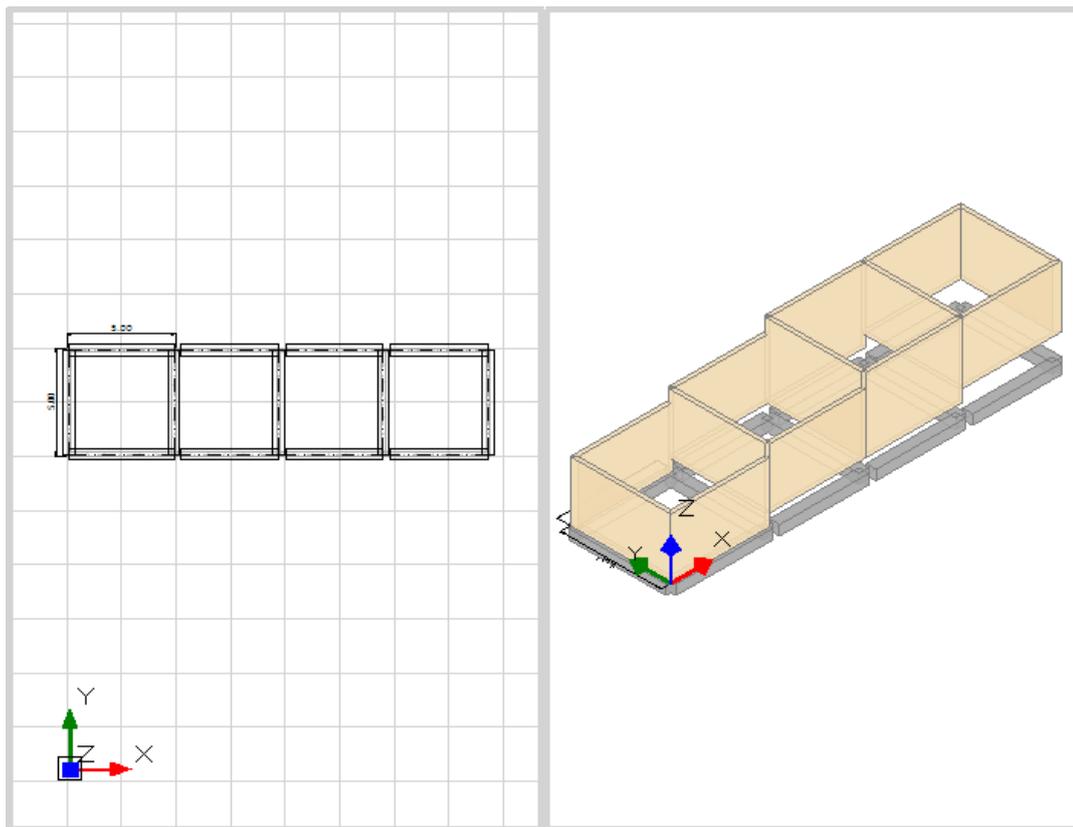
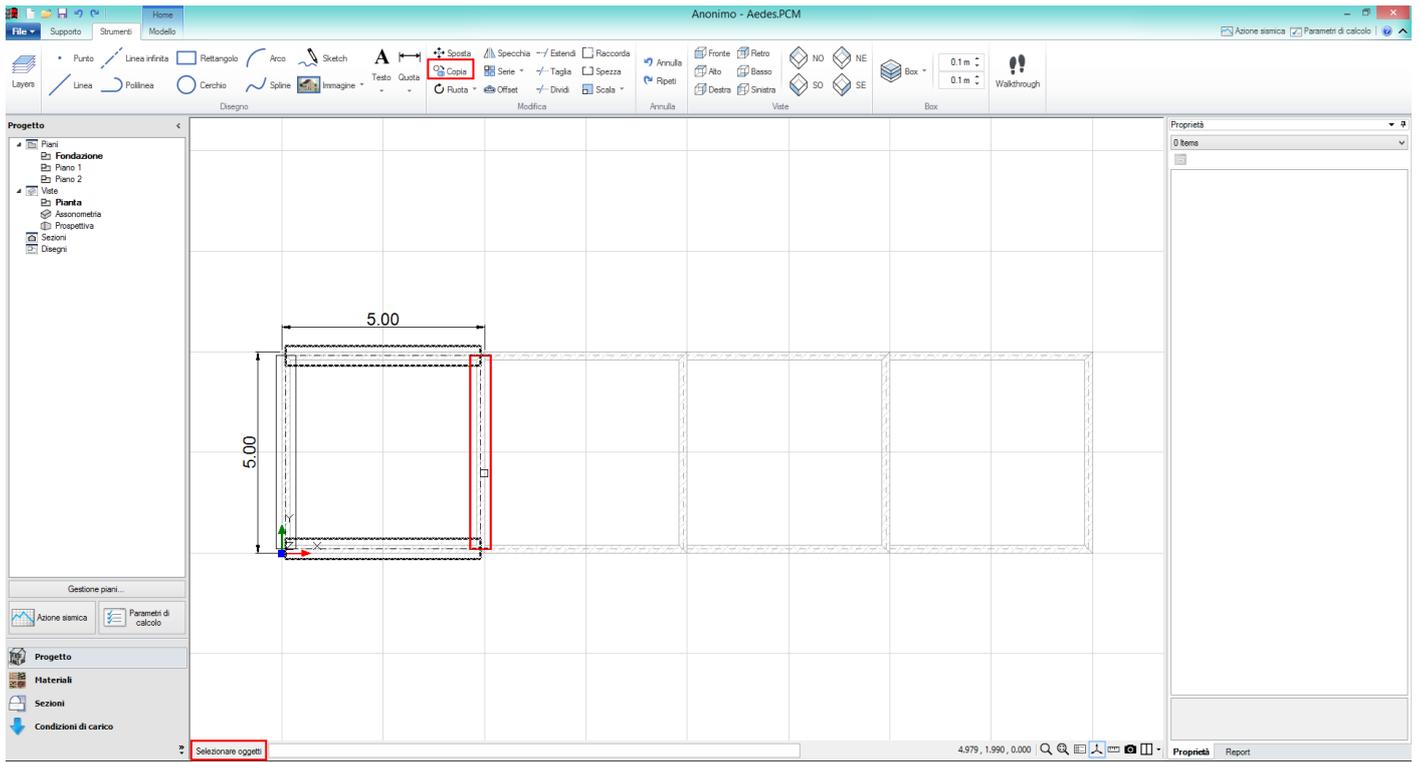
Un aspetto importante riguarda il collegamento fra le diverse travi di fondazione: in genere, è sempre consigliabile che anche le travi di fondazione si intersechino nelle linee mediane, al fine di ottenere un corretto collegamento; tuttavia, in casi come questo, dove in sostanza si voglia creare un reticolo di travi di fondazione tutte allo stesso livello (zero), seppur sfalsate, è consigliabile che, nei punti di contatto in presenza degli sfalsamenti di quota, tali travi non arrivino ad intersecarsi sul loro contorno, al fine di evitare che si creino (in fase strutturale) dei collegamenti rigidi che potrebbero condizionare nel complesso il comportamento dinamico.

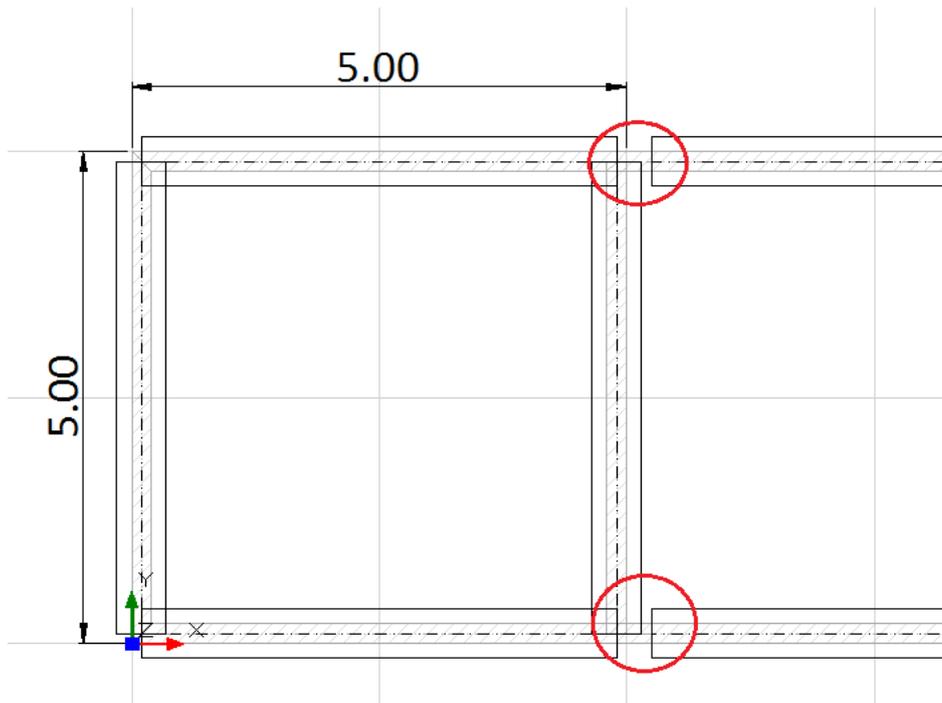
Creando quindi il reticolo di travi, sulla base anche di quanto appena suggerito, si ottiene la seguente situazione:

Reticolo di travi di fondazione per la prima cella:

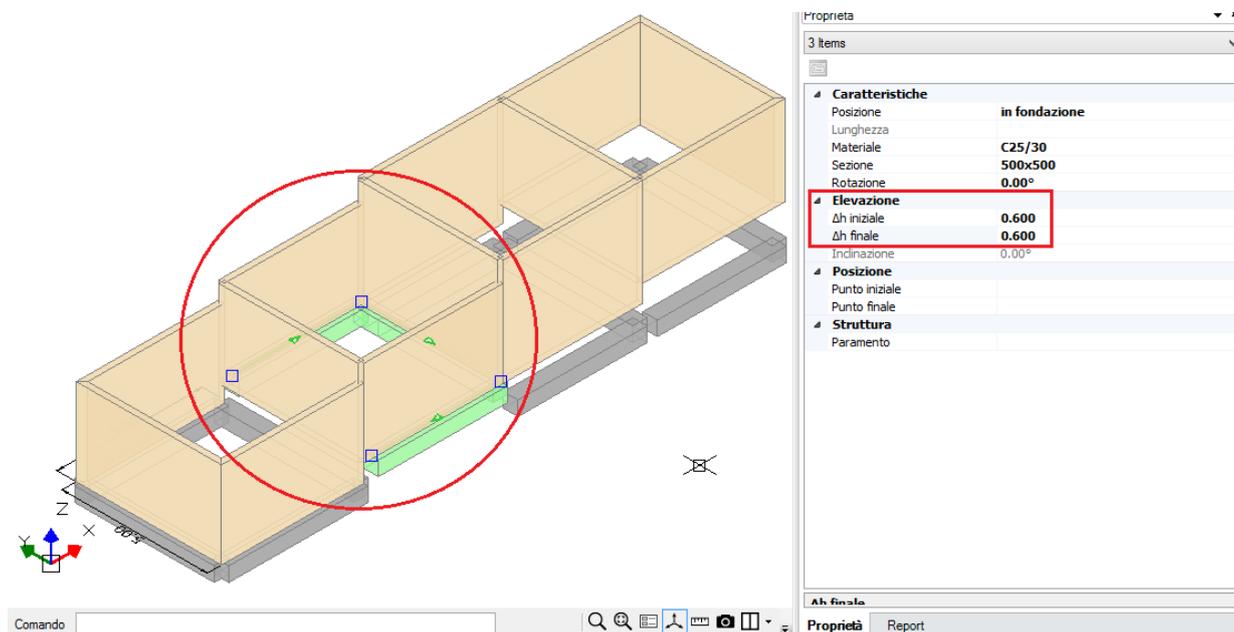


Utilizzando il comando 'Copia' della scheda 'Strumenti', 'Disegno e Modifica', è possibile ricopiare le stesse tre travi per le altre celle, modificando poi i grip di definizione in modo che, nei punti sopra citati, non si tocchino sul loro contorno:

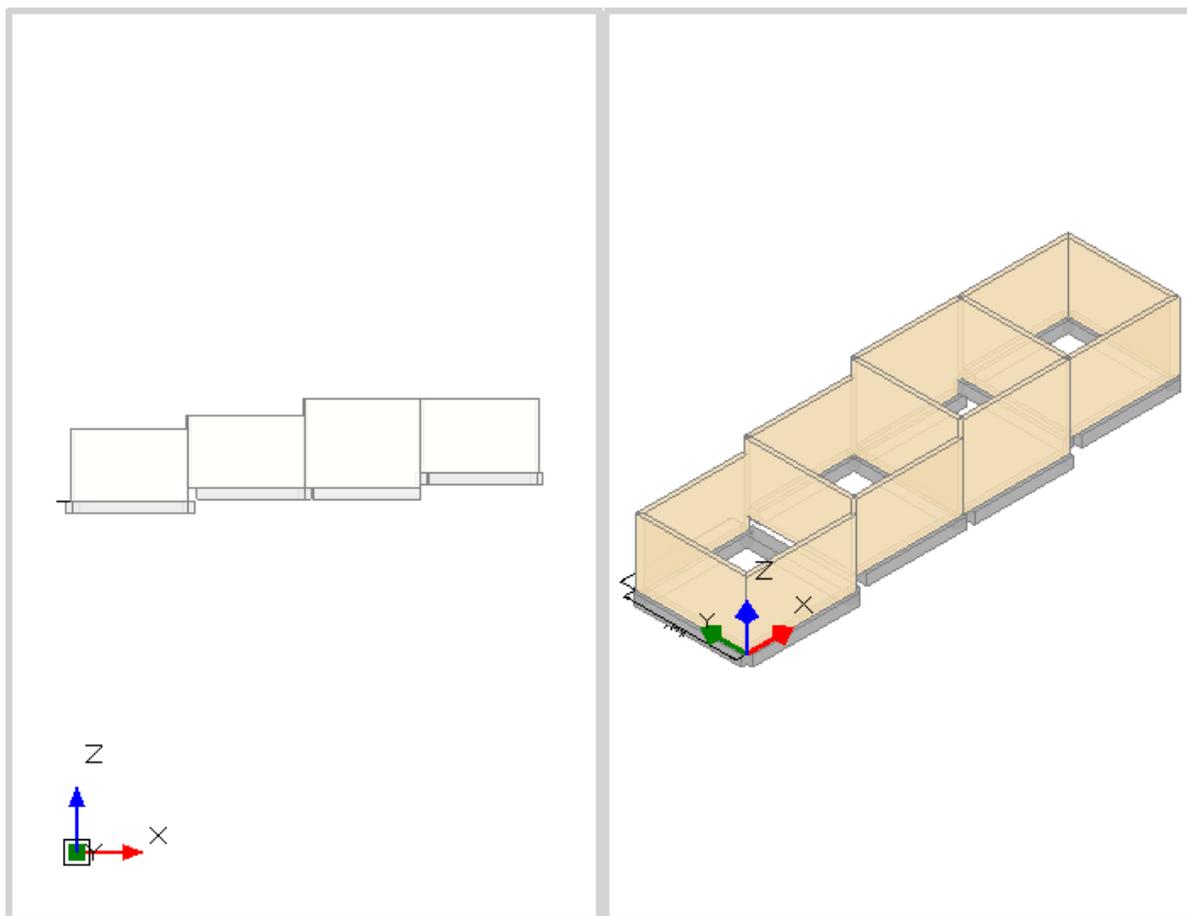




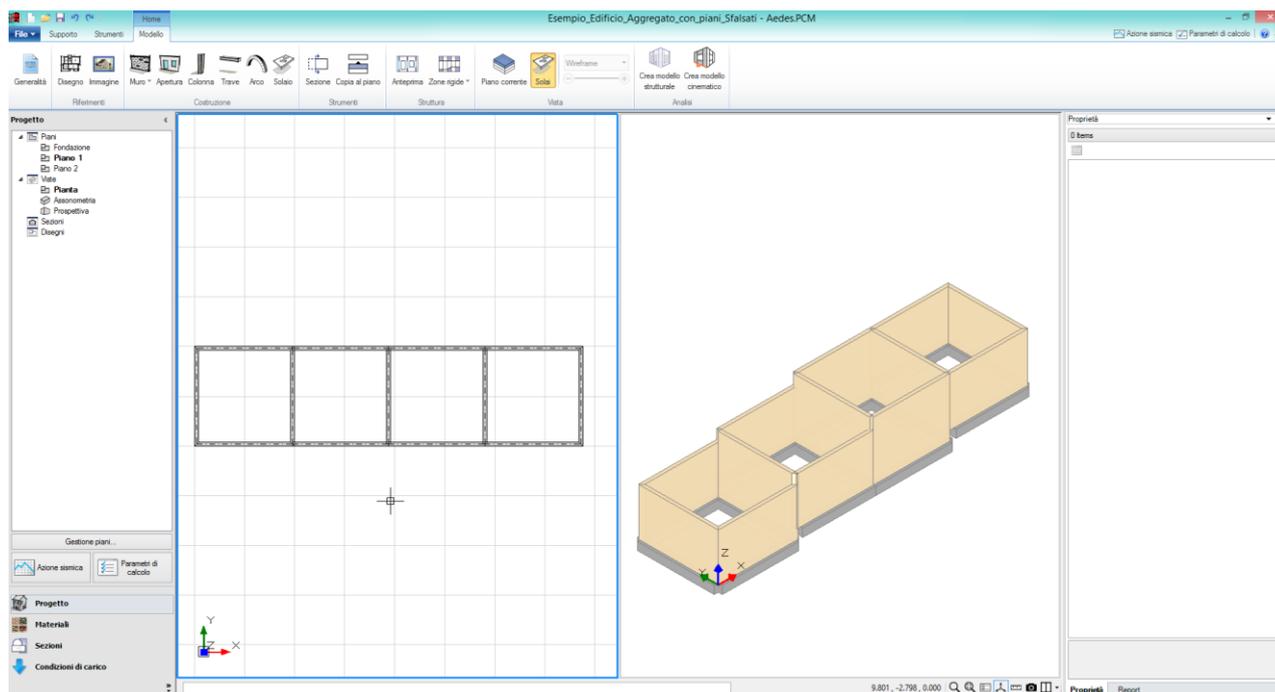
Il passo successivo è quindi inserire la giusta posizione in altezza delle travi appena create: per fare questo, bisogna agire sulle proprietà 'Delta h Iniziale' e 'Delta h Finale', sulla base degli sfalsamenti delle basi in precedenza inserite nella proprietà 'Quota' dei maschi soprastanti; ad esempio, per le travi di fondazione sottostanti la seconda cella, si opera come mostrato sotto:

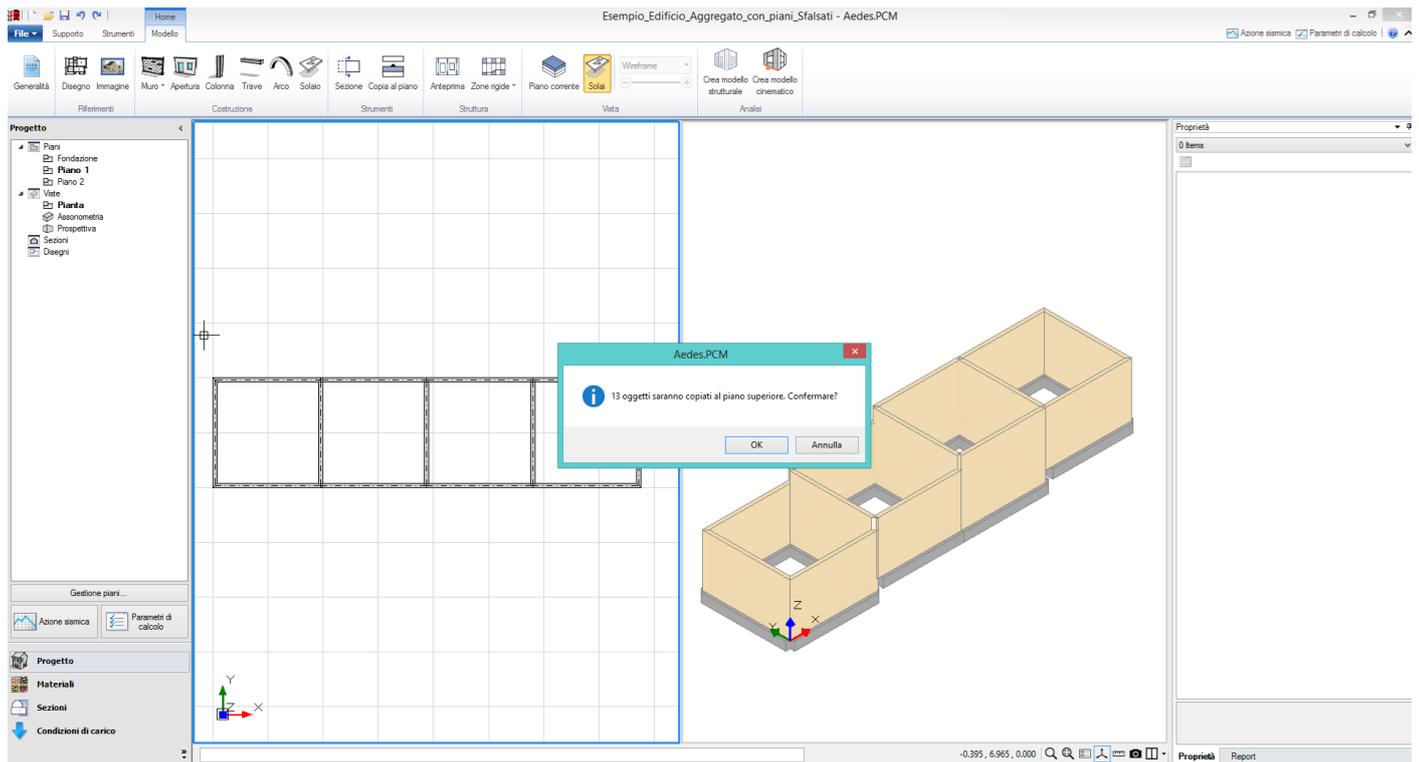


Il risultato finale di queste operazioni è quindi il seguente:

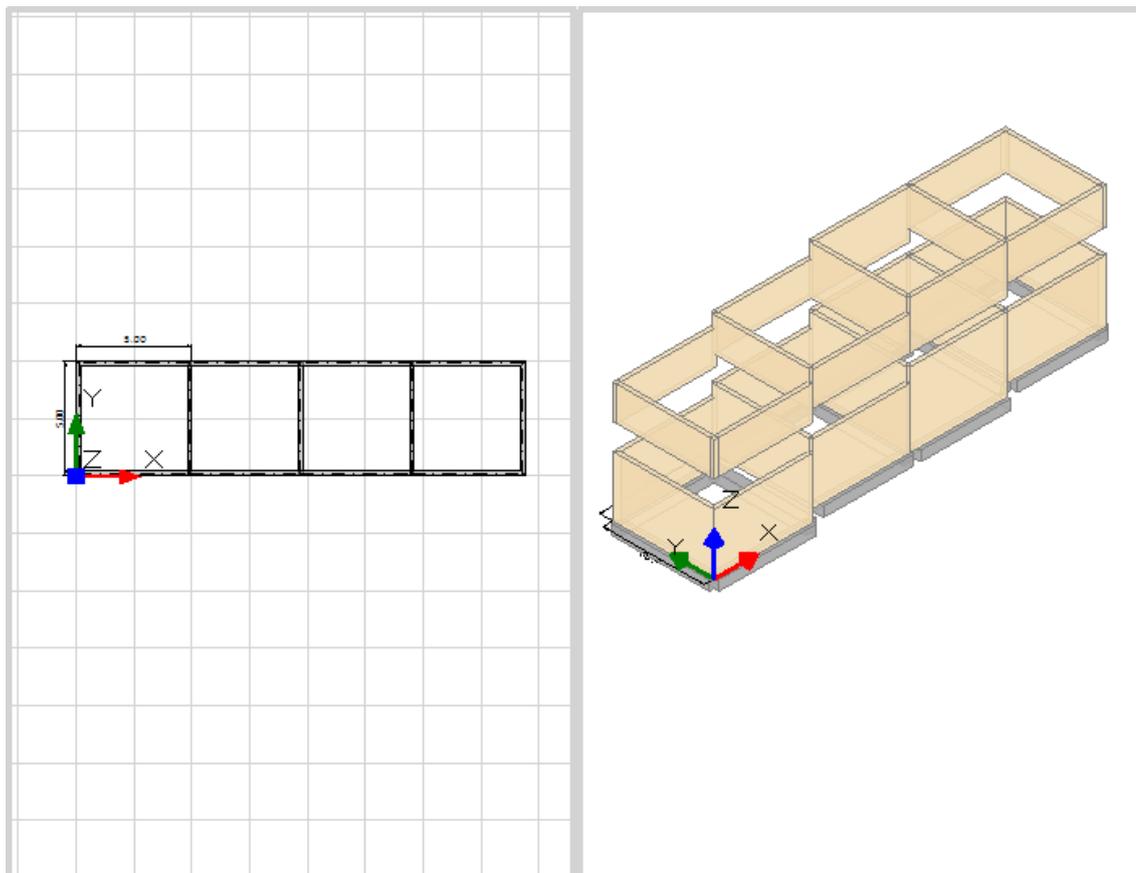


Conclusa questa fase, è possibile passare alla modellazione del piano successivo. In particolare, in questo caso le pareti proseguono ugualmente anche al piano superiore: è quindi utile adoperare il comando 'Copia al Piano', presente nella scheda 'Modello': ci verrà chiesto di selezionare quali oggetti da copiare, quindi dopo aver confermato potremo spostarci al piano superiore per modificare gli oggetti appena copiati:



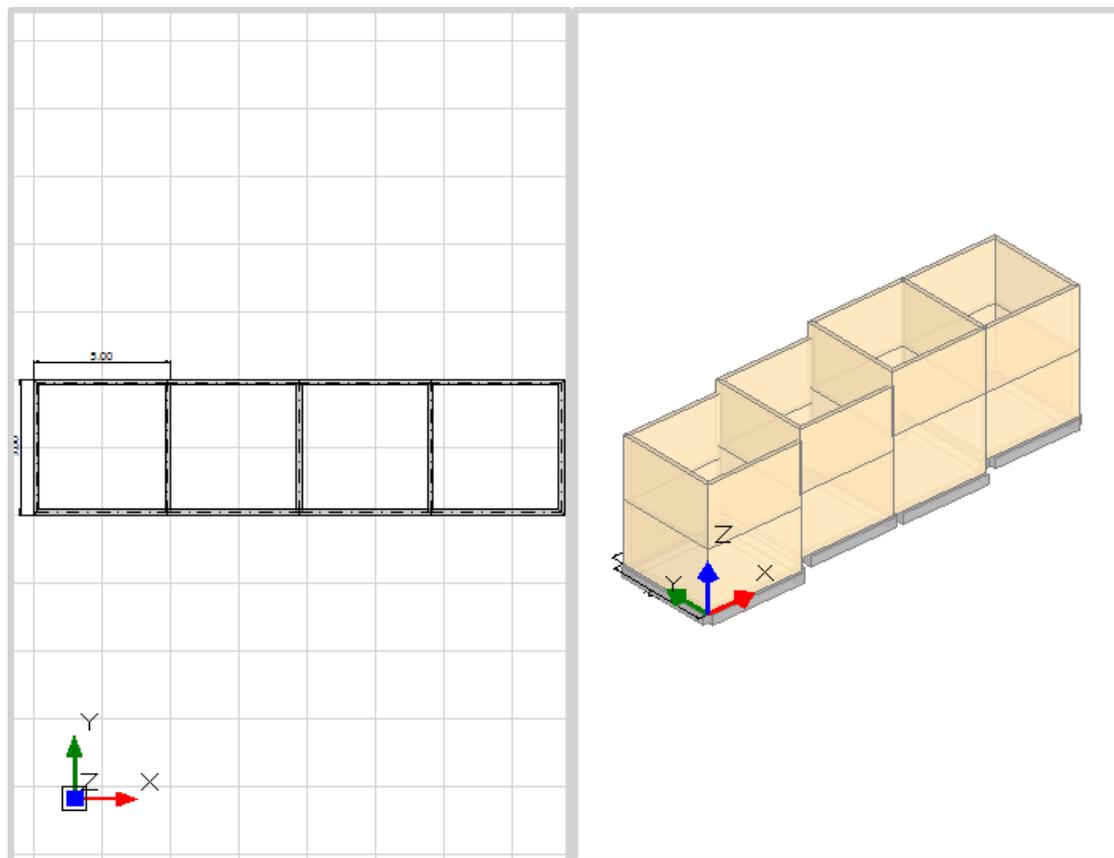


Il primo risultato che si ottiene è il seguente:



Come si nota, le pareti copiate al piano superiore al momento mantengono i valori di deltaH impostati per le pareti sottostanti; pertanto, per ripristinare la continuità strutturale tra le pareti, sarà necessario adeguare

nuovamente le proprietà suddette anche per le pareti al piano superiore: in particolare, poiché gli sfalsamenti (rispetto alla linea di sommità) hanno la stessa entità anche al piano 2, la proprietà da modificare è solo 'Quota', in quanto i 'DeltaH' come detto restano uguali: modificando questa proprietà, si ottiene quindi la seguente situazione aggiornata:

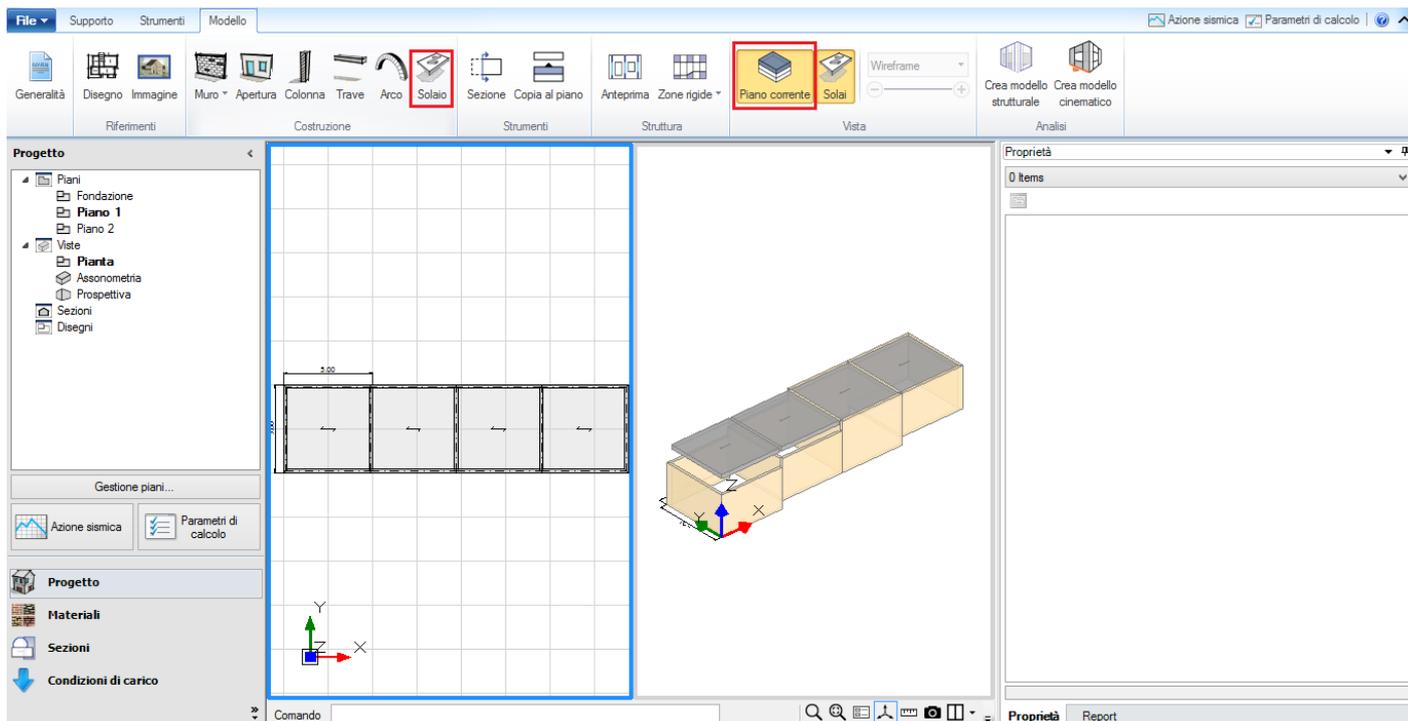


Le fasi finali per completare il modello riguardano:

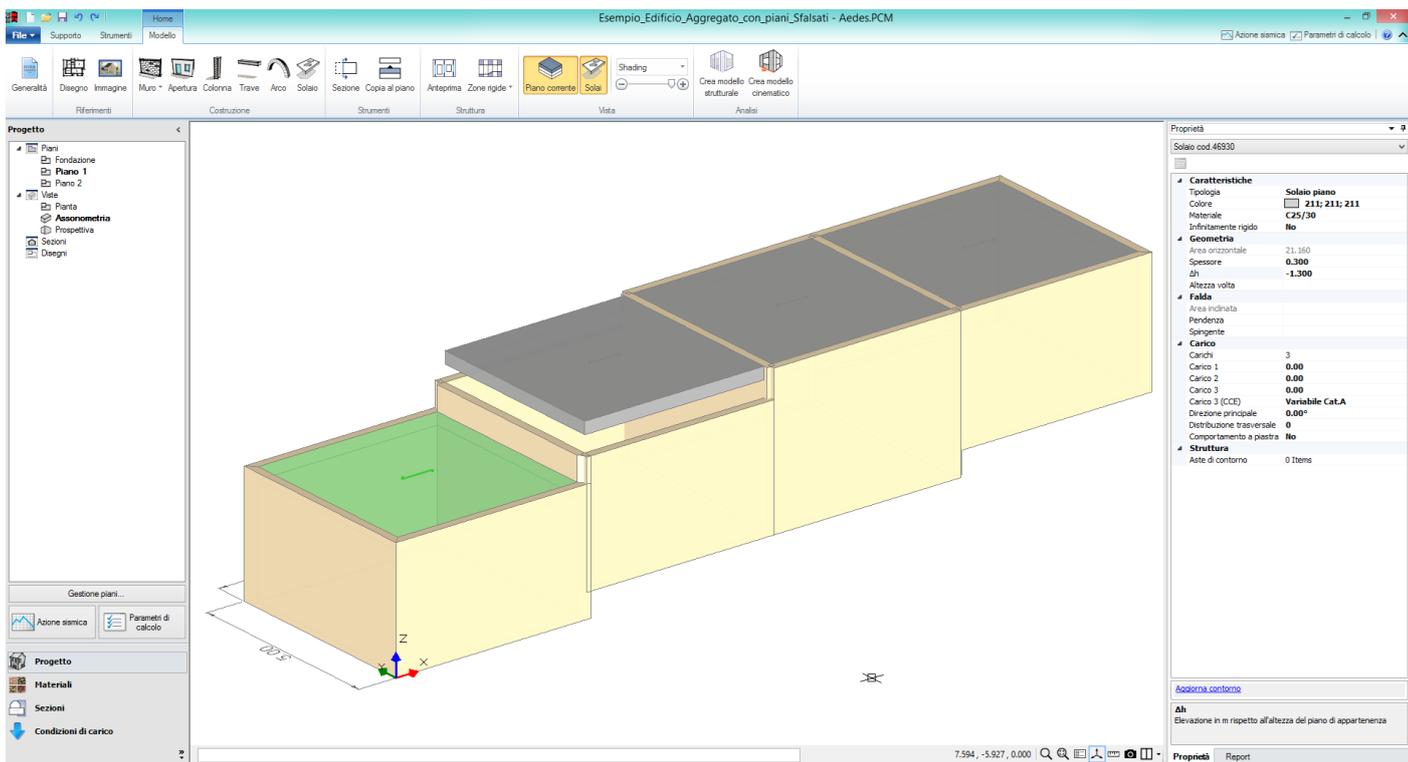
- inserimento dei solai;
- modifica delle pareti al piano 2, per comporre i solai a falda inclinati.

Avendo già impostato correttamente le altezze delle pareti, per i solai a piano 1 è sufficiente, dopo averli inseriti, modificare la proprietà 'DeltaH', inserendo i corretti valori di sfalsamento:

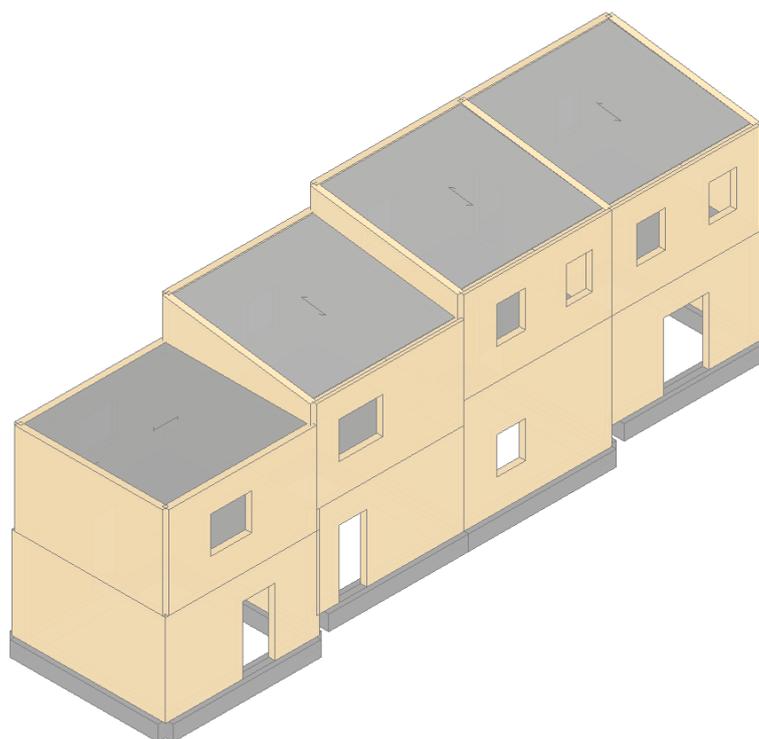
Risulta utile in questa fase adoperare anche il comando 'Piano corrente', della scheda 'Modello', che permette di visualizzare solo il piano attualmente selezionato nel navigatore:



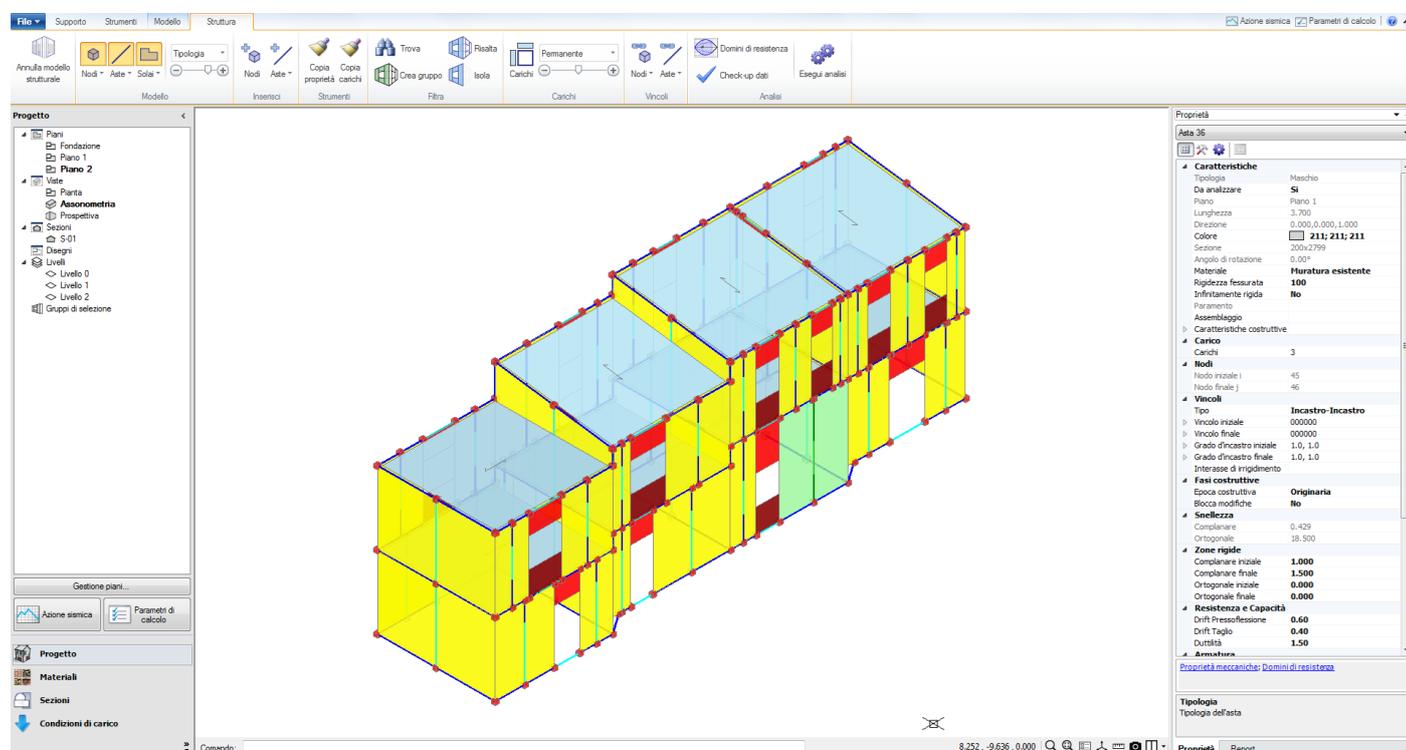
Tale modalità permette di gestire meglio i solai intermedi, quindi di poterli posizionare nel modo corretto:



In definitiva, inserendo anche i timpani del piano 2, i solai (ed i loro carichi), e completando la modellazione con l'inserimento delle aperture, il modello definitivo è il seguente:



Completata quindi la modellazione architettonica, si può passare alla creazione del modello strutturale, e a tutti gli aspetti riguardanti il telaio equivalente generato: si lancia quindi la 'Creazione del Modello Strutturale', ottenendo quanto segue:



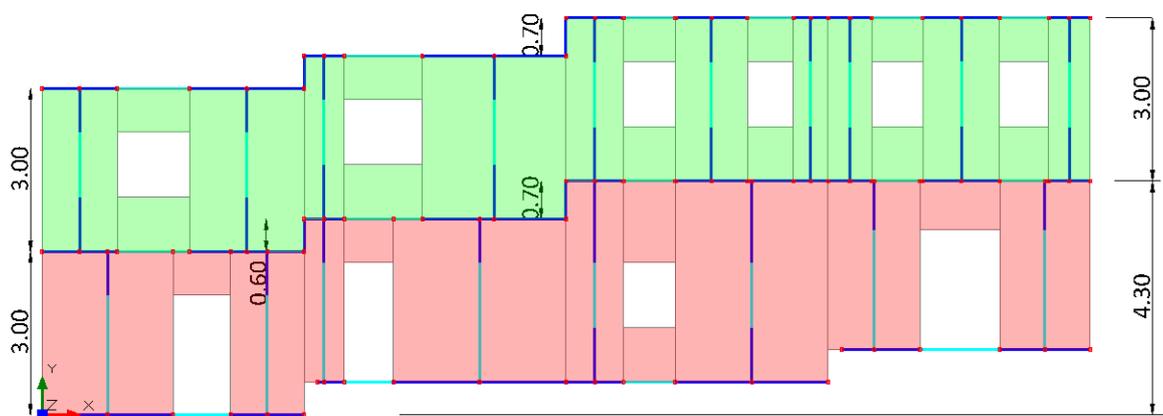
Generato il modello strutturale, la prima decisione da affrontare riguarda la definizione degli impalcati: la gestione della Rigidità degli impalcati viene definita nella scheda 'Struttura', dal comando 'Livelli' presente nel 'Navigatore' sulla sinistra. Sono possibili tre ipotesi di schematizzazione:

• **Impalcati 'Infinitamente Rigidi'**: per essi è sufficiente settare le proprietà 'Direzione X' e 'Direzione Y' sul valore 'Si';

• **Impalcati 'Deformabili'**: per essi è sufficiente settare le proprietà 'Direzione X' e 'Direzione Y' sul valore 'No'; questo equivale al considerare le masse vibranti nei singoli nodi, in modo indipendente da una relazione di rigidità col nodo master baricentrico;

• **nell'ambito di 'Impalcati deformabili', è possibile irrigidire singole campate di solaio**, impostando per questi singoli solai che si vogliono irrigidire la proprietà 'Infinitamente Rigido'='Si'. Quest'ultima strada in particolare è molto utilizzata nei casi appunto di impalcati sfalsati, in cui non è facilmente individuabile una relazione con uno specifico nodo master baricentrico: pertanto è un'adeguata soluzione mantenere lo schema generale di impalcato deformabile (dal punto di vista dell'assegnazione delle masse), considerando delle aste di contorno rigide nelle maglie di solaio, in grado di consentire la non variabilità della forma della maglia nell'analisi.

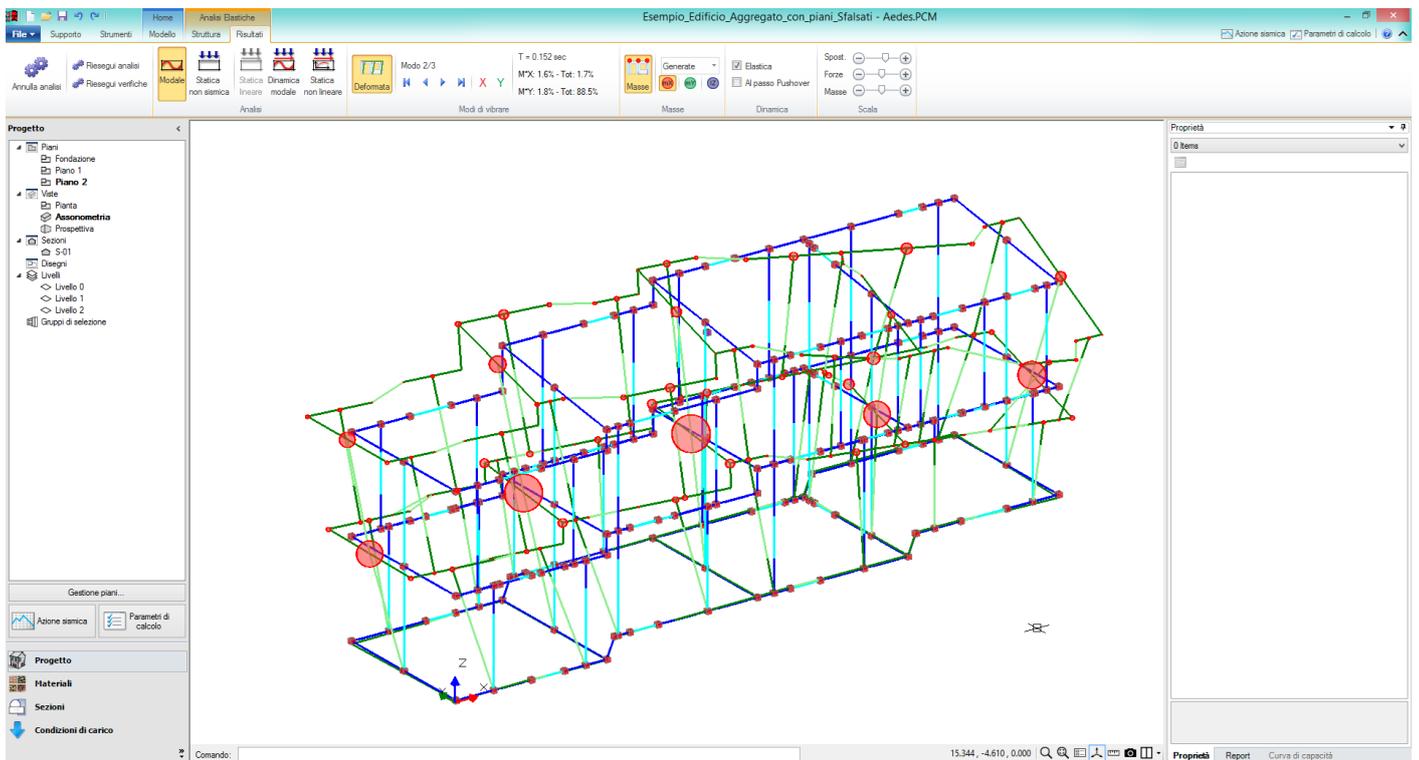
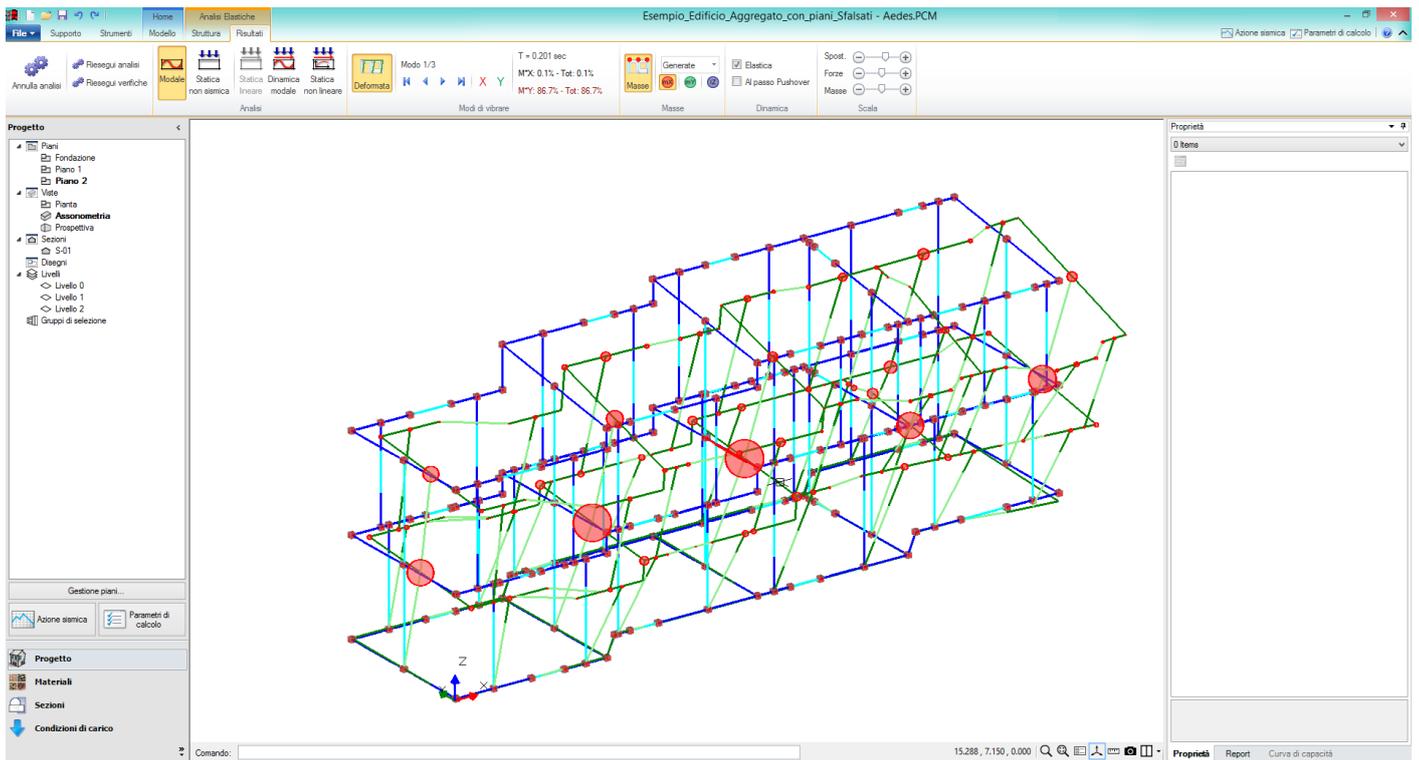
E' inoltre possibile visionare il modello strutturale per 'Piani': ad esempio, se si effettua un 'Box XZ' sul prospetto laterale, si può avere conferma della correttezza della schematizzazione adottata, con le varie indicazioni delle entità degli sfalsamenti (in rosso il piano 1, in verde il piano 2):



Si riportano nel seguito in sintesi i risultati relativi a due ipotesi:

- tutti i livelli deformabili (definiti come tali nel comando 'Livelli'), con solai non rigidi
- tutti i livelli deformabili, ma con i singoli solai aventi la proprietà 'Infinitamente Rigido'='Si':

a) Risultati dell'analisi dell'aggregato, con i livelli deformabili, e senza i singoli solai ipotizzati rigidi:



Per i meccanismi complanari, in analisi dinamica modale, la crisi per pressoflessione è determinata principalmente dalle fasce, mentre per il taglio vi sono in effetti delle crisi diffuse anche sulle pareti:

Analisi Sismica, Dinamica Modale: Sintesi risultati

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

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)

Verifiche di Resistenza

Costruzione esistente, solo SLU [§8.3]: obbligatoria
 [§7.3.6.1, §7.8.2.2]

PressoFlessione Complanare [§7.8.2.2.1] **0.000** 74.2%

Taglio per Scorrimento [§7.8.2.2.2] **0.015** 41.9%

Taglio per Fessuraz. Diagonale [§C8.7.1.5] **0.214** 50.0%

PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D)

PressoFlessione Ortogonale [§7.2.3]

SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1, §7.2.5] **1.344**

SLE di Danno (SLD)

Verifica degli Spostamenti

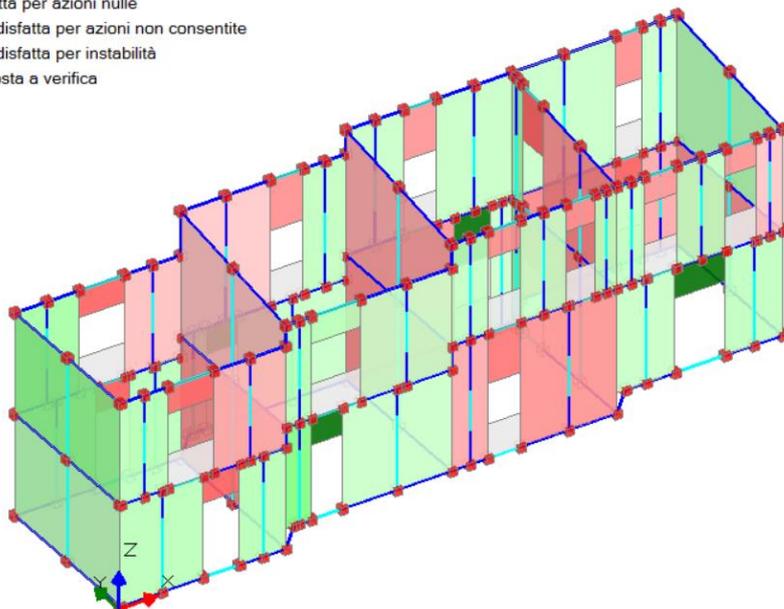
Costruzione esistente, solo SLU [§8.3]: non obbligatoria
 [§7.3.7.2, §C7.3.7]

(d_r / h)_{max} ('per mille'; deve essere: < 3) = **n.d.**

Coefficiente di sicurezza (= 3 / (d_r / h)_{max}) =

Nell'immagine sottostante viene mostrato l'esito delle verifiche a taglio per fessurazione diagonale:

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

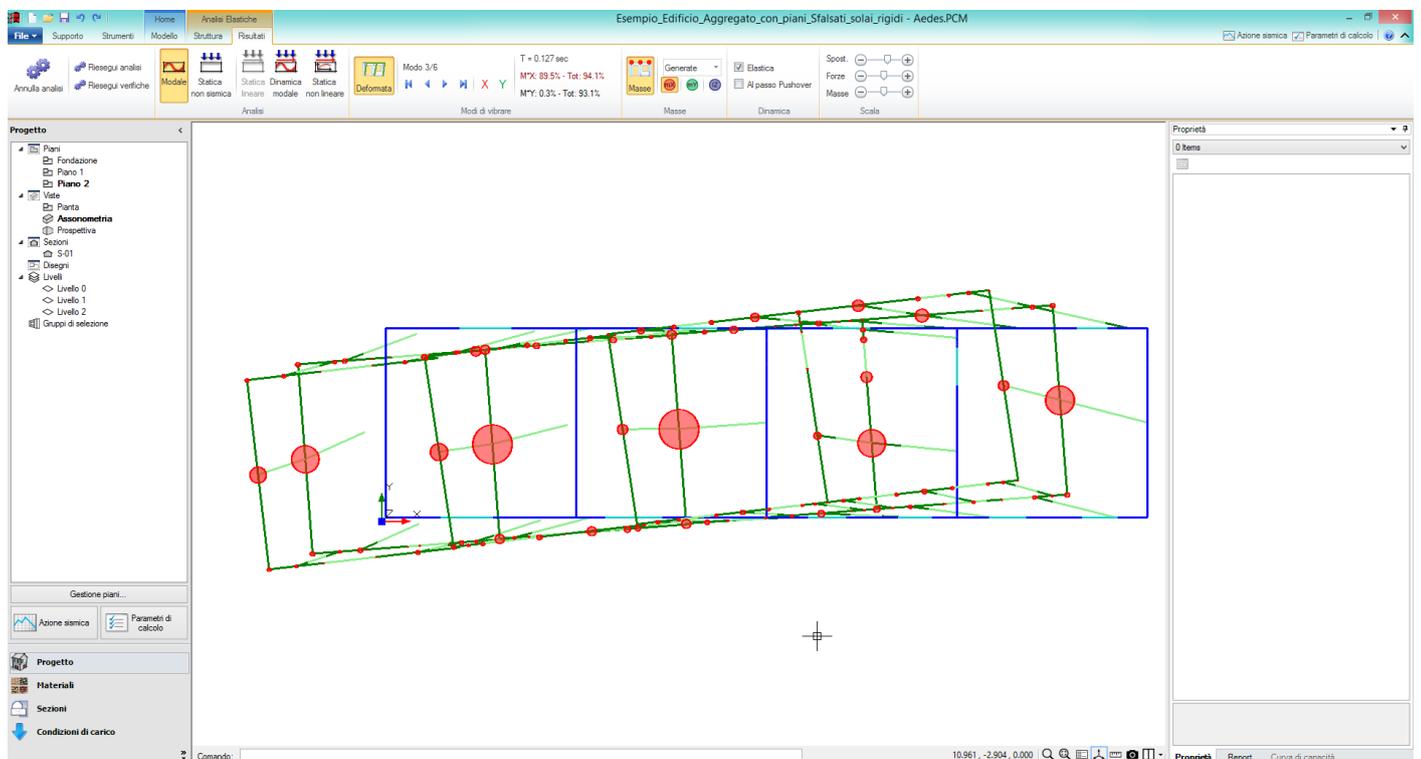
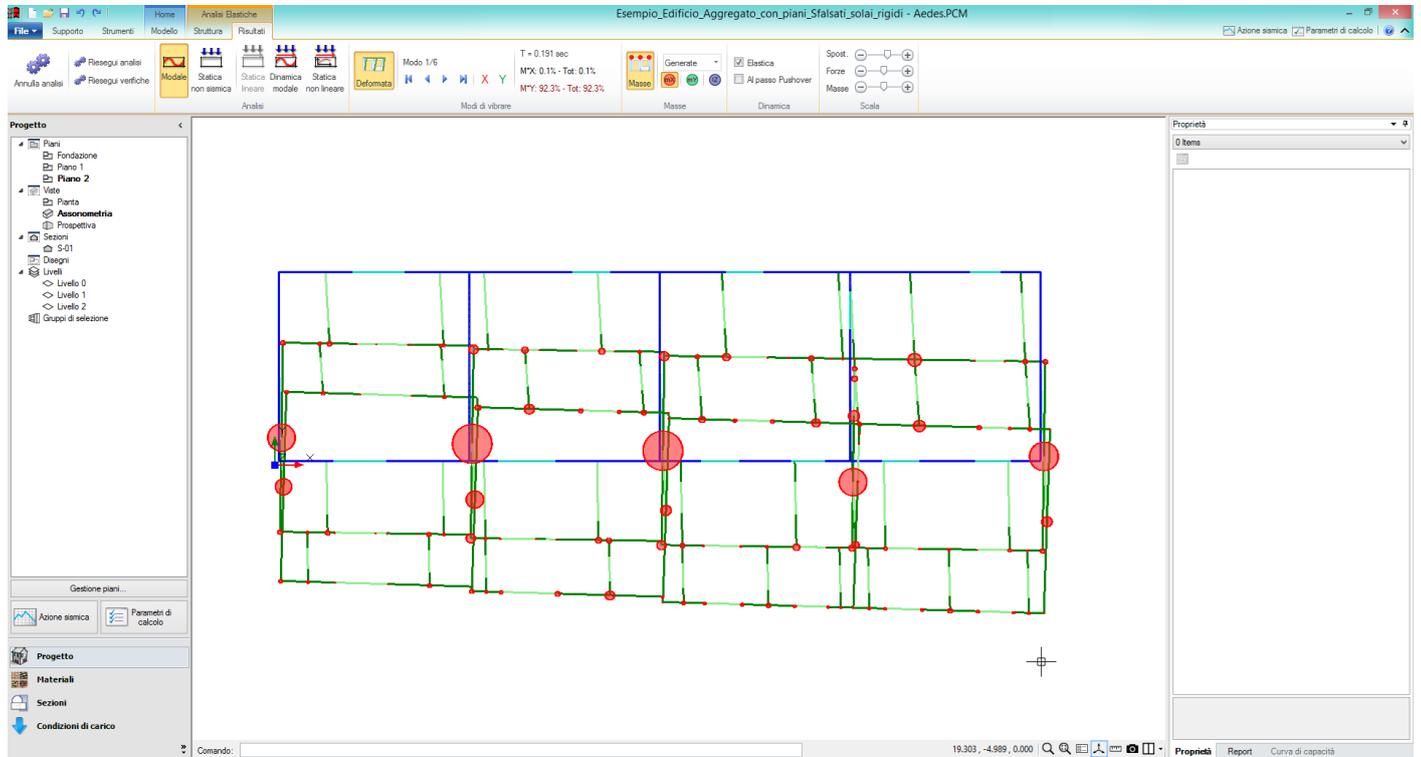


In Analisi Non Lineare invece l'intero aggregato risulta verificato, con un margine ampiamente soddisfatto, particolarmente per la direzione X:

N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt	F/W	q*	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	aV,PGA	aV,TR	VN,CLV
1	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X		0.191	1.637	3.439	0.213	>=2475	2.000	1.690	5.211	261
2	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y		0.143	2.380	2.722	0.163	951	5.122	1.294	2.002	100
3	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+X		0.192	1.632	3.428	0.213	>=2475	2.000	1.690	5.211	261
4	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+Y		0.145	2.373	2.857	0.163	951	5.122	1.294	2.002	100
5	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X		0.192	1.717	3.427	0.213	>=2475	2.000	1.690	5.211	261
6	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y		0.141	2.601	2.592	0.147	730	6.619	1.167	1.537	77

b) Risultati dell'analisi dell'aggregato con livelli deformabili e singoli solai ipotizzati rigidi.

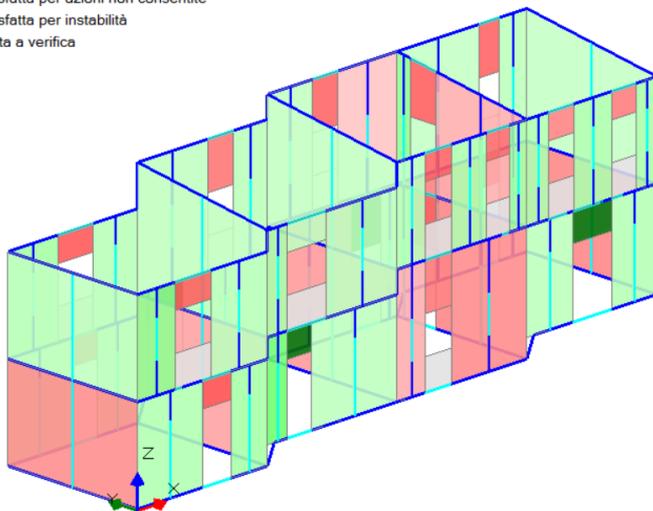
Dall'analisi modale è possibile notare l'indefornabilità delle diverse maglie di solaio (ad esempio osservando la vista sia in pianta che in assonometria):



I periodi principali diminuiscono rispetto al modello a), in accordo con la maggior rigidezza della struttura. Si notano anche alcune variazioni riguardanti le verifiche di sicurezza; ad esempio, nel caso del taglio per

fessurazione diagonale alcune pareti migliorano, altre invece risultano ora non soddisfatte:

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

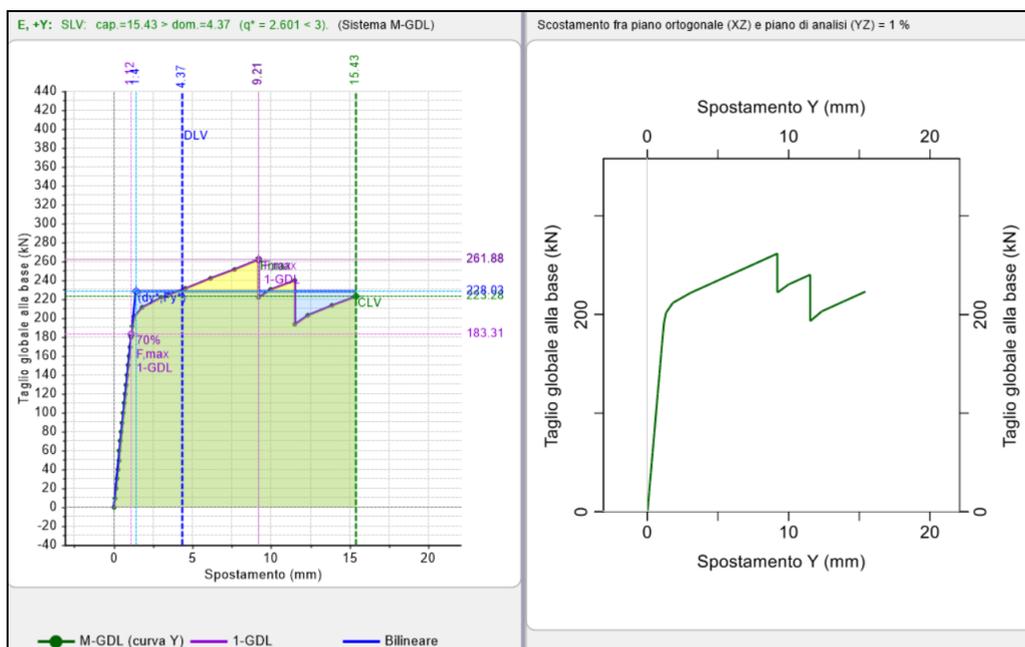


In analisi statica non lineare le variazioni risultano minime, pur con un lieve miglioramento:

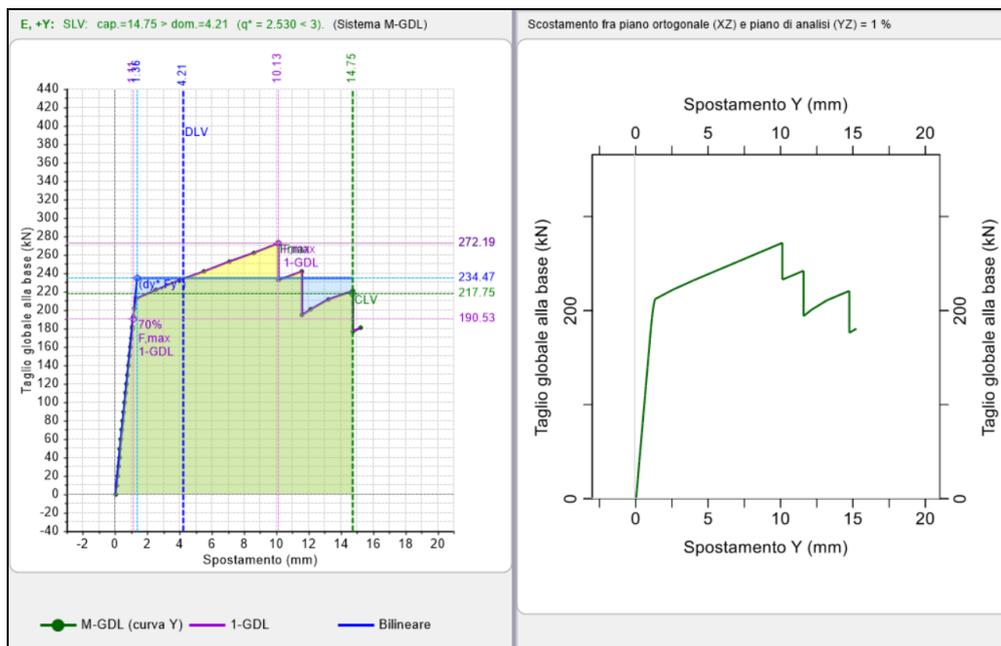
N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt	F/W	q"	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	aV,PGA	aV,TR	VN,CLV
1	●	☑	A	+X		0.196	1.606	3.373	0.213	>=2475	2.000	1.690	5.211	261
2	●	☐	A	+Y		0.143	2.413	2.713	0.160	904	5.382	1.270	1.903	95
3	●	☐	B	+X		0.196	1.600	3.362	0.213	>=2475	2.000	1.690	5.211	261
4	●	☐	B	+Y		0.144	2.384	2.704	0.162	935	5.207	1.286	1.968	99
5	●	☐	E	+X		0.195	1.694	3.383	0.213	>=2475	2.000	1.690	5.211	261
6	●	☐	E	+Y		0.146	2.530	2.689	0.152	785	6.168	1.206	1.653	83

Alcune interessanti osservazioni complementari derivano dall'analisi delle curve nel grafico tridimensionale (pulsante 'Grafico 3D' della scheda 'Curva di Capacità):

nello schema senza i solai definiti come rigidi, in direzione Y si hanno maggiori spostamenti del punto di controllo nella direzione ortogonale (1%):



Al minor scostamento ortogonale dal piano di sollecitazione sismica corrisponde una migliore descrizione del comportamento spaziale attraverso l'analisi indipendente nelle due direzioni X e Y.



1.2. STUDIO DI UNA SINGOLA UNITA' STRUTTURALE

Un'altra possibile situazione riguarda l'analisi di una singola cella dell'aggregato, individuando la cosiddetta 'Unità Strutturale', sulla base anche dei criteri esposti in letteratura tecnica ed in Normativa.

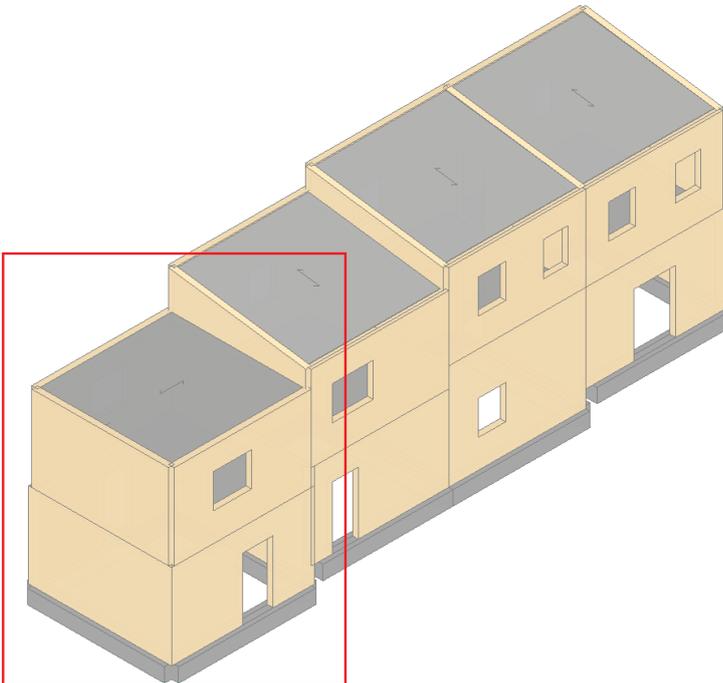
All'interno di questi edifici, è possibile individuare le unità Strutturale (U.S.) oggetto di indagine tramite opportuni criteri geometrici e distributivi, evidenziati ad esempio nella 'Circolare del 02/02/2009' al punto C8A.3 'Aggregati Edilizi'. La presenza dell'edificio adiacente può essere tenuta in conto considerando le masse e /o i carichi in comune.

Supponendo ad esempio di voler studiare la prima unità strutturale (in basso a sinistra), a partire dal modello intero dell'aggregato, è possibile cancellare le celle restanti, e considerando la presenza dell'edificio contiguo come dei carichi lineari e masse nodali aggiuntive.

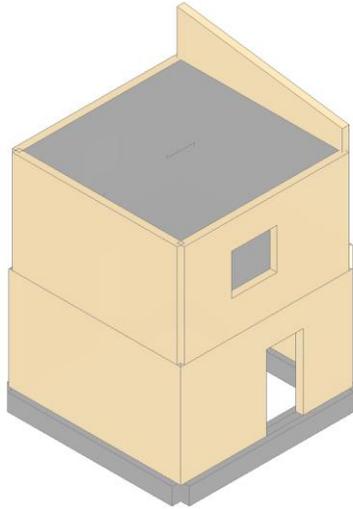
Tipicamente, per considerarne l'interazione, in genere possono essere seguite due strade:

- se i due edifici sono dotati di pareti in comune, sulle quali gravano entrambi i solai delle strutture (perché ad esempio l'orditura è la stessa tra le due campate), allora l'interazione consiste nell'aggiungere, sulle aste orizzontali, i carichi lineari uniformemente distribuiti derivanti dalla campata di solaio dell'edificio adiacente, valutati in base alle aree di influenza;
- se invece i solai non fossero orditi allo stesso modo, allora è possibile considerarne l'interazione aggiungendo delle 'Masse aggiuntive sui Nodi' presenti nell'allineamento in comune, per entrambe le direzioni X ed Y: anche queste andranno calcolate in base alle aree di influenza, dividendo poi i carichi ottenuti per l'accelerazione di gravità per averli in termini di masse.

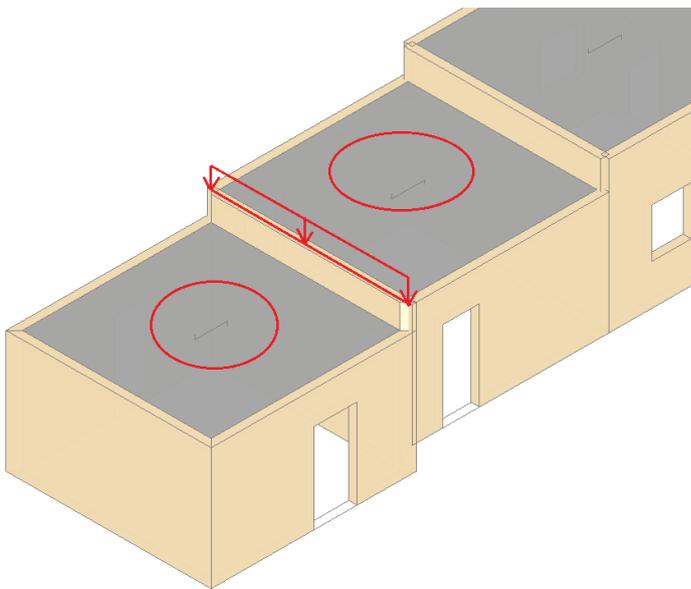
Come anticipato in precedenza, si supponga di voler analizzare la cella nell'angolo in basso a sinistra:



Isolandola dal resto delle strutture adiacenti, e conservando la geometria della parete in comune con la cella direttamente attigua, si otterrà quindi la seguente sottostruttura:



In questo particolare caso, al piano 1 sia il solaio della cella 'isolata', sia quello della struttura attigua, scaricano sulla stessa parete in comune: l'interazione si tradurrà quindi nell'inserimento di carichi lineari aggiuntivi sulle aste orizzontali:



I carichi di superficie dei solai indicati sono (rispettivamente per i Carichi Permanenti, Permanenti non Strutturali e Variabili):

$$G_{1k} = 2.50 \text{ kN /m}^2$$

$$G_{2k} = 2.00 \text{ kN /m}^2$$

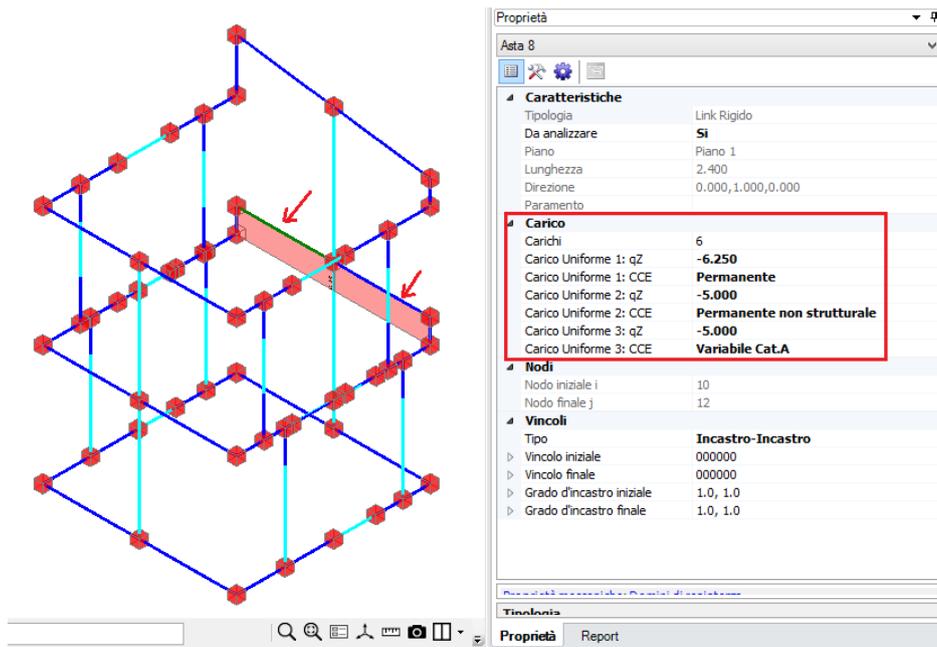
$$Q_k = 2.00 \text{ kN /m}^2$$

Metà della lunghezza della campata di solaio attigua vale $l = 5.00 / 2 = 2.50 \text{ m}$; pertanto, sulle aste orizzontali della parete in comune verranno aggiunti i seguenti carichi:

$$G_{1k} = 6.25 \text{ kN /m}$$

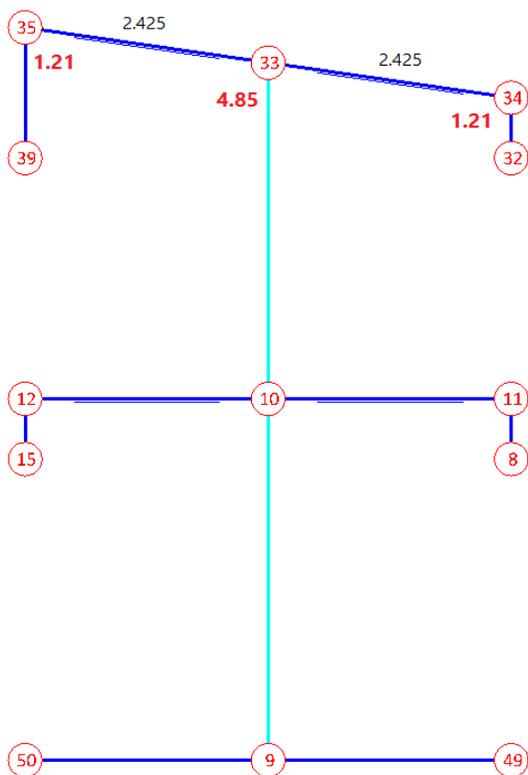
$$G_{2k} = 5.00 \text{ kN /m}$$

$$Q_k = 5.00 \text{ kN /m}$$



Al piano 2 di copertura, invece, i solai delle celle a contatto sono orditi in modo opposto, pertanto l'interazione consisterà nell'aggiungere delle masse nodali aggiuntive. Isolando quindi il prospetto in comune, si nota quanto segue:

I valori riportati in figura sono le lunghezze fra i nodi e, in grassetto, le lunghezze di competenza dei nodi; queste devono essere moltiplicate per la lunghezza nel piano ortogonale al prospetto competente a metà luce del solaio del corpo attiguo (5.00/2 m), per ottenere l'area di influenza corrispondente ai singoli nodi.



Moltiplicando tale area per i carichi permanenti (G1, G2) e variabili (Q) competenti al corpo attiguo, si ottiene il peso totale (kN) e quindi, dividendo per l'accelerazione di gravità g, la massa locale da attribuire al nodo (espressa in k*kgm) (per la conversione in masse il valore di g viene approssimato a 10 m/s²).

Ad esempio, per il nodo 33:

$$l_1 = 2.425 \text{ m}, l_2 = 5.00/2 = 2.50 \text{ m} \Rightarrow A_{\text{infl}} = 6.06 \text{ m}^2$$

Carichi competenti al solaio al piano di copertura: G₁=2.50 kN/m², G₂=1.50 kN/m², Q=0.90 kN/m², da cui:

$$m_{G1} = (6.06 * 2.50) / 10 = 1.516 \text{ k*kgm}$$

$$m_{G2} = (6.06 * 1.50) / 10 = 0.91 \text{ k*kgm}$$

$$m_Q = (6.06 * 0.90) / 10 = 0.55 \text{ k*kgm}$$

Si ricorda che: una massa di 10 kgm (S.I.) pesa 10 kgf (S.T.):

$$\text{infatti: } P = mg = 10 \text{ kgm} * 10 \text{ m/s}^2 = 100 \text{ N} = 10 \text{ kgf}$$

$$\text{essendo } 1 \text{ kgm} = 1 \text{ N} / (\text{m/s}^2) = 1 \text{ N s}^2 / \text{m}$$

L'unità di misura da utilizzare per l'input delle masse in PCM è il Megagrammo massa (Mgm).

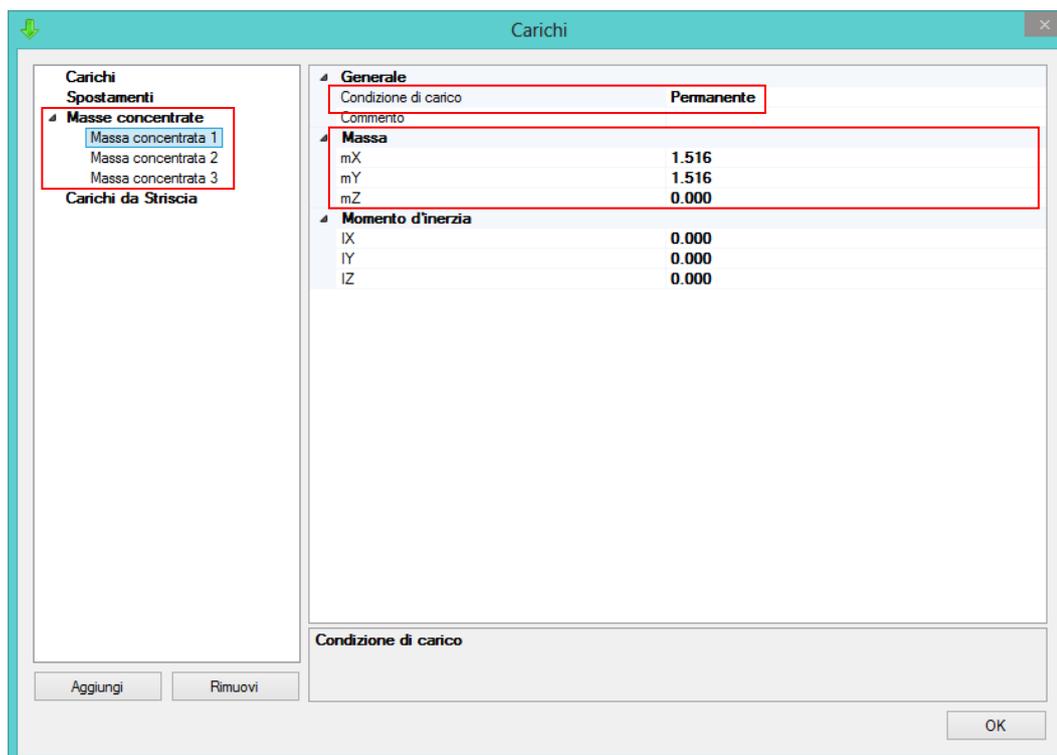
Quindi, con riferimento per esempio al nodo precedente, si ottiene un peso di:

$$P_{G1} = 15.16 \text{ kN} = 15160 \text{ N}, \text{ cui corrisponde a una massa di } 1516.0 \text{ N} * (\text{s}^2/\text{m}) = 1516.0 \text{ kgm} = 1.516 \text{ Mg.}$$

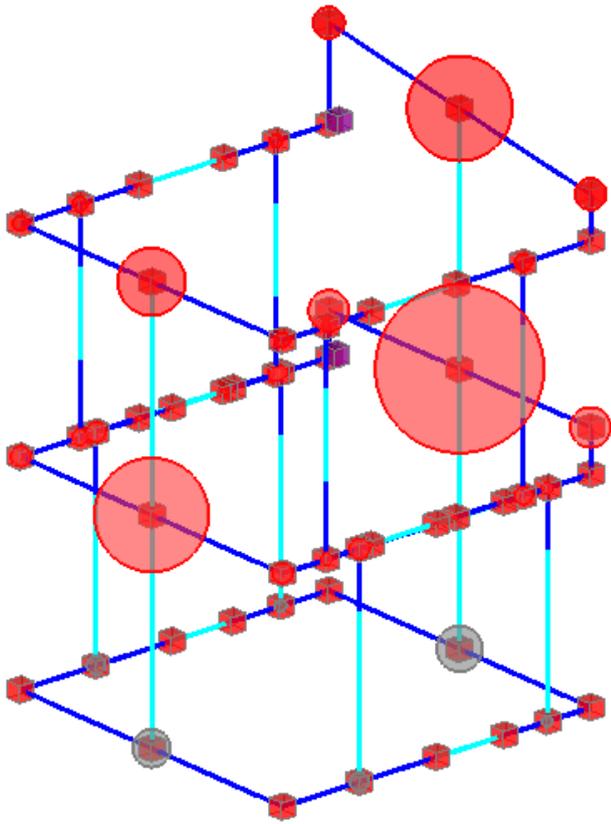
$$P_{G2} = 9.10 \text{ kN} = 9100 \text{ N}, \text{ cui corrisponde a una massa di } 910 \text{ N} * (\text{s}^2/\text{m}) = 910 \text{ kgm} = 0.910 \text{ Mg.}$$

$$P_Q = 5.50 \text{ kN} = 5500 \text{ N}, \text{ cui corrisponde a una massa di } 550 \text{ N} * (\text{s}^2/\text{m}) = 550 \text{ kgm} = 0.55 \text{ Mg.}$$

Questi valori vanno inseriti nella voce dei 'Carichi', all'interno della finestra delle proprietà del nodo selezionato, cfr. ad es. per il nodo 33, e la massa relativa ai carichi permanenti:



In definitiva, le masse che sono state aggiunte sul prospetto in oggetto sono anche visualizzabili graficamente; come ci si aspetta, sono più grandi rispetto all'altro prospetto, caricato con i normali pesi dei solai e delle pareti:



Sulla base dei dati introdotti, è possibile continuare l'analisi della singola struttura, analizzando quindi i risultati derivanti dalle diverse analisi, come sostanzialmente condotto in precedenza per l'intero aggregato.

2. CASO REALE, TRATTO DALLA DOCUMENTAZIONE DELLA REGIONE MARCHE

In questo documento si tratterà la modellazione di un edificio non regolare, né in pianta, né in elevazione. In particolare, l'edificio oggetto della presente dimostrazione è costituito da una muratura in conci sbazzati, e presenta uno stato di conservazione non ottimale. I documenti tecnici sono tratti dal documento prodotto dalla Regione Marche: 'Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento, e dei relativi costi negli edifici in muratura'.

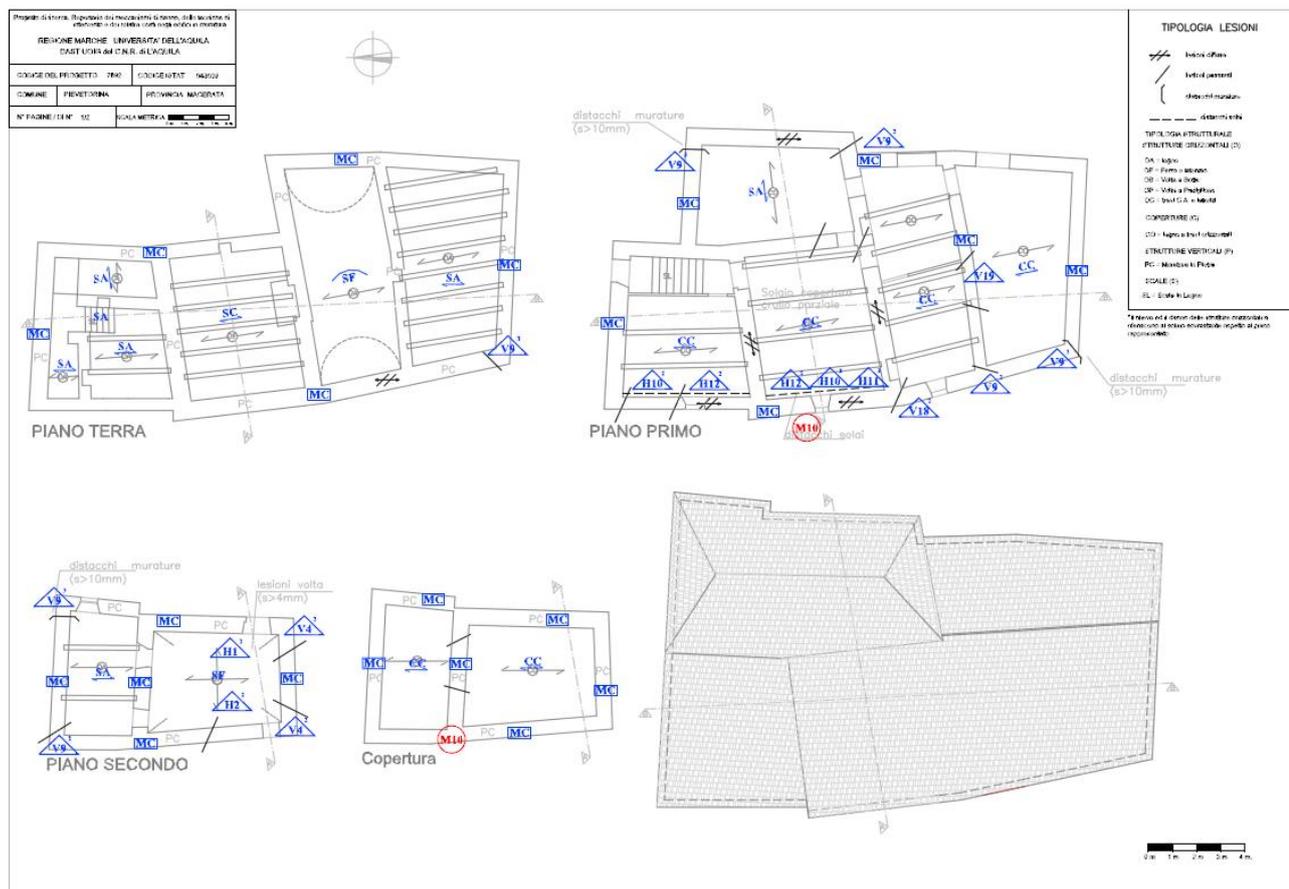
L'esempio è fornito a corredo del software:

Edificio_7692_pre_interventi.vdml

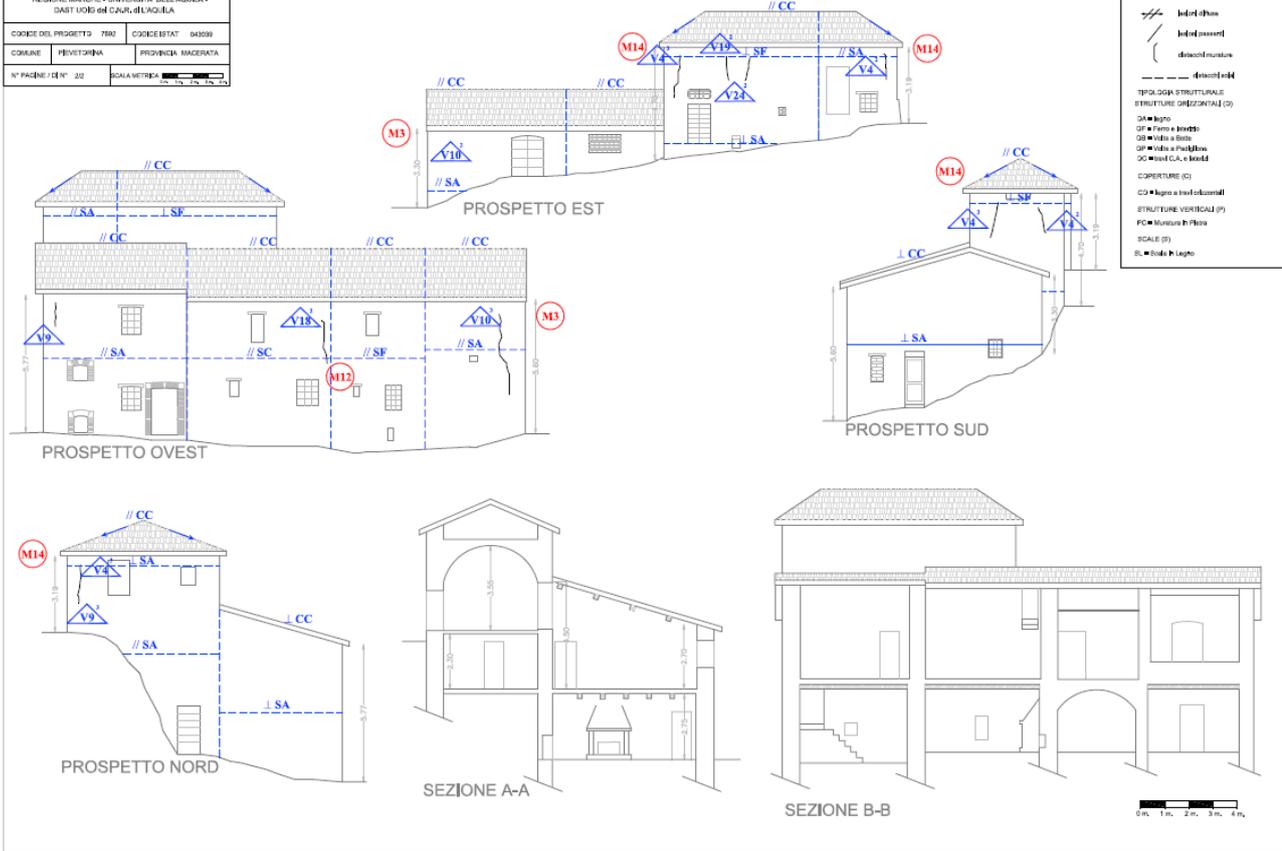
Edificio_7692_con_cerchiature.vdml

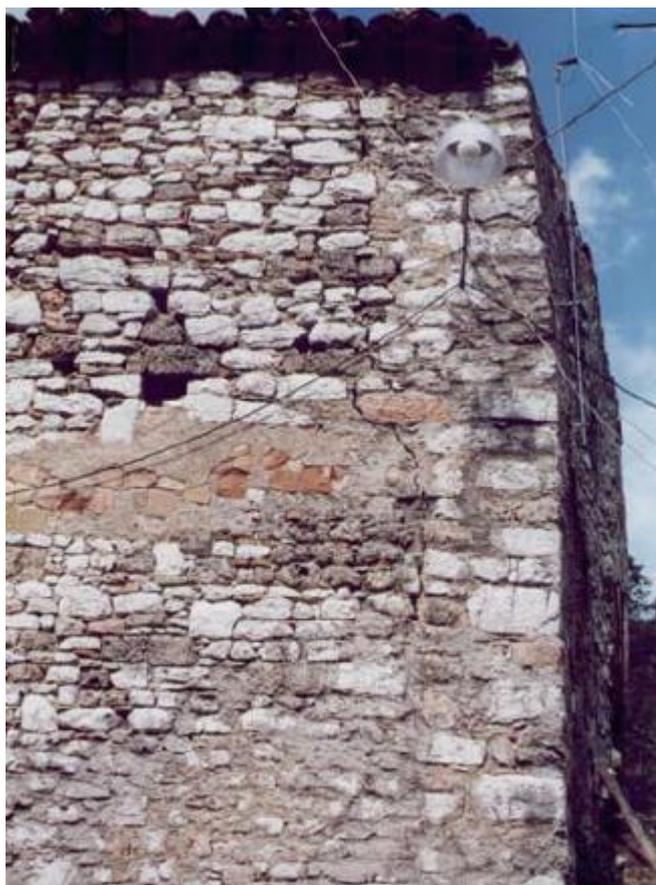
Edificio_7692_paramento_SUD.vdml

L'edificio è costituito da due piani fuori terra sfalsati tra loro. Nel seguito si riportano i relativi disegni di riferimento ed alcune immagini riferite alle lesioni al momento presenti:



Progetto di Intervento: Riparazione ed ricostruzione del sistema di fondazioni ed infissi con nido di BIP in tuccina		
REGIONE MARCHE - UNIVERSITA' DELL'ARCHITETTURA - DAST UOED ed OAVU, di L'AGUILA		
CODICE DEL PROGETTO: 7891	COORDINATAT: 949399	
COMUNE: PIUVERTINA	PROVINCIA: MACERATA	
N° PAGINE / GEN°: 32	SOLARIMETRE: 10m, 20m, 30m, 40m	



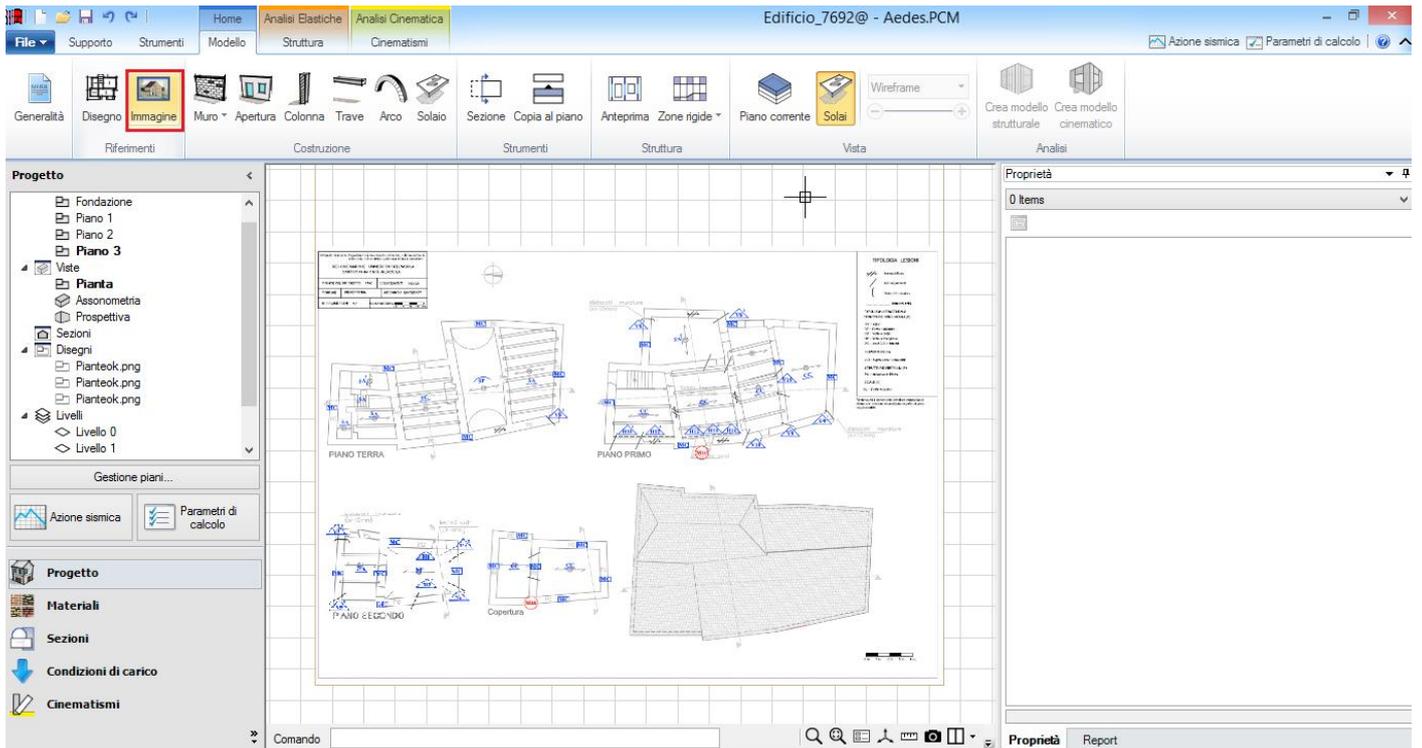


2.1. MODELLAZIONE 3D DELL'EDIFICIO

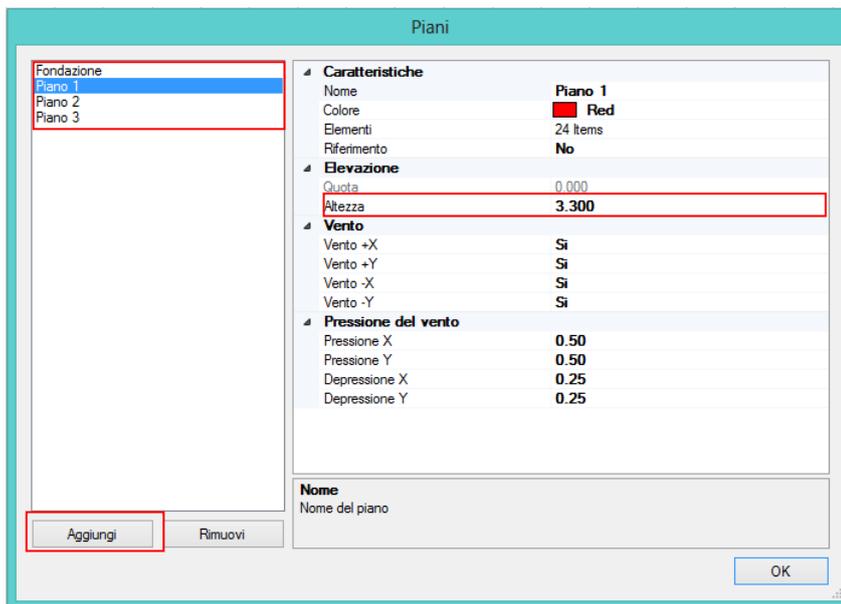
Come primo passo, avendo a disposizione delle Immagini di riferimento, all'interno di PCM si importerà l'immagine rappresentativa delle piante.

Dalla scheda di creazione architettonica 'Modello', comando 'Immagine', si richiama l'immagine della pianta, e la si posiziona nell'origine degli assi cartesiani in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro del piano terra (per visualizzare gli assi, tasto 'F4' da tastiera).

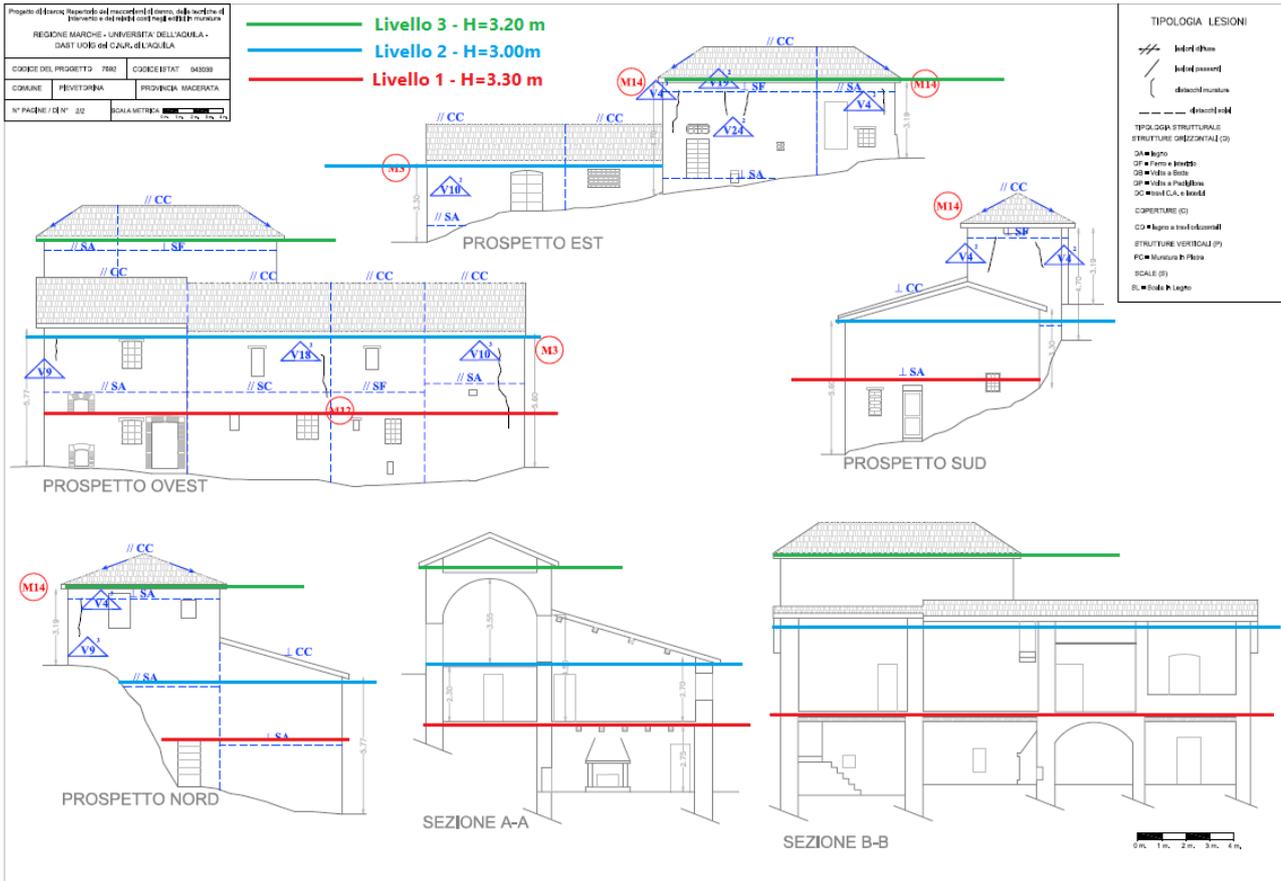
L'immagine importata dovrà ovviamente essere 'scalata' in base al sistema di misura adottato (che è in metri); quindi, sulla base di alcune misure note (ad esempio lo spessore dei maschi murari), e del comando 'Scala' della finestra 'Strumenti', si potrà riportare l'immagine sotto mostrata alle dimensioni corrette:



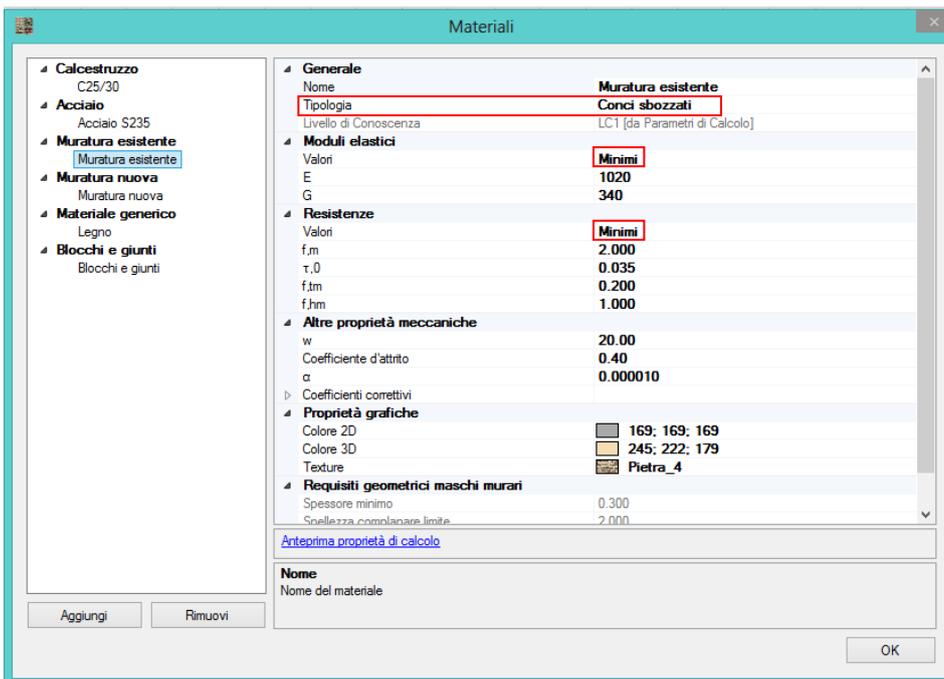
E' conveniente impostare subito l'altezza dei piani della costruzione, pertanto si apra la finestra 'Progetto', 'Gestione Piani', e si impostino le altezze dei relativi piani, con anche l'indicazione se considerare o meno anche l'effetto del vento:



Di fatto la struttura è composta da tre livelli: in figura seguente si disegnano le linee di riferimento delle quote adottate:



E' conveniente impostare già i materiali presenti, quindi si apre la finestra 'Materiali', e si definiscono i parametri dei vari materiali presenti (in questo caso, si tratta di una muratura esistente, dove si sceglie di adottare i valori minimi):

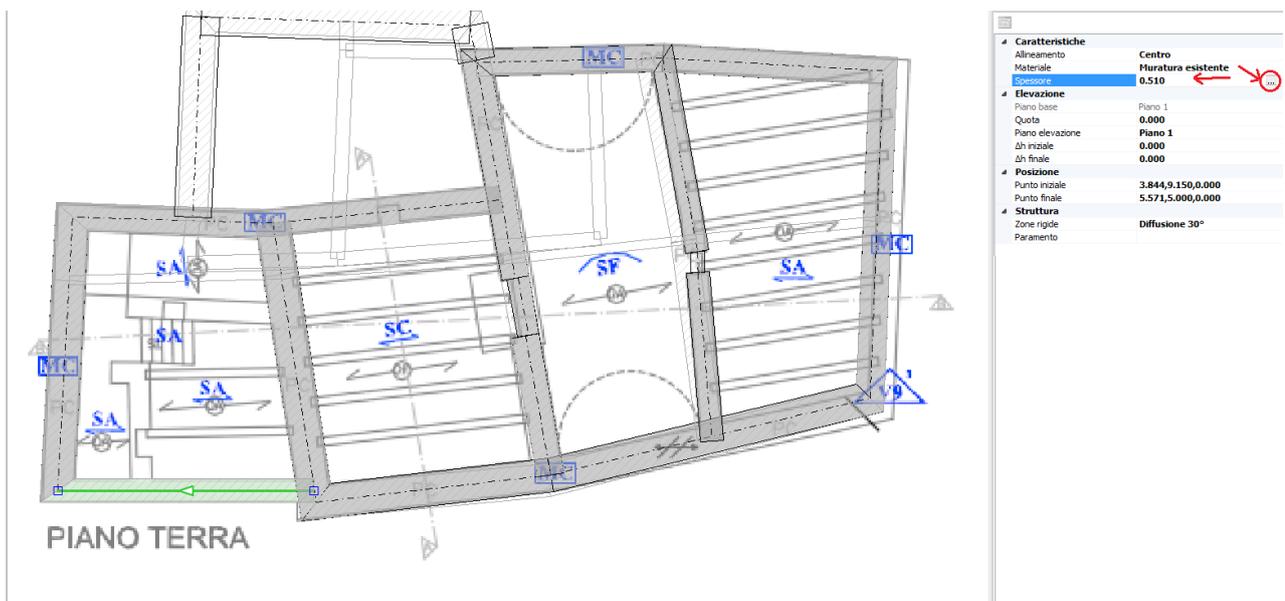


Passando al piano 2, si ripete l'importazione della stessa immagine di riferimento, con la differenza che stavolta si farà coincidere con l'origine lo spigolo sinistro della pianta del piano primo (si adopera quindi il

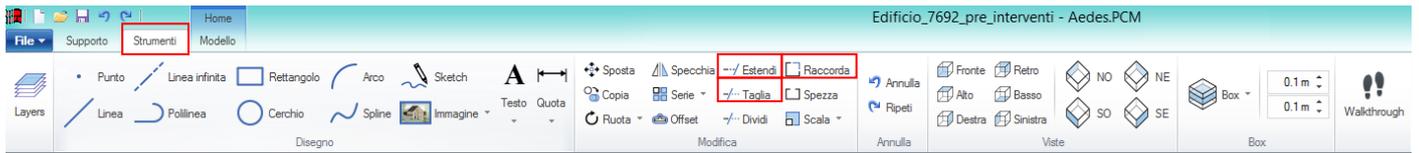
comando 'Sposta' della stessa scheda 'Strumenti'); complessivamente, in 3D, le piante inserite saranno 'sovrapposte' nel seguente modo (in sostanza in pianta risulteranno sfalsate in modo che in altezza le piante possano sovrapporsi correttamente):



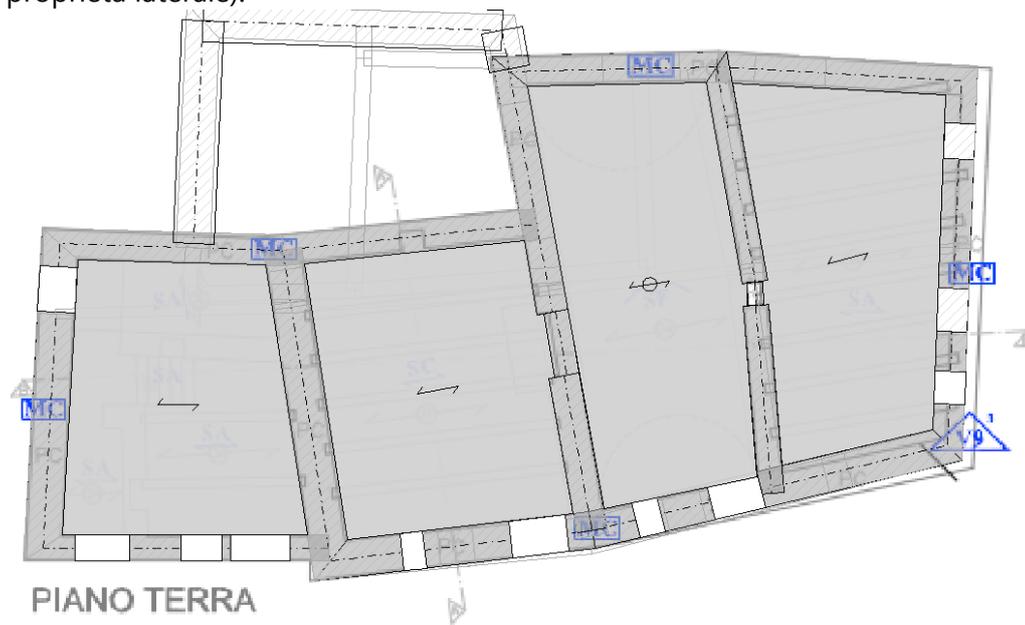
Si ritorni quindi al piano terra, per iniziare a disegnare i muri presenti. Avendo a disposizione un'immagine, il comando 'Muro Rapido' non potrà essere utilizzato, in quanto non sono presenti linee CAD di base dalle quali riconoscere uno spessore per la parete. I muri dovranno quindi essere disegnati singolarmente, ed il loro spessore verrà inserito manualmente dalla finestra delle proprietà, oppure potrà anche essere misurato sull'immagine (è consigliabile non avere i comandi di Snap attivati quando si prendono misure su un'immagine, al fine di evitare interferenze; per attivare/disattivare gli Snap: tasto 'F7' da tastiera):



Come procedura generale, si creano prima le pareti principali perimetrali, successivamente quelle interne, ed infine, tramite i comandi 'Estendi' e 'Raccorda' presenti nella scheda 'Strumenti', si procederà a richiudere le diverse maglie, facendo attenzione che le pareti si tocchino sempre nella loro linea media:



A questo punto, potranno essere inserite le aperture, dal comando 'Apertura' della scheda 'Modello', ed i 'Solai', facendo click su col mouse in un punto interno alla maglia, cambiandone per questi ultimi la tipologia dove previsto (ad esempio per i solai a volta, cambiando la relativa proprietà dalla finestra delle proprietà laterale):



Proprietà	
Solaio cod.3989	
Caratteristiche	
Tipologia	Volta a botte
Colore	211; 211; 211
Materiale	C25/30
Infinitamente rigido	No
Geometria	
Area orizzontale	26.833
Spessore	0.300
Δh	0.000
Altezza volta	1.000
Falda	
Area inclinata	
Pendenza	
Spingente	
Carico	
Carichi	3
Carico 1	1.20
Carico 2	1.20
Carico 3	2.00
Carico 3 (CCE)	Variable Cat.A
Direzione principale	10.00°
Distribuzione trasversale	
Comportamento a piastra	
Struttura	
Aste di contorno	32 Items

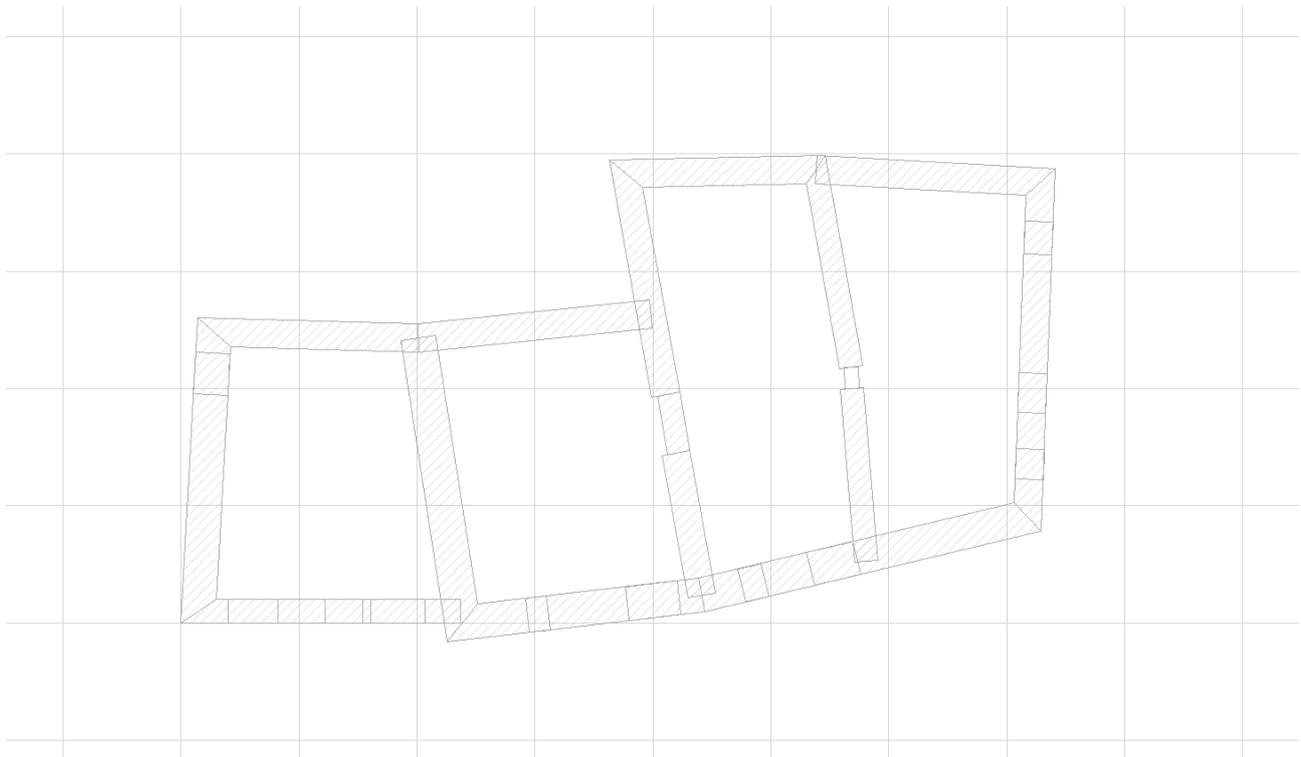
Rimane consigliabile che gli oggetti architettonici (muri, travi, colonne) si intersechino sempre nelle loro linee medie.

Non sono state ancora create le fondazioni; in questo caso, si hanno anche alcune travi di fondazione sfalsate, cioè presenti anche a questo livello (piano 1).

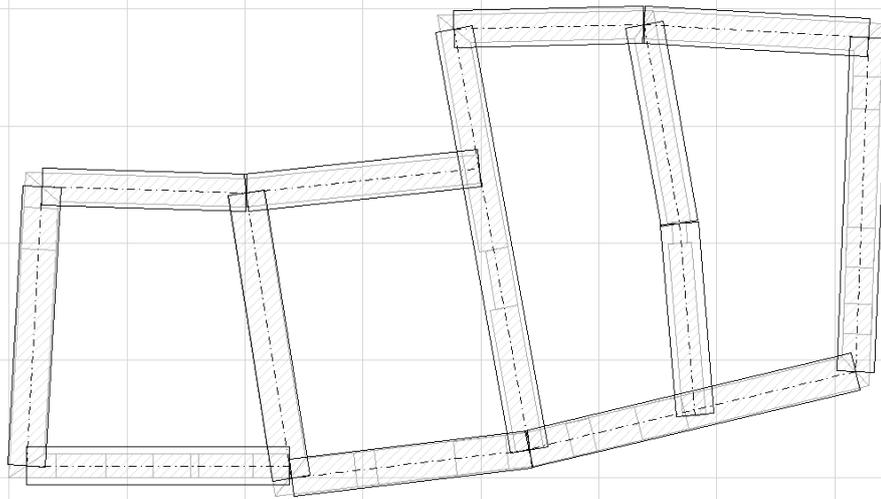
Per il disegno delle travi di fondazione, la strada corretta da percorrere è la seguente:

- posizionarsi sul piano di fondazione, avendo attivato per il piano immediatamente superiore la proprietà 'Riferimento'='Si', in modo da vedere al piano di fondazione stesso la traccia delle pareti presenti sopra;
- creare le travi di fondazione dal comando 'Trave', selezionando i punti medi dei diversi maschi murari; automaticamente, se create al piano di fondazione, queste aste presenteranno correttamente la proprietà 'Posizione= in fondazione';
- se invece vi sono dei livelli di fondazione sfalsati, la procedura per le fondazioni a quota più bassa è la stessa indicata sopra; per quelle a quota sfalsata, andranno create delle travi al piano di riferimento (quindi al piano sfalsato, non più allo stesso piano di fondazione), impostando manualmente la proprietà 'Posizione=in fondazione'.

Quindi, iniziando dal piano più basso, ed attivando per il piano 1 la proprietà 'Riferimento=Si', si osserva la seguente situazione (con un retino sono campite le pareti piene presenti al piano superiore; se vi fossero delle travi, per non creare confusione queste non sono campite, ma solo riportate con l'ingombro della sagoma esterna):



Sulla base della precedente impronta delle pareti al piano 1, si disegneranno le travi, come in figura seguente:



Queste presenteranno automaticamente la proprietà 'Posizione=In Fondazione'; andranno solo impostati i parametri geotecnici nell'ambiente strutturale (KWinkler, q limite); poiché sono presenti anche altre travi che saranno di fondazione, ma sfalsate, per queste travi presenti al piano 1 tale proprietà andrà impostata manualmente:

Proprietà

Trave cod.68938

Caratteristiche

Posizione	in fondazione
Lunghezza	4,960
Materiale	Muratura esistente
Sezione	800x300
Rotazione	0,00°

Elevazione

Δh iniziale	0,000
Δh finale	0,000
Inclinazione	0,00°

Posizione

Punto iniziale	3,481,10,563,3,300
Punto finale	3,300,6,204,3,300

Struttura

Paramento	
-----------	--

PIANO TERRA

Proprietà Report

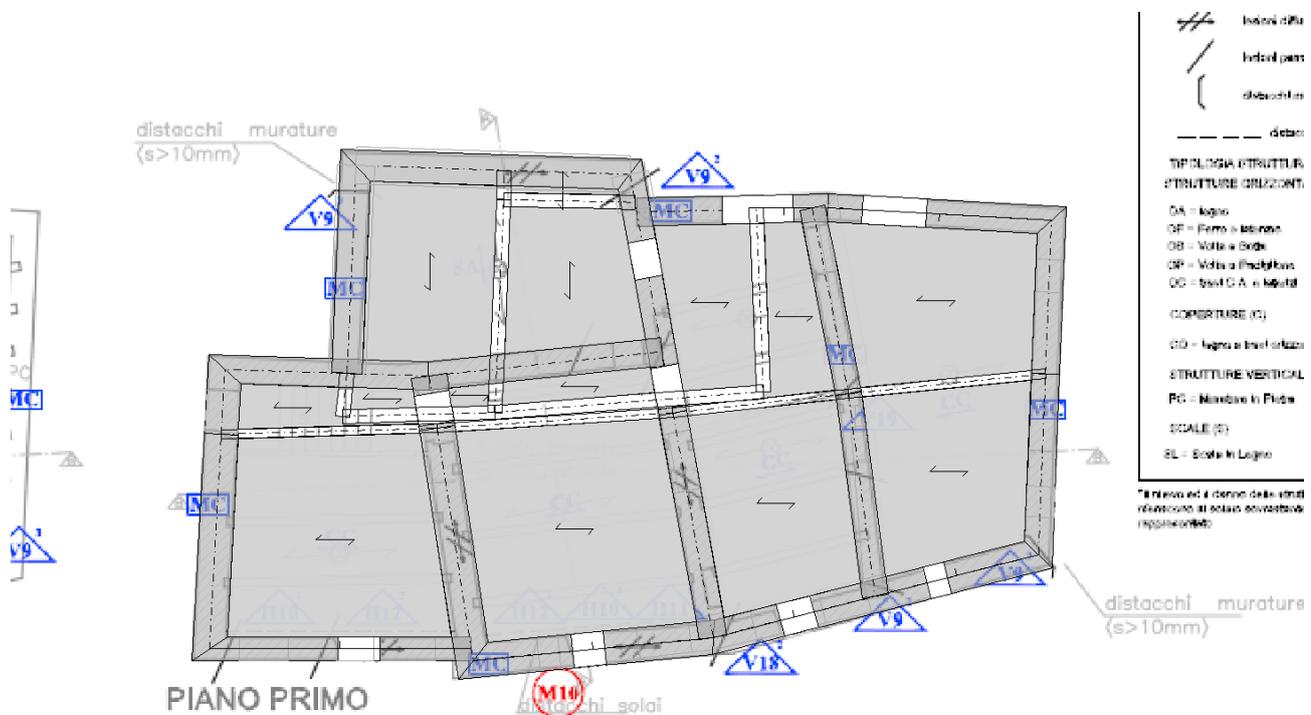
NOTA: Prima di proseguire oltre è utile approfondire il discorso della modellazione di fondazioni poste a livelli sfalsati, in generale a seconda delle caratteristiche della costruzione che vogliamo analizzare dobbiamo capire se è più rappresentativa una fondazione con comportamento svincolato rispetto a quello

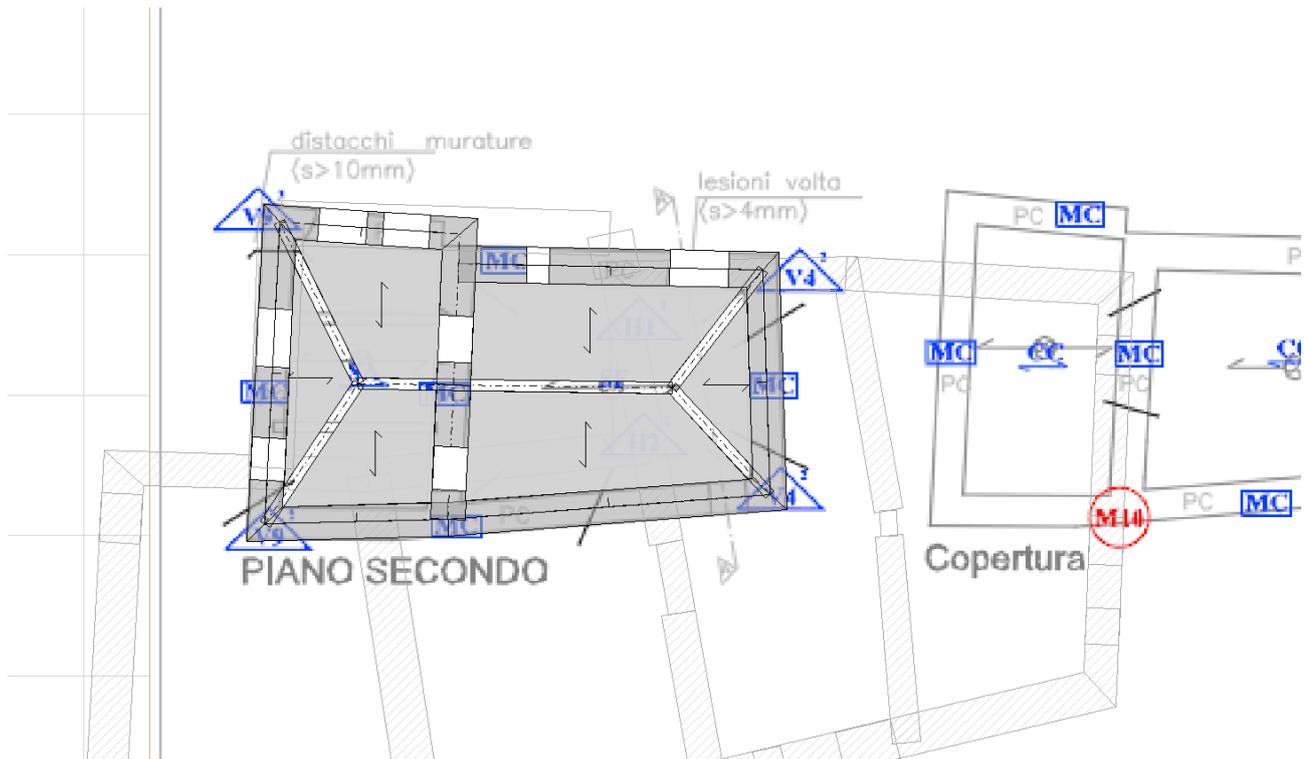
della struttura, oppure se è più realistico che esse siano collegate. In quest'ultimo caso sarà sufficiente prolungare le travi fino ad incontrare l'asse medio delle pareti.

Nel caso in cui si voglia modellare le fondazioni svincolate dalle pareti sono perseguibili due strade:

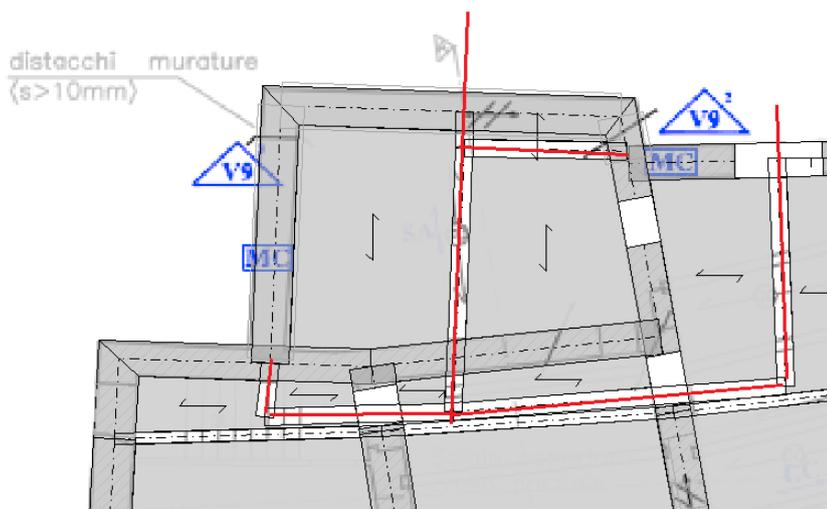
- prolungare le fondazioni fino ad entrare nell'impronta delle pareti, ma senza arrivare all'asse delle stesse (come nel modello in esame). In questo modo la trave di fondazione verrà collegata tramite un link rigido alla parete. In questo caso possono essere variati i vincoli del link in modo da ottenere il comportamento desiderato, in alternativa è anche possibile cancellare del tutto tali link, così da svincolare i due elementi completamente. Nell'esempio in esame verrà seguito proprio quest'ultimo percorso.
- fare in modo che la trave di fondazione non intersechi l'impronta della parete, in questo modo non viene creato nessun collegamento tra i due elementi che di fatto si comportano quindi in modo separato.

Con le stesse modalità sopra descritte, si completa la modellazione dei piani 2 e 3, inserendo di volta in volta anche le travi (per delimitare correttamente i campi di solaio, oppure per non rendere poggianti sui solai le pareti in falso), e completando la modellazione con l'inserimento delle falde del tetto:

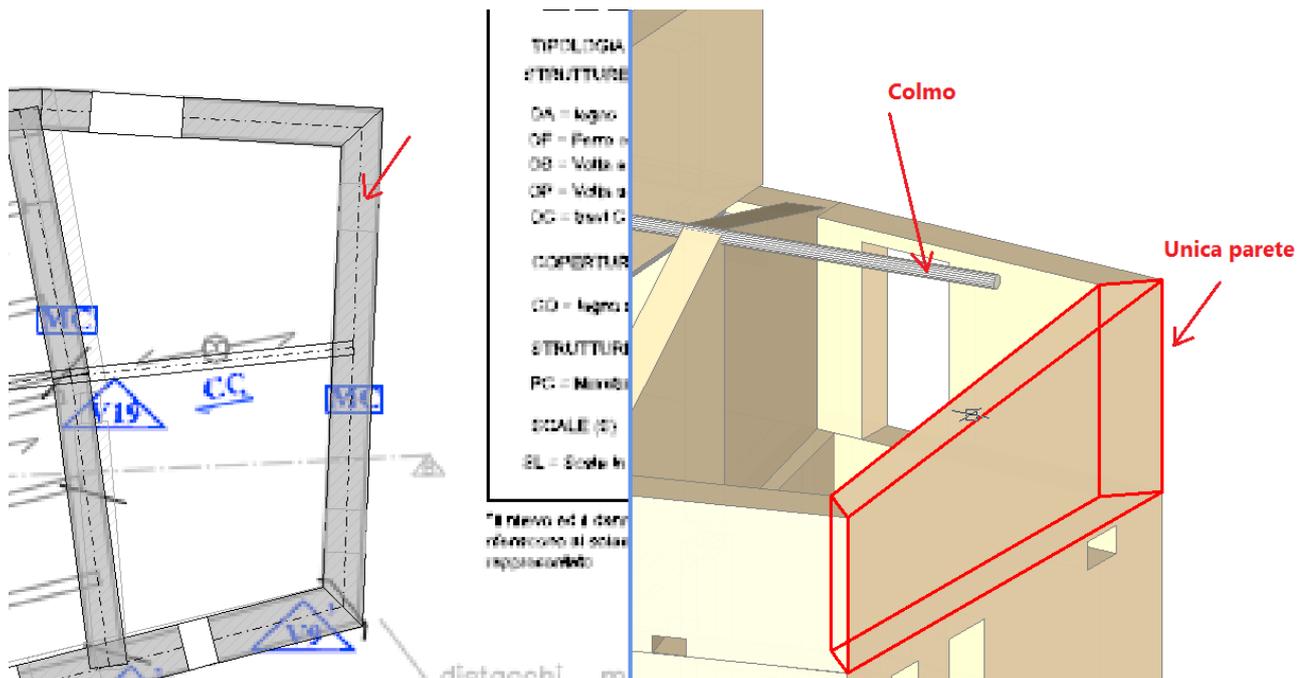




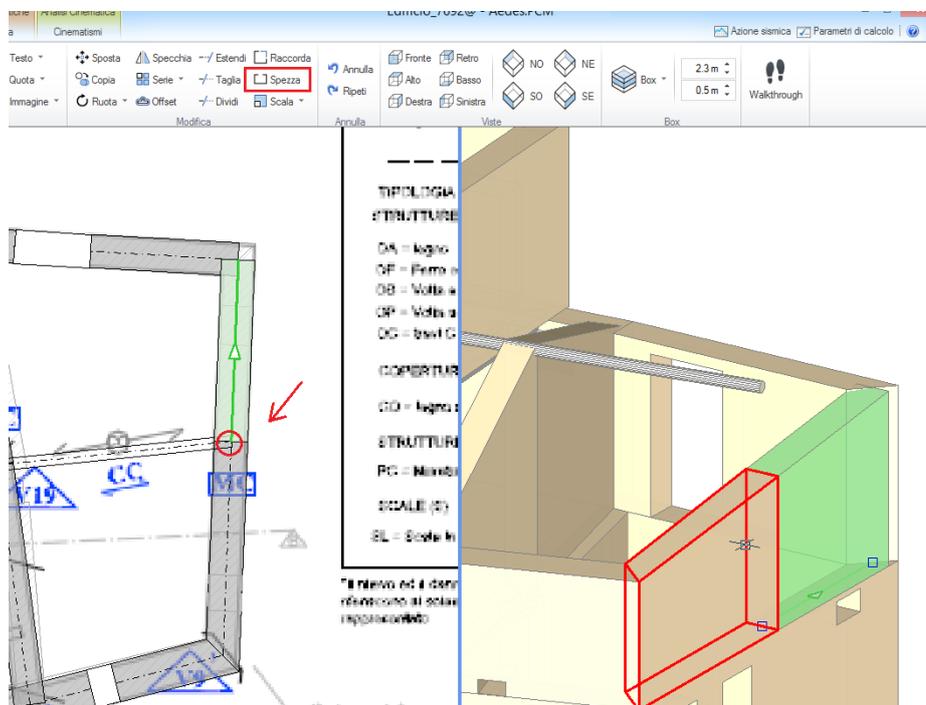
Per individuare agevolmente la presenza di pareti in falso (spesso presenti negli edifici esistenti) è consigliabile visualizzare i diversi piani, attivando di volta in volta la proprietà 'Riferimento=Si' per il piano superiore, in modo da vedere eventuali impronte di pareti senza continuità: a quel punto, è necessario creare sotto queste pareti delle travi, al fine di ricollegarle correttamente alle altre aste perimetrali; tali travi potranno anche essere del solo spessore del solaio, e poi essere eventualmente definite come Infinitamente rigide (sotto, in rosso sono evidenziate infatti le travi create per risolvere la problematica delle pareti in falso (a piano 2)):



Le pareti inclinate 'a timpano' sono state create agendo sulle due proprietà 'DeltaH Iniziale' e 'DeltaHFinale' delle pareti: in particolare, nel caso di timpani e colmi, è possibile (tramite il comando 'Spezza', presente nella scheda 'Strumenti') creare inizialmente una sola parete:

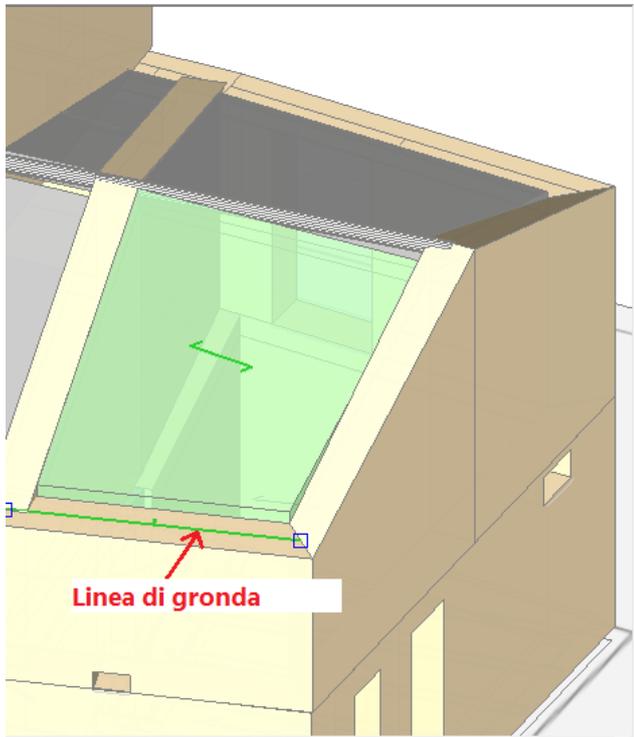


e successivamente dividerla in due parti, in un determinato punto scelto dall'utente. Il comando richiede prima la selezione dell'oggetto da spezzare, quindi 'Invio' da tastiera, poi la selezione di due punti in cui spezzare la parete; se, come spesso accade, si vuole solo dividere una parete in modo che sia poi contigua all'altra parte (ovvero dividerla, non proprio 'spezzarla, separandola in due tronchi diversi), bisogna selezionare due volte (col click del mouse) lo stesso punto, nell'esempio l'incrocio con il colmo:



Si inseriscono poi i solai; per quelli intermedi, l'inserimento è facile, in quanto sono orizzontali; quelli di copertura, sono solai a falda, per i quali, una volta inserita la corrispondente tipologia dalla finestra delle proprietà ('Falda' appunto), sarà possibile gestirne l'inclinazione attraverso la manipolazione della pendenza (come proprietà) e dei grip della 'Linea di gronda' (linea orizzontale posta alla quota dell'imposta della falda, ed attorno alla quale si definisce la sua pendenza); il segmento intermedio indica il verso di salita della falda

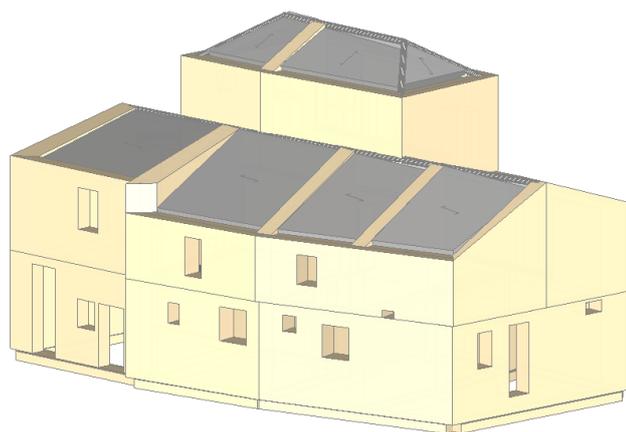
stessa (vd. fig. seguente); sempre dalla griglia delle proprietà sarà possibile qualificare la falda come spingente o meno; questo influirà sull'applicazione di un'eventuale spinta ai lati, dovuta appunto all'inclinazione:

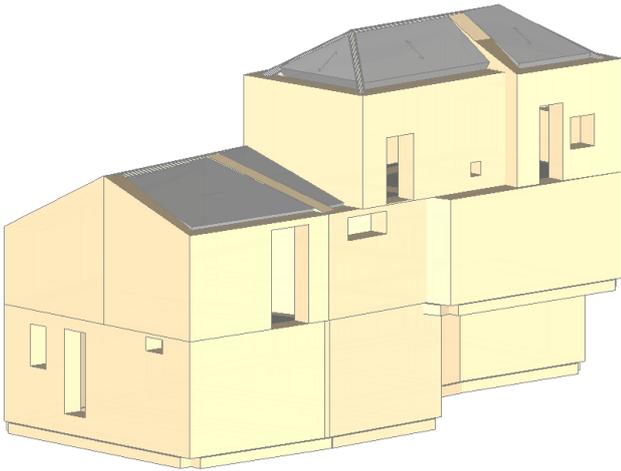


Linea di gronda

Proprietà	
Solaio cod.4009	
Caratteristiche	Falda
Tipologia	
Colore	211; 211; 211
Materiale	C25/30
Infinitamente rigido	No
Geometria	
Area orizzontale	11.982
Spessore	0.300
Δh	-0.800
Altezza volta	
Falda	
Area inclinata	13.239
Pendenza	47.00
Spingente	No
Carico	
Carichi	3
Carico 1	1.20
Carico 2	1.20
Carico 3	2.40
Carico 3 (CCE)	Neve
Direzione principale	0.00°
Distribuzione trasversale	0
Comportamento a piastra	No
Struttura	
Aste di contorno	9 Items

In definitiva, il risultato della modellazione è il seguente:





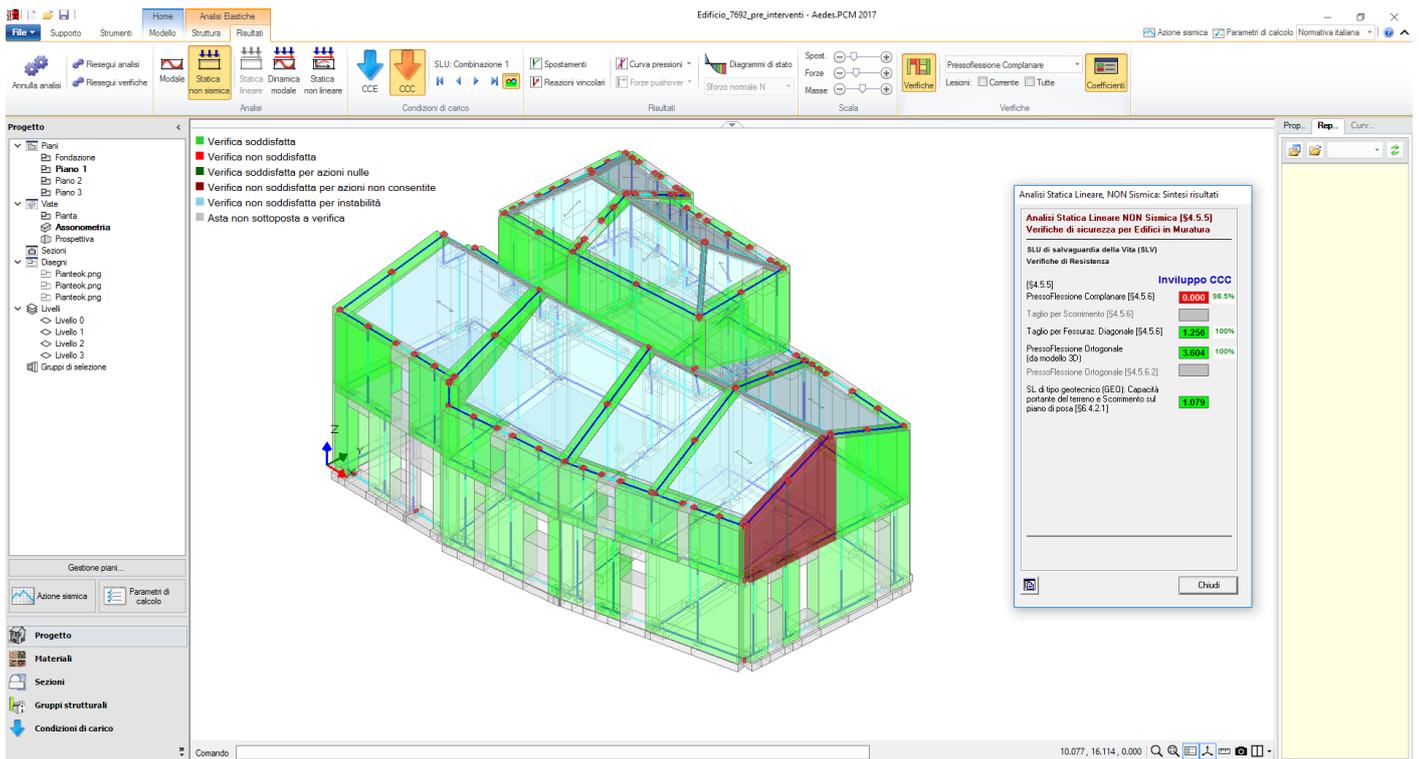
Le ipotesi di modellazione in questo particolare caso prevedono l'adozione di livelli 'Deformabili', in quanto costituiti da solai in legno senza solette collaboranti né cordoli.

Procediamo con la creazione del modello strutturale. Il caso di questo edificio su piani sfalsati è interessante, in quanto le travi di fondazione poste in corrispondenza del primo impalcato (sotto alle pareti del piano 2) generano link rigidi di collegamento: questi devono essere eliminati al fine di non vincolare lo spostamento dell'impalcato del piano 1. E' sufficiente eseguire un CheckUp dati, ed eliminare i link che vengono segnalati come collegamenti rigidi fra piani diversi e che appunto collegano le fondazioni alle strutture in elevazione. Questo è reso necessario nel caso in cui si segua la strategia di modellazione 1 sopracitata.

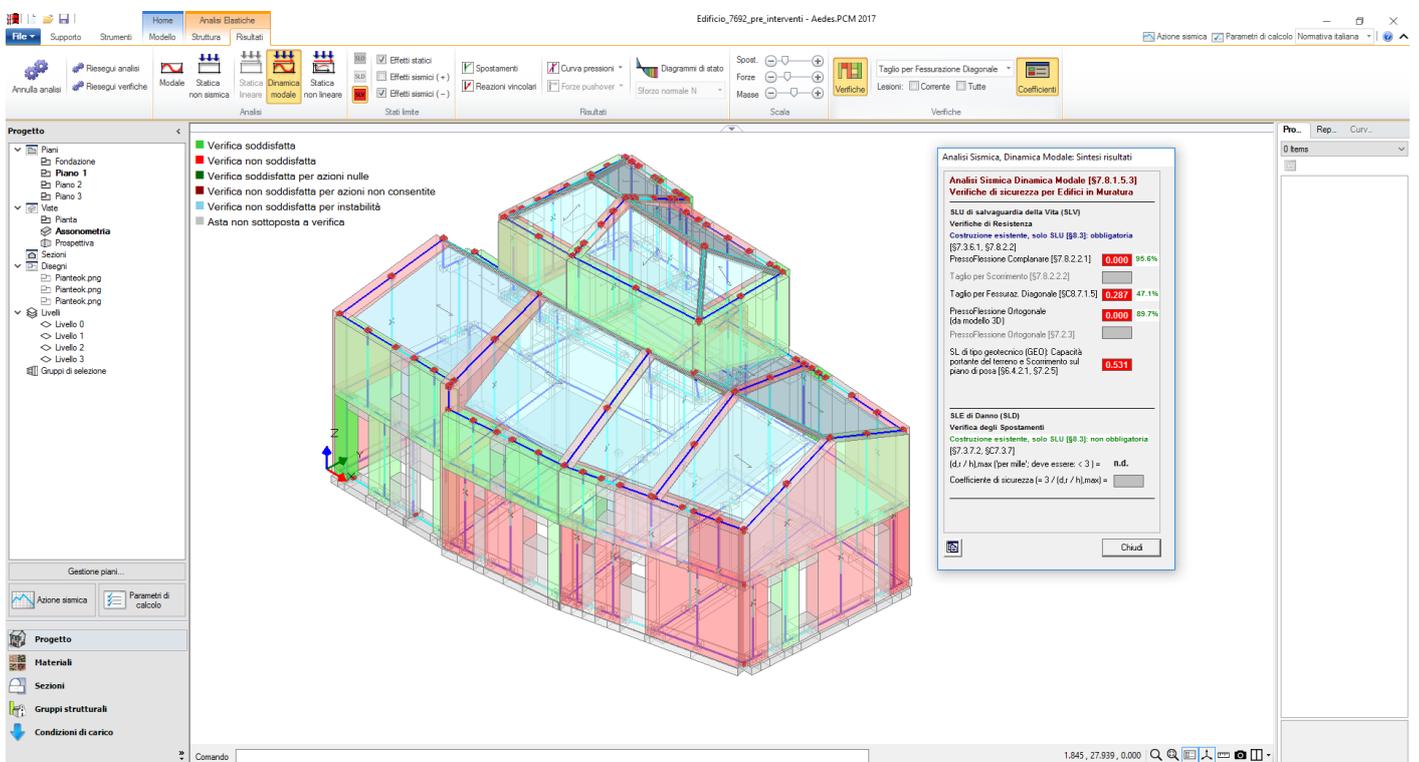
Per condurre l'analisi, si mettono a punto i parametri di calcolo; fra l'altro, si sceglie di eseguire verifiche a pressoflessione complanare solo negli elementi snelli, nelle sezioni di base e per quanto riguarda le sezioni di sommità: a tutti i piani tranne l'ultimo. Sono inoltre abilitate le verifiche a pressoflessione ortogonale. Una prima analisi, limitata alla statica non sismica, mostra alcune problematiche relative a pareti in trazione: questo comportamento dipende in genere da un carico limitato sulla sommità della parete in interazione con i collegamenti rigidi del solaio o con la deformazione delle strutture sottostanti.

Esaminando con attenzione i risultati, è possibile evitare tali effetti tramite una sconnessione a traslazione assiale in sommità dei maschi in trazione.

Nel modello allegato al software sono state già effettuate le modifiche necessarie; rieseguendo l'analisi, i risultati sono i seguenti:



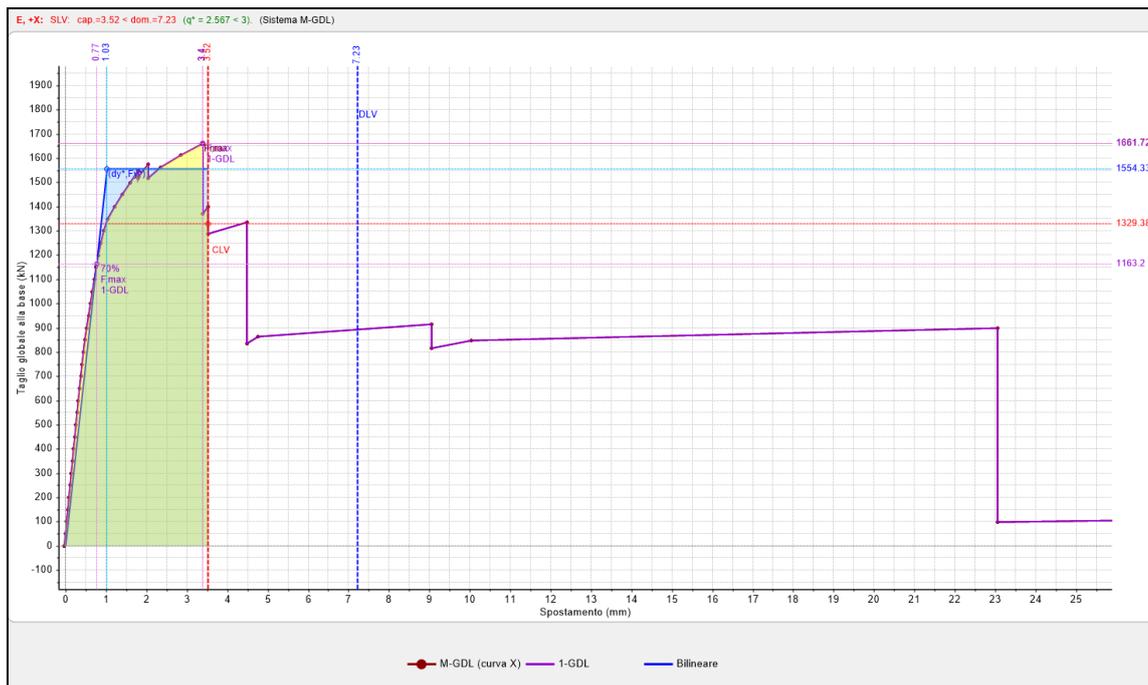
L'analisi sismica dinamica modale evidenzia una serie di problematiche, particolarmente riguardanti il taglio per fessurazione diagonale e la pressoflessione ortogonale:



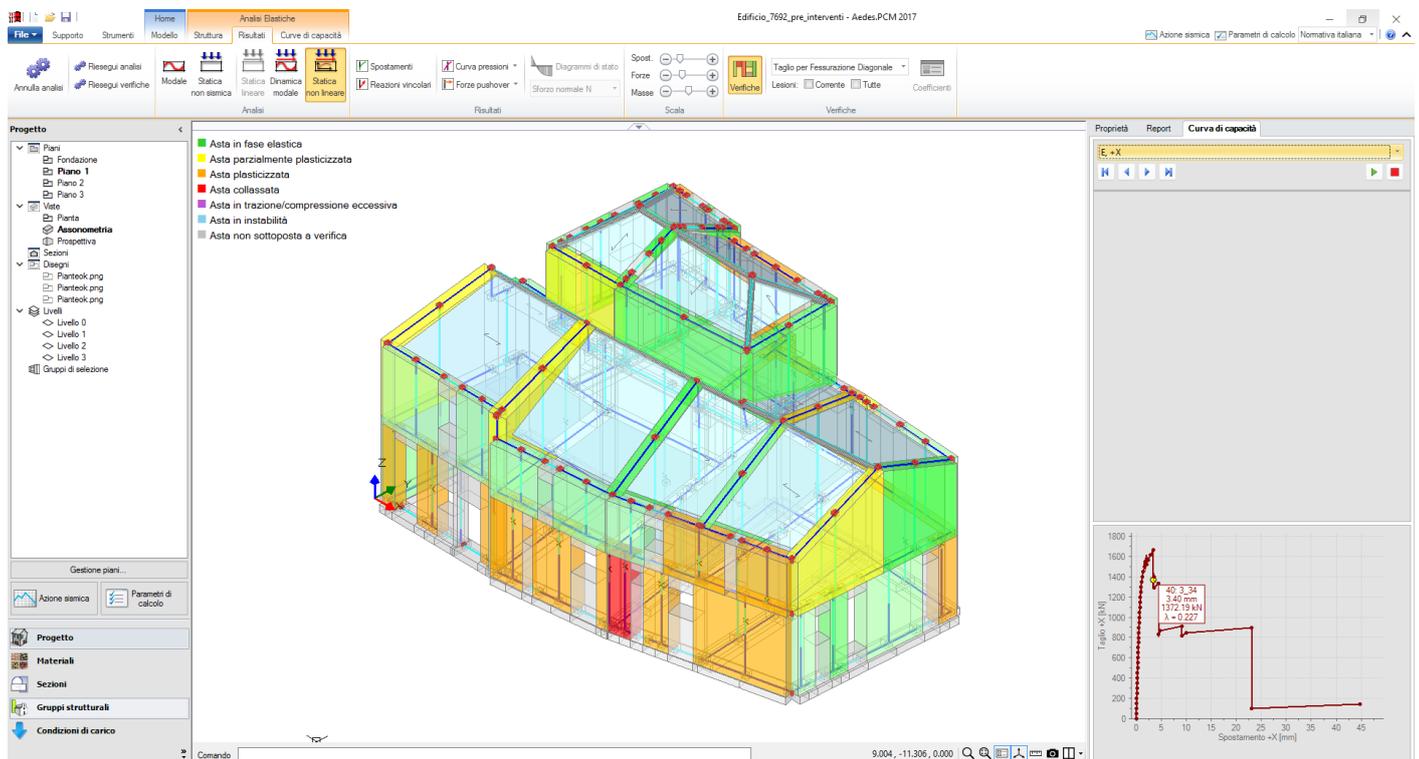
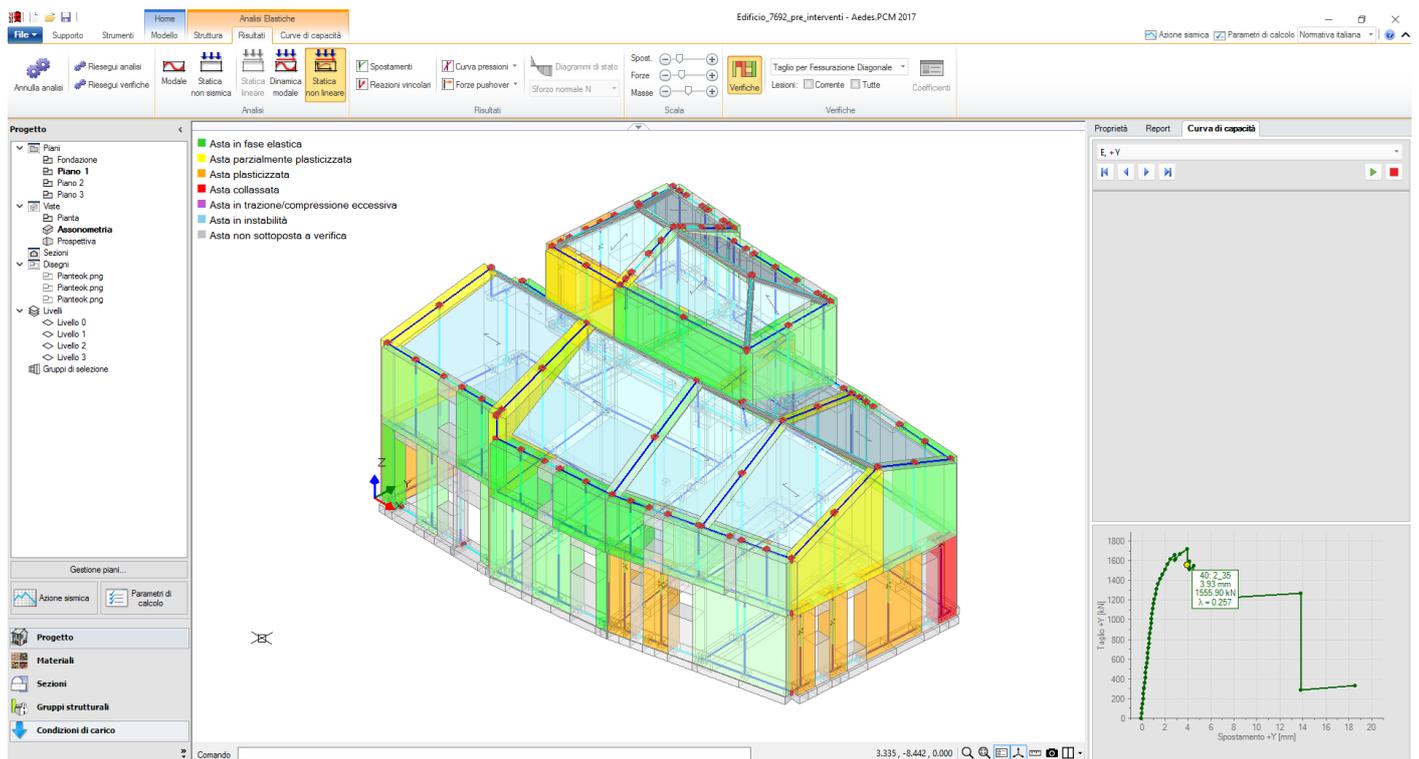
Per i risultati dell'analisi sismica si fa tuttavia riferimento all'analisi pushover, che mostra i seguenti risultati:

N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt	F/W	q*	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	aV,PGA	aV,TR	VN,CLV
1		<input type="checkbox"/>	A	+X		0.272	2.502	5.000	0.217	141	29.810	0.687	0.297	15
2		<input type="checkbox"/>	A	+Y		0.263	1.877	5.000	0.243	199	22.172	0.769	0.420	21
3		<input checked="" type="checkbox"/>	E	+X		0.275	2.567	5.000	0.203	116	34.936	0.642	0.245	12
4		<input type="checkbox"/>	E	+Y		0.284	2.779	5.000	0.229	167	25.812	0.725	0.353	18

I risultati indicano verifica non soddisfatta nei confronti dell'adeguamento sismico; in particolare, la situazione più sfavorevole corrisponde alla direzione X e alla distribuzione di forze (E) (composta da forze proporzionali alle masse). Risulta una capacità pari al 64.2% rispetto all'adeguamento (capacità intesa come indicatore di rischio sismico in termini di PGA). Nelle figure seguenti: le curve di capacità (E)+X ed (E)+Y, le più sfavorevoli, con le corrispondenti curve (A) in sottofondo.

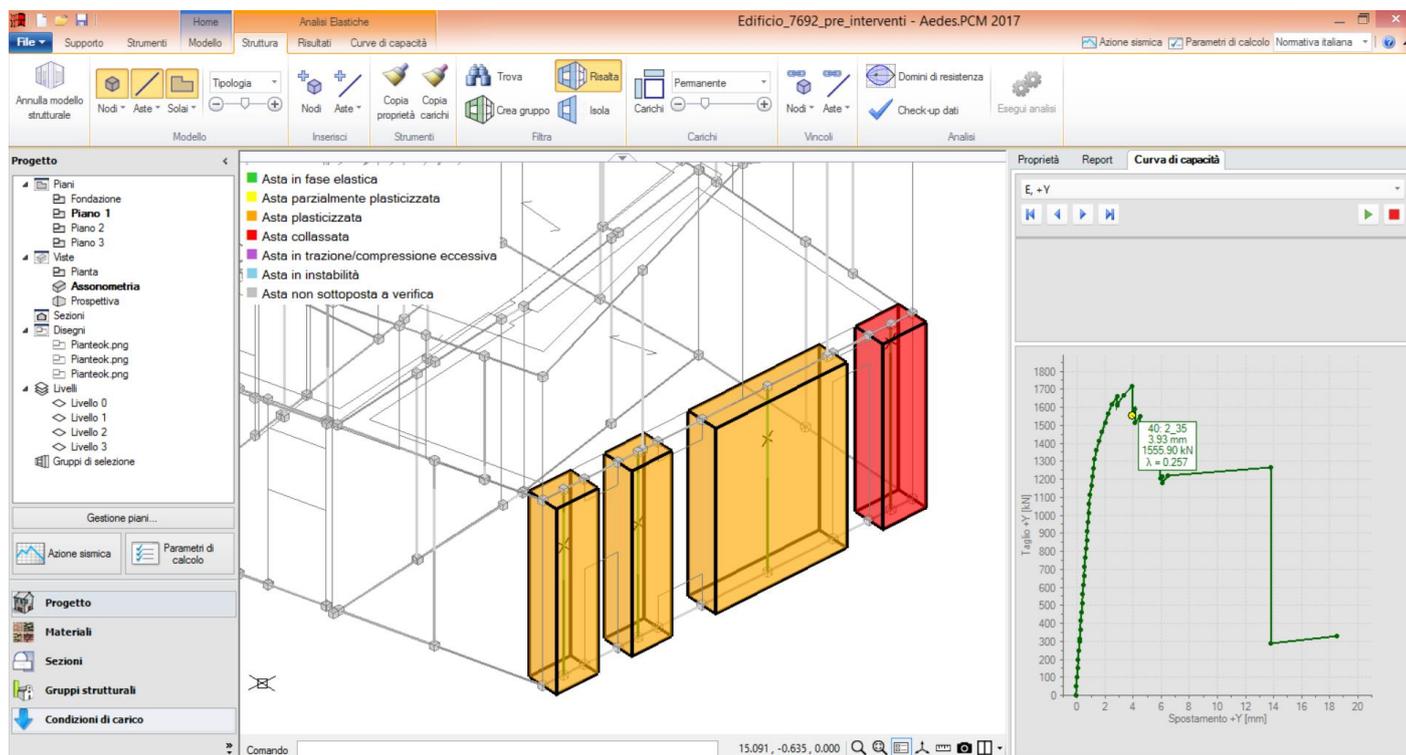


I corrispondenti quadri fessurativi in corrispondenza dei punti rappresentativi dello SLU sono i seguenti:

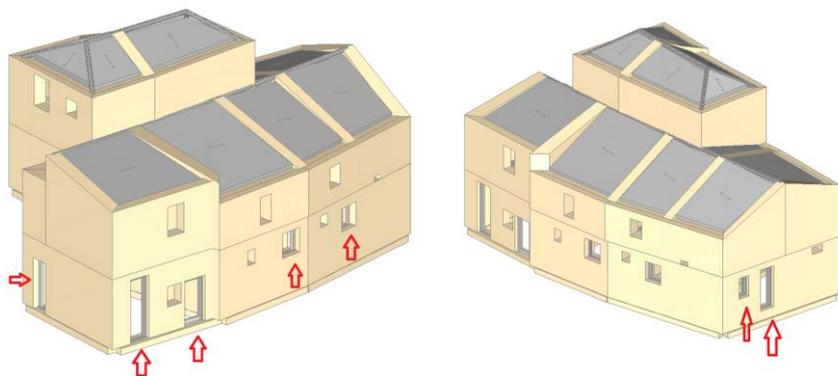


Alcuni possibili interventi possono riguardare l'aumento della resistenza ad esempio tramite l'inserimento di 'Cerchiature' nelle aperture presenti. Può essere utile individuare, dagli appositi 'Report' di approfondimento delle curve pushover, quali siano le pareti che collassano ed in quale ordine.

Analizzando la curva (E) in direzione Y, si nota in particolare come, fra le pareti che risultino plasticizzate in corrispondenza dello SLU, vi siano le aste n° 1, 5, 9 e 13:



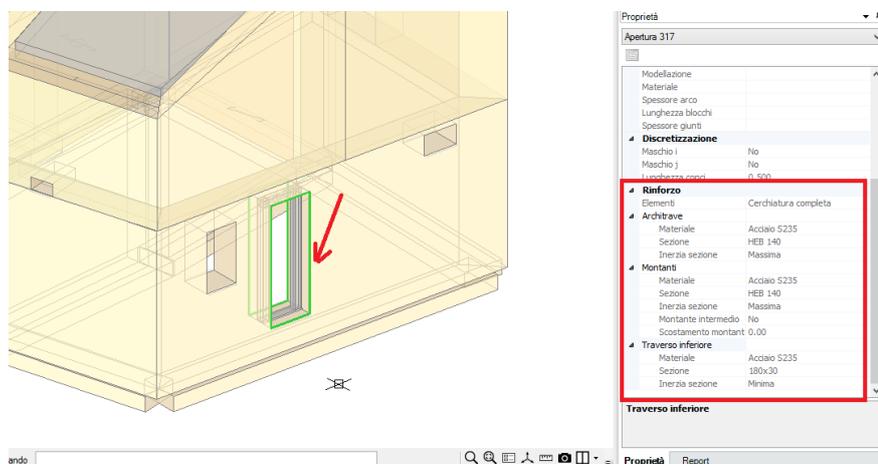
Come intervento di consolidamento, a titolo di esempio si decide di valutare gli effetti di cerchiature nei paramenti del piano inferiore in direzione Y, tra le aste 1, 5, 9, 13, e, per bilanciamento, anche nel prospetto opposto (tra i maschi 31 e 33), ed anche in direzione X. Gli elementi di cerchiatura risultano sottoposti a verifica se contemporaneamente a PCM si dispone della corrispondente versione di AC.M © Aedes (Aperture e Cerchiature in Murature Portanti).



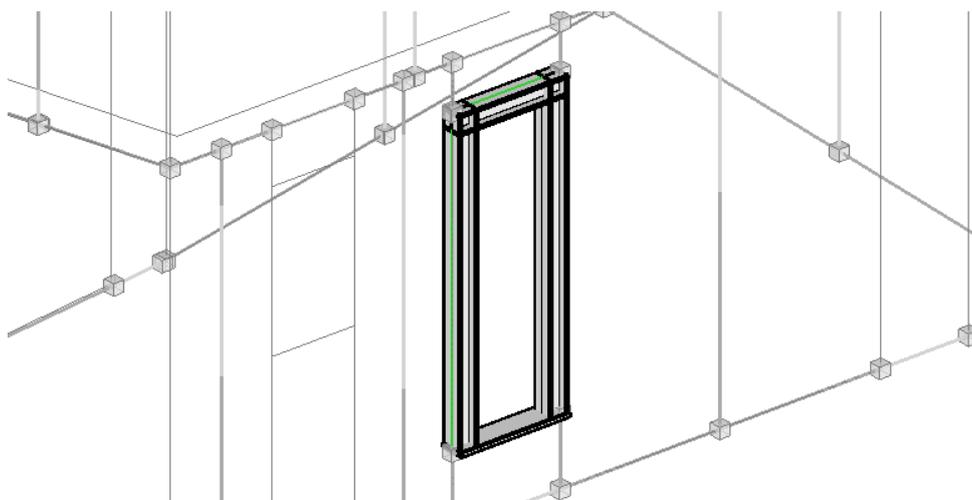
In generale, per inserire un intervento di cerchiatura a partire dal modello di uno stato di fatto, si salva una copia del progetto (con nome diverso), quindi, opera nel progetto ottenuto per copia, si annulla il modello strutturale e si attribuisce il telaio di cerchiatura alla propria apertura nel modello architettonico; quindi, si rigenererà il modello strutturale ereditando le proprietà delle aste precedenti (in tal modo tutte le modifiche precedentemente apportate al modello strutturale verranno recuperate).

Prendendo ad esempio il telaio dell'apertura fra i maschi 5 e 9, operando nel modello architettonico come mostrato in figura seguente: si deve inserire una cerchiatura in questo foro, realizzata attraverso la creazione di un telaio completo, con profilo HEB140, e piatto inferiore di collegamento di spessore 3cm e larghezza

18cm. A tal fine è sufficiente selezionare l'apertura dal modello architettonico, per la proprietà 'Rinforzo' selezionare 'Cerchiatura completa', e successivamente definire le caratteristiche dei singoli elementi 'Architrave', 'Montanti' e 'Traverso Inferiore':



Il risultato della modellazione strutturale di questi rinforzi è mostrato in fig. seguente, dove si notano le normali aste rappresentanti maschi e strisce, ed in più le aste (selezionate in risalto) rappresentative della cerchiatura, collegate al resto delle aste attraverso link rigidi:



Analogamente si inseriscono gli altri telai. Rigenerando il modello strutturale (per questo edificio su piani sfalsati occorre eseguire il checkup per eliminare 'collegamenti rigidi fra piani diversi' che altrimenti bloccano il primo solaio alle fondazioni più elevate), si esegua nuovamente l'analisi Pushover. Qui di seguito si riporta il confronto fra risultati prima e dopo l'intervento:

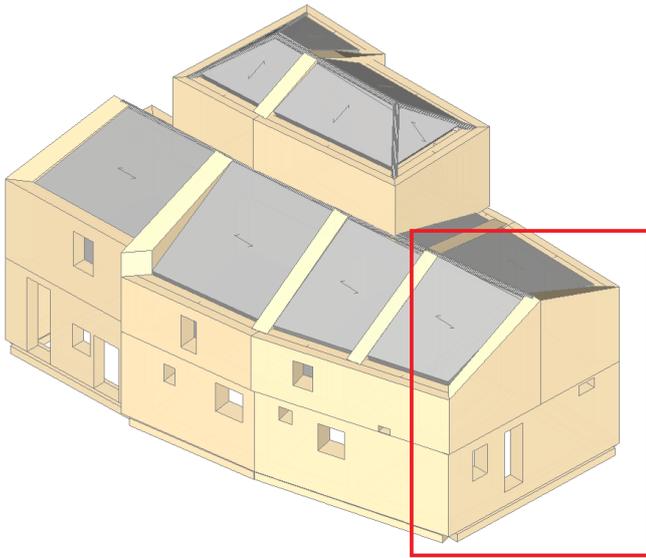
N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt	F/W	q*	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	aV,PGA	aV,TR	VN,CLV
1	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X		0.272	2.502	5.000	0.217	141	29.810	0.687	0.297	15
2	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y		0.263	1.877	5.000	0.243	199	22.172	0.769	0.420	21
3	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	E	+X		0.275	2.567	5.000	0.203	116	34.936	0.642	0.245	12
4	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y		0.284	2.779	5.000	0.229	167	25.812	0.725	0.353	18

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt	F/W	q*	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	aV,PGA	aV,TR	VN,CLV
1	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X		0.263	2.428	5.000	0.220	146	28.957	0.696	0.308	15
2	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y		0.252	1.912	5.000	0.371	914	5.323	1.174	1.925	96
3	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	E	+X		0.287	2.635	5.000	0.213	134	31.129	0.674	0.282	14
4	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y		0.267	2.990	5.000	0.317	484	9.815	1.003	1.019	51

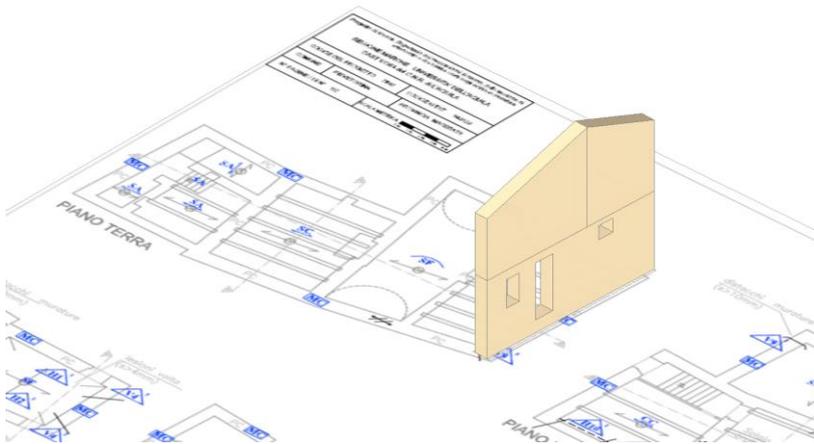
E' interessante osservare l'evidente beneficio in direzione Y, mentre le cerchiature in direzione X non hanno effetto significativo. Occorrerà intervenire ancora sull'edificio per ottenere un miglioramento più deciso.

2.2. MODELLAZIONE PER PARAMENTI

Trattandosi di piani deformabili, la Normativa consente in realtà anche la possibilità di condurre l'analisi per singoli paramenti 2D. Per il caso in oggetto, ad esempio si è scelto di isolare il seguente paramento (lato sud), a due piani con pareti di copertura a timpano:

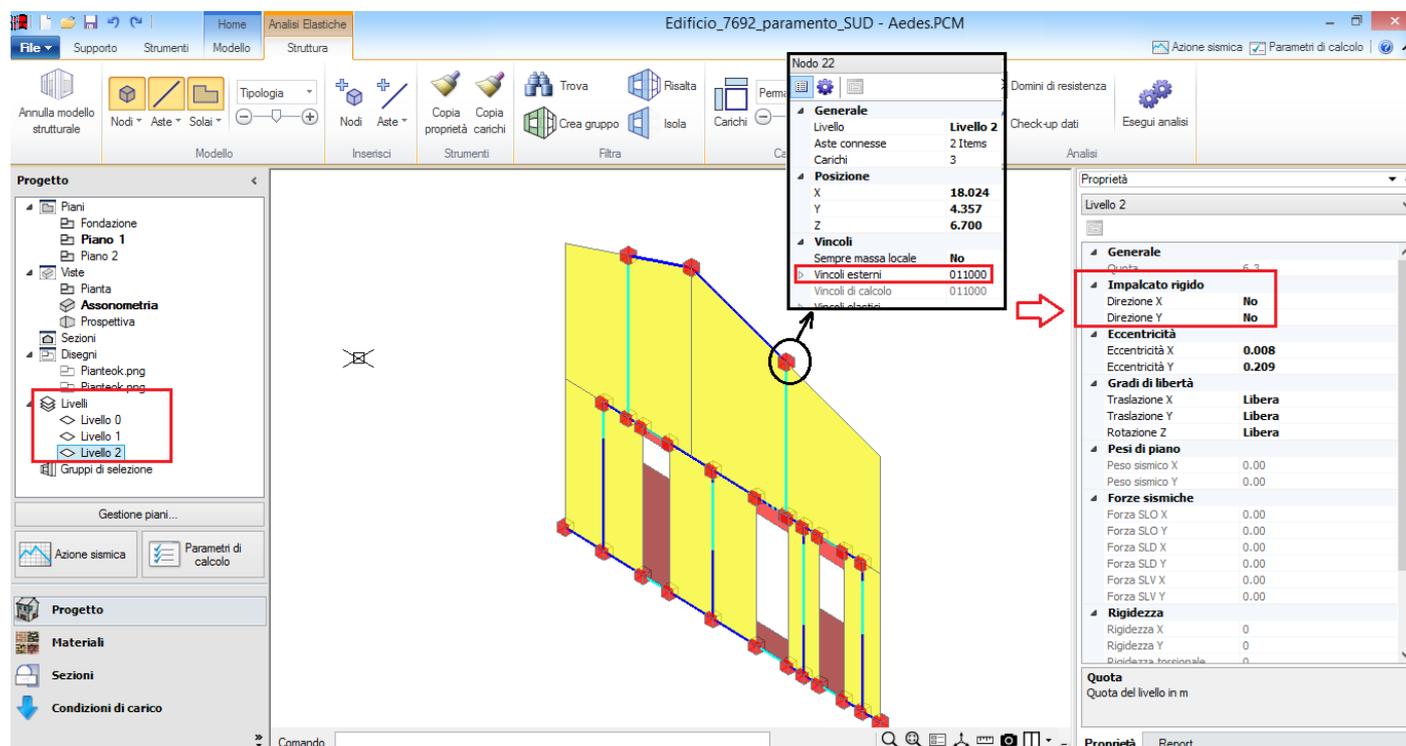


A partire dal modello di cui sopra, sono state quindi cancellate le pareti restanti, in modo che l'unico paramento rimasto risulta il seguente:

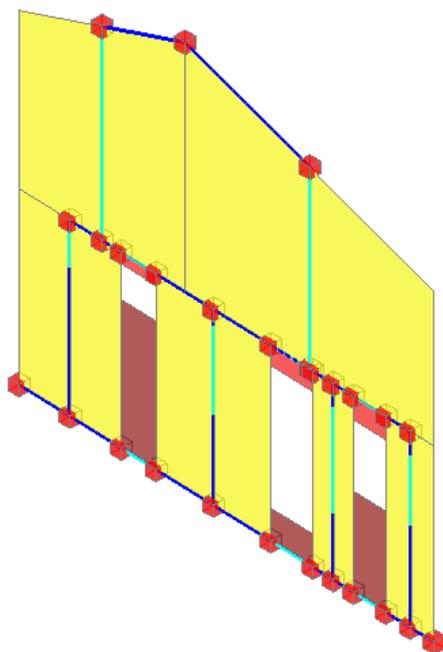


A questo punto, trattandosi di una modellazione piana, è necessario adeguare i vincoli dei nodi in elevazione. La strada scelta per questa modifica è la seguente: poiché il paramento è orientato lungo la direzione dell'asse globale Y, si deve impedire la traslazione lungo la direzione ortogonale (X), l'eventuale rotazione ortogonale relativa, per schemi 'Non Shear Type' (non in questo caso) (φY) e la torsionale φZ ;

- si definiscono quindi tutti gli impalcati come 'Deformabili' nel 'Navigatore' in 'Livelli' (entrambe le proprietà "Direzione X = Y =No'), e si modificano solo le proprietà di tutti i nodi in elevazione (come sopra, in 011000):



Il modello strutturale generato è quindi il seguente:

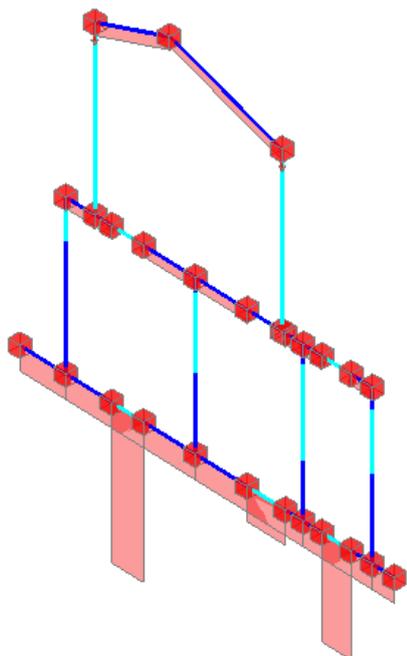


Il passo successivo è la definizione dei carichi: non essendoci elementi orizzontali, i carichi vanno calcolati separatamente per aree di influenza, ottenendo un carico al metro lineare (per le aste orizzontali), e

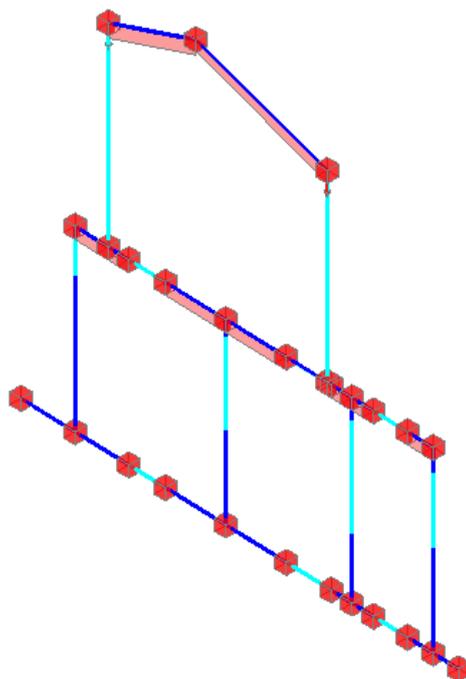
concentrato ai nodi per le parti eventualmente da compensare (per esempio le porzioni di carico da solai degli angoli, non vi sono infatti i link dove applicare il carico verticale, che si traduce quindi in un carico concentrato ai nodi).

In definitiva, il paramento in oggetto è così caricato:

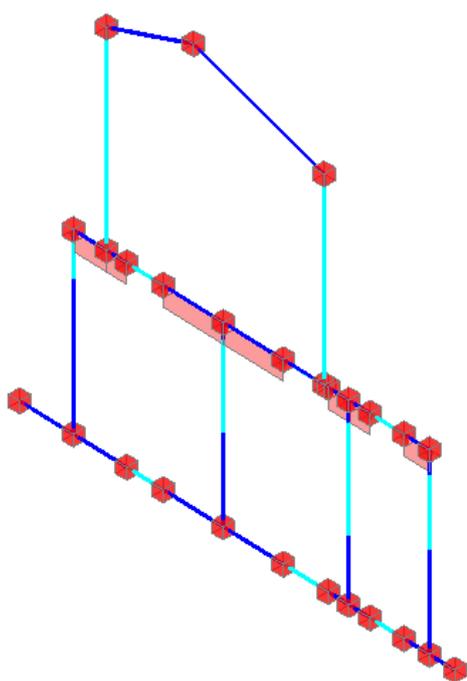
Condizione: permanente



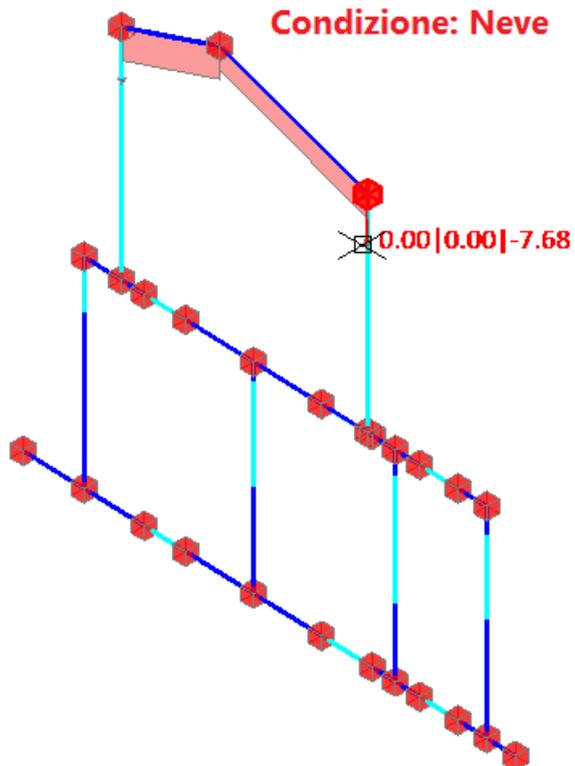
Condizione: permanente non strutturale



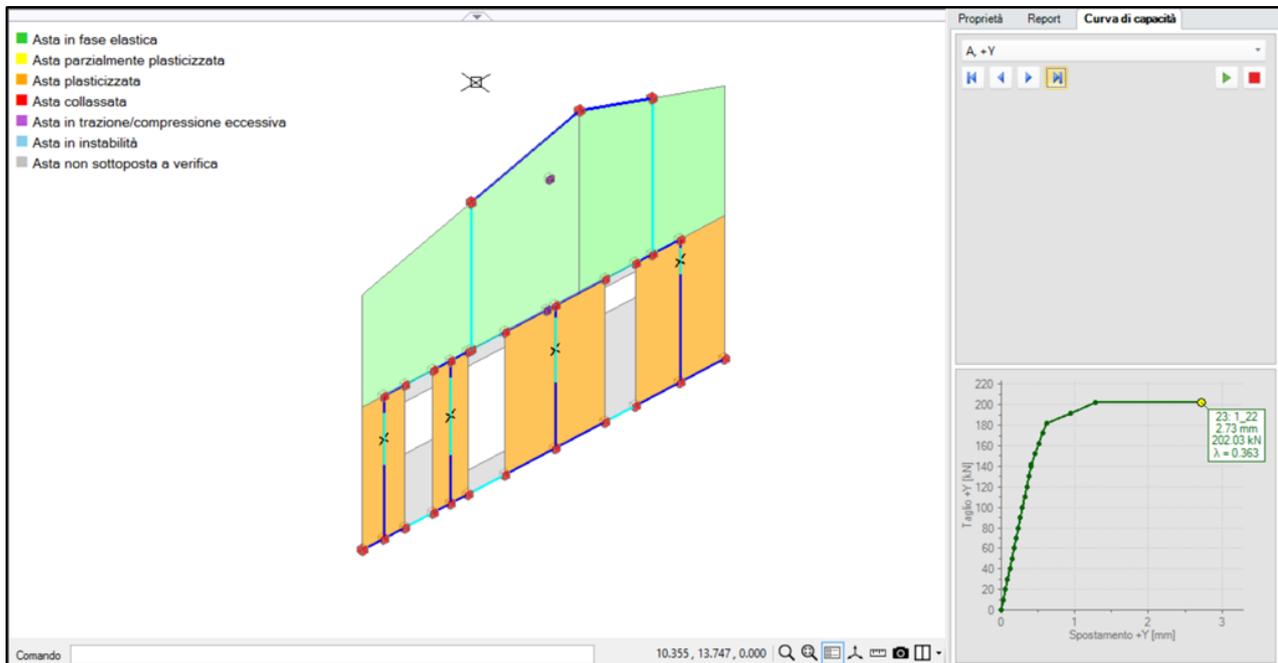
**Condizione: Variabile,
Cat. A**



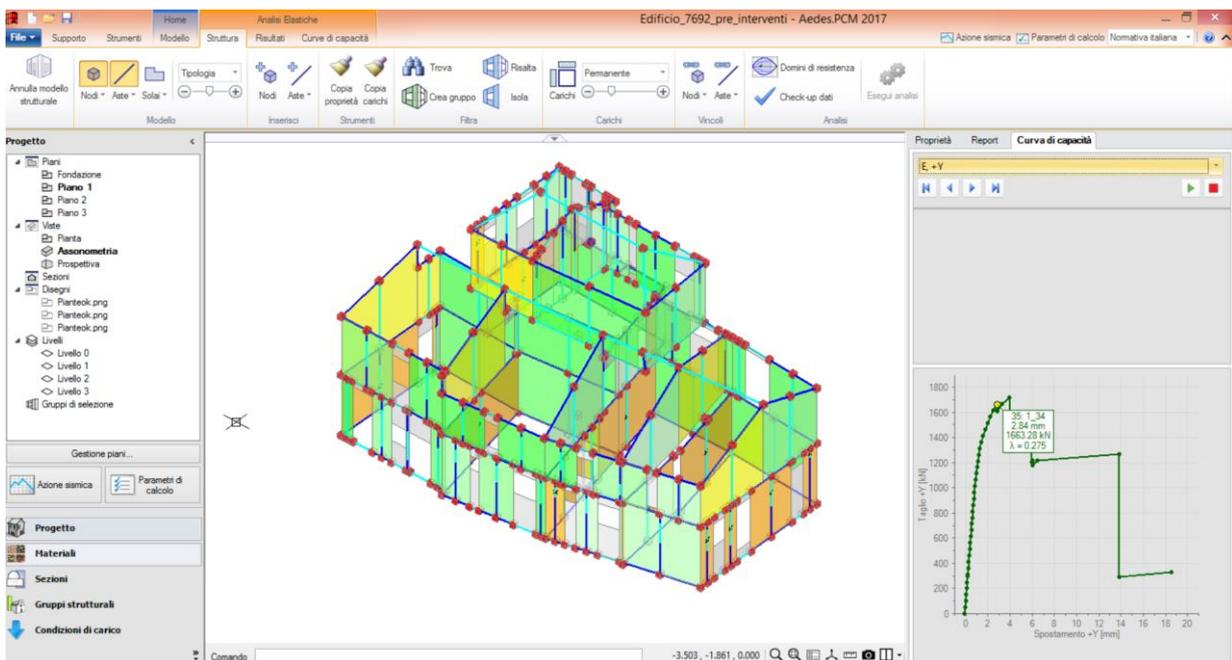
Condizione: Neve



Lanciando l'analisi, l'attenzione è rivolta ancora una volta all'analisi Non Lineare, che in direzione Y (secondo cui il paramento murario è orientato) mostra il seguente andamento delle plasticizzazioni:



La struttura cioè è diventata labile per la plasticizzazione di tutte le pareti al piano terra, tutte a taglio, ed una anche a pressoflessione. Se si osserva il quadro fessurativo analogo nel modello globale originario (curva in direzione +Y per la distribuzione E), utilizzando un Box di sezione parallelo al paramento in oggetto, in corrispondenza dello spostamento pari a quello rilevato nell'analisi 2D (2.73 mm), si nota in sostanza che nel paramento considerato avvengono le stesse plasticizzazioni per taglio, inoltre si osserva una plasticizzazione per pressoflessione al piano superiore:



Quanto osservato indica una buona corrispondenza tra l'analisi del modello globale 3D (con piani deformabili) e quella per paramenti 2D; l'analisi 3D può essere considerata maggiormente attendibile dal momento che include le interazioni spaziali tra le pareti, interazioni che in un modello globale non dipendono solo dalla connessione effettuata da impalcati rigidi, ma anche dai collegamenti tra le pareti ortogonali (rappresentati, nel modello a telaio equivalente, dai link rigidi sulla sommità dei maschi).

3. STRUTTURE ARMATE

Varie tipologie di edifici in muratura presentano elementi in calcestruzzo armato, oppure elementi murari consolidati con apposite armature (es. nastri in acciaio), o elementi in muratura armata.

In tutti questi casi, le verifiche di sicurezza si fondano sull'elaborazione dei domini di resistenza e, nel caso di elementi duttili in c.a. e di analisi non lineare, sul controllo delle rotazioni delle cerniere plastiche.

I paragrafi seguenti prendono in esame alcuni esempi di strutture contenenti elementi armati, illustrando sia le tecniche di inserimento dati, sia le modalità di consultazione dei risultati.

Ai domini di resistenza sono dedicati anche un apposito capitolo nel Manuale di PCM, e altri paragrafi nella Guida Rapida per gli Interventi di Consolidamento, documenti tutti accessibili dal menu Supporto della barra multifunzione di PCM.

3.1. STRUTTURE MISTE MURATURA-CALCESTRUZZO ARMATO

In PCM è possibile studiare anche strutture miste, ovvero in cui compaiano elementi resistenti aventi differente tecnologia costruttiva, ad esempio edifici realizzati con murature perimetrali e telai interni in calcestruzzo armato.

AEDES ha commissionato al Prof. Spacone e all'Ing. Camata, Università di Chieti-Pescara, una Ricerca finalizzata alla definizione dei corretti criteri di modellazione delle cerniere plastiche per l'implementazione nel software PCM.

La Ricerca è descritta nella documentazione accessibile dalla scheda 'Supporto' di PCM, pulsante 'Ricerca'. I contenuti di questo documento sono confluiti negli algoritmi di PCM relativi alle strutture in c.a., unitamente alla modalità di generazione e gestione dei domini di resistenza N-M. In PCM i domini di resistenza vengono studiati in modo dettagliato: ad esempio, per ogni stato di sollecitazione viene determinato lo stato di tensione e di deformazione della sezione, nonché la zona reagente; vengono inoltre compiutamente definite la frontiera ultima, la frontiera di snervamento e quella di parzializzazione. Rispetto ai contenuti della Ricerca sulle cerniere plastiche, gli algoritmi implementati in PCM hanno apportato le seguenti varianti di dettaglio.

1. Si ipotizza che la cerniera plastica a pressoflessione, con rottura duttile, si comporti in modo elastoplastico, evitando così l'incrudimento (in pratica, si pone il momento ultimo M_u uguale al momento di snervamento M_{snerv}), ottenendo così una completa analogia con la plasticizzazione a pressoflessione delle pareti murarie.
2. Il momento di snervamento viene calcolato in modo 'esatto' come momento ultimo di una sezione in cui la deformazione massima dell'armatura è posta uguale alla deformazione di snervamento; la curva di snervamento viene rappresentata nel dominio di resistenza insieme alla curva del momento ultimo.
3. Per considerare la pressoflessione deviata, si utilizza il criterio di resistenza di Bresler, così come indicato nella Ricerca, integrato dal controllo che l'esponente sia sempre ≤ 1.5 (tale valore permette di considerare anche sforzi normali di trazione).

Nel seguente esempio si vuole descrivere proprio un caso in cui compaiono murature perimetrali ed elementi in c.a. interni, considerati 'collaboranti' ai fini sismici. Il file di riferimento è denominato *Struttura_Mista*, e viene installato insieme al software.

Si tratta di un edificio esistente, posto in zona ad alta sismicità, con muratura in pietra a spacco con buona

tessitura, e livello di conoscenza LC1 (FC=1.35). Per gli elementi in c.a. si ipotizza un livello di conoscenza migliore (si adotta FC=1.20, cfr. 'Parametri di Calcolo', scheda 'Cemento Armato'); per quanto riguarda la qualità del calcestruzzo, si suppone tale da poterlo considerare in classe C25/30.

L'armatura degli elementi in c.a. è la seguente:

travi di solaio (90x24): 5 ϕ 16 inf. (1005 mm²) e 4 ϕ 14 sup. (616 mm²);

pilastri (30x50): 3 ϕ 16 (603 mm²) simmetrici sul lato da 30cm, 4 ϕ 16 (804 mm²) simmetrici sul lato da 50cm;

travi di fondazione (100x50): 4 ϕ 12 inf. e sup. (452 mm²);

copriferri: ovunque 40 mm;

staffe agli appoggi: sia per travi sia per pilastri: ϕ 10/120 mm a 2 bracci (157 mm²); fondazioni: ϕ 10/150 a 4 bracci (314 mm²).

Il file *Struttura_mista* contiene le travi di fondazione.

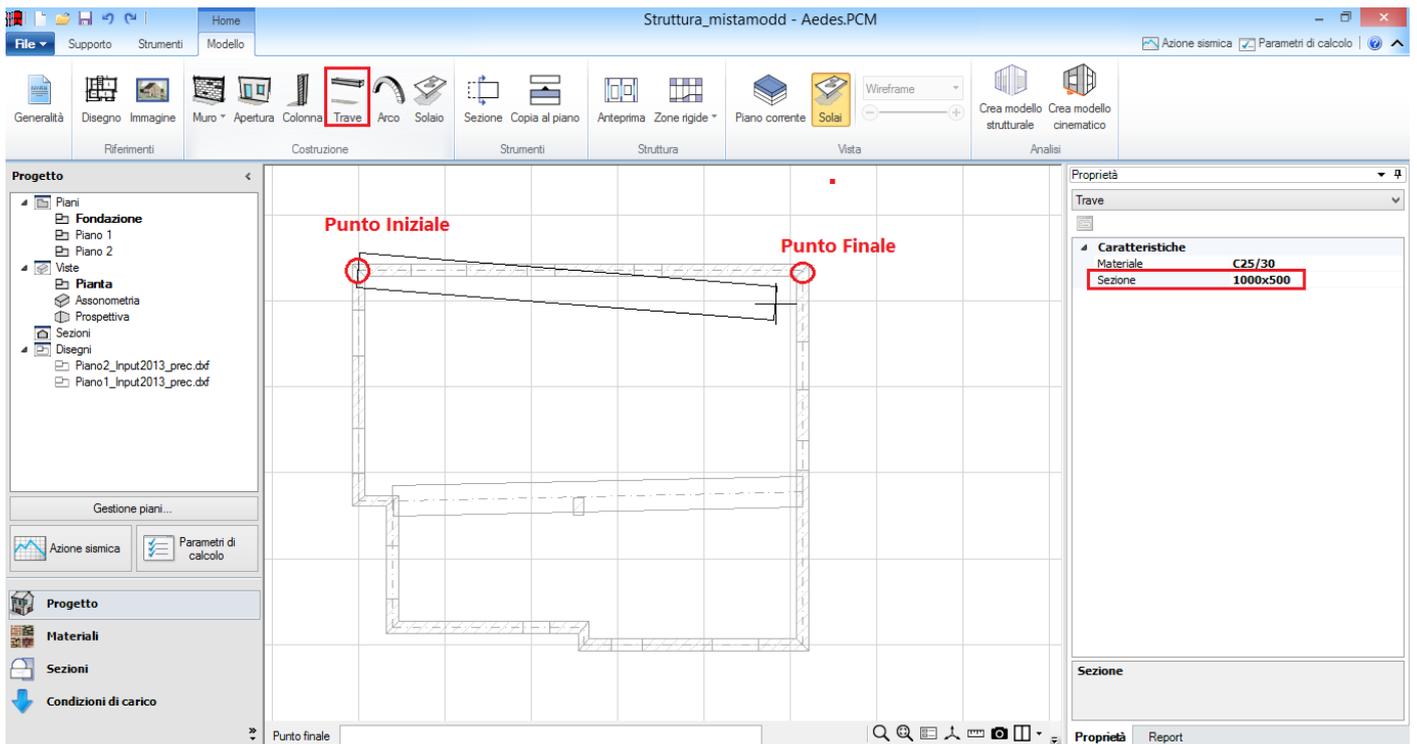
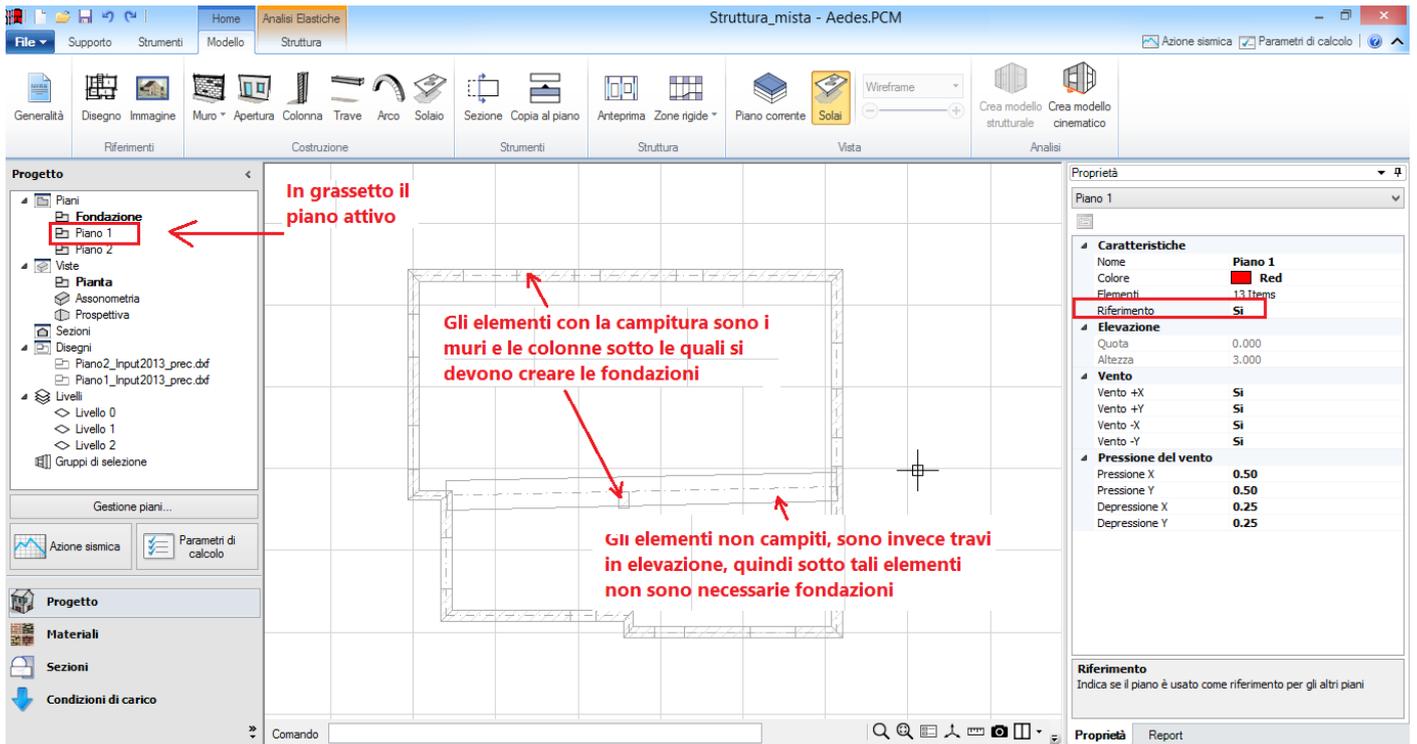
PCM fornisce un altro file, *Struttura_mista_originaria*, dove le fondazioni devono ancora essere definite: questo file può essere utilizzato come esercitazione per edifici generici, nel caso in cui si voglia considerare le fondazioni in un secondo momento, rispetto ad una prima valutazione più speditiva con i nodi incastrati.

E' necessario per prima cosa annullare il modello strutturale; successivamente, per il disegno delle travi di fondazione, la strada corretta da percorrere è la seguente:

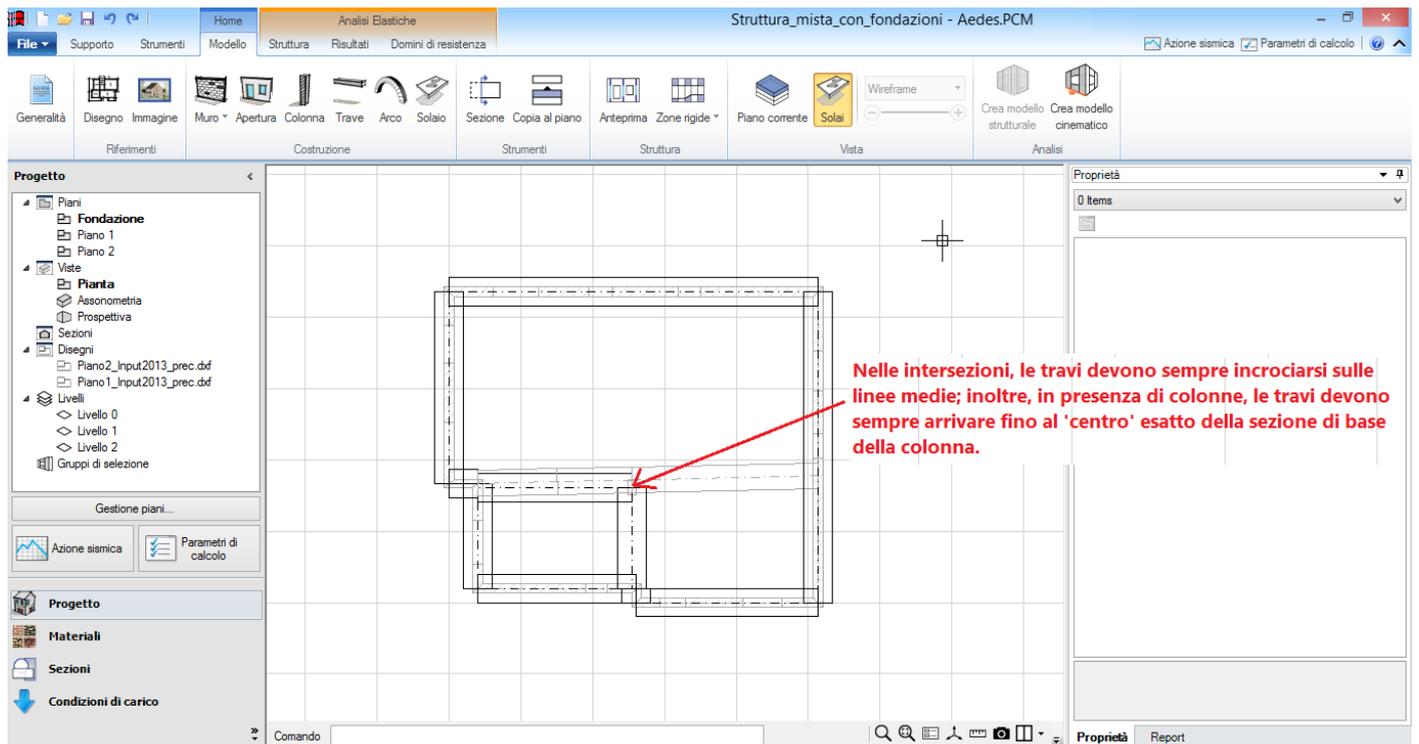
- posizionarsi sul piano di fondazione, avendo attivato per il piano immediatamente superiore la proprietà 'Riferimento'='Si', in modo da vedere al piano di fondazione stesso la traccia delle pareti presenti sopra;
- dopo aver impostato la sezione voluta, (prima dalla finestra 'Sezioni', e poi dalla finestra delle proprietà), creare le travi di fondazione dal comando 'Trave', selezionando i punti medi dei diversi maschi murari; automaticamente, se create al piano di fondazione, queste aste presenteranno correttamente la proprietà 'Posizione= in fondazione';

se invece si presentassero dei livelli di fondazione sfalsati, la procedura per le fondazioni a quota più bassa è la stessa indicata sopra; per quelle a quota superiore, andrebbero create delle travi al piano di riferimento (quindi al piano superiore, non più allo stesso piano di fondazione), impostando manualmente la proprietà 'Posizione=in fondazione'; inoltre, si consiglia di non collegare le travi di fondazione sfalsate alle pareti provenienti dalla sottostruttura per non condizionare il comportamento dinamico della struttura stessa (cfr. collegamenti fra piani diversi).

Inoltre, al momento della generazione del modello strutturale, è necessario rispondere 'No' all'avviso sul recupero delle precedenti proprietà: questo perché, altrimenti, i nodi di fondazione erediterebbero la precedente proprietà di 'Incastro' rispetto invece alla nuova situazione di nodi su suolo elastico (a causa della presenza delle fondazioni).

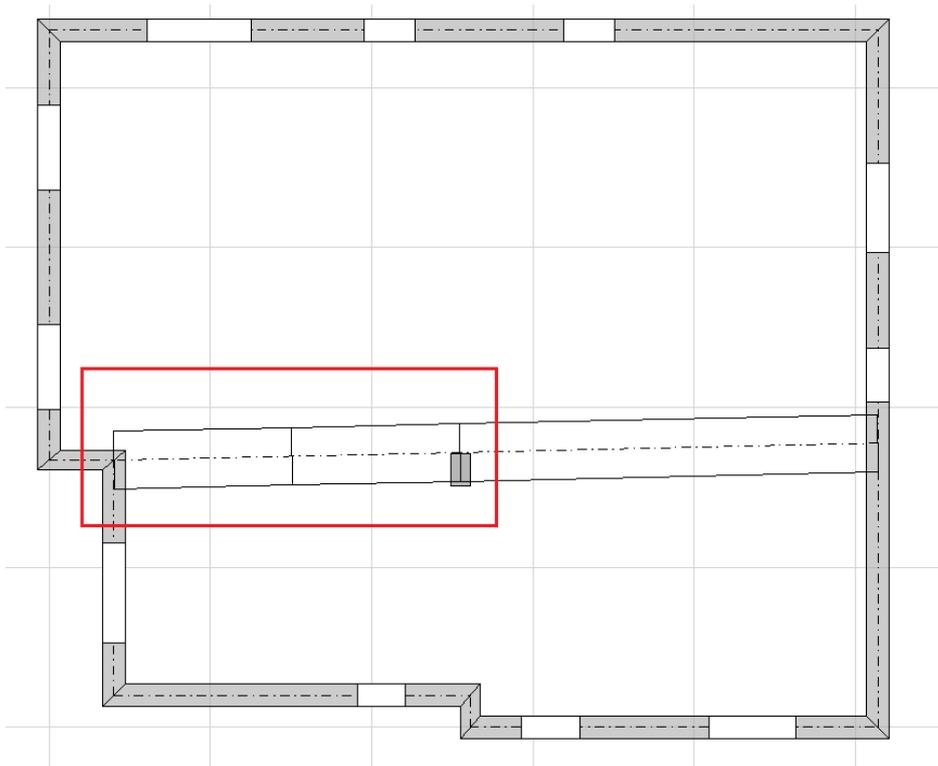


Si ottiene quindi il reticolo completo delle travi di fondazione:



Passando al modello strutturale, di seguito viene mostrato graficamente l'inserimento dei dati delle armature per le tipologie sopra dette.

N.B. Al piano 1, le due campate della trave del solaio intermedio è stata suddivisa in due parti, fin dal modello architettonico, per cogliere in analisi pushover l'eventuale formazione di una cerniera plastica in corrispondenza della mezzeria (le cerniere plastiche vengono infatti gestite alle estremità degli elementi strutturali):



Travi di solaio:

Struttura_mista_con_fondazioni - Aedes.PCM

Proprietà

5 Items

q limite

4 Nodi

Nodo iniziale i

Nodo finale j

4 Vincoli

Tipo **Incastro-Incastro**

Vincolo iniziale

Vincolo finale

Grado d'incastro iniziale

Grado d'incastro finale

4 Armatura

As estr.	616
As intr.	1005
Copriferro estr.	40
Copriferro intr.	40
Staffe Asw xy	157
Staffe Asw xz	157
Passo staffe	120

4 Verifiche

Da verificare	Si
Pressoflessione	Si
Taglio	Si

Proprietà meccaniche: Domini di resistenza

Tipologia

Tipologia dell'asta

Proprietà Report Curva di capacità

Pilastri:

Struttura_mista_con_fondazioni - Aedes.PCM

Proprietà

2 Items

Carichi

4 Nodi

Nodo iniziale i

Nodo finale j

4 Vincoli

Tipo **Incastro-Incastro**

Vincolo iniziale

Vincolo finale

Grado d'incastro iniziale

Grado d'incastro finale

4 Armatura

As xy	804
As xz	603
Copriferro xy	40
Copriferro xz	40
Staffe Asw xy	157
Staffe Asw xz	157
Passo staffe	120

4 Verifiche

Da verificare	Si
Pressoflessione	Si
Taglio	Si

Proprietà meccaniche: Domini di resistenza

Tipologia

Tipologia dell'asta

Proprietà Report Curva di capacità

Attivando gli assi locali ('F4' da tastiera) si nota come:

- l'armatura sul lato 'corto' da 30 cm, sia da inserire in As xz perchè è questo il piano di inflessione che chiama in causa questa armatura;
- mentre quella sul lato 'lungo' da 50 cm sia da inserire in As xy;

Per i Pilastri in c.a. non si parla più di Piano Complanare ed Ortogonale, essendo per questi elementi il piano non univocamente definito (si pensi per esempio ai casi di colonne con sezione 'Quadrata'). Bisogna quindi controllare sempre come sono posizionati gli assi locali in base alla sezione scelta per l'elemento ed alla sua rotazione in pianta.

Travi di fondazione:

Per selezionare velocemente tutte le travi di fondazione, è utile aiutarsi col comando 'Trova', e filtrare sulla colonna 'Piano'.

ID	Tipologia	Da analizzare	Piano	Lunghezza	Sezione
136	Trave	<input checked="" type="checkbox"/>	Fondazione	5.375	1000x500
137	Trave	<input checked="" type="checkbox"/>	Fondazione	3.525	1000x500
142	Trave	<input checked="" type="checkbox"/>	Fondazione	0.400	1000x500
143	Trave	<input checked="" type="checkbox"/>	Fondazione	0.400	1000x500
144	Trave	<input checked="" type="checkbox"/>	Fondazione	0.400	1000x500

Proprietà

53 Items

q limite 0.45

Nodi

Nodo iniziale i
Nodo finale j

Vincoli

Tipo **Incastro-Incastro**

Vincolo iniziale
Vincolo finale
Grado d'incastro iniziale
Grado d'incastro finale

Armadura

As estr.	452
As intr.	452
Copriferro estr.	40
Copriferro intr.	40
Staffe Asw xy	314
Staffe Asw xz	314
Passo staffe	150

Verifiche

Da verificare	SI
Pressoflessione	SI
Taglio	SI

Proprietà meccaniche: Domini di resistenza

Caratteristiche

Proprietà Report Curva di capacità

Con riferimento al file *Struttura_mista* già completato, fondazioni incluse, si elencano le principali opzioni adottate per il progetto di questo edificio.

- I sottofinestra sono di piccolo spessore e sono stati considerati influenti ai fini dello schema strutturale, pertanto sono assenti in tutte le aperture.
- Per le fasce (strisce) si considera il comportamento ad arco (impostato per default durante la generazione del modello strutturale), e si esegue solo la verifica a taglio per fessurazione diagonale, ipotizzando che l'accoppiamento sia garantito dalla presenza di un cordolo di piano.
- Per i maschi murari sono previste le seguenti verifiche:
 - pressoflessione complanare: in tutti i maschi alla base e in sommità, eccetto la sezione di copertura;
 - taglio per scorrimento: non considerato, data la tipologia della muratura esistente;
 - taglio per fessurazione diagonale: in tutti i maschi;
 - pressoflessione ortogonale: in tutti i maschi isolati; sono quindi esclusi i maschi che si intersecano agli angoli e nelle rientranze dei prospetti.
- Le zone rigide dei maschi murari sono generate secondo lo schema di diffusione a 30° (scelta effettuata a livello di modello architettonico).
- Gli elementi in c.a.: pilastri, travi in elevazione e travi di fondazione, sono sottoposti a verifica a pressoflessione e a taglio; le travi di fondazione direttamente poste sotto ai maschi sono infinitamente rigide e quindi non sottoposte ad alcuna verifica.
- I link di solaio sono liberi nei confronti della traslazione verticale in corrispondenza degli angoli: in tal modo si rispetta la ripartizione dei carichi dai solai monodirezionali che si condurrebbe per aree di influenza attribuendo il carico solo alle pareti su cui il solaio si appoggia e non alle pareti parallele all'orditura; il comando per liberare i link nei confronti della traslazione verticale si trova nel comando Aste del gruppo Vincoli della scheda Struttura.
- Il calcolo viene eseguito nel rispetto delle Fasi Costruttive, selezionando l'opzione corrispondente nella scheda Generale dei Parametri di Calcolo. Questa scelta è come sempre preferibile in quanto evita

sollecitazioni inappropriate dovute ai pesi propri applicate sul telaio elastico. Senza questa scelta, le fasce manifesterebbero crisi per taglio già in fase statica; scegliendo invece l'analisi per fasi costruttive, l'analisi pushover partirà da una configurazione statica con verifiche di sicurezza soddisfatte per proseguire con la progressiva fessurazione sia dei maschi sia delle fasce maggiormente sollecitati.

- Dal punto di vista del materiale, si sono scelte le opzioni di resistenze minime e moduli di elasticità medi previste per il livello di conoscenza LC3 dalla Circ. 617 (vd. §C8A.1.A.4).
- Per il comportamento della muratura si utilizza lo schema parabolico-rettangolare, alternativo allo stress-block, con costruzione del dominio di resistenza. In questo progetto si potranno quindi consultare domini di resistenza sia per gli elementi in c.a., sia per gli elementi murari.
- Le analisi condotte sono le seguenti: modale, statica non sismica, dinamica modale, pushover con distribuzioni di forze A ed E secondo +X e +Y.
- Come consentito dalla Normativa vigente per gli edifici esistenti in muratura, la sicurezza viene valutata con riferimento al solo SLV (§8.3).

Per quanto riguarda la visualizzazione dei risultati nello schema delle pareti, la verifica a pressoflessione degli elementi in c.a. è rappresentata nell'ambito della PressoFlessione Complanare, mentre la verifica a taglio, convenzionalmente, nell'ambito del Taglio per Scorrimento.

A causa di ciò, nelle strutture miste è necessario che nei 'Parametri di Calcolo', scheda 'Verifiche', sia attivata sia la PressoFlessione Complanare, che il Taglio per Scorrimento; si dovrà allora impostare manualmente la proprietà 'Verifica=No' (dalla griglia delle proprietà) in corrispondenza degli elementi murari per i quali non si vogliono eseguire anche tali verifiche (ad esempio, in una struttura mista esistente è possibile che si voglia considerare – come nel caso di esempio – solo la fessurazione diagonale: sarà quindi sufficiente disattivare il taglio per scorrimento in corrispondenza di tutti gli elementi murari, aiutandosi anche con i filtri disponibili dal comando 'Trova' della scheda 'Struttura', cfr. figura seguente).

The screenshot displays the Aedes.PCM software interface. The main window shows a 3D model of a mixed structure with red nodes and green beams. The 'Struttura' tab is active, and the 'Trova' command is used to filter elements. The table below shows the filtered elements:

ID	Tipologia	Da analizzare	Piano	Lunghezza	Sezione	Materiale
1	Maschio	<input checked="" type="checkbox"/>	Piano 1	3.000	350x800	Muratura esistente
4	Maschio	<input checked="" type="checkbox"/>	Piano 1	3.000	350x2100	Muratura esistente
7	Maschio	<input checked="" type="checkbox"/>	Piano 1	3.000	350x1175	Muratura esistente
12	Maschio	<input checked="" type="checkbox"/>	Piano 1	3.000	300x1000	Muratura esistente
15	Maschio	<input checked="" type="checkbox"/>	Piano 1	3.000	300x1000	Muratura esistente

The 'Verifiche' section in the right panel shows the following settings:

Verifica	Valore
Da verificare	Si
Pressoflessione complanare	Si
Taglio per scorrimento	No
Taglio per fessurazione diagonale	Si
Sforzo normale di trazione	Si
Pressoflessione ortogonale	Si

3.2. STRUTTURE IN MURATURA ORDINARIA CONSOLIDATE CON SISTEMA © EDILCAM

In PCM è possibile consolidare elementi in muratura ordinaria con il sistema CAM © EDILCAM, particolarmente interessante ai fini del miglioramento strutturale delle pareti e delle fasce nei confronti sia della resistenza a pressoflessione e a taglio, sia della deformabilità. Poiché i nastri che rivestono la muratura costituiscono armature vere e proprie, le pareti consolidate con CAM sono sottoposte ad analisi analoga agli elementi in c.a., attraverso lo studio dei domini di resistenza a pressoflessione. Dato il pretensionamento eseguito sui nastri metallici, i domini di resistenza prevedono la possibilità che la sezione muraria sia precompressa.

Tutte le relazioni che definiscono gli sforzi normali notevoli (che suddividono i vari campi di comportamento della sezione) e, all'interno di ogni campo, la posizione dell'asse neutro e la conseguente valutazione del momento resistente, sono state implementate nel software tenendo conto della precompressione. In PCM, nei domini gli sforzi normali dei punti di sollecitazione sono quelli prodotti dai carichi, senza precompressione: quest'ultima avrà determinato la traslazione verso sinistra del diagramma del dominio. Per quanto riguarda il taglio, un incremento della resistenza, sia a scorrimento che a fessurazione diagonale, è fornito dall'armatura dei nastri; la precompressione viene altresì considerata nella resistenza per fessurazione diagonale, ma non nella resistenza per scorrimento (come suggerito dalle Linee Guida di EdilCAM). Il miglioramento è rilevabile direttamente dai risultati delle verifiche di sicurezza, come sarà mostrato nei paragrafi seguenti.

Dal punto di vista teorico, le funzionalità di PCM dedicate al sistema CAM sono state messe a punto e controllate in collaborazione con lo staff tecnico di EdilCAM.

La documentazione sul sistema CAM utilizzata come riferimento da AEDES è accessibile dalla scheda 'Supporto', 'Pubblicazioni', *Linee_Guida_CAM_Muratura.pdf*.

I contenuti di tali linee guida sono confluiti negli algoritmi di PCM, con alcune varianti determinate dalle funzionalità che AEDES ha implementato in PCM. In particolare, il dominio della parete rinforzata con CAM viene calcolato in PCM sempre con legge di comportamento parabola-rettangolo per la muratura, ed elastica-perfettamente plastica per l'acciaio, considerando i nastri nella loro reale posizione geometrica.

Poiché in PCM è possibile gestire la definizione dei parametri ϵ_{mu} ed f_{md} , si potrà tener conto (utilizzando le corrispondenti formulazioni) dell'effetto di confinamento della muratura esercitato dal CAM, nei confronti sia della deformazione che della resistenza ultima.

Con riferimento ad un esempio applicativo, installato da PCM, si illustrano di seguito le modalità di consultazione dei domini e delle verifiche di sicurezza.

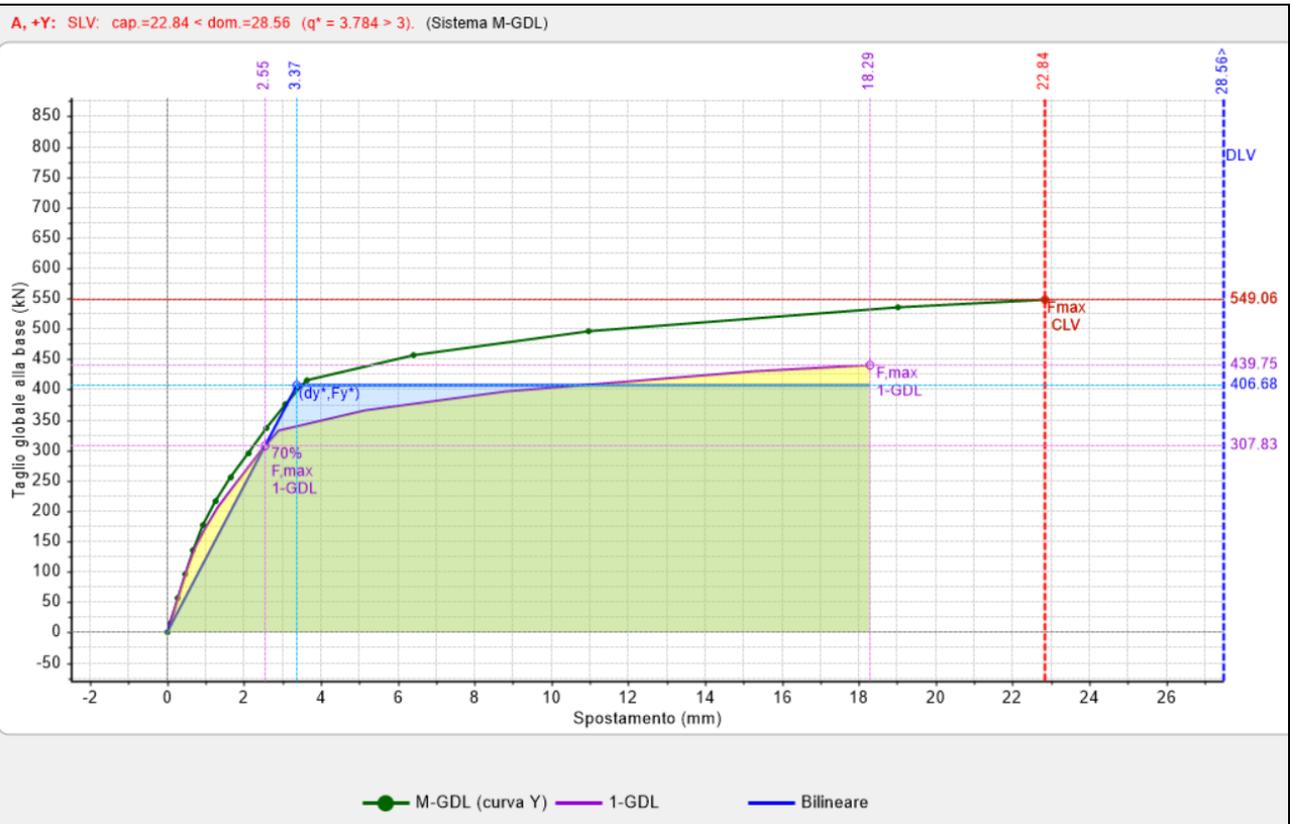
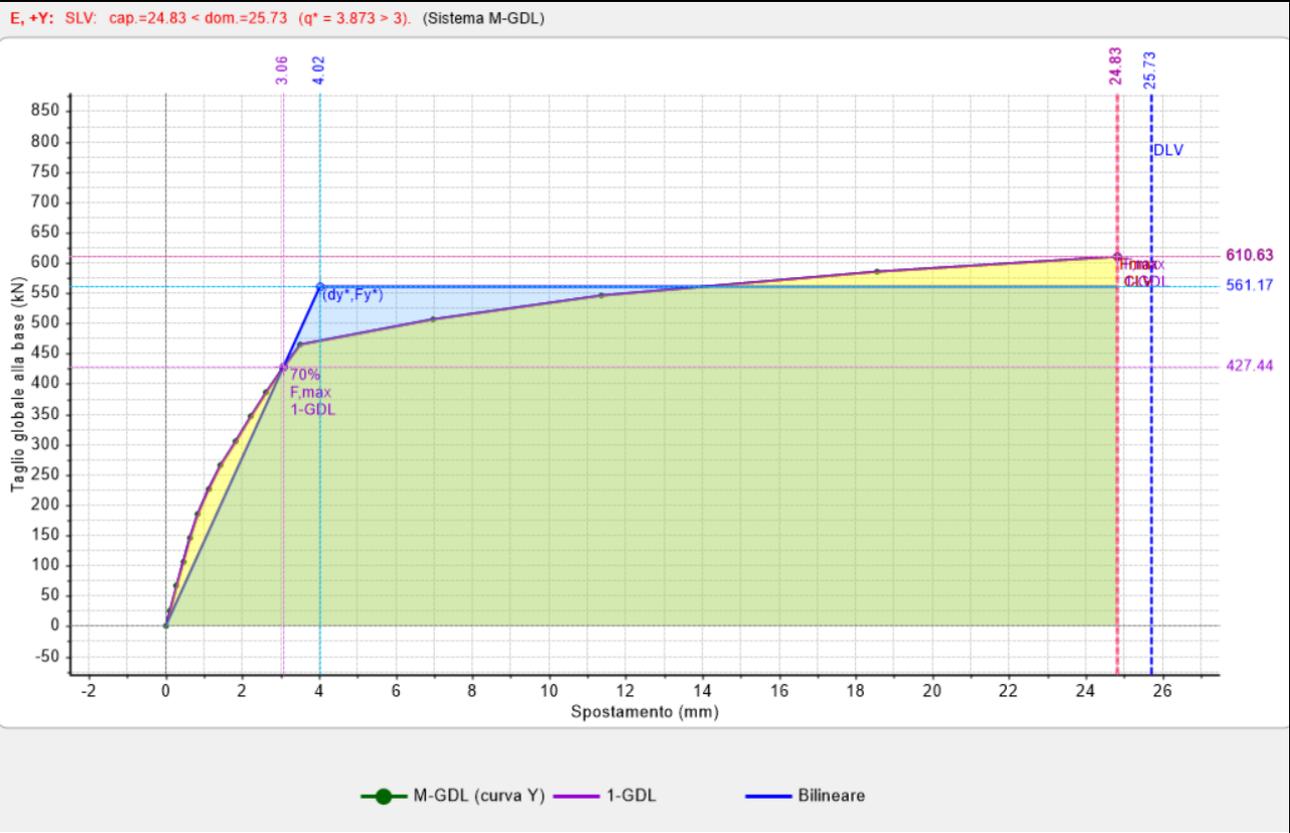
L'esempio, denominato '*Struttura_mista_CAM*', avente funzione didattica, è derivato dall'esempio illustrato nel paragrafo relativo alle strutture miste.

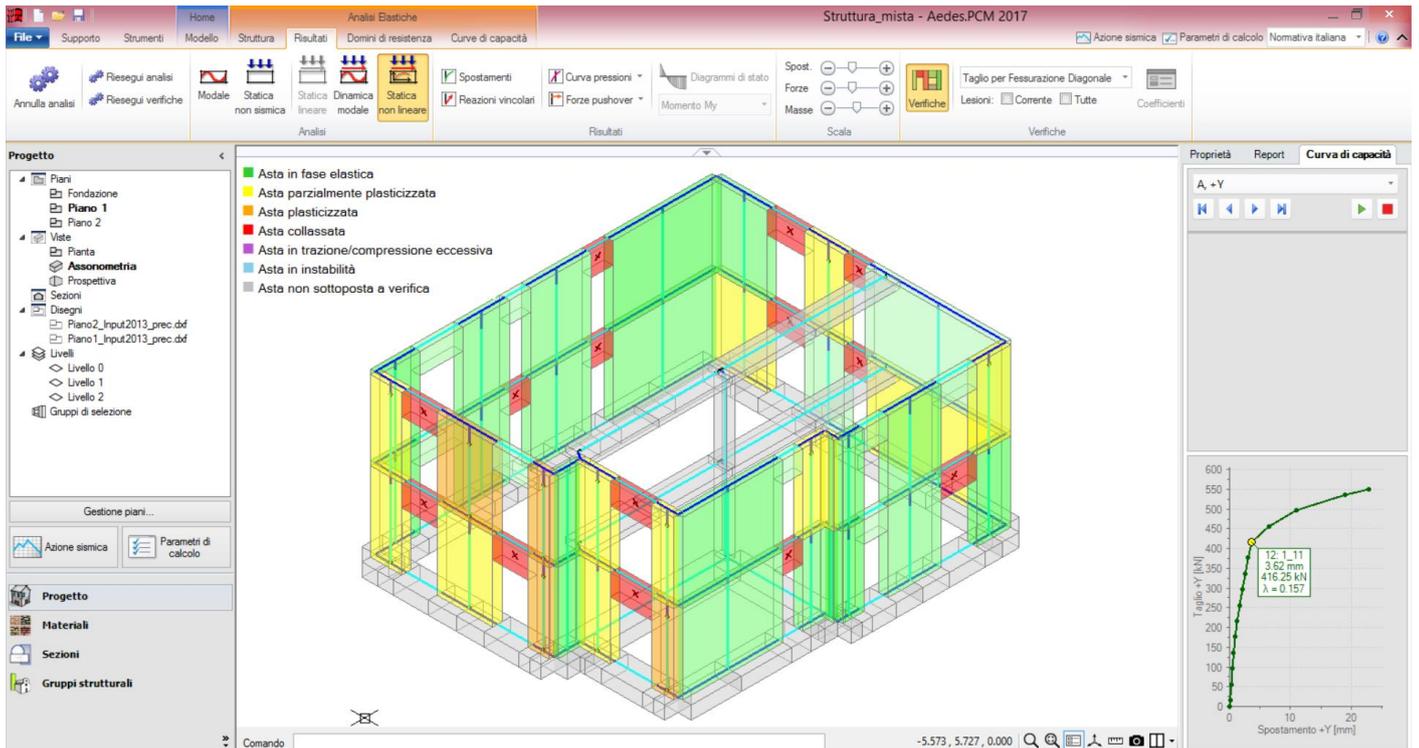
La verifica in analisi non lineare della struttura mista non consolidata ha evidenziato delle criticità maggiori nella direzione Y (si veda in figura seguente il risultato dell'analisi pushover per il progetto '*Struttura_mista*'). Si è quindi fatta l'ipotesi di consolidare tutti i maschi orientati secondo Y con il sistema CAM.

I risultati dell'analisi pushover per l'edificio non rinforzato sono riportati nelle figure seguenti; in ordine progressivo:

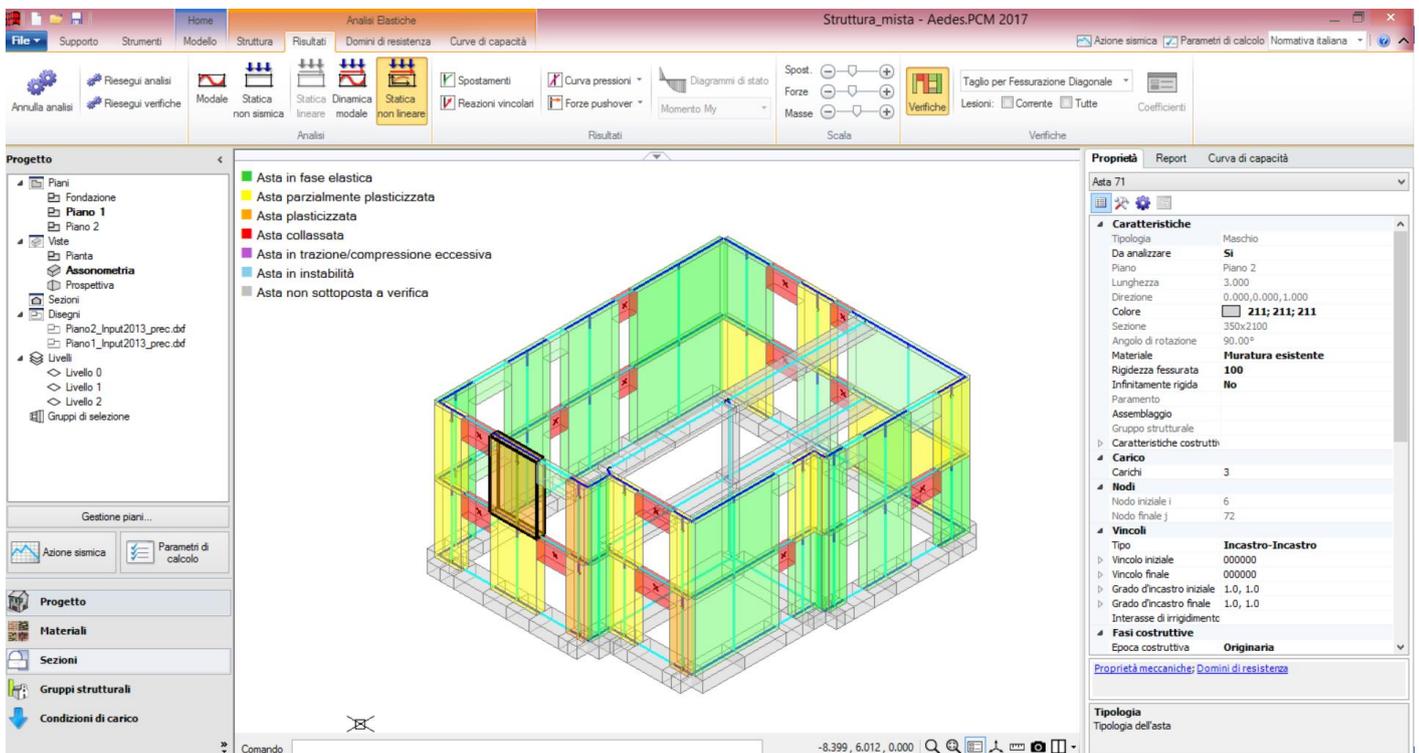
- la tabella dei risultati delle diverse curve analizzate;
- le curve in direzione Y (per le due distribuzioni (A) ed (E) esaminate);
- l'assetto statico della struttura in corrispondenza dello stato limite ultimo per la curva (E)+Y, cui corrisponde il più basso indicatore di rischio sismico allo stato limite ultimo SLV:

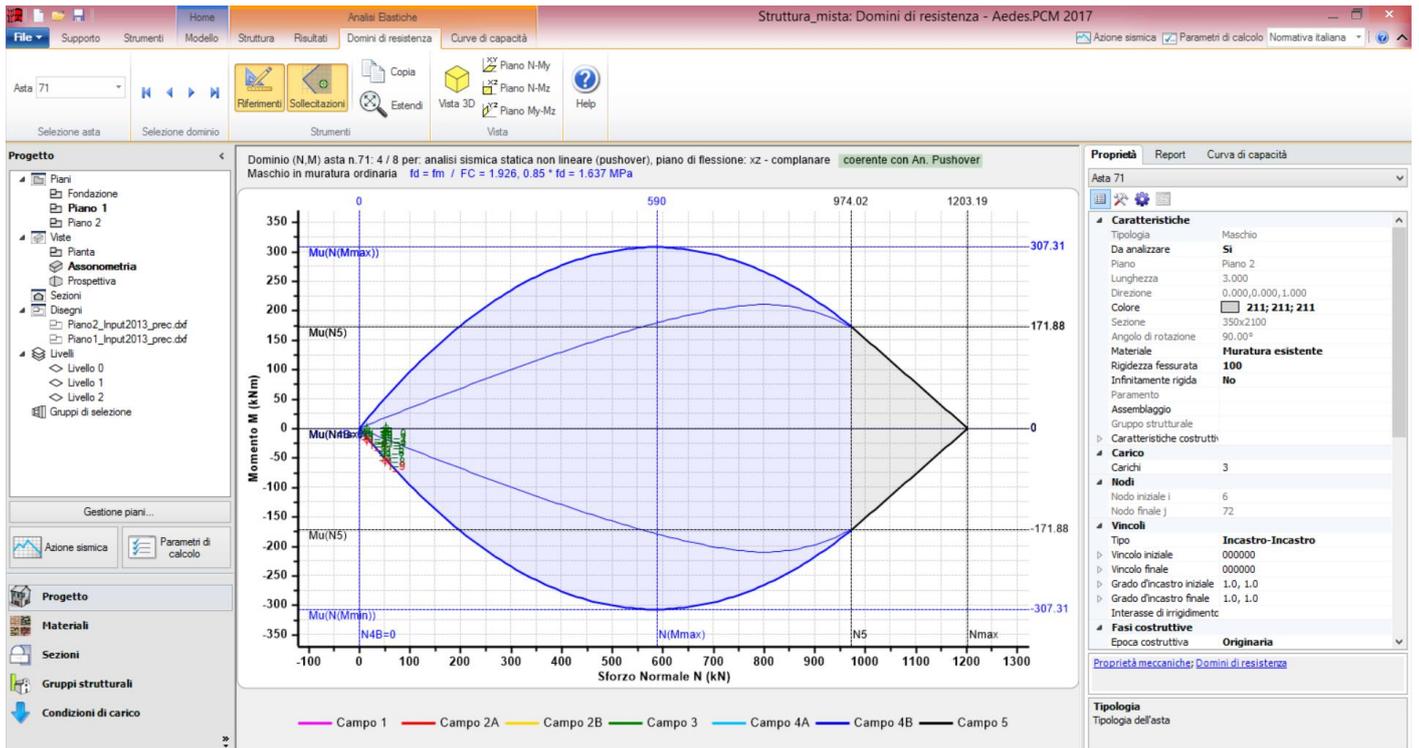
N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt.	F/W	q*	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	aV,PGA	aV,TR	VN,CLV
1	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X		0.248	3.171	5.000	0.329	388	12.093	0.948	0.817	41
2	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y		0.207	3.784	5.000	0.280	217	20.553	0.807	0.458	23
3	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X		0.276	3.206	4.696	0.327	375	12.489	0.942	0.789	40
4	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	E	+Y		0.230	3.873	5.000	0.274	200	22.138	0.789	0.421	21



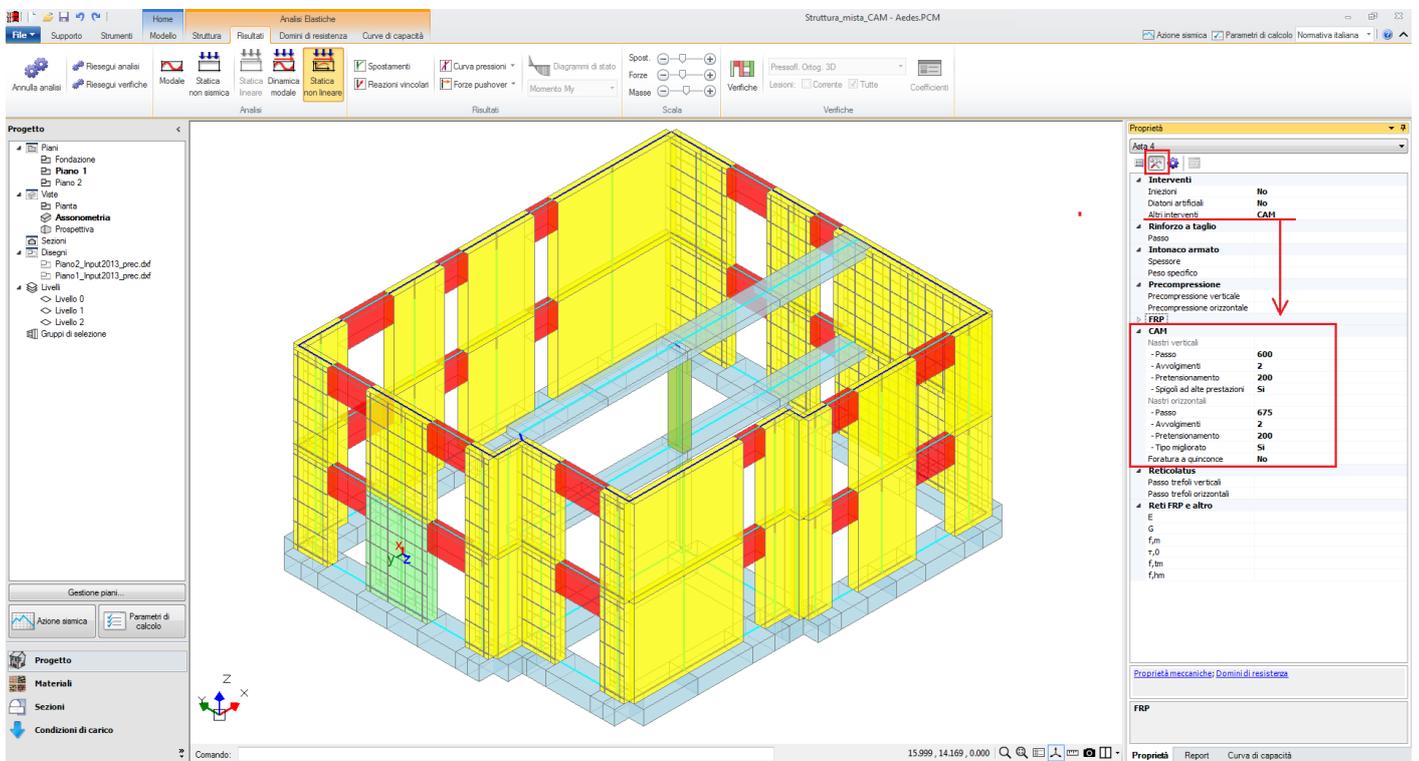


Visualizzando i domini, conducendo uno zoom esteso in prossimità dei punti di verifica si nota come vengano riportati i punti di verifica per ogni passo della curva pushover condotta. Procedendo con i passi progressivi la sollecitazione flessionale aumenta e il punto si avvicina al bordo del dominio; si osservi che anche lo sforzo normale può variare per effetto delle modifiche vincolari che intervengono nel corso dell'analisi non lineare. Nelle due immagini seguenti: in evidenza il maschio murario n°71 al piano superiore, ed il corrispondente dominio di resistenza con la sequenza dei punti di sollecitazione progressivi.





Lo schema di consolidamento è illustrato sinteticamente in figura seguente: per ogni elemento rinforzato con il sistema CAM è possibile specificare: passo dei nastri, numero di avvolgimenti, pretensionamento; i dati si inseriscono nella finestra degli 'Interventi':



La rappresentazione grafica dell'Intervento CAM è di notevole aiuto nel conoscere l'effettiva disposizione dei nastri: questa è disponibile sia in ambito architettonico (vista 3D) che strutturale (solo qualora le Aste si visualizzino con il loro ingombro 'Solido').

Nei dati dell'intervento CAM, il passo da inserire è un valore che viene adeguato in modo automatico: è necessario rispettare una distanza minima tra il bordo della parete e l'asse del primo nastro di acciaio incontrato andando verso il centro della parete; tracciando tale distanza su tutto il perimetro della parete, si può quindi conoscere il passo massimo accettabile; se il valore inserito supera tale valore, automaticamente è riportato al valore limite come prima individuato.

Per ogni asta è possibile personalizzare il passo dei nastri, il numero di avvolgimenti, ed il pretensionamento (in questo caso previsto pari a 200 N/mm²); i parametri sono distinti tra nastri orizzontali e nastri verticali.

I parametri generali del sistema, relativi alle caratteristiche meccaniche dell'acciaio, alla sezione dei nastri, e all'eventuale considerazione degli effetti di confinamento sono disponibili nella scheda Interventi dei Parametri di Calcolo (cfr. figura seguente), contenente alcuni parametri di uso corrente per il sistema CAM.

Parametri di Calcolo

OK Annulla Reimposta Importa

Generale Sismica Modale Muratura Analisi Verifiche Pushover (1) Pushover (2) Muratura armata Calcestruzzo armato **Interventi**

Modulo di elasticità normale nella direzione delle fibre $E_f = 230000$ Deformazione caratteristica a rottura per trazione $\epsilon_{fk} = 17.50$
 Fattore di conversione ambientale η_a [DT200, §3.5.1] = 0.95 \Rightarrow Deformazione di calcolo a rottura per trazione: $(\eta_a \epsilon_{fk} / \gamma_f) = 15.11$

Sezione del singolo nastro (mm): spessore $t_f = 0.165$ larghezza $b_f = 100.0$ Raggio di curvatura per confinamento R (mm) = 50
 Angolo d'attrito dei corsi di malta ϕ [DT200, §5.4.1.2.2] (*) = 30.0

CAM

Acciaio: modello elastico - perfettamente plastico (tensioni in N/mm², deformazioni in ‰)

Nastro standard duttile
 Tensione di snervamento: caratteristica $f_{yk} = 220$ di calcolo $f_{yd} = 200.0$
 Deformazione: ultima $\epsilon_{ud} = 144.70$ di snervamento $\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 0.95$
 Sezione del singolo nastro (mm): spessore $t_f = 0.9$ larghezza $b_f = 19.0$ Raggio di curvatura degli spigoli R (> 20) (mm) = 30

Nastro migliorato duttile
 $f_{yk} = 330$ $f_{yd} = 300.0$ $\epsilon_{ud} = 125.40$ $\epsilon_{yd} = 1.43$ t_f (mm) = 0.9 b_f (mm) = 19.0 R (mm) = 30

Nastro ad alte prestazioni di resistenza elastico
 $f_{yk} = 850$ $f_{yd} = 560.0$ $\epsilon_{ud} = 2.80$ $\epsilon_{yd} = 2.67$ t_f (mm) = 0.9 b_f (mm) = 19.0 R (mm) = 30

Per maschi murari rinforzati con sistema CAM
 Considerare per effetto del confinamento l'incremento di: deformazione ultima resistenza ultima

Reticolatus

Trefoli in acciaio ad alta resistenza: modello elastico - lineare fino a rottura (tensioni in N/mm², deformazioni in ‰)
 Tensione di calcolo a trazione $f_{yd} = 2820.0$ Modulo di elasticità $E_s = 190000$ \Rightarrow Deformazione di calcolo $\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 14.84$
 Sezione del trefolo (mm²) = 1.00 larghezza fascia $b_f = 50.0$ Raggio di curvatura per confinamento R (mm) = 50

Acciaio per rinforzo pilastri

Acciaio strutturale per cerchiatura e rinforzo longitudinale di pilastri in muratura (tensioni in N/mm², deformazioni in ‰)
 Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 235$
 Limite per la deformazione ultima $\epsilon_{ud} = 10.00$ Modulo di elasticità $E_s = 210000$

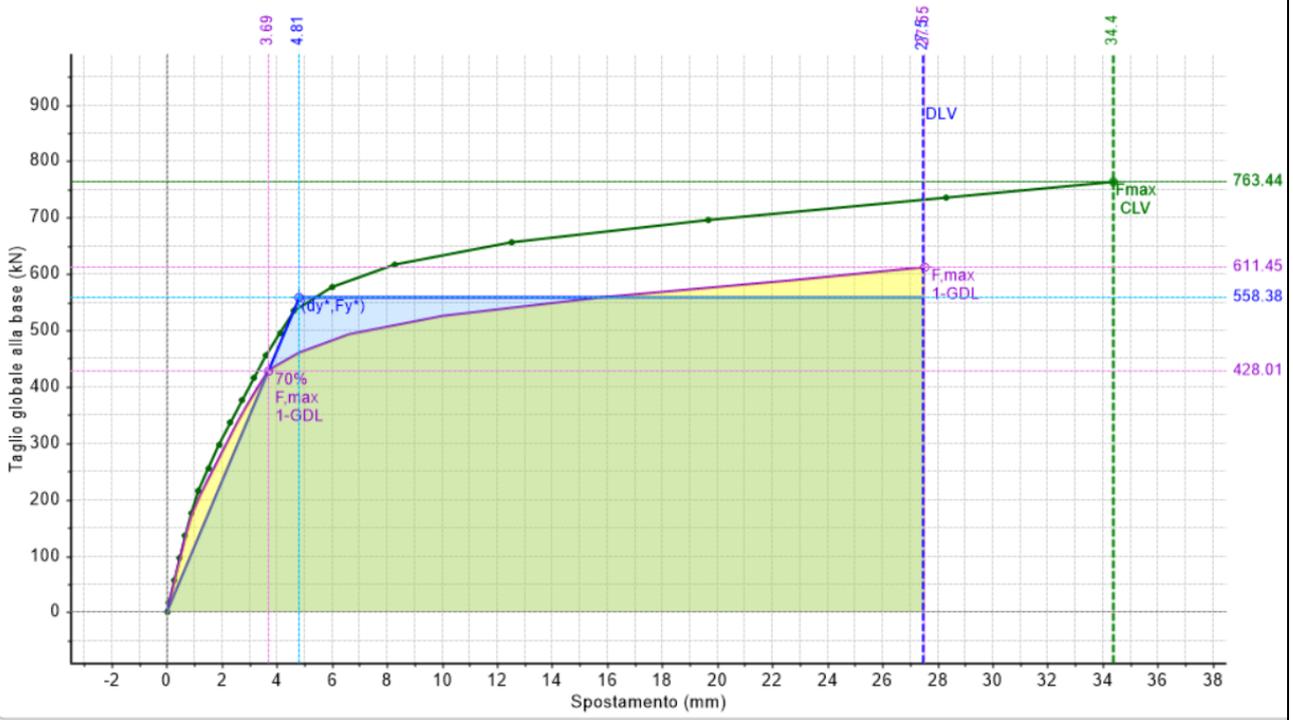
Per cerchiatura (fasce, o calastrelli)

I risultati mostrano il miglioramento conseguito in direzione Y con il sistema di consolidamento CAM; in analisi non lineare, l'edificio non risulta ancora 'adeguato', ma i singoli indicatori di rischio migliorano:

N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt	F/N	q*	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	aV,PGA	aV,TR	VN,CLV
1	●	□	A	+X		0.248	3.168	5.000	0.330	392	11.964	0.951	0.826	41
2	●	□	A	+Y		0.288	2.756	5.000	0.375	662	7.273	1.080	1.394	70
3	●	☑	E	+X		0.278	3.187	4.727	0.329	384	12.222	0.948	0.807	40
4	●	□	E	+Y		0.327	2.739	5.000	0.377	676	7.135	1.086	1.422	71

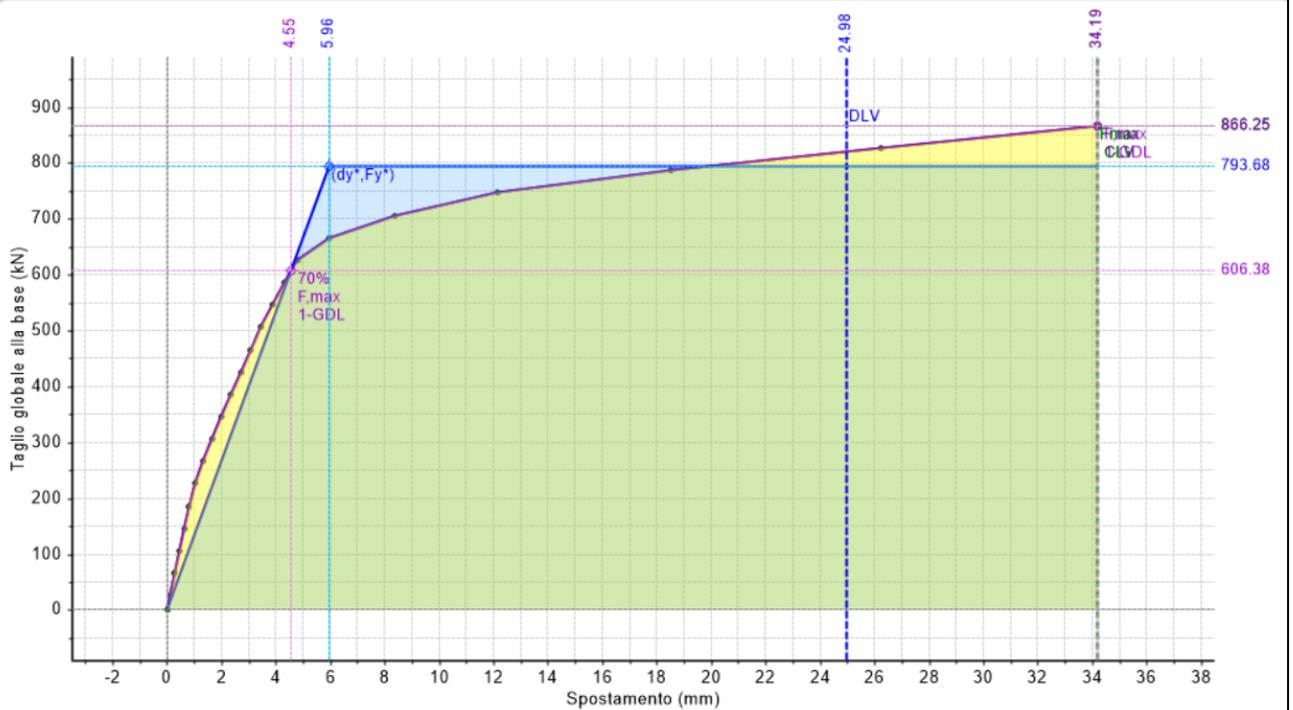
E' anche interessante osservare che l'intervento CAM in direzione Y ha determinato un seppur lieve miglioramento in direzione X per la distribuzione (A) (l'indicatore di rischio passa da 0.948 a 0.951): questo è dovuta alla diversa storia di fessurazione e ai suoi effetti nell'ambito di un modello spaziale. Nelle immagini seguenti: le curve per (A) e (E), +Y, con verifica soddisfatta.

A, +Y: SLV: $cap.=34.40 > dom.=27.50$ ($q^* = 2.756 < 3$). (Sistema M-GDL)



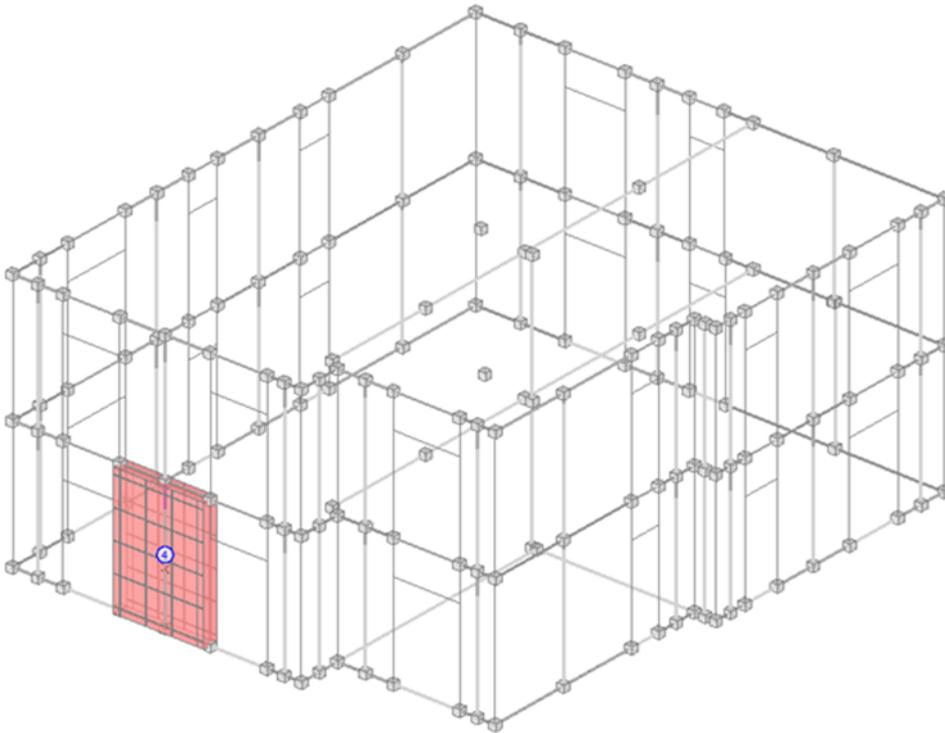
● M-GDL (curva Y) ● 1-GDL — Bilineare

E, +Y: SLV: $cap.=34.19 > dom.=24.98$ ($q^* = 2.739 < 3$). (Sistema M-GDL)

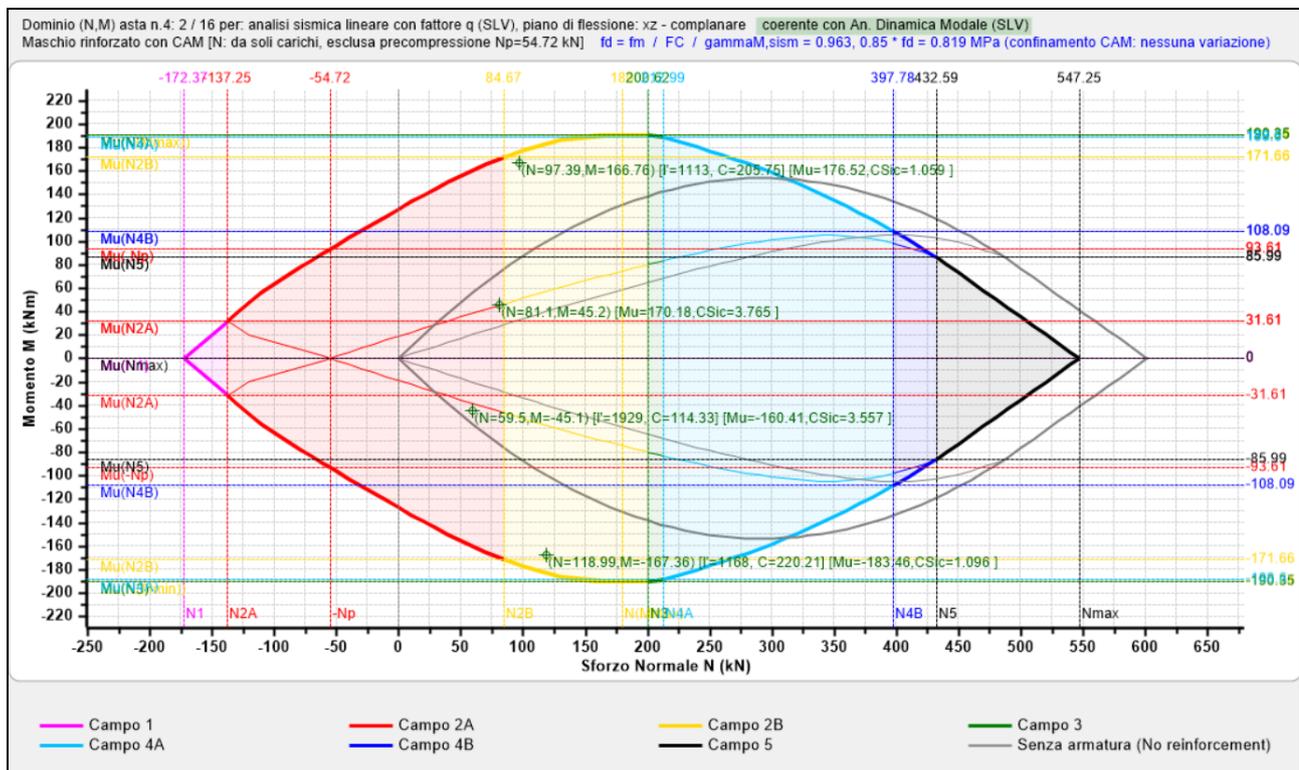


● M-GDL (curva Y) ● 1-GDL — Bilineare

Nella figura seguente, viene mostrato il dominio generato per la parete n°4; questa è una parete che viene scelta come esempio per approfondire una particolarità:



Per la parete n°4, in analisi dinamica modale la sicurezza è soddisfatta tutti i punti ricadono all'interno del dominio. Tuttavia, facendo riferimento alla parete non consolidata (il cui dominio in colore grigio è riportato unitamente al dominio della parete consolidata), si può osservare che i punti contenuti all'interno del dominio avrebbero un margine di sicurezza molto più basso.



Come in questo esempio appena descritto, per ogni dominio di parete rinforzata con CAM PCM mostra anche (con contorno in grigio) il corrispondente dominio della parete non rinforzata. Ciò consente un immediato confronto; anche prima di eseguire l'analisi, semplicemente elaborando i soli domini di resistenza, è possibile valutare complessivamente come il CAM modifica il comportamento della parete.

I domini N-M descrivono compiutamente il comportamento a pressoflessione. Ma gli effetti del consolidamento CAM si manifestano anche nella resistenza a taglio, ed in particolare nel taglio per fessurazione diagonale dove il beneficio viene offerto sia dalla resistenza dell'armatura sia dalla precompressione della muratura (quest'ultima non considerata nel taglio per scorrimento, seguendo le Linee Guida EdilCAM). Il confronto fra i tagli resistenti per la parete rinforzata con CAM e la parete originaria non rinforzata non sono graficizzati, in quanto vengono direttamente consultati attraverso i risultati. Ad esempio, richiedendo i risultati a fessurazione diagonale per la struttura prima e dopo il consolidamento per la parete n°4, già considerata in precedenza, si possono confrontare i tagli resistenti e le corrispondenti verifiche di sicurezza.

Per completezza, si riportano in modo esteso calcoli manuali che convalidano il valore del taglio resistente determinato dal software.

Verifica Prima del rinforzo con CAM:

VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE (§C8.7.1.5) [SLV] - C.Sic: 0.128
(Analisi Sismica Dinamica Modale)

N.	n/e	Sez.	Coeff.	P	p	fvk0/tau0	γ_m	fvd	Vt	V	C.Sic.
		comb.	b	(kN)	(N/mm ²)		* FC	(N/mm ²)	(kN)	(kN)	
* 4	e	B.1	1.169	119.06	0.162	0.056	2.70	0.066	48.73	85.87	0.567
* 4	e	B.4	1.169	97.32	0.132	0.056	2.70	0.061	44.84	85.65	0.524
* 4	e	S.1	1.169	81.17	0.110	0.056	2.70	0.057	41.72	85.87	0.486
* 4	e	S.4	1.169	59.43	0.081	0.056	2.70	0.050	37.11	85.65	0.433

Calcolo 'manuale' del taglio per fessurazione diagonale resistente:

dimensioni della parete n°4: (t=350 x L=2100)

$\tau_0 = 0.056 \text{ N/mm}^2$, $F_C=1.35$, $\gamma_M=2 \rightarrow f_{vd0} = 0.02074 \text{ N/mm}^2$

$h/L = (3.000 - 0.545) / 2.100 = 1.169 \rightarrow b=1.169$

$P = 119.06 \text{ kN}$

$p = P / L \cdot t = 119060 / (2100 \cdot 350) = 0.162 \text{ N/mm}^2$

$f_{vd} = 1.5 \cdot 0.02074 / 1.169 \cdot \sqrt{1 + 0.162 / 1.5 / 0.02074} = 0.066 \text{ N/mm}^2$

$V_{tM} = 2100 \cdot 350 \cdot 0.078 = 48.73 \text{ kN}$

non sufficiente a coprire il taglio sollecitante corrispondente: $V=85.87 \text{ kN}$.

Verifica con applicazione del rinforzo con CAM:

VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE (§C8.7.1.5) [SLV] - C.Sic: 0.128
(Analisi Sismica Dinamica Modale)

N.	n/e	Sez.	Coeff.	P	p	fvk0/tau0	γ_m	fvd	Vt	V	C.Sic.
		comb.	b	(kN)	(N/mm ²)		* FC	(N/mm ²)	(kN)	(kN)	
4	e	B.1	1.169	173.71	0.24	0.056	2.70	0.078	92.92	85.33	1.089
4	e	B.4	1.169	152.11	0.21	0.056	2.70	0.074	89.68	85.11	1.054
4	e	S.1	1.169	135.82	0.18	0.056	2.70	0.070	87.10	85.33	1.021
* 4	e	S.4	1.169	114.22	0.16	0.056	2.70	0.065	83.46	85.11	0.981

Con il consolidamento 'CAM', lo sforzo di precompressione è pari a 54.65 kN; P aumenta corrispondentemente (B.1: $P = 119.06 + 54.65 = 173.71$ kN).

Calcolo 'manuale' del taglio per fessurazione diagonale resistente:

CAM: passo = 675 mm., n° avvolg.=2, sez. $0.9 \times 19 \times 2 \times 2 = 68.4$ mm², $f_{yd} = 300.00$ N/mm²

% arm = $(68.4 / 675) / 350 = 0.029\%$

$V_{tS} = 0.6 * 1950 * 68.4 * 300 / 675 = 35.57$ kN

Nel calcolo di V_{tS} , la distanza fra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa (§7.8.3.2.2) è pari a 1950 = 2100 - 150 (150 mm. è la distanza fissa dal bordo dei nastri CAM).

$P = 173.71$ kN

$\rho = P / L * t = 173710 / (2100 * 350) = 0.236$ N/mm²

$f_{vd} = 1.5 * 0.02074 / 1.169 * \sqrt{(1 + 0.236 / 1.5 / 0.02074)} = 0.078$ N/mm²

$V_{tM} = 2100 * 350 * 0.078 = 57.33$ kN

$V_t = V_{tM} + V_{tS} = 57.33 + 35.57 = 92.9$ kN

La resistenza a taglio è quindi fortemente incrementata:

da 48.73 kN a 92.9 kN (+90.6%); la verifica risulta ancora non soddisfatta, in quanto la resistenza è minore della sollecitazione, ma come si vede è notevolmente aumentata.

Ricapitolando, il consolidamento tramite CAM in PCM procede secondo i seguenti passi:

- si definiscono le caratteristiche generali del sistema CAM utilizzato (tipo di acciaio, sezioni dei nastri, tensione di pretensionamento, ecc.);
- per ogni pannello oggetto di intervento si definisce la posizione dei nastri, attraverso il passo nelle direzioni orizzontale e verticale, e verificando la configurazione corrispondente nel disegno dei particolari della parete;
- attraverso i parametri generali, è possibile considerare l'effetto del confinamento della muratura in termini di ϵ_{mu} e/o di f_{md} ;
- ai fini della pressoflessione (complanare e ortogonale): per il singolo pannello, si costruisce il dominio di resistenza in assenza e in presenza di consolidamento; nell'ambito di una data analisi, si entra nel dominio con il valore di progetto dello sforzo normale N_{sd} e si determina il momento resistente, eseguendo la verifica a pressoflessione. Il risultato della verifica viene quindi utilizzato ai fini dell'analisi globale condotta (lineare o non lineare);
- ai fini del taglio: le formulazioni contenenti gli effetti del CAM (dovuti alla presenza dell'armatura, e, nel caso della fessurazione diagonale, alla precompressione della muratura) determinano i tagli resistenti e quindi le corrispondenti verifiche di sicurezza.

3.3. STRUTTURE IN MURATURA ARMATA

Con riferimento ad un esempio applicativo, installato da PCM, in questo paragrafo si illustrano le principali funzionalità relative agli edifici in muratura armata. L'esempio consiste in un nuovo edificio da progettare con struttura in muratura armata. Dal punto di vista applicativo, l'edificio viene analizzato prima come muratura ordinaria, per rilevarne le corrispondenti criticità, ed eseguire di conseguenza un confronto con le prestazioni migliori della muratura armata.

L'esempio è fornito a corredo del software:

Struttura_Muratura_Non_Armata.vdml

Struttura_Muratura_Armata.vdml

L'edificio è destinato a civile abitazione, e verrà realizzato con muratura portante in blocchi Poroton, che presentano i seguenti parametri:

The screenshot shows a software window titled "Materiali" with a tree view on the left and a main table on the right. The tree view includes categories like "Calcestruzzo", "Acciaio", "Muratura esistente", "Muratura nuova" (selected), "Materiale generico", and "Blocchi e giunti". The main table lists various mechanical and physical properties for the selected material.

Generale	
Nome	Muratura Poroton 800 Block 33-AST
Tipologia	Elementi di laterizio semipieni
Proprietà meccaniche	
w	10.00
E	5000
G	2000
f,k	5.000
f,vk0	0.200
f,hk	2.500
Coefficiente d'attrito	0.40
α	0.000006
Blocchi e malta	
f,bk	8
f',bk	1.5
f _{m,m}	10
Proprietà grafiche	
Colore 2D	169; 169; 169
Colore 3D	245; 222; 179
Texture	Mattoni_1
Requisiti geometrici maschi murari	
Spessore minimo	0.240
Snellezza complanare limite	2.500
Snellezza ortogonale limite	12.000

Below the table, there is a formula: $f_k, f_{vk0} = f(f_{bk}, f_{m,m})$. At the bottom, there is a field for "w" (Peso specifico in kN/m³) and an "OK" button.

In base anche alla classificazione della muratura nuova prevista dal D.M. 14.1.2008, in genere per gli edifici nuovi il Progettista ha già a disposizione delle schede tecniche dove sono riportate le resistenze dei blocchi e la classe della malta da utilizzare: questi valori sono quelli base da cui ottenere le resistenze della muratura completa (cfr. anche Manuale di PCM, §2.2).

Per prima cosa si impostano quindi le caratteristiche meccaniche dei blocchi e della malta (f_{bk} ed $f_{m,m}$):

Blocchi e malta	
f,bk	8
f',bk	1.5
f _{m,m}	10

Dopo aver inserito questi valori, un'apposita funzione ($f_k, f_{vk0} = f(f_{bk}, f_{m,m})$) provvederà a determinare le resistenze, secondo le tabelle sottostanti:

Tabella 11.10.V - Valori di f_k per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in N/mm^2)

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento N/mm^2	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2.5
2.0	1.2	1.2	1.2	1.2
3.0	2.2	2.2	2.2	2.0
5.0	3.5	3.4	3.3	3.0
7.5	5.0	4.5	4.1	3.5
10.0	6.2	5.3	4.7	4.1
15.0	8.2	6.7	6.0	5.1
20.0	9.7	8.0	7.0	6.1
30.0	12.0	10.0	8.6	7.2
40.0	14.3	12.0	10.4	--

Tabella 11.10.VI - Valori di f_k per murature in elementi naturali di pietra squadrata (valori in N/mm^2)

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2.5
2.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3.0	2.2	2.2	2.2	2.0
5.0	3.5	3.4	3.3	3.0
7.5	5.0	4.5	4.1	3.5
10.0	6.2	5.3	4.7	4.1
15.0	8.2	6.7	6.0	5.1
20.0	9.7	8.0	7.0	6.1
30.0	12.0	10.0	8.6	7.2
≥ 40.0	14.3	12.0	10.4	--

Tabella 11.10.VII - Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali f_{vtd} (valori in N/mm^2)

Tipo di elemento resistente	Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento	Classe di malta	f_{vtd} (N/mm^2)
Laterizio pieno e semipieno	$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0.30
	$7.5 < f_{bk} \leq 15$	$M5 \leq M < M10$	0.20
	$f_{bk} \leq 7.5$	$M2.5 \leq M < M5$	0.10
Calcestruzzo; Silicato di calcio; Cemento autoclavato; Pietra naturale squadrata.	$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0.20
	$7.5 < f_{bk} \leq 15$	$M5 \leq M < M10$	0.15
	$f_{bk} \leq 7.5$	$M2.5 \leq M < M5$	0.10

I blocchi utilizzati hanno le seguenti caratteristiche:

classificazione del blocco: semipieno

percentuale di foratura: $\leq 45\%$

resistenza caratteristica f_{bk} in direzione dei carichi verticali: $> 8.0 N/mm^2$

resistenza caratteristica f'_{bk} in direzione ortogonale ai carichi verticali e nel piano del muro: $> 1.5 N/mm^2$

geometria del blocco utilizzato: spessore 33 cm, altezza 18cm (altezza dei giunti 1cm circa).

Le caratteristiche del materiale sono state assunte pari a quelle denunciate dal produttore:

CARATTERISTICHE DEI BLOCCHI

Range di spessori in produzione	20 ÷ 45 (cm)
Classificazione del blocco	semipieno
Peso specifico apparente del blocco	~ 800 ÷ 860 (kg/m ³)
Percentuale di foratura, ϕ	≤ 45%
Resistenza caratteristica in direzione dei carichi verticali, f_{bk}	> 8,0 (N/mm ²)
Res. caratt. in dir. ortogonale ai carichi verticali e nel piano del muro, f_{bk}	> 1,5 (N/mm ²)

CARATTERISTICHE DELLA MURATURA

CARATTERISTICHE MECCANICHE¹

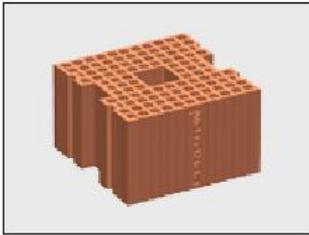
Resistenza caratteristica a compressione, f_k	> 5,0 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a taglio, f_{vk0}	> 0,2 (N/mm ²)
Modulo di elasticità longitudinale, "E"	~ 5000 (N/mm ²)
Modulo di elasticità tangenziale, "G"	~ 2000 (N/mm ²)

Peso proprio della muratura: 10 kN/m³, considerando l'intonaco cementizio.

Caratteristiche specifiche per muratura armata:

i particolari costruttivi relativi ai collegamenti e alle intersezioni fra pareti sono analoghi ai particolari illustrati nella figura seguente (descritti per blocco di 30cm).

POROTON BLOK 30x30 MA



Dimensioni (lxsxh): 300x300x185 mm

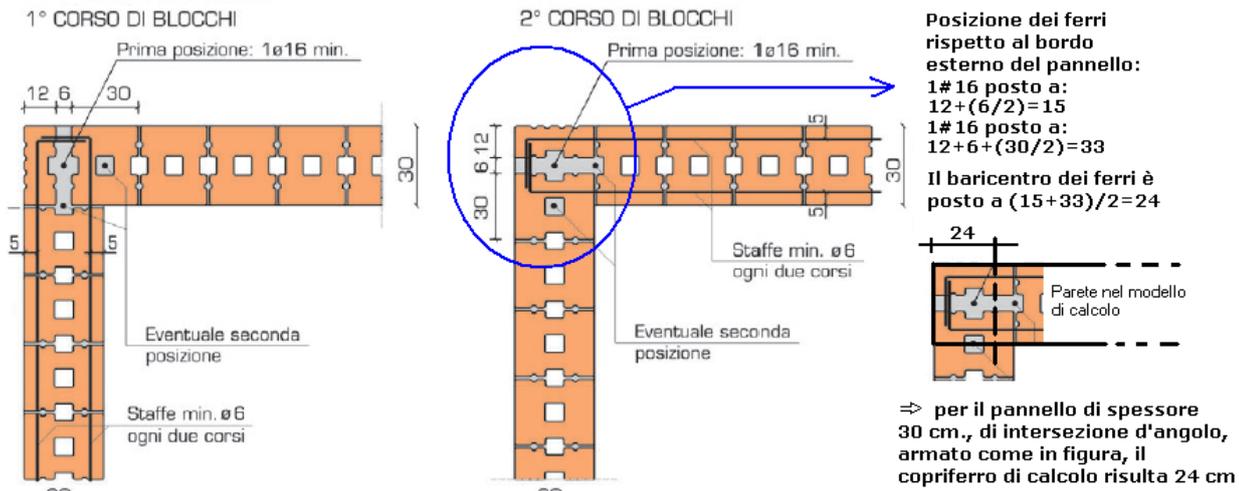
Blocco per muratura armata di spessore 30 cm, serie P800 MA, prodotto da azienda aderente al Consorzio Poroton Italia

Rielaborazione grafica di fonti del Consorzio Poroton Italia, particolari costruttivi per Muratura Armata

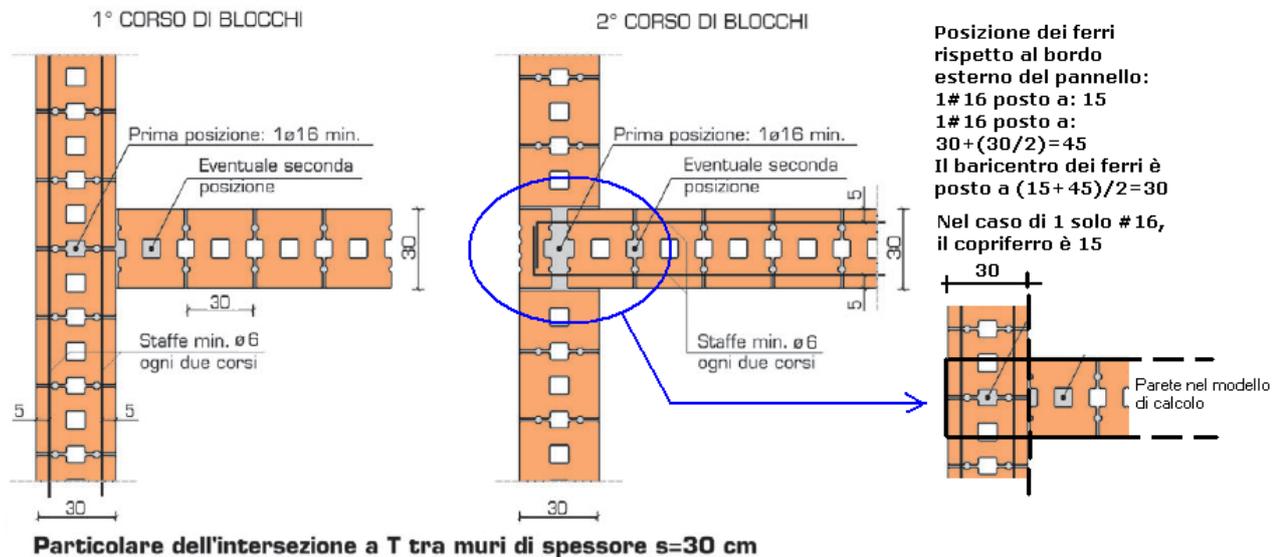
Per la muratura armata di spessore 30 cm, l'armatura orizzontale minima (secondo il D.M. 14.1.2008, §4.5.7) è costituita da staffe #6 ogni due corsi, pari alla seguente percentuale di armatura ($2\#6=0.57\text{ cm}^2$):

numero di corsi in 1.00 m: $100 / ((18.5+1.5)*2) = 100 / 40 = 2.5$

percentuale di armatura: $0.57*2.5 / (30*100) = 0.0475\% (> 0.04\% \text{ di } §4.5.7)$



Particolare dell'intersezione d'angolo tra muri di s=30 cm



Particolare dell'intersezione a T tra muri di spessore s=30 cm

L'armatura è la seguente:

Armatura orizzontale: staffatura $\phi 6 (=2\phi 6)$ ogni due ricorsi (40 cm. di interasse fra i corsi)
Tale valore è specificato nei 'Parametri di Calcolo', scheda 'Muratura (Armata):

Per Muratura Armata di edifici nuovi

Armatura verticale: Φ_{\min} barre: 5 mm.

Armatura orizzontale (nei giunti) (anche per rinforzi a taglio di Muratura Ordinaria)

Tipo di traliccio: 2 # 6 mm.

Sezione totale del traliccio A_{sw} (mm²) = 57

Distanza verticale tra livelli di armatura (≤ 600 mm [54.5.7]) = 400

f_{yd} (= f_{yk} / γ_s) per l'armatura orizzontale = 391.3

Armatura Verticale: 1 ϕ 16 o 2 ϕ 16 a entrambi i bordi di ogni pannello.

Copriferri: in caso di pannelli d'angolo, con 2 ϕ 16: 30 cm

In caso di solo 1 ϕ 16: copriferro 15 cm

L'armatura verticale dei setti si imposta nella finestra delle proprietà, in corrispondenza delle proprietà 'Armature', una volta selezionate le aste interessate; una procedura abbastanza veloce per assegnare l'armatura è quella di attivare il comando 'Trova' della scheda 'Struttura', filtrate per 'Tipologia' in modo da visualizzare solo i maschi murari, quindi premere 'Seleziona tutto' e modificare le proprietà:

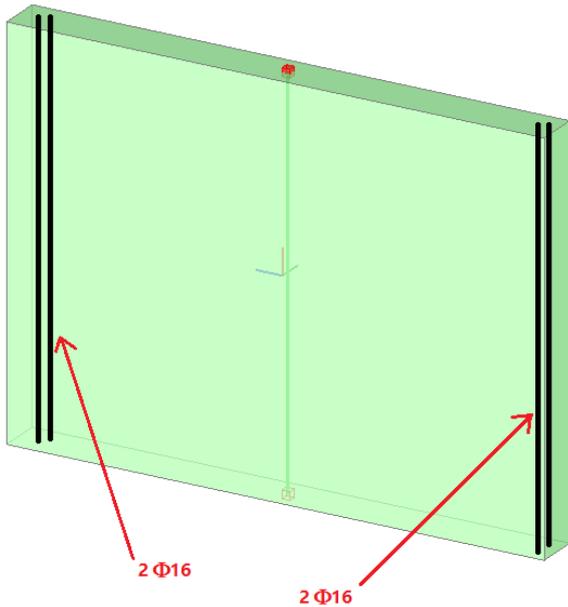
The screenshot shows the software interface for 'Struttura_Muratura_Armata - Aedes.PCM'. The 'Trova' command is highlighted in the ribbon, and the 'Seleziona tutto' button is highlighted in the 'Aste' panel. The 'Proprietà' window is open, showing the 'Armatura' section with the following values:

Proprietà	Valore
Complanare finale	
Ortagonale iniziale	0.000
Ortagonale finale	0.300
Resistenza e Capacità	
Drift Pressoflessione	0.60
Drift Taglio	0.40
Duttilità	2.00
Armatura	
As xy	0
As xz	402
Copriferro xy	0
Copriferro xz	300
Staffe Asw xy	
Staffe Asw xz	
Passo staffe	
Verifiche	
Da verificare	Si
Pressoflessione complanare	Si
Taglio per scorrimento	Si
Taglio per fessurazione diag	Si
Sforzo normale di trazione	Si
Pressoflessione ortogonale	Si

Il piano complanare delle pareti è sempre il piano 'xz'; quindi, qualora si inserisca solo l'armatura ai fini delle verifiche complanari, è sempre questa proprietà (col relativo copriferro) ad essere modificata; qualora si preveda invece di inserire un sistema di armature che comporti un 'braccio' resistente anche ai fini delle sollecitazioni nel piano ortogonale, bisognerà completare le proprietà inserendone i valori anche per il piano xy (piano ortogonale).

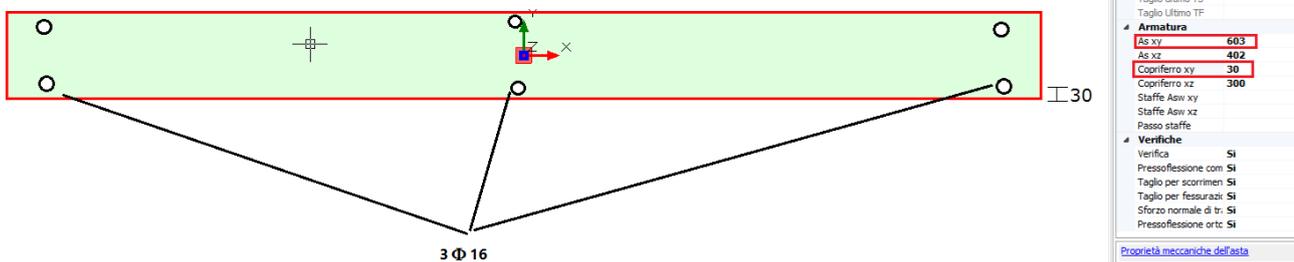
Il valore dell'armatura da inserire è relativo al singolo 'lato' della parete, e per simmetria viene considerato già presente ed applicato al lato opposto.

In altre parole, se la parete è armata con 2 ϕ 16 per lato, non andrà inserito il valore totale (804 mm²), ma solo 402 mm², come in sostanza in questo caso:



L'armatura maggiormente sollecitata nel piano complanare è quella posta ai bordi della parete; quindi per la valutazione dell'armatura da inserire è possibile a favore di sicurezza prescindere da eventuali armature poste al centro della parete, o comunque anche distribuite lungo tutta la sua lunghezza.

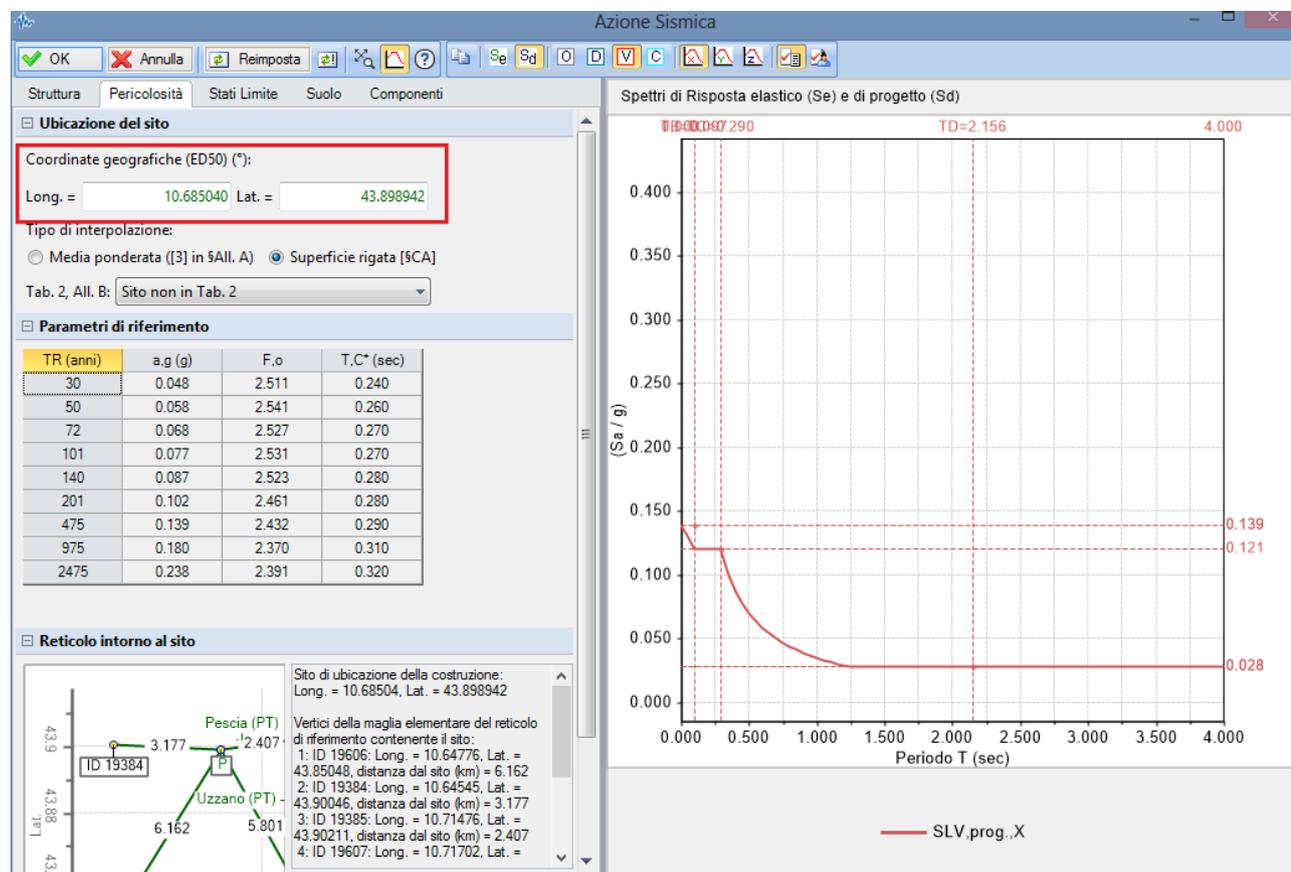
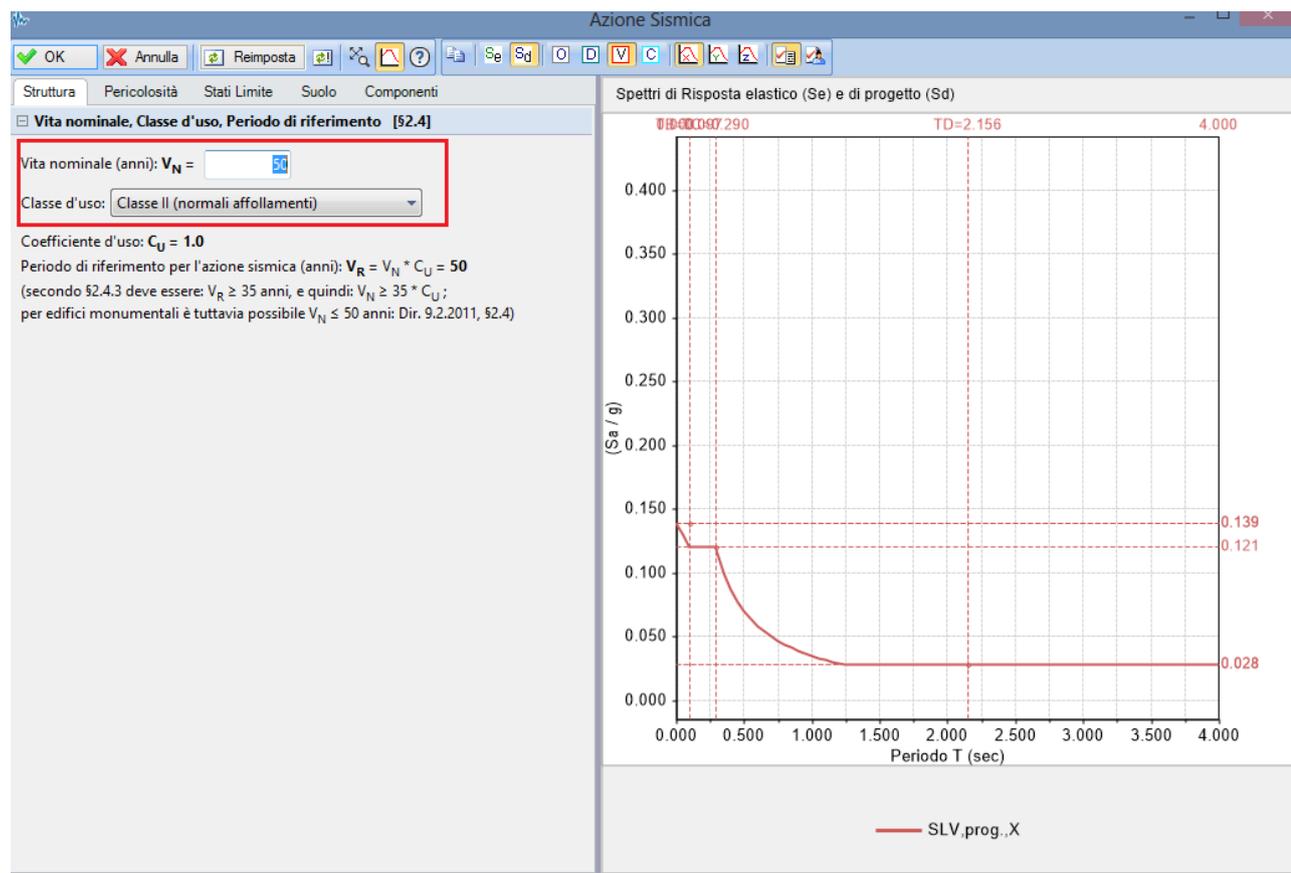
L'armatura distribuita, invece, può essere utile per il comportamento ortogonale, qualora però sia disposta in modo da formare un 'braccio' (distanza tra le barre) adeguato, cfr. esempio seguente:



Qualora invece l'armatura sia posta in mezzera alla parete, ai fini del comportamento ortogonale bisogna impostare sia l'area di armatura che il relativo copriferro pari a zero, quindi sia $A_{s,xy}=0$ che $Copriferro\ xy=0$; questo consente di considerare la parete in muratura ordinaria per la pressoflessione ortogonale.

Per i cordoli è stata predisposta un'armatura longitudinale composta da $3\phi 16$ su ogni lato con copriferro pari a 3 cm. l'armatura trasversale è composta da st. $\phi 8/15''$. Inoltre è stata assunta una rigidezza fessurata pari al 50%.

I parametri sismici di riferimento sono i seguenti:



Azione Sismica

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. 3.2.1):

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

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

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	0.048	2.511	0.240	1.000	1.000	1.000	0.080	0.240	1.792	0.743
SLE: SLD	50	0.058	2.541	0.260	1.000	1.000	1.000	0.087	0.260	1.832	0.826
SLU: SLV	475	0.139	2.432	0.290	1.000	1.000	1.000	0.097	0.290	2.156	1.224
SLU: SLC	975	0.180	2.370	0.310	1.000	1.000	1.000	0.103	0.310	2.320	1.357

Azione Sismica

Struttura Pericolosità Stati Limite Suolo Componenti

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche

Categoria di sottosuolo: B
 Categoria topografica: T2

h/H (h = quota sito, H = altezza rilievo topografico) = 1.000
 [0 ≤ (h/H) ≤ 1]

Coefficiente di amplificazione topografica S_T = 1.200
 (secondo §3.2.3.2.1: S_T = 1.200)

PGA

Accelerazione su roccia (analoga ad a_g)
 Accelerazione al suolo (analoga ad: a_g * S, dove: S = S_S * S_T)

Microzonazione

Fattore di suolo da microzonazione sismica (S_S)

In testa al crinale
Secondo Norma, per Suolo B, Cat. T2, poiché si è sul crinale, si deve impostare questo valore.

Azione Sismica

Struttura Pericolosità Stati Limite Suolo Componenti

Spettro di risposta: componente orizzontale

SLE: Smorzamento viscoso: ξ (%) = 5 ⇒ $\eta = \sqrt{[10 / (5 + \xi)]} = 1.000$

SLU: α_v / α_1 (secondo §7.8.1.3: 1.50) = 1.50 ⇒ $q_0 = 3.750$

Regolarità in altezza ⇒ K_R = 0.80; secondo Normativa: $q = q_0 * K_R = 3.000$
 q: valore calcolato in Analisi Pushover: non disponibile
 valore adottato nel calcolo: q = 3.000 ⇒ $\eta = 1/q = 0.333$

Spettro di risposta: componente verticale

S_S = 1.000, S = 1.000
 periodi (sec): T_B = 0.050, T_C = 0.150, T_D = 1.000
 SLE: ξ (%) = 5 ⇒ $\eta = 1.000$
 SLU: q = 1.500 ⇒ $\eta = 0.667$

$q = q_0 \times K_R$ **Edificio in muratura armata, non regolare in altezza:**

TIPOLOGIA STRUTTURALE q_0

Costruzioni in muratura armata 2,5 α_v / α_1

C8.7.1.2 Azione sismica

In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto α_v / α_1 pari a 1,5.

Spettri di Risposta elastico (S_e) e di progetto (S_d)

Le analisi strutturali condotte secondo la Normativa di riferimento sono le seguenti:

Analisi Statica Non Sismica (§4.5.7);

Analisi Dinamica Modale con fattore di struttura $q=3$, calcolato come sopra indicato (§7.8.3).

L'Analisi Statica Non Sismica viene eseguita nel rispetto delle combinazioni delle condizioni di carico indicate in §2.5.3; l'Analisi Sismica nel rispetto della combinazione sismica indicata in §3.2.4.

Per ognuna delle due analisi statica e sismica, le sollecitazioni di progetto vengono confrontate con le resistenze di progetto.

Con riferimento alla sovrastruttura, le verifiche sismiche a pressoflessione complanare sono condotte secondo §7.8.3.2.1; le verifiche a taglio secondo §7.8.3.2.2, e le verifiche a pressoflessione ortogonale secondo §7.8.3.2.3. Per le verifiche statiche, vengono assunti per riferimento gli stessi modelli utilizzati in verifica sismica (§7.8.3.2).

Per l'esempio considerato, si ha:

- per il comportamento a **pressoflessione complanare**:

l'armatura ai bordi di ogni pannello viene realizzata con $2\phi 16$, ed il copriferro di riferimento è assunto ovunque pari a 30 cm (a favore di sicurezza, nelle intersezioni interne potrebbe infatti essere assunto inferiore).

- per il comportamento a taglio: staffatura $\phi 6$ ogni due corsi (interasse = 40cm);

- per la **pressoflessione ortogonale**:

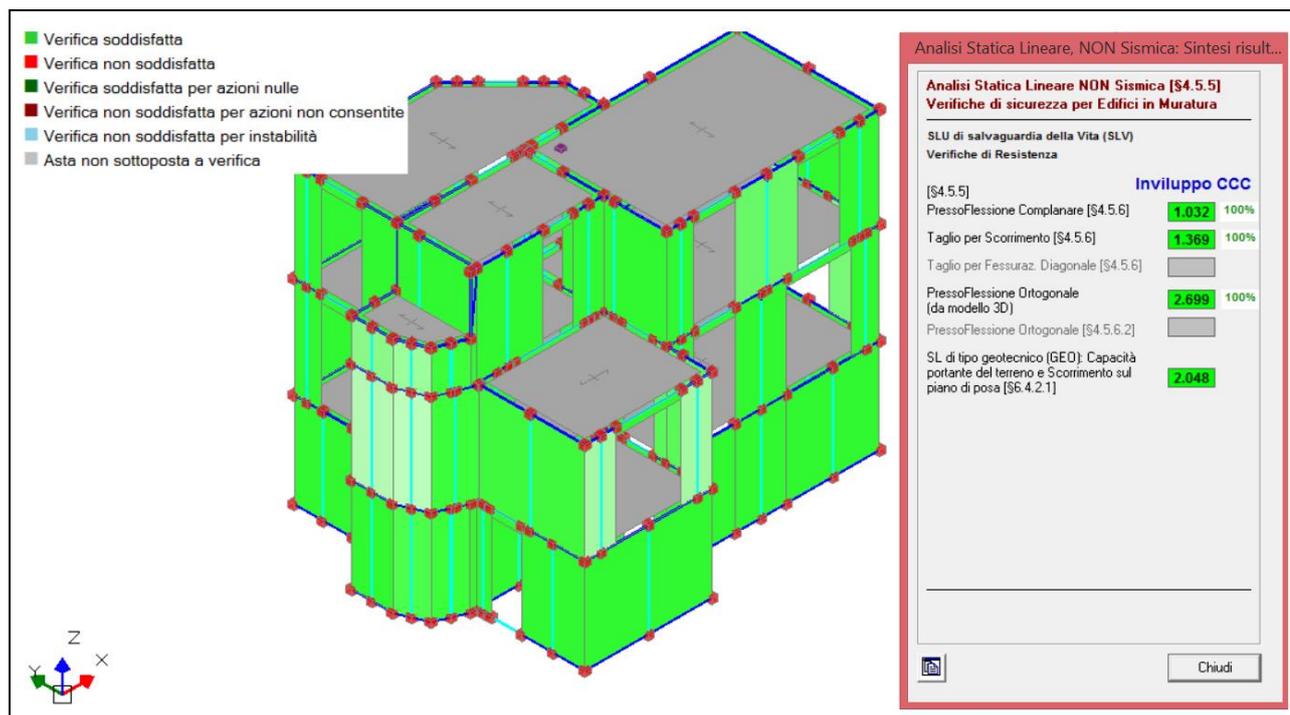
analogia con la pressoflessione complanare, ma in questo caso le armature sono posizionate sull'asse neutro e la sezione si considera quindi in muratura ordinaria ($A_s=0$).

Si considera anzitutto l'edificio in muratura ordinaria (file corrispondente: *Struttura_Muratura_Non_Armata*). Nelle immagini seguenti, è rappresentato il modello dell'edificio; i risultati delle verifiche statiche sono tutti favorevoli, mentre dal punto di vista sismico ci sono problemi per la pressoflessione complanare e ortogonale. Il modello è stato analizzato con l'ipotesi di muratura con legge di comportamento parabolico rettangolare (dai 'Parametri di Calcolo', scheda 'Verifiche'): vengono quindi generati i domini di resistenza per muratura ordinaria, e su essi si fondano le verifiche a pressoflessione complanare ed ortogonale.

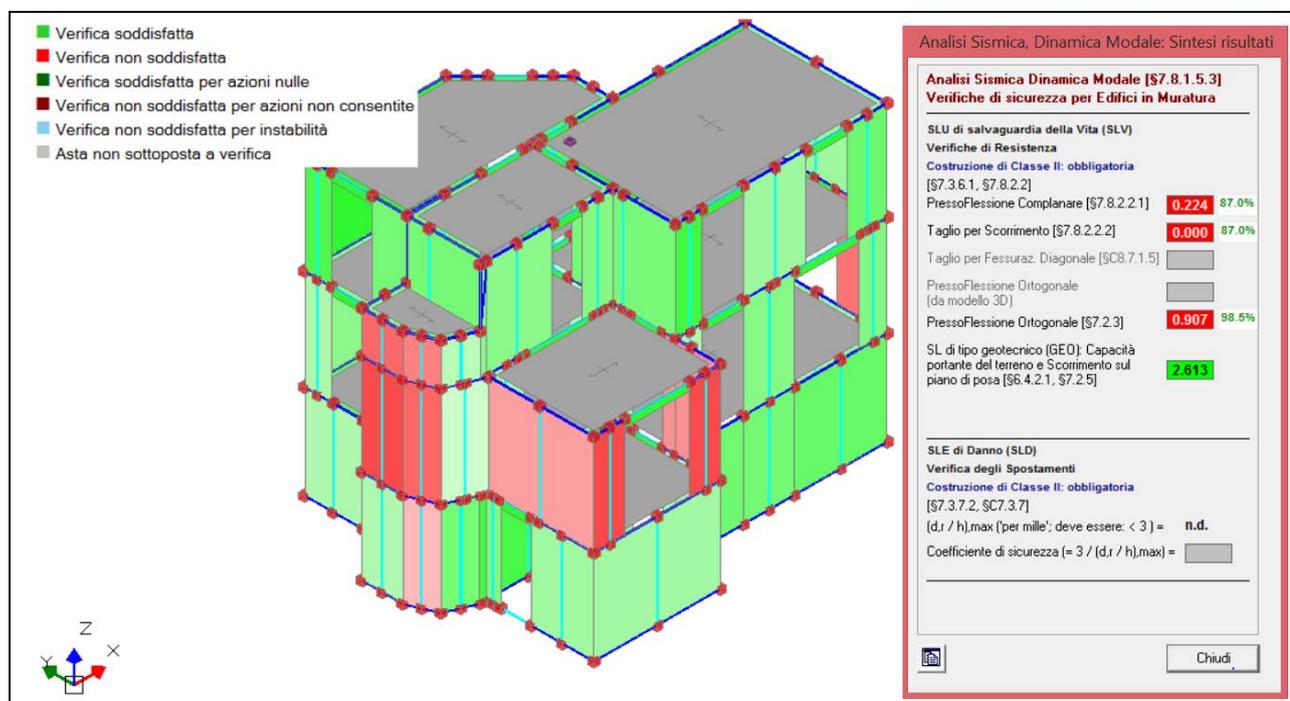
N.B. Questa opzione è infatti importante ai fini del confronto col modello in muratura armata: in particolare, dato il posizionamento previsto per le armature (lungo l'asse medio della parete), in direzione ortogonale la parete armata continuerà a comportarsi come se fosse di muratura ordinaria e quindi i domini ortogonali ottenuti nel modello non armato dovranno coincidere con i corrispondenti del modello armato. ■

Riepilogo risultati edificio considerato in Muratura Ordinaria (*Struttura_Muratura_Non_Armata*):

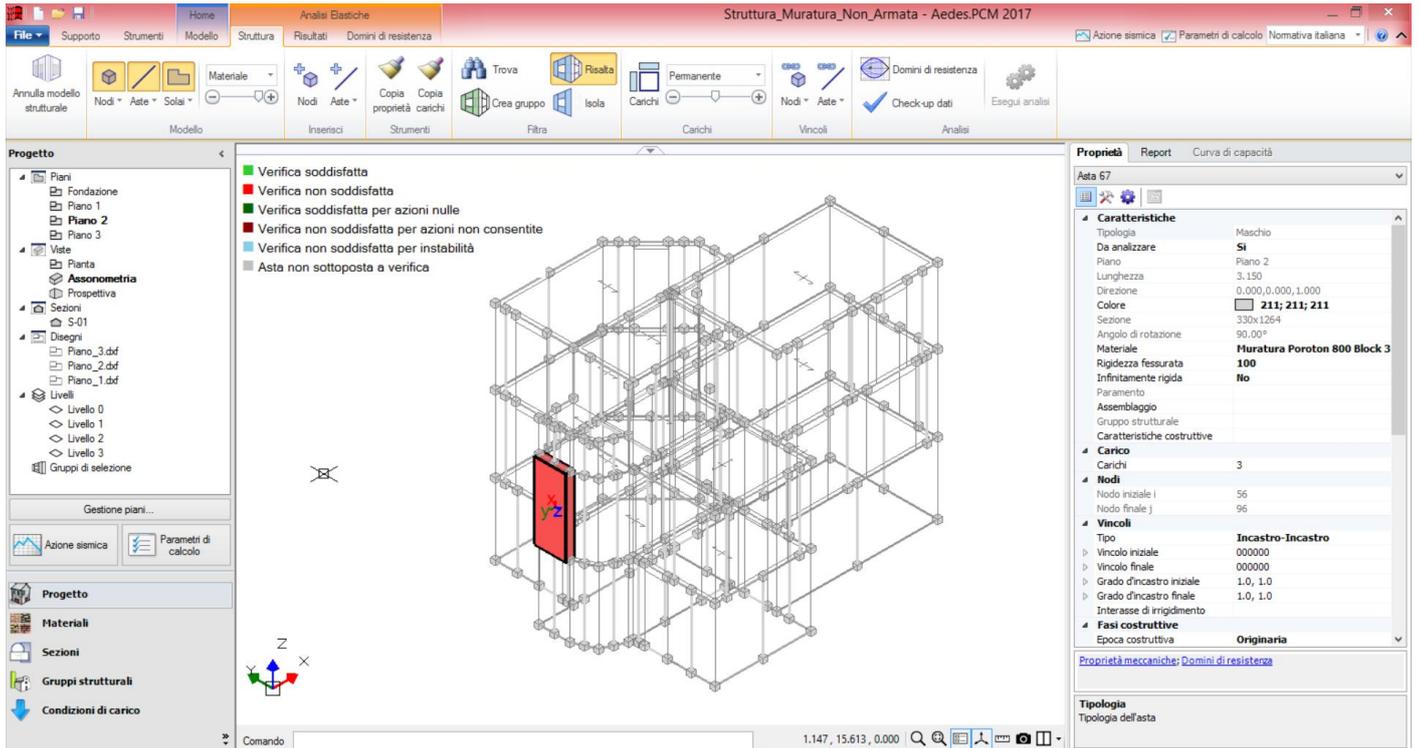
Analisi Statica Non Sismica: → Verifica completamente soddisfatta:



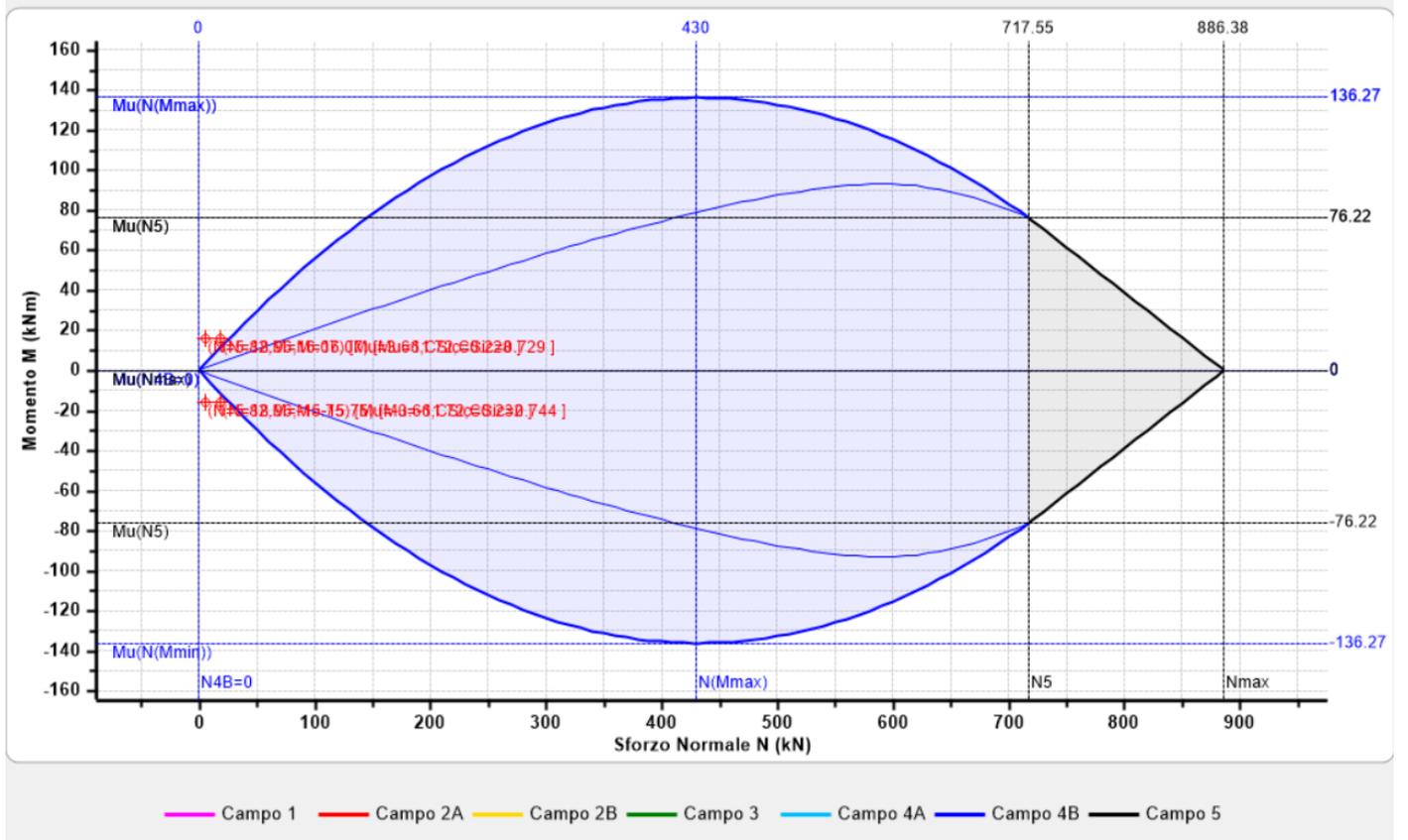
Analisi Dinamica Modale: → in questa analisi sono presenti 13 elementi che non soddisfano le verifiche a pressoflessione nel piano ed uno solo che non soddisfa quella per pressoflessione fuori piano con azioni convenzionali. Sono presenti 15 elementi che non verificano al taglio scorrimento:



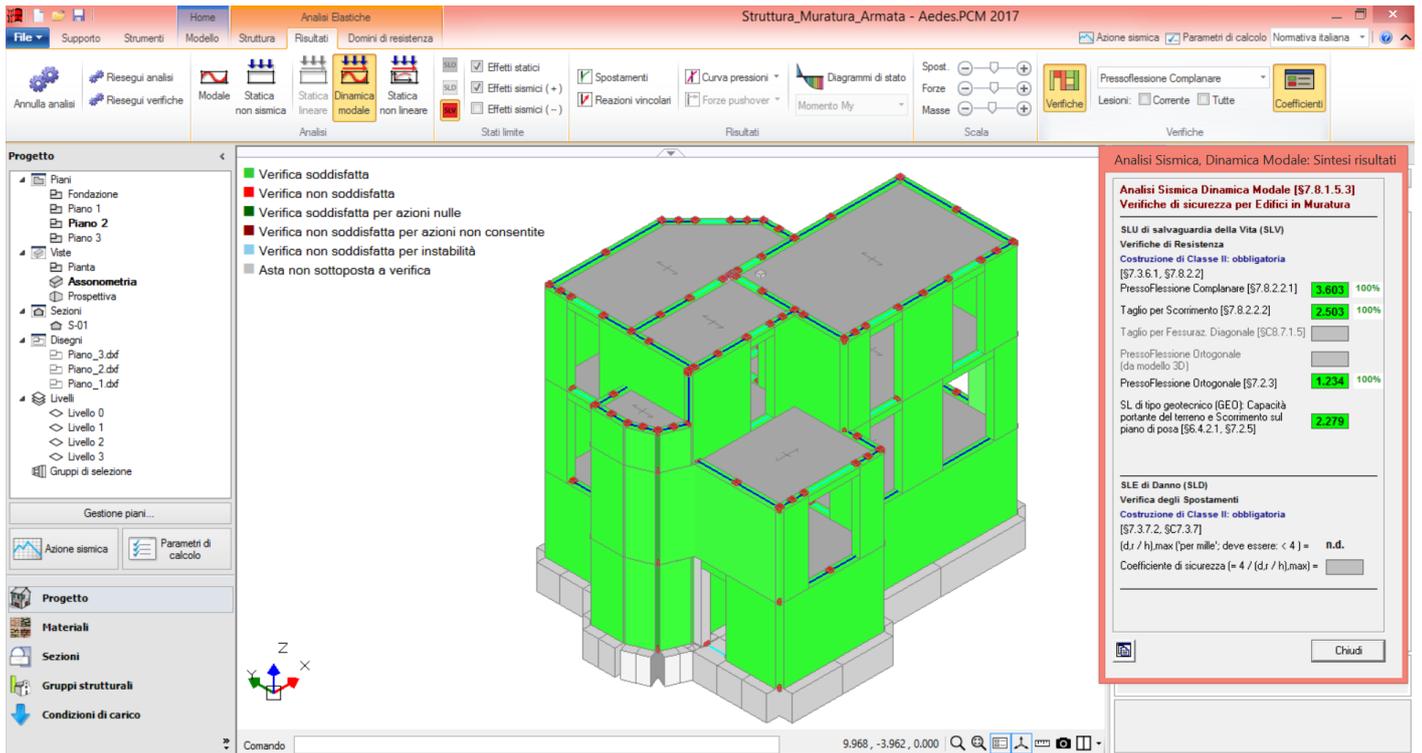
Visualizzando il dominio della parete non verificata a pressoflessione nel piano, che presenta il più basso coefficiente di sicurezza (la n°67, come si può apprendere dai risultati estesi in forma di testo o anche dalla visualizzazione grafica proposta nel comando 'Trova', ordinando per coefficienti di sicurezza), si evidenzia il fatto che i punti di sollecitazione non sono interni al dominio della sezione di muratura ordinaria:



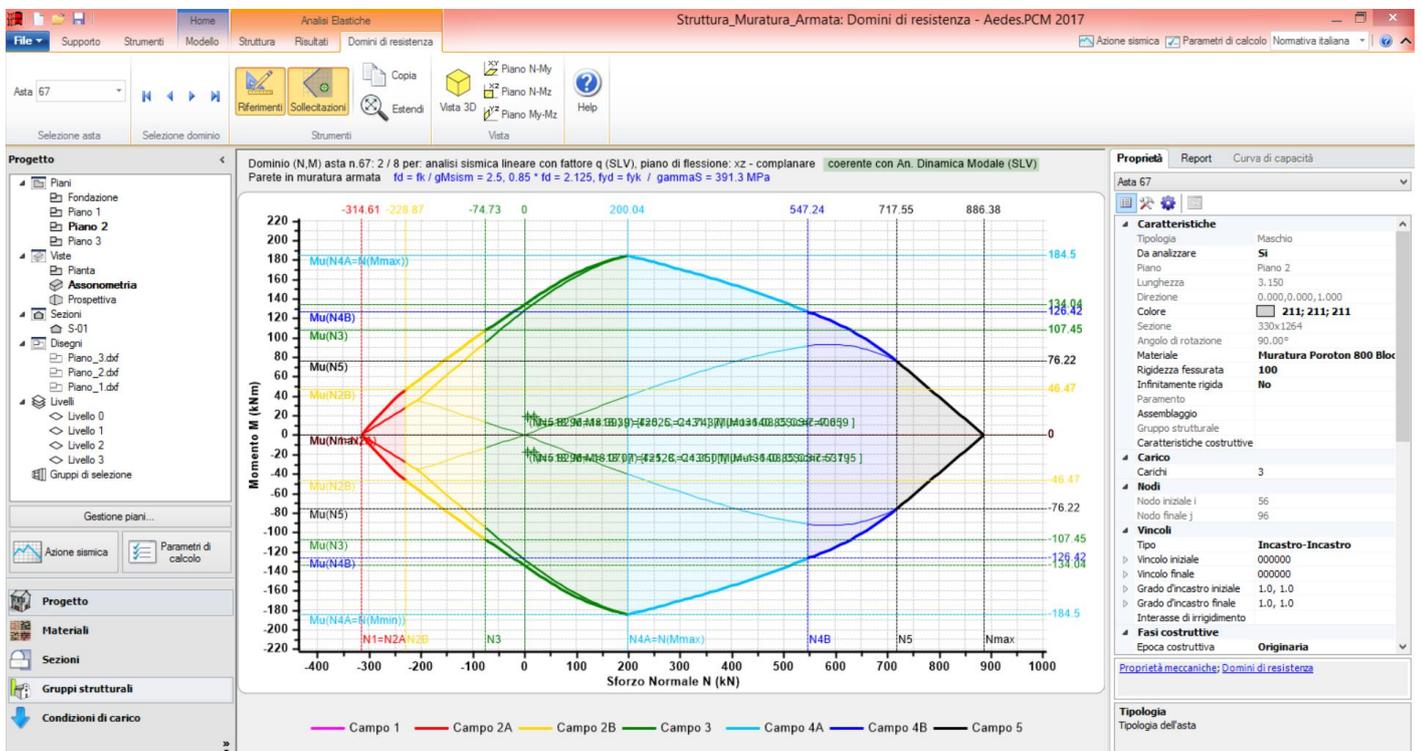
Dominio (N,M) asta n.67: 2 / 8 per: analisi sismica lineare con fattore q (SLV), piano di flessione: xz - complanare **coerente con An. Dinamica Modale (SLV)**
 Maschio in muratura ordinaria $f_d = f_k / g_{Msism} = 2.5, 0.85 * f_d = 2.125 \text{ MPa}$



Passando al modello in muratura armata (*Struttura_Muratura_Armata*), si eseguono verifiche analoghe; i risultati per l'analisi sismica dinamica modale sono rappresentati nella figura seguente:

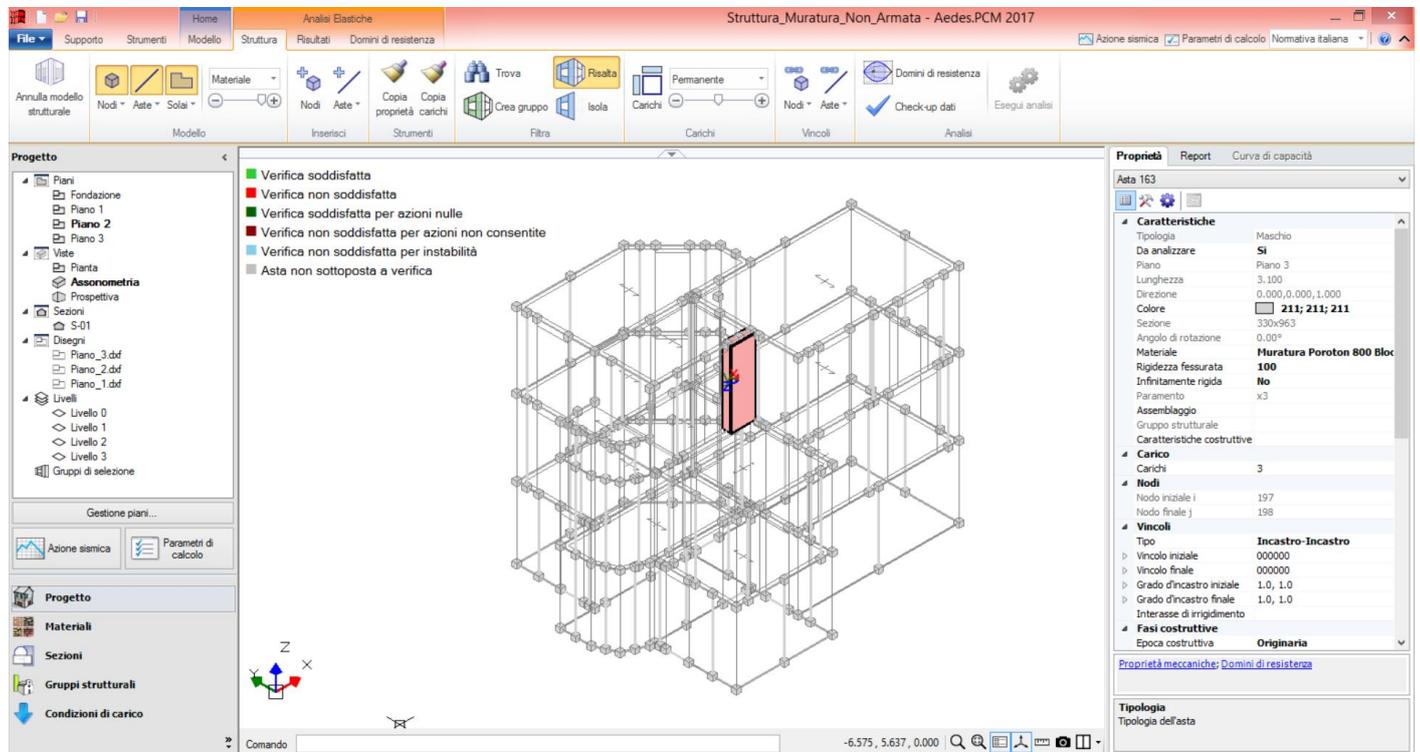


La pressoflessione complanare è ora pienamente soddisfatta, come anche quella ortogonale per l'unica parete che era rimasta non verificata. Si visualizzano quindi i risultati della parete n°67 nel dominio complanare, constatando che i punti di sollecitazione restano tutti ampiamente interni al dominio della sezione armata:

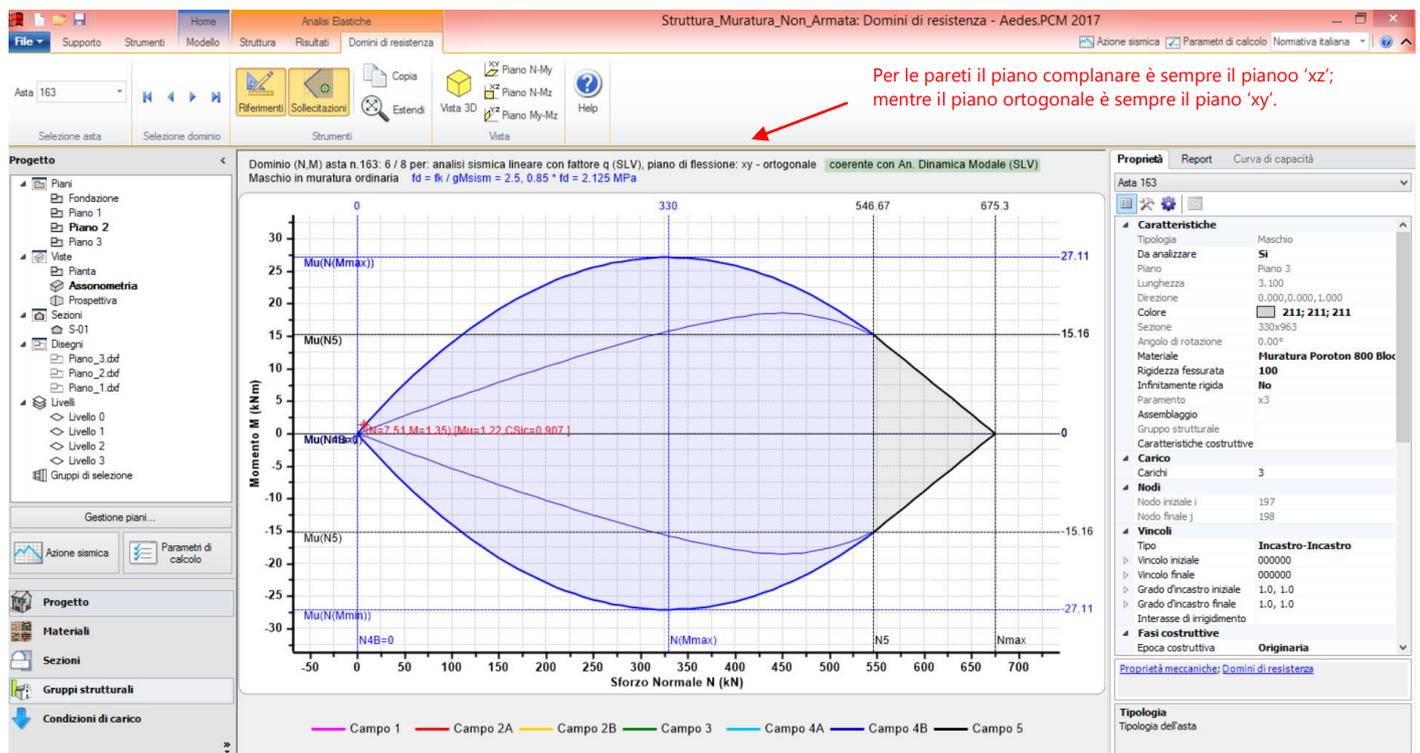


Consultazioni analoghe si possono fare per le altre pareti e per la pressoflessione ortogonale. Nei riguardi della pressoflessione ortogonale, si scorrono i domini fino a visualizzare il dominio coerente con la pressoflessione ortogonale per stato limite SLV (è il dominio costruito per il piano ortogonale, in

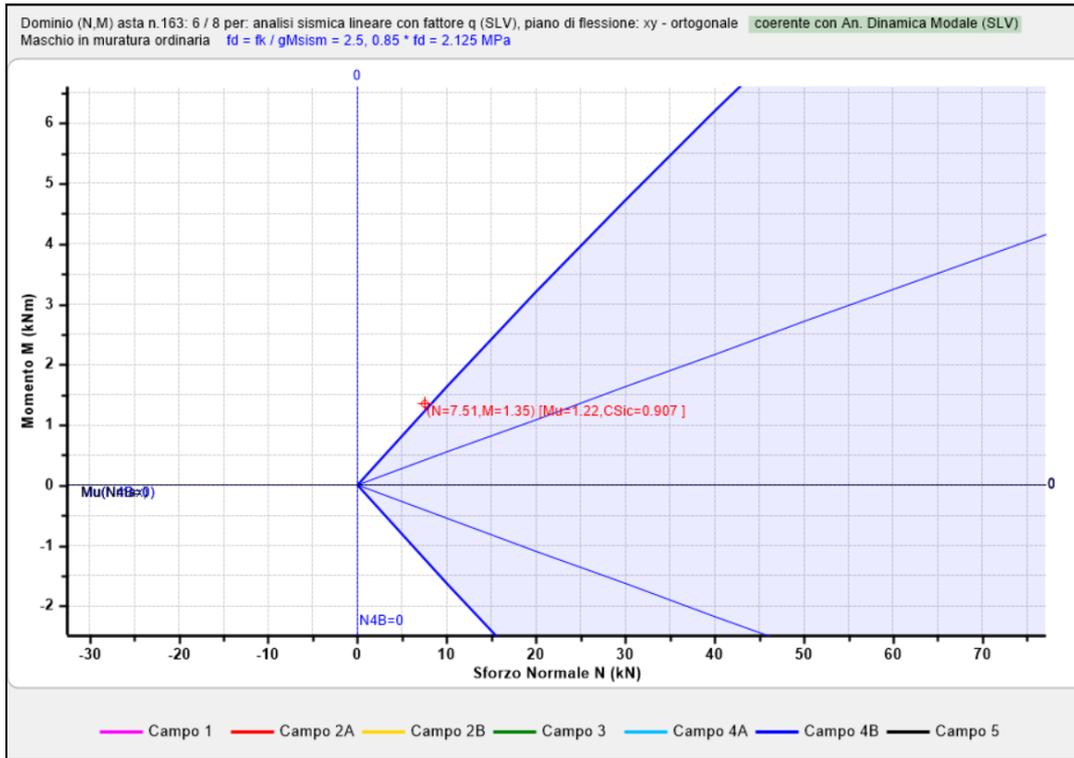
muratura ordinaria per le già note motivazioni riguardanti la posizione delle barre nel piano medio della parete):
 ad esempio, può essere interessante approfondire il confronto proprio per il caso della parete n°163, che nell'edificio non armato risultava non verificata, mentre nell'edificio armato risulta verificata.



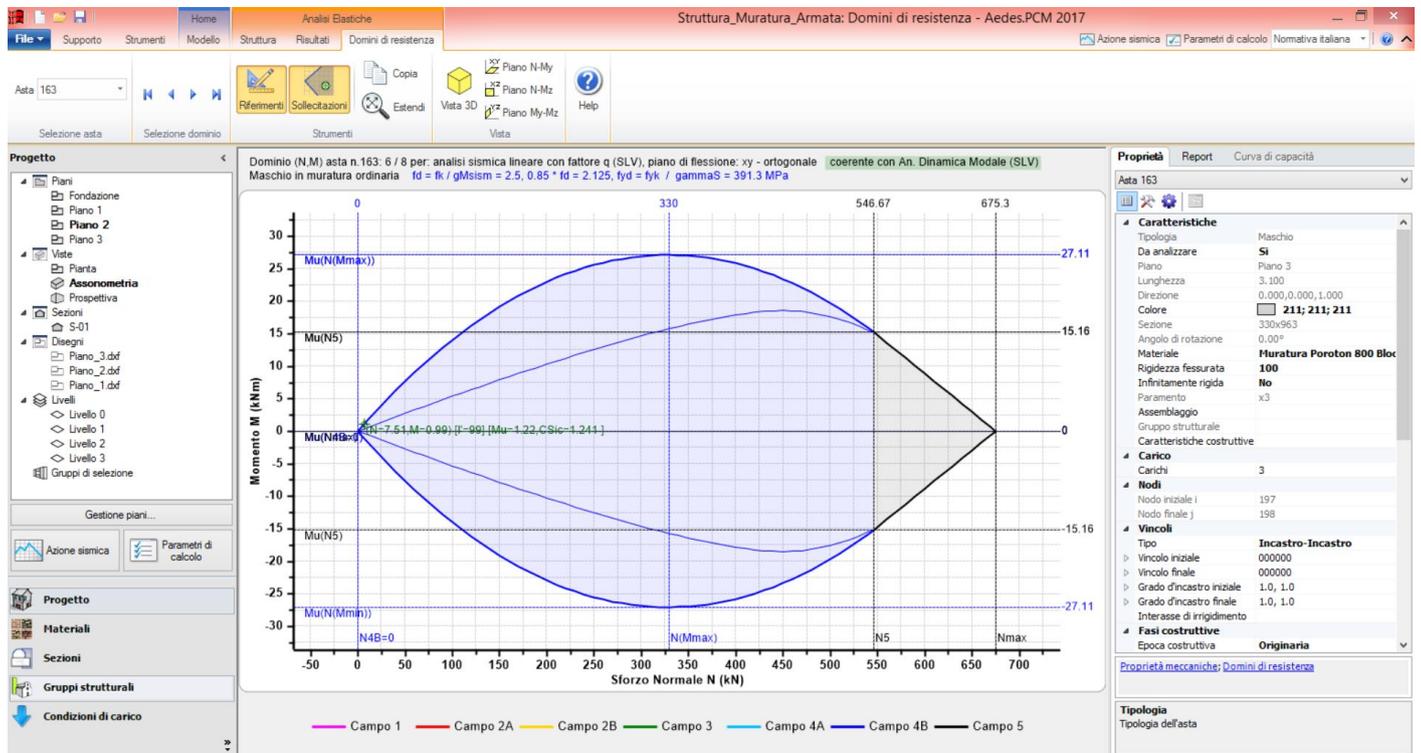
L'asta n°163 presenta tale dominio nella struttura 'Non Armata':



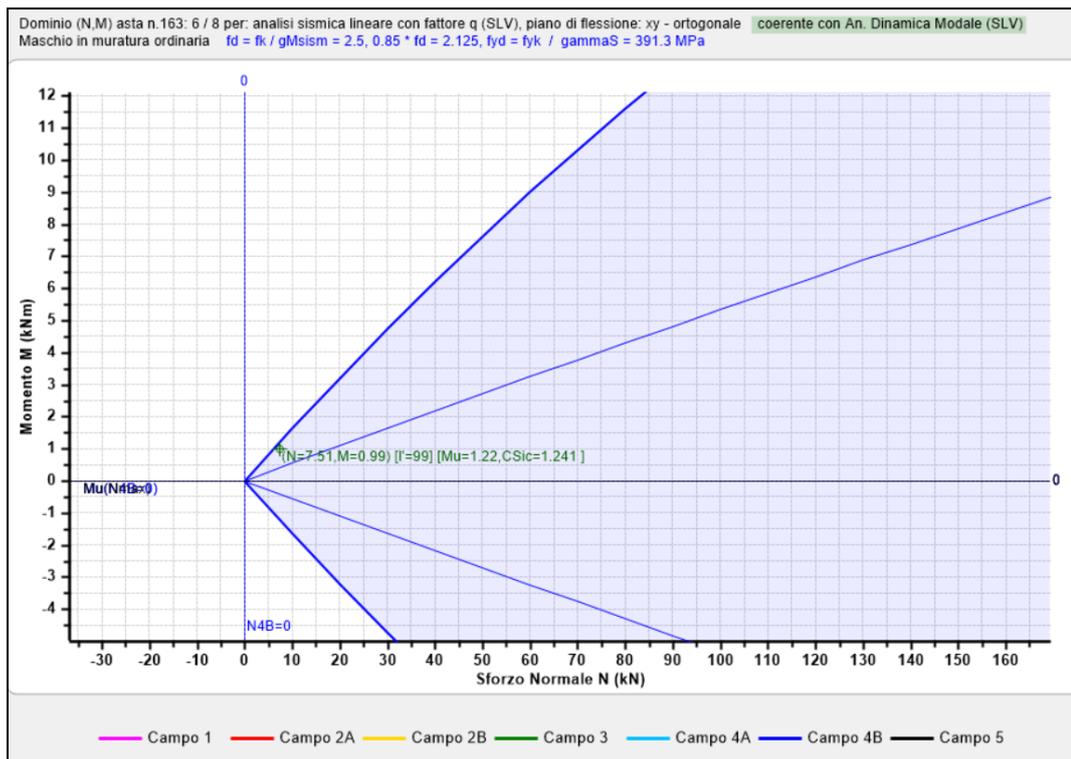
Un ingrandimento della zona del punto di sollecitazione è riportato in figura seguente:



Nel caso invece dello stesso edificio e della stessa parete, ma in muratura armata, si osserva la seguente situazione:



Il cui ingrandimento della zona di verifica fornisce il seguente riscontro:



Pur essendo invariati i domini di resistenza relativi al piano ortogonale, fra edificio non armato ed edificio armato, il coefficiente di sicurezza aumenta nel caso di muratura armata, portando di fatto la parete a verifica soddisfatta: infatti, passa da 0.907 a 1.241. Ciò è dovuto ad un momento sismico minore nel caso della muratura armata, determinato dal fatto che l'applicazione dei Requisiti della Tab. 7.8.II, relativi alle pareti resistenti al sisma, (obbligatorio per edifici nuovi), porta a valutazioni differenti tra muratura ordinaria e armata. In particolare, nel caso della muratura armata, i requisiti sono meno restrittivi, e per alcune pareti essi vengono soddisfatti quando sono armate. Da ciò segue un periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento strutturale in direzione ortogonale (T_a) che può essere posto pari a 0, con conseguente diminuzione della forza sismica e quindi del momento da essa indotto (§7.2.3, §7.8.1.5.2).

Parametri di Calcolo

OK Annulla Reimposta Importa ?

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

Per maschi murari

Sezioni di verifica. Alla base: obbligatoria; in sommità:
 in nessun caso a tutti i piani, tranne l'ultimo in tutti i casi

Pressoflessione Complanare

Eseguire le Verifiche a Pressoflessione Complanare [§7.8.2.2.1] Considerare la Flessione solo nei maschi snelli, aventi rapporto (h/l) superiore a: (secondo Tassios: maschi snelli se (h/l)>2)

Taglio per Scorrimento

Eseguire le Verifiche a Taglio per Scorrimento [§7.8.2.2.2]

Modalità di calcolo della zona reagente

Distribuzione triangolare delle tensioni [EC6, §4.5.3.(6)] Zona reagente a pressoflessione (in caso di comportamento parabola-rettangolo)

Maschi in muratura ordinaria: prescindere in ogni caso dalla parzializzazione

Taglio per Fessurazione diagonale

Eseguire le Verifiche a Taglio per Fessurazione diagonale [§C8.7.1.5] Per muratura nuova, in Analisi lineare: $\tau_0 = f_{vm0}$ in analogia con la muratura esistente, anziché: $\tau_0 = f_{vk0}$

Coefficiente di forma b in dipendenza dalla snellezza $\lambda=(h/l)$

b = 1.5 indipendente da λ (Turnsek - Cacovic) b = λ , $1.0 \leq b \leq 1.5$ [§C8.7.1.5] b = $1.0 + 0.5 \lambda$, $b \leq 1.5$

Resistenza a trazione per Fessurazione diagonale

$f_t = b \tau_0$ $f_t = 1.5 \tau_0$

Pressoflessione Ortogonale

Analisi Statica [§4.5.6.2]

a. Con azioni da modello di calcolo 3D [§C8.7.1.5] b. Metodo semplificato (ipotesi di parete incernierata a livello dei piani) [§4.5.5, §4.5.6.2]

Eseguire le Verifiche (a, b) solo in mezzeria

Analisi Sismica [§7.8.2.2.3]

a. Con azioni da modello di calcolo 3D b. Con azioni convenzionali (forze equivalenti per elementi non strutturali) [§7.2.3] (solo per analisi lineare statica o dinamica)

Assumere $T_d=0$ [§7.8.1.5.2] per tutte le pareti che rispettano i requisiti della Tab.7.8.II, per muratura sia nuova che esistente

In Analisi Statica (a) e Analisi Sismica (a,b):

Riduzione della resistenza per gli effetti di instabilità Considerare eccentricità minima (h/200) (rif.: 4.5.9)

Quanto sopra si può quindi riscontrare anche nei relativi tabulati di calcolo, relativi a questa verifica, ad esempio per la parete sopra indicata:

Muratura Non Armata:

3. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (§7.2.3, §7.8.1.5.2, §7.8.3.2.3) [SLV] - C.Sic: 0.907
 (Analisi Sismica Dinamica Modale)

(alfa) $S = 0.139 * 1.440 = 0.200$
 Fattore di struttura dell'elemento $q_a = 3$ (§7.8.1.5.2)
 Applicazione requisiti Tab.7.8.II anche a pareti in muratura esistente: si

N.	f_d (N/mm ²)	N_u (kN)	M_u (kN m)	P (kN)	M (kN m)	Z (m)	H _f (m)	H (m)	a (m)	T _a (sec)	T ₁ (sec)	S _a	W (kN/m)	F _a /H (kN/m)	C.Sic.
* 163	2.500	675.30	1.22	7.51	1.35	7.500	3.000	2.800	0.000	0.024	0.081	1.300	8.90	1.38	0.907

Muratura Armata:

3. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (§7.2.3, §7.8.1.5.2, §7.8.3.2.3) [SLV] - C.Sic: 1.241
(Analisi Sismica Dinamica Modale)

(alfa) $S = 0.139 * 1.440 = 0.200$

Fattore di struttura dell'elemento $q_a = 3$ (§7.8.1.5.2)

Applicazione requisiti Tab.7.8.II anche a pareti in muratura esistente: sì

N.	fd (N/mm ²)	Nu (kN)	Mu (kN m)	P (kN)	M (kN m)	Z (m)	Hf (m)	H (m)	a (m)	Ta (sec)	T1 (sec)	Sa	W (kN/m)	Fa/H (kN/m)	C.Sic.
163	2.500	675.30	1.22	7.51	0.99	7.500	3.000	2.800	0.000	0.000	0.081	0.951	8.90	1.01	1.241

Alcune ulteriori osservazioni sulle murature armate e sul metodo esaminato:

- nell'esempio, per focalizzare le idee sulla muratura armata, non si sono attivate verifiche di resistenza per gli elementi in c.a., in particolare per le fondazioni: queste possono essere svolte normalmente, definendo i parametri corrispondenti nella scheda dei 'Parametri di Calcolo' relativa al c.a. e nelle proprietà delle Aste per le travi di fondazione. In tal modo, oltre alle verifiche di tipo geotecnico (GEO) sulla capacità portante e lo scorrimento, saranno disponibili anche le verifiche di tipo strutturale (STR);

- nel modello non ci sono fasce murarie. In vari altri casi di edifici in muratura armata queste sono presenti, e possono essere vere e proprie 'strisce' murarie, definite nel modello architettonico attraverso il disegno di 'Aperture' in oggetti 'Muro', con armature in intradosso e in estradosso corrispondenti a cordoli e architravi; oppure può trattarsi di elementi lineari in c.a. (trave-cordolo) che sono definibili direttamente come travi nel modello architettonico ed hanno materiale c.a. In entrambi i casi vengono eseguite verifiche di sicurezza con domini di resistenza;

- nel caso esaminato, si è visto che le armature poste sul piano medio della parete conducono ad un'impossibilità di tenere conto di queste nelle verifiche ortogonali. Ciò non accade nel caso di altri tipi di muratura armate, dove ad esempio ci sono veri e propri pilastri in c.a. alle estremità dei pannelli: in tali casi, nelle proprietà delle aste si definiscono armature e copriferri anche in direzione ortogonale.

N.B. Una nota sulla **Gerarchia delle Resistenze**, prevista dal D.M. 14.1.2008 (§7.8.1.7).

Le prove di elaborazione numerica eseguite hanno mostrato che l'incremento delle azioni di taglio che ne deriva è decisamente troppo cautelativo e determina verifiche soddisfatte con notevole difficoltà. Può essere quindi non conveniente perseguire tale principio, almeno per edifici di altezze standard (2-3 piani al massimo). In ogni caso, PCM rende disponibile anche la possibilità di considerare un edificio in muratura armata con gerarchia delle resistenze (cfr. 'Parametri di Calcolo', scheda 'Muratura', 'Tipo di Edificio e Livello di Conoscenza'). ■

4. CINEMATISMI

Questo capitolo illustra alcune applicazioni dell'analisi dei cinematismi. A corredo della descrizione operativa delle funzioni di PCM, si riportano confronti con calcoli manuali e esempi pubblicati nella bibliografia di riferimento.

4.1. ESEMPIO DI ANALISI DI PARETE IN AGGLOMERATO EDILIZIO

Questo esempio è tratto dal volume "Analisi strutturale per il recupero antisismico", autori: G. Cangi, M. Caraboni, A. De Maria, DEI Tipografia del Genio Civile, Roma 2010. Nel cap. 9 si descrive un esempio applicativo di analisi cinematica riferito ad un edificio posto nel centro storico di Gubbio.

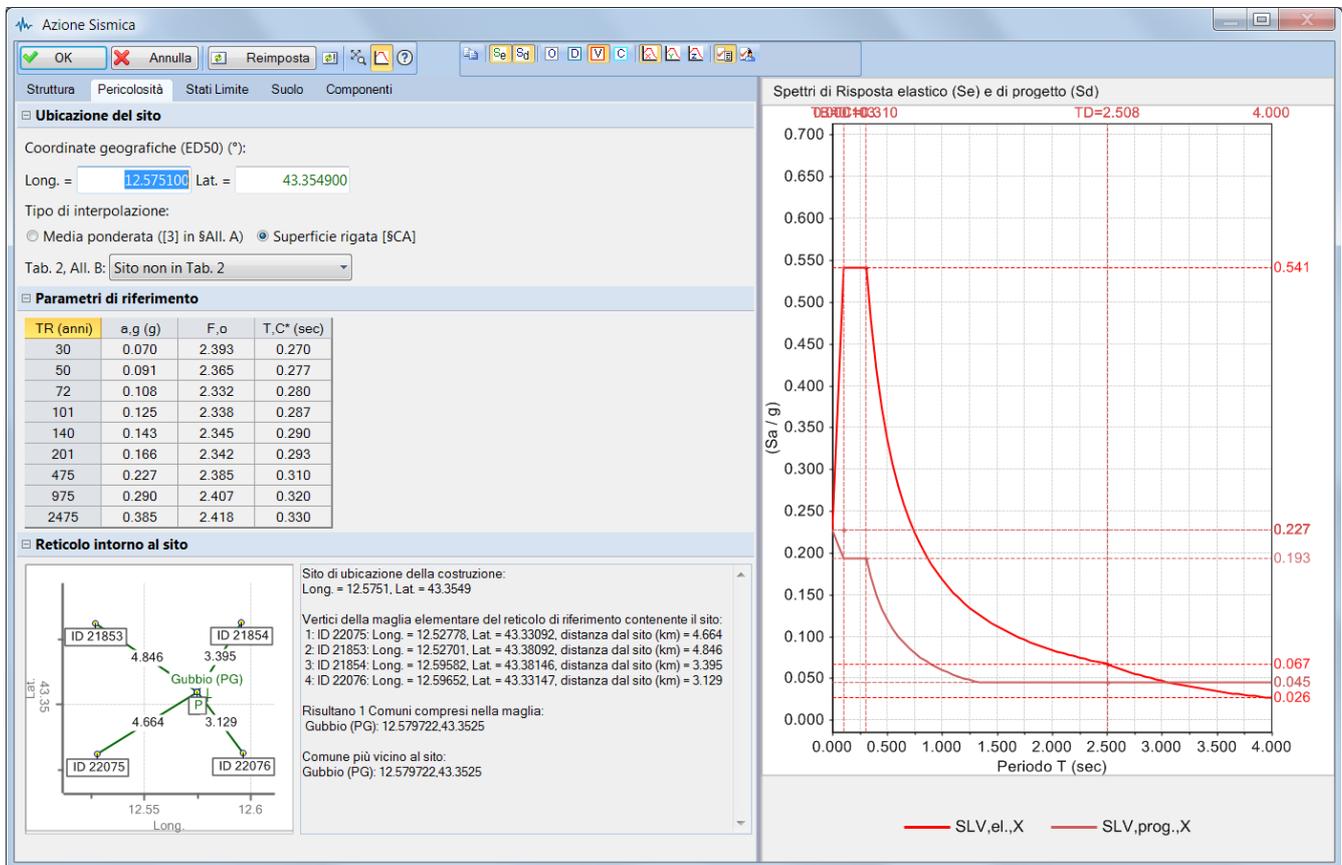
L'esempio presentato in questo capitolo è fornito a corredo del software: *Parete_Gubbio.vdml*

Si rimanda al volume citato per tutti i dettagli; in questo contesto si ripercorrono i punti principali, con riferimento ai paragrafi del volume e alla corrispondente implementazione in PCM.

I paragrafi del volume sono indicati con il numero preceduto dal simbolo #; i riferimenti ai paragrafi Normativi (D.M.14.1.2008 e Circ.617 2.2.2009) sono indicati con il simbolo §.

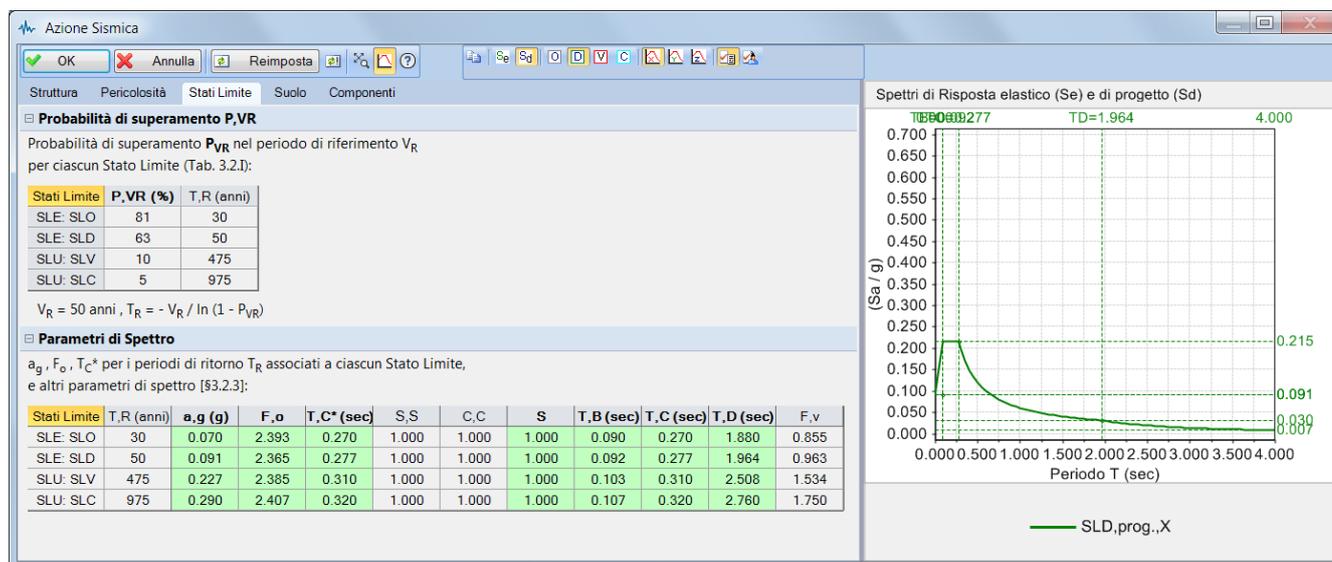
- Azione sismica (#9.2): i parametri sono riassunti nella finestra di PCM dedicata all'Azione Sismica, di cui si riportano qui di seguito le schede Pericolosità e Stati Limite.

In figura seguente: la scheda Pericolosità e il grafico dello Spettro di Risposta elastico e di progetto allo Stato limite ultimo SLV:



In figura seguente: la scheda Stati Limite e il grafico dello Spettro di Risposta allo Stato limite di danno SLD

(in tal caso, trattandosi di uno stato limite di esercizio, lo spettro elastico e lo spettro di progetto coincidono):



- Si riprende da #9.3 la descrizione delle condizioni di vincolo per la parete esaminata: si tratta della parete esterna di una cellula di intasamento: è quindi scollegata dai due muri di spina ad essa ortogonali, appartenenti strutturalmente alle cellule adiacenti.

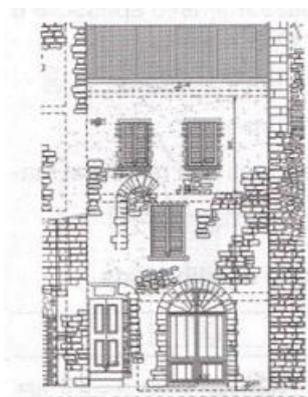


Fig. 9.3 – La parete in esame

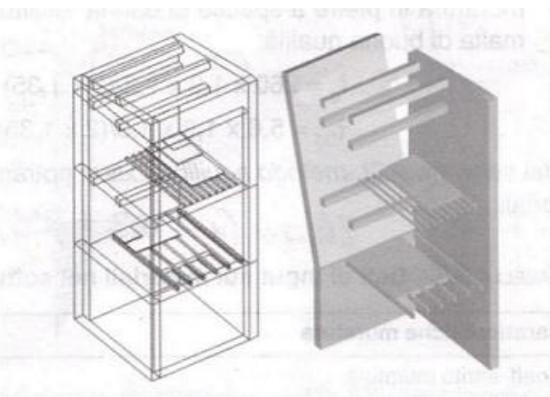


Fig. 9.4 – Meccanismo di collasso per la parete in esame

L'edificio si articola in 3 piani (piano terra, primo e secondo, in PCM, rispettivamente: piano 1, 2 e 3); il piano in sommità è caratterizzato da un solaio di sottotetto e dal solaio inclinato di copertura. A livello del primo impalcato, il solaio si appoggia alla parete ed è collegato ad essa, mentre i solai soprastanti sono paralleli alla parete e da essa scollegati; la copertura non è spingente ed è scollegata dalla parete esaminata. Il cinematisimo che verrà inizialmente studiato si riferisce allo Stato Attuale dell'edificio ed al ribaltamento semplice dei due livelli più elevati, quindi con cerniera (=asse di rotazione) posta sulla sommità del piano terra.

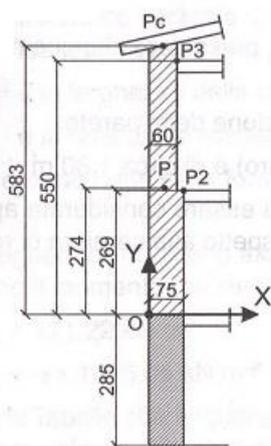


Fig. 9.5 – Schema geometrico della parete con punti di applicazione delle forze

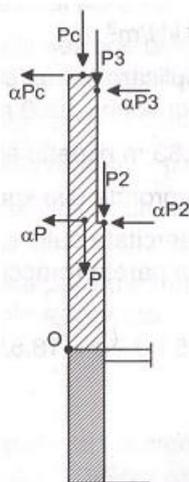


Fig. 9.6 – Forze resistenti e spingenti sulla parete

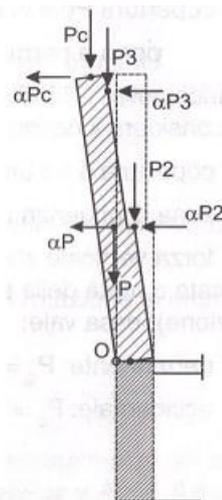


Fig. 9.7 – Meccanismo di rotazione attorno all'asse orizzontale

In fig. #9.5 si leggono le quote dei piani:

- il primo livello è posto a quota 2.85 m (con riferimento all'estradosso del solaio); l'interpiano fra primo e secondo misura 2.69 m; l'interpiano fra secondo e terzo è pari a $(5.50 - 2.69) = 2.81$ m (queste altezze sono specificate nei dati Piani, accessibili dal pulsante Gestione piani, posto sotto al Navigatore, visibile attraverso il clic sul comando Progetto).

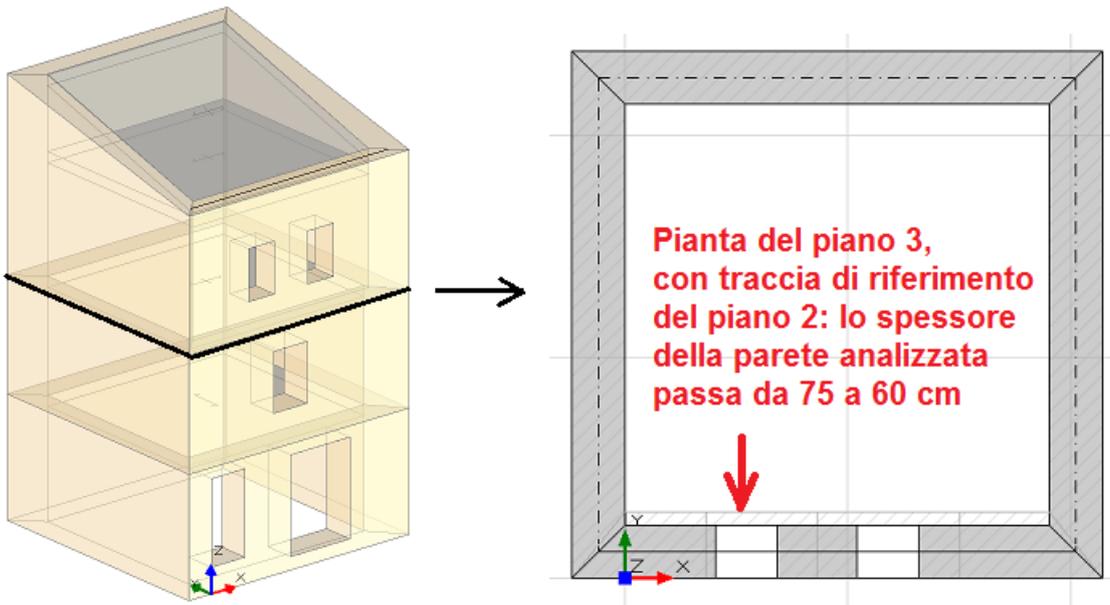
Per descrivere la geometria delle strutture in copertura, i muri del piano 3 avranno un'altezza pari a $(5.83 - 2.69) = 3.14$ m, 0.33 m. sopra la quota di estradosso del solaio di sottotetto.

L'altezza di calcolo dell'edificio sul fronte del prospetto esaminato risulta pari a: $2.85 + 5.83 = 8.68$ m.

Non è nota la pendenza della copertura; da una rilevazione grafica, la differenza di quota tra il paramento murario posteriore e quello anteriore è assimilata a 1.40 m (i muri trasversali hanno quindi un ΔH pari a 0.33 e 1.73 m.); ciò tuttavia non influisce direttamente sull'analisi della parete.

Dall'analisi dei carichi in #9.5 si traggono altre informazioni relative alla **geometria** strutturale:

- lo spessore della muratura è pari a 75 cm. al piano 1 e al piano 2; si riduce a 60 cm. al piano 3; pertanto gli spessori dei due livelli di muratura coinvolta nel cinematismo sono: 75 cm. al livello inferiore (piano 2) e 60 cm. a quello sovrastante (piano 3);
- 4.75 m. è la larghezza netta in pianta della parete: in PCM, i muri dei tre lati che chiudono il perimetro strutturale sono realizzati convenzionalmente pari a 60 cm. a tutti i livelli; le loro caratteristiche non influenzano l'analisi della parete oggetto di studio;
- le aperture misurano: 1.40x0.90 m (unica apertura) al piano 2; 1.20x0.70 (due aperture di uguali dimensioni) al piano 3.



Dati sui **materiali**: la muratura è in pietre a spacco di buona tessitura, con pietre passanti nello spessore e malta di buona qualità. Al valore base delle resistenze tratto dalla Normativa (§C8A.2) si possono applicare i coefficienti correttivi relativi alla malta buona e alla connessione trasversale (Tab. C8A.2.2), entrambi pari a 1.30 (+30% rispetto al valore di riferimento).
 Il livello di conoscenza è LC1, cui corrisponde $F_C=1.35$.

Risulta quindi:

$$f_m = 2.60 * (1 + 0.30 + 0.30) = 4.16 \text{ N/mm}^2$$

(a favore di sicurezza, in PCM i coefficienti amplificativi sono applicati al valore di riferimento come somma di singoli contributi, anziché come effetto amplificativo progressivo: in questo caso, risulta una lieve differenza rispetto al testo citato, dove, seguendo l'opzione di amplificazione progressiva, si ha:

$$f_m = 2.60 * 1.3 * 1.3 = 4.39 \text{ N/mm}^2, \text{ cfr. \#9.4).}$$

Per ottenere il valore di progetto, si deve dividere per F_C e per $\gamma_M=2$ (cfr. §C8.7.1.5: in analisi lineare i valori delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per il fattore di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza γ_M , pari a 2.0 secondo §7.8.1.1):

$$f_d = 4.16 / (1.35 * 2.0) = 1.54 \text{ N/mm}^2.$$

Nel caso in esame, f_d viene utilizzata per valutare l'arretramento della cerniera, sotto l'ipotesi di resistenza a compressione finita.

Il peso specifico della muratura è pari a 20 kN/m^3 .

Per quanto riguarda i **carichi**: i due solai di interpiano interessati dal cinematiso (solaio su piano 2 e solaio di sottotetto) sono caratterizzati da carico permanente (peso proprio incluso) pari a 4.00 kN/m^2 , e carico variabile 2.00 kN/m^2 con coefficiente di combinazione $\psi_2=0.3$ (sovraccarico per civile abitazione: carico variabile di Cat.A).

L'orditura è parallela alla parete esaminata, ma viene comunque considerata una zona di influenza pari a 0.50 m. In PCM è possibile attribuire alla singola maglia di solaio il comportamento bidirezionale, specificando una percentuale per la ripartizione del carico in direzione ortogonale all'orditura.

In questo caso, la dimensione del solaio in direzione ortogonale alla parete studiata è pari a 4.60 m. al solaio inferiore, e 4.75 m. al superiore: si specifica quindi un'orditura bidirezionale, con percentuale (considerando due volte la zona di influenza, poiché il solaio scarica sui due paramenti opposti) pari a:
 $(0.50 + 0.50) / 4.60 = 21.74\%$; $(0.50 + 0.50) / 4.75 = 21.05\%$

La percentuale corrisponde alla proprietà 'Distribuzione trasversale' (pari a 0 in caso di solai strettamente monodirezionali).

I carichi corrispondenti, valutati automaticamente da PCM e consultabili nel report sui cinematismi, sono i seguenti:

Solaio piano 2:

$$G = (4.75 * 4.60) * 4.00 * 0.2174/2 = 9.50 \text{ kN},$$

$$Q = (4.75 * 4.60) * 2.00 * 0.2174/2 = 4.75 \text{ kN a cui va attribuito il coefficiente di riduzione } \psi_2=0.30,$$

posto a quota: $2.85 + 2.69 = 5.54 \text{ m}.$

Solaio piano 3:

$$G = (4.75 * 4.75) * 4.00 * 0.2105/2 = 9.50 \text{ kN},$$

$$Q = (4.75 * 4.75) * 2.00 * 0.2105/2 = 4.75 \text{ kN a cui va attribuito il coefficiente di riduzione } \psi_2=0.30,$$

posto a quota: $2.85 + 5.50 = 8.35 \text{ m}.$

Per quanto riguarda il solaio di copertura, viene considerata una zona di influenza di 1.80 m., che può essere considerata corrispondente a 0.50 m. di zona di influenza del solaio interno alle pareti, + 1.30 m. comprendente lo spessore di 0.60 m. del muro in sommità e la gronda di 0.70 m.

Con PCM si definisce un solaio in copertura di tipo bidirezionale avente distribuzione trasversale del carico come il solaio di sottotetto; resta quindi una quota parte del carico di copertura che sarà attribuita ad un carico concentrato opportunamente definito. Più in dettaglio:

- il solaio ha carico permanente totale (incluso peso proprio) pari a 2.20 kN/m^2 , e carico variabile (neve) pari a 1.70 kN/m^2 , ininfluenza ai fini sismici in quanto l'edificio è ubicato ad altitudine inferiore a 1000 m ($\psi_2=0$);

- la zona di influenza corrispondente alla percentuale di distribuzione trasversale scelta determina il seguente carico:

pendenza della falda: 30% ($16^\circ.7$). Per il carico permanente si deve considerare l'area inclinata:

$$G = (4.75 * 4.75)/\cos(16^\circ.7) * 2.20 * 0.2105/2 = 5.45 \text{ kN};$$

per il carico variabile si considera la proiezione in pianta (§3.4.1):

$$Q = (4.75 * 4.75) * 1.70 * 0.2105/2 = 4.04 \text{ kN a cui va attribuito il coefficiente di riduzione } \psi_2=0.$$

Il carico della copertura è posto a quota: $2.85 + 5.83 = 8.68 \text{ m}.$, ed è considerato agente sulla mezzeria della parete (braccio di 0.30 m. rispetto all'asse di rotazione): poiché la linea di carico del solaio è preimpostata sulla faccia interna della parete, essa è stata selezionata (le singole linee di carico dei solai possono essere selezionate, per evidenziarne le proprietà) e le è stato attribuito lo scostamento di 0.30 m.

Per riprodurre in modo completo la situazione di carico prevista nel testo citato, il permanente totale deve essere pari a 18.81 kN: occorre quindi introdurre un punto materiale caratterizzato da carico permanente pari a: $(18.81 - 5.45) = 13.36 \text{ kN}$, posto nella mezzeria sulla sommità della parete; il corrispondente carico variabile non viene valutato in quanto ininfluenza. La posizione del punto materiale è nella mezzeria della sommità (quota 8.68 m); a tale punto materiale è stata attribuita validità locale: ciò significa che esso si riferisce solo al cinematismo n°1. Per gli altri cinematismi esaminati nel seguito (Stato di Progetto, Pressoflessione fuori piano), il punto verrà opportunamente ridefinito.

Nel testo citato, il carico del solaio viene applicato sulla sommità dei muri su cui appoggia, cioè alla quota di interpiano. In PCM, in un solaio viene normalmente specificato lo spessore: di conseguenza, viene a determinarsi una quota di estradosso (l'altezza del piano di appartenenza del solaio più l'eventuale quota Δh rispetto ad essa) ed una di intradosso (la quota di estradosso meno lo spessore). Per riprodurre la posizione del carico sulla sommità della parete su cui si appoggia, si definisce uno spessore nullo.

Dal Report del cinematismo di ribaltamento semplice per lo Stato Attuale si estrae la tabella di riepilogo dei carichi:

Carichi [1] Stato Attuale]

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	2.400	0.379	4.178	0.00	0.00	-172.76	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	2.375	0.750	5.540	0.00	0.00	-9.50	0.00	0.00	-4.75	0.30
3	peso proprio	2.403	0.303	7.132	0.00	0.00	-158.82	0.00	0.00	0.00	0.30
4	generico	2.375	0.300	8.680	0.00	0.00	-13.36	0.00	0.00	0.00	0.00
5	da solaio	2.375	0.600	8.350	0.00	0.00	-9.50	0.00	0.00	-4.75	0.30
6	da solaio	2.375	0.300	8.680	0.00	0.00	-5.45	0.00	0.00	-4.04	0.00

Il carico complessivamente agente alla base del meccanismo, in corrispondenza della cerniera, è pari a:
 $172.76 + 9.50 + 158.82 + 13.36 + 9.50 + 5.45 + 0.30 \cdot 4.75 + 0.30 \cdot 4.75 = 372.24$ kN (coincidente con quanto valutato in #9.6.1).

Per quanto riguarda la **posizione della cerniera** intorno alla quale avviene il ribaltamento, l'asse di rotazione viene arretrato secondo lo schema rappresentato in figura seguente, coerente con le scelte effettuate nell'esempio di riferimento:

Posizione dell'asse di rotazione

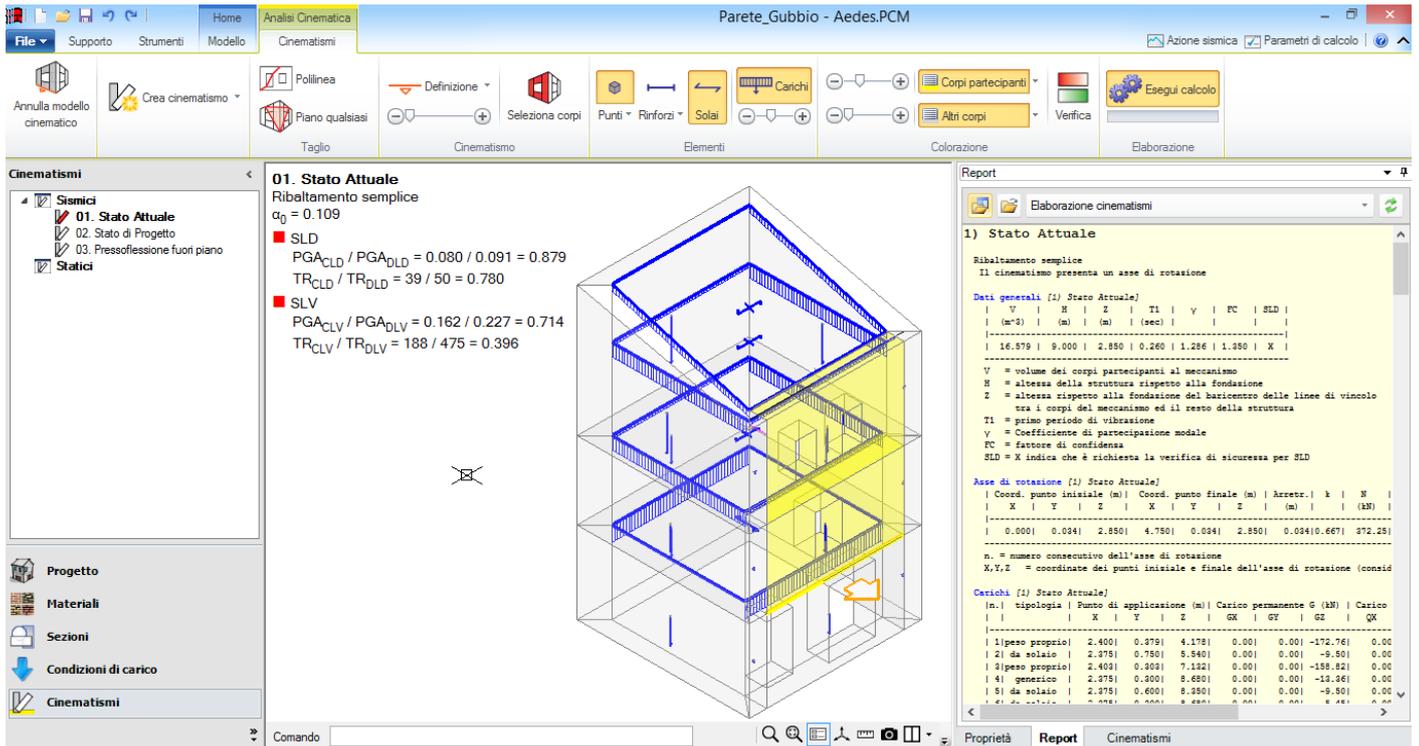
Scelta polo di rotazione

Calcolo dell'arretramento

Carico verticale	N	372	kN
Resistenza a compressione	f_m	4.160	N/mm ²
Fattore di confidenza	FC	1.35	-
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_M	2.00	-
Lunghezza di appoggio	a	4.750	m
Resistenza a compressione di progetto	$f_d = f_m / (F_C \gamma_M)$	1.541	N/mm ²
Arretramento della cerniera	$x_C = k N / (f_d a)$	0.034	m

L'arretramento della cerniera è pari a 0.034 m; rispetto al testo citato, il valore non coincide esattamente a causa della diversa resistenza a compressione di progetto (1.54 N/mm² anziché 1.63 N/mm²).

Il cinematismo corrispondente al ribaltamento semplice dello Stato Attuale della parete è rappresentato in figura seguente:



In dettaglio, il Report per il cinematismo n°1 è il seguente:

1) Stato Attuale

Ribaltamento semplice
Il cinematismo presenta un asse di rotazione

Dati generali [1] Stato Attuale]

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m ³)	(m)	(m)	(sec)			
16.579	9.000	2.850	0.260	1.286	1.350	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo
H = altezza della struttura rispetto alla fondazione
Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura
T1 = primo periodo di vibrazione
γ = Coefficiente di partecipazione modale
FC = fattore di confidenza
SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Asse di rotazione [1] Stato Attuale]

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	k	N	fd	a
X	Y	Z	(m)	(kN)	(N/mm ²)	(m)
0.000	0.034	2.850	4.750	0.034	2.850	0.034 0.667 372.25 1.541 4.750

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione
X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

Carichi [1] Stato Attuale]

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)	Carico permanente G (kN)	Carico variabile Q (kN)	ψ2						
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	2.400	0.379	4.178	0.00	0.00	-172.76	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	2.375	0.750	5.540	0.00	0.00	-9.50	0.00	0.00	-4.75	0.30
3	peso proprio	2.403	0.303	7.132	0.00	0.00	-158.82	0.00	0.00	0.00	0.30
4	generico	2.375	0.300	8.680	0.00	0.00	-13.36	0.00	0.00	0.00	0.00
5	da solaio	2.375	0.600	8.350	0.00	0.00	-9.50	0.00	0.00	-4.75	0.30
6	da solaio	2.375	0.300	8.680	0.00	0.00	-5.45	0.00	0.00	-4.04	0.00

n. = numero consecutivo del carico
tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico
X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ
GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ
ψ2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.I), il valore di ψ2 (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata: P=G+ψ2*Q, con G e Q carichi totali del solaio)

Forze, spostamenti, lavoro [1] Stato Attuale]

n.	Carico totale G+ψ2*Q (kN)	Forza inerziale (kN)	Spostamenti virtuali (mm)	Lavoro virtuale (kN*mm)
----	---------------------------	----------------------	---------------------------	-------------------------

	PX	PY	PZ	EX	EY	δX	δY	δZ	L1	L2
1	0.00	0.00	-172.76	0.00	-172.76	0.000	-1.328	0.344	-59.461	229.466
2	0.00	0.00	-10.93	0.00	-10.93	0.000	-2.690	0.715	-7.809	29.393
3	0.00	0.00	-158.82	0.00	-158.82	0.000	-4.282	0.267	-42.397	680.022
4	0.00	0.00	-13.36	0.00	-13.36	0.000	-5.830	0.263	-3.516	77.891
5	0.00	0.00	-10.92	0.00	-10.92	0.000	-5.500	0.563	-6.154	60.083
6	0.00	0.00	-5.45	0.00	-5.45	0.000	-5.830	0.263	-1.435	31.800

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale $G+\psi^2Q$ nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

δX,δY,δZ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1): $L1=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Yi]+\sum(1,...,o)[Fh*\delta h]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1): $L2=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Xi]+\sum(n+1,...,n+m)[Pj*\delta Xj]$

Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo [1] Stato Attuale]

α0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.109	29383	1.000	0.081

α0 = moltiplicatore di collasso

M* = massa partecipante (C8A.4.3)

e* = frazione di massa partecipante

a0* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

SLD: Verifiche di sicurezza [1] Stato Attuale]

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.091	0.088	0.091	0.080	39	39	0.879	0.780

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD

TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD

VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD

PGA,CLD / PGA,DLD = I.R.S.PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD = I.R.S. TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

SLV: Verifiche di sicurezza [1] Stato Attuale]

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.114	0.110	0.114	0.162	188	20	0.714	0.396

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

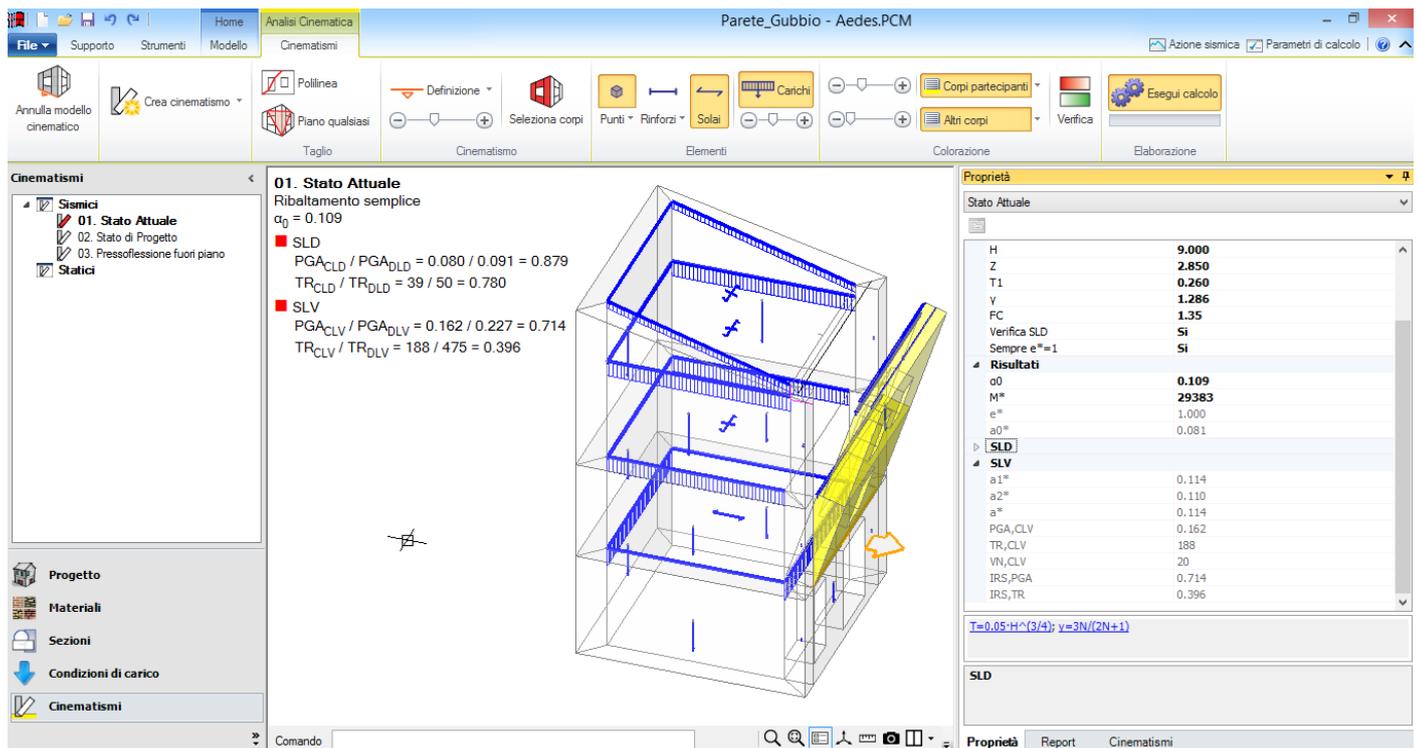
TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV = I.R.S.PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV = I.R.S. TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

Un'altra immagine riferita allo stesso cinematismo, dove si evidenziano lo spostamento dei corpi ribaltanti ed i risultati nella griglia delle proprietà, è la seguente:



Il moltiplicatore di collasso risulta pari a 0.109, valore in ottimo accordo con quanto calcolato nel testo di riferimento (0.11). Per quanto riguarda il successivo passaggio dal moltiplicatore all'accelerazione di attivazione del meccanismo e le verifiche allo Stato Limite di Danno e di Salvaguardia della Vita, le differenze rilevate si riferiscono al fattore di partecipazione modale e*: avendo infatti applicato una modellazione dei carichi leggermente diversa (a causa della copertura, dove il carico è stato suddiviso in due contributi), M* ed e* non assumono valori coincidenti; nell'esempio di PCM si può adottare e*=1, a favore di sicurezza.

Il risultato in PCM in termini di accelerazione di attivazione del meccanismo è comunque in accordo con il testo di riferimento: 0.081 g rispetto a 0.088 g. Per le verifiche: per la domanda in termini di accelerazione spettrale allo Stato Limite di Danno si ha il confronto tra 0.091 al suolo e 0.088 in quota (PCM) e 0.091 / 0.089 (testo); per SLV: 0.114 al suolo e 0.110 in quota (PCM) rispetto a 0.113 / 0.110 (testo) (valori da moltiplicare per g).

A questo punto, si passa ad esaminare lo **Stato di Progetto** (#9.8: progettazione del dispositivo di vincolo). In particolare, si focalizza l'attenzione sul caso di cordolo in c.a. in sommità. Nel testo di riferimento si evidenzia l'opportunità di eseguire perfori armati, mobilitando in tal modo, oltre all'attrito, la resistenza della muratura a taglio; nel presente contesto, ai fini dell'illustrazione della modalità operativa in PCM, si fa riferimento al semplice attrito fra l'intradosso del cordolo e la muratura.

Il cordolo in c.a. ha dimensioni 60x43 cm., e per lo scorrimento all'interfaccia parete-cordolo si adotta un valore del coefficiente di attrito pari a 0.6. Tale interfaccia è posta alla quota di (5.83-0.43)=5.40 m rispetto alla cerniera di base.

Il peso proprio del cordolo vale: $0.60 \times 0.43 \times 4.75 \times 25.00 = 30.63$ kN; per determinare la forza di attrito si deve sommare ad esso il carico 13.36 (già noto dall'analisi dello Stato Attuale) ed i carichi di solaio di sottotetto e di copertura pari rispettivamente a 9.50 e 5.45 kN. Ne consegue una forza di attrito pari a:

$$(30.63 + 13.36 + 9.50 + 5.45) \times 0.6 = 35.36 \text{ kN}$$

cui corrisponde un carico distribuito sulla sommità della parete pari a: $35.36 / 4.75 = 7.44$ kN/m (in accordo col testo). Trattandosi di una forza dovuta all'attrito, seguendo le ipotesi adottate nel testo, sono stati trascurati a favore di sicurezza i contributi dei carichi variabili.

Per applicare il carico si definisce un punto materiale alla quota di 5.40 m rispetto alla cerniera, cioè: $2.85+5.40=8.25$ m. e assegnandogli il valore 35.36 kN in direzione +Y.

A tale quota, per effetto del cordolo, viene applicato anche il carico verticale che nello Stato Attuale era stato assegnato al punto materiale (13.36 kN), mentre, per semplicità, vengono lasciati nella posizione definita dalla quota dei solai i carichi da solaio di sottotetto e di copertura.

Per quanto riguarda il solaio di sottotetto, nel testo di riferimento, allo Stato di Progetto il carico di questo solaio viene portato in mezzeria della parete per considerare l'effetto del cordolo; in PCM si lascia in posizione interna (alla linea di carico corrispondente si potrebbe attribuire uno scostamento pari a 0.30 m., tuttavia tale scostamento avrebbe validità globale per il solaio di sottotetto e quindi interferirebbe anche con gli altri cinematismi).

Ricapitolando, nel cinematismo dello Stato di Progetto agisce un punto materiale a validità locale posto a quota 8.25 m. con forza di attrito 35.36 kN (secondo +Y) e carico verticale 13.36 kN (secondo -Z).

The screenshot shows the Aedes.PCM software interface for a structural analysis. The main window displays a 3D model of a wall with various load lines. A blue box highlights a load line for the roof slab, stating: "Linea di carico del solaio di copertura spostata in mezzeria della sommità (scostamento = 0.30 m)". A red arrow points to a material point on the wall, with a red box containing the text: "Punto materiale con carico +Y (forza d'attrito dovuta al cordolo) e -Z (carico verticale dovuto al peso della copertura sopra la muratura e la gronda)". Another blue box highlights a load line for the sub-slab, stating: "Linea di carico del solaio di sottotetto, agente sul filo interno della parete (nessun scostamento)".

The software interface includes a menu bar (File, Supporto, Strumenti, Modello), a ribbon with various tools (Cinematismo, Elementi, Colorazione, Elaborazione), and a left sidebar with project settings. The main area shows the following data for the "02. Stato di Progetto" (Ribaltamento semplice):

- $\alpha_0 = 0.283$
- SLD: $PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.209 / 0.091 = 2.29$; $TR_{CLD} / TR_{DLD} = 376 / 50 = 7.520$
- SLV: $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.385 / 0.227 = 1.696$; $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 475 = 5.211$

The right sidebar shows the "Proprietà" (Properties) for "Punto 4070":

Generale	
Posizione	2.375,0.300,8.250
Validità	Locale
Effetti	Statici e sismici
Carico permanente	
X	0.000
Y	35.360
Z	-13.360
Carico variabile	
X	0.000
Y	0.000
Z	0.000
ψ	0.000

I risultati del cinematismo n°2 sono in accordo con il testo di riferimento: il moltiplicatore di collasso è 0.283 (rispetto a 0.285) e l'accelerazione di attivazione del meccanismo è pari a 0.209 g (rispetto a 0.227 g, variazione dipendente dalla scelta effettuata su e^*). Una differenza rispetto al testo riguarda l'incorporazione del cordolo nella sommità della parete ribaltante: si tratta di una semplificazione accettabile; peraltro, la quota della forza di attrito è stata definita in PCM esattamente corrispondente all'interfaccia cordolo-sommità muratura. Sarebbe stato possibile anche effettuare un taglio orizzontale per isolare il cordolo dai corpi partecipanti; tale scelta comporta la necessità di riattribuire tutto il carico verticale (anche la quota parte calcolata automaticamente dai solai di sottotetto e di copertura) ad un punto materiale; per semplicità, senza invalidare i risultati dell'analisi, si è preferito mantenere in sommità la configurazione geometrica dello Stato Attuale avendo invece cura di inserire nella corretta posizione la forza di attrito.

Il terzo cinematismo esaminato si riferisce alla **pressoflessione fuori piano** (cfr. #9.9 e figure seguenti). Rispetto al testo di riferimento, anche in questo caso la sommità della parete viene integralmente inclusa nel corpo superiore, con la cura di definire la posizione del carrello (vincolo di sommità per questo tipo di

cinematismo) alla quota di interfaccia cordolo-muratura (8.25 m).

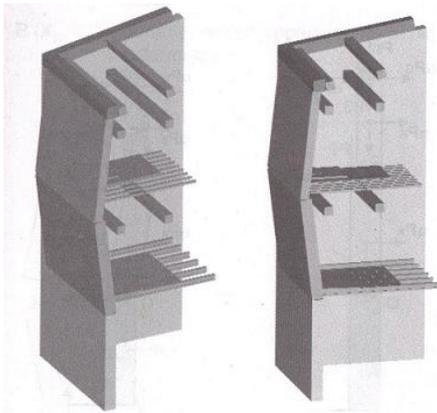


Fig. 9.16 – Meccanismo di collasso per pressoflessione verticale

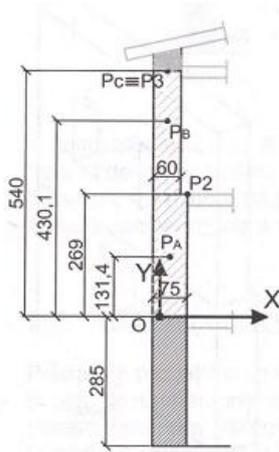


Fig. 9.18 – Schema del cinematismo con sistema di riferimento

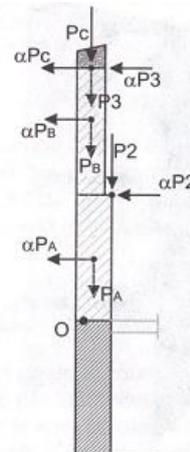


Fig. 9.19 – Forze agenti sul sistema di cinematismo

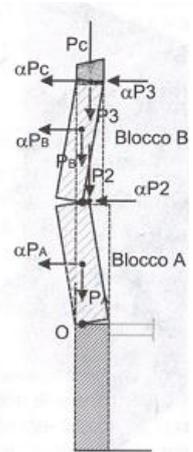


Fig. 9.20 – Movimento della catena cinematica

In questo caso non è più presente la forza di attrito, in quanto il cordolo ha qui funzione di vincolo superiore; in sommità agiscono gli stessi carichi del cinematismo n°1. Con riferimento alla figura seguente, si osservino i seguenti aspetti:

03. Pressoflessione fuori piano
 Flessione di parete vincolata ai bordi
 $\alpha_0 = 0.530$

■ SLD
 $PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.385 / 0.091 = 4.231$
 $TR_{CLD} / TR_{DLD} = 2475 / 50 = 49.500$

■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.385 / 0.227 = 1.696$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 475 = 5.211$

Verifica SLD	SI	NO
Sempre $e^* = 1$		
Resultati		
α_0	0.530	
M*	31743	
e^*	0.836	
α_0^*	0.470	
SLD		
$a1^*$	0.091	
$a2^*$	0.088	
a^*	0.091	
PGA,CLD	0.385	
TR,CLD	2475	
VN,CLD	2461	
IRS,PGA	4.231	
IRS,TR	49.500	
SLV		
$a1^*$	0.114	
$a2^*$	0.110	
a^*	0.114	
PGA,CLV	0.385	
TR,CLV	2475	
VN,CLV	2461	
$T = 0.05 \cdot H^2 (3/4); y = 3N / (2N+1)$		
Tipologia		
Tipo di cinematismo		

- l'asse di rotazione alla base (prima cerniera del cinematismo) è arretrato in modo del tutto analogo ai cinematismi precedenti (0.034 m);
 - l'asse di rotazione intermedio, non arretrato, è posto in corrispondenza della risega (cambio di spessore da 75 a 60 cm);
 - il carrello in sommità viene posizionato a 8.25 m., alla quota della sezione di interfaccia cordolo-muratura.
- I risultati del cinematismo n°3 sono in accordo con il testo di riferimento: il moltiplicatore di collasso è 0.530 (rispetto a 0.545), la frazione di massa partecipante viene posta in questo cinematismo pari al valore di calcolo: $e^* = 0.836$ (rispetto a 0.871), la massa partecipante è pari a 31743 kgm, circa uguale al valore 32410

del testo; per la conversione delle unità di misura (cfr. testo, pag. 261): $M^*g = 32410 \text{ kg}$ (kg forza, Sistema Tecnico) = 324100 N , da cui: $M^* = 324100/9.81 = 33071 \text{ Ns}^2/\text{m}$ (= kgm: kilogrammo massa del Sistema Internazionale). L'accelerazione di attivazione del meccanismo è pari a 0.470 g (in confronto a 0.463 g). Si riporta infine un estratto dal Report del terzo cinematismo, riguardante: carichi, forze, spostamenti, lavoro.

Carichi [3] Pressoflessione fuori piano]

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			$\psi 2$
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	2.400	0.379	4.178	0.00	0.00	-172.76	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	2.375	0.750	5.540	0.00	0.00	-9.50	0.00	0.00	-4.75	0.30
3	peso proprio	2.403	0.303	7.132	0.00	0.00	-158.82	0.00	0.00	0.00	0.30
4	generico	2.375	0.300	8.680	0.00	0.00	-13.36	0.00	0.00	0.00	0.30
5	da solaio	2.375	0.600	8.350	0.00	0.00	-9.50	0.00	0.00	-4.75	0.30
6	da solaio	2.375	0.300	8.680	0.00	0.00	-5.45	0.00	0.00	-4.04	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

$\psi 2$ = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.I), il valore di $\psi 2$

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,

mostrato in tabella è pari alla media pesata: $P=G+\psi 2^*Q$, con G e Q carichi totali del solaio)

Forze, spostamenti, lavoro [3] Pressoflessione fuori piano]

n.	Carico totale $G+\psi 2^*Q$ (kN)			Forza inerziale (kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	δX	δY	δZ	L1	L2
1	0.00	0.00	-172.76	0.00	-172.76	0.000	-1.328	0.344	-59.461	229.466
2	0.00	0.00	-10.93	0.00	-10.93	0.000	-2.690	0.715	-7.809	29.393
3	0.00	0.00	-158.82	0.00	-158.82	0.000	-1.110	0.859	-136.395	176.312
4	0.00	0.00	-13.36	0.00	-13.36	0.000	0.427	0.861	-11.503	-5.705
5	0.00	0.00	-10.92	0.00	-10.92	0.000	0.099	0.563	-6.154	-1.084
6	0.00	0.00	-5.45	0.00	-5.45	0.000	0.427	0.861	-4.696	-2.329

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale $G+\psi 2^*Q$ nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione n°1 pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1): $L1=\sum(1,\dots,n)[Pi*\delta Yi]+\sum(1,\dots,o)[Fh*\delta h]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1): $L2=\sum(1,\dots,n)[Pi*\delta Xi]+\sum(n+1,\dots,n+m)[Pj*\delta Xj]$

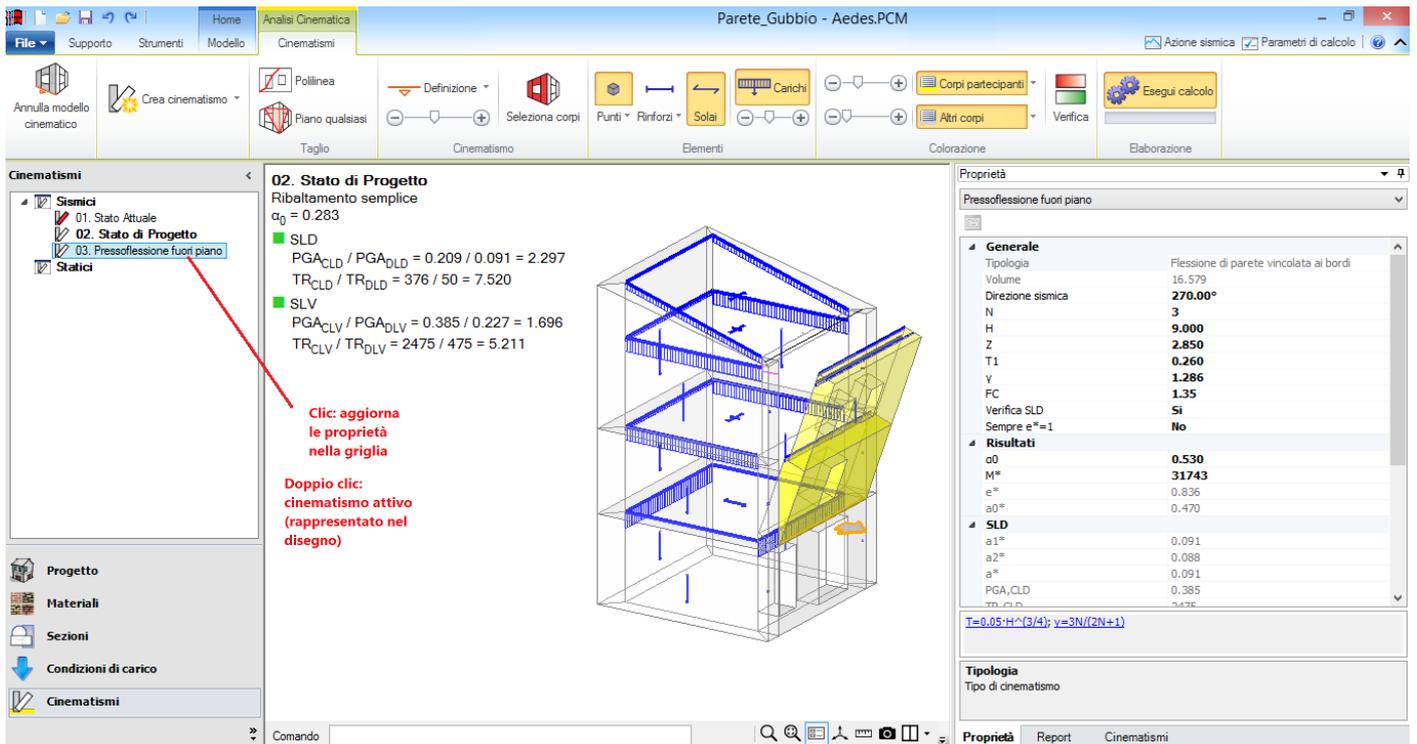
I valori sono tutti in ottimo accordo con l'esempio di riferimento.

4.2. SUGGERIMENTI PER MODELLAZIONE E ANALISI DEI CINEMATISMI

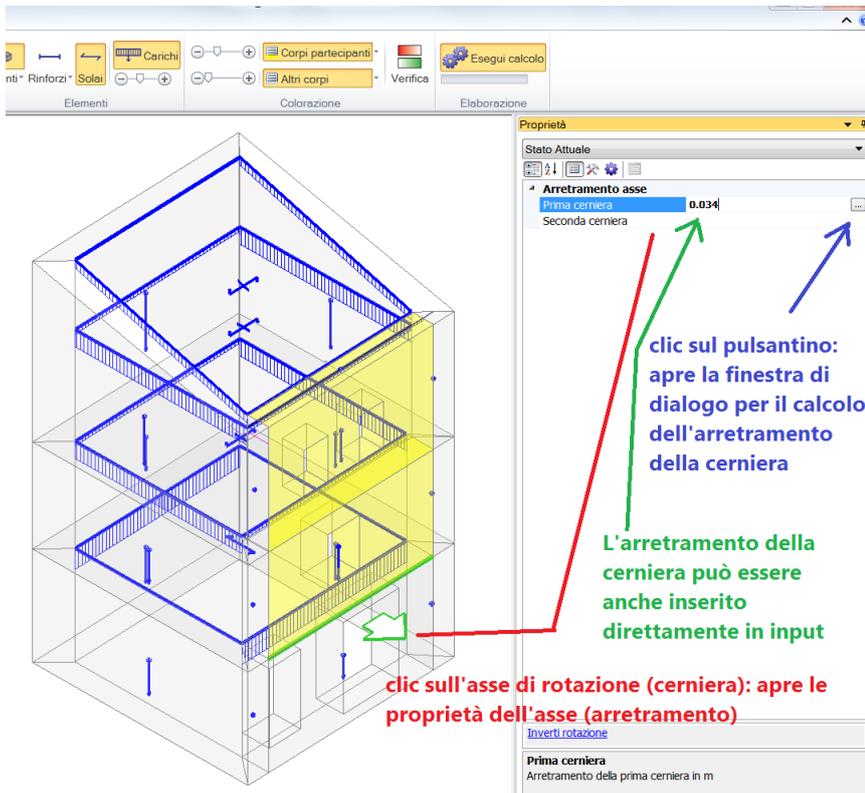
In questo paragrafo vengono forniti alcuni suggerimenti al fine di agevolare l'introduzione e la modifica dei dati sui cinematismi. Si consiglia in ogni caso la visione della [video-guida ai Cinematismi](#) sul canale Aedes Software di YouTube per avere una panoramica completa delle funzionalità.

● **Per visualizzare nella griglia delle proprietà i dati e i risultati del cinematismo:** fare clic sul cinematismo nell'elenco presente nel Navigatore (posto a sinistra nella schermata). Le proprietà si riferiscono quindi al cinematismo indicato nel Navigatore con sfondo colorato in blu.

La grafica si riferisce invece sempre al cinematismo attivo, indicato in grassetto nel Navigatore: per rendere attivo un cinematismo, fare doppio clic.



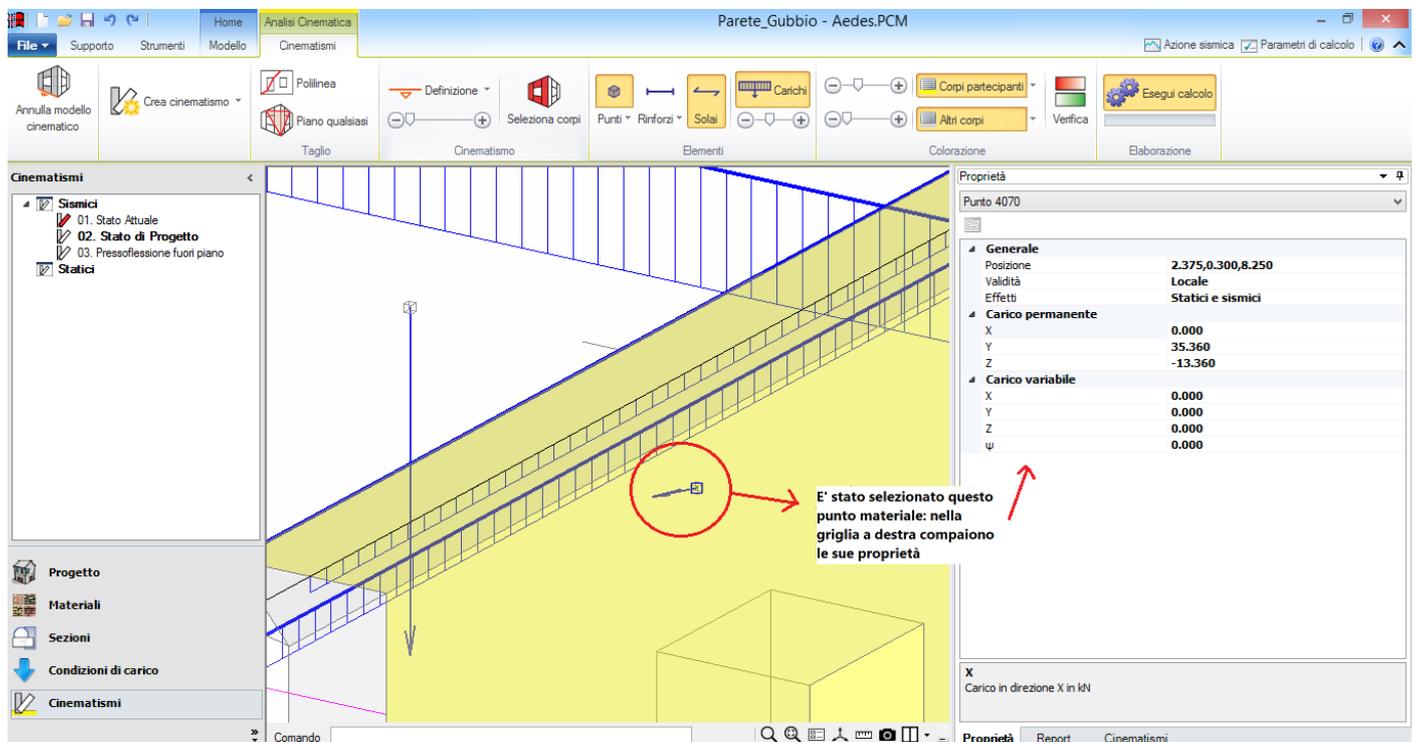
● **Per visualizzare la posizione della cerniera** (asse di rotazione): fare clic sulla freccia che, in grafica, indica la direzione di ribaltamento (direzione che risulta definita, come angolo in pianta, nei dati del cinematismo); nella griglia delle proprietà saranno evidenziati gli arretramenti: facendo clic sul campo numerico, si rende disponibile un pulsantino che apre l'accesso alla finestra di dialogo per il calcolo dell'arretramento:



● **Per inserire un punto materiale:** scegliere il comando Inserisci punto, posto in corrispondenza del pulsante Punti nel gruppo Elementi della barra multifunzione:

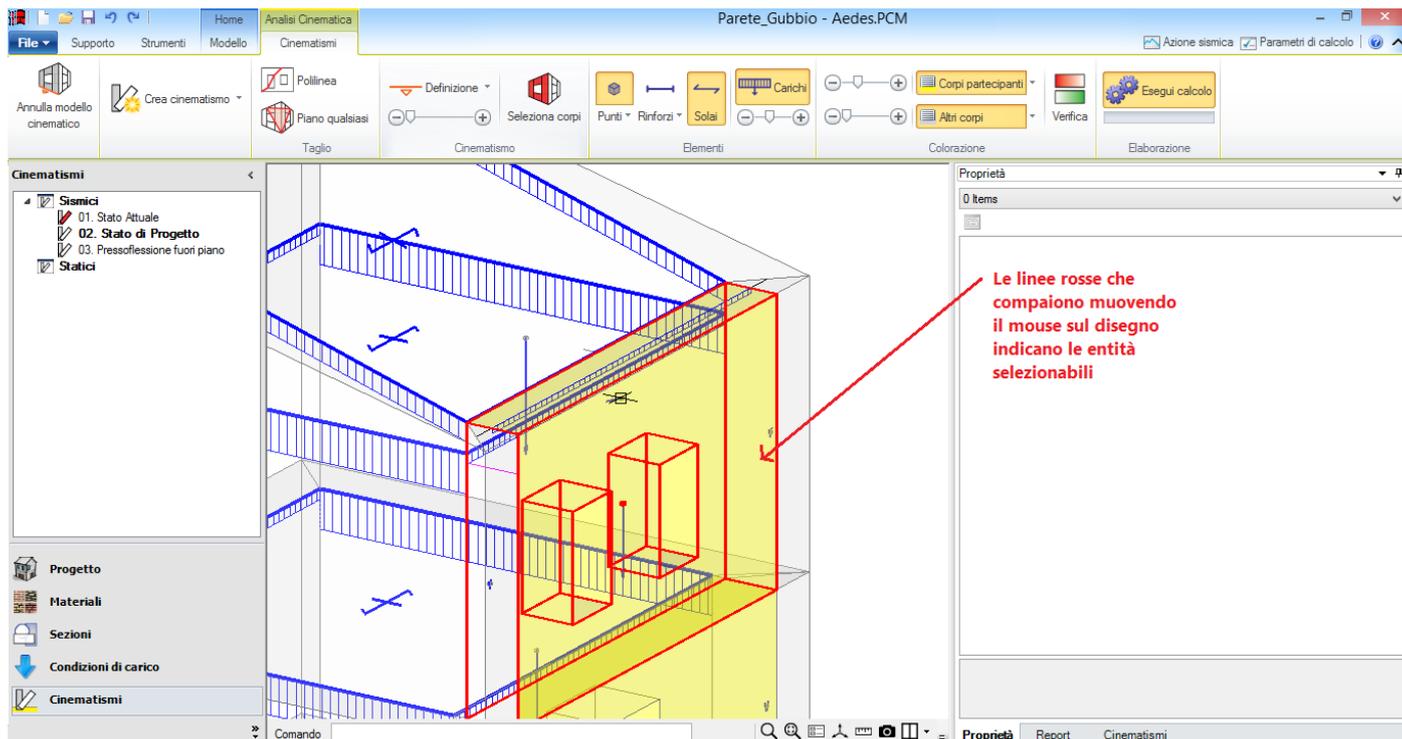


Quindi, fare clic sul modello in corrispondenza del punto desiderato. In caso di geometrie complesse, è conveniente utilizzare alcuni accorgimenti: ad esempio, tracciare linee di riferimento che agevolino l'individuazione dell'esatta posizione (vd. comandi della scheda Disegno e Modifica della barra multifunzione), oppure fare clic su una posizione diversa ed in seguito correggere le coordinate numeriche direttamente nella griglia delle proprietà: a tal fine, occorre selezionare il punto, come in figura seguente.



● La **selezione di un elemento** (ad esempio, un punto) **a cui si sovrappongono nel disegno altri elementi** (pareti, solai, ecc.) può apparire difficoltosa, ma è sufficiente apprendere le modalità di funzionamento delle operazioni di selezione in corrispondenza di più entità sovrapposte (tale procedura si riferisce all'utilizzo dell'ambiente grafico di PCM in generale, non solo per i cinematismi).

Muovendo il mouse sul modello (area grafica) compaiono linee rosse che indicano le entità selezionabili: facendo clic, si seleziona l'entità evidenziata in rosso in quel momento.

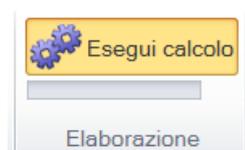


Per fare in modo che siano selezionabili entità sovrapposte:

- posizionare il mouse in corrispondenza dell'elemento che si desidera selezionare (p.es. il punto materiale indicato in figura);
- mantenendo il mouse fermo su tale posizione, premere sulla tastiera il tasto 'Tab' per indicare in rosso, una dopo l'altra, le entità individuabili da questa posizione;
- quando viene colorato in rosso il contorno del punto materiale, fare clic: il punto viene selezionato. Nella griglia delle proprietà saranno mostrate le sue proprietà, oppure - nel caso di più entità contemporaneamente selezionate - il punto verrà inserito nell'elenco degli elementi e potrà comunque essere scelto dall'elenco a discesa per visualizzarne le proprietà.

In modo del tutto analogo, si possono selezionare altri elementi, ad esempio le linee di carico dei solai per spostarne la posizione: nell'esempio descritto al paragrafo precedente, un'operazione di questo tipo è stata condotta allo Stato di Progetto per spostare la linea di carico del solaio di sottotetto in corrispondenza della mezzeria della sommità della parete.

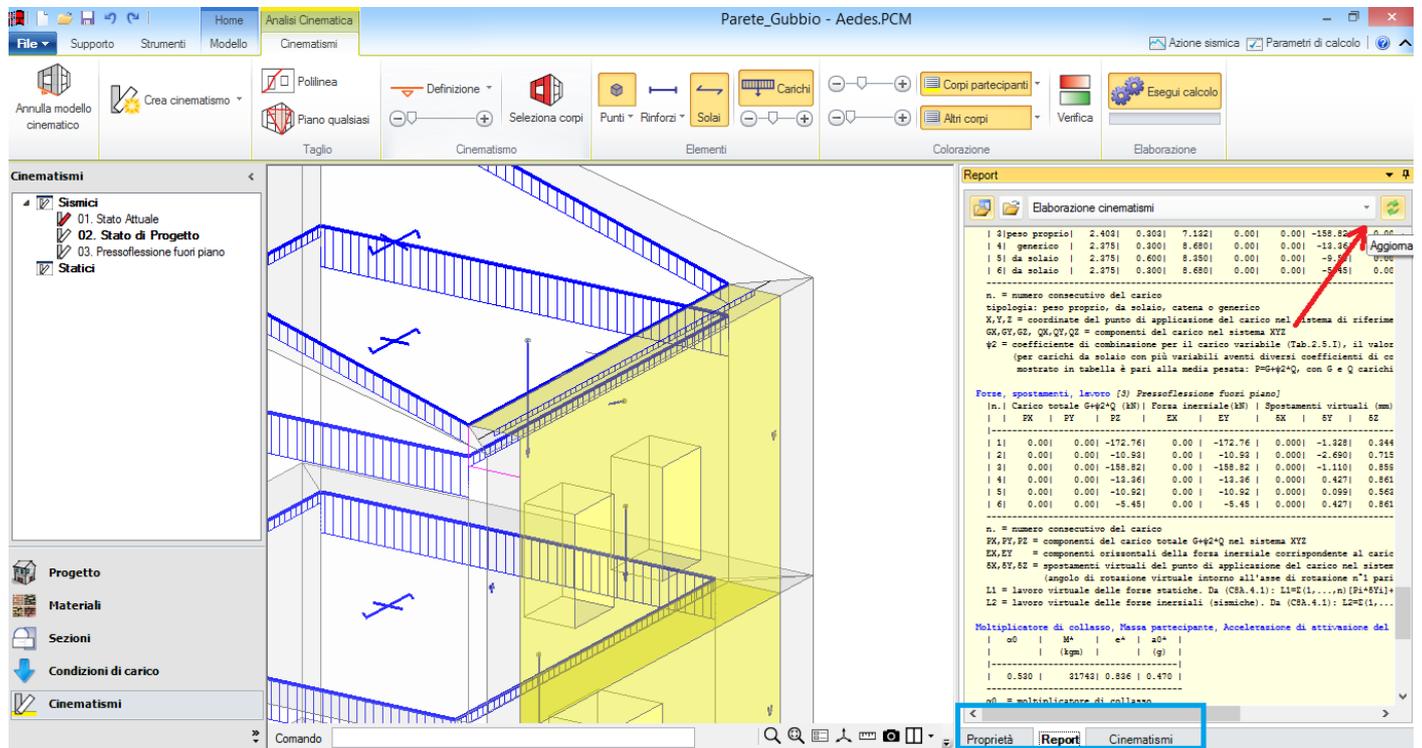
- In caso di **numerosi cinematicismi e strutture complesse**, il calcolo interattivo può rallentare l'input e la modifica dei dati. In tali casi, è possibile evitare il calcolo in tempo reale, semplicemente disabilitando l'opzione 'Esegui calcolo' e riattivandola successivamente, quando si desidera rieseguire l'analisi dei cinematicismi:



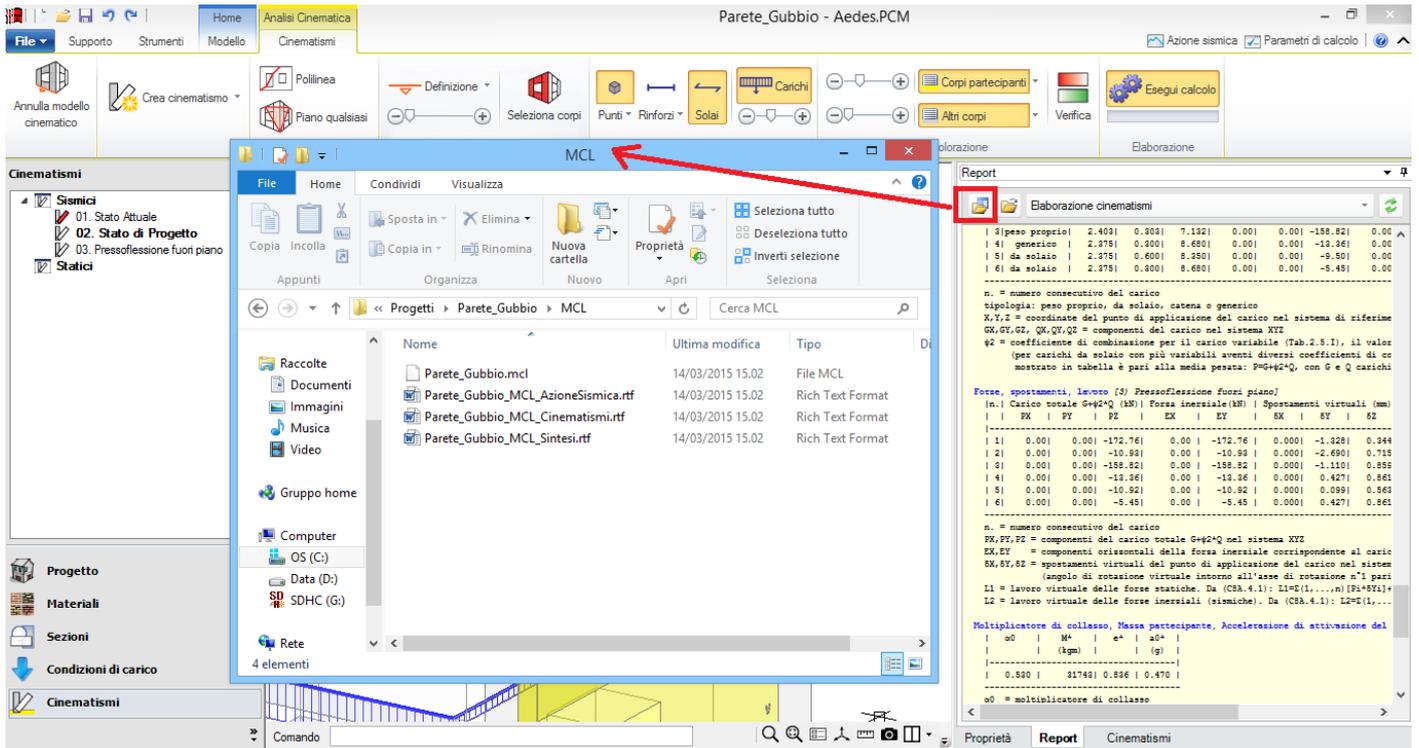
- La **visualizzazione dei Risultati nel Report** può richiedere un refresh di aggiornamento.

A destra dell'area grafica è disponibile il contenitore con le tre schede: Proprietà, Report, Cinematicismi; i comandi consentono rispettivamente la visualizzazione della griglia delle proprietà, del report dei risultati e dell'istogramma contenente gli indicatori di rischio. Scegliendo il report dei risultati, si supponga di aver

selezionato l'Elaborazione cinematicismi' (contenente i dettagli dell'elaborazione di tutti i cinematicismi) o la 'Sintesi dei risultati'. Tornando poi alla griglia delle proprietà, si modificano alcuni dati (p.es. l'entità del carico attribuita ad un punto materiale). Facendo clic sul comando Report del contenitore a schede, il contenuto deve essere aggiornato utilizzando l'apposito pulsante posto in alto a destra:



Questo aggiornamento è riferito alla sola visualizzazione nel contenitore; nei files di elaborazione corrispondenti l'aggiornamento viene automaticamente eseguito ad ogni ricalcolo dei cinematicismi. E' possibile accedere direttamente a tali files usando il comando del Report 'Apri in Esplora Risorse': inizialmente viene proposta la cartella Output relativa al Progetto corrente (che può essere vuota, se ad esempio non sono state ancora create Relazioni di calcolo), ma attraverso Esplora Risorse si può salire di livello e scegliere la cartella MCL (gerarchicamente parallela a Output) che contiene i files (in formato rtf, apribili ad esempio con Microsoft Word) relativi ad Azione Sismica, Elaborazione cinematicismi e Sintesi dei Risultati:



In generale non sarà necessario accedere direttamente a questi files, in quanto risulta sicuramente più agevole visualizzarli direttamente nel Report (con l'accorgimento di eseguire il comando Aggiorna quando necessario). L'apertura in Esplora Risorse sarà invece utile per visualizzare le Relazioni di calcolo prodotte da PCM attraverso il comando Crea Relazione del menu File.

5. VULNERABILITA' SISMICA DI UNA CHIESA

Questo capitolo illustra alcune applicazioni dell'analisi dei cinematismi. A corredo della descrizione operativa delle funzioni di PCM, si riportano confronti con calcoli manuali e esempi pubblicati nella seguente bibliografia di riferimento:

[1] Circolare n.26 02/12/2010, "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale."

[2] A. Borri, G. Cangi, M. Caraboni, A. Giancarlo, F. Menghini, L. Procacci, R. Vetturini, "Sisma del 6 Aprile 2009 in Abruzzo e BBCC: il caso della Chiesa di S. Silvestro a L'Aquila.", Bollettino Ingegneri n°4 – 2010, pp. 3-24.

5.1. INTRODUZIONE

In questo esempio andremo ad effettuare uno studio di vulnerabilità sulla Chiesa di San Silvestro a L'Aquila, utilizzando una metodologia semplificata LV1 e modellando la struttura con PCM, come se venisse affrontato uno studio LV3.

L'edificio è studiato nell'articolo proposto dal Bollettino degli Ingegneri n°4 – 2010, "Sisma del 6 Aprile 2009 in Abruzzo e BBCC: il caso della Chiesa di S. Silvestro a L'Aquila", di A. Borri et all. [2]; gli elaborati progettuali sono pubblicamente reperibili all'indirizzo web:

<http://www.drabr-lavoripubblici.it/2013/07/procedura-aperta-per-laffidamento-della-progettazione-esecutiva-e-dellesecuzione-dei-lavori-di-consolidamento-e-restauro-della-chiesa-di-san-silvestro/>

Il caso-studio viene rielaborato in qualità di esempio applicativo di PCM e fornito a corredo del software:

Esempio_San_Silvestro.vdml

Esempio_San_Silvestro_Cinematismi.vdml

Le campagne di indagine sui danni subiti dalle chiese, in occasione dei più recenti eventi sismici, hanno messo in luce come il comportamento sismico di queste strutture possa essere rappresentato attraverso la scomposizione della stessa in macro-elementi, cioè elementi architettonici caratterizzati da una risposta strutturale sostanzialmente indipendente, rispetto alla chiesa nel suo complesso. Solo in rari casi di chiese caratterizzate da piante compatte e bi-simmetriche, aventi una buona tessitura muraria e da un buon grado di ammassamento tra le pareti trasversali, ha senso una modellazione globale della costruzione ai fini delle verifiche di sicurezza.

I macro-elementi potranno essere studiati tramite analisi lineari e non lineari, anche se le attuali linee guida [1] ritengono più significative analisi cinematiche lineari o non lineari.

A questo punto si pone la questione della scelta dei cinematismi e dei meccanismi di danno locale da prendere in considerazione; le stesse linee guida, basandosi sull'osservazione di chiese danneggiate da eventi sismici precedenti, elencano 28 meccanismi di danno che si riscontrano frequentemente; ovviamente il progettista potrà ampliare tale lista con lo studio di meccanismi specifici caso per caso quando lo riterrà necessario.

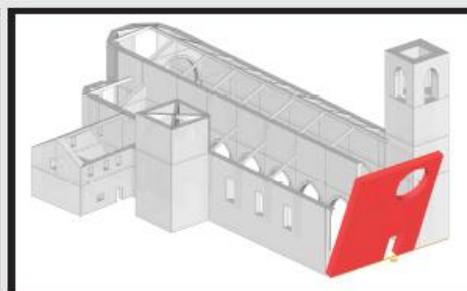
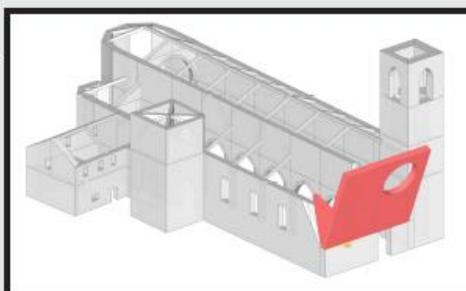
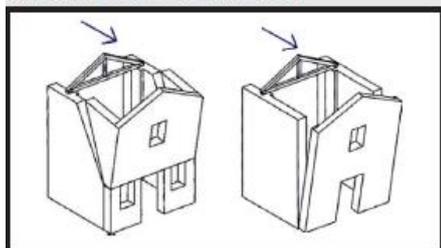
I macro-elementi sopracitati sono:

- Facciata;
- Protiro – Nartece;
- Aula;
- Navata;
- Transetto;
- Arco Trionfale;

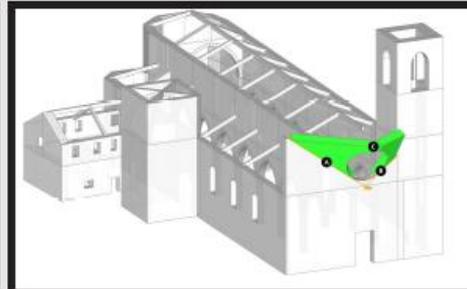
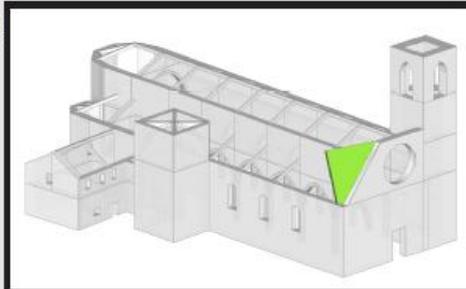
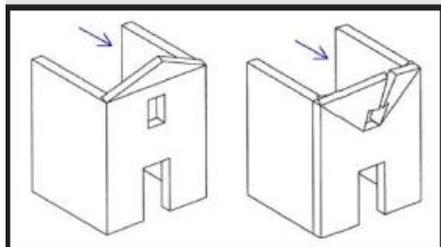
- Cupola, Tamburo / Tiburio;
- Lanterna;
- Abside;
- Elementi di Copertura;
- Cappelle;
- Aggetti;
- Torre Campanaria;
- Cella Campanaria.

Per ognuno di questi elementi vengono elencati meccanismi di collasso di modo I e modo II. Alcuni tipi di cinematismi e le corrispondenti applicazioni in PCM relative ad una chiesa sono riportati nelle figure seguenti.

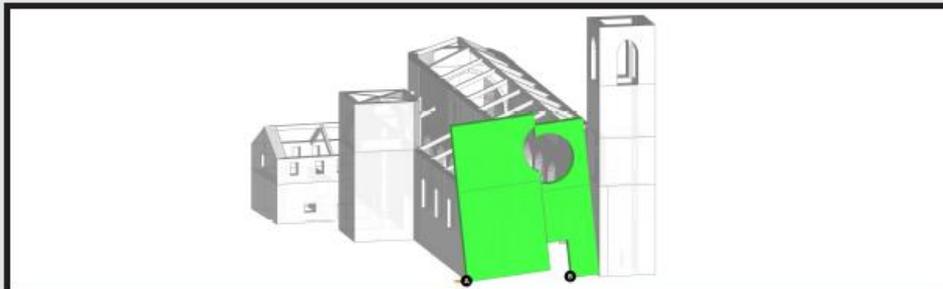
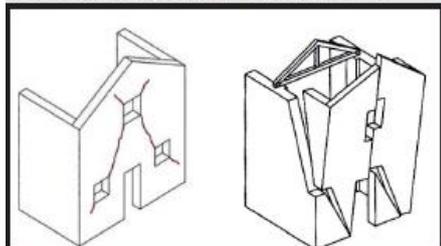
Ribaltamento della facciata



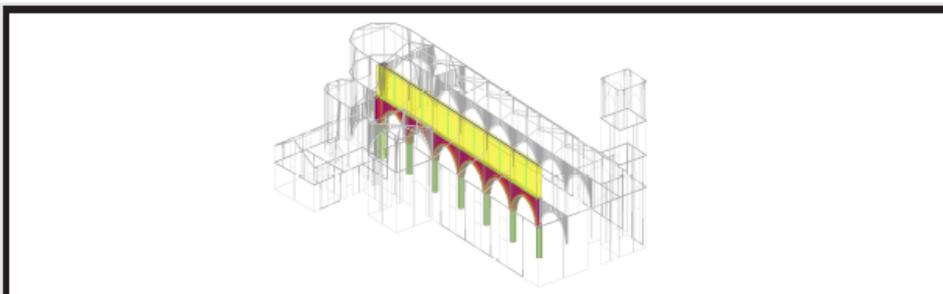
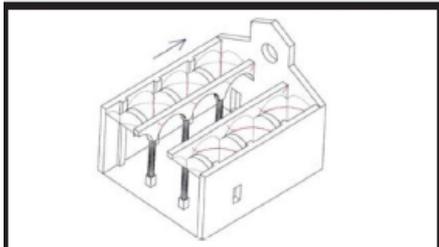
Meccanismi nella sommità della facciata



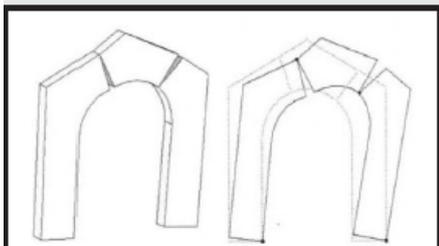
Meccanismi nel piano della facciata



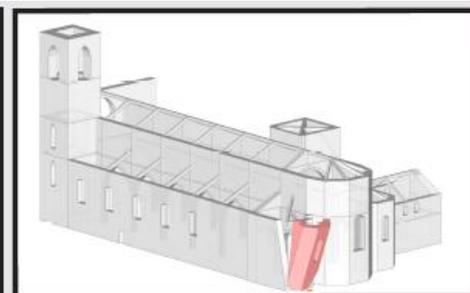
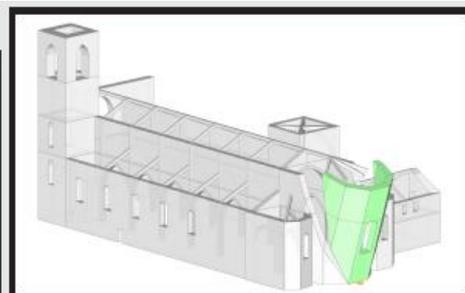
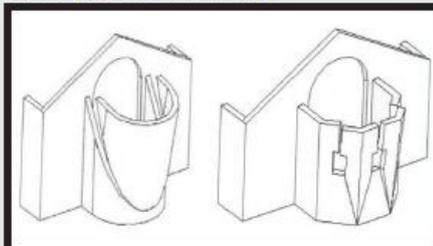
Risposta longitudinale del colonnato



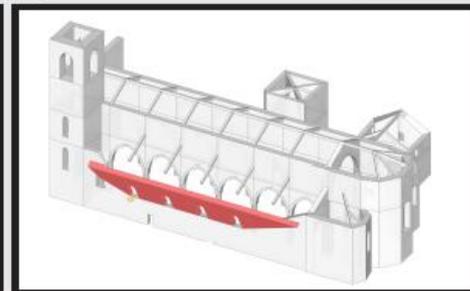
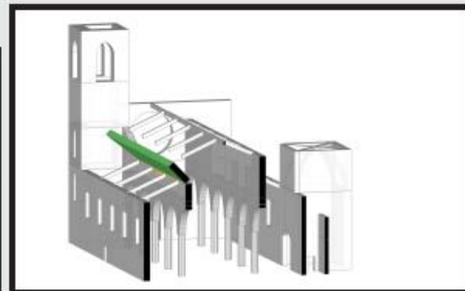
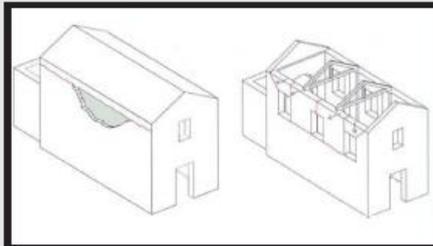
Archi trionfali



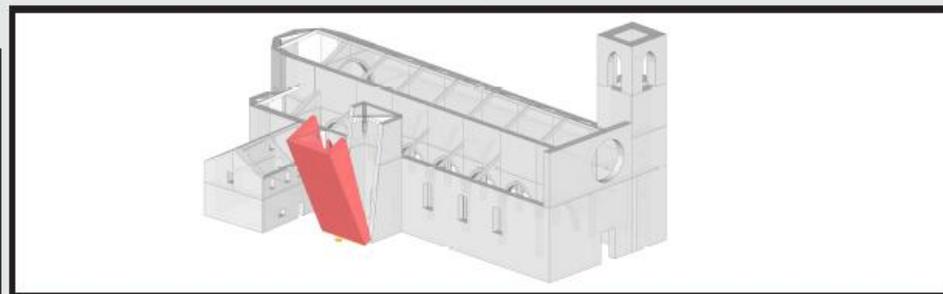
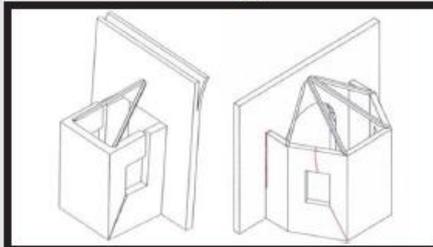
Ribaltamento dell'abside



Elementi di copertura: aula



Ribaltamento delle cappelle



Questi meccanismi vengono anche utilizzati come riferimento nell'utilizzo di metodologie semplificate, come ad esempio la compilazione delle schede per il rilievo del danno e della vulnerabilità delle chiese, che consente di correlare l'azione sismica ed il danno ad un parametro di vulnerabilità; tale metodologia rientra tra i metodi di LV1.

Ricordiamo che il livello LV1, che comprende analisi qualitative e consente la valutazione con modelli meccanici semplificati, può essere utilizzato a livello territoriale per la determinazione dell'indice di

vulnerabilità e per la valutazione di quali siano le situazioni più critiche, così da programmare i futuri interventi. Nel caso in cui venga effettuato il progetto di interventi che modifichino il comportamento della struttura si renderà necessaria un'analisi di LV3.

La metodologia semplificata si basa sulla suddivisione della struttura in macro elementi, corrispondenti ai meccanismi di collasso, e per ognuno di questi vengono valutate le presenze di indicatori di vulnerabilità (ad esempio elementi di elevata snellezza, elementi spingenti, grandi aperture, etc.) e di presidi antisismici (quali ad esempio catene, elementi di contrasto, buon ammorsamento tra gli elementi, etc.). Agli indicatori di vulnerabilità ed ai presidi antisismici viene assegnato un punteggio in base alla loro efficacia. Infine può essere definito l'indice di vulnerabilità dell'intero edificio con la seguente formula:

$$i_v = \frac{1}{6} \frac{\sum_{k=1}^{28} \rho_k (v_{ki} - v_{kp})}{\sum_{k=1}^{28} \rho_k} + \frac{1}{2}$$

dove:

- v_{ki} : punteggio del rilievo degli indicatori sismici relativi al k-esimo meccanismo di collasso;
- v_{kp} : punteggio del rilievo dei presidi antisismici relativi al k-esimo meccanismo di collasso;
- ρ_k : peso attribuito al k-esimo meccanismo di collasso.

Per avere indicazione sui valori dei coefficienti sopraelencati è possibile consultare le linee guida [1].

Una volta definito l'indice di vulnerabilità, sempre le linee guida [1] forniscono delle formule per il calcolo dell'accelerazione relativa a SLD e a SLV:

$$a_{SLD} S = 0.025 \cdot 1.8^{2.75-3.44i_v}$$

$$a_{SLV} S = 0.025 \cdot 1.8^{5.1-3.44i_v}$$

Da tali valori è possibile effettuare il calcolo del relativo tempo di ritorno, per interpolazione tra i valori noti:

$$T_{SLV} = T_{R1} \cdot 10^{\log(T_{R2}/T_{R1}) \cdot \log(a_{SLV} S / F_C a_1 S_1) / \log(a_2 S_2 / a_1 S_1)}$$

dove:

- T_{R1} , T_{R2} : periodi di ritorno per il quale è fornita la pericolosità sismica, all'interno del quale è compreso T_{SLV} ;
- $a_1 S_1$; $a_2 S_2$: valori di picco su suolo rigido e del coefficiente che tiene conto della stratigrafia e della topografia del terreno relativi a T_{R1} e T_{R2} .

Infine con il valore di T_{SLV} è possibile calcolare l'indice di sicurezza sismica:

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}}$$

Nel presente documento andremo a determinare l'indice di sicurezza in termini di SLV ed il relativo indice di vulnerabilità, utilizzando il metodo di calcolo semplificato, il quale ricade tra i metodi legati al giudizio del tecnico. In parallelo tali meccanismi verranno studiati con PCM, così da quantificarne il livello di sicurezza, come se fosse svolta un'analisi LV3 dello stato di fatto.

Lo scopo di questo esempio è quindi quello di mettere in evidenza come con il programma sia possibile studiare i diversi meccanismi di collasso degli edifici monumentali e contemporaneamente verificare quale sia la differenza nei risultati tra una metodologia LV1 ed un'analisi di dettaglio LV3.

Infine ipotizziamo, per semplicità nei calcoli che S , coefficiente che tiene conto della stratigrafia e della topografia del territorio sia pari a 1, così come il fattore di confidenza F_c . In realtà per la determinazione di S sarebbe necessario conoscere la stratigrafia del terreno, mentre per il calcolo di F_c potremo usare la formula da normativa:

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{ck}$$

dove gli F_{ck} sono i fattori parziali di confidenza.

5.2. DESCRIZIONE STRUTTURALE

Le attuali "Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale" tra i requisiti di base fondamentali per poter affrontare lo studio di una struttura monumentale, quale una chiesa, richiedono la conoscenza della storia evolutiva della costruzione. A questo proposito riportiamo sinteticamente la descrizione della struttura [2] così da contestualizzare l'esempio.

La chiesa di San Silvestro a L'Aquila ha subito ricostruzioni e variazioni strutturali nel corso dei secoli. Le documentazioni storiche e l'architettura della struttura portano a pensare che il progetto originale e parte della prima fase di costruzione risalgano alla fine del '200. A causa degli eventi sismici verificatisi nel XIV secolo la chiesa ha subito numerose ricostruzioni e modifiche rispetto al progetto originale. Infine verso la fine del '500, il vano di base dell'antico torrione addossato alla chiesa venne adibito a cappella e quindi modificato con l'inserimento di una copertura a cupola a base ottagonale impostata su una pianta quadrata.

La struttura è composta dalla chiesa, dal campanile e dalla cappella laterale. Il campanile presenta una sezione muraria considerevole, circa 1.50 m, anche in relazione alle sue dimensioni, che gli conferisce una rigidità notevolmente maggiore rispetto alle restanti componenti della struttura. Il campanile è costituito da una muratura irregolare, sotto un paramento regolare si cela un riempimento di materiale di varia pezzatura, visibile peraltro dall'interno della struttura nelle zone lesionate.

La cappella laterale è stata ricavata da una preesistente torre delle antiche mura della città, quindi anch'essa ha una consistente sezione muraria. Come per il caso del campanile anche la cappella è costituita di muratura di varia pezzatura nascosta da un paramento regolare, inoltre è solo accostata al corpo centrale della chiesa, non sono presenti ammorsamenti.

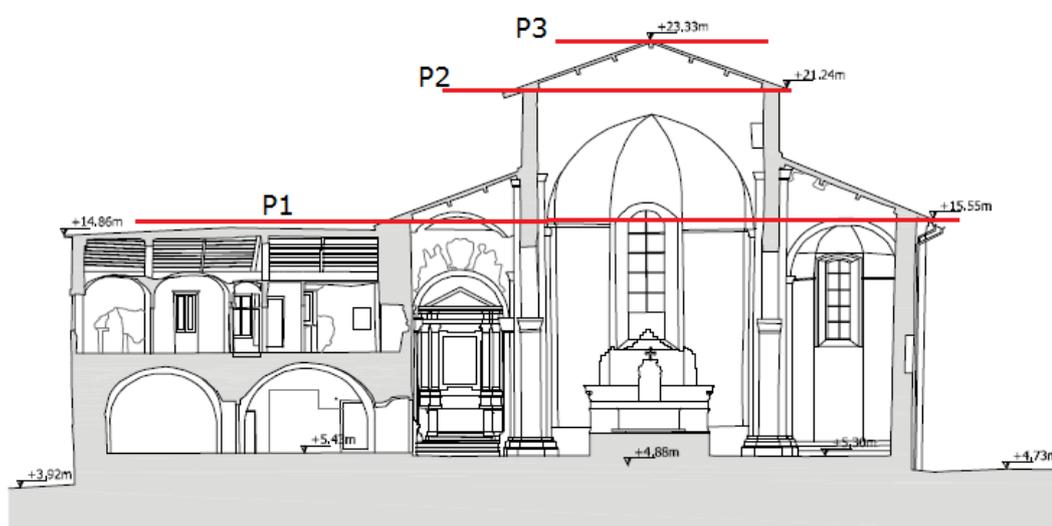
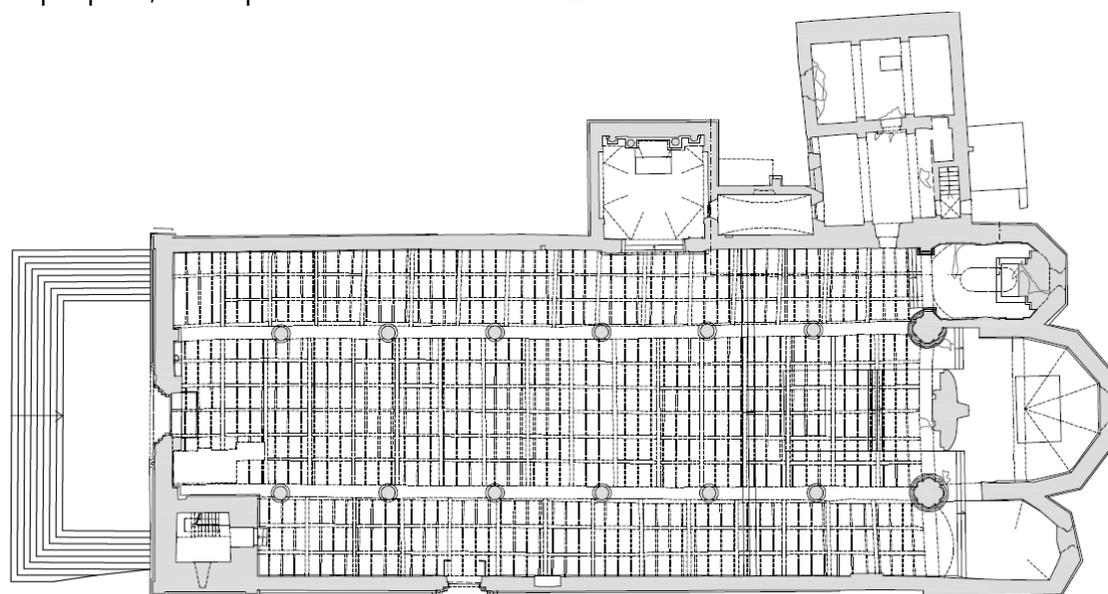
All'interno della chiesa troviamo tre navate, con quella centrale larga circa il doppio delle laterali, e separate da una serie di arcate. La sezione muraria delle pareti è di circa 90 cm, mentre le arcate sorreggono una parete di circa 80 cm di spessore ed un'altezza di 5 m. La muratura costituente la chiesa esternamente presenta paramenti comunemente denominati "apparecchi aquilini", una particolare tessitura muraria caratterizzata da conci in pietra calcarea di sezione quadrata, circa 10x10x20 e 10x20x20 cm. Il paramento interno si presume sia costituito da scaglie in pietra di varia pezzatura legate da malta aerea. La copertura della chiesa è formata da capriate lignee.

5.3. MODELLAZIONE ARCHITETTONICA

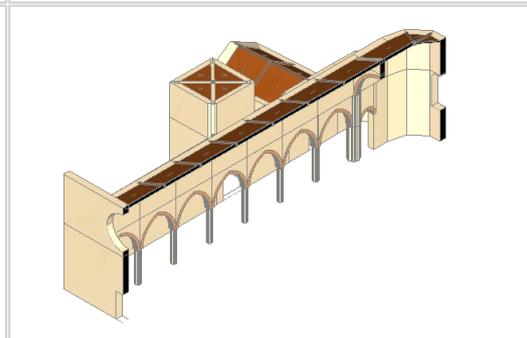
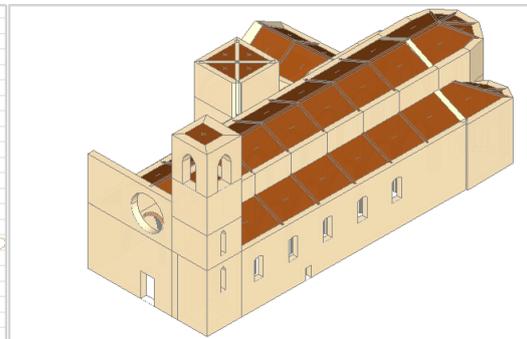
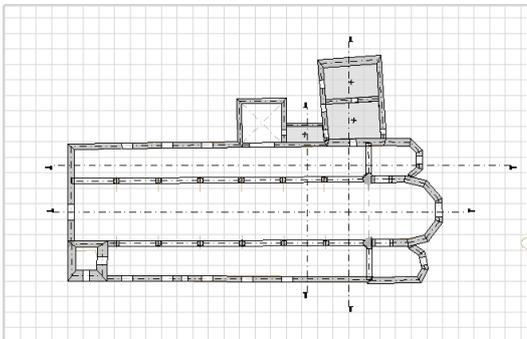
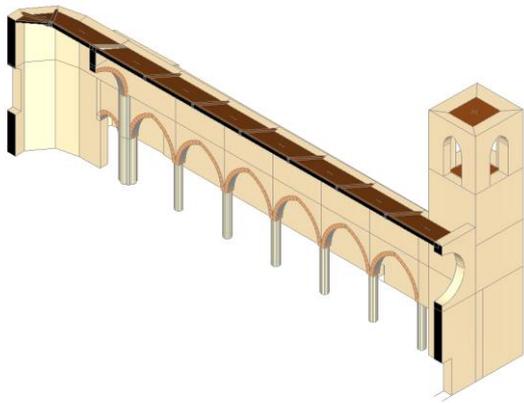
In questo capitolo verranno messi in luce gli aspetti più particolari riguardo la modellazione architettonica.

Nell'immagine seguente è possibile vedere la pianta della struttura. A partire da questa è stato costruito il modello con PCM, con il quale ci siamo concentrati sullo studio dei meccanismi di collasso indicati nell'abaco presente nelle linee guida.

Risulta interessante la gestione dei piani della struttura, infatti sono presenti volumi che raggiungono quote differenti, basti osservare le navate della chiesa, il campanile e la cappella stessa. Sono stati quindi definiti cinque piani, come possiamo vedere dalla sezione sottostante.



I primi tre piani sono stati utilizzati per la definizione del corpo centrale della chiesa, mentre gli ultimi due sono stati utilizzati per la parte superiore del campanile. Nelle figure sottostanti vediamo anche il modello in PCM.



Inoltre tutti gli archi sono stati modellati a blocchi e giunti; la scelta è stata determinata dal fatto che tra i meccanismi che andiamo a considerare troviamo anche la risposta longitudinale del colonnato, quindi una modellazione più raffinata in questo caso sembra maggiormente auspicabile.

5.4. MODELLAZIONE DEI MECCANISMI DI COLLASSO

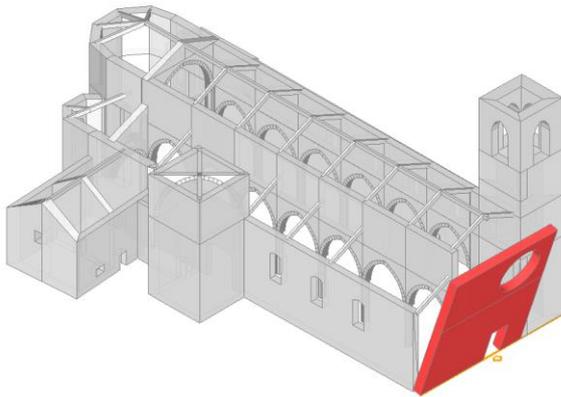
Una volta costituito il modello architettonico abbiamo generato il modello strutturale e quello cinematico, utilizzando l'apposito comando. Il modello cinematico si compone di una serie di blocchi rigidi, che possiamo tagliare, utilizzando due comandi specifici, così da poter definire caso per caso i corpi che realmente parteciperanno ad ogni cinematico. In particolare il comando di taglio tramite una polilinea

 Polilinea risulta utile qualora sia presente una fessurazione attiva, così da poter modellare nel dettaglio i corpi.

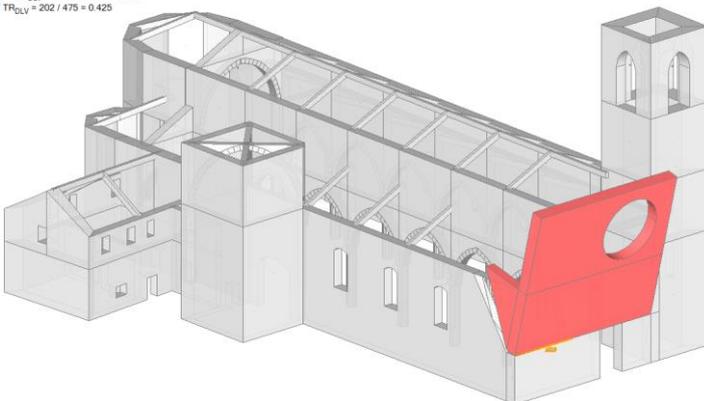
Analizziamo quindi i cinematici presi in considerazione; alla fine verrà presentata una tabella riassuntiva dei moltiplicatori di collasso, che utilizzeremo come parametro per la definizione della vulnerabilità della struttura.

- **1. Ribaltamento della facciata:** sono stati considerati due differenti casi. Nel primo abbiamo il distacco completo della facciata, e quindi deve essere considerato un pessimo ammorsamento con le pareti trasversali dell'aula; nel secondo caso invece si registra un buon ammorsamento con le pareti dell'aula, tanto che parte di esse sono coinvolte nel cinematico. Inoltre in quest'ultimo caso la cerniera si formerà più in alto rispetto al caso precedente.

01_1_a
Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.050$
■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.110 / 0.261 = 0.421$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 56 / 475 = 0.118$



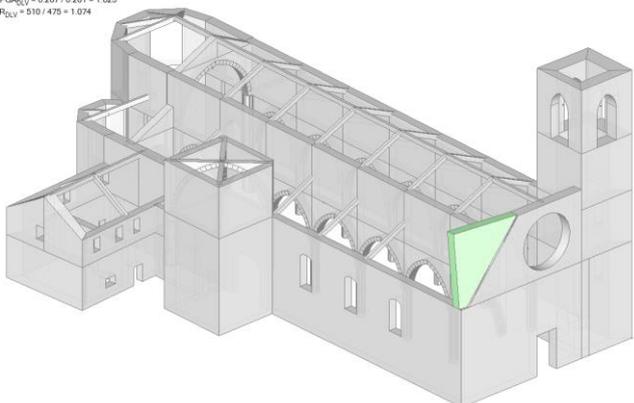
02_1b
Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.101$
■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.191 / 0.261 = 0.732$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 202 / 475 = 0.425$



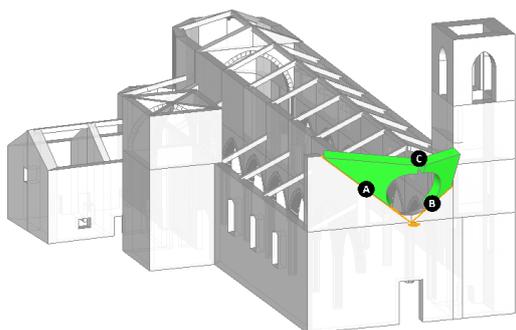
Com'era lecito attenderci otteniamo un minor coefficiente di sicurezza nel primo caso, dove non vi è resistenza da parte delle pareti trasversali: lo possiamo vedere sia analizzando i coefficienti di sicurezza in termini di PGA o di TR, oppure graficamente osservando la differenza di tonalità dei colori dei due elementi.

- **2. Meccanismi nella sommità della facciata:** anche in questo caso abbiamo ipotizzato la formazione di due differenti meccanismi, il primo coinvolge lo spigolo della facciata con una fessurazione che segue l'inclinazione della falda del tetto dell'aula. Nel secondo caso abbiamo ipotizzato che il meccanismo possa coinvolgere il rosone centrale.

03_2a
Ribaltonamento semplice
 $\alpha_0 = 0.181$
■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.267 / 0.261 = 1.023$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 510 / 475 = 1.074$



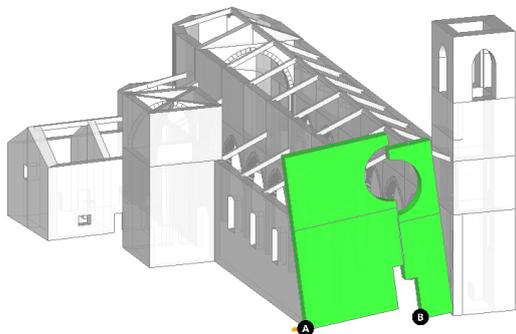
04_2_b
Flessione su cerniere oblique
 $\alpha_0 = 0.418$
■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.452 / 0.261 = 1.732$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 475 = 5.211$



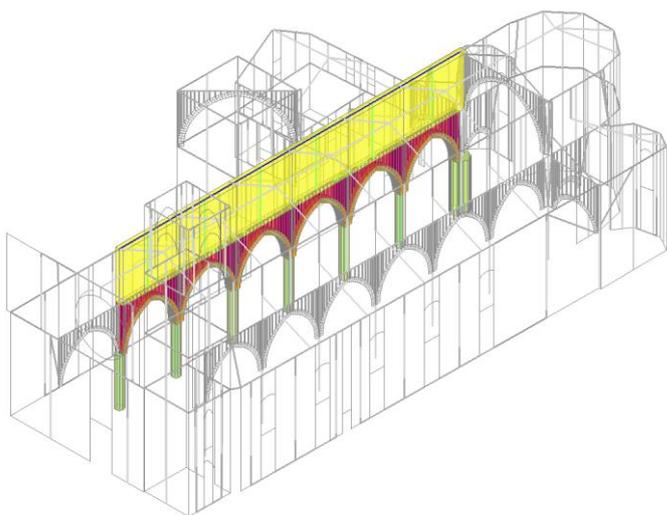
In questo caso entrambe le verifiche sarebbero soddisfatte rispetto ad un sisma con TR di 475 anni, ma a noi interessa valutare l'indice di vulnerabilità, quindi come parametro di riferimento considereremo il moltiplicatore dei carichi al collasso che andremo a riassumere alla fine.

- **3. Meccanismi nel piano della facciata:** in questo caso abbiamo ipotizzato la possibilità di formazione di un solo meccanismo, come quello di figura.

05. 3
Ribattimento di parete a doppia cortina
 $\alpha_g = 0.456$
■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{OLV} = 0.452 / 0.261 = 1.732$
 $TR_{CLV} / TR_{OLV} = 2475 / 475 = 5.211$

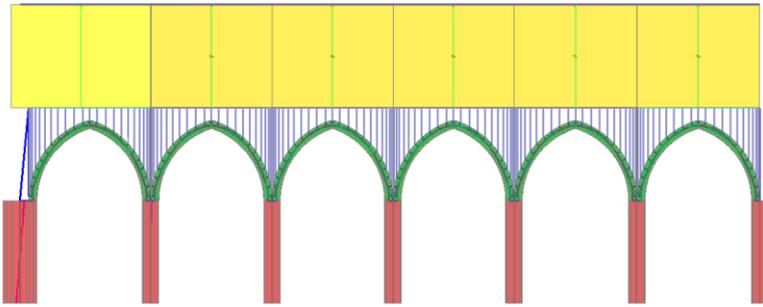


- 7. Risposta longitudinale del colonnato: per la valutazione della risposta longitudinale del colonnato, è stato creato un modello strutturale dove sono stati isolati gli archi ed il colonnato di una navata, così come in figura.



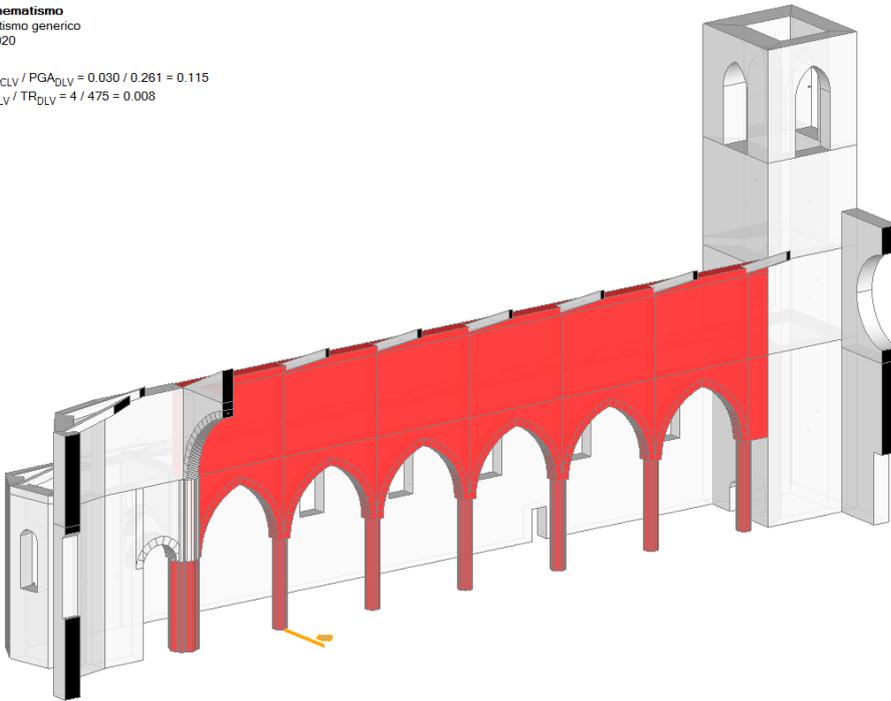
A questo punto abbiamo scelto di eseguire l'analisi solo sugli elementi selezionati ed abbiamo svolto un'analisi statica non lineare, così da poter determinare il moltiplicatore dei carichi al collasso. La crisi del colonnato avviene per collasso dei pilastri, e questo era prevedibile data la geometria della struttura. Infatti il colonnato presenta pilastri snelli ed archi caratterizzati da sezioni di dimensioni robuste.

- Asta in fase elastica
- Asta parzialmente plasticizzata
- Asta plasticizzata
- Asta collassata
- Asta in trazione/compressione eccessiva
- Asta non sottoposta a verifica



Utilizzando il moltiplicatore di collasso (0.020) viene definito un cinematismo generico, che permette di ottenere il risultato in termini di capacità per l'accelerazione al suolo: la PGA che porta al collasso è pari a 0.030 g. Con l'occasione, ricordiamo che per i macroelementi di edifici monumentali studiati con analisi statica non lineare è possibile condurre la verifica di sicurezza in termini di PGA non facendo riferimento al metodo normalmente utilizzato in pushover per gli edifici, ma rilevando dall'analisi il valore del moltiplicatore di collasso ed utilizzandolo direttamente in una verifica cinematica, alla stregua di ogni altro meccanismo di collasso. PCM prevede appunto, a tal scopo, il cinematismo di tipo generico, dove, dopo aver selezionato i corpi partecipanti, viene definito direttamente in input il valore del moltiplicatore di collasso, con conseguente calcolo della capacità in termini di PGA e di TR.

01. Cinematismo
 Cinematismo generico
 $\alpha_0 = 0.020$
 ■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.030 / 0.261 = 0.115$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 4 / 475 = 0.008$



- 13. Archi trionfali: è stato ipotizzato il consueto meccanismo a quattro cerniere.

06. 13

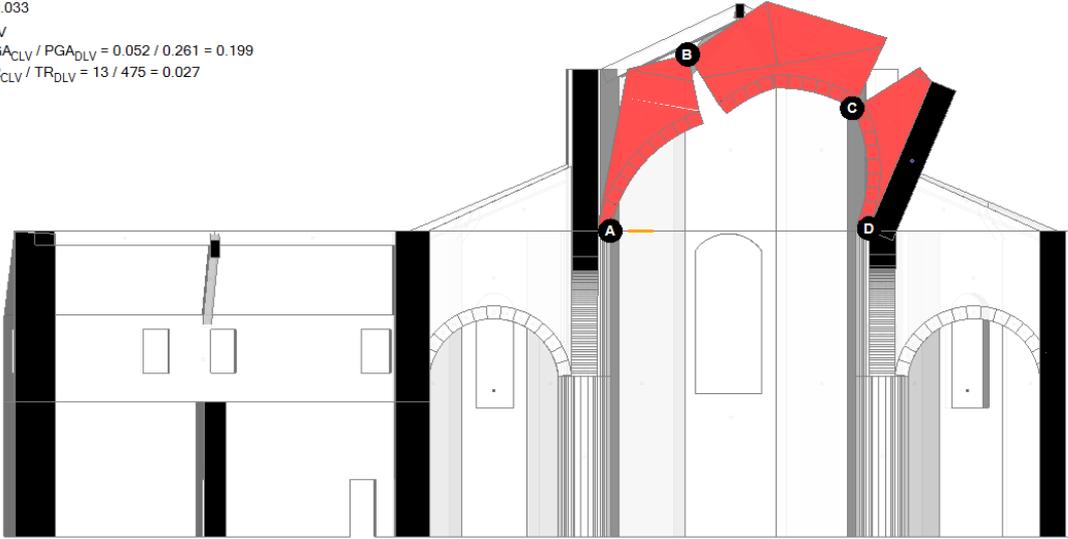
Meccanismo a quattro cerniere

$\alpha_0 = 0.033$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.052 / 0.261 = 0.199$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 13 / 475 = 0.027$$



- 16. Ribaltamento dell'abside: data la presenza di tre navate abbiamo ipotizzato che possa ribaltare l'abside della navata centrale o quello di una delle due navate laterali; non abbiamo sentito la necessità di ipotizzare il ribaltamento di entrambi gli absidi delle navate laterali in quanto pressoché simmetriche.

07. 16_c

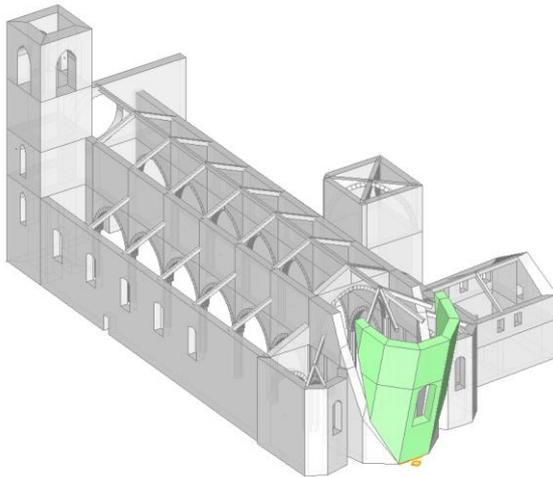
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.155$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.307 / 0.261 = 1.176$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 766 / 475 = 1.613$$



08. 16_dx

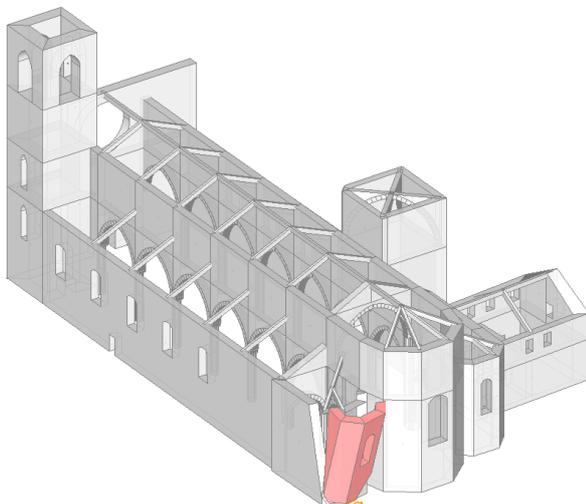
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.155$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.234 / 0.261 = 0.897$$

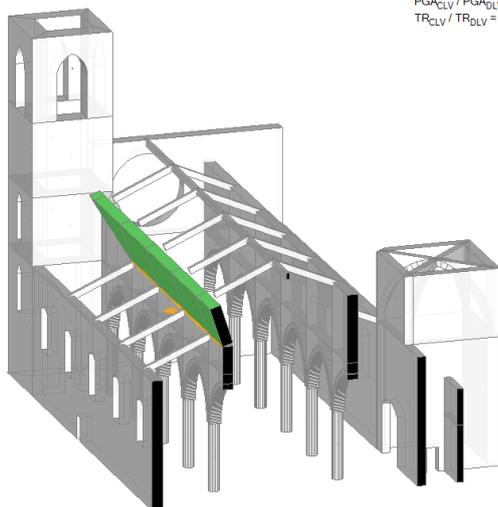
$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 350 / 475 = 0.737$$



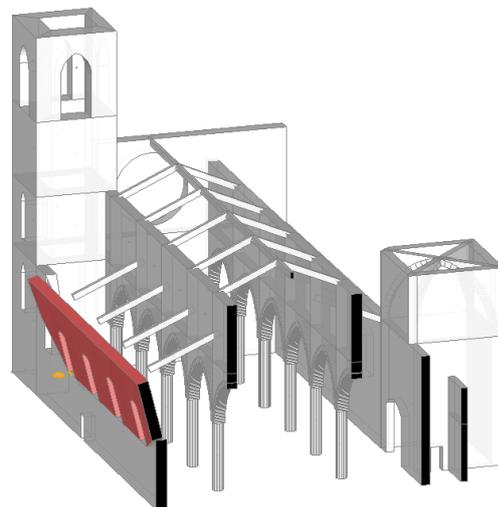
In questo caso notiamo come l'abside della navata centrale abbia un coefficiente di sicurezza maggiore rispetto a quello dell'abside della navata di destra.

- 19. Elementi di copertura dell'aula: in questo caso abbiamo scelto di modellare due cinematismi, uno che interessa la copertura dell'aula centrale ed uno che interessa la copertura della navata laterale.

15_19_a
Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.253$
■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.390 / 0.261 = 1.456$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1445 / 475 = 3.042$

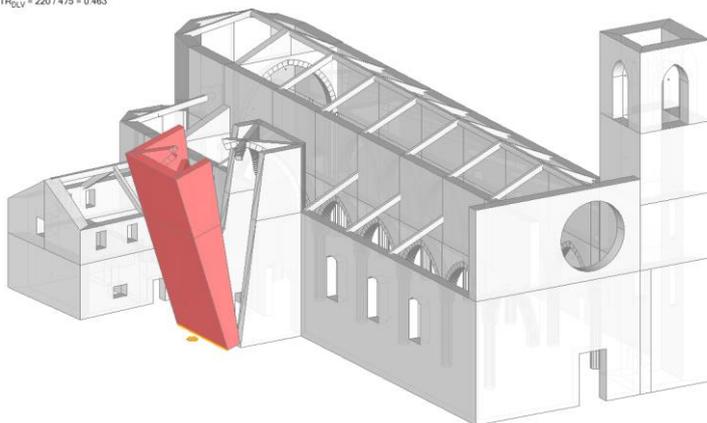


09_19_b
Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.124$
■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.183 / 0.261 = 0.701$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 183 / 475 = 0.385$



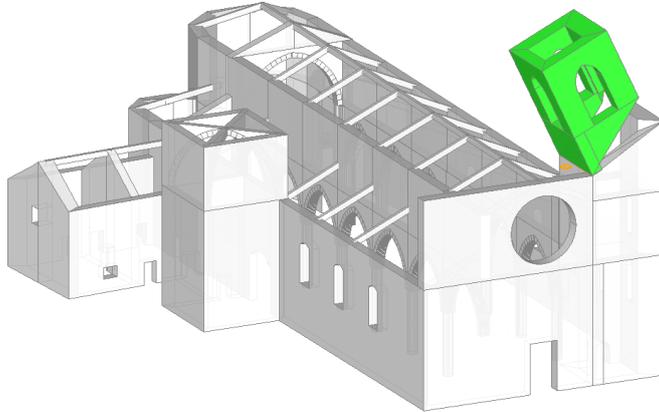
- 22. Ribaltamento delle cappelle: nel caso in esame, data la particolare forma della cappella, la cui copertura è una volta, abbiamo scelto di considerare un meccanismo che coinvolga anche gli archi sotto-volta.

10_22
Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.113$
■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.198 / 0.261 = 0.759$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 220 / 475 = 0.463$



- 27. Torre campanaria: per quanto riguarda la torre campanaria, nel caso in esame, riteniamo che l'unico meccanismo che può innescarsi è quello di ribaltamento della sommità.

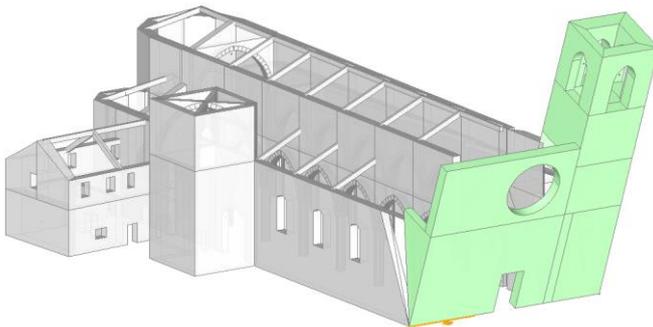
12_27
 Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.444$
 ■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.452 / 0.261 = 1.732$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 475 = 5.211$



In ogni caso si ritiene che la possibilità che si verifichino meccanismi che coinvolgono soltanto la torre campanaria è molto bassa, in quanto dotata di pareti con elevato spessore.

- Ribaltamento della facciata e del campanile: questo meccanismo non è presente nell'abaco proposto dalle linee guida, ma dallo studio delle lesioni riportate dalla struttura nel corso dei più recenti eventi sismici riteniamo che questo possibile cinematismo debba essere preso in considerazione.

04_ribaltamento facciata + campanile
 Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.143$
 ■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.269 / 0.261 = 1.031$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 522 / 475 = 1.099$



Si ritiene opportuno ricordare che i meccanismi presenti nelle linee guida non rappresentino una classificazione rigida ed esaustiva di ogni casistica, ma sono un punto di partenza che il Progettista di volta in volta dovrà ampliare in funzione delle caratteristiche della struttura al quale sta lavorando e alle manifestazioni di lesioni o danni che eventualmente possono presentarsi.

Nella tabella seguente sono riassunti i risultati dei meccanismi di collasso considerati per la struttura oggetto di studio ed i relativi giudizi da utilizzare per il metodo semplificato proposto dalle linee guida.

n°	PGA_{CLV}	V_{kp}		V_{ki}		ρ_k
1	0.110	Nessun presidio antisismico presente	0	Presenza di elementi spingenti sulla facciata come volte e archi	2	1
2	0.267	Nessun presidio antisismico presente	0	Presenza di grandi aperture come il rosone	2	1
3	0.452	Nessun presidio antisismico presente	0	Presenza di aperture di grandi dimensioni	2	1
7	0.028	Presenza di catene longitudinali	1	Nessun indicatore di vulnerabilità presente	0	0.5
13	0.052	Arco composto da conci di buona fattura	1	Nessun indicatore di vulnerabilità presente	0	0.5
16	0.234	Nessun presidio antisismico presente	0	Presenza di elementi di copertura spingenti	2	1
19	0.183	Nessun presidio antisismico presente	0	Presenza di elementi di copertura spingenti	2	1
22	0.198	Nessun presidio antisismico presente	0	Nessun indicatore di vulnerabilità presente	0	1
27	0.452	Campanile inglobato nella struttura della chiesa	1	Presenza di aperture significative; Campanile inglobato all'interno della struttura della chiesa	3	1
Personalizzato	0.269	Nessun presidio antisismico presente	0	Presenza di aperture significative; Campanile inglobato all'interno della struttura della chiesa	3	1

Nel caso in esame abbiamo scelto di attribuire giudizi minimi agli eventuali presidi antisismici, e giudizi massimi agli eventuali indici di vulnerabilità presenti, così da porci nella condizione maggiormente gravosa.

A questo punto è possibile utilizzare la formula 1.1 per ottenere il valore dell'indice di vulnerabilità globale.

Risulta:

$$i_v = 0.76$$

Infine sfruttando le formule 1.3 e 1.4 possiamo determinare il valore dell'accelerazione e del tempo di ritorno relativi al i_v sopra determinato allo SLV:

$$a_{SLV} = 0.11 \text{ g}$$

$$T_{SLV} = 52.15 \text{ anni}$$

Utilizzando il metodo semplificato abbiamo determinato un $i_v = 0.76$, al quale corrisponde un'accelerazione allo SLV pari a 0.11 g con periodo di ritorno di circa 52 anni.

Infine possiamo calcolare l'indice di sicurezza sismica riferito allo SLV:

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}} = 0.11$$

Adesso rifacciamo il conto dell'indice di affidabilità assegnando ai presidi antisismici un punteggio relativo a sistemi efficaci e viceversa agli indicatori di vulnerabilità un giudizio di inefficacia:

n°	v_{kp}		v_{ki}		ρ_k
1	Nessun presidio antisismico presente	0	Presenza di elementi spingenti sulla facciata come volte e archi	1	1
2	Nessun presidio antisismico presente	0	Presenza di grandi aperture come il rosone	1	1
3	Nessun presidio antisismico presente	0	Presenza di aperture di grandi dimensioni	1	1
7	Presenza di catene longitudinali	2	Nessun indicatore di vulnerabilità presente	0	0.5
13	Arco composto da conci di buona fattura	2	Nessun indicatore di vulnerabilità presente	0	0.5
16	Nessun presidio antisismico presente	0	Presenza di elementi di copertura spingenti	1	1
19	Nessun presidio antisismico presente	0	Presenza di elementi di copertura spingenti	1	1

22	Nessun presidio antisismico presente	0	Nessun indicatore di vulnerabilità presente	0	1
27	Campanile inglobato nella struttura della chiesa	2	Presenza di aperture significative; Campanile inglobato all'interno della struttura della chiesa	2	1
Personalizzato	Nessun presidio antisismico presente	0	Presenza di aperture significative; Campanile inglobato all'interno della struttura della chiesa	2	1

Si ottiene: $i_v=0.59$

dal quale:

$a_{SLV} S = 0.15 \text{ g}$

$T_{SLV} = 97.77 \text{ anni}$

$I_{S,SLV} = 0.2$

Abbiamo messo in luce come due casi di giudizio estremi portino ad un valore dell'indice di sicurezza sismica riferito allo SLV, profondamento diverso, con una variazione di circa il 100%.

Il risultato sottolinea come il giudizio dell'efficacia dei presidi antisismici e degli indicatori di vulnerabilità, da parte del tecnico, assuma un ruolo fondamentale. Tale risultato era prevedibile, data la natura del metodo stesso.

A questo punto vale la pena fare qualche considerazione sui risultati appena ottenuti, in particolare nel caso maggiormente cautelativo di $I_{S,SLV} = 0.11$. Analizzando la tabella riassuntiva dei cinematismi scopriamo che un cinematismo, quello dell'arco trionfale, è caratterizzato da un valore di PGA inferiore a quello determinato dal metodo semplificato, così come per il meccanismo di ribaltamento della facciata, caratterizzato da una PGA pari a quella determinata. In ogni caso il metodo semplificato si colloca in una valutazione LV1, sembra quindi

Nel caso in cui fosse affrontato uno studio a livello LV3 il programma fornisce direttamente i coefficienti di sicurezza in termini di accelerazione o di tempi di ritorno.

Dati questi risultati ci chiediamo se non sia più adeguata una metodologia per la determinazione dell'indice di affidabilità basata sul LV3, sempre come media pesata ma di un valore derivante dall'analisi, come ad esempio l'accelerazione d'attivazione del meccanismo, ed utilizzando come pesi dei coefficienti che tengano conto dei danni alle cose e alle persone indotte dal meccanismo di collasso considerato.

Infine risulta interessante effettuare il confronto tra il valore dell'accelerazione che porta al collasso la struttura, determinata con il metodo semplificato, e la minima tra quelle determinate con il programma. Il valore minimo ottenuto con il metodo semplificato è pari a 0.11 g, ed è comunque sempre frutto di una media pesata influenzata peraltro da valutazioni soggettive. Il valore minimo ottenuto dalle analisi è invece di 0.030 g, ma si riferisce ad un particolare cinematismo. Risultati così diversi non devono sorprendere se pensiamo che il metodo semplificato si pone a livello di studio territoriale, ma è necessario essere consapevoli del grado di approssimazione che caratterizza tale risultato.

6. APPLICAZIONI VARIE

In questo capitolo vengono illustrate considerazioni applicative di vario genere, riguardanti particolari funzionalità.

6.1. ANALISI PER SOTTOSTRUTTURE

In questo paragrafo viene illustrata la procedura dell'analisi per sottostrutture, disponibile in PCM a partire dalla versione 2014.1.2.

Un'ampia categoria di **edifici esistenti**, ed in particolare gli edifici storici, è caratterizzata da **impalcati deformabili**, ossia non in grado di consentire la ripartizione delle azioni sismiche in base alla rigidità degli elementi verticali portanti. Per tali tipologie la Normativa (D.M. 2008, §8.7.1) suggerisce, in alternativa alla modellazione 3D, l'analisi di singole pareti o di sistemi di pareti complanari; in pratica, lo studio del comportamento nel piano (sempre idealmente successivo all'analisi dei meccanismi di collasso, che affrontano la problematica del fuori-piano) avviene attraverso una **scomposizione in paramenti piani** (modelli 2D); ovviamente, i risultati rappresentativi dell'edificio nel suo insieme coincideranno con quelli delle parti più deboli.

Vi sono inoltre altri casi in cui le sottostrutture possono assumere ruolo significativo; tipici sono gli edifici esistenti con **aggregati, realizzati in epoche diverse**, non del tutto indipendenti (p.es. accostati, senza giunto sismico), e gli edifici monumentali di grandi dimensioni: può quindi essere opportuna un'analisi per **sottostrutture anche tridimensionali**, cioè modelli spaziali di porzioni del fabbricato complessivo.

La procedura descritta nel seguito permette di affrontare con successo l'analisi di queste tipologie, ottenendo tutti i risultati di elaborazione (sollecitazioni, deformazioni, verifiche, relazioni, grafici) sia per le sottostrutture, sia - tramite assemblaggio - per il fabbricato complessivo.

Nella terminologia di PCM, si definisce "**padre**" il modello del fabbricato complessivo originario, e "**figli**" le sottostrutture costituite da porzioni del fabbricato.

Un progetto è riconosciuto come 'padre' se il corrispondente nome di file termina con il carattere @, es.: *Padre@* (il nome esteso è: Padre@.vdml).

I progetti 'figli' sono riconosciuti dalla prima parte del nome del file identica a quella del 'padre', seguita dal nome del 'figlio', es.: *Padre@ProspettoEst* (il nome esteso è: Padre@ProspettoEst.vdml).

Con riferimento ad un esempio fornito a corredo del software, si illustra la metodologia di modellazione e analisi. A corredo di PCM sono già forniti i files 'padre' e 'figli' che possono essere consultati per la comprensione della procedura. Le operazioni possono essere ripercorse a partire dal salvataggio di una copia del file padre con altro nome.

Il file di esempio è denominato *Edificio_7692@* ed è stato ottenuto, con alcune modifiche, dall'esempio reale illustrato in §2, tratto dalla documentazione della Regione Marche.

Nel presente contesto, il progetto è trattato a titolo esemplificativo per illustrare la procedura del calcolo per sottostrutture, nel senso che ai fini della valutazione di vulnerabilità dell'edificio reale possono essere opportune anche altre modalità di modellazione (p.es. scelta di altre sottostrutture, differenti ipotesi sul comportamento di maschi e fasce, ecc.).

Per il fabbricato nel suo complesso, con l'ausilio di piante importate in PCM da files grafici, sono stati creati il modello architettonico e successivamente il modello strutturale.

Si tratta di un edificio a impalcati deformabili, che può essere analizzato per sottostrutture (ad es. per

paramenti). Il modello strutturale complessivo viene messo a punto in ogni suo aspetto, come se fosse destinato ad una normale analisi globale. Come per ogni modello globale si saranno definiti, tra l'altro, i solai e gli eventuali carichi agenti su nodi e aste.

Diversamente dai modelli standard di PCM, questo file 'padre' non verrà sottoposto all'analisi globale (tranne la modale; nel progetto 'padre' dovranno essere invece studiati i cinematismi, come sarà evidenziato in seguito): da esso si genereranno invece tanti files 'figli', ognuno corrispondente ad una sottostruttura da analizzare.

Al termine di tutte le analisi sui files 'figli', l'elaborazione di calcolo del 'padre', oltre all'esecuzione dell'analisi modale, provvederà alla creazione delle schede di sintesi, recuperando i risultati da tutti i 'figli' e assumendo come risultati complessivi quelli più sfavorevoli tra tutte le sottostrutture analizzate. Saranno così automaticamente disponibili i risultati dell'edificio nel suo complesso, determinati dall'analisi di tutte le sottostrutture schematizzate.

A tal fine, si consideri che:

- (a) gli indicatori di rischio sono prodotti sia dalle analisi sismiche lineari sia dalla pushover;
- (b) mentre la pushover li calcola automaticamente, invece per le analisi lineari è necessario aver specificato la richiesta del calcolo (ciò è dovuto al fatto che nelle analisi lineari la procedura iterativa può richiedere tempi di elaborazione prolungati).

Pertanto, per avere la disponibilità completa degli indicatori, è opportuno selezionare la richiesta del calcolo degli indicatori di rischio sismico in analisi sismica lineare (Parametri di Calcolo, scheda Analisi): tale opzione verrà ereditata da tutti i 'figli' salvati come copia dal progetto 'padre' (sarebbe comunque possibile anche attivare l'opzione direttamente in ogni progetto 'figlio').

I risultati sugli indicatori di rischio dei 'figli' confluiranno negli indicatori del progetto 'padre'.

N.B. I vantaggi di questa procedura, rispetto alla definizione di tante sottostrutture come files tra loro indipendenti, sono i seguenti:

1. per ogni figlio è stato possibile utilizzare la modellazione complessiva del 'padre', in particolare per i carichi provenienti dai solai o applicati direttamente su nodi e aste. Non è quindi necessaria nessuna ridefinizione di carico nei files dei figli; diversamente, se si modella un singolo paramento in un file a sé stante, occorrerà dare manualmente in input i carichi agenti sulle aste, non potendo in tal caso utilizzare gli automatismi che calcolano i carichi sulle aste provenienti dai solai;
2. i parametri generali messi a punto nel 'padre' (Azione Sismica, Parametri di Calcolo) vengono automaticamente ereditati dai 'figli' e non vi sono quindi rischi di inserimento di incongruenze (p.es. sui dati della zona sismica o su varie opzioni di calcolo) tra i files della stessa 'famiglia';
3. la scheda di sintesi complessiva (indicatori di rischio) viene compilata automaticamente elaborando il file 'padre'. ■

Per completare l'input del progetto 'padre', nei Parametri di Calcolo si selezioni la richiesta del calcolo degli indicatori di rischio sismico in analisi sismica lineare (Parametri di Calcolo, scheda Analisi). I risultati prodotti potranno così confluire nell'elaborazione finale del progetto 'padre', quando verranno create le definitive schede di sintesi.

Per il progetto di esempio considerato, altre impostazioni notevoli dei Parametri di Calcolo presenti nel progetto 'padre', che saranno ereditate dai 'figli', riguardano le verifiche da effettuare; sono previste: la pressoflessione complanare, limitatamente alle pareti snelle; il taglio per fessurazione diagonale; la pressoflessione ortogonale per azioni convenzionali (le azioni da modello 3D non sono presenti nelle sottostrutture 'piane'); le verifiche di capacità in fondazione. Si tratta di un edificio esistente, ed è stata scelta la valutazione della sicurezza con riferimento al solo stato limite ultimo (SLV).

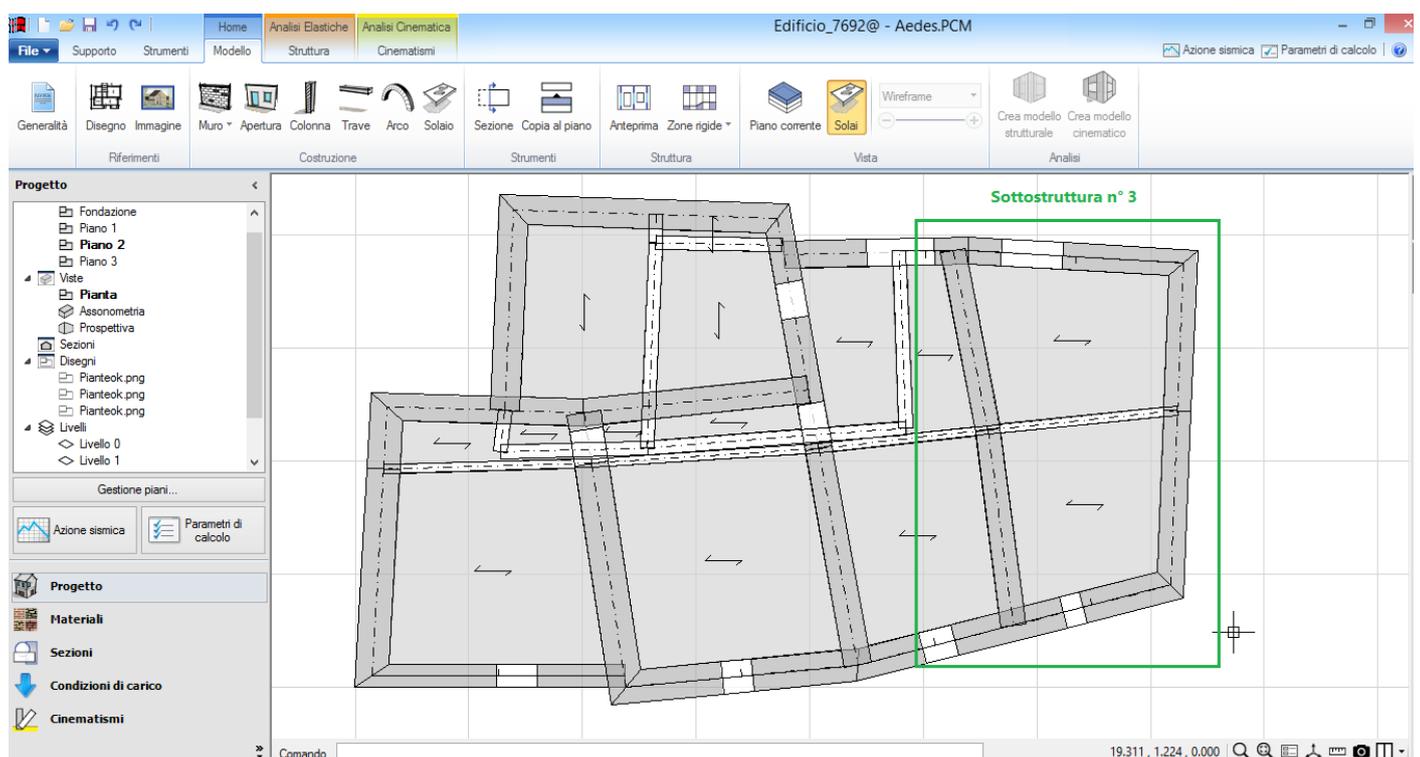
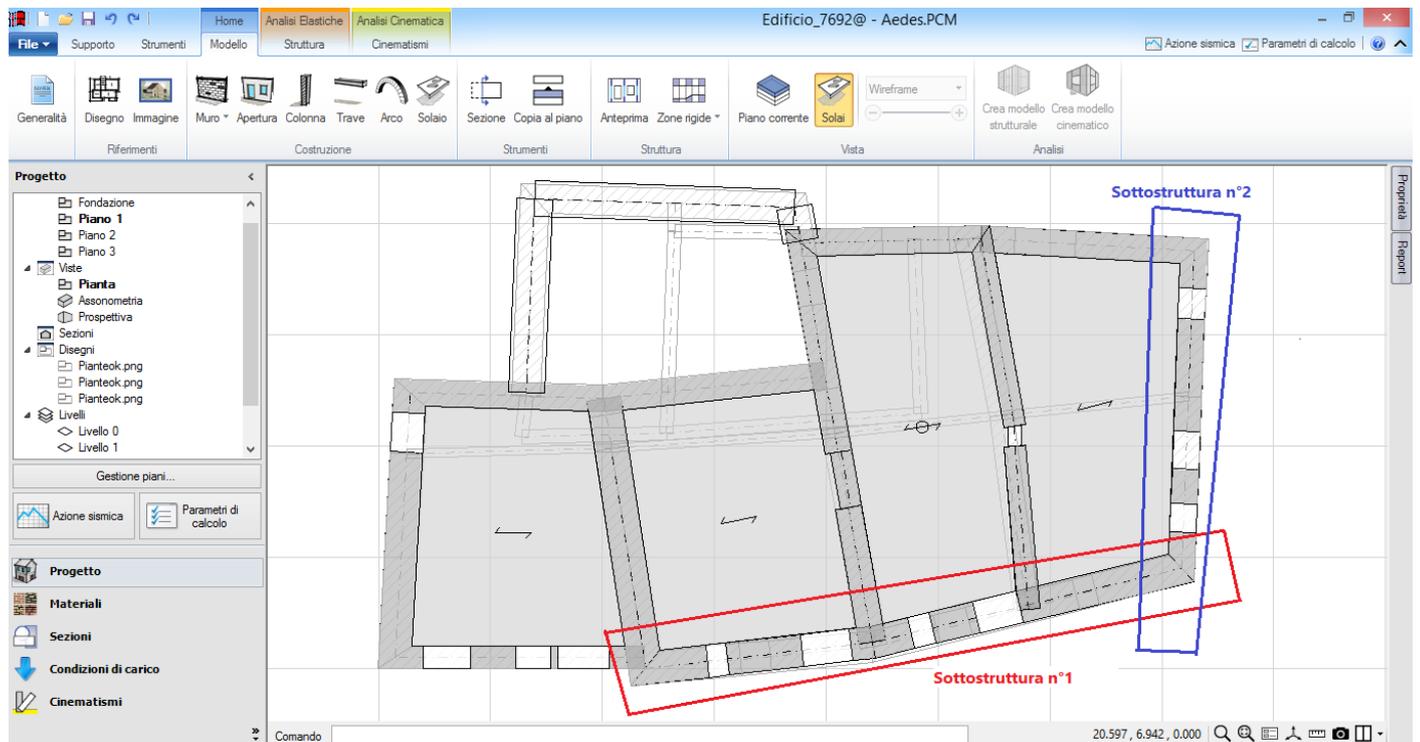
Menu File, Salva una copia... = si creano 'n' files figli, ciascuno destinato ad una sottostruttura: per

semplicità, si suppone siano 3. Nell'elenco qui di seguito riportato, si indica per ogni 'figlio' la sottostruttura corrispondente.

Edificio_7692@sottostruttura_1 : parte del prospetto principale dell'edificio

Edificio_7692@sottostruttura_2 : un prospetto laterale

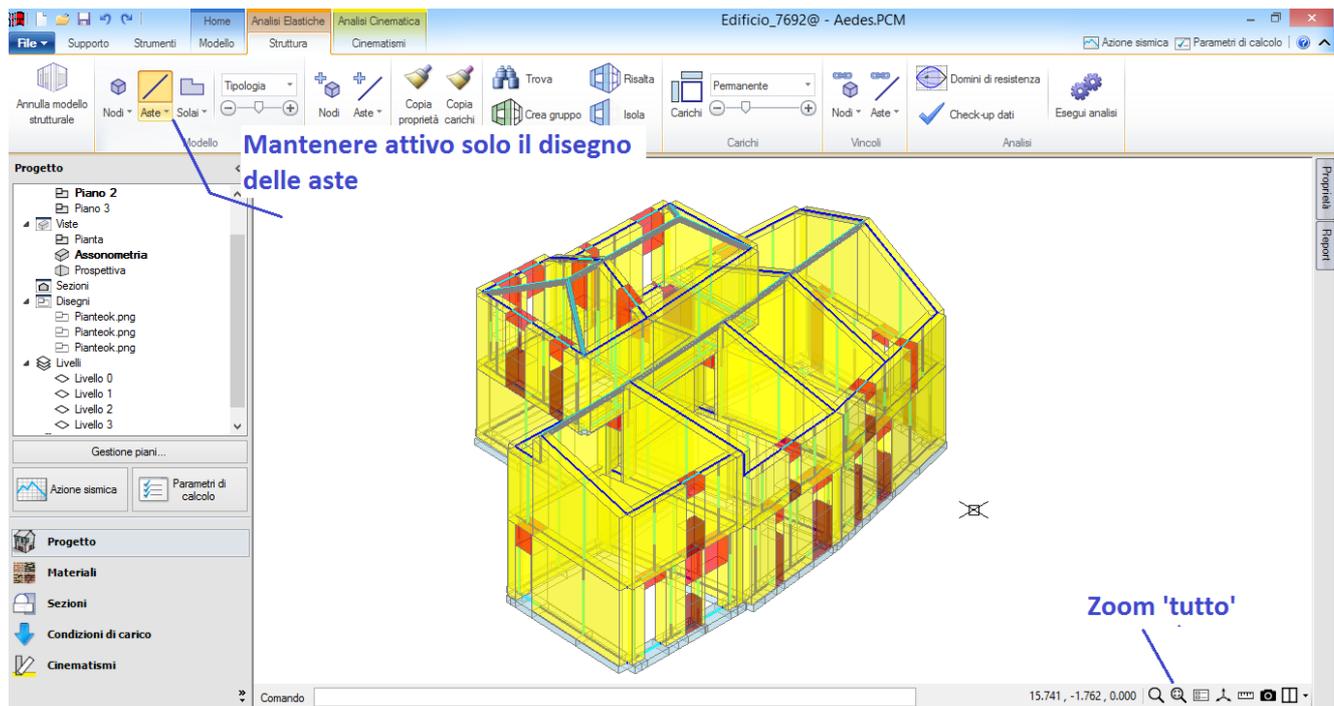
Edificio_7692@sottostruttura_3 : un sottoinsieme tridimensionale (le sottostrutture non sono necessariamente solo paramenti piani, ma possono essere costituite da qualunque porzione dell'edificio 'padre').



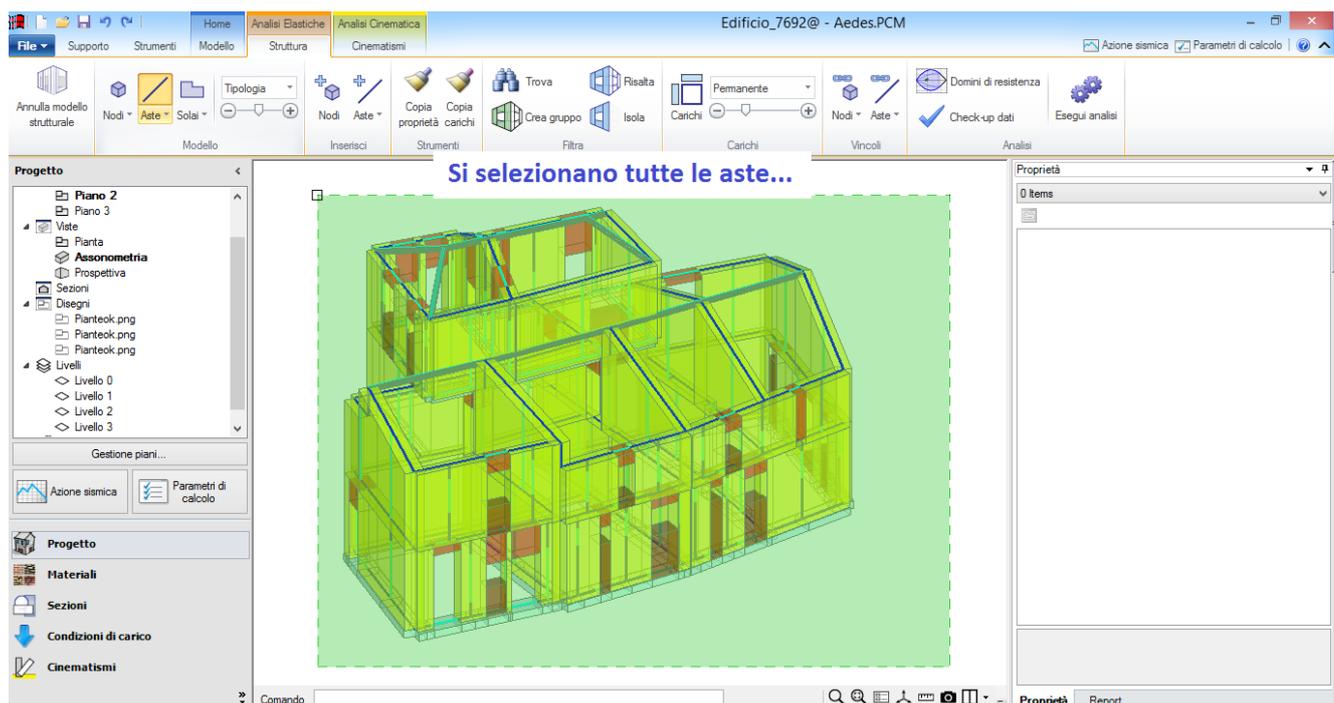
Poiché nell'esempio considerato il file 'padre' incorpora anche delle tavole (disegni in formato *png*), è possibile 'alleggerire' i files 'figli' rimuovendo tali immagini; in tal modo, anche la rigenerazione dello 'zoom tutto' è più efficace perché occupa l'intero spazio video dell'area grafica. Questa operazione è già stata condotta nei files figli forniti a corredo di PCM.

Si voglia definire quindi la prima sottostruttura.

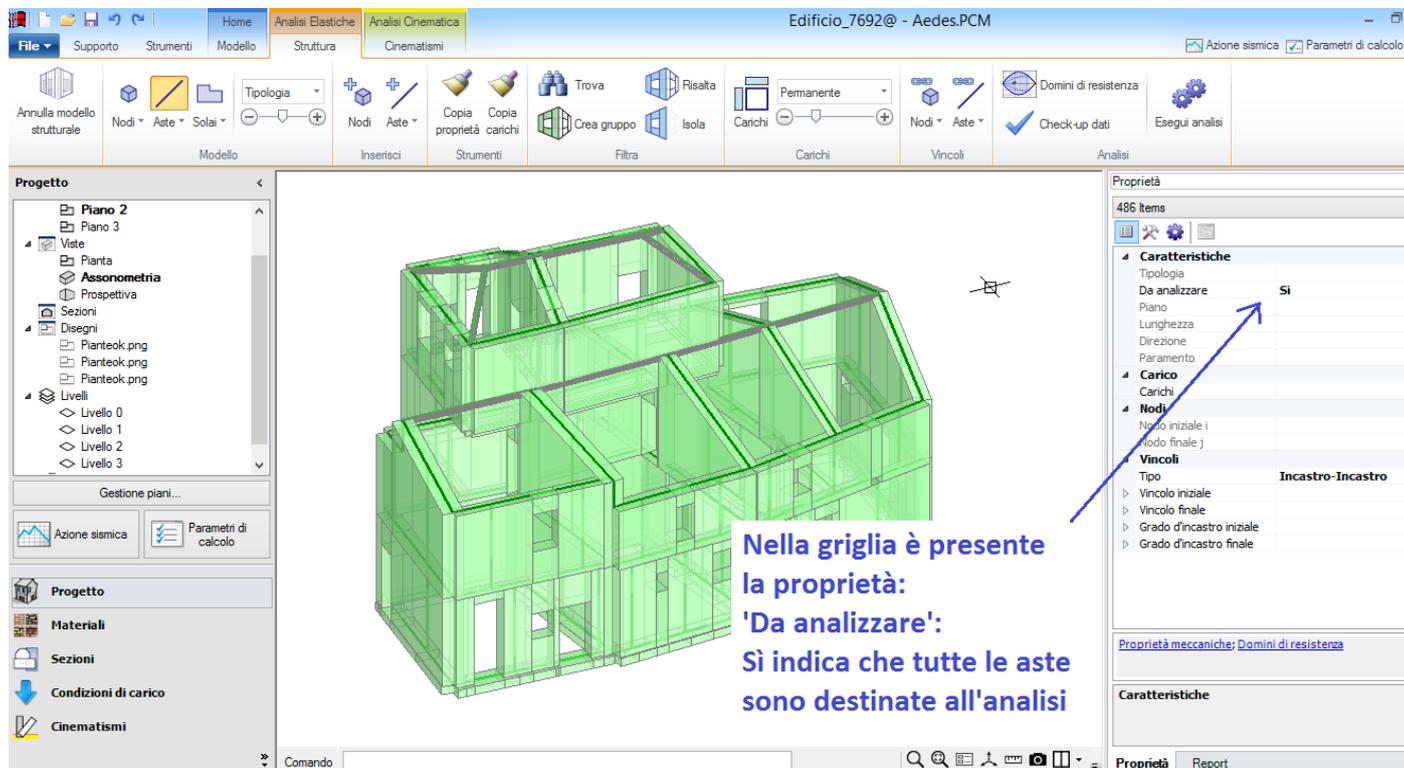
Aperto il file *Edificio_7692@sottostruttura_1*, nella scheda Struttura si deseleziona la rappresentazione grafica dei nodi e dei solai, lasciando solo la visualizzazione delle aste:



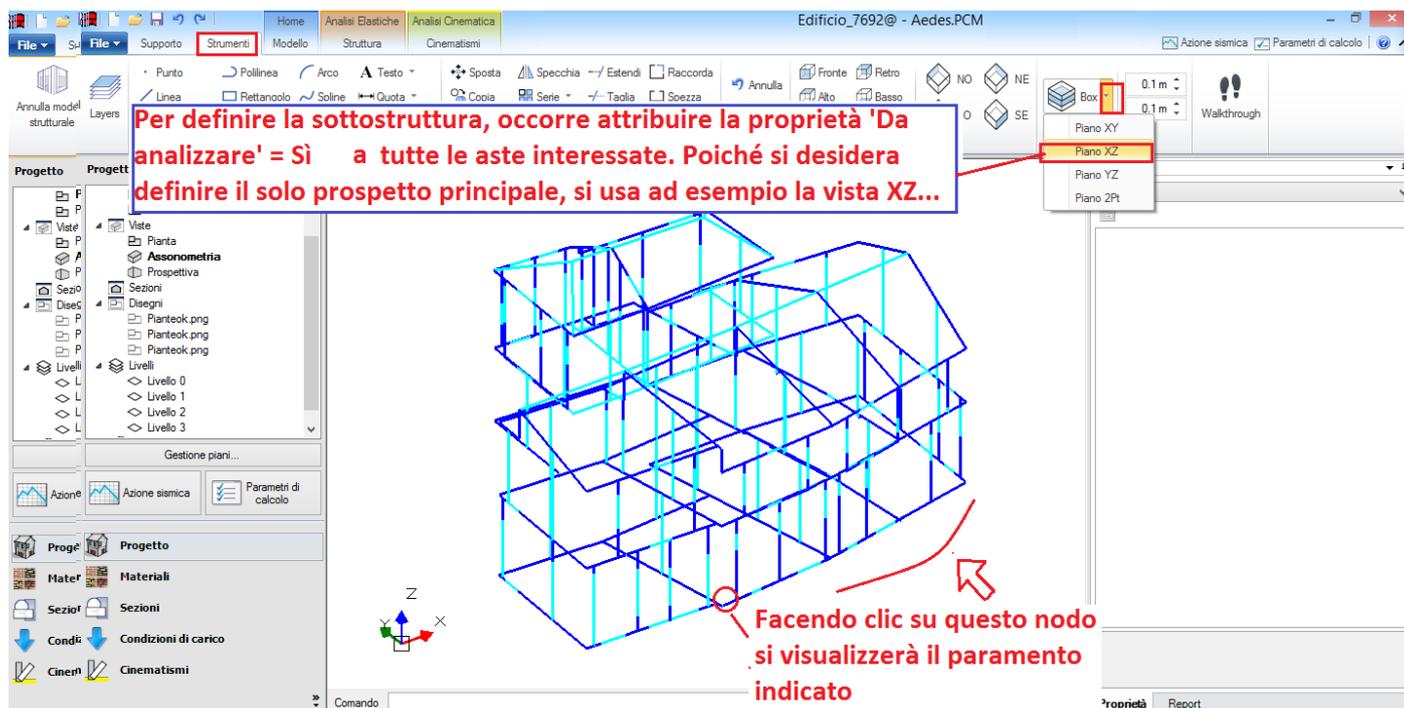
- si selezionano tutte le aste:

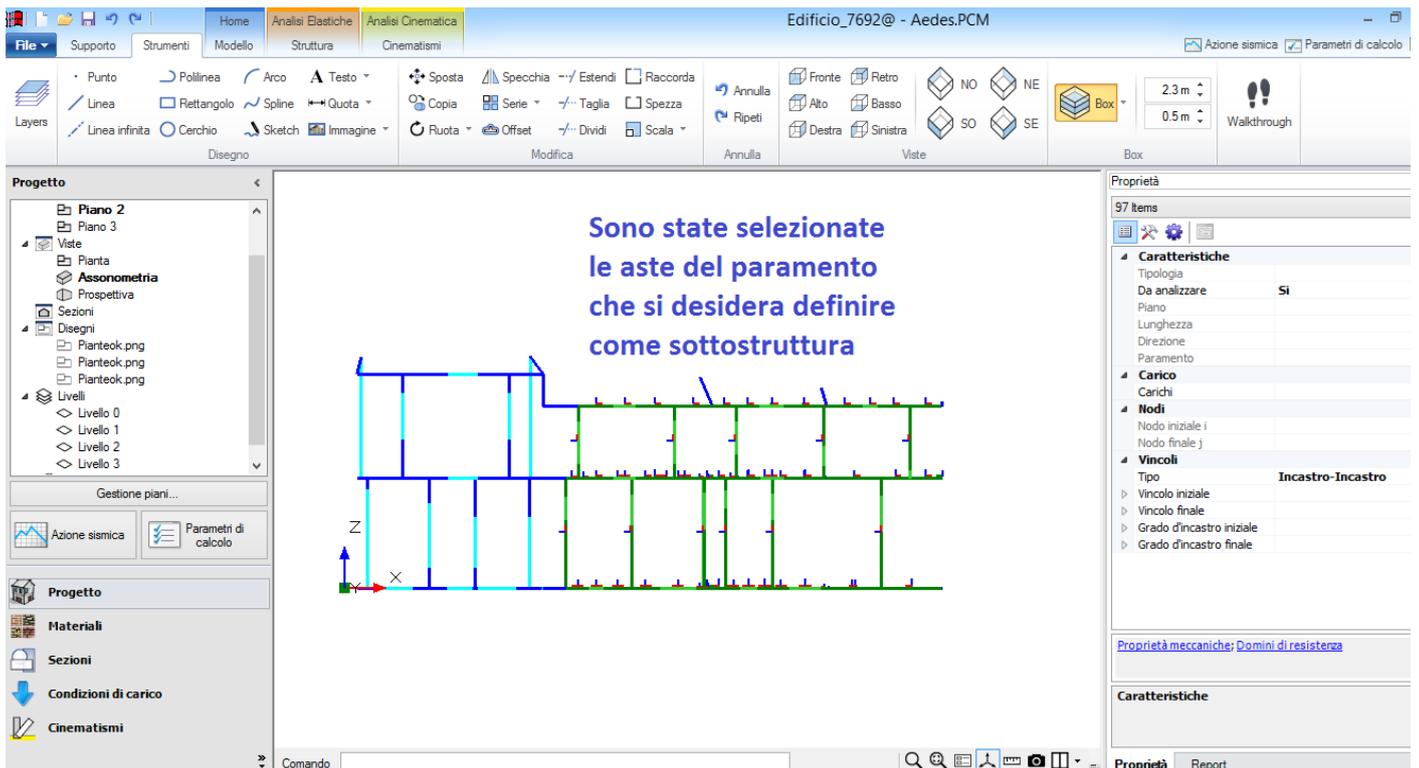
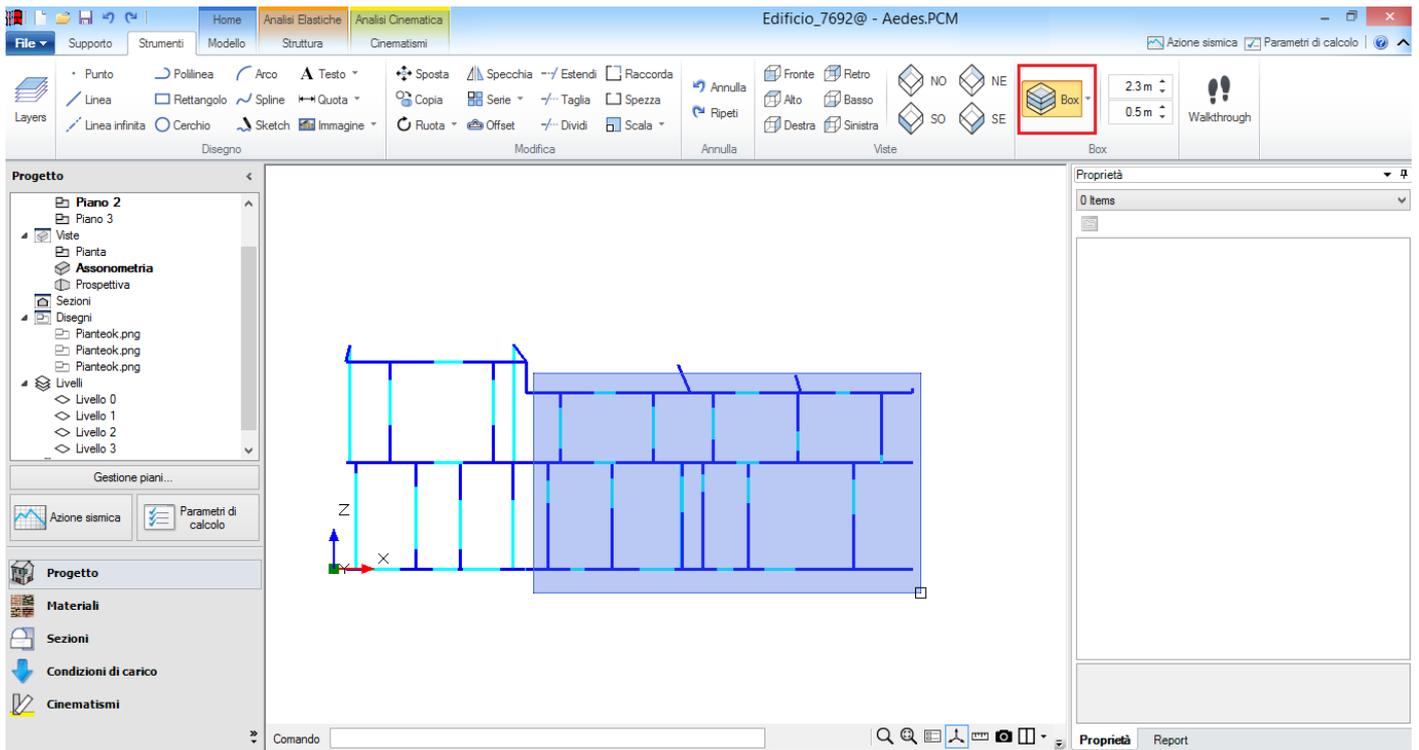


Nella griglia è presente la proprietà: 'Da analizzare': **Si** indica che tutte le aste sono destinate all'analisi; la situazione corrente è quindi quella dell'analisi globale:



Si cambi la proprietà in: **No**. Partendo ora dal fatto che tutte le aste sono escluse dall'analisi, si procederà anzitutto deselegnando tutto, poi selezionando le sole aste della sottostruttura che si vuole definire in questo file 'figlio', e quindi riattribuendo ad esse la proprietà 'Da analizzare' = Si:





Deselezionando il piano XZ, si torna alla vista 3D, e si pone in risalto il gruppo di aste selezionate: nella griglia delle proprietà, a tali aste si attribuisce la proprietà: 'Da analizzare' = Sì. Salvando il file, si è così definita la prima sottostruttura: essa sarà sottoposta alle analisi desiderate; oltre alla modale, si eseguono la dinamica modale e la pushover.

N.B. Nelle strutture più complesse, e con paramenti non perfettamente piani, in generale occorreranno più passaggi per definire esattamente il gruppo di aste desiderate: ciò si ottiene agevolmente utilizzando le

funzioni grafiche di PCM. ■

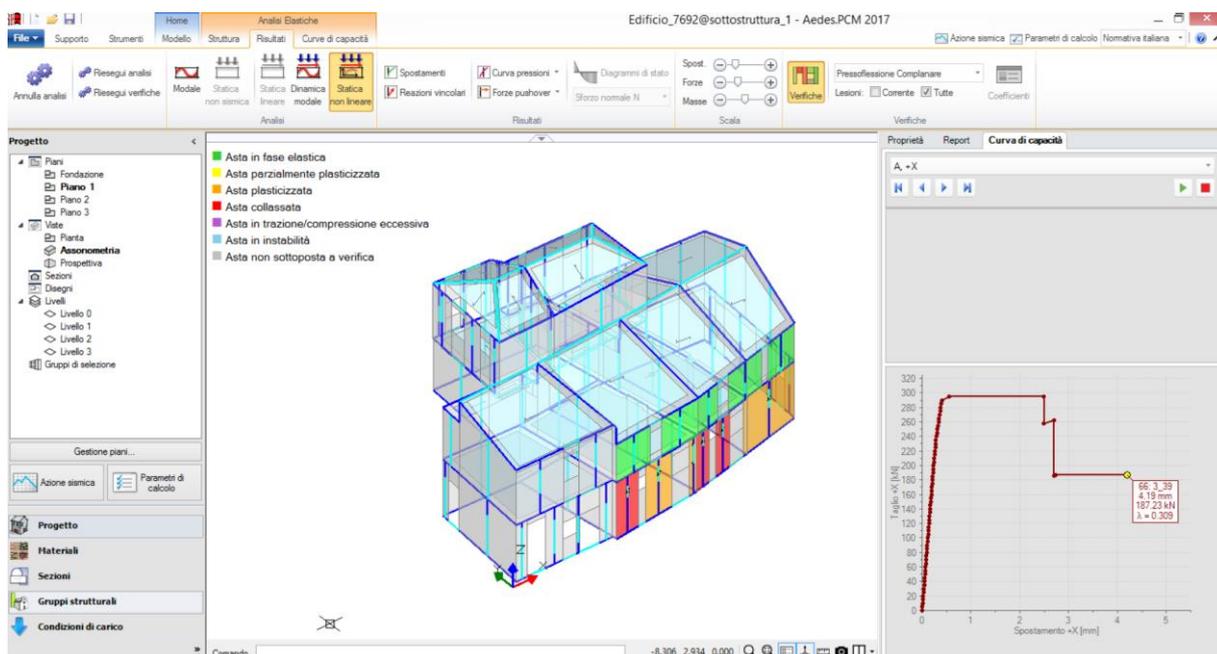
Nei Parametri di Calcolo, automaticamente ereditati dal progetto 'padre', si possono operare alcune variazioni per adattare i parametri stessi alle caratteristiche della sottostruttura. Ad esempio, è possibile limitare la pushover alla sola direzione X e utilizzare un incremento di taglio più appropriato, cioè più basso di quello considerato per il modello globale: ovviamente trattandosi di una struttura più piccola rispetto a quella globale, può essere opportuno che l'incremento di taglio subisca una adeguata diminuzione. Anche nel Criterio di combinazione per le componenti orizzontali, relativo alle analisi sismiche lineari (cfr. Parametri di Calcolo, scheda Sismica) è possibile limitare l'analisi alla sola direzione α ($=X$).

Si osservi che pur trattandosi di un prospetto, la struttura non è esattamente 'piana' in quanto vi è un lieve disallineamento nel corso del paramento; PCM può trattare senza problemi questi casi come modelli 3D: in tal caso, l'analisi verrà normalmente eseguita facendo riferimento alle direzioni X e Y definite dagli assi globali, con angolo sismico pari a 0° (analisi X) e 90° (analisi Y). Poiché tuttavia nel caso in esame, così come in generale per tutti i singoli paramenti murari, esiste una direzione preferenziale, è possibile limitare l'analisi a tale direzione; nel caso in esame l'analisi è stata appunto limitata alla direzione X. Se invece la struttura fosse stata perfettamente piana (p.es. tutti i nodi con stessa coordinata Y), l'analisi sarebbe stata comunque condotta solo nel piano del paramento. Qualora il paramento (perfettamente 'piano', oppure no) fosse obliquo in pianta, l'angolo di direzione dell'azione sismica (angolo α con asse X) potrebbe essere adeguatamente modificato.

A questo punto, il modello della sottostruttura è pronto per eseguire l'analisi.

N.B. I progetti 'figli' sono a tutti gli effetti normali progetti di PCM, e quindi i corrispondenti modelli possono essere messi a punto nel modo desiderato. Ovviamente, sarà cura dell'Utente non introdurre incongruenze nei confronti del modello complessivo dell'edificio a cui la sottostruttura appartiene. Questo rischio è fortemente ridotto operando nel modo consigliato, cioè avendo anzitutto messo a punto nel modo migliore possibile il progetto 'padre', e poi generato i progetti 'figli'. ■

A titolo di esempio, nella figura seguente si riporta un'immagine relativa ai risultati dell'analisi pushover.



Nel caso in esame, il fattore di struttura calcolato in pushover viene poi corretto (nella finestra Azione Sismica) per l'esecuzione delle analisi sismiche lineari, dalle quali saranno tratti gli indicatori riguardanti pressoflessione ortogonale e capacità in fondazione, e le analisi lineari vengono nuovamente eseguite (questo, come noto, per garantire la coerenza fra le diverse analisi).

Per ogni sottostruttura, cioè per ogni progetto 'figlio', i risultati possono essere consultati in modo del tutto analogo ad un progetto generico. La scheda di sintesi, disponibile nel Report dell'analisi pushover, presenta i seguenti risultati (si riporta un estratto relativo ai risultati significativi; si noti che i cinematismi non sono stati analizzati: nel caso di calcolo per sottostrutture, i cinematismi devono essere studiati nel progetto 'padre'. Niente vieta ovviamente di creare cinematismi anche in un 'figlio', ma al termine dell'analisi, quando si eseguirà l'elaborazione nel progetto 'padre' per creare le schede di sintesi definitive, i risultati cinematici saranno rilette solo dai cinematismi del progetto 'padre').

Verifica di sicurezza sismica: confronto della Capacità dell'edificio con la Domanda

Nome del file corrispondente: Edificio_7692@sottostruttura_1

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): II

Domanda:

	Accelerazione (g)	T _{RD} (anni)
Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)	PGA _{DLV} = 0.316	T _{RD} DLV= 475

Edificio esistente: la sicurezza può valutarsi solo per SLU (SLV) [§8.3]

Tipo di analisi strutturale: Analisi sismica statica non lineare (pushover) seguita da dinamica modale con q calcolato in Pushover; q = 2.709

Capacità: accelerazione orizzontale di picco al suolo e periodo di ritorno sostenibili dalla costruzione

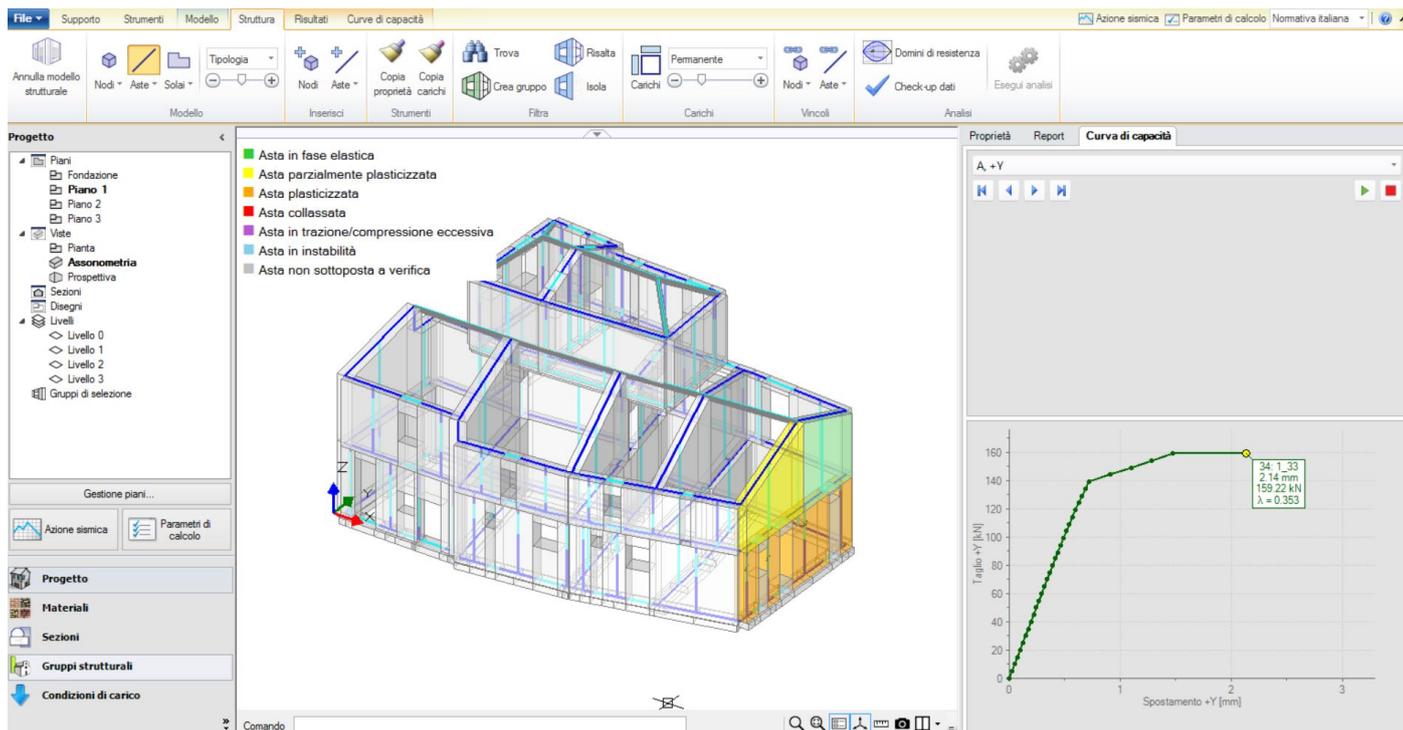
PGA = accelerazione di picco al suolo con effetti di sito (a,g * S)

VERIFICA DI:	Resistenza nel piano del pannello	Resistenza fuori piano del pannello	Deformazione nel piano del pannello	Cinematismo	Capacità limite del terreno
PGA _{CLV} (g)	0.445	0.445	0.445	n.d.	n.d
α _{V,PGA}	1.408	1.408	1.408	n.d.	n.d
T _{RCLV} (anni)	>=2475	>=2475	>=2475	n.d.	n.d
α _{V,TR}	5.211	5.211	5.211	n.d.	n.d

Indicatori di rischio: Rapporto fra capacità e domanda (domanda: PGA_{DLV} = 0.316, TR_{DLV} = 475):

- in termini di PGA: α_V = **1.408** = (PGA_{CLV} / PGA_{DLV}) - in termini di T_R: (TR_C / TR_D): α_V = **1.968** = (TR_{CLV} / TR_{DLV})

Si consideri ora la sottostruttura n°2, consistente in un prospetto laterale dell'edificio. Trattandosi di un paramento orientato in pianta secondo Y, nei Parametri di Calcolo di questa sottostruttura si sceglie l'analisi sismica solo secondo α+90° (=Y) e la pushover solo secondo Y. Alcune informazioni sui risultati dell'analisi pushover della seconda sottostruttura sono rappresentate in figura seguente.



La scheda di sintesi della seconda sottostruttura propone i seguenti indicatori di rischio sismico:
 Nome del file corrispondente: Edificio_7692@sottostruttura_2

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):

VERIFICA DI:	Resistenza nel piano del pannello	Resistenza fuori piano del pannello	Deformazione nel piano del pannello	Cinematismo	Capacità limite del terreno
PGA_{CLV} (g)	0.303	n.d.	0.303	n.d.	n.d.
$\alpha_{V,PGA}$	0.959	n.d.	0.959	n.d.	n.d.
T_{RCLV} (anni)	415	n.d.	415	n.d.	n.d.
$\alpha_{V,TR}$	0.873	n.d.	0.873	n.d.	n.d.

Indicatori di rischio: Rapporto fra capacità e domanda (domanda: $PGA_{DLV} = 0.316$, $TR_{DLV} = 475$):
 - in termini di PGA: $\alpha_V = 0.959 = (PGA_{CLV} / PGA_{DLV})$ - in termini di T_R : (TR_C / TR_D): $\alpha_V = 0.873 = (TR_{CLV} / TR_{DLV})$

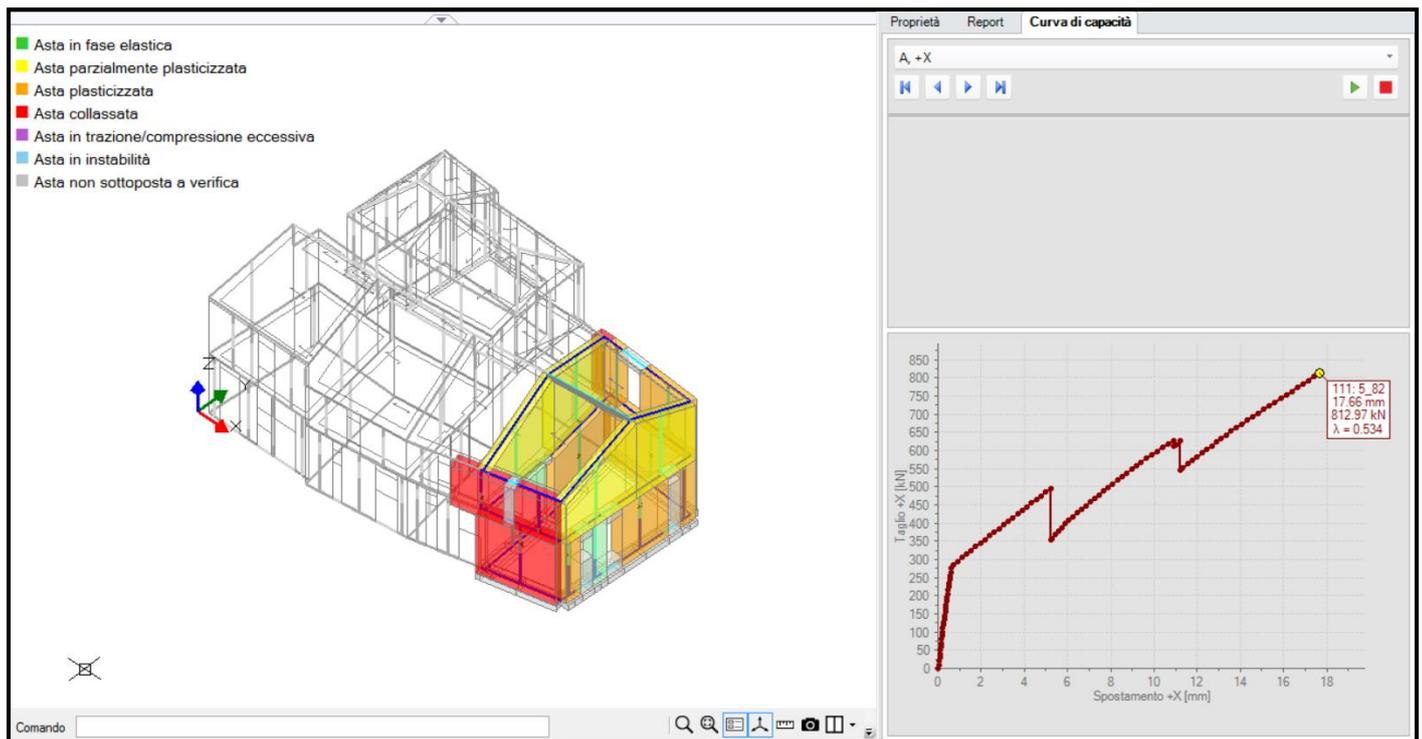
Si esamina infine la sottostruttura n°3. In questo caso, si tratta di una porzione 3D dell'edificio; per essa è quindi prevista l'analisi sismica in entrambe le direzioni di riferimento. Alcune informazioni sui risultati dell'analisi pushover della terza sottostruttura sono rappresentate in figura seguente.

La scheda di sintesi della terza sottostruttura propone i seguenti indicatori di rischio sismico:
 Nome del file corrispondente: Edificio_7692@sottostruttura_3

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):

VERIFICA DI:	Resistenza nel piano del pannello	Resistenza fuori piano del pannello	Deformazione nel piano del pannello	Cinematismo	Capacità limite del terreno
PGA_{CLV} (g)	0.287	0.255	0.287	n.d.	0.183
$\alpha_{V,PGA}$	0.908	0.807	0.908	n.d.	0.579
T_{RCLV} (anni)	344	229	344	n.d.	93
$\alpha_{V,TR}$	0.724	0.483	0.724	n.d.	0.196

Indicatori di rischio: Rapporto fra capacità e domanda (domanda: $PGA_{DLV} = 0.316$, $TR_{DLV} = 475$):
 - in termini di PGA: $\alpha_V = 0.579 = (PGA_{CLV} / PGA_{DLV})$ - in termini di T_R : (TR_C / TR_D): $\alpha_V = 0.196 = (TR_{CLV} / TR_{DLV})$



Si supponga di aver concluso l'esame di tutte le sottostrutture desiderate. Osservando i risultati delle singole schede di sintesi ottenute per ciascuna sottostruttura, è già possibile comporre manualmente il quadro degli indicatori di rischio dell'edificio (a meno dei cinematismi, che devono ancora essere esaminati nell'ambito del progetto 'padre'), identificati come i minimi valori tra tutti i casi esaminati (l'indice in rosso indica il numero della sottostruttura da cui proviene il risultato; per semplicità si limitano i risultati alla PGA):

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):

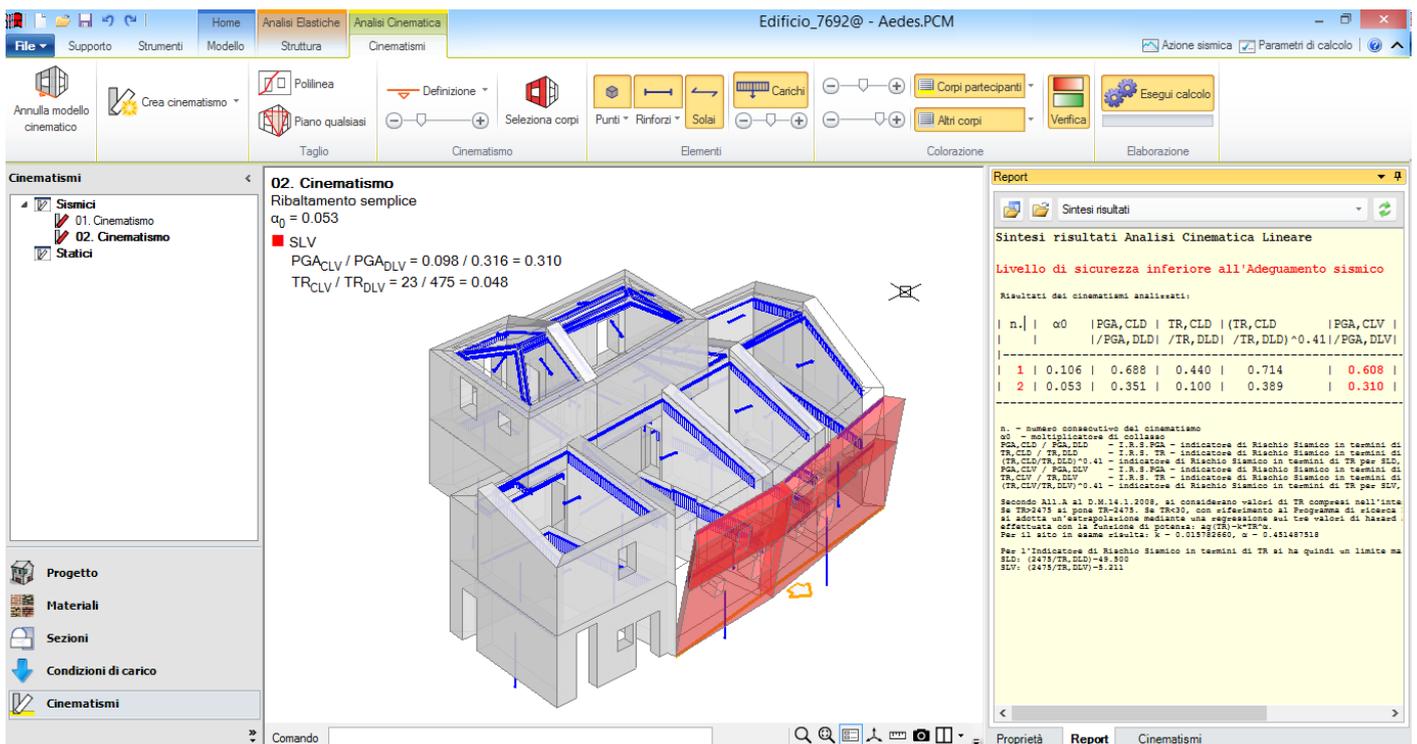
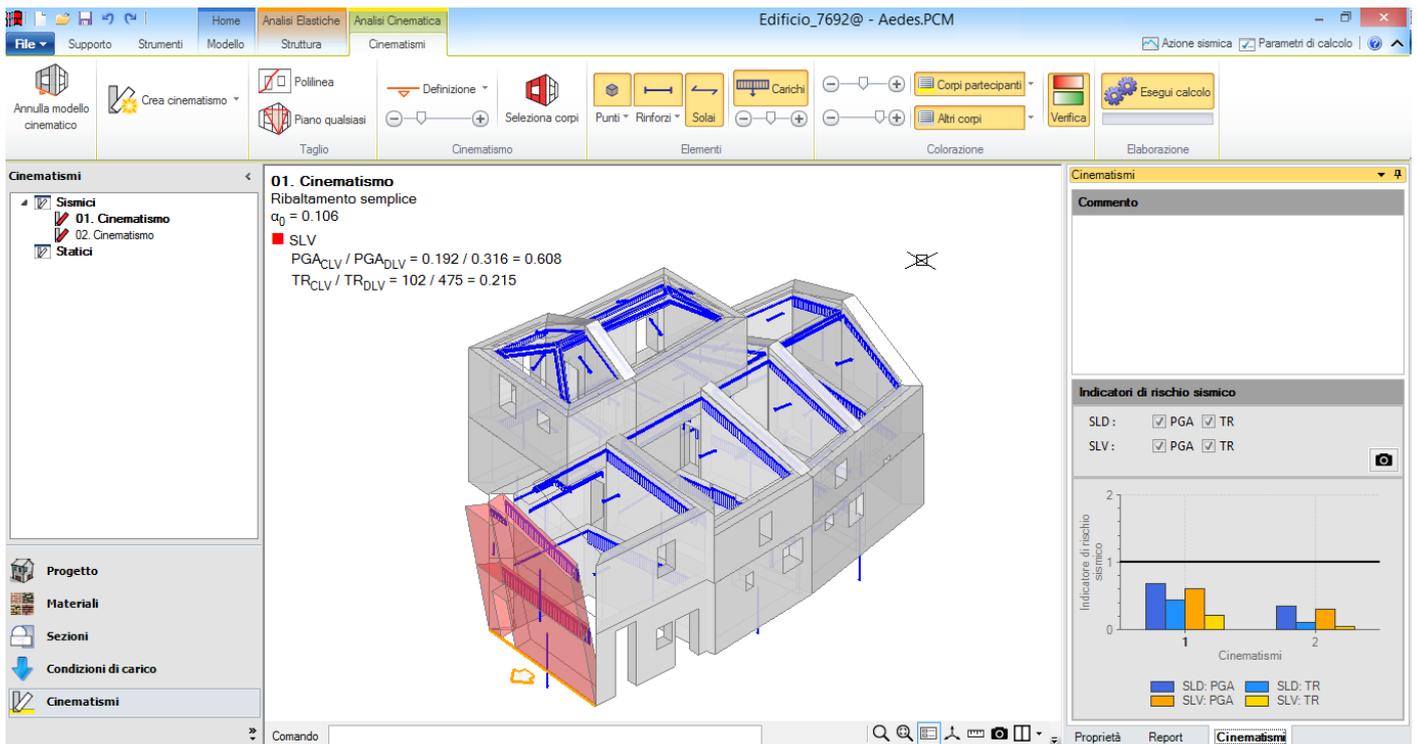
VERIFICA DI:	Resistenza nel piano del pannello	Resistenza fuori piano del pannello	Deformazione nel piano del pannello	Cinematismo	Capacità limite del terreno
PGA _{CLV} (g)	0.287 ²	n.d. ³	0.287 ²	n.d.	0.183 ²
α _{V,PGA}	0.908	n.d.	0.908	n.d.	0.579

Indicatore di rischio in termini di PGA: $\alpha_V = 0.579^2 = (PGA_{CLV} / PGA_{DLV})$

Questi risultati 'complessivi' verranno tra poco prodotti automaticamente dall'analisi del progetto 'padre'. Si torni quindi al progetto 'padre', e si proceda completando l'analisi con i cinematismi; successivamente, si eseguirà l'analisi del modello strutturale, consistente nell'analisi modale e nella creazione delle schede di sintesi riepilogative di tutte le analisi eseguite per le sottostrutture (analisi lineari e non lineari) e per il progetto padre (cinematismi).

Si definiscono due cinematismi, a titolo esemplificativo, coincidenti con i ribaltamenti semplici di due prospetti (figure seguenti).

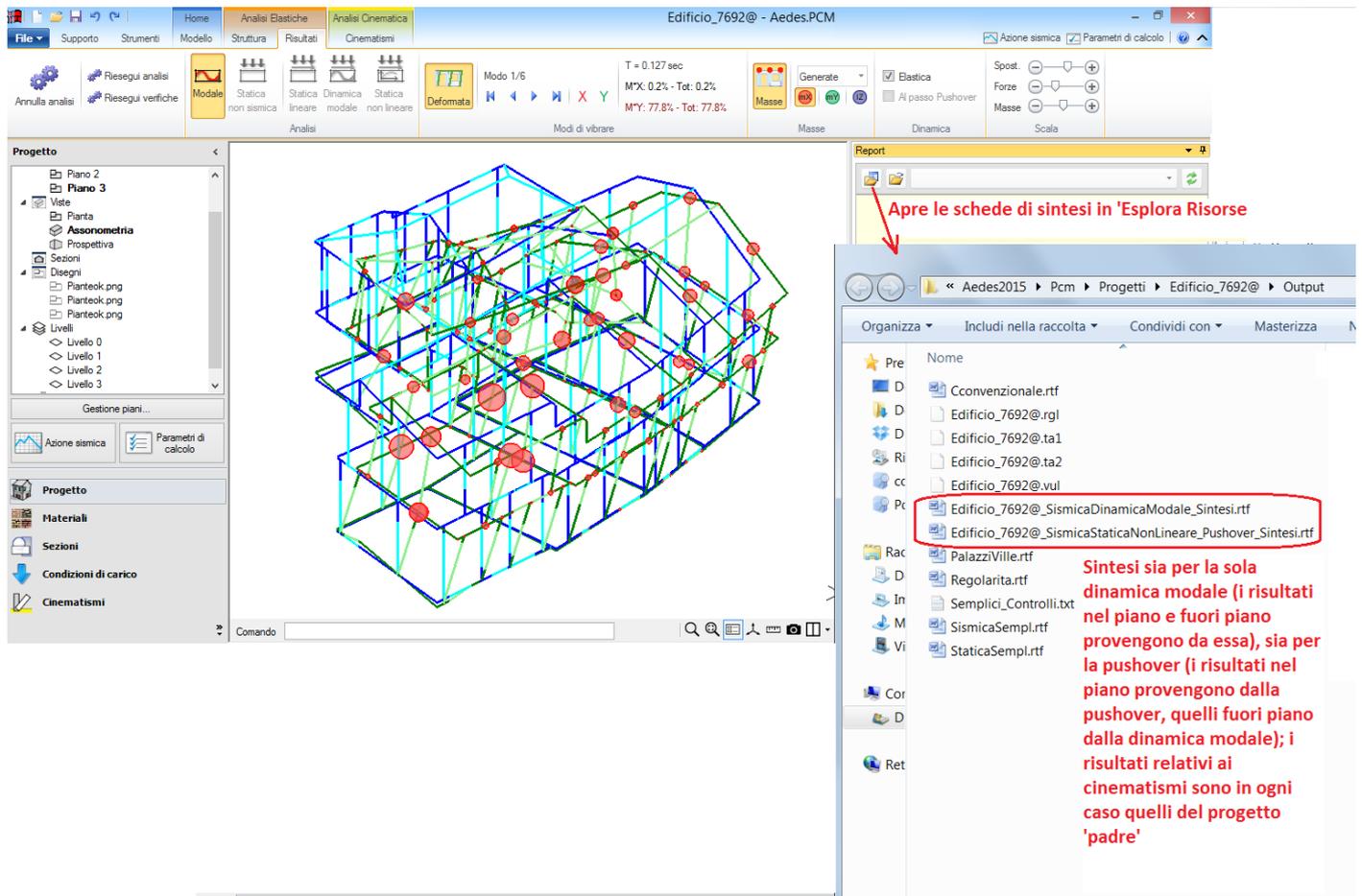
Entrambi i cinematismi presentano verifica non soddisfatta; il secondo mostra una capacità in termini di PGA pari a 0.098 g, con corrispondente indicatore di rischio sismico pari a 0.310. Questo valore è inferiore a quanto calcolato nelle analisi globali (0.303) e quindi la scheda di sintesi complessiva dovrà identificare in 0.310 l'indicatore di rischio sismico definitivo dell'edificio.



Si passi quindi al modello strutturale, eseguendo l'analisi del progetto 'padre'.

Qualunque siano le scelte del progetto 'padre', verrà eseguita la sola **analisi modale**. Tale analisi riveste un ruolo significativo anche per gli edifici studiati per sottostrutture, generalmente caratterizzati da piani deformabili: le deformate modali dei singoli modi, le masse partecipanti ed i periodi di vibrazione forniscono utili indicazioni. Infatti, negli edifici con impalcati flessibili singole porzioni della struttura presentano spesso un comportamento dinamico che può essere considerato indipendente da altre parti; queste informazioni possono essere utilizzate per convalidare le scelte adottate per la scomposizione in

sottostrutture.



Come illustrato in figura, le schede di sintesi riepilogative sono accessibili da Report, Apri in Esplora Risorse. A seconda delle analisi effettuate, sono disponibili sintesi relative alle analisi sismiche lineari (Statica o Dinamica Modale) e all'analisi sismica statica non lineare (pushover). Come noto, nelle schede delle analisi lineari, tutti i risultati complanari e ortogonali provengono dalla lineare; nella scheda della pushover, i risultati complanari sono rilevati dalla pushover mentre le verifiche fuori piano e in fondazione sono recuperate dall'analisi lineare (dinamica modale se disponibile, oppure statica lineare). La scheda di sintesi pushover del progetto 'padre' fornisce i seguenti risultati, coincidenti con quanto in precedenza ottenuto dall'assemblaggio 'manuale':

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):

VERIFICA DI:	Resistenza nel piano del pannello	Resistenza fuori piano del pannello	Deformazione nel piano del pannello	Cinematismo	Capacità limite del terreno
PGA _{CLV} (g)	0.287	0.255	0.287	0.098	0.183
α _{V,PGA}	0.908	0.807	0.908	0.310	0.3579
T _{RCLV} (anni)	344	229	344	23	93
α _{V,TR}	0.724	0.483	0.724	0.048	0.196

Indicatori di rischio: Rapporto fra capacità e domanda (domanda: PGA_{DLV} = 0.316, TR_{DLV} = 475):

- in termini di PGA: α_V = 0.310 = (PGA_{CLV} / PGA_{DLV}), in termini di T_R: (TR_C / TR_D): α_V = 0.048 = (TR_{CLV} / TR_{DLV})

Riepilogando, la **procedura operativa del calcolo per sottostrutture con PCM** è la seguente:

- 1.** Modellazione architettonica e strutturale completa (inclusi solai e carichi) del progetto 'padre', il cui nome del file deve terminare con il carattere @: es. *padre@*
- 2.** Creazione dei progetti 'figli' (ognuno corrispondente ad una sottostruttura), ottenuti per copia dal 'padre'; il nome del file è composto dal nome del 'padre' seguito dal nome del 'figlio', es.:
padre@ProspettoEst
- 3.** Per ogni 'figlio':
 - 3.1. eventuali modifiche (p.es. se si tratta di un paramento per limitare l'analisi solo nel piano del paramento, oppure opportune modifiche sui vincolamenti interni (aste) ed esterni (nodi), ecc.)
 - 3.2. esecuzione delle analisi sismiche lineari e/o pushover
- 4.** Tornando al 'padre':
 - 4.1. Analisi dei cinematismi
 - 4.2. Analisi strutturale (automaticamente consistente in: analisi modale + creazione schede di sintesi complessive).

La procedura illustrata è esauriente per quanto riguarda l'analisi di vulnerabilità dello stato di fatto di un edificio. Nel caso di un **progetto di miglioramento**, dove si avranno sia l'edificio allo stato attuale sia quello allo stato di progetto, valgono le seguenti considerazioni:

- 1.** Stato Attuale:
 - 1.1. analisi per sottostrutture: si segue la procedura sopra illustrata (con lineari/non lineare nei 'figli', e cinematica nel 'padre')
 - 1.2. modello 3D unitario: si esegue una normale analisi, sia globale sia cinematica
- 2.** Stato di Progetto: stessa procedura dello Stato Attuale, ma con in più la specifica dello Stato Attuale di riferimento:
 - 2.1. analisi per sottostrutture: nel 'padre' si specifica il nome del file dello stato attuale (che a sua volta può essere un 'padre' [riconosciuto dal carattere finale @] o un modello 3D unitario)
 - 2.2. modello 3D unitario: analogamente, si specifica il nome del file allo stato attuale, che può essere un 'padre' o un modello 3D unitario.

Nella fase di creazione delle schede di sintesi complessive, i risultati saranno letti dalle opportune strutture: modelli 3D unitari, o 'figli' e 'padri', e ciò vale indipendentemente per lo stato attuale e per lo stato di progetto.

Alcuni casi tipici di Miglioramento Sismico che possono presentarsi sono i seguenti:

A. Edificio con tutti piani deformabili, consolidato - fra l'altro - con l'irrigidimento di almeno un impalcato:
Stato Attuale: calcolo per sottostrutture (ma si consideri che un'alternativa sempre possibile in PCM è anche il calcolo globale 3D nel rispetto dei piani deformabili)
Stato di Progetto: calcolo globale 3D

B. Edificio con tutti piani deformabili, consolidato con interventi solo sugli elementi resistenti verticali:
Stato Attuale e Stato di Progetto: entrambi esaminabili per sottostrutture.

N.B. Da notare che gli interventi prevedono in generale la garanzia dell'ammorsamento tra pareti ortogonali, e questo - indipendentemente dalla rigidità o meno dell'impalcato nel piano orizzontale - può giustificare l'opportunità di un'analisi unitaria 3D. La scomposizione per paramenti, o più in generale per sottostrutture, appare più indicata laddove esista una 'sconnessione' (cioè un mancato collegamento) fra strutture adiacenti, o dove tale collegamento risulta dubbio.

Peraltro, le strutture in muratura presentano comportamento sismico scatolare spaziale determinato non solo dal collegamento rigido d'impalcato ma anche dall'ammorsamento tra le pareti (che nello schema del telaio equivalente è rappresentato dai link posti negli angoli ed in corrispondenza delle intersezioni tra pareti), a differenza delle strutture esistenti intelaiate in cemento armato, dove la struttura portante si identifica realmente con elementi monodimensionali e il comportamento d'insieme di tutti i telai è condizionato sostanzialmente dalla rigidità dell'impalcato oltre che dall'esistenza di una doppia orditura di telai (nel senso che in caso di telai orientati in una sola direzione, spesso rilevati in edifici esistenti progettati originariamente senza tener conto delle azioni sismiche, si utilizzano sottostrutture corrispondenti a telai piani). ■

6.2. ESEMPI DI GENERAZIONE DEI CARICHI DAI SOLAI

In PCM è possibile considerare le seguenti tipologie di solaio:

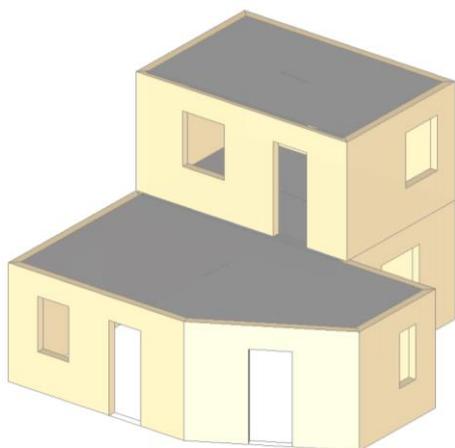
- Solai Piani:
 - Solaio Piano Monodirezionale;
 - Solaio Piano Bidirezionale, con % di distribuzione trasversale del carico sulle aste ortogonali non direttamente caricate dall'orditura;
- Solai voltati:
 - Volta a Botte;
 - Volta a padiglione;
- Solai Inclinati:
 - Spingenti;
 - Non Spingenti.

Attraverso alcuni esempi su semplici strutture, di seguito saranno mostrati i criteri ed i metodi di ripartizione dei carichi per i diversi casi.

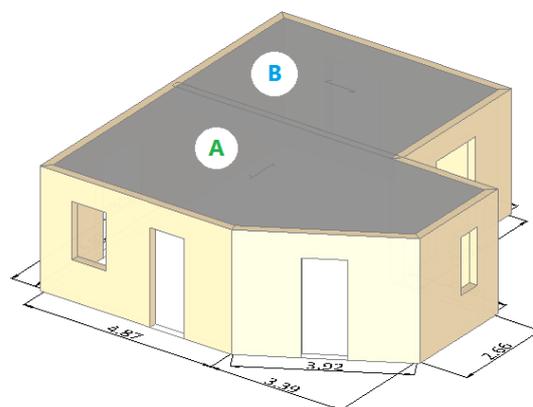
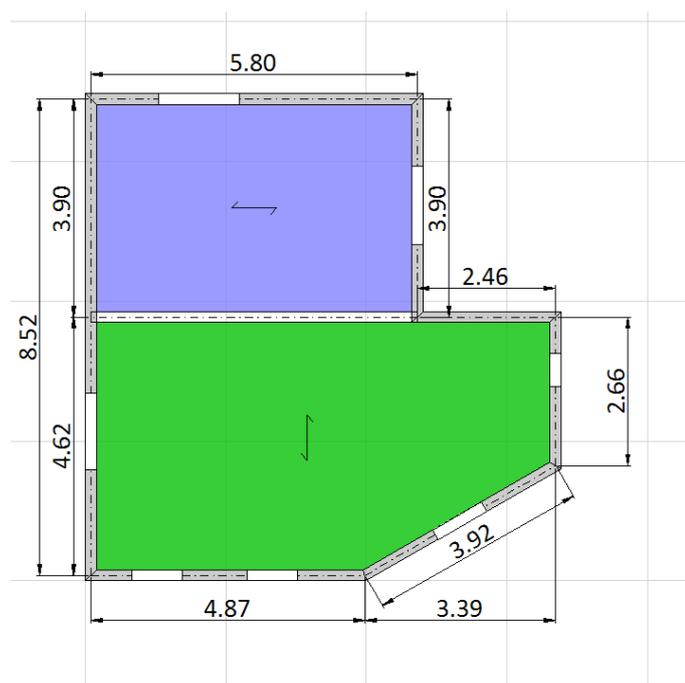
Si consideri anzitutto il caso di una maglia di **solaio monodirezionale** (percentuale di distribuzione del carico in direzione trasversale: 0%). Il metodo per l'attribuzione dei carichi alle aste della maglia di solaio è il seguente:

1. Si definisce la retta passante per il baricentro del solaio e ortogonale all'orditura (indicata con: R).
2. Per ogni lato della maglia di solaio che definisce un'asta (cioè due vertici consecutivi che definiscono un'asta nel piano del solaio), si determina la proiezione del lato stesso sulla retta R.
3. Infine, la quota parte di carico totale di solaio che sarà attribuita al lato sarà data dai coefficienti di ripartizione calcolati dal rapporto tra la lunghezza di proiezione del lato stesso e la somma delle proiezioni. Con questo metodo, le aste parallele all'orditura del solaio non ricevono alcun carico (come deve essere per lo schema monodirezionale). Le aste (link rigidi, strisce e travi) trasmettono i carichi agli elementi verticali (maschi, colonne) attraverso la schematizzazione strutturale a telaio.

Si prenda come esempio la seguente struttura:



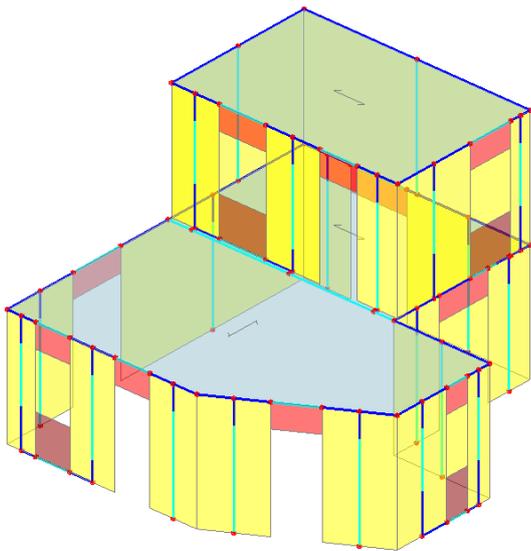
Il piano terra dell'edificio è composto da due ambienti, in cui una campata di solaio è di forma irregolare, mentre quella contigua è di forma rettangolare; inoltre, i due solai sono orditi in maniera opposta. Si identifichino i due Campi di solai come A e B:



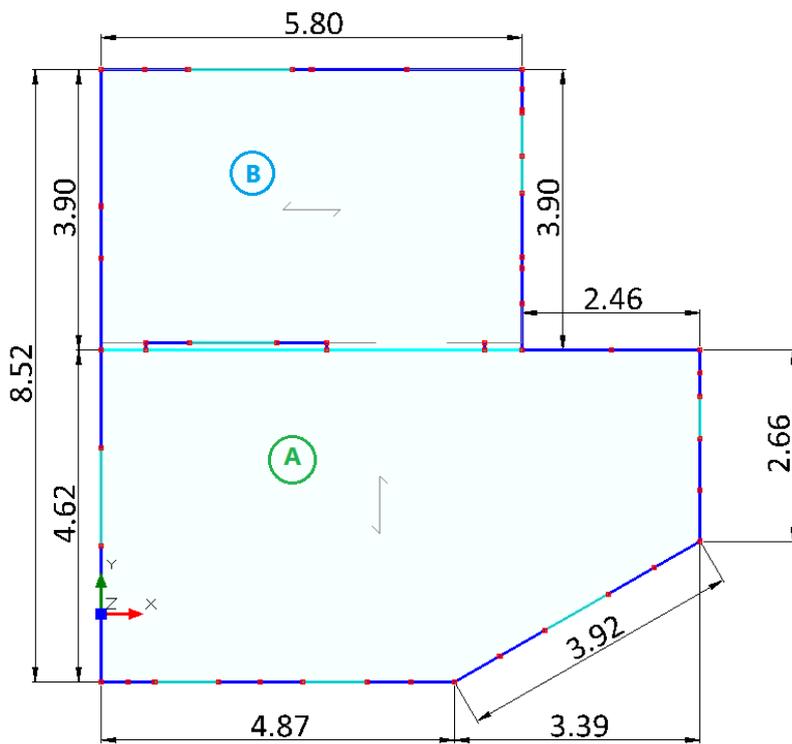
I carichi di superficie applicati ai due solai si suppongano uguali, e pari ai seguenti valori:

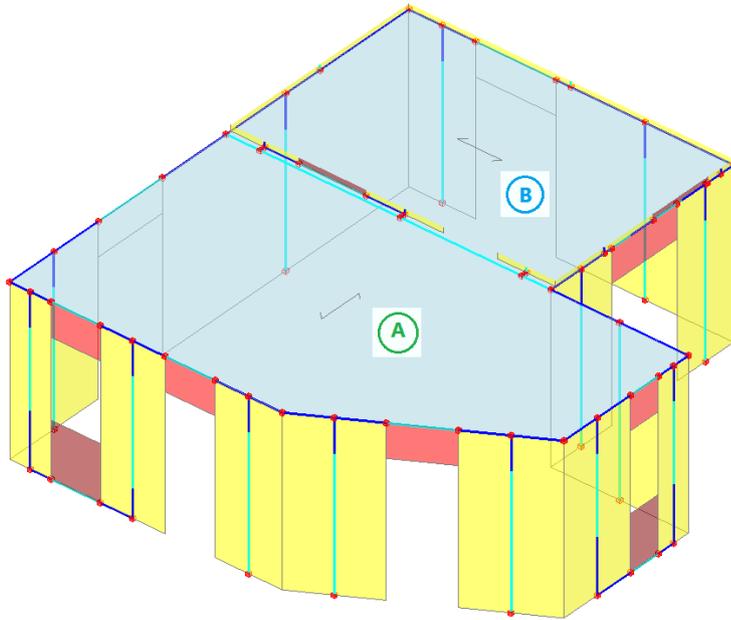
$$G_{1k} = 2.50 \text{ kN/m}^2; G_{2k} = 2.00 \text{ kN/m}^2; G_Q = 2.00 \text{ kN/m}^2.$$

Il modello strutturale che viene generato a partire dalla geometria sopra ipotizzata è il seguente:



Per semplicità di visualizzazione, è utile condurre un 'Box XY' a livello del piano 1, ottenendo quindi la seguente visualizzazione:





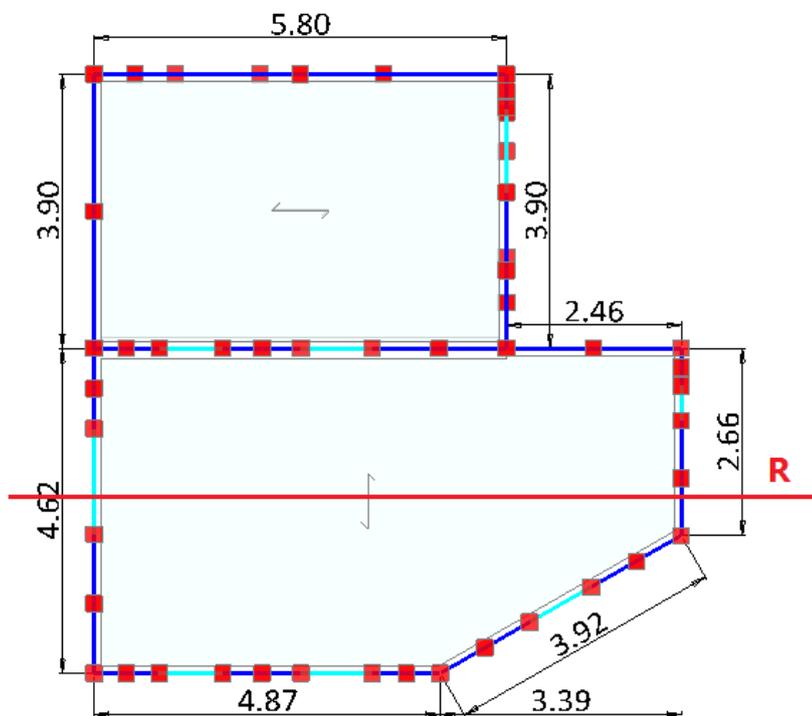
Solaio A

Osservando la finestra delle proprietà, si nota come tale campo di solaio presenti i seguenti dati in Input:

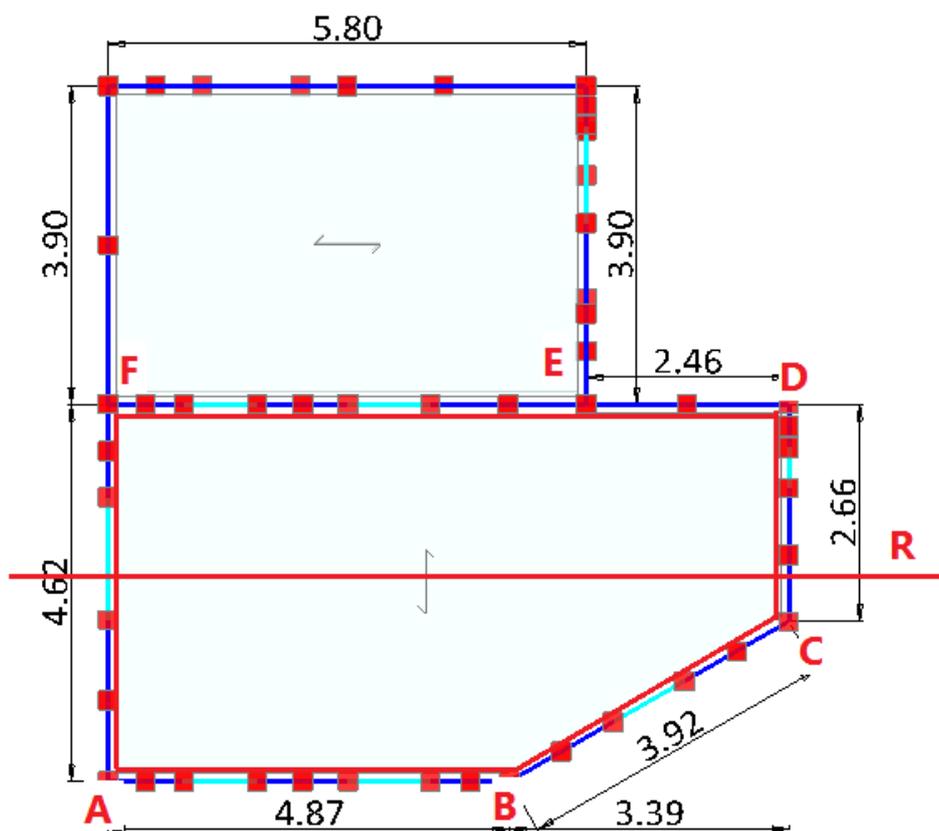
Proprietà	
Solaio cod.361	
Caratteristiche	
Tipologia	Solaio piano
Colore	0; 192; 0
Materiale	C25/30
Infinitamente rigido	No
Geometria	
Area orizzontale	32.160
Spessore	0.300
Δh	0.000
Altezza volta	
Falda	
Area inclinata	
Pendenza	
Spingente	
Carico	
Carichi	3
Carico 1	2.50
Carico 2	2.00
Carico 3	2.00
Carico 3 (CCE)	Variabile Cat.A
Direzione principale	90.00°
Distribuzione trasversale	0
Comportamento a piastra	No
Struttura	

[Aggiorna contorno](#)

Si tracci quindi come prima cosa la retta 'R', passante per il baricentro del solaio, ed ortogonale all'orditura definita nelle proprietà (90°):



Come si nota dalla figura sottostante, il carico del solaio monodirezionale è affidato al lato orizzontale più lungo in alto (D-E-F), ed ai due lati in basso (AB e BC):



Dalla finestra delle proprietà è possibile conoscere l'area della maglia di solaio evidenziata:
 $A = 32.160 \text{ m}^2$

Il carico totale (Risultante), distinto per le diverse condizioni elementari, vale quindi:

$$G_{1k} = 32.160 \text{ m}^2 \times 2.50 \text{ kN/m}^2 = 80.400 \text{ kN}$$

$$G_{2k} = 32.160 \text{ m}^2 \times 2.00 \text{ kN/m}^2 = 64.320 \text{ kN}$$

$$G_Q = 32.160 \text{ m}^2 \times 2.00 \text{ kN/m}^2 = 64.320 \text{ kN}$$

Tale carico è complessivo, e, per considerarlo come distribuito, va diviso per la somma dei lati sui quali in effetti viene attribuito il carico. In questo caso, si sommeranno le lunghezze dei lati D-E-F, AB, e la proiezione ortogonale del lato BC sulla retta R:

$$\text{Somma dei lati} = (8.26 + 4.87 + 3.39) = 16.52 \text{ m}$$

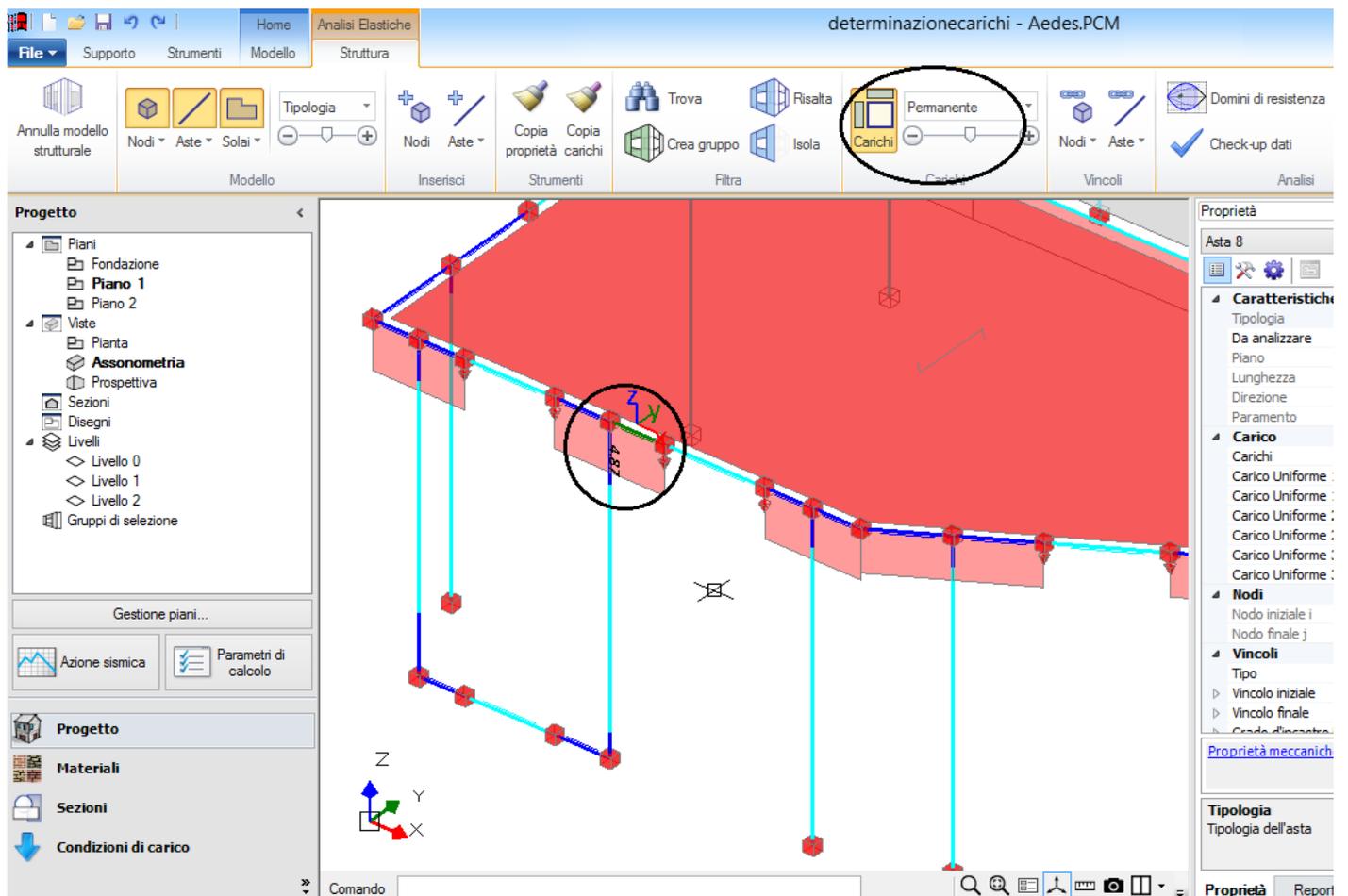
Carico al metro lineare:

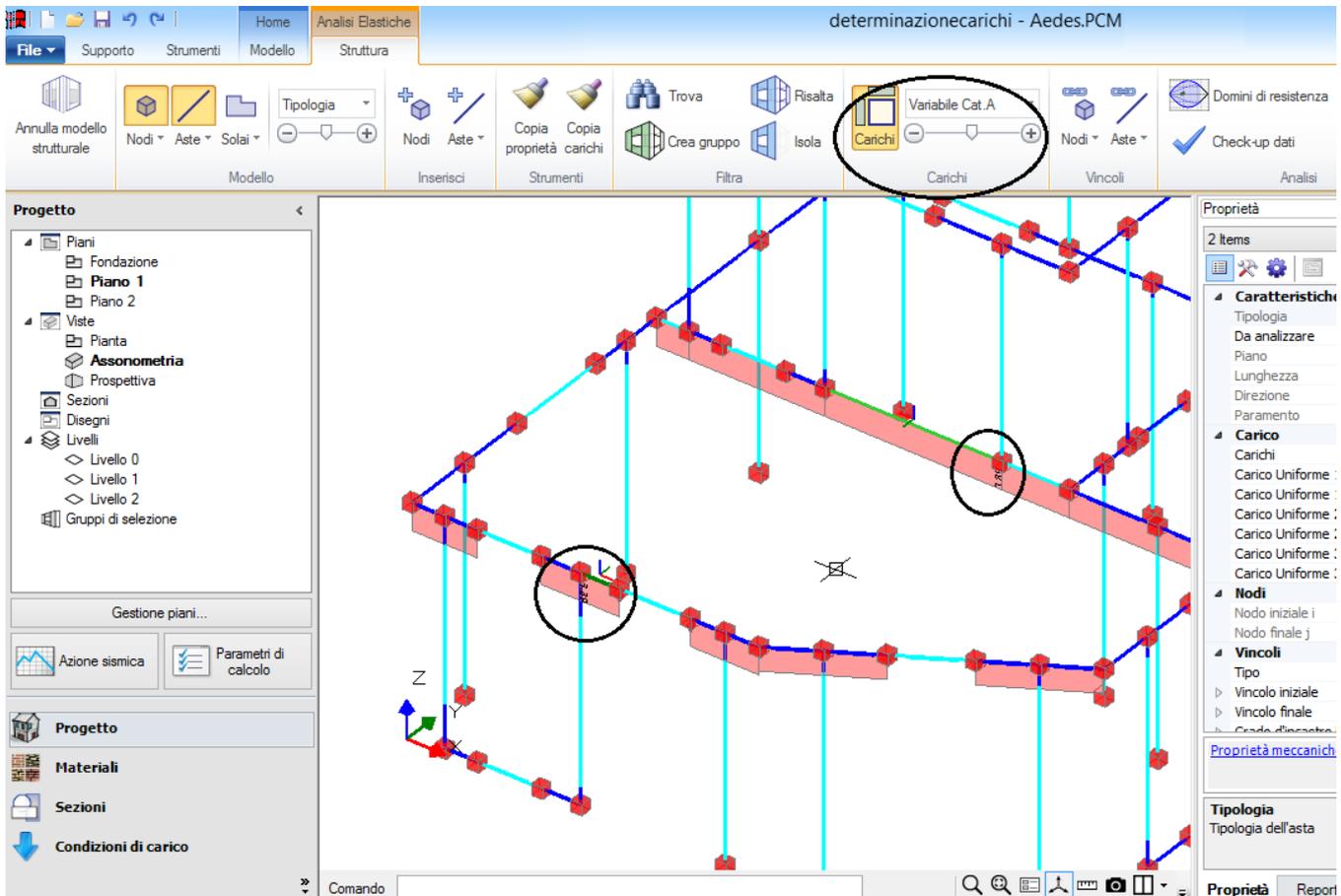
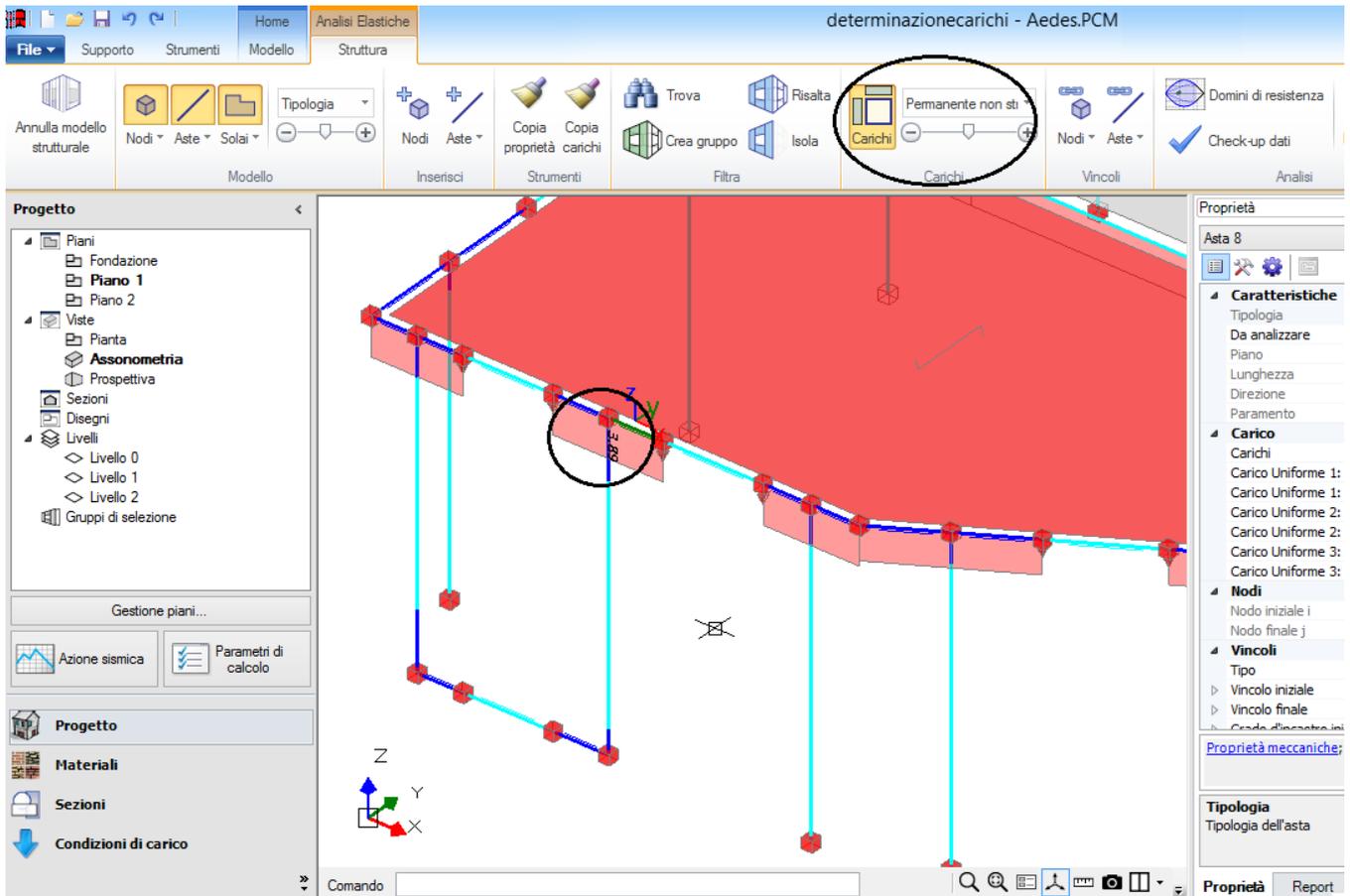
$$G_{1k} = 80.400 \text{ kN} / 16.52 \text{ m} = 4.87 \text{ kN/m}$$

$$G_{2k} = 64.32 \text{ kN} / 16.52 \text{ m} = 3.89 \text{ kN/m}$$

$$G_Q = 64.32 \text{ kN} / 16.52 \text{ m} = 3.89 \text{ kN/m}$$

I valori sopra calcolati coincidono esattamente con i carichi da applicare ai lati orizzontali, ovvero quelli perfettamente perpendicolari alla linea di orditura:





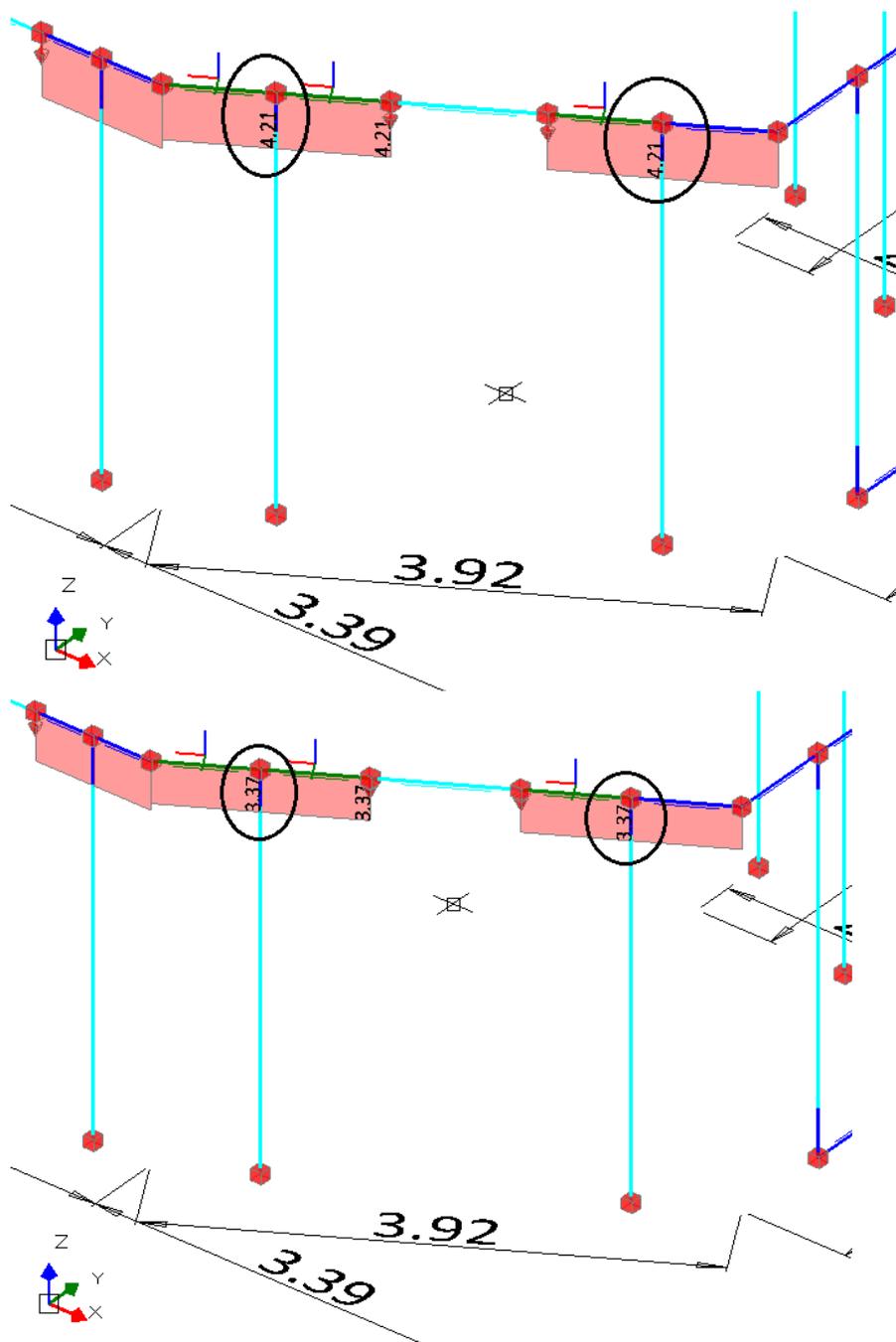
Per il lato BC obliquo, invece, è necessario calcolare in proporzione quanto carico assegnargli. La sua lunghezza reale è di 3.92m, mentre la lunghezza della sua proiezione su 'R' è 3.39m; il coefficiente di ripartizione vale quindi: $k = 3.39 / 3.92 = 0.864$. All'asta BC saranno quindi assegnati i seguenti carichi, come anche confermato dalle immagini seguenti:

Carico al metro lineare:

$$G_{1k} = 4.87 \text{ kN/m} * 0.864 = 4.210 \text{ kN/m}$$

$$G_{2k} = 3.89 \text{ kN/m} * 0.864 = 3.360 \text{ kN/m}$$

$$G_Q = 3.89 \text{ kN/m} * 0.864 = 3.360 \text{ kN/m}$$

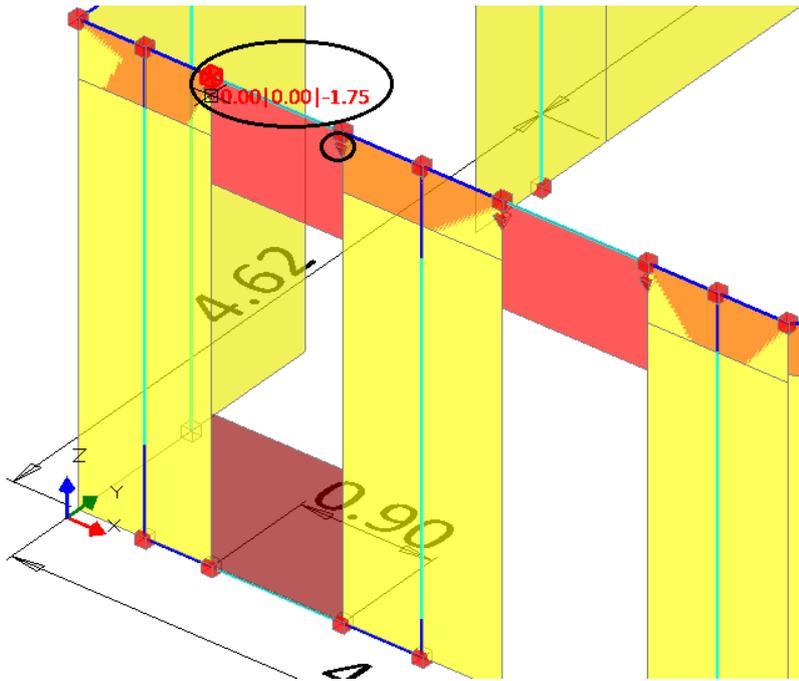


Nelle immagini di cui sopra, si notano anche dei carichi puntuali concentrati nei nodi di estremità delle strisce murarie; questi derivano dall'attivazione del comportamento ad arco, che riporta appunto il carico

distribuito (che graverebbe per intero sulla striscia) ai maschi laterali, consentendo di considerare l'effetto ad arco' del carico di solaio, che quindi si distribuisce ai maschi laterali.

Il carico dei due nodi corrisponderà quindi al carico distribuito sulla striscia, per la lunghezza di influenza, e diviso per due; ad esempio la striscia indicata in figura seguente ha una lunghezza di 0.90m: considerando il carico corrispondente ad esempio al carico distribuito 'Permanente non strutturale', si ottiene:

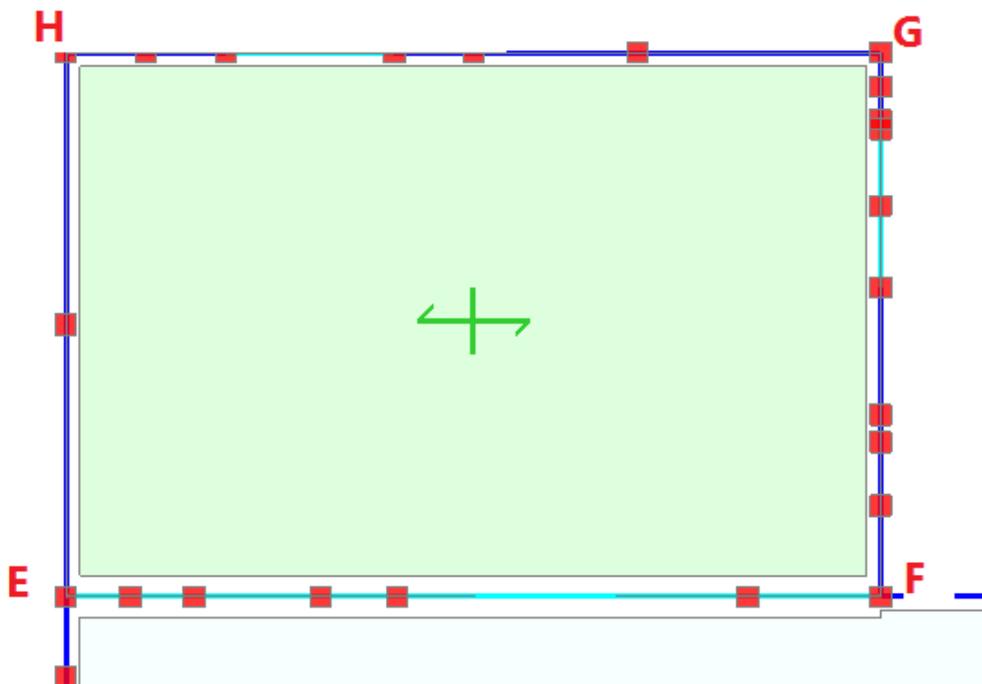
$$G_{2k} = 3.89 \text{ kN/m} \times 0.90\text{m} = 3.501 \text{ kN} / 2 \approx 1.75$$



Gli elementi di sottofinestra non ricevono carico: la parte di fascia di piano caricata dai solai si identifica con la striscia (zona sottostante al solaio, su cui quindi il solaio si imposta). In caso di coincidenza fisica con la striscia, l'asta di sottofinestra non crea problemi alla generazione automatica dei carichi, in quanto viene automaticamente scartata dal gruppo di aste alle quali viene attribuito il carico di solaio.

Solaio B

Nel caso del solaio B, supponiamo adesso che si inserisca **una percentuale di distribuzione trasversale del carico**: a livello grafico, l'introduzione di una % di distribuzione trasversale del carico è indicata con una linea ortogonale alla linea di orditura:



Le proprietà del solaio in oggetto sono le seguenti (da notare l'inserimento di una percentuale di distribuzione trasversale pari al 30%):

Proprietà	
Solaio cod.365	
<ul style="list-style-type: none"> Caratteristiche <ul style="list-style-type: none"> Tipologia: Solaio piano Colore: 128; 128; 255 Materiale: C25/30 Infinitamente rigido: No Geometria <ul style="list-style-type: none"> Area orizzontale: 20.440 Spessore: 0.300 Δh: 0.000 Altezza volta: Falda <ul style="list-style-type: none"> Area inclinata: Pendenza: Spingente: Carico <ul style="list-style-type: none"> Carichi: 3 Carico 1: 2.50 Carico 2: 2.00 Carico 3: 2.00 Carico 3 (CCE): Variabile Cat.A Direzione principale: 0.00° Distribuzione trasversale: 30 Comportamento a piastra: No Struttura 	
Aggiorna contorno	

La procedura per la determinazione dei carichi è simile al caso precedente, con un ulteriore calcolo per via della percentuale del carico trasversale. In particolare, si osserva quanto segue:

Dalla finestra delle proprietà è possibile conoscere l'area della maglia di solaio evidenziata:

$$A = 20.44 \text{ m}^2$$

Il carico totale (Risultante), distinto per le diverse condizioni elementari, vale quindi:

$$G_{1k} = 20.44 \text{ m}^2 \times 2.50 \text{ kN/m}^2 = 51.10 \text{ kN}$$

$$G_{2k} = 20.44 \text{ m}^2 \times 2.00 \text{ kN/m}^2 = 40.88 \text{ kN}$$

$$G_Q = 20.44 \text{ m}^2 \times 2.00 \text{ kN/m}^2 = 40.88 \text{ kN}$$

Tale carico è complessivo, e, per considerarlo come distribuito, va diviso per la somma dei lati sui quali in effetti viene attribuito il carico, e questa volta anche secondo la direzione di orditura.

In questo caso, i lati perpendicolari alla direzione di orditura sono EH ed FG: si sommeranno quindi le loro lunghezze:

$$\text{Somma dei lati} = 7.80 \text{ m}$$

Il Carico al metro lineare che dovrà essere assegnato a tali aste è depurato del 30%:

$$G_{1k} = 51.10 \text{ kN} / 7.80 \text{ m} = 6.55 \text{ kN/m}$$

$$G_{2k} = 40.88 \text{ kN} / 7.80 \text{ m} = 5.24 \text{ kN/m}$$

$$G_Q = 40.88 \text{ kN} / 7.80 \text{ m} = 5.24 \text{ kN/m}$$

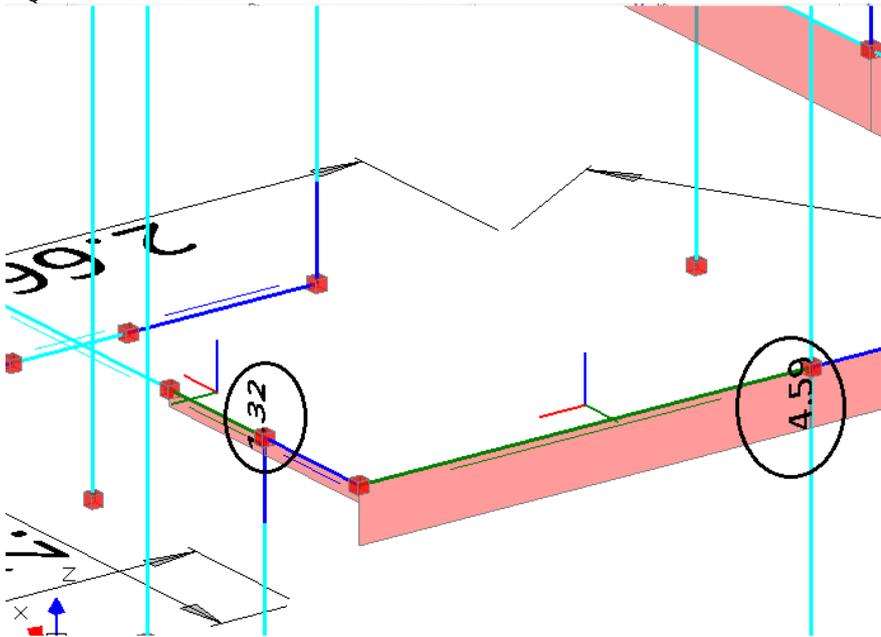
Seguendo la stessa procedura, si determinerà anche il carico (30%) che agirà sulle aste aventi direzione parallela all'orditura del solaio:

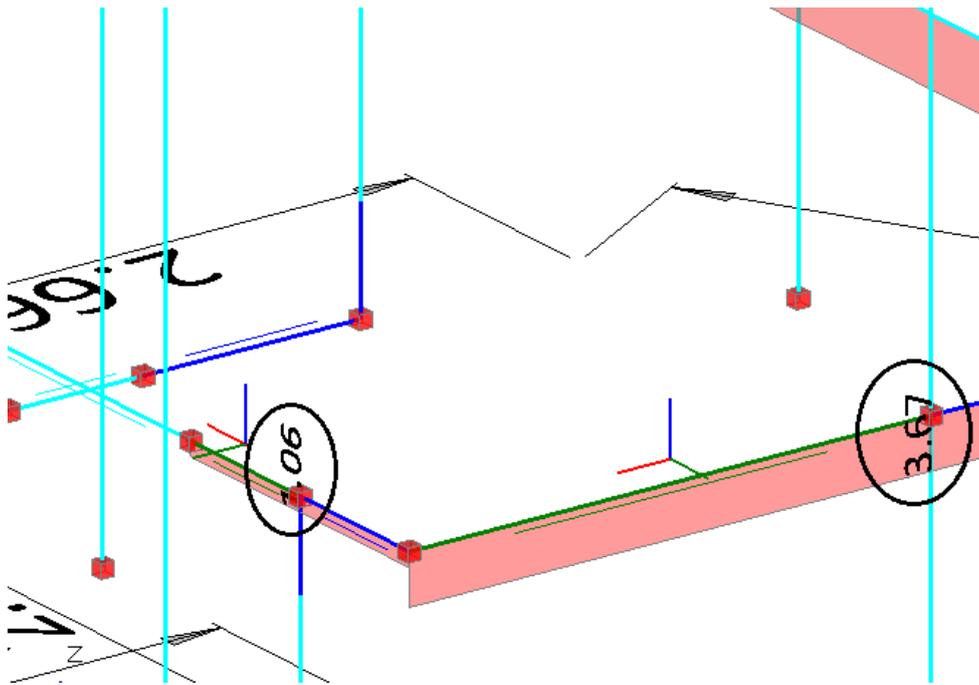
$$\text{Somma dei lati} = (5.80 + 5.80) \text{ m} = 11.60 \text{ m}$$

$$G_{1k} = 15.33 \text{ kN} / 11.60 \text{ m} = 1.321 \text{ kN/m}$$

$$G_{2k} = 12.26 \text{ kN} / 11.60 \text{ m} = 1.057 \text{ kN/m}$$

$$G_Q = 12.26 \text{ kN} / 11.60 \text{ m} = 1.057 \text{ kN/m}$$





Per i solai piani, definiti come sopra, è possibile attivare, nella finestra delle proprietà, il **'Comportamento a Lastra'**: tale proprietà consente di considerare agente lo stesso carico (distribuito al metro lineare) su tutte le aste che compongono la maglia. Quindi, in questa ipotesi, importa la somma totale delle lunghezze dei lati (lati eventualmente obliqui vanno considerati con la loro reale lunghezza, senza proiezioni). Ottenuta la risultante totale, questa verrà divisa per la dimensione delle lunghezze ottenuta.

Se ad esempio il solaio A fosse considerato come 'Piastra', a tutte le aste sarebbe distribuito lo stesso carico, considerato come in figura seguente:

Dalla finestra delle proprietà è possibile conoscere l'area della maglia di solaio evidenziata:

$$A = 32.160 \text{ m}^2$$

Il carico totale (Risultante), distinto per le diverse condizioni elementari, vale quindi:

$$G_{1k} = 32.160 \text{ m}^2 \times 2.50 \text{ kN/m}^2 = 80.400 \text{ kN}$$

$$G_{2k} = 32.160 \text{ m}^2 \times 2.00 \text{ kN/m}^2 = 64.320 \text{ kN}$$

$$G_{Qk} = 32.160 \text{ m}^2 \times 2.00 \text{ kN/m}^2 = 64.320 \text{ kN}$$

Somma dei lati:

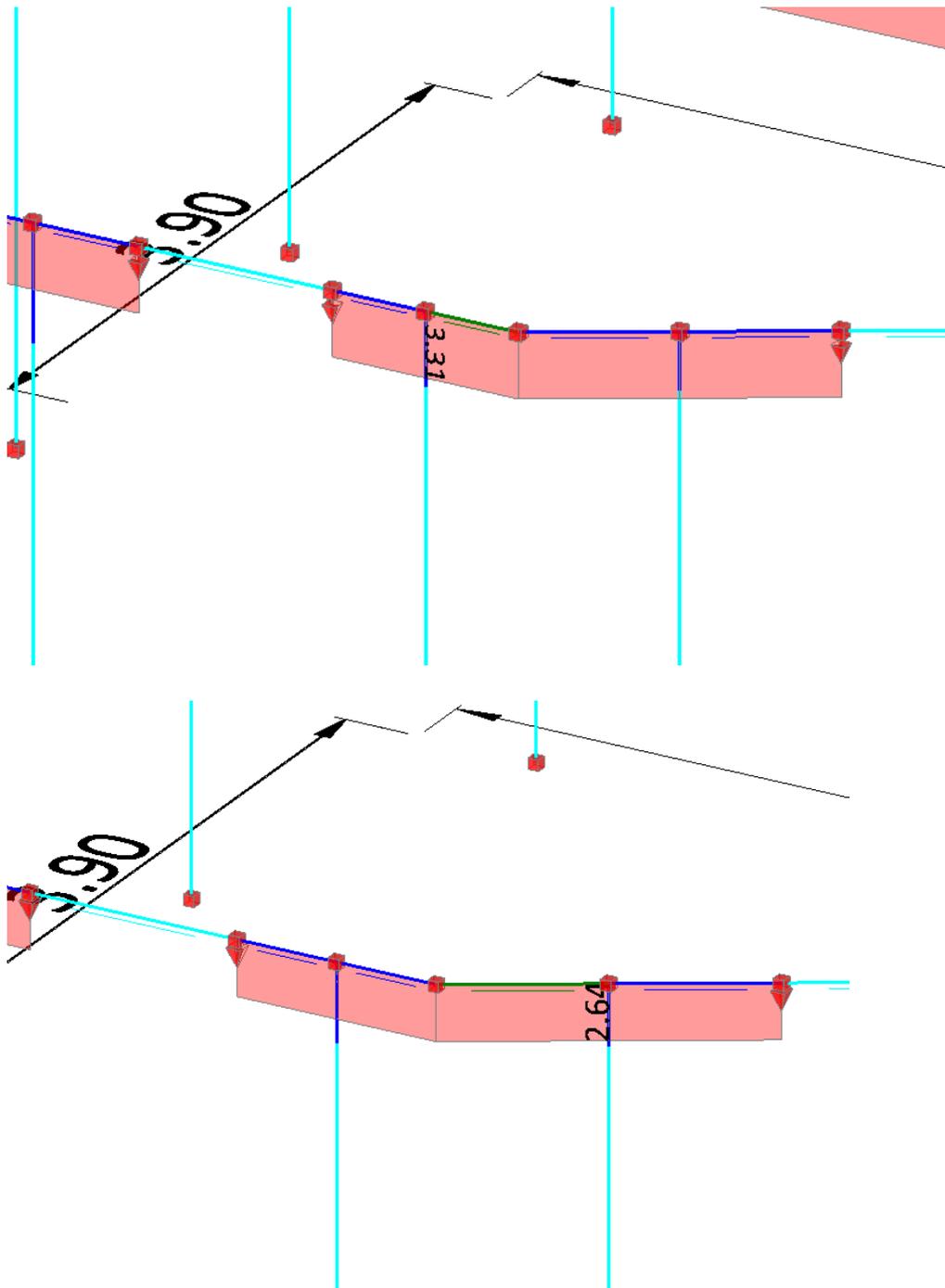
$$(4.87 + 3.92 + 2.66 + 3.39 + 4.87 + 4.62) = 24.33 \text{ m}$$

Carico al metro lineare:

$$G_{1k} = 80.40 \text{ kN} / 24.33 \text{ m} = 3.304 \text{ kN/m}$$

$$G_{2k} = 64.32 \text{ kN} / 24.33 \text{ m} = 2.643 \text{ kN/m}$$

$$G_{Qk} = 64.32 \text{ kN} / 24.33 \text{ m} = 2.643 \text{ kN/m}$$



Si ipotizzi adesso che il solaio 'A', analizzato in precedenza, sia invece costituito da una **'Volta a Botte'**, e, successivamente, da una **'Volta a padiglione'**.

Per poter considerare le spinte da una volta a botte, occorre specificare la corrispondente tipologia di solaio. I medesimi coefficienti di ripartizione utilizzati nel caso dello schema Monodirezionale, vengono applicati per la definizione della spinta orizzontale dovuta alla volta a botte a partire dal valore della spinta complessiva.

La distribuzione del carico verticale sulle pareti murarie sottostanti avviene: per volta a botte, come per un solaio monodirezionale; per volta a padiglione, come per un solaio a lastra. I due tipi di volta generano spinte diverse all'imposta.

La spinta della volta agisce in direzione ortogonale alla parete su cui si imposta, e ad una quota definita dall'altezza di imposta della maglia di solaio corrispondente.

La volta a padiglione (fig. (A)) è equiparata ad una cupola sferica che copre la stessa superficie. Secondo la Teoria della Membrana, la reazione al bordo della volta ha direzione tangente alla superficie; la componente verticale equilibra i pesi, quella orizzontale fornisce la spinta. Il raggio della proiezione sul piano di solaio della cupola sferica equivalente è $(A = L_x * L_y)$:

$$\pi * r^2 = A, \text{ da cui: } r = \sqrt{A/\pi}$$

Se H è l'altezza di imposta della volta (altezza della cupola sferica), il raggio della sfera è:

$$(R - H)^2 + r^2 = R^2, \text{ da cui: } R = (H^2 + r^2) / (2 H)$$

La tangente alla superficie della volta in corrispondenza dell'imposta è:

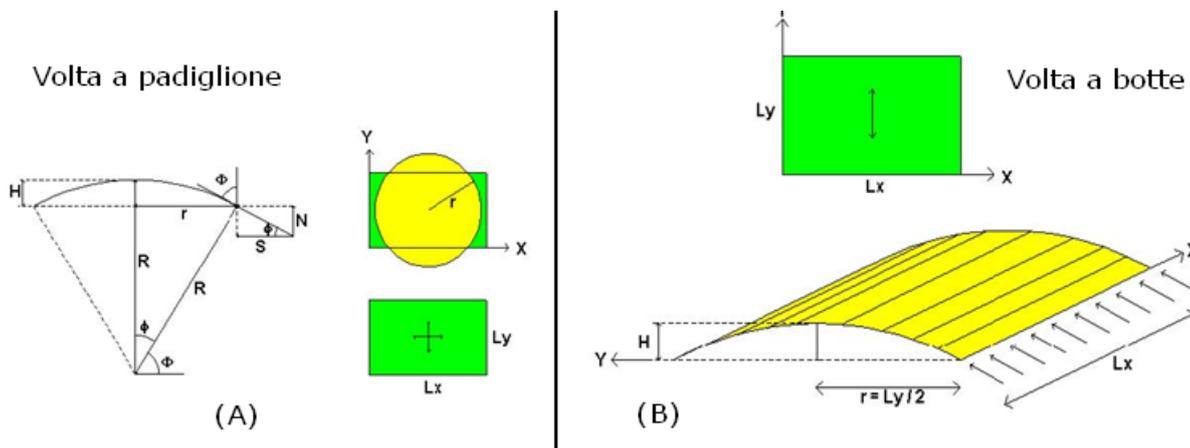
$$\text{tg } \varphi = (R - H) / r$$

La spinta orizzontale S è dunque data da:

$$S = N * \text{tg } \varphi$$

dove N è il carico verticale. Se q è il carico di superficie: $N = q * A$.

Anche per la volta a botte (fig. (B)) vale l'ipotesi di reazione tangente alla superficie cilindrica della volta in corrispondenza del bordo. Supponendo, per fissare le idee, che la volta si imposti sui lati X, cioè con orditura parallela a Y, il raggio della volta cilindrica è: $r = L_y / 2$. Applicando le relazioni già illustrate per la volta a padiglione, si determinano i carichi verticale N e orizzontale S agenti sui lati di imposta della volta (non su tutto il perimetro come per la volta a padiglione, ma solo sui due lati X).



Spinta da solai a volta

A parte il caso di maglie di solaio rettangolari (i solai di strutture voltate hanno in genere geometria rettangolare o quadrilatera), più in generale si possono definire lati 'equivalenti' in modo da condurre comunque il calcolo delle spinte.

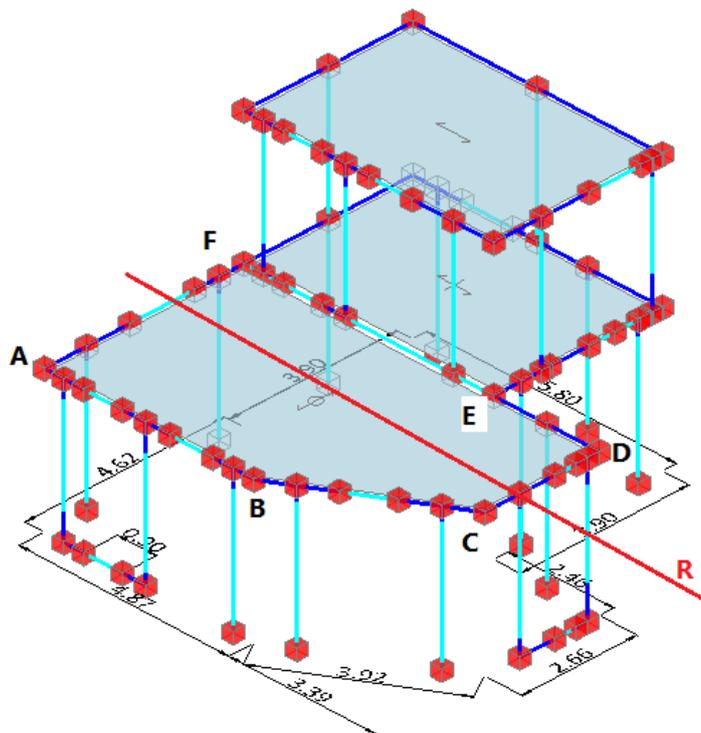
Ad esempio, per la volta a botte, la somma delle proiezioni sulla retta R (=retta ortogonale all'orditura), divisa per 2, viene assunta come dimensione 'media' del solaio in direzione ortogonale all'orditura; la metà di tale dimensione è il parametro 'r' utilizzato per il calcolo della spinta, in analogia a quanto rappresentato nella figura precedente, caso (B).

E' evidente che il metodo costituisce una semplificazione del problema, che tuttavia può essere accettabile considerando che:

a) qualora si voglia indagare più in dettaglio sugli effetti ribaltanti delle spinte, sarà comunque possibile descrivere modelli locali (ad es. per condurre verifiche per cinematici), utilizzando software dedicati QUALI SAV © AEDES;

b) in ogni caso, è ovviamente possibile introdurre azioni direttamente nei dati dei carichi. In tal caso, per non considerare in alcun modo spinte generate automaticamente dai Solai, andranno evitati gli schemi di volte a botte e a padiglione, ma si dovrà pensare a solai mono o bidirezionali.

Si supponga quindi che il solaio 'A' sia una '**Volta a botte**', con le seguenti proprietà:



Proprietà

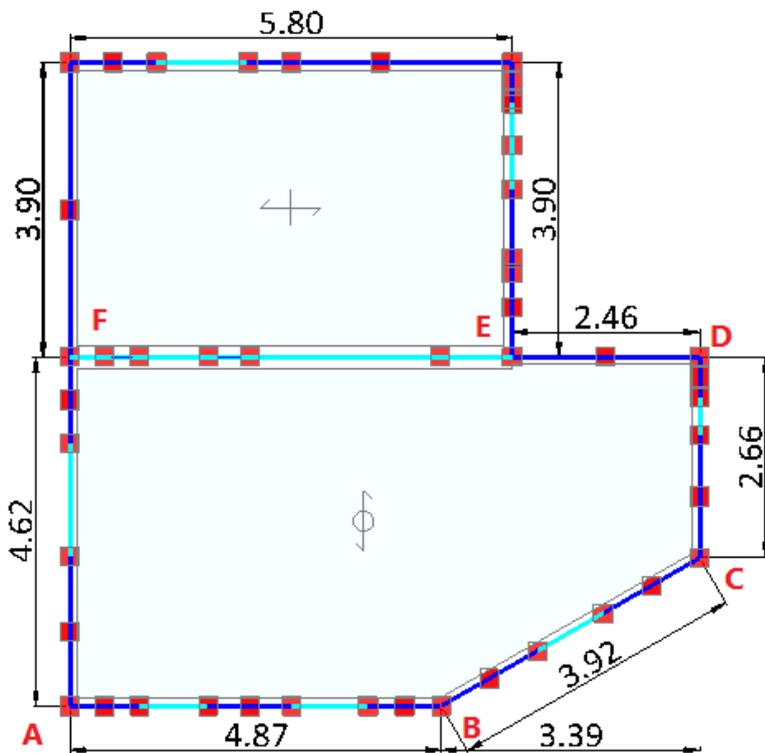
Solaio cod.361

Caratteristiche	
Tipologia	Volta a botte
Colore	0; 192; 0
Materiale	C25/30
Infinitamente rigido	No
Geometria	
Area orizzontale	32.160
Spessore	0.300
Δh	0.000
Altezza volta	1.000
Falda	
Area inclinata	
Pendenza	
Spingente	
Carico	
Carichi	3
Carico 1	2.50
Carico 2	2.00
Carico 3	2.00
Carico 3 (CCE)	Variabile Cat.A
Direzione principale	90.00°
Distribuzione trasversale	
Comportamento a piastra	
Struttura	

[Aggiorna contorno](#)

Area orizzontale
Area del solaio in proiezione orizzontale in m²

La maglia ha la seguente geometria:



Chiamiamo rispettivamente L_a ed L_b le somme delle proiezioni dei lati aventi direzione parallela ed ortogonale all'orditura:

$$L_a = 4.62 \text{ m}$$

$$L_b = 4.87 + 3.39 = 8.26 \text{ m}$$

L'area complessiva della maglia (letta dalla finestra delle proprietà) è pari ad $A=32.16 \text{ m}^2$. Si assume un'altezza di imposta pari ad $H=1.00 \text{ m}$.

Il carico totale (Risultante), distinto per le diverse condizioni elementari, vale quindi ($N=G \times A$):

$$N_{G1k} = 32.16 \text{ m}^2 \times 2.50 \text{ kN/m}^2 = 80.40 \text{ kN}$$

$$N_{G2k} = 32.16 \text{ m}^2 \times 2.00 \text{ kN/m}^2 = 64.32 \text{ kN}$$

$$N_{GQ} = 32.16 \text{ m}^2 \times 2.00 \text{ kN/m}^2 = 64.32 \text{ kN}$$

Il valore r è dato dalla divisione tra l'area ed il lato ortogonale all'orditura:

$$r = A / L_b / 2 = 32.16 / 8.26 / 2 = 1.946 \text{ m}$$

$$R = (H^2 + r^2) / 2H = 2.393$$

$$\tan(\phi) = (R - H) / r = 0.716$$

A questo punto, si calcola la spinta risultante complessiva, $S = N \cdot \tan(\phi)$, che per tutte le condizioni di carico fornisce i seguenti valori:

$$S_{G1k} = 80.40 \text{ kN} \times 0.716 = 57.566 \text{ kN}$$

$$S_{G2k} = 64.32 \text{ kN} \times 0.716 = 46.053 \text{ kN}$$

$$S_{GQ} = 64.32 \text{ kN} \times 0.716 = 46.053 \text{ kN}$$

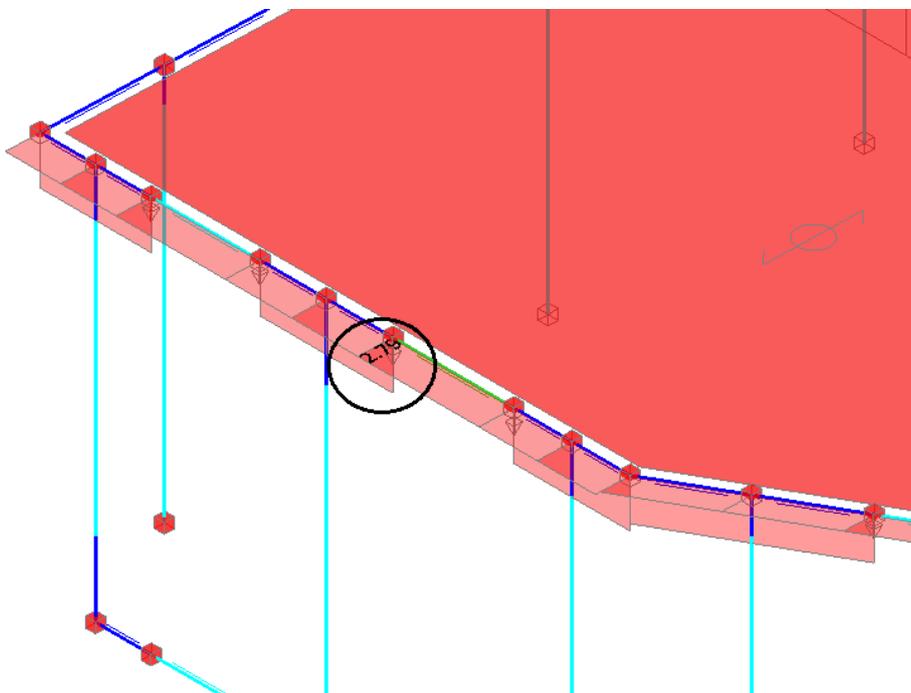
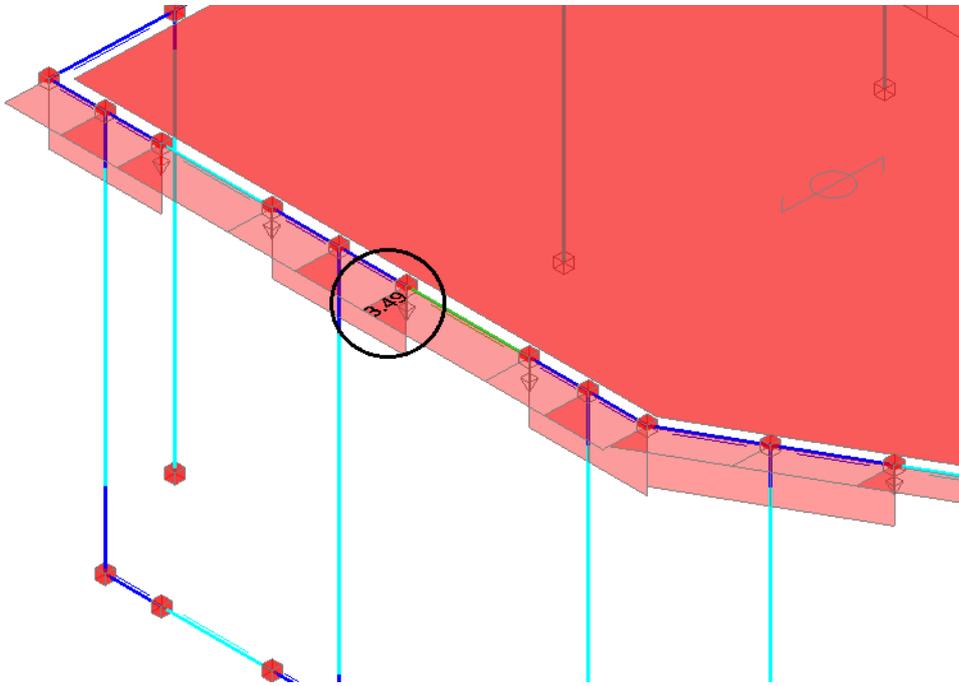
Questo valore complessivo va distribuito sulle aste (in proiezione) interessate ortogonalmente dall'orditura:

$$S_{G1k} = 57.566 \text{ kN} / (8.26 + 4.87 + 3.39) \text{ m} = 3.484 \text{ kN / m}$$

$$S_{G2k} = 46.053 \text{ kN} / (8.26 + 4.87 + 3.39) \text{ m} = 2.787 \text{ kN / m}$$

$$S_{GQ} = 46.053 \text{ kN} / (8.26+4.87+3.39) \text{ m} = 2.787 \text{ kN} / \text{m}$$

Questi sono i carichi al metro relativi alla spinta, che non cambiano sui lati orizzontali, cfr. Immagini seguenti:



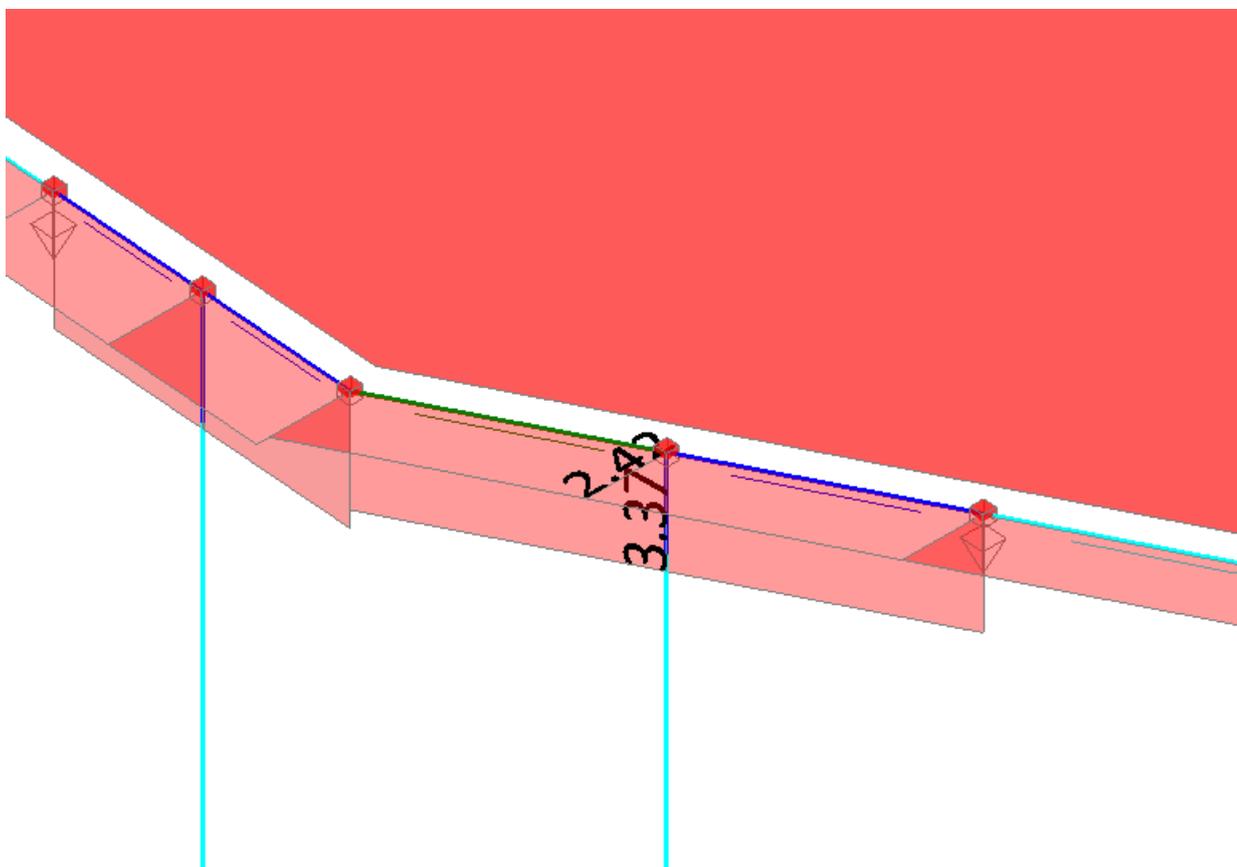
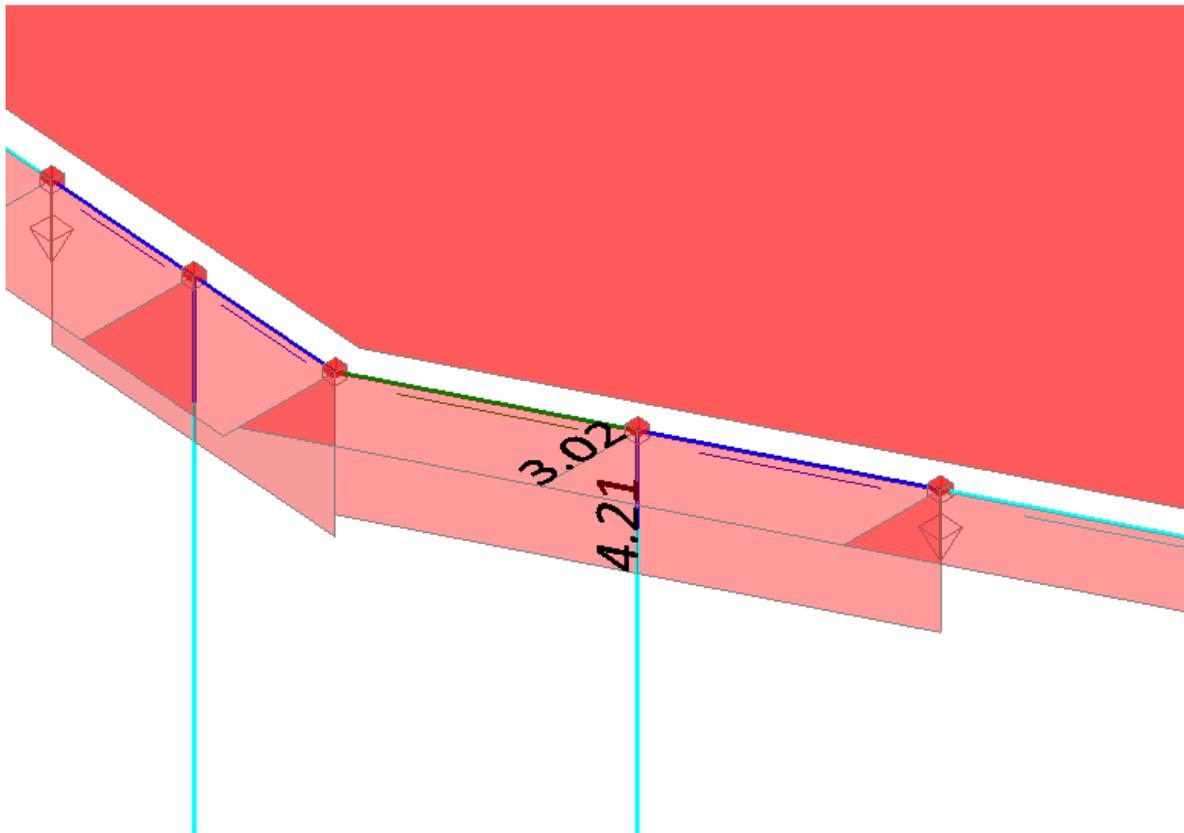
Per individuare invece i carichi di spinta sul lato inclinato, sarà necessario moltiplicare i valori per il rapporto tra lunghezza in proiezione e lunghezza effettiva (inclinata):

Spinte sul lato inclinato:

$$S_{G1k} = 3.484 \text{ kN} / \text{m} * (3.39/3.92) = 3.020 \text{ kN} / \text{m}$$

$$S_{G2k} = 2.787 \text{ kN / m} * (3.39/3.92) = 2.42 \text{ kN / m}$$

$$S_{GQ} = 3.446 \text{ kN / m} * (3.39/3.92) = 2.42 \text{ kN / m}$$



Si supponga adesso che il solaio 'A' sia una '**Volta a padiglione**', con le seguenti proprietà:

Proprietà

Solaio cod.361

Caratteristiche	
Tipologia	Volta a padiglione
Colore	0; 192; 0
Materiale	C25/30
Infinitamente rigido	No
Geometria	
Area orizzontale	32.160
Spessore	0.300
Δh	0.000
Altezza volta	1.000
Falda	
Area inclinata	
Pendenza	
Spingente	
Carico	
Carichi	3
Carico 1	2.50
Carico 2	2.00
Carico 3	2.00
Carico 3 (CCE)	Variabile Cat.A
Direzione principale	90.00°
Distribuzione trasversale	
Comportamento a piastra	
Struttura	

[Aggiorna contorno](#)

Tipologia

La procedura è simile alla situazione precedente del solaio con volta a botte: ciò che cambia è come si ricava il coefficiente 'r', e come si ripartisce il carico sulle aste: in questo caso, partecipano tutte le aste ad assumere il carico distribuito, quindi anche quelle aventi direzione parallela all'orditura:

Il valore r è dato adesso dalla seguente formulazione:

$$r = \sqrt{A/\pi} = 3.199$$

$$R = (H^2 + r^2) / 2H = 5.616$$

$$\tan(\phi) = (R - H) / r = 1.442$$

A questo punto, si calcola la spinta risultante complessiva, $S = N \cdot \tan(\phi)$, che per tutte le condizioni di carico fornisce i seguenti valori:

$$S_{G1k} = 80.40 \text{ kN} \times 1.442 = 115.93 \text{ kN}$$

$$S_{G2k} = 64.32 \text{ kN} \times 1.442 = 92.749 \text{ kN}$$

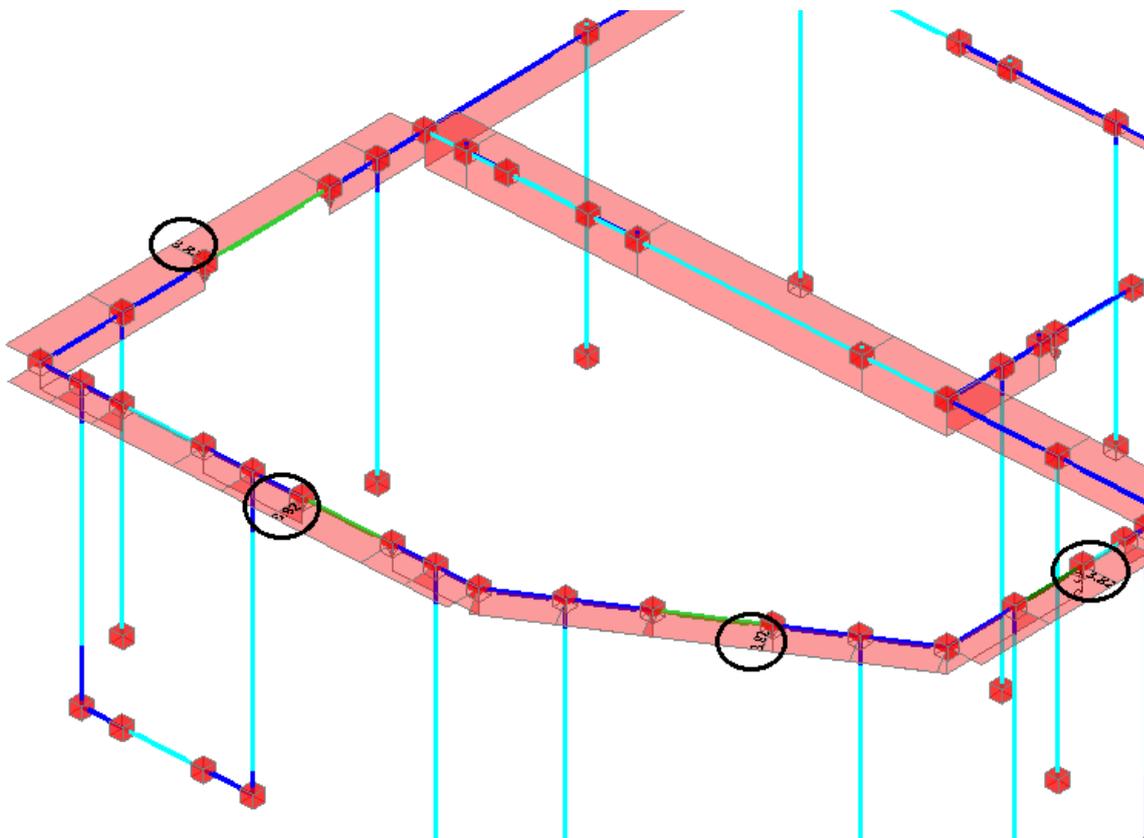
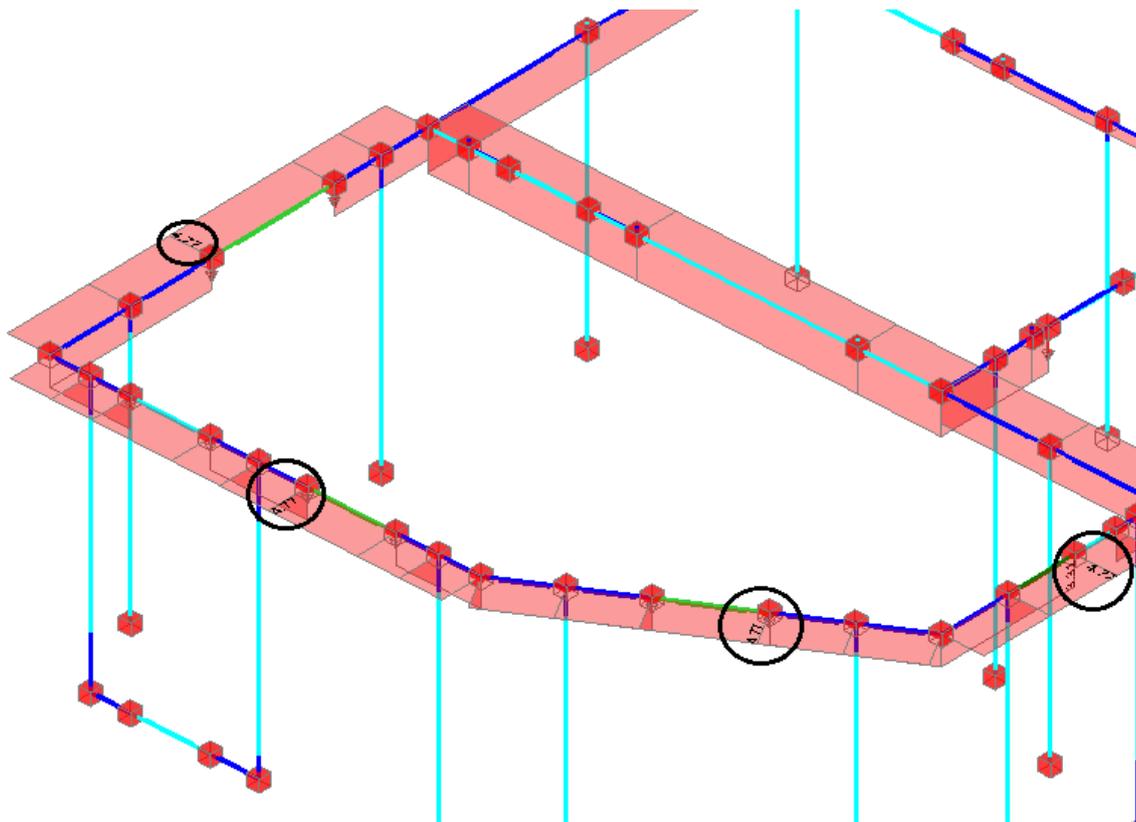
$$S_{GQ} = 64.32 \text{ kN} \times 1.442 = 92.749 \text{ kN}$$

Come anticipato sopra, questo valore complessivo va distribuito su tutte le aste:

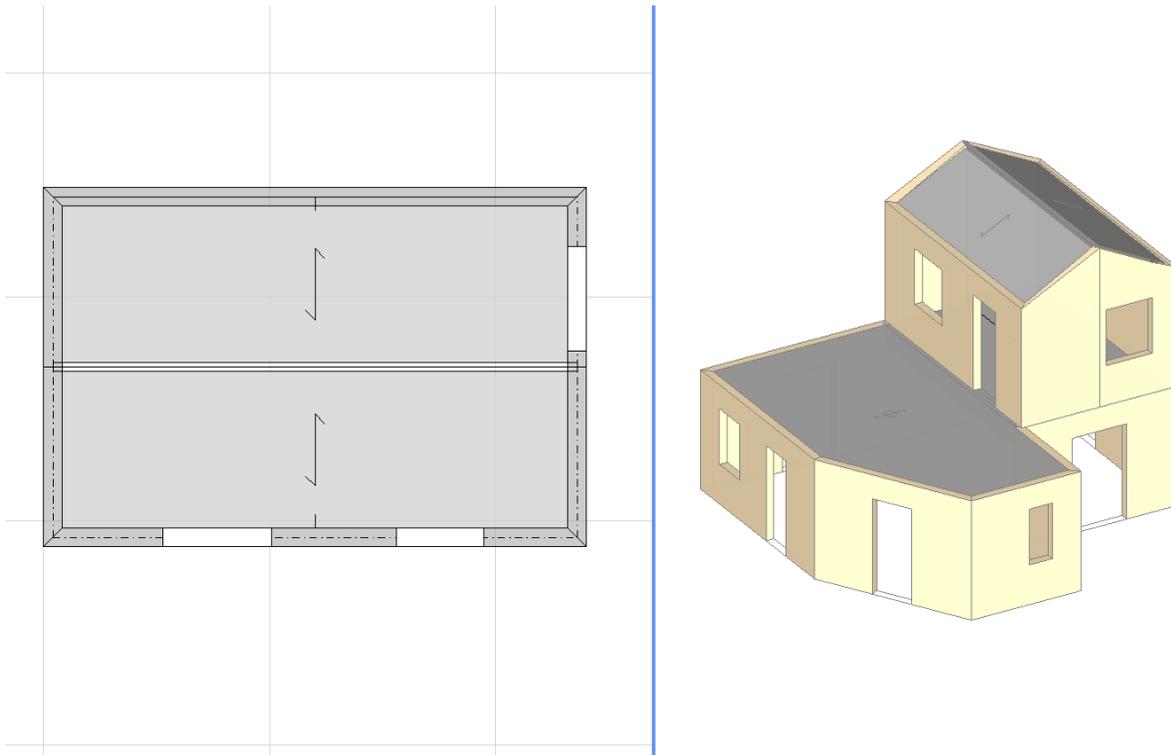
$$S_{G1k} = 115.93 \text{ kN} / (8.26 + 4.87 + 3.92 + 4.62 + 2.66) \text{ m} = 4.764 \text{ kN} / \text{m}$$

$$S_{G2k} = 92.749 \text{ kN} / (8.26 + 4.87 + 3.92 + 4.62 + 2.66) \text{ m} = 3.812 \text{ kN} / \text{m}$$

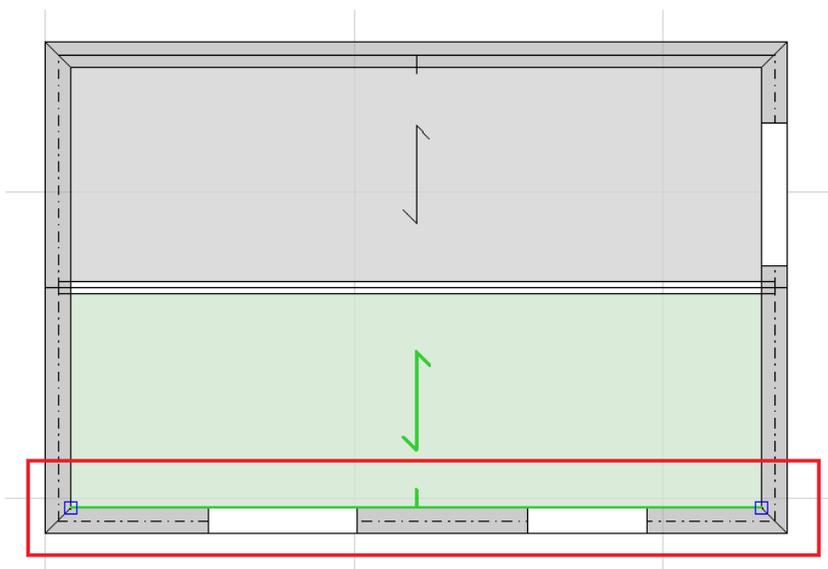
$$S_{GQ} = 92.749 \text{ kN} / (8.26 + 4.87 + 3.92 + 4.62 + 2.66) \text{ m} = 3.812 \text{ kN} / \text{m}$$



Con riferimento sempre alla stessa struttura, si supponga adesso che sia costituita da **un tetto a falde**. In particolare, i due muri che formano il piano due siano costruiti a forma di timpano, con una trave di colmo ed i due solai inseriti con tipologia 'Falda':



Come si nota dall'immagine sopra allegata, i due solai hanno tipologia 'Falda': per entrambe le maglie, la linea di gronda (che definisce la linea attorno la quale definire la rotazione della falda inclinata) viene posta in prossimità del bordo interno dei muri, con il segmento presente nel punto medio che è diretto verso l'interno della struttura (tale segmento rappresenta il verso di salita del solaio inclinato):



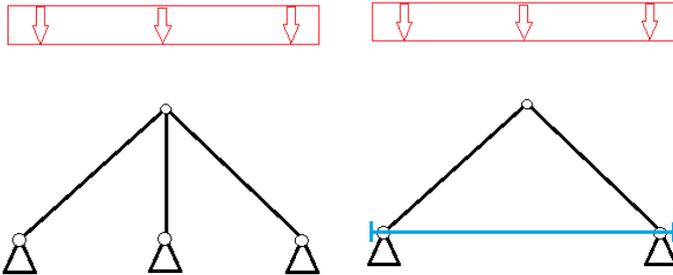
In PCM è possibile considerare due casi per i solai inclinati:

- Falda 'Non Spingente';
- Falda 'Spingente'.

Di seguito si analizzeranno i due diversi casi.

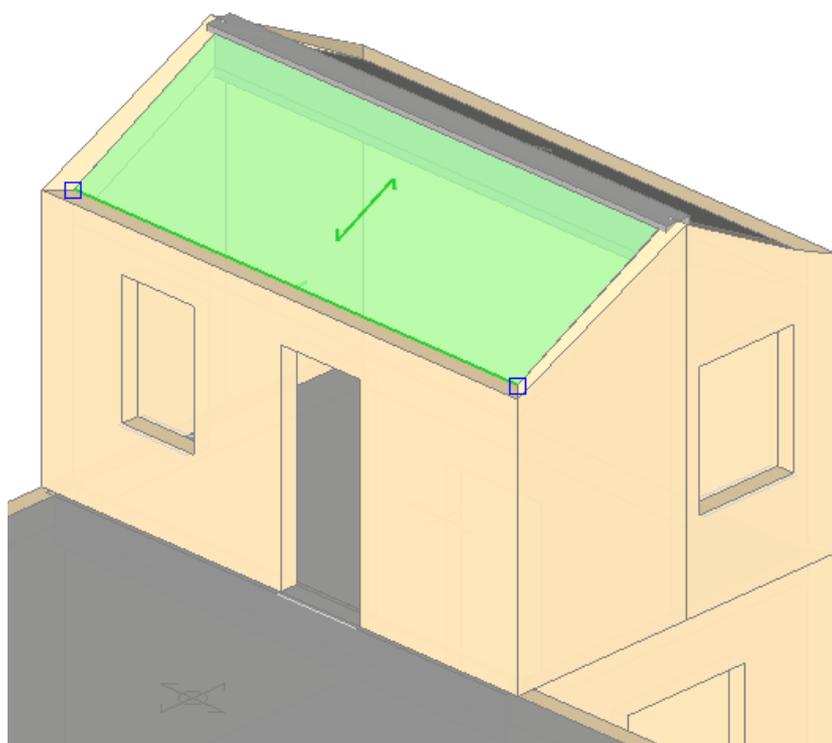
Falda 'Non Spingente'

In questa situazione, i particolari accorgimenti costruttivi e di connessione tra gli elementi comportano che la struttura non produca azioni orizzontali; può essere ad esempio il caso di timpani con muri di spina centrali, o con presenza di presidi quali catene o capriate a spinta eliminata:



In queste condizioni, la spinta è nulla, e l'unica condizione da considerare per la corretta ripartizione dei carichi sulle aste è la differenza tra l'area inclinata e l'area in proiezione del solaio stesso:

- nel caso dei carichi permanenti e permanenti non strutturali, l'area da considerare è l'effettiva area inclinata del solaio; nel caso invece dei carichi variabili (come tipicamente la neve, nelle coperture), questi si considerano agenti sull'area non effettiva ma ottenuta 'in proiezione': dalla finestra delle proprietà sono comunque noti entrambi i valori.



Proprietà	
Solaio cod.1960	
Caratteristiche	
Tipologia	Falda
Colore	211; 211; 211
Materiale	C25/30
Infinitamente rigido	No
Geometria	
Area orizzontale	10.100
Spessore	0.300
Δh	0.000
Altezza volta	
Falda	
Area inclinata	11.384
Pendenza	52.00
Spingente	No
Carico	
Carichi	3
Carico 1	2.50
Carico 2	1.50
Carico 3	0.90
Carico 3 (CCE)	Variabile Cat.A
Direzione principale	90.00°
Distribuzione trasversale	0
Comportamento a piastra	No
Struttura	
Aggiorna contorno	
Area orizzontale	
Area del solaio in proiezione orizzontale in m ²	

Area orizzontale = 10.100 m²

Area inclinata = 11.384 m²

Carico Totale:

$$N_{G1k} = 11.384 \text{ m}^2 \times 2.50 \text{ kN/m}^2 = 28.46 \text{ kN}$$

$$N_{G2k} = 11.384 \text{ m}^2 \times 1.50 \text{ kN/m}^2 = 17.076 \text{ kN}$$

$$N_{GQ} = 10.100 \text{ m}^2 \times 0.90 \text{ kN/m}^2 = 9.090 \text{ kN}$$

La somma dei lati su cui poggia l'orditura del solaio (in proiezione sulla retta 'R', come visto in precedenza per i solai piani) vale:

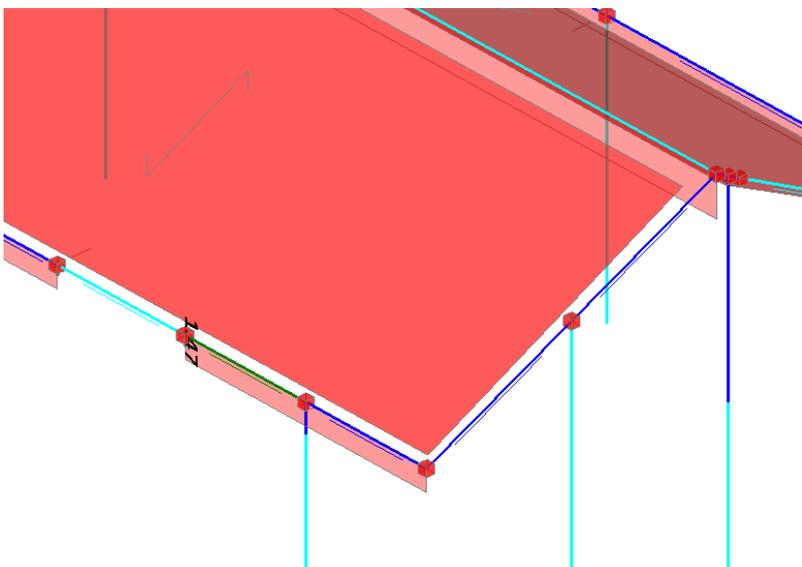
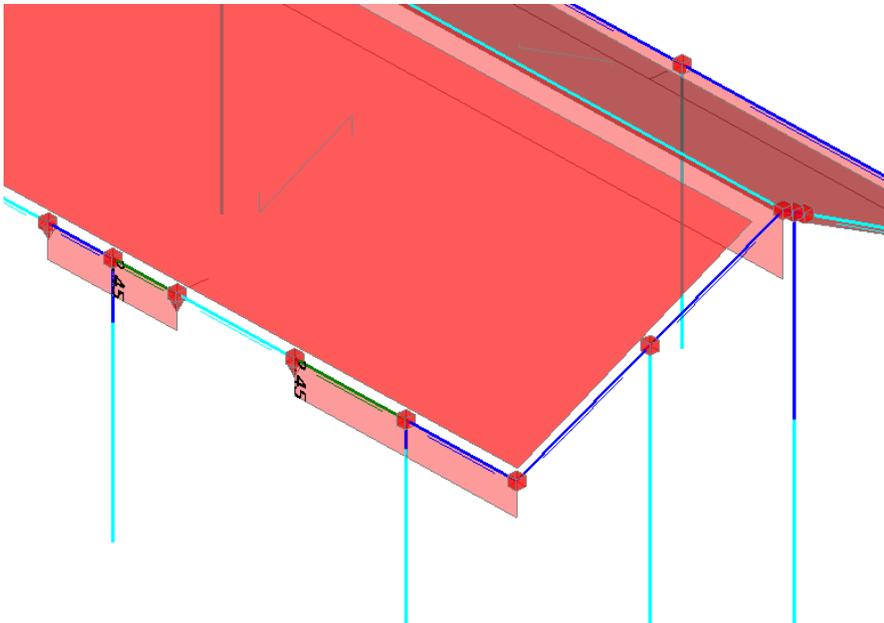
$$L = 5.80 + 5.80 = 11.60 \text{ m}$$

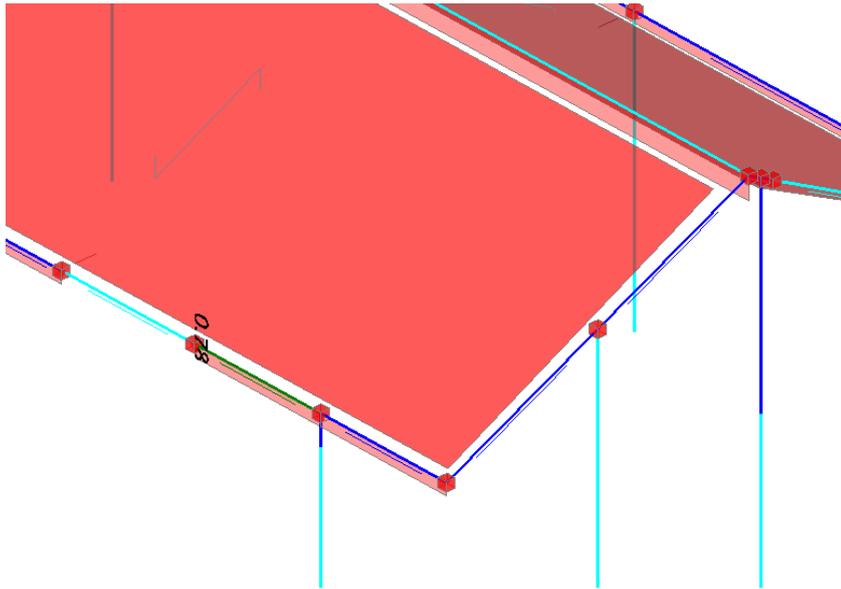
In definitiva, il carico distribuito sarà il seguente:

$$N_{G1k} = 28.46 \text{ kN} / 11.60 \text{ m} = 2.453 \text{ kN/m}$$

$$N_{G2k} = 17.076 \text{ kN} / 11.60 \text{ m} = 1.472 \text{ kN/m}$$

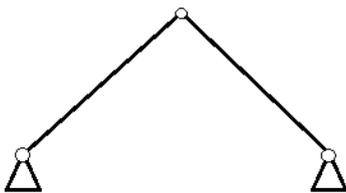
$$N_{GQ} = 9.090 \text{ kN} / 11.60 \text{ m} = 0.783 \text{ kN/m}$$





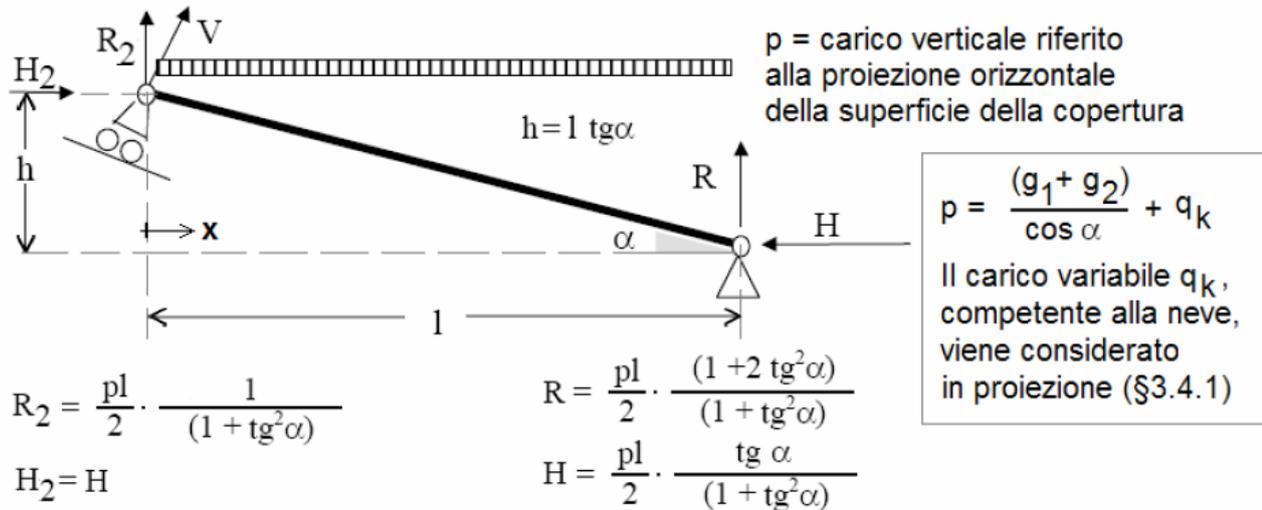
Falda 'Spingente'

Questo è il caso di solai inclinati nei quali già i carichi verticali producano azioni orizzontali sugli elementi di appoggio; ad esempio uno schema tipo di tetto spingente è il seguente, in cui non vi sono catene o muri di spina centrali per cui lo schema statico risulta paragonabile al seguente:

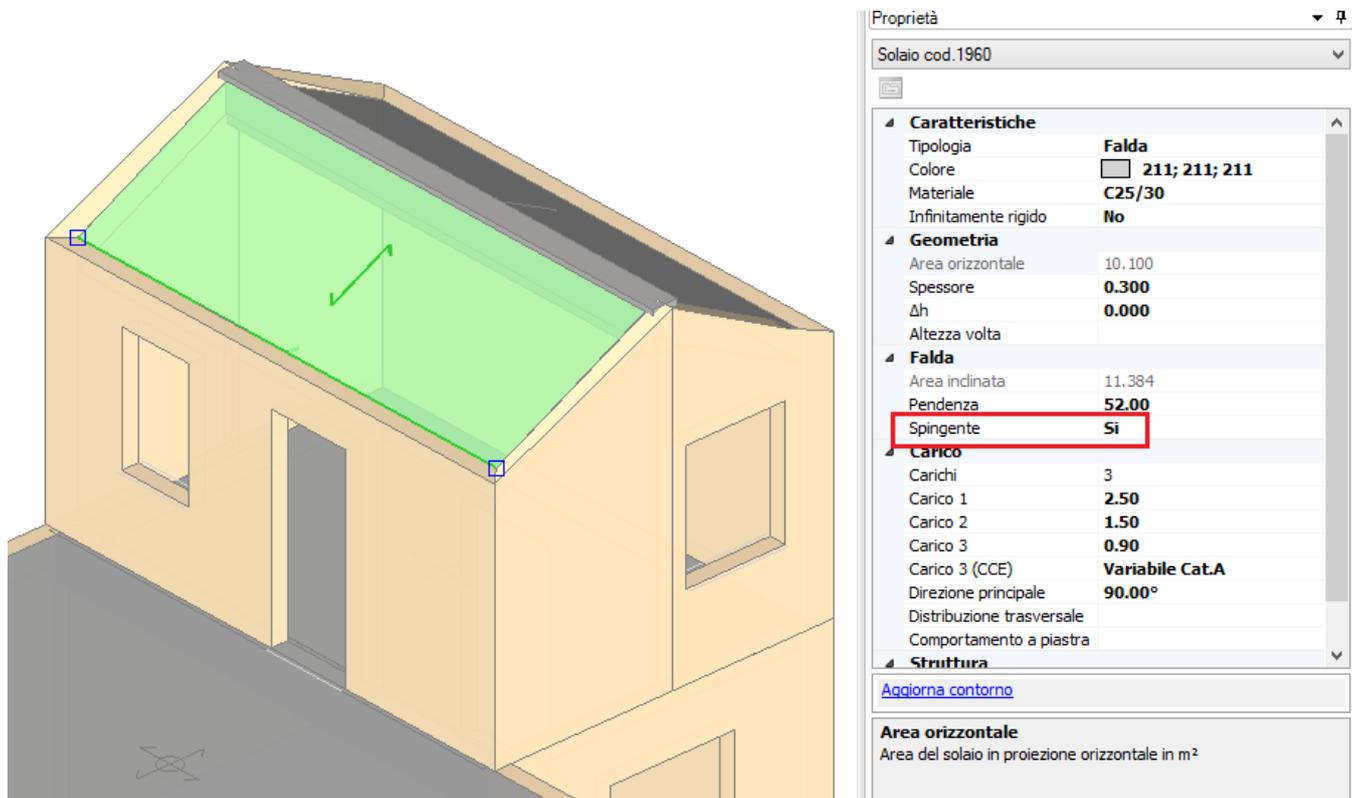


I carichi verticali si traducono nelle reazioni alle cerniere di appoggio, che hanno quindi anche una componente orizzontale.

Lo schema statico del puntone inclinato può essere paragonato al seguente:



Con riferimento all'esempio indicato, per considerare i due campi di solaio come spingenti occorre qualificarli come tali, ponendo la proprietà 'Spingente'='Si':

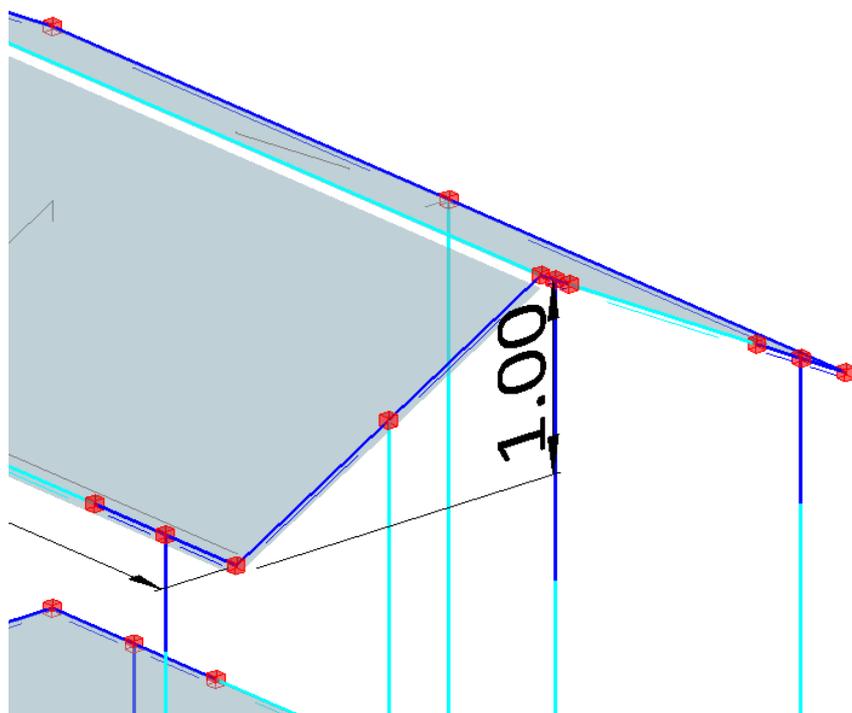
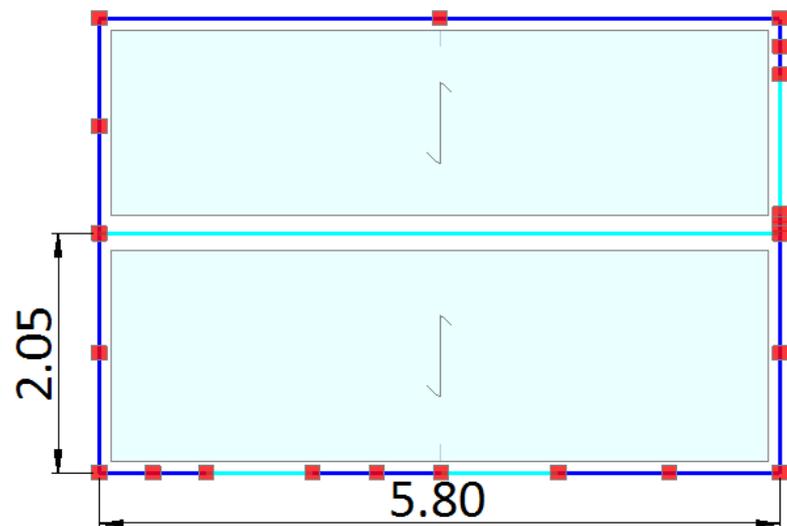


Un aspetto importante per i solai inclinati riguarda la distinzione tra le aree di solaio da considerare per la ripartizione dei carichi.

Nel caso dei carichi permanenti e permanenti non strutturali, l'area da considerare è l'effettiva area inclinata del solaio; nel caso invece dei carichi variabili (come tipicamente la neve, nelle coperture), questi si considerano agenti sull'area non effettiva ma ottenuta 'in proiezione': dalla finestra delle proprietà sono comunque noti entrambi i valori.

Seguendo lo schema sopra indicato, si potranno quindi ricavare sia i carichi verticali che le spinte (per semplicità alla falda opposta è stato assegnato carico nullo, in modo da avere sul colmo solo il carico del

solaio sotto indicato). Qui di seguito sono indicati ad esempio i passaggi per ottenere il carico come mostrato nel modello strutturale.



Area orizzontale = 10.100 m^2
 Area inclinata = 11.384 m^2
 $\text{Tan}(\alpha) = \text{Tan}(1.00/1.90) = 0.487$

Carico di superficie del solaio:

$G_{1k} = 2.50 \text{ kN/m}^2$
 $G_{2k} = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $G_Q = 0.90 \text{ kN/m}^2$

Carico verticale distribuito (coincidente col prodotto p^*):

$N_{G1k} = 2.50 \text{ kN/m}^2 \times (11.384 \text{ m}^2 / (5.80 \text{ m})) = 4.906 \text{ kN/m}$
 $N_{G2k} = 1.50 \text{ kN/m}^2 \times (11.384 \text{ m}^2 / (5.80 \text{ m})) = 2.944 \text{ kN/m}$

$$N_{GQ} = 0.90 \text{ kN/m}^2 \times (10.100 \text{ m}^2 / (5.80 \text{ m})) = 1.567 \text{ kN/m}$$

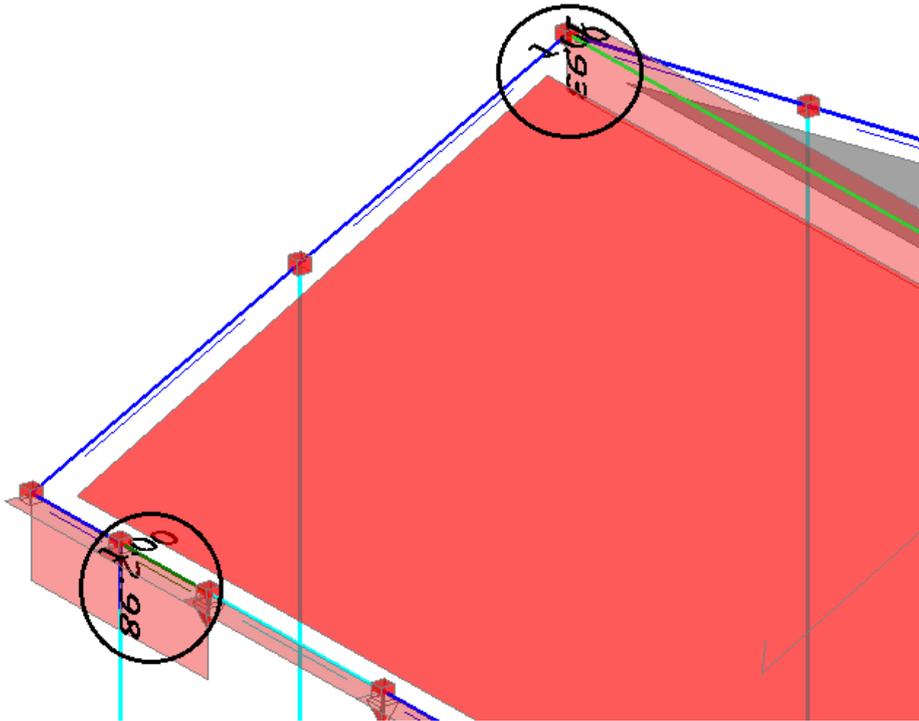
Valori dei carichi verticali e di spinta:

G₁:

$$R = [(4.906 \text{ kN/m}) / 2] \times [(1 + 2 \times (0.487)^2) / (1 + (0.487)^2)] = 2.984 \text{ kN/m}$$

$$R_2 = [(4.906 \text{ kN/m}) / 2] \times [1 / (1 + (0.487)^2)] = 1.921 \text{ kN/m}$$

$$H (\text{spinta}) = [(4.906 \text{ kN/m}) / 2] \times [0.487 / (1 + (0.487)^2)] = 1.00 \text{ kN/m}$$

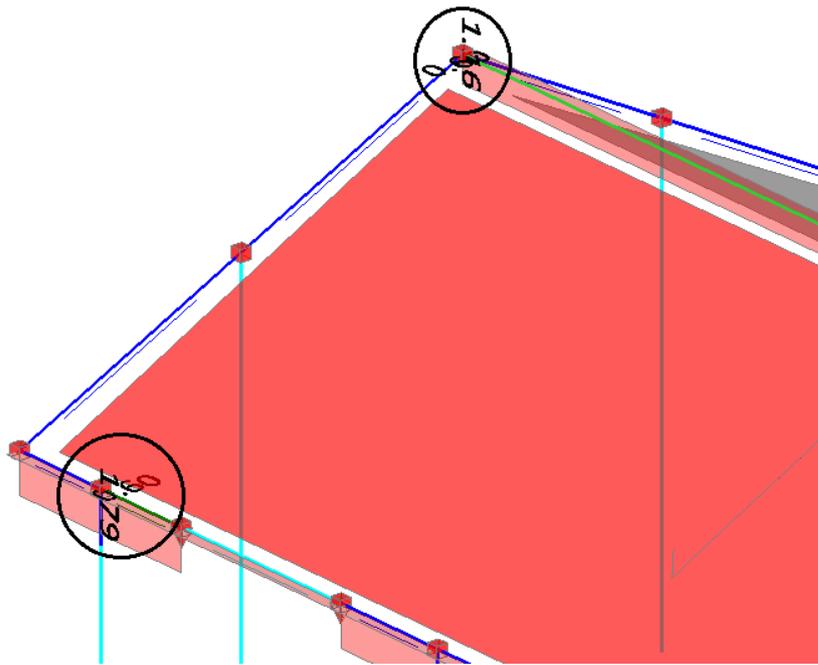


G₂:

$$R = [(2.944 \text{ kN/m}) / 2] \times [(1 + 2 \times (0.526)^2) / (1 + (0.526)^2)] = 1.791 \text{ kN/m}$$

$$R_2 = [(2.944 \text{ kN/m}) / 2] \times [1 / (1 + (0.526)^2)] = 1.152 \text{ kN/m}$$

$$H (\text{spinta}) = [(2.944 \text{ kN/m}) / 2] \times [0.526 / (1 + (0.526)^2)] = 0.606 \text{ kN/m}$$

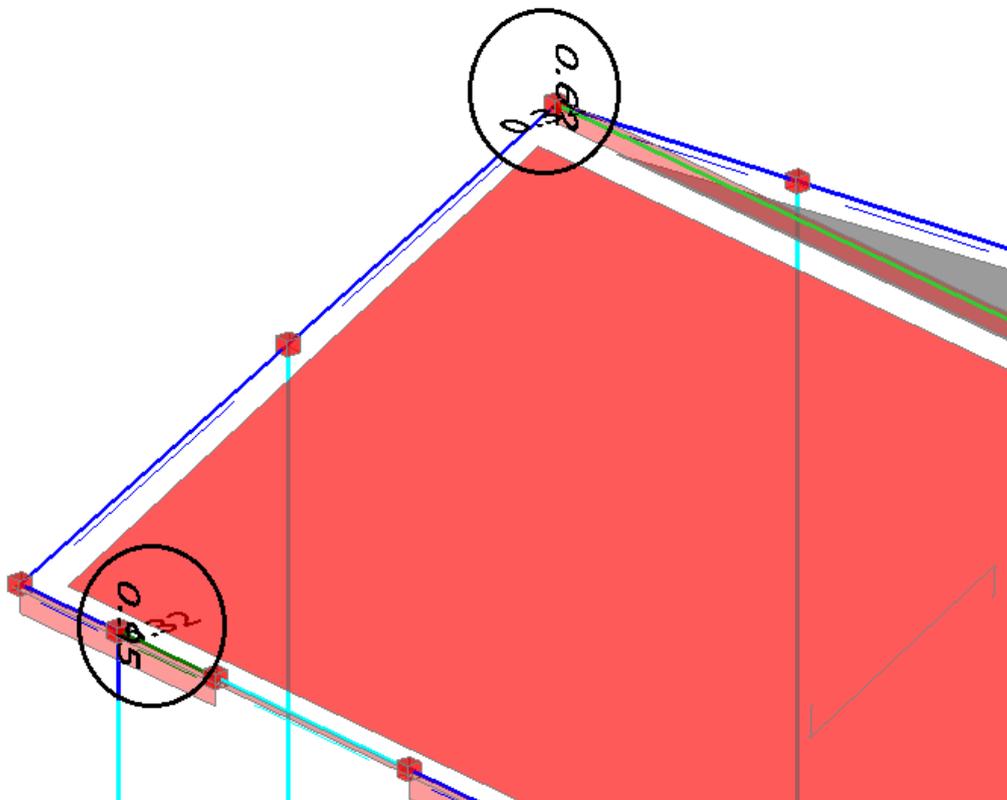


Q:

$$R = [(1.567 \text{ kN/m}) / 2] \times [(1 + 2 \cdot (0.526)^2) / (1 + (0.526)^2)] = 0.953 \text{ kN/m}$$

$$R_2 = [(1.567 \text{ kN/m}) / 2] \times [1 / (1 + (0.526)^2)] = 0.613 \text{ kN/m}$$

$$H (\text{spinta}) = [(1.567 \text{ kN/m}) / 2] \times [0.526 / (1 + (0.526)^2)] = 0.322 \text{ kN/m}$$



6.3. DIAGONALI DI CONTROVENTO IN ACCIAIO

Una possibile soluzione di rinforzo strutturale proposta da PCM è l'inserimento di Controventi in acciaio. In particolare, questa tecnica costruttiva prevede tipicamente di collegare alcune aste in acciaio, con sezione costituita dai più comuni profili in commercio, o anche da tondini/trefoli, collegati alle murature tramite delle opportune zanche o dispositivi di ancoraggio.

A livello di modellazione, questi elementi possono essere inseriti in fase strutturale, aggiungendo delle nuove aste.

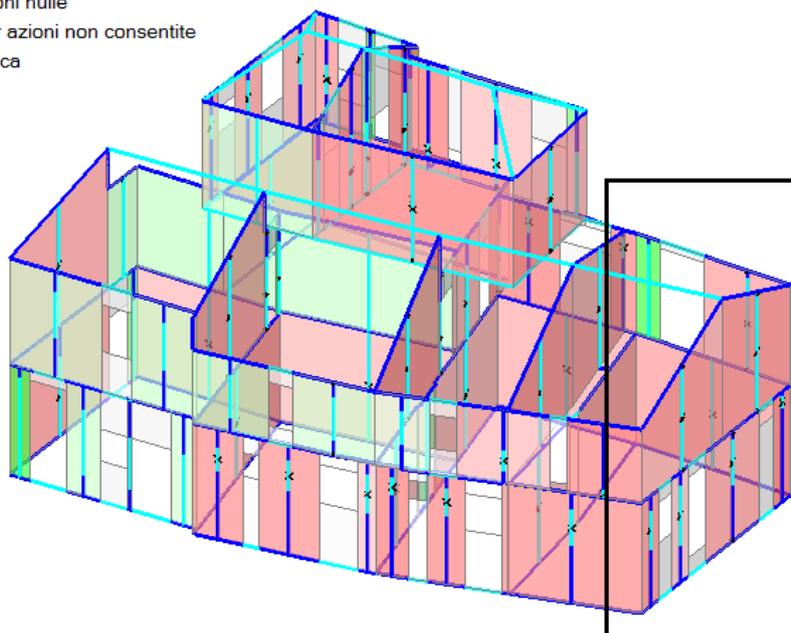
Si prenda ad esempio l'edificio trattato nel capitolo 2. Consultando i risultati dell'Analisi Dinamica Modale, molte pareti risultano non verificate, soprattutto nei riguardi del taglio per fessurazione diagonale:

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Asta non sottoposta a verifica

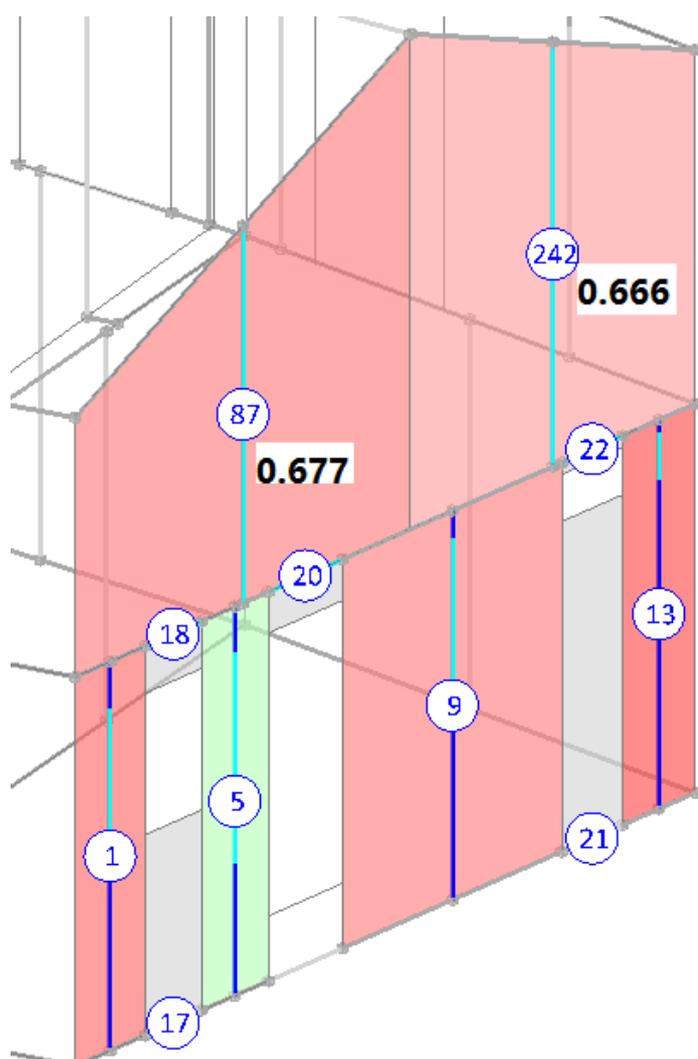


Si prendano per esempio le pareti appartenenti al paramento Sud sotto indicato:

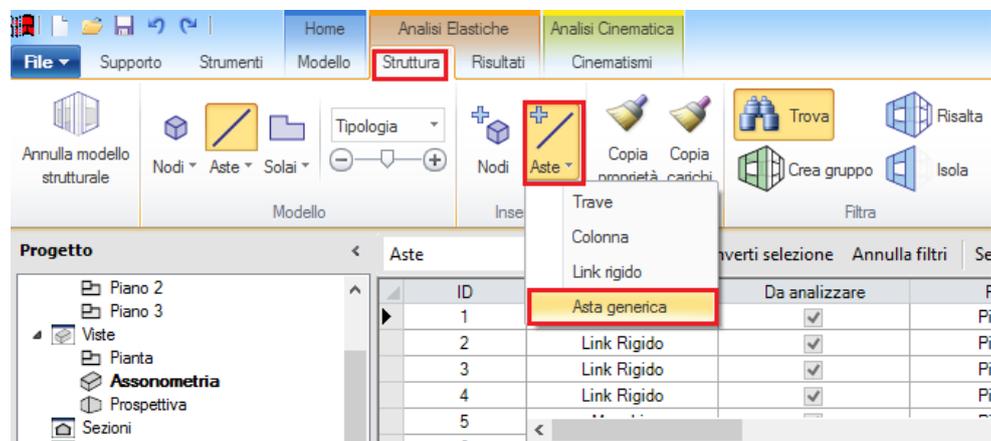
- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Asta non sottoposta a verifica



I loro coefficienti di verifica sono i seguenti (ad esempio si osservino le aste n° 87 e n° 242):

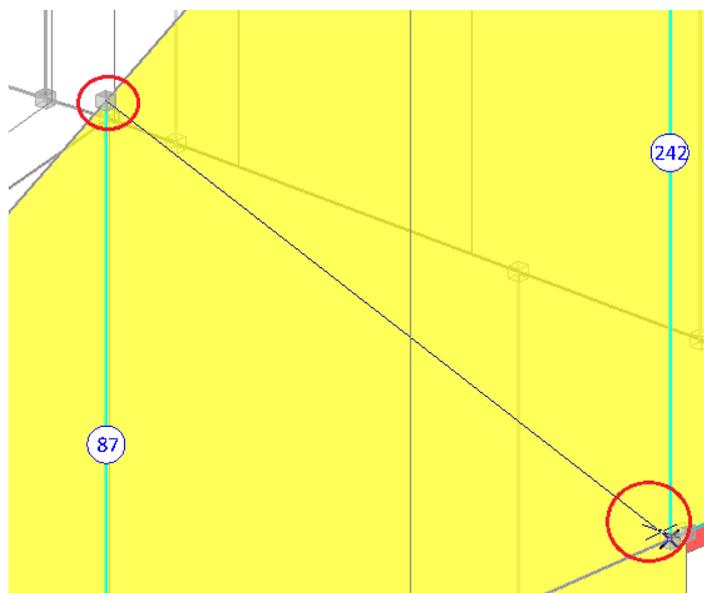


I controventi in acciaio solitamente sono disposti 'a croce di Sant'Andrea'; nel caso di esempio, si supponga di voler inserire delle aste per i due muri a timpano del piano 1; pertanto, avendo a disposizione il modello strutturale generato, questi possono essere disposti inserendo delle nuove aste dal modello strutturale. Selezionando la scheda 'Struttura', attraverso il comando 'Aste', si sceglie la tipologia 'Asta generica':



Essendo delle aste aggiunte nel modello strutturale, quando si annullerà il modello strutturale per ricrearlo (ad esempio per qualche modifica nell'architettonico) non sarà possibile recuperarle durante la rigenerazione del modello strutturale stesso.

Ci vengono richiesti i due nodi tra i quali vogliamo definire l'asta: si seleziona quindi prima il nodo di testa del maschio di sinistra e poi quello di base di quello di destra:



Uguualmente, per il maschio attiguo.

A questo punto, è necessario qualificare che queste aste siano vincolate come bielle (cerniera-cerniera, dalle proprietà delle aste): si sceglierà poi il materiale 'Acciaio' e la sezione del profilo che si intende utilizzare, nell'esempio un HEA 100:

Proprietà	
Asta	
Caratteristiche	
Da analizzare	Si
Direzione	0.000,0.000,1.000
Colore	<input type="checkbox"/> LightGray
Sezione	HEA 100
Angolo di rotazione	0.00°
Materiale	Acciaio S235
Rigidezza fessurata	100
Infinitamente rigida	No
Caratteristiche costruttive	
Vincoli	
Tipo	Cerniera-Cerniera
▷ Vincolo iniziale	000111
▷ Vincolo finale	000011
▷ Grado d'incastro iniziale	1.0, 1.0
▷ Grado d'incastro finale	1.0, 1.0

Concluso l'inserimento delle nuove aste è possibile rilanciare l'analisi, e valutare se questo intervento abbia prodotto un miglioramento nella verifica di queste pareti (nel caso in oggetto, si nota in effetti un lieve miglioramento):



Le aste di controvento possono reagire solo a trazione (possono sostenere anche sforzi di compressione, purché inferiori al carico di punta). L'esatta valutazione del carico di punta richiede ulteriori dati non disponibili al momento in PCM: pertanto, le bielle di controvento vengono per semplicità considerate reagenti a compressione nei confronti degli sforzi normali di origine statica. All'inizio dell'analisi pushover,

l'effetto della spinta orizzontale tende a diminuire la compressione negli elementi che diventeranno tesi sotto azioni orizzontali più elevate, mentre la compressione aumenta nei controventi compressi sotto azioni orizzontali: gli elementi non reagenti vengono così automaticamente individuati, controllando per quali aste, sotto l'incremento di taglio globale progressivo, si ha un incremento di compressione.

La plasticizzazione a trazione si traduce nella riduzione della rigidità assiale (EA/l).

A seconda del tipo di acciaio, viene definita la resistenza a snervamento di progetto (f_{yd}), e la massima forza di trazione vale:

$N_{traz, max} = f_{yd} * A$ (A =area della sezione di controvento)

PCM non controlla la dilatazione ultima dell'acciaio, ipotizzando che gli spostamenti del fabbricato murario siano sufficientemente piccoli per mantenere costante l'eventuale sforzo massimo di trazione, fino al raggiungimento dello stato limite ultimo della struttura.

6.4. GESTIONE DI CARICHI, CCE, CCC. TUTORIAL

Questo documento tratta le modalità di gestione dei carichi, e, fra l'altro, come questi sono considerati nelle diverse combinazioni ai fini delle verifiche. Per spiegare in dettaglio le modalità applicative, si fa riferimento ad una struttura di esempio presente all'interno dei 'Progetti' di PCM, denominata 'Freeware02'.

I carichi strutturali da applicare all'edificio oggetto della modellazione si dividono in diverse categorie.

Solitamente le strutture presentano infatti le seguenti tipologie di carico:

- Pesi propri degli elementi strutturali;
- Carichi derivanti dai solai (es. civile abitazione, neve);
- Carichi aggiuntivi (sulle aste o sui nodi, generati in fase di modellazione strutturale).
- Carichi derivanti dal Vento.

La Normativa attuale approfondisce questa tematica al paragrafo §2.5 'Azioni sulle costruzioni', e prevede diverse tipologie di 'Condizioni di Carico Elementari' (in seguito chiamate per semplicità CCE), a cui tali carichi vanno assegnati.

Ogni CCE è dotata di coefficienti specifici, che servono per poter considerare la contemporanea presenza di più tipologie di carico; al fine quindi di considerare tutti i possibili casi che possono capitare, sono previste le 'Combinazioni delle Condizioni di Carico Elementari' (in seguito chiamate per semplicità CCC).

Lo spirito della Normativa è anche quello di considerare che ragionevolmente non tutti i carichi possono presentarsi sempre, contemporaneamente e tutti alla stessa intensità. Per tale motivo, ogni CCE è dotata di tre 'Coefficienti di combinazione': Ψ_0 , Ψ_1 , e Ψ_2 . Questi tre coefficienti servono a combinare fra loro le diverse Condizioni Elementari, ed esaurire tutte le categorie di Combinazioni previste dalla norma (§2.5.3), in base anche alla tipologia di analisi condotta, e agli Stati Limite da considerare. Di seguito è riportato l'elenco delle tipologie di combinazioni previste dalla norma al paragrafo citato:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

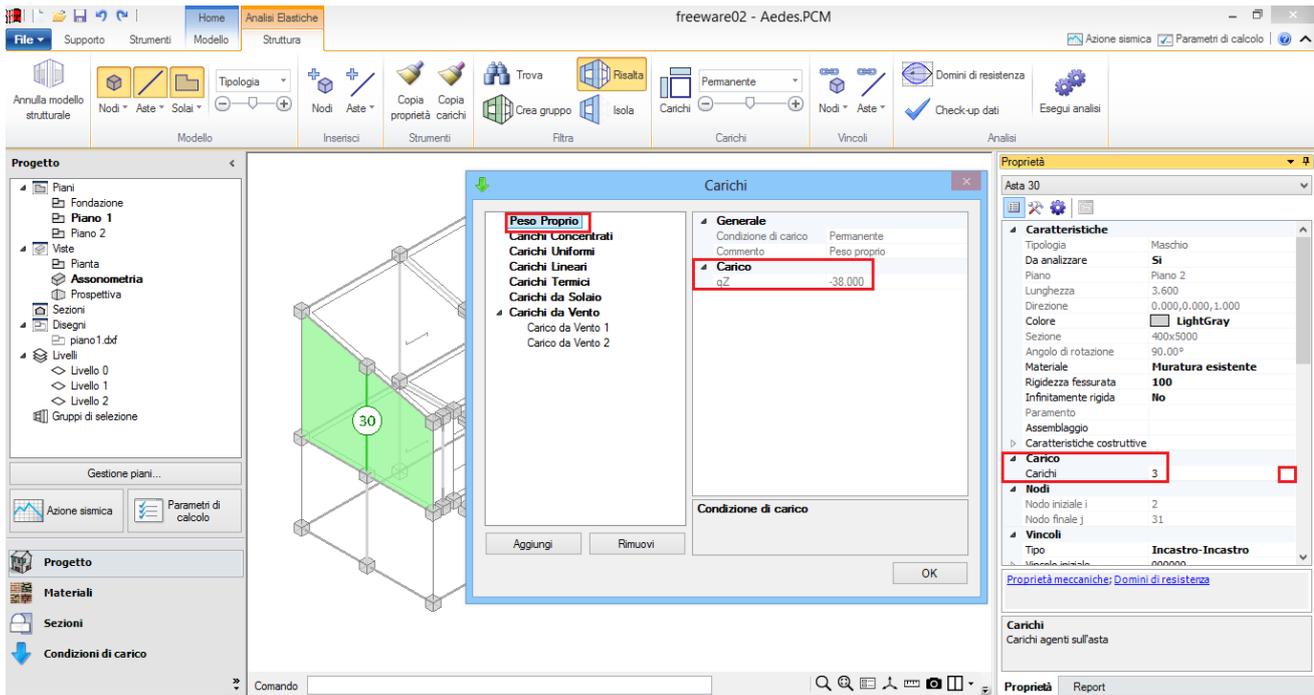
Nella tabella seguente si riportano invece i singoli coefficienti di combinazione; in questo modo si evidenziano anche le singole tipologie di Condizioni Elementari previste dalla Normativa:

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

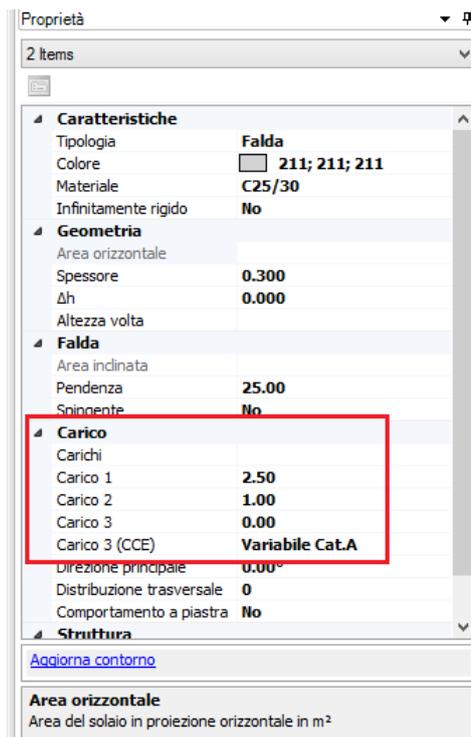
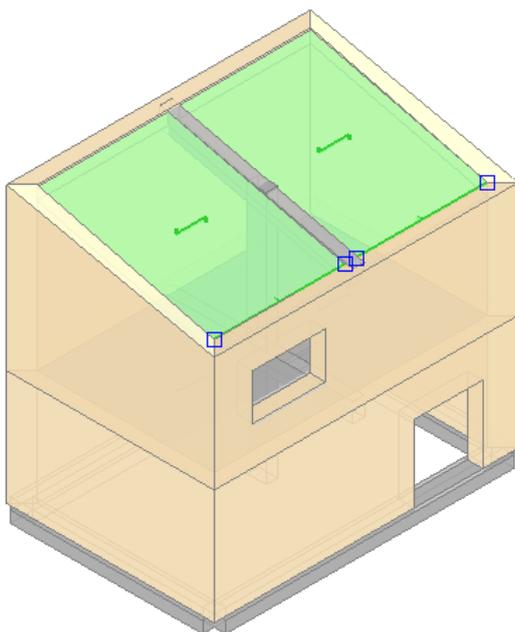
In PCM i carichi come sopra elencati sono trattati nelle seguenti modalità:

Peso Proprio degli elementi strutturali: al momento del passaggio dalla modellazione architettonica a quella strutturale, PCM gestisce e calcola automaticamente i pesi propri degli elementi architettonici presenti; questi carichi sono assegnati sempre alla Condizione di Carico Elementare 'Permanente'. Con riferimento alla struttura di esempio, una volta generato il modello strutturale, se si vogliono conoscere i carichi derivanti dai pesi propri è sufficiente attivare la visualizzazione dei carichi, selezionare gli elementi di cui si vuole conoscere il carico, ed aprire, dalla finestra delle proprietà, la proprietà 'Carichi':



Ad esempio per l'asta n°30 sopra indicata, il peso proprio è: 38 kN/m.

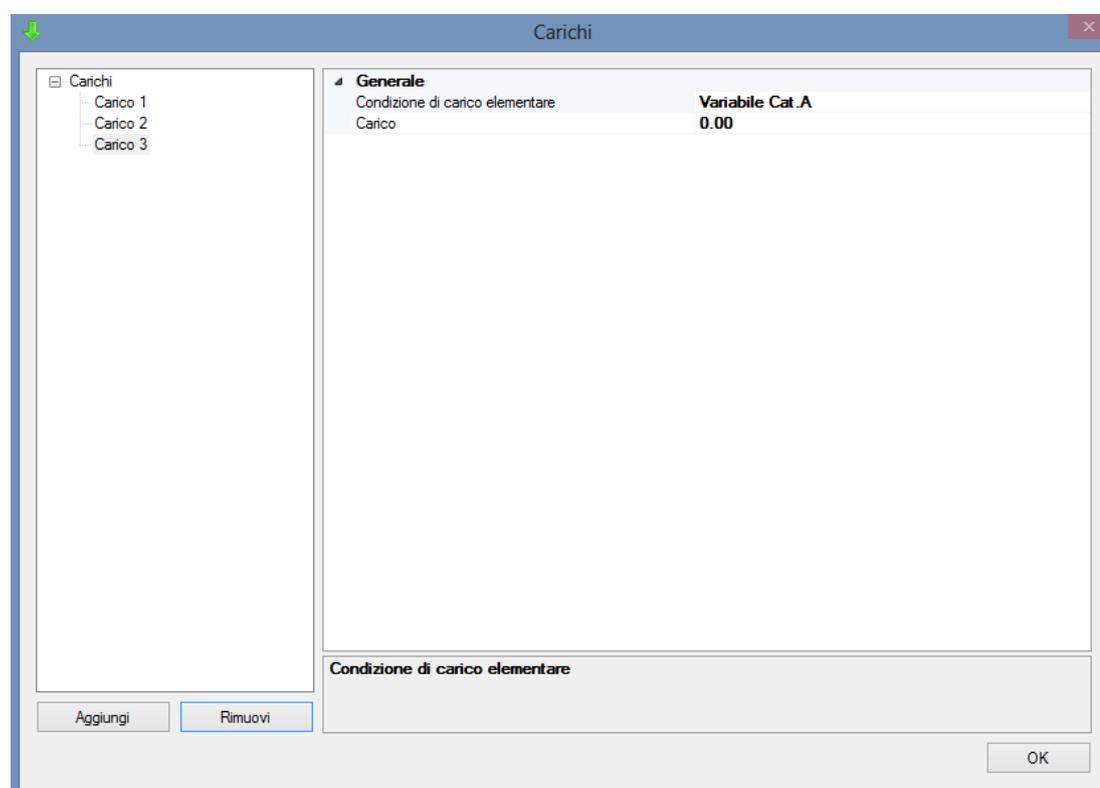
Carichi derivanti dai solai: in fase architettonica vengono definiti gli oggetti 'Solaio'; si modificano quindi le diverse proprietà per ogni solaio (come la tipologia, l'orditura, l'inclinazione nel caso di falde, ecc...); inoltre i carichi possono essere definiti direttamente dalla scheda 'Modello' (quindi dalla fase architettonica): è possibile selezionare anche più solai contemporaneamente, e modificare i valori presenti nel gruppo 'Carichi' della finestra delle proprietà. Per la struttura di esempio, selezionando i due solai inclinati di copertura, si nota come siano stati inseriti i tre carichi sotto evidenziati (per semplicità, in questo esempio il carico variabile sui solai di sommità è stato considerato analogo all'orizzontamento intermedio):



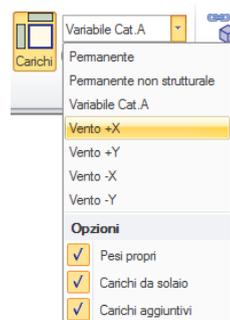
Come si vede dall'immagine precedente, nelle proprietà presenti nella griglia è possibile assegnare rapidamente un valore sia per le condizioni di carico elementari permanente (G1) e permanente non strutturale (G2), corrispondenti alle proprietà 'Carico 1' e 'Carico 2', che per la condizione di carico elementare relativa al carico variabile ('Carico 3') che è possibile scegliere dalla successiva finestra a tendina della proprietà 'Carico 3 (CCE)'.

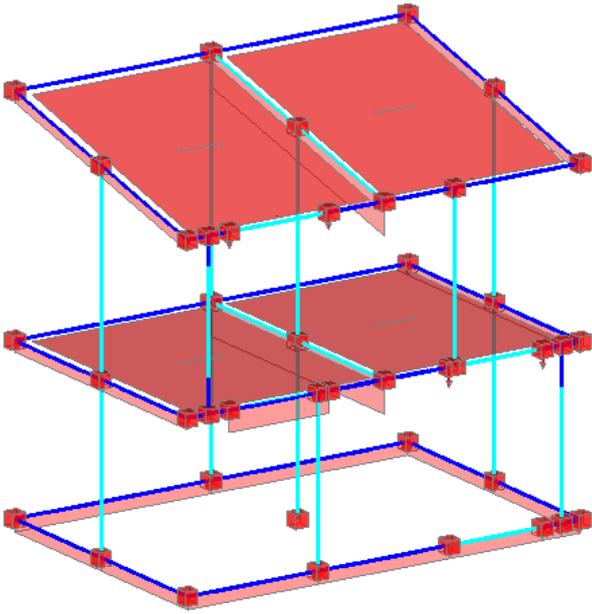
Le unità di misura corrispondono al sistema internazionale, quindi i carichi di superficie da inserire sono in kN/m^2 ; in quest'ambito, non ha importanza inserire il segno (-) per i carichi da solai: possono essere anche digitati come positivi; una volta generata la struttura, saranno comunque interpretati come gravitazionali (verso il basso).

Nella fase di creazione del modello strutturale, i carichi di superficie qui inseriti si traducono in carichi lineari sulle aste di contorno individuate come proiezione della maglia di solaio, ed è possibile visualizzarli sia aprendo, dalla finestra delle proprietà, la proprietà 'Carichi' (come nel caso del peso proprio precedente), sia attraverso l'apposita visualizzazione grafica:



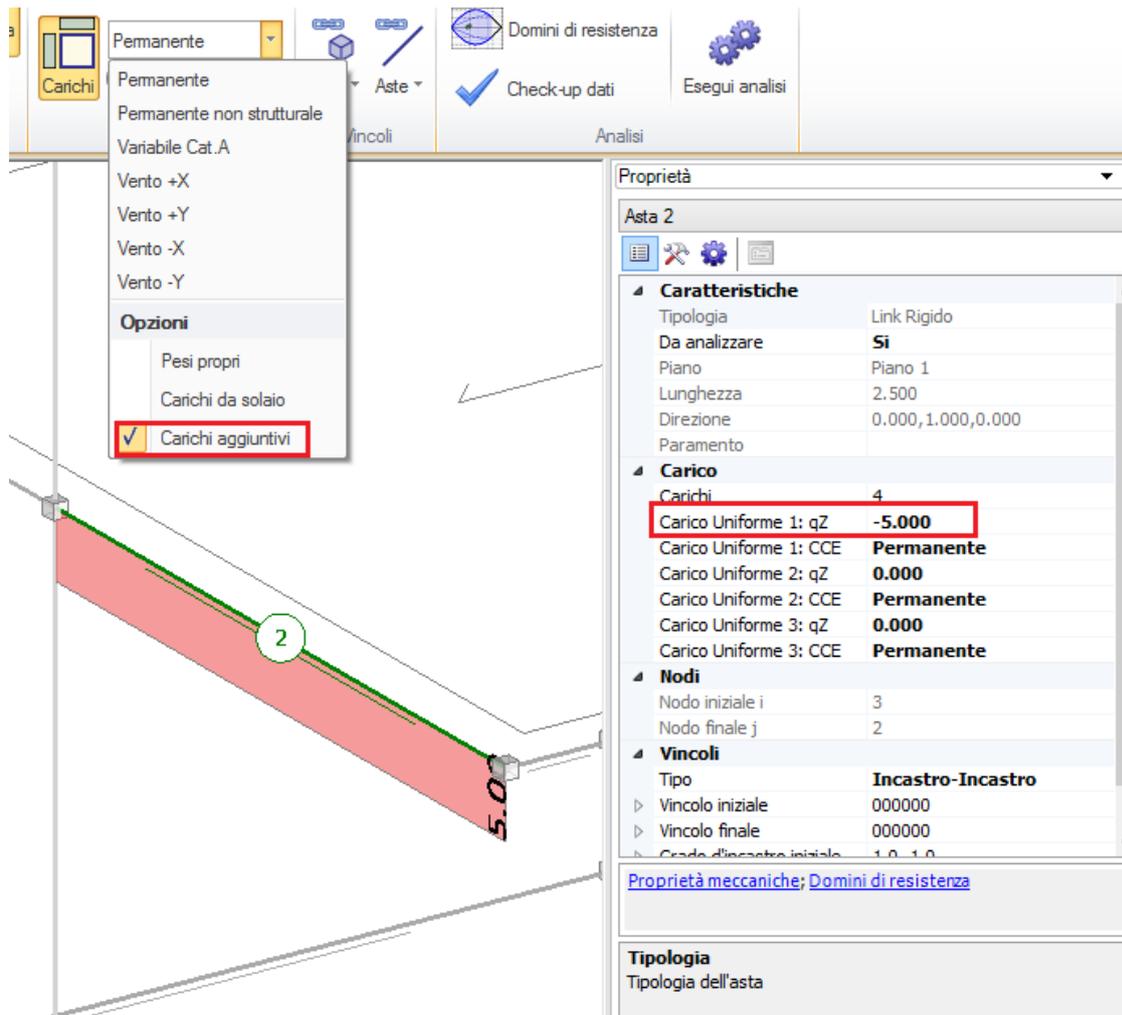
Elenco delle CCE:





Se i solai presentano carichi corrispondenti a quella determinata CCE, saranno colorati in rosso nella fase strutturale, altrimenti saranno di colore grigio. La finestra 'Carichi' permette di aggiungere quanti carichi si desiderano (oltre gli eventuali tre presenti dalla fase architettonica), e di assegnargli la CCE desiderata. Qualora ve ne fosse l'esigenza, è comunque possibile modificare il carico di solaio anche nella fase strutturale: l'adeguamento dei carichi lineari è condotto istantaneamente in modo automatico, senza necessità di dover annullare e ricreare il modello strutturale.

Carichi aggiuntivi (sulle aste o sui nodi): attraverso la scheda 'Struttura', una volta creato il modello strutturale, è possibile inserire carichi aggiuntivi su Aste e/o Nodi. Per le aste, si possono definire i carichi nella griglia delle proprietà. Per ogni asta, la proprietà Carichi indica il numero di carichi presenti e dà accesso alla finestra di gestione di un numero di carichi a piacere: per un numero massimo di 3 carichi si può accedere a proprietà dirette che consentono, quindi, anche la specifica contemporanea per il gruppo di aste selezionate. In altre parole, è possibile selezionare un gruppo di aste (con la stessa tipologia, ovvero link, strisce, ecc..) ed inserire una sola volta il carico comune a tutte queste aste, assegnandogli la relativa CCE. Ad esempio, all'asta n° 2 (link rigido) si vuole assegnare un carico di 5.00 kN: è sufficiente inserire il valore -5.00 nella relativa proprietà:



Per i carichi aggiuntivi, è necessario sempre inserire il segno: (-) se gravitazionali, (+) se invece diretti verso l'alto.

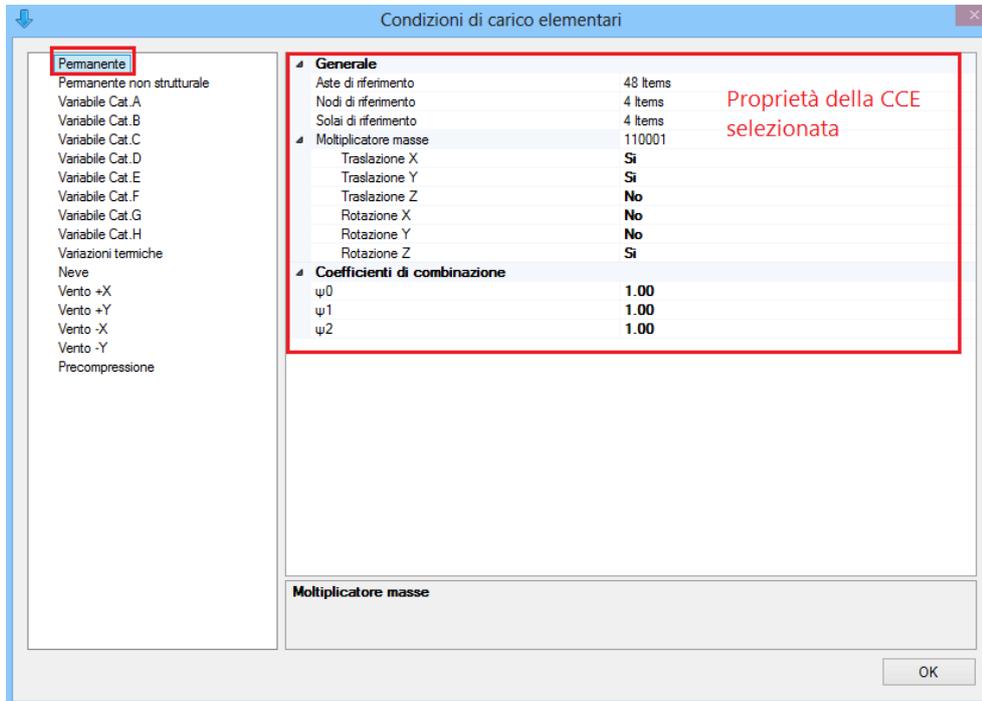
Ugualmente, è possibile inserire carichi aggiuntivi, o masse concentrate, nei 'Nodi' (in questo caso è necessario aprire la finestra 'Carichi'). Per le masse, l'unità di misura è il Mg (megagrammo).

Carichi da Vento: se nella finestra 'Gestione Piani' le proprietà per la gestione del vento sono impostate su 'Si', automaticamente in fase di creazione del modello strutturale saranno individuate le pareti aventi superfici esposte, ed assegnato il relativo carico lineare.

6.4.1. CONSULTAZIONE DELLE CCE

Come anticipato, le CCE sono tutte quelle previste dal DM08 al § 2.5.1. Queste sono fisse: in altre parole, non è possibile aggiungere o rimuovere determinate condizioni di carico elementari. Sono elencate tutte

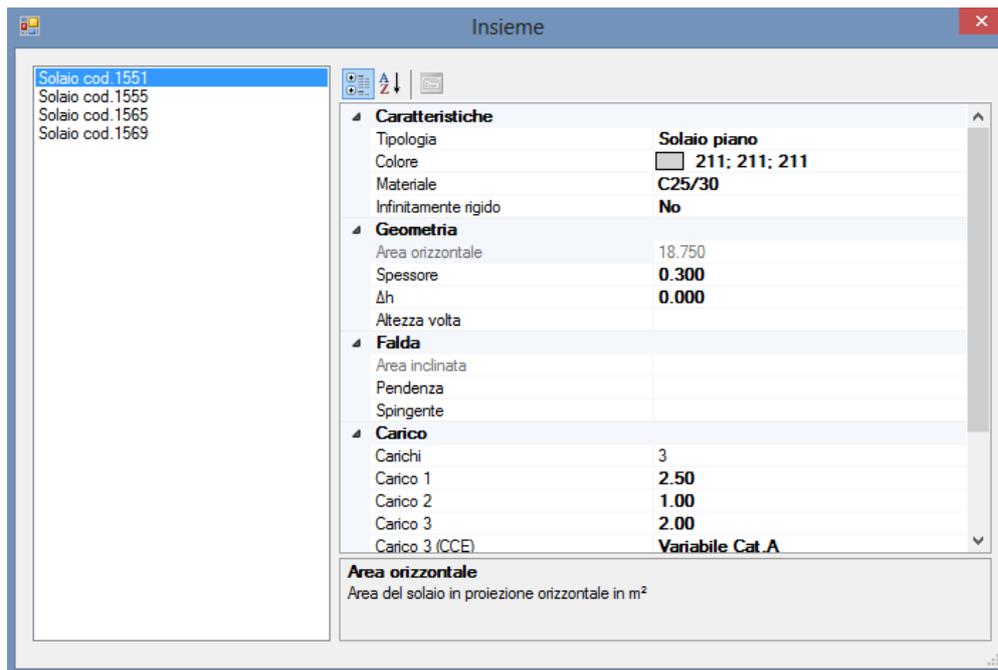
nella finestra delle CCE (pulsante ):



Ogni CCE presenta le seguenti proprietà:

Gruppo 'Generale':

- Aste di riferimento, Nodi di riferimento e Solai di riferimento: indica rispettivamente quante aste, nodi e solai presentano un carico con quella determinata CCE associata; sarà possibile inoltre aprire una finestra di approfondimento contenente l'insieme di queste aste, nodi e solai:



Ad esempio per la proprietà solai, risultano 4 solai con la CCE permanente assegnata.

- **Moltiplicatore masse:** indica se il carico in oggetto sarà considerato per la generazione delle masse relative associate nella direzione considerata: solitamente il codice è 110001, ovvero i carichi generano masse traslazionali (nelle direzioni X, Y) e inerzie torsionali (rotazione intorno a Z). Se si volesse includere l'effetto del sisma verticale, si dovrebbe attivare anche la terza componente lungo Z (111001).

Gruppo 'Coefficienti di combinazione':

- **Coefficienti di combinazione ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 :** vengono a loro assegnati valori preimpostati, corrispondenti ai valori della Normativa vigente; essi sono comunque modificabili.

6.4.2. CONSULTAZIONE DELLE CCC

Una volta assegnati tutti i carichi, sia da solai, che eventualmente aggiuntivi, ed una volta assegnata, ad ogni carico, la rispettiva CCE di appartenenza, in fase di analisi saranno considerate le Combinazioni di carico di riferimento. In particolare, principalmente si distingue tra combinazioni fondamentali allo SLU (utilizzate per l'analisi statica non sismica), e combinazione sismica:

nella statica, si applicano i coefficienti amplificativi a tutti i carichi (compresi i carichi permanenti e permanenti non strutturali), e, per i carichi aventi una CCE con tipologia 'Variabile' si applicheranno anche i coefficienti di combinazione di tipo ψ_0 per le azioni 'non dominanti':

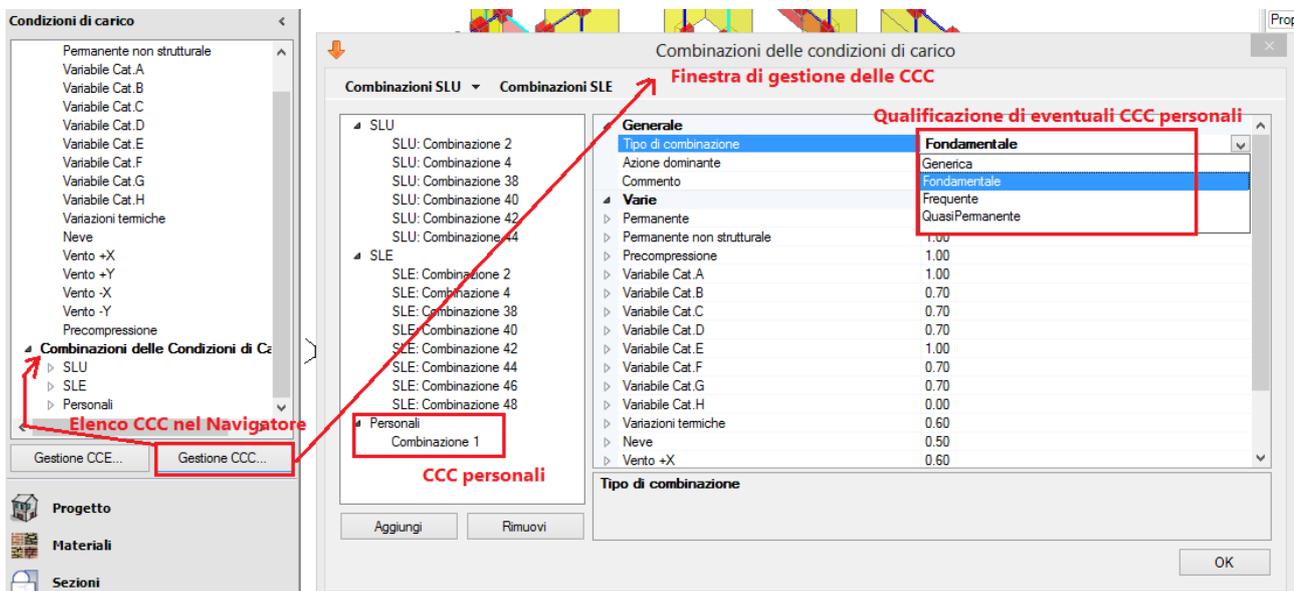
- **Combinazione fondamentale**, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

nella sismica, non si applicano i coefficienti amplificativi a nessun carico (permanente o variabile), e, per i carichi aventi una CCE con tipologia 'Variabile', si applicano i coefficienti di combinazione di tipo ψ_2 . Si tratta quindi di una combinazione univocamente definita.

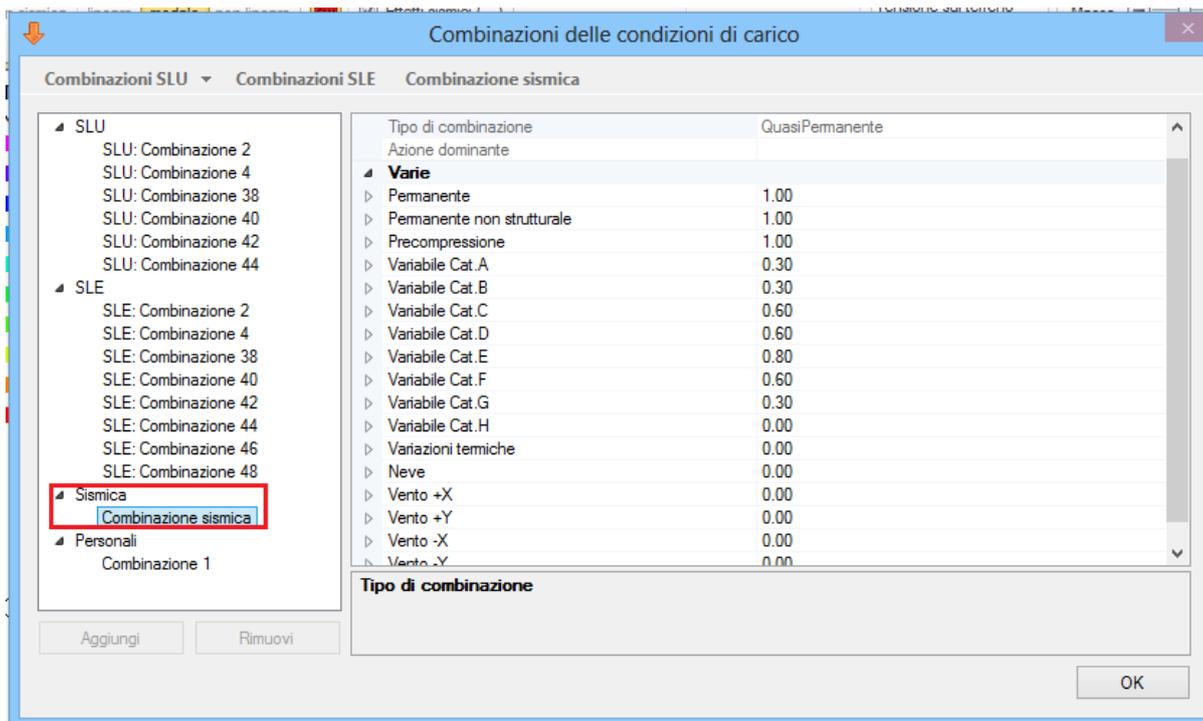
- In particolare, quanto appena indicato è riportato nella 'Combinazione Sismica', che è anche quella utilizzata in fase di Analisi Pushover: si nota come in tale combinazione i coefficienti amplificativi siano tutti unitari, sia assente il carico da vento, e tutti i carichi variabili siano affetti dai coefficienti di combinazione di tipo ψ_2 .

Le combinazioni statiche sono gestite nella finestra delle CCC, accessibile dal 'Navigatore' sulla sinistra, 'Gestione CCC':

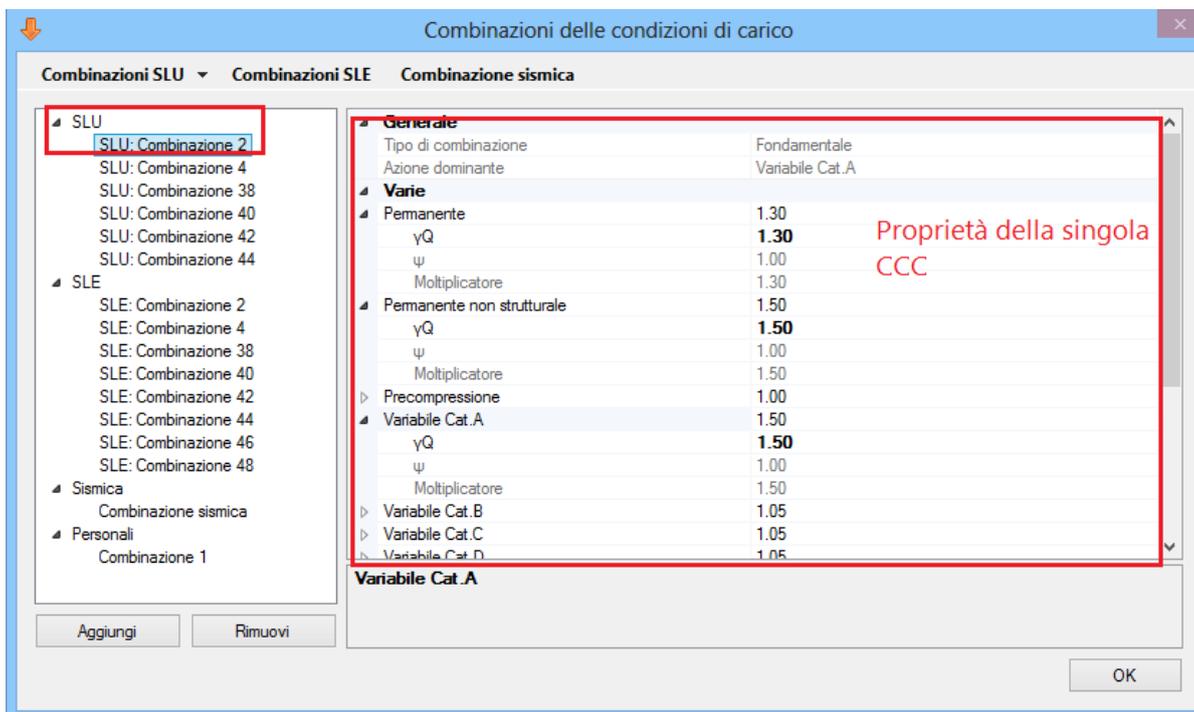


Le CCC sono generate automaticamente da PCM, sulla base delle CCE scelte per i carichi inseriti: quindi, eventuali CCC non necessarie non sono presenti. In altre parole, viene intercettata (tra modello architettonico e modello strutturale) ogni modifica dell'assegnazione di CCE per determinati carichi inseriti, e il gruppo di CCC da considerare è aggiornato automaticamente.

Resta all'Utente la scelta su quali combinazioni adottare, cliccando o deselezionando i pulsanti sotto indicati (se solo SLU, oppure SLU ed SLE, aggiungendo o meno anche la Combinazione Sismica, oppure nessuna delle precedenti adottando in tal caso solo 'Combinazioni personali', che è possibile modificare secondo le proprie esigenze):



Come si può notare dall'immagine sopra allegata, selezionando ogni CCC è possibile conoscere le sue proprietà:



Gruppo 'Generale':

Tipo di combinazione: indica la tipologia della Combinazione; è una proprietà in sola lettura, non è modificabile;

Azione dominante: indica qual è l'azione dominante (valida in pratica per le combinazioni fondamentali per SLU, e frequenti per SLE; per le fondamentali per SLU indica a quale azione non verrà applicato il

coefficiente di combinazione ψ_0 , da cui $\psi=1$; per la frequente per SLE, indica a quale azione sarà applicato il coefficiente ψ_1 , da cui $\psi= \psi_1$, in dipendenza del tipo di azione);

Gruppo 'Condizioni elementari:

Aperto la finestra a tendina relativa ad ogni singola CCE, sono riportati i seguenti valori:

γ_Q : coefficiente amplificativo (per SLU, variabile in base alle diverse CCE; per SLE $\gamma_Q=1$);

ψ : coefficiente di combinazione (per SLU, $\psi= \psi_0$, e $\psi=1$ per la CCE fondamentale ; per SLE, per combinazione frequente $\psi=\psi_1$ per la CCE fondamentale, $\psi=\psi_2$ per tutte le altre; per SLE, per combinazione quasi permanente $\psi=\psi_2$ per tutte le CCE);

Moltiplicatore: valore dato dal prodotto di $\gamma_Q * \psi$; è il valore totale per cui verrà moltiplicato il carico relativo.

Poiché questo è il parametro di maggior importanza, **la prima proprietà presente quando si apre la finestra delle CCC (anche solo selezionandola dal Navigatore) è proprio il Moltiplicatore:**

Combinazioni delle condizioni di carico

Combinazioni SLU ▾ Combinazioni SLE Combinazione sismica

- SLU
 - SLU: Combinazione 2
 - SLU: Combinazione 4
 - SLU: Combinazione 38
 - SLU: Combinazione 40
 - SLU: Combinazione 42
 - SLU: Combinazione 44
- SLE
 - SLE: Combinazione 2
 - SLE: Combinazione 4
 - SLE: Combinazione 38
 - SLE: Combinazione 40
 - SLE: Combinazione 42
 - SLE: Combinazione 44
 - SLE: Combinazione 46
 - SLE: Combinazione 48
- Sismica
 - Combinazione sismica
- Personal
 - Combinazione 1

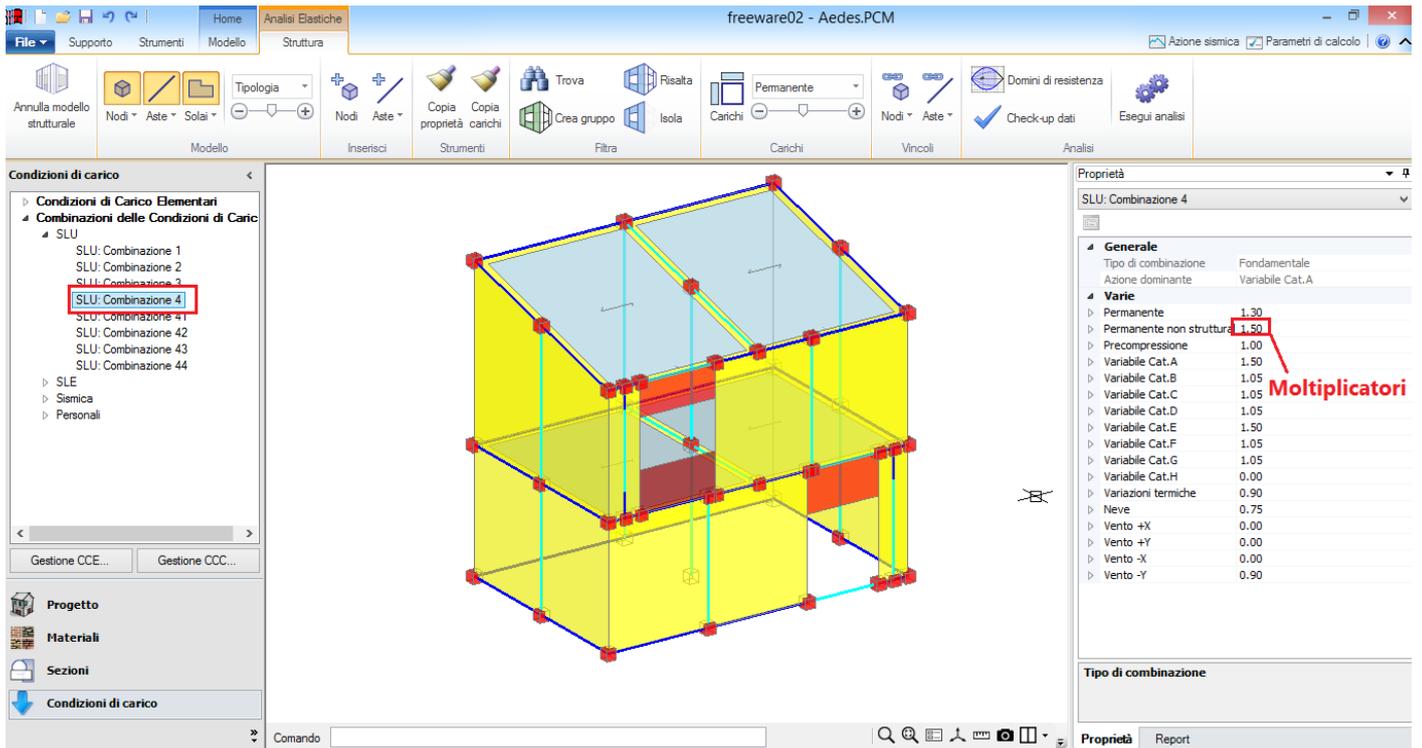
Aggiungi Rimuovi

Generale	
Tipo di combinazione	Fondamentale
Azione dominante	Variabile Cat. A
Varie	
▶ Permanente	1.30
▶ Permanente non strutturale	1.50
▶ Precompressione	1.00
▶ Variabile Cat. A	1.50
▶ Variabile Cat. B	1.05
▶ Variabile Cat. C	1.05
▶ Variabile Cat. D	1.05
▶ Variabile Cat. E	1.50
▶ Variabile Cat. F	1.05
▶ Variabile Cat. G	1.05
▶ Variabile Cat. H	0.00
▶ Variazioni termiche	0.90
▶ Neve	0.75
▶ Vento +X	0.00
▶ Vento +Y	0.90
▶ Vento -Y	0.00

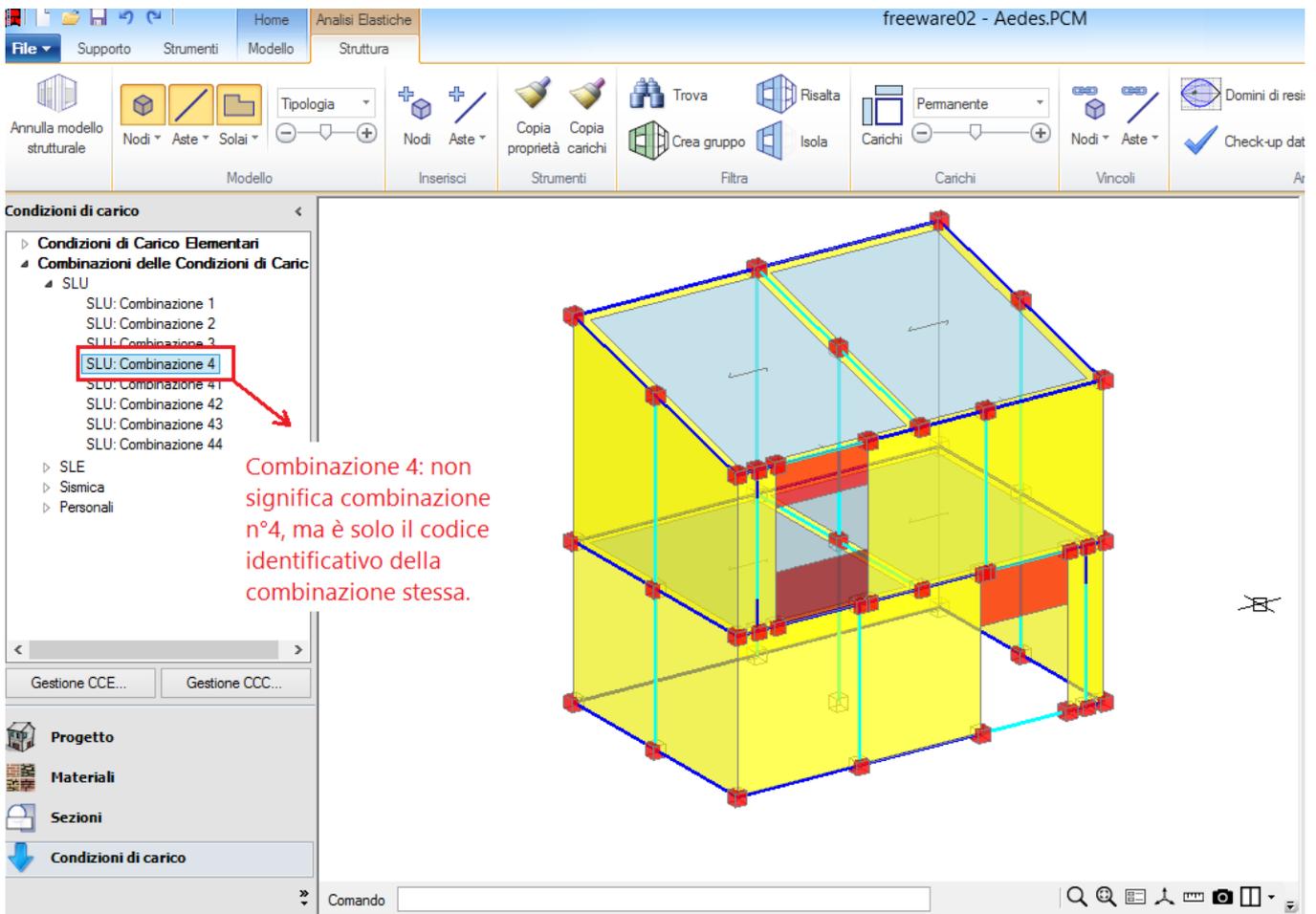
Variabile Cat. A

OK

Questi valori sono direttamente i moltiplicatori del carico



I numeri invece che seguono la descrizione della singola CCC sono ID (identificativi) preimpostati dal database interno. Gli ID delle CCC vengono utilizzati da PCM solo per identificare univocamente una determinata combinazione tra tutte le possibili.

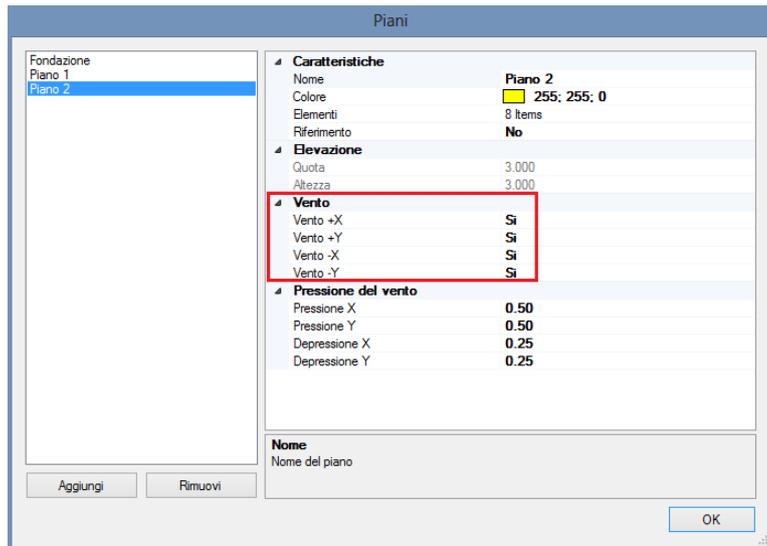


6.4.3. ESEMPIO DI PERCORSO OPERATIVO

Per consolidare la conoscenza delle modalità operative riguardanti i carichi, in questo paragrafo si esaminerà in dettaglio la struttura di esempio 'Freeware02'.

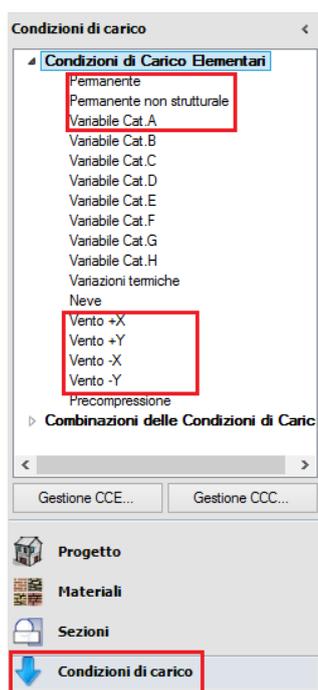
Nell'esempio in oggetto, non vi sono 'Carichi aggiuntivi', quindi le uniche tipologie di carico previste sono:

- Pesi propri;
- Carichi da Solai;
- Carichi derivanti dal Vento (in quanto nella finestra 'Gestione Piani', per il Vento le opzioni sono impostate su 'Sì');



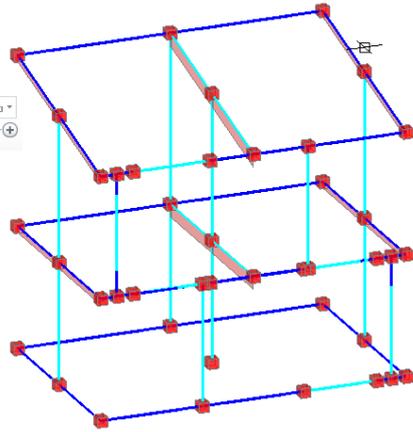
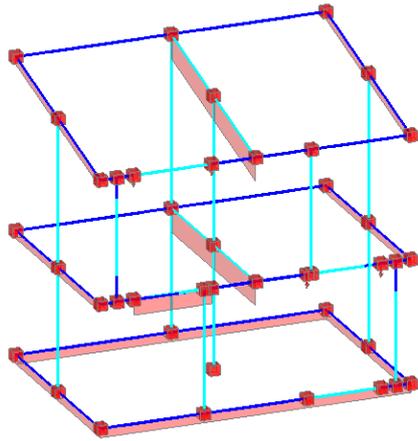
Per i carichi da Solai, in questo caso sono previsti, oltre ai carichi permanenti (sempre presenti in genere) e permanenti non strutturali, anche carichi variabili appartenenti alla 'Cat.A'.

Le condizioni elementari 'valide' ed 'attive' sono quindi le seguenti (si osservi che nella finestra CCE, come detto, permane sempre l'elenco completo delle possibili CCE):

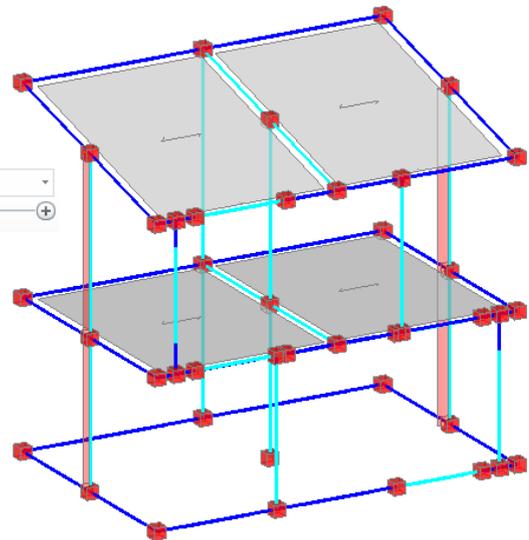
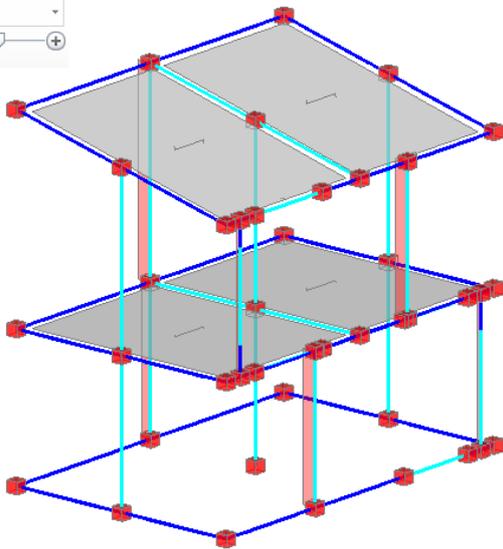
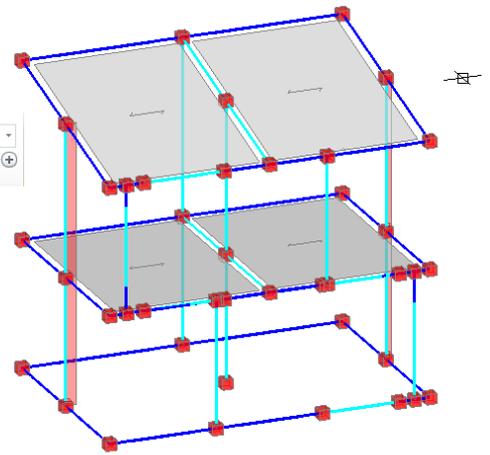
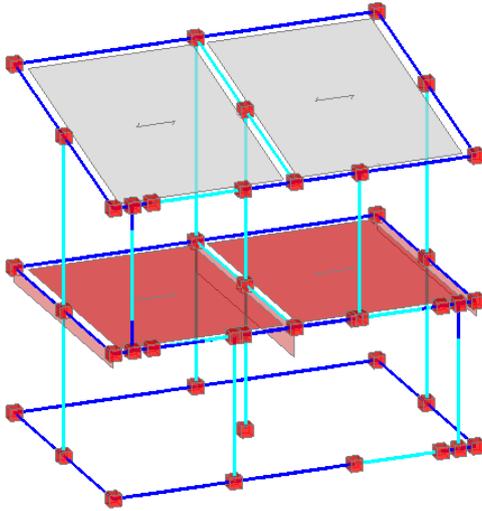


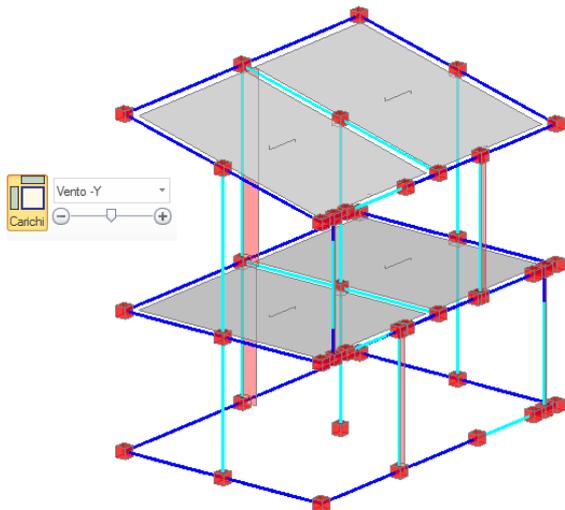


Oltre i carichi da solai,
In questo caso si
richiede la
visualizzazione anche
di: Pesi propri (che
come anticipato
confluiscono nella
condizione permanente)
che di eventuali carichi
aggiuntivi



I solai di copertura
sono grigi perchè per
l'esempio in oggetto i
carico (var.A) è nullo





Nell'esempio si decide di considerare sia le Combinazioni per SLU che quelle per SLE.
 Per le combinazioni 'SLU', l'espressione della combinazione generale (fondamentale) è:

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

Nel caso di esempio, come carichi variabili si considerano:

Il carico da solaio, Var. Cat.A;

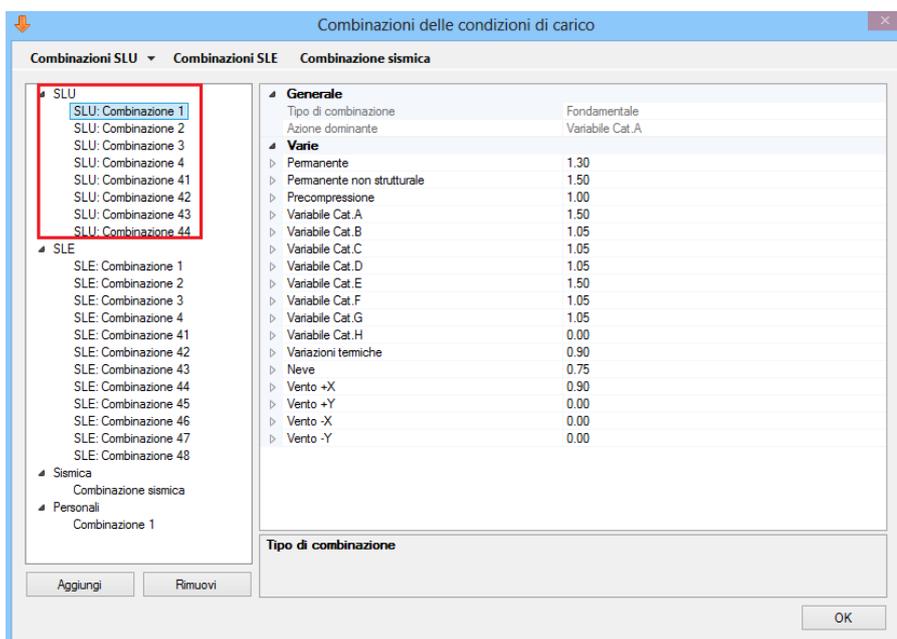
Il carico da Vento.

Sono quindi necessarie 8 Combinazioni di Carico, perché:

nelle prime 4, si mantiene come 'Azione fondamentale' il carico variabile da solaio Var. (Cat.A), e come 'secondario' il carico variabile del Vento (4 direzioni, quindi quattro combinazioni);

nelle altre 4, al contrario si mantiene come 'Azione fondamentale' il carico variabile da vento (4 direzioni, quindi quattro combinazioni), e come 'secondario' il carico variabile solaio Var. (Cat.A).

Aprendo la finestra delle CCC, si notano infatti 8 combinazioni per SLU (come anticipato, il numero che segue la dicitura 'SLU: Combinazione...' è una sigla identificativa della CCC stessa, non il numero progressivo della combinazione):



Nelle prime 4, come riportato sopra, varia il vento, con 'Azione fondamentale' il carico variabile (cat.A):

Combinazioni delle condizioni di carico

Combinazioni SLU ▾ Combinazioni SLE Combinazione sismica

SLU

- SLU: Combinazione 1
- SLU: Combinazione 2
- SLU: Combinazione 3
- SLU: Combinazione 4
- SLU: Combinazione 41
- SLU: Combinazione 42
- SLU: Combinazione 43
- SLU: Combinazione 44

SLE

- SLE: Combinazione 1
- SLE: Combinazione 2
- SLE: Combinazione 3
- SLE: Combinazione 4
- SLE: Combinazione 41
- SLE: Combinazione 42
- SLE: Combinazione 43
- SLE: Combinazione 44
- SLE: Combinazione 45
- SLE: Combinazione 46
- SLE: Combinazione 47
- SLE: Combinazione 48

Sismica

- Combinazione sismica

Personalì

- Combinazione 1

Aggiungi Rimuovi

Generale

Tipo di combinazione Fondamentale

Azione dominante Variabile Cat. A

Condizioni di carico elementari

▷ Permanente	1.30	
▷ Permanente non strutturale	1.50	Gamma, Q= 1.50
▷ Variabile Cat. A	1.50	Psi,0= 1
▷ Variabile Cat. B	1.05	Moltiplicatore= 1*1.50 = 1.50
▷ Variabile Cat. C	1.05	
▷ Variabile Cat. D	1.05	
▷ Variabile Cat. E	1.50	
▷ Variabile Cat. F	1.05	
▷ Variabile Cat. G	1.05	
▷ Variabile Cat. H	0.00	
▷ Variazioni termiche	0.90	
▷ Neve	0.75	
▷ Vento +X	0.90	Gamma, Q= 1.50
▷ Vento +Y	0.00	Psi,0= 0.60
▷ Vento -X	0.00	Moltiplicatore= 0.6*1.50 =0.90
▷ Vento -Y	0.00	

A rotazione, 0.90 viene applicato per le direzioni X e Y, e -X e -Y

Tipo di combinazione

OK

Nelle altre 4, si nota la situazione inversa:

Combinazioni delle condizioni di carico

Combinazioni SLU ▾ Combinazioni SLE Combinazione sismica

SLU

- SLU: Combinazione 1
- SLU: Combinazione 2
- SLU: Combinazione 3
- SLU: Combinazione 4
- SLU: Combinazione 41
- SLU: Combinazione 42
- SLU: Combinazione 43
- SLU: Combinazione 44

SLE

- SLE: Combinazione 1
- SLE: Combinazione 2
- SLE: Combinazione 3
- SLE: Combinazione 4
- SLE: Combinazione 41
- SLE: Combinazione 42
- SLE: Combinazione 43
- SLE: Combinazione 44
- SLE: Combinazione 45
- SLE: Combinazione 46
- SLE: Combinazione 47
- SLE: Combinazione 48

Sismica

- Combinazione sismica

Personalì

- Combinazione 1

Aggiungi Rimuovi

Generale

Tipo di combinazione Fondamentale

Azione dominante Vento +X

Condizioni di carico elementari

▷ Permanente	1.30	
▷ Permanente non strutturale	1.50	Gamma, Q= 1.50
▷ Variabile Cat. A	1.05	Psi,0 = 0.70
▷ Variabile Cat. B	1.05	Moltiplicatore= 0.70*1.50= 1.05
▷ Variabile Cat. C	1.05	
▷ Variabile Cat. D	1.05	
▷ Variabile Cat. E	1.50	
▷ Variabile Cat. F	1.05	
▷ Variabile Cat. G	1.05	
▷ Variabile Cat. H	0.00	
▷ Variazioni termiche	0.90	
▷ Neve	0.75	
▷ Vento +X	1.50	Gamma, Q= 1.50
▷ Vento +Y	0.00	Psi,0= 1
▷ Vento -X	0.00	Moltiplicatore= 1*1.50= 1.50
▷ Vento -Y	0.00	

A rotazione, 1.50 viene applicato per le direzioni X e Y, -X e -Y

Tipo di combinazione

OK

In modo simile, si opera per le combinazioni 'SLE':

la combinazione frequente è:

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

Anche in questo caso, vi sono 8 combinazioni, in quanto si considerano il cambio di azione fondamentale (tra carico variabile (Cat.A) e Vento), variabili per le quattro direzioni del vento:

The screenshot shows the 'Combinazioni delle condizioni di carico' window. The left sidebar lists 'SLE: Combinazione 1' as the selected item. The main table shows the following data:

Condizioni di carico elementari	Valore	Nota
Permanente	1.00	
Permanente non strutturale	1.00	
Variable Cat.A	0.50	Gamma,Q= 1 Psi,1= 0.50 Moltiplicatore: 0.50*1=0.50
Variable Cat.B	0.30	
Variable Cat.C	0.60	
Variable Cat.D	0.60	
Variable Cat.E	0.80	
Variable Cat.F	0.60	
Variable Cat.G	0.30	
Variable Cat.H	0.00	
Variazioni termiche	0.00	
Neve	0.00	
Vento +X	0.00	Gamma,Q=1 Psi,2 = 0 Moltiplicatore: 1*0 =0
Vento +Y	0.00	A rotazione tra X e Y, - X e -Y
Vento -X	0.00	
Vento -Y	0.00	

Di fatto, essendo il vento sempre nullo, queste quattro combinazioni si equivalgono, ma per completezza e regolarità si preferisce riportarle comunque distinte

Combinazioni delle condizioni di carico

Combinazioni SLU ▾ Combinazioni SLE Combinazione sismica

- ▾ SLU
 - SLU: Combinazione 1
 - SLU: Combinazione 2
 - SLU: Combinazione 3
 - SLU: Combinazione 4
 - SLU: Combinazione 41
 - SLU: Combinazione 42
 - SLU: Combinazione 43
 - SLU: Combinazione 44
- ▾ SLE
 - SLE: Combinazione 1
 - SLE: Combinazione 2
 - SLE: Combinazione 3
 - SLE: Combinazione 4
 - SLE: Combinazione 41
 - SLE: Combinazione 42
 - SLE: Combinazione 43
 - SLE: Combinazione 44
 - SLE: Combinazione 45
 - SLE: Combinazione 46
 - SLE: Combinazione 47
 - SLE: Combinazione 48
- ▾ Sismica
 - Combinazione sismica
- ▾ Personali
 - Combinazione 1

▾ **Generale**

Tipo di combinazione	Frequente
Azione dominante	Vento +X

▾ **Condizioni di carico elementari**

▷ Permanente	1.00	
▷ Permanente non strutturale	1.00	Gamma,Q=1
▷ Variabile Cat.A	0.30	Psi,2=0.30
▷ Variabile Cat.B	0.30	Moltiplicatore= 0.6*1=0.6
▷ Variabile Cat.C	0.60	
▷ Variabile Cat.D	0.60	
▷ Variabile Cat.E	0.80	
▷ Variabile Cat.F	0.60	
▷ Variabile Cat.G	0.30	
▷ Variabile Cat.H	0.00	
▷ Variazioni termiche	0.00	
▷ Neve	0.00	Gamma,Q=1
▷ Vento +X	0.20	Psi,1=0.20
▷ Vento +Y	0.00	Moltiplicatore= 0.2*1= 0.20
▷ Vento -X	0.00	
▷ Vento -Y	0.00	A rotazione tra X e Y, - X e -Y

Variabile Cat.A

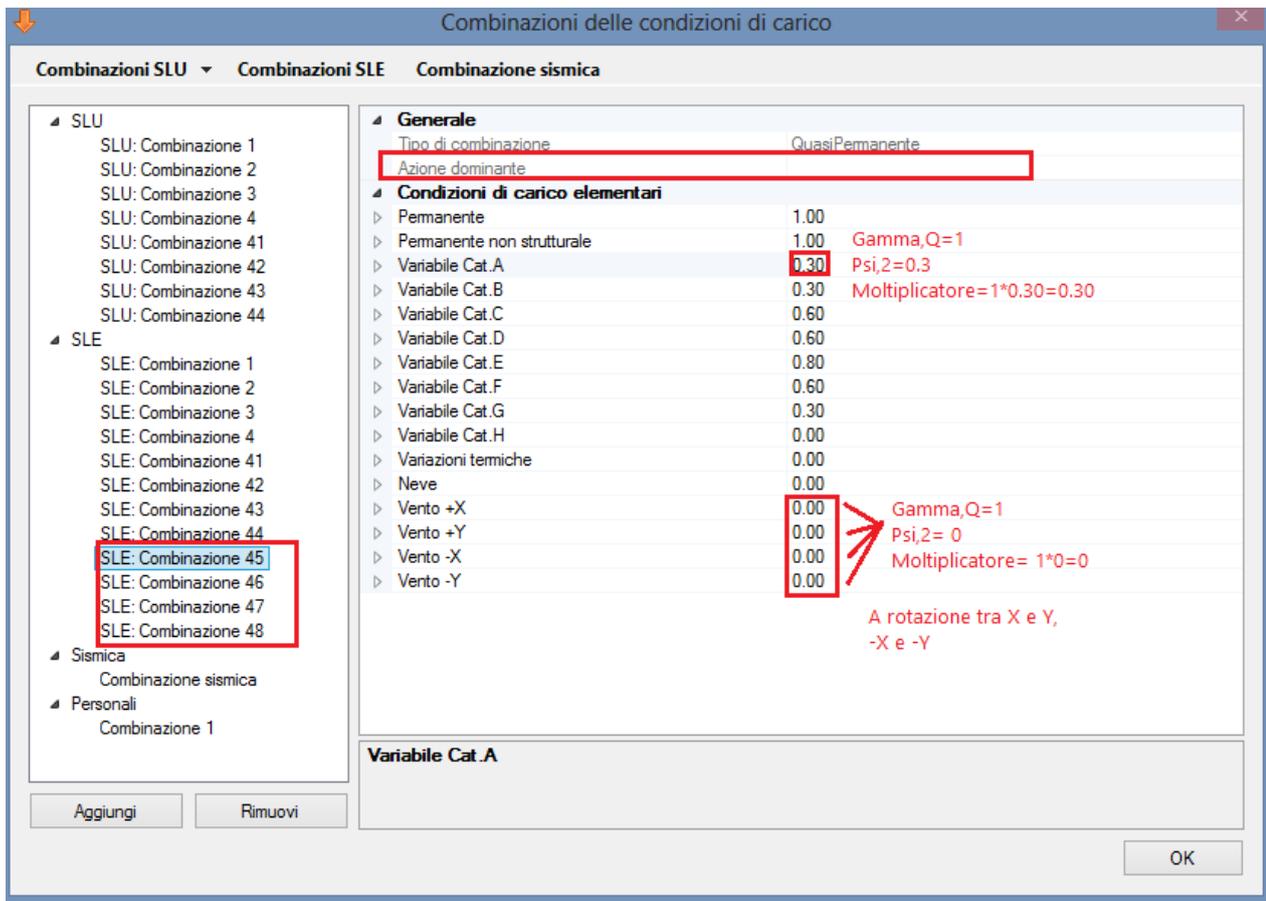
Aggiungi Rimuovi OK

la combinazione quasi permanente è:

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

In questo caso, poiché non c'è distinzione tra i coefficienti ψ_1 e ψ_2 , e non c'è quindi un'azione dominante, si ottengono solo quattro combinazioni, in quanto si fa variare solo il vento:

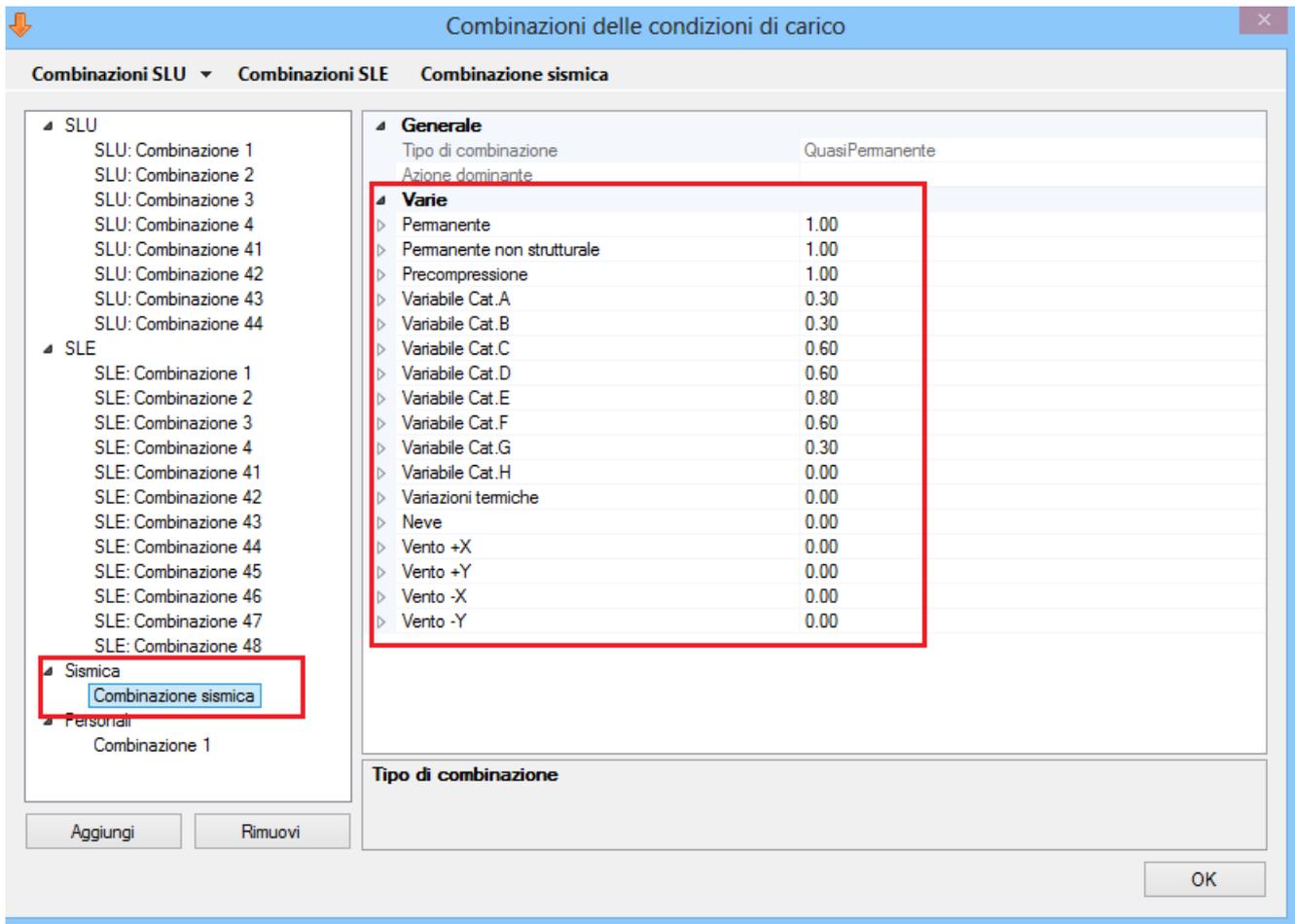


la combinazione Sismica è:

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

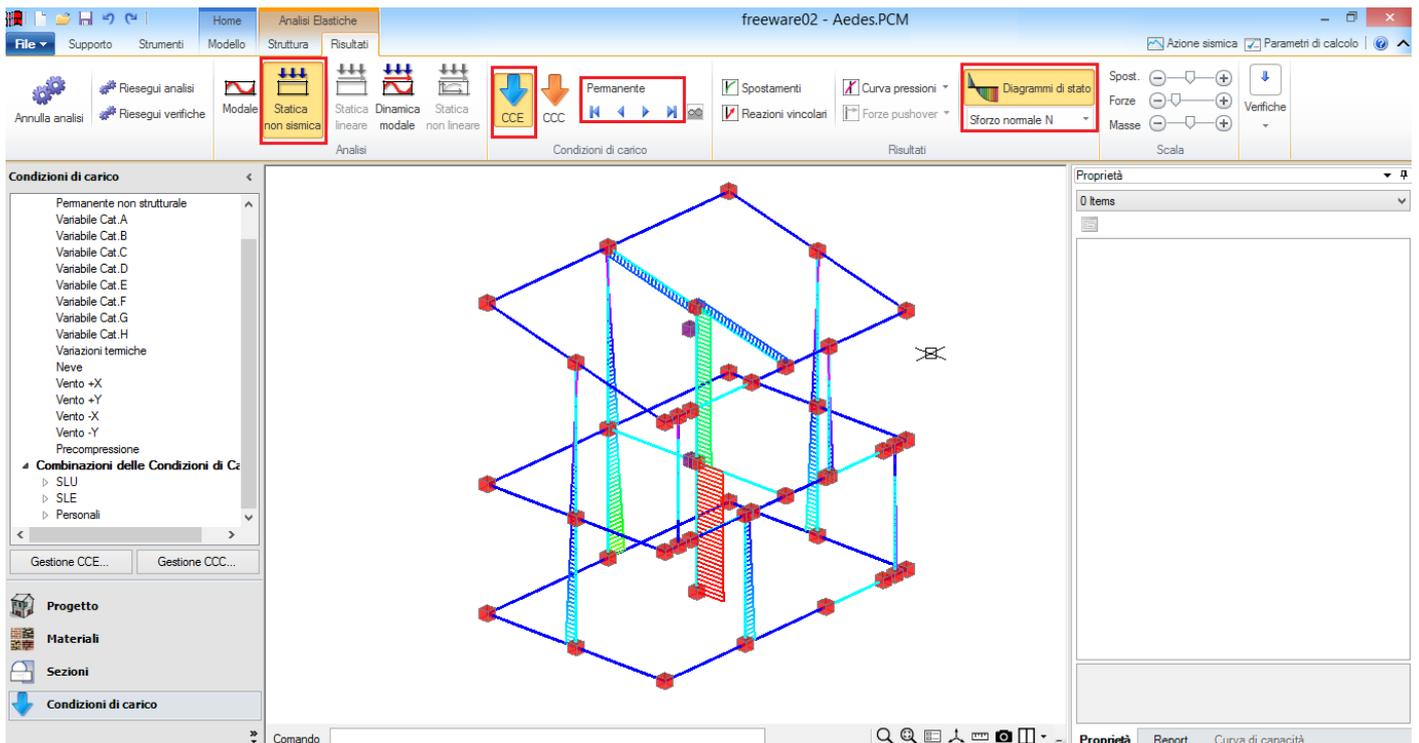
$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

In questo caso, i coefficienti amplificativi sono tutti unitari, è assente il carico da vento, e tutti i carichi variabili sono affetti dai coefficienti di combinazione di tipo ψ_2 .

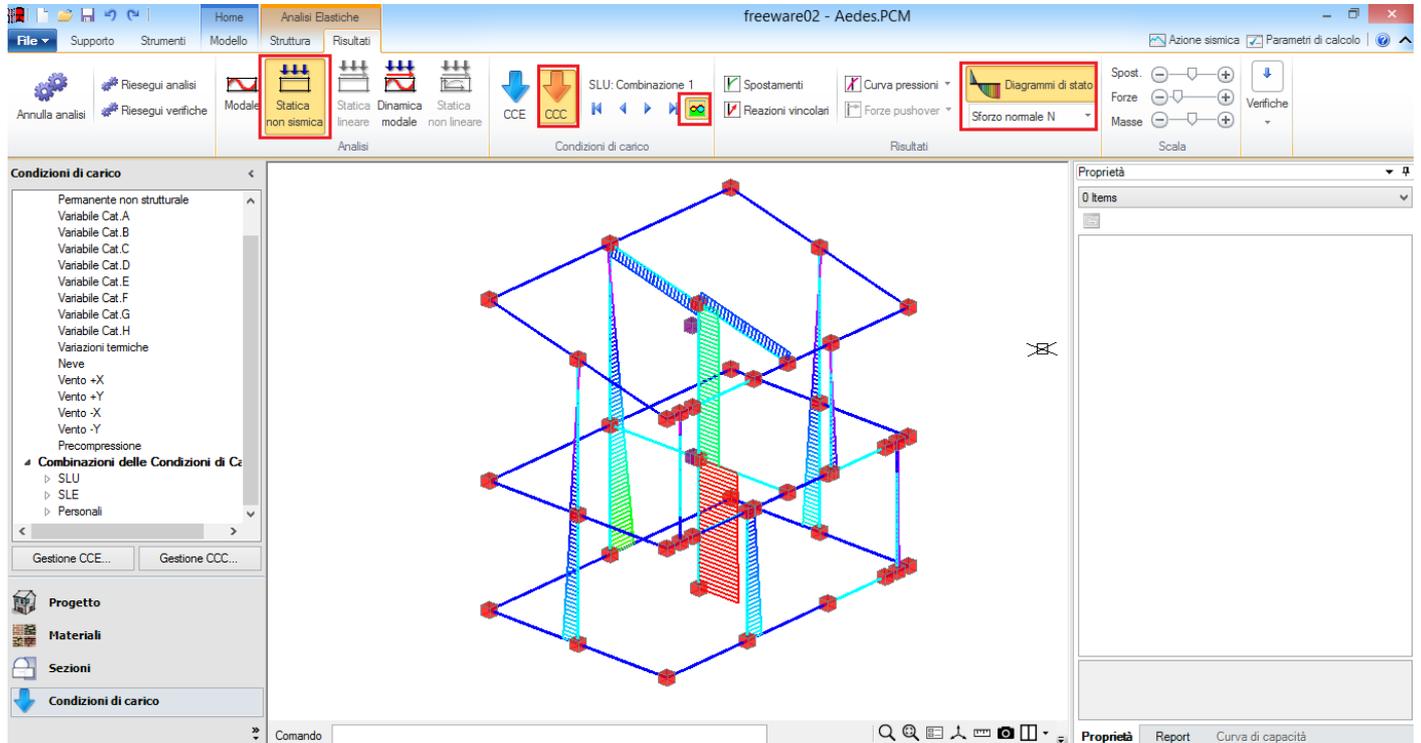
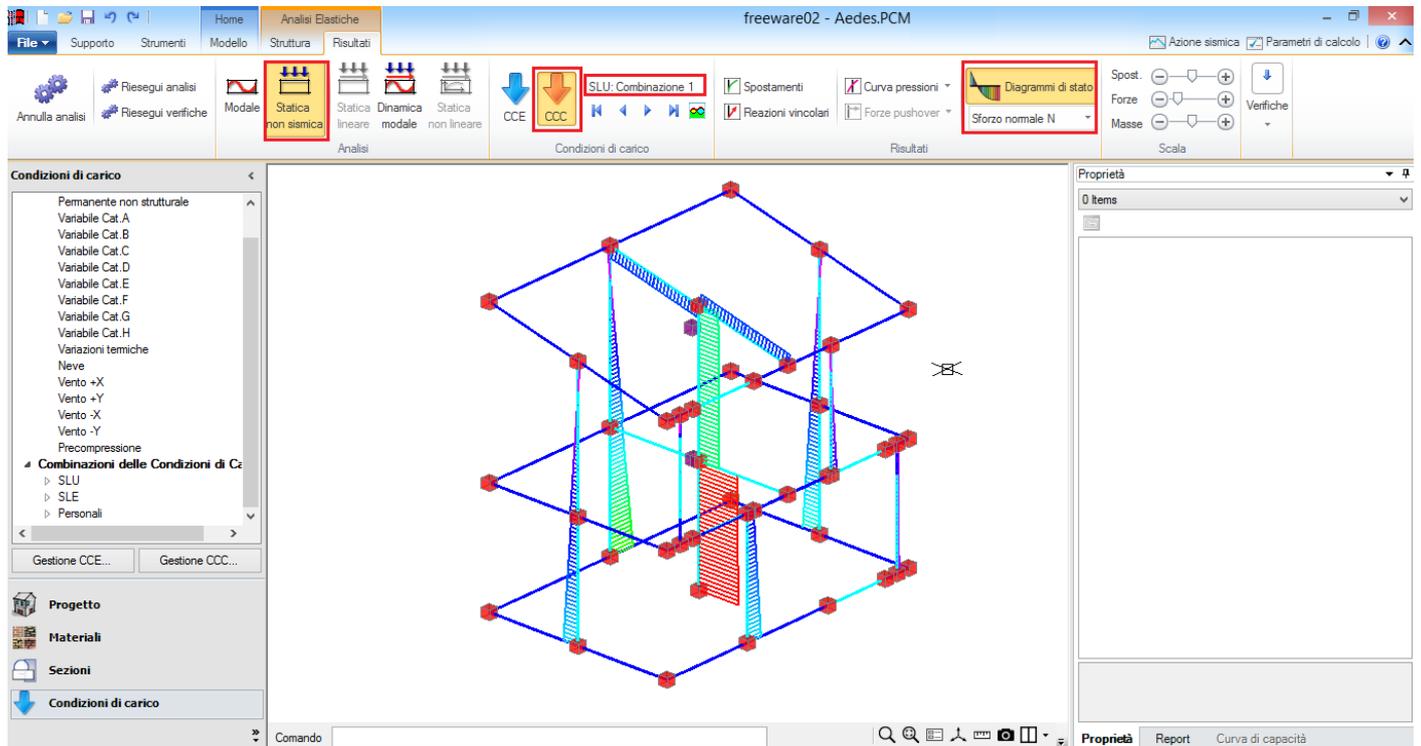


Consultazione dei risultati:

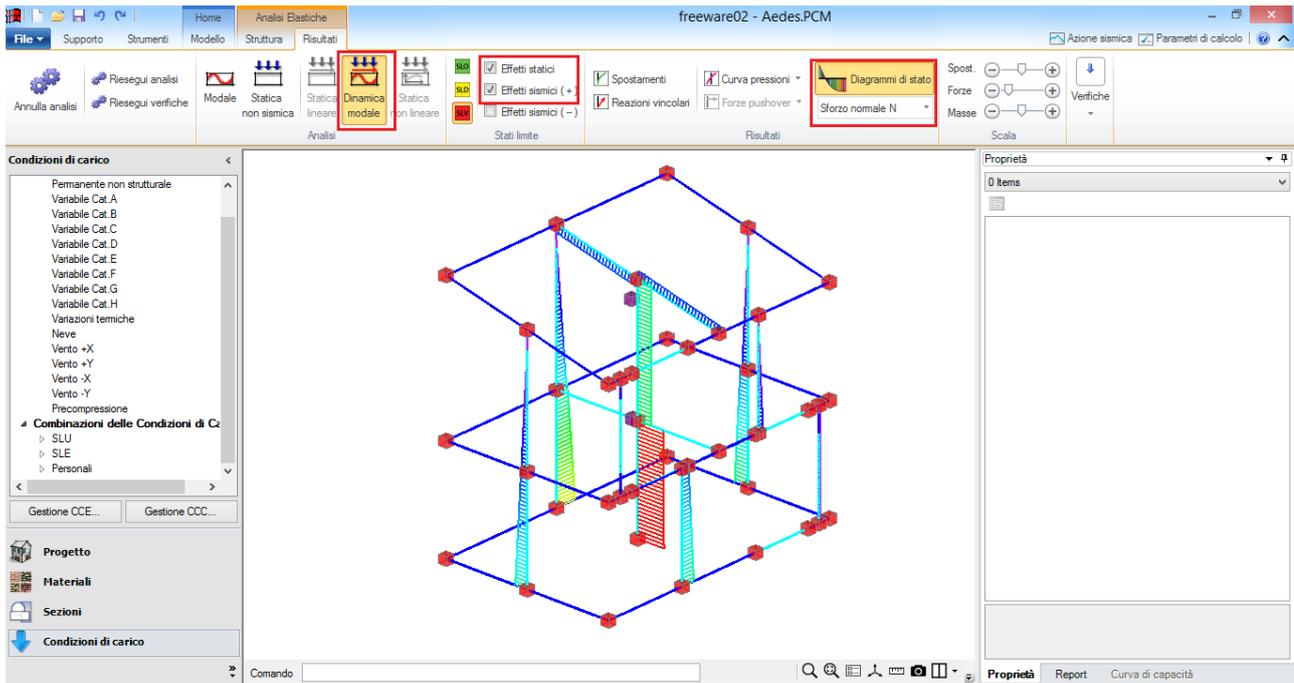
per l'**analisi statica non sismica**, è possibile visionare le sollecitazioni (non le verifiche) per singole CCE (selezionando l'apposito pulsante della scheda 'Analisi'):



Per quanto riguarda la relazione di calcolo, verranno sempre stampate le sollecitazioni per ogni CCE. L'involuppo infatti riguarda solo le Combinazioni di Carico, non le singole condizioni; per le CCC, è possibile quindi sia visionare le sollecitazioni per singole CCC, che con l'involuppo:



Nell'analisi sismica, la combinazione sismica è unica, e viene già considerata in modo automatico; per quanto riguarda i risultati, possono essere consultate le sollecitazioni competenti ai soli effetti statici (in combinazione sismica), oppure con l'aggiunta anche degli effetti sismici:



Per la consultazione delle verifiche in formato tabellare, ad es. per l'Analisi Statica non Sismica, nell'Involuppo dei Risultati viene indicata anche la Combinazione a cui appartengono i valori indicati, cfr. ad es. estratto seguente, dove si può notare l'ID 44, che riporta alla CCC – SLU combinazione 44 della relativa finestra delle CCC:

5. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO (§4.5.6, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4) [SLV] - C.Sic: 2.722 (CCC ID 44)
 (Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC)

N.	n/e	Sez.	P (kN)	p (N/mm ²)	f _k / f _m (N/mm ²)	γ _f , m FCI	f _d (N/mm ²)	Nu (kN)	Mu (kN m)	M (kN m)	C.Sic.	ID CCC
1	e	B	268.23	0.134	1.400	2.70	0.519	630.00	377.38	-50.74	7.438	42
1	e	S	120.03	0.060	1.400	2.70	0.519	630.00	242.38	0.16	>> 1	42
4	e	B	446.69	0.149	1.400	2.70	0.519	945.00	861.38	-62.66	>> 1	41
4	e	S	224.39	0.075	1.400	2.70	0.519	945.00	636.13	19.00	>> 1	41
7	e	B	298.11	0.149	1.400	2.70	0.519	630.00	382.86	-50.05	7.649	42
7	e	S	149.91	0.075	1.400	2.70	0.519	630.00	283.13	-1.98	>> 1	42
10	e	B	269.96	0.135	1.400	2.70	0.519	628.87	376.48	8.68	>> 1	43
10	e	S	130.26	0.065	1.400	2.70	0.519	628.87	255.86	22.55	>> 1	43
11	e	B	46.95	0.162	1.400	2.70	0.519	91.35	8.03	0.00	1.946	44
11	e	S	30.51	0.105	1.400	2.70	0.519	91.35	7.26	0.07	>> 1	44
14	e	I	0.00	0.000	0.700	2.70	0.259	62.80	0.00	0.00	>> 1	1
15	e	B	255.87	0.085	1.400	2.70	0.519	945.00	692.52	12.33	>> 1	43
18	e	B	146.19	0.073	1.400	2.70	0.519	630.00	278.32	-24.03	>> 1	42
21	e	B	16.48	0.052	1.400	2.70	0.519	100.30	5.45	0.00	6.056	44
25	e	B	110.41	0.057	1.400	2.70	0.519	606.31	215.93	7.08	>> 1	43
29	e	I	0.00	0.000	0.700	2.70	0.259	50.24	0.00	0.00	>> 1	1
30	e	B	146.01	0.073	1.400	2.70	0.519	630.00	278.08	-23.43	>> 1	42

7. EDIFICIO A 2 PIANI FUORI TERRA OLTRE SEMINTERRATO

In questo capitolo illustreremo la modellazione e le verifiche, secondo il D.M. 14.01.2008 e Circ. 617 del 2.2.2009, di un edificio in muratura di tre piani. Si tratta di un esempio riportato nel volume *MANUALE DELLE MURATURE STORICHE: Analisi e conoscenza del costruito storico in muratura*, *Direttore Scientifico Antonio Borri, Autori Emanuele Del Monte, Barbara Ortolani, Andrea Vignoli a cura di Chiara Donà* (Ed. DEI – Tipografia del Genio Civile, Roma, 2011).

L'esempio è fornito a corredo del software:

Esempio_A5.vdml

Esempio_A5_Fasi_Costruttive.vdml

7.1. DESCRIZIONE GENERALE

L'edificio è composto da un piano seminterrato e due piani fuori terra oltre la copertura in legno.

Il piano seminterrato occupa soltanto una porzione della pianta dei piani superiori, configurandosi quindi come un edificio irregolare in altezza che presenta le fondazioni su piani sfalsati.

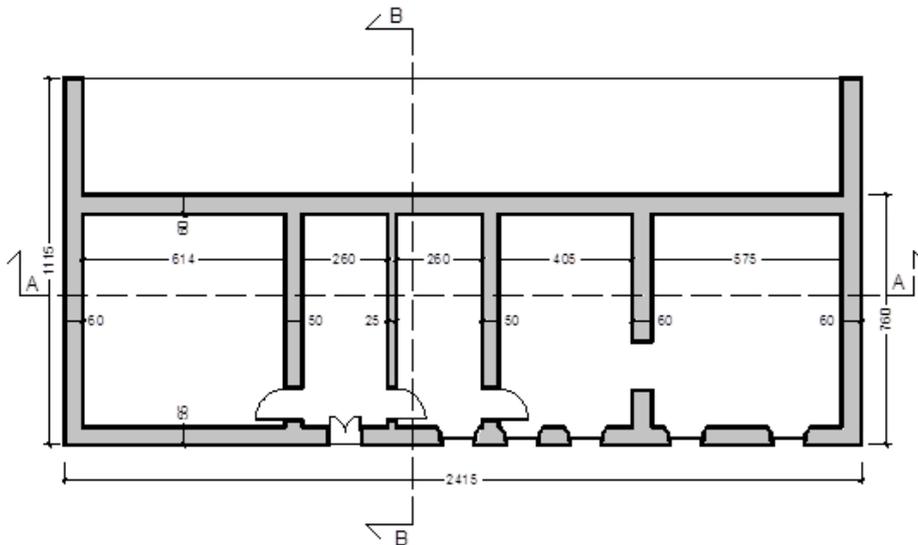


Fig. A5.1 Pianta seminterrato

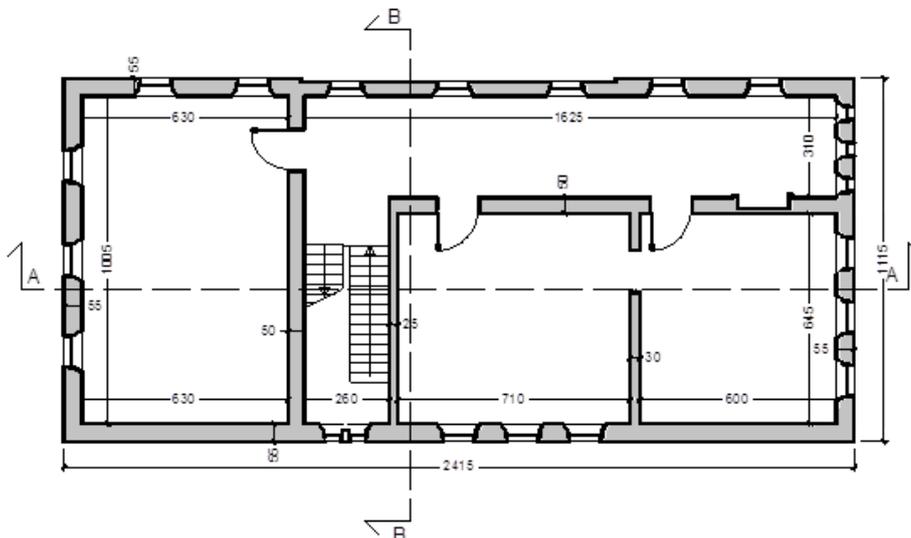


Fig. A5.2 Pianta piano tipo

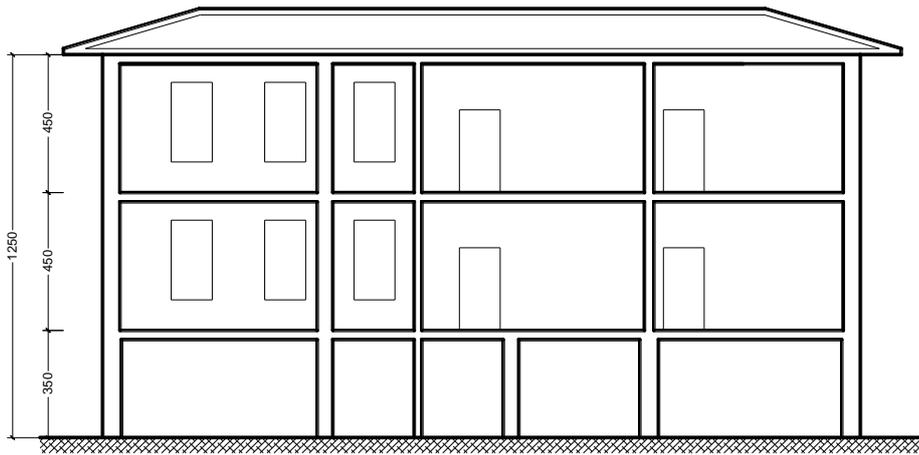


Fig. A5.3 Sezione A-A

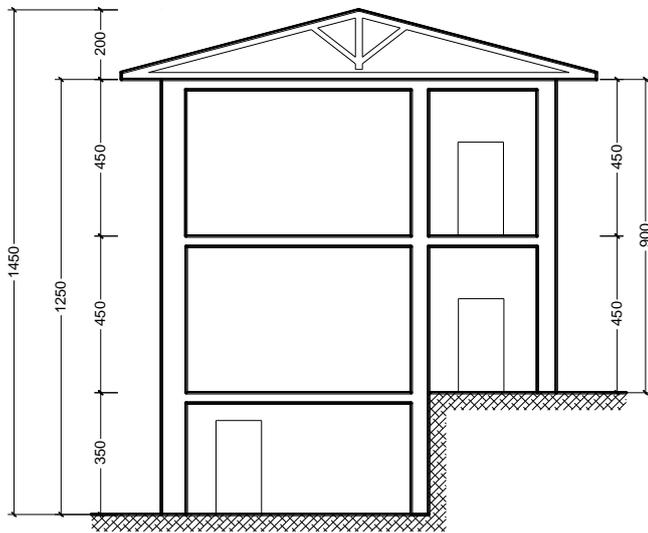


Fig. A5.4 Sezione B-B

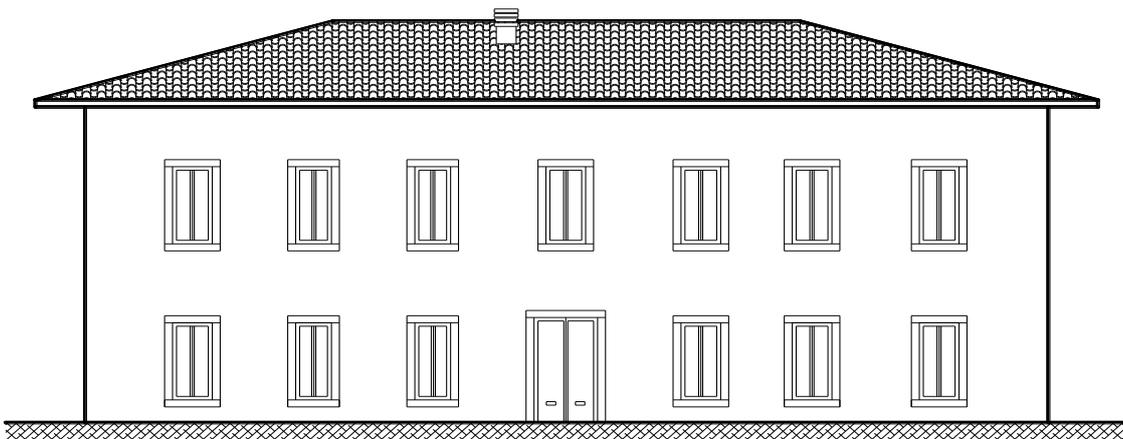


Fig. A5.5 Prospetto sud

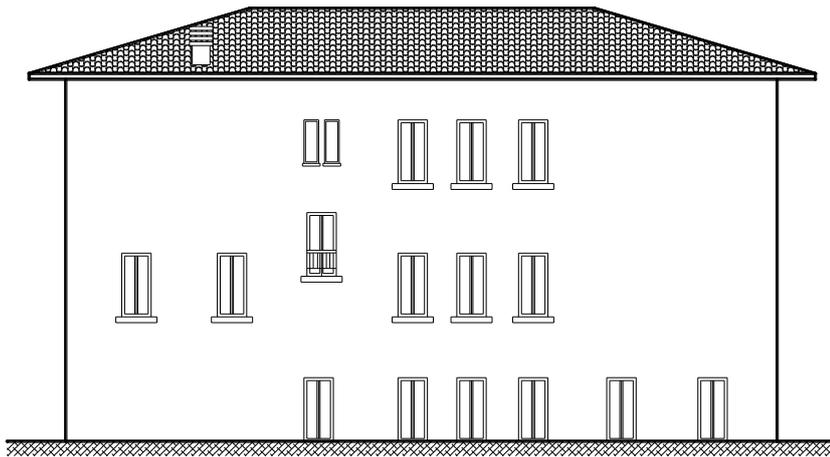


Fig. A5.6 Prospetto nord

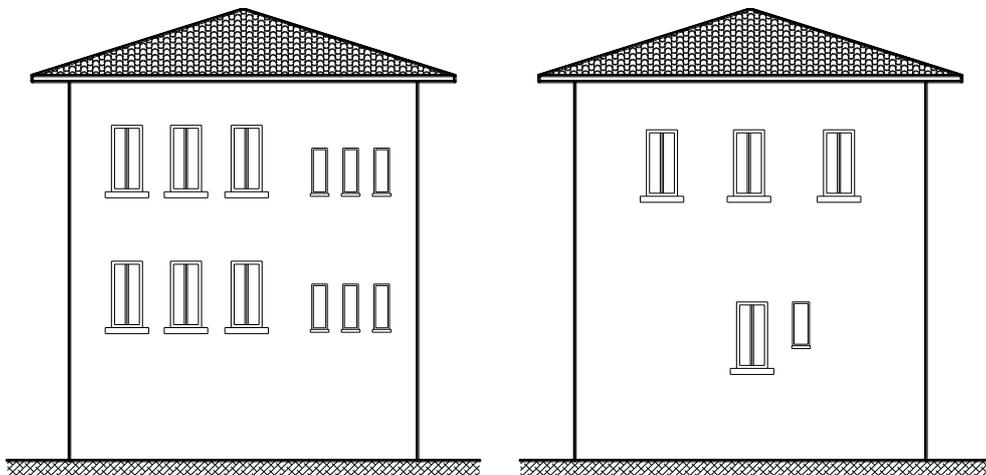


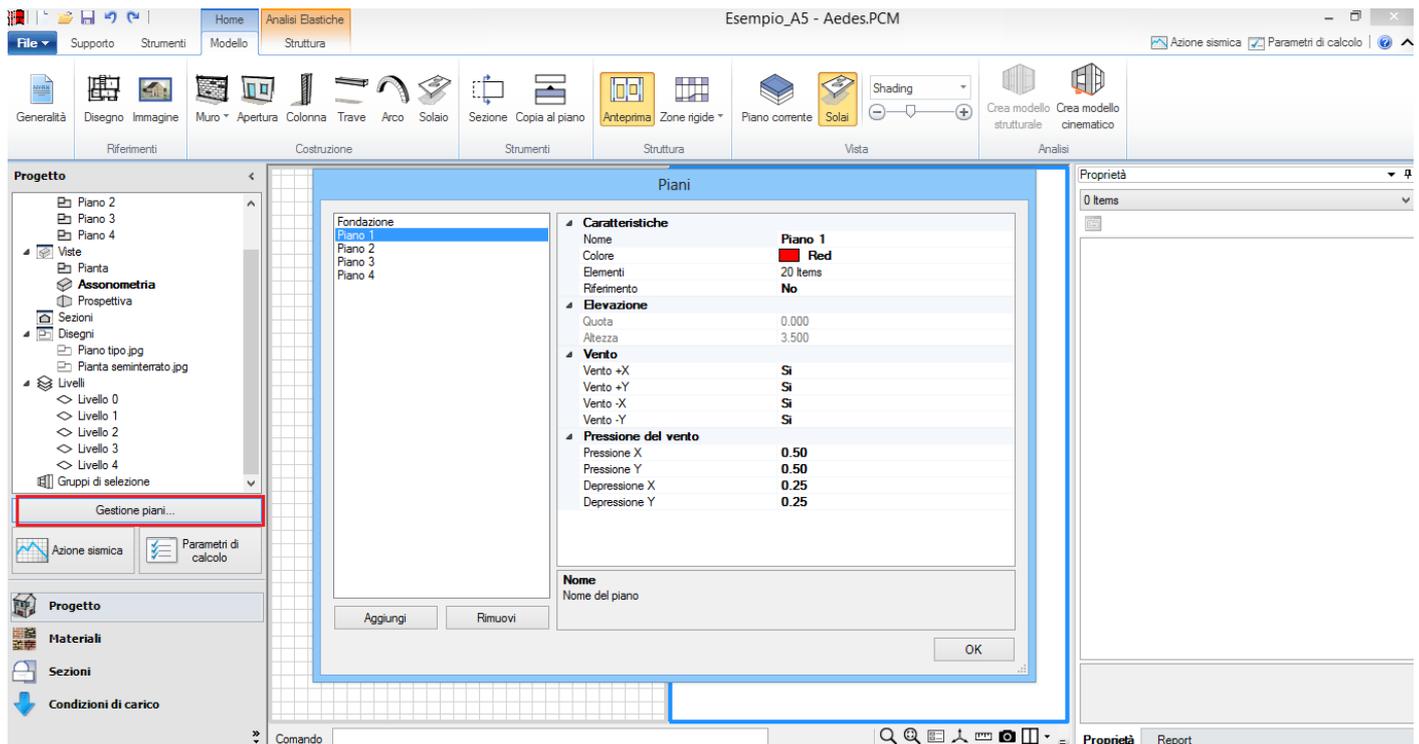
Fig. A5.7 Prospetti est e ovest

7.2. MODELLAZIONE ARCHITETTONICA

In PCM, come descritto nella manualistica del software, l'input del struttura avviene per fasi:

- modellazione architettonica, mediante l'inserimento di oggetti: muri, aperture, travi, colonne e solai (Scheda Modello di PCM);
- modellazione strutturale: generazione del modello a telaio equivalente, eseguito automaticamente dal software rispetto agli elementi definiti nel modello architettonico (Scheda Struttura di PCM).

Quindi partendo dalla Scheda Modello, per prima cosa definiamo le proprietà dei Piani aprendo la finestra di dialogo dal comando presente nella parte bassa del Navigatore, posizionato a sinistra della schermata:



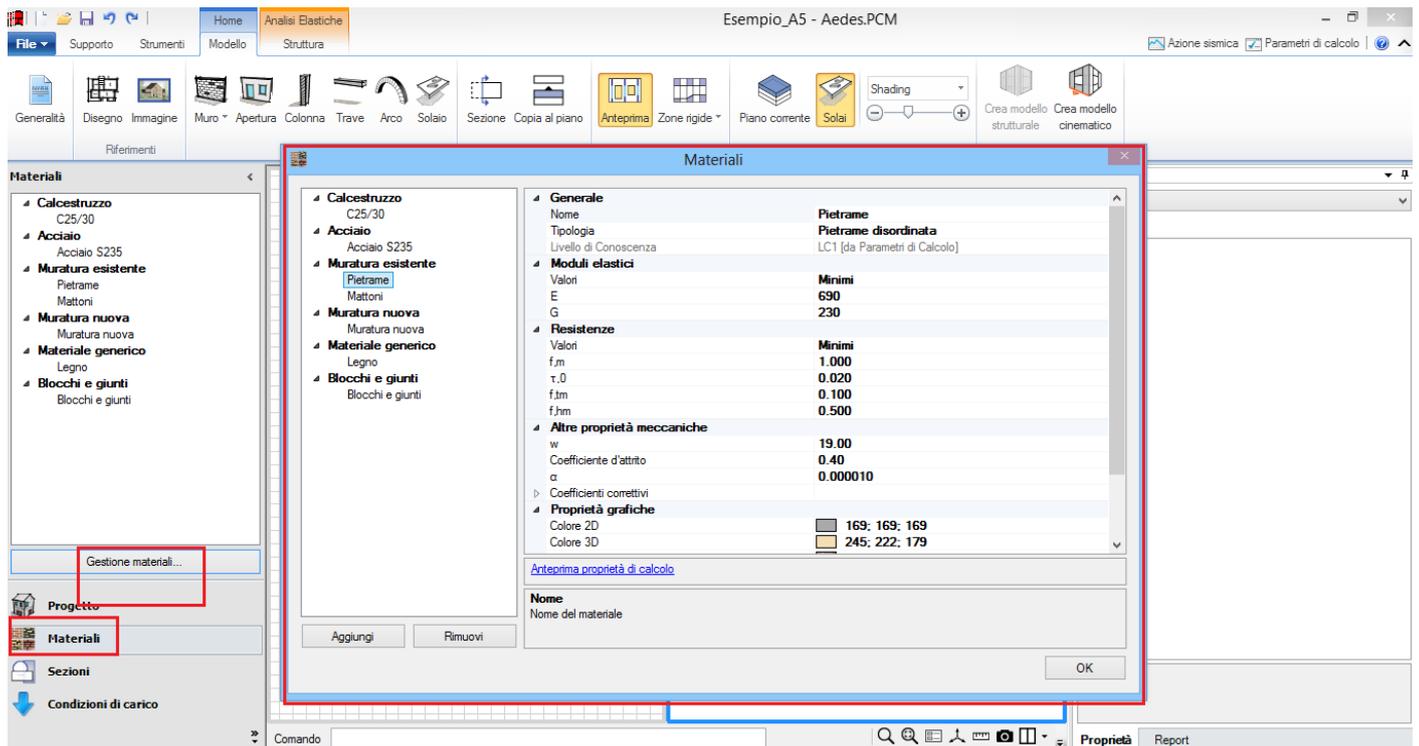
7.2.1. PIANI

Mediante il pulsante aggiungi inseriamo il numero di piani che ci occorrono per la schematizzazione, in questo caso 4 e modifichiamo l'altezza dei piani (di default pari a 3.00 metri):
 Per il modello in oggetto abbiamo per il piano 1 un'altezza pari a 3.50 metri, mentre i piani 2 e 3 presentano un'altezza di 4.50 m, infine il piano sottotetto con un'altezza massima di 2 metri.
 All'interno della finestra Piani è possibile inserire anche i dati relativi al vento per le diverse direzioni. Successivamente si definiscono i Materiali che occorrono per la modellazione, la struttura del fabbricato è prevalentemente in muratura di pietrame con la presenza di alcune murature interne e del sottotetto in mattoni pieni, quindi dobbiamo definire due materiali.

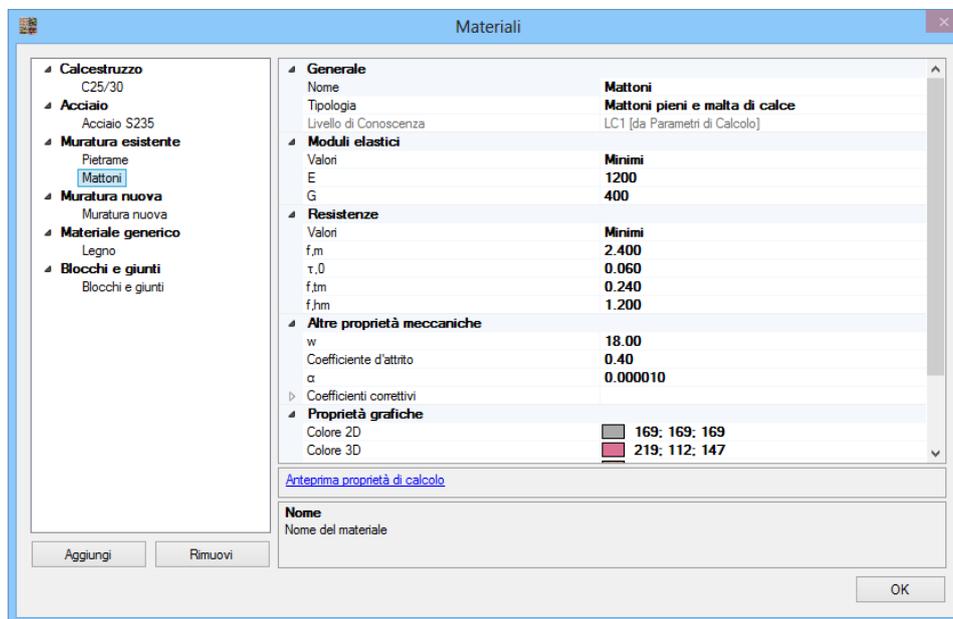
Per definire i Materiali apriamo l'apposita finestra dal comando presente nella parte bassa del Navigatore posizionato a sinistra della schermata, quindi Gestione Materiali.

Gestione Materiali riporta tutte le tipologie di Materiali alle quali è possibile aggiungere il materiale da definire, è possibile scegliere il materiale da un elenco di materiali presenti all'interno del programma e modificarlo oppure inserire manualmente tutti i parametri meccanici della muratura, Il primo materiale è una muratura in pietrame che abbiamo definito nel gruppo Muratura Esistente con i seguenti parametri meccanici:

Materiale n. 1: Muratura in Conci Sbozzati



Sempre nel gruppo muratura esistente definiamo il secondo materiale:
Materiale n. 2: Mattoni pieni e malta di calce



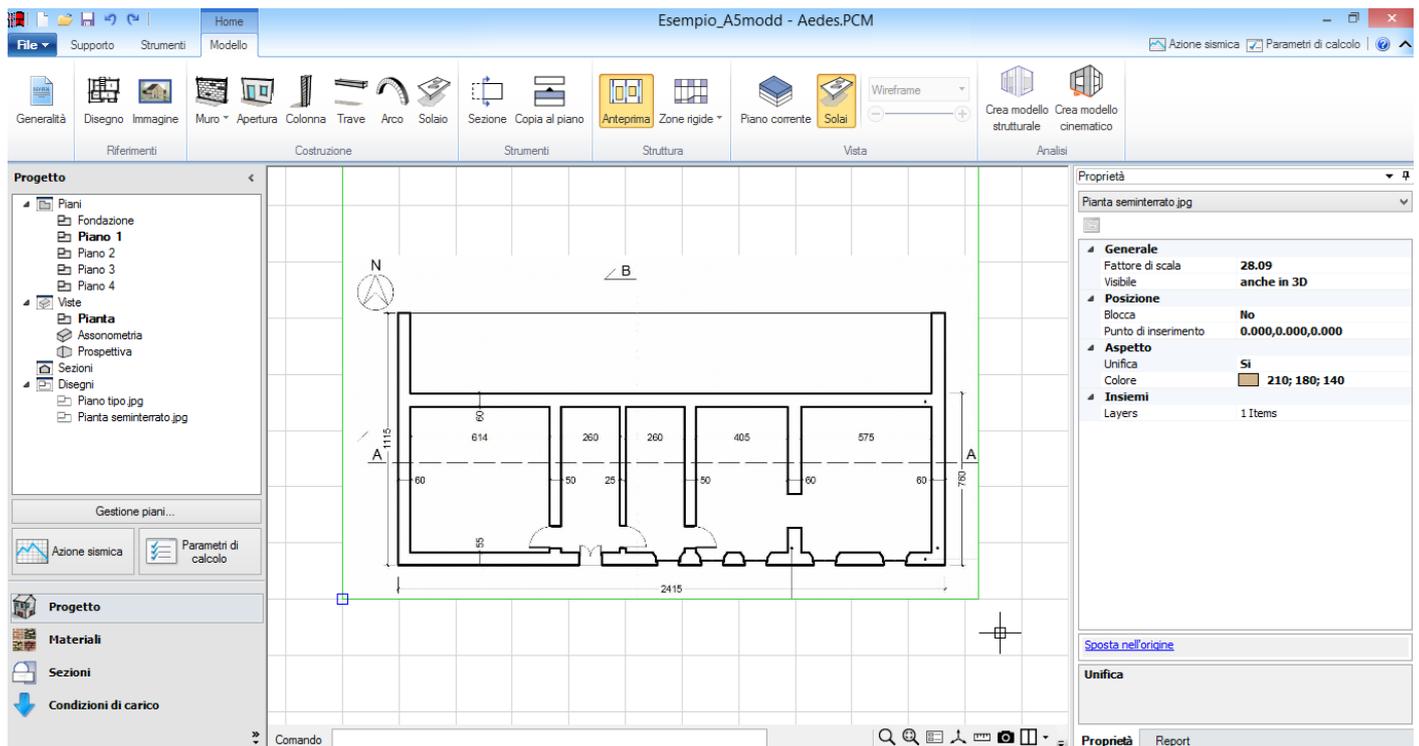
Tutte le proprietà dei materiali sono modificabili a scelta dell'utente, inoltre è possibile modificare il colore per la visualizzazione grafica, sia 2D che 3D e applicare una Texture (da scegliere dall'elenco presente) per la visualizzazione del modello in modalità Render.

7.2.2. RIFERIMENTI: IMMAGINI E DISEGNI DXF

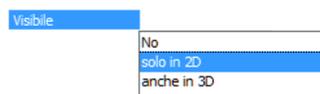
Per questo esempio eseguiamo l'input, inserendo come riferimento all'interno di PCM le immagini delle piante, che riportano le dimensioni degli spessori della muratura, scegliamo il comando Immagine dal gruppo Riferimenti, e scegliamo l'immagine da inserire dalla directory in cui è posizionata, per inserire l'immagine ai diversi piani prima di inserire l'immagini occorre selezionare il piano di destinazione.

Ad ogni modo si suggerisce di utilizzare come riferimento i disegni in formato *.dxf per ottenere una precisione maggiore.

Una volta inserita l'immagine (oppure i disegni *.dxf) questi possono essere selezionati in modo da poter modificare le proprietà, fare attenzione a posizionare i disegni di riferimento nei pressi dell'origine degli assi:

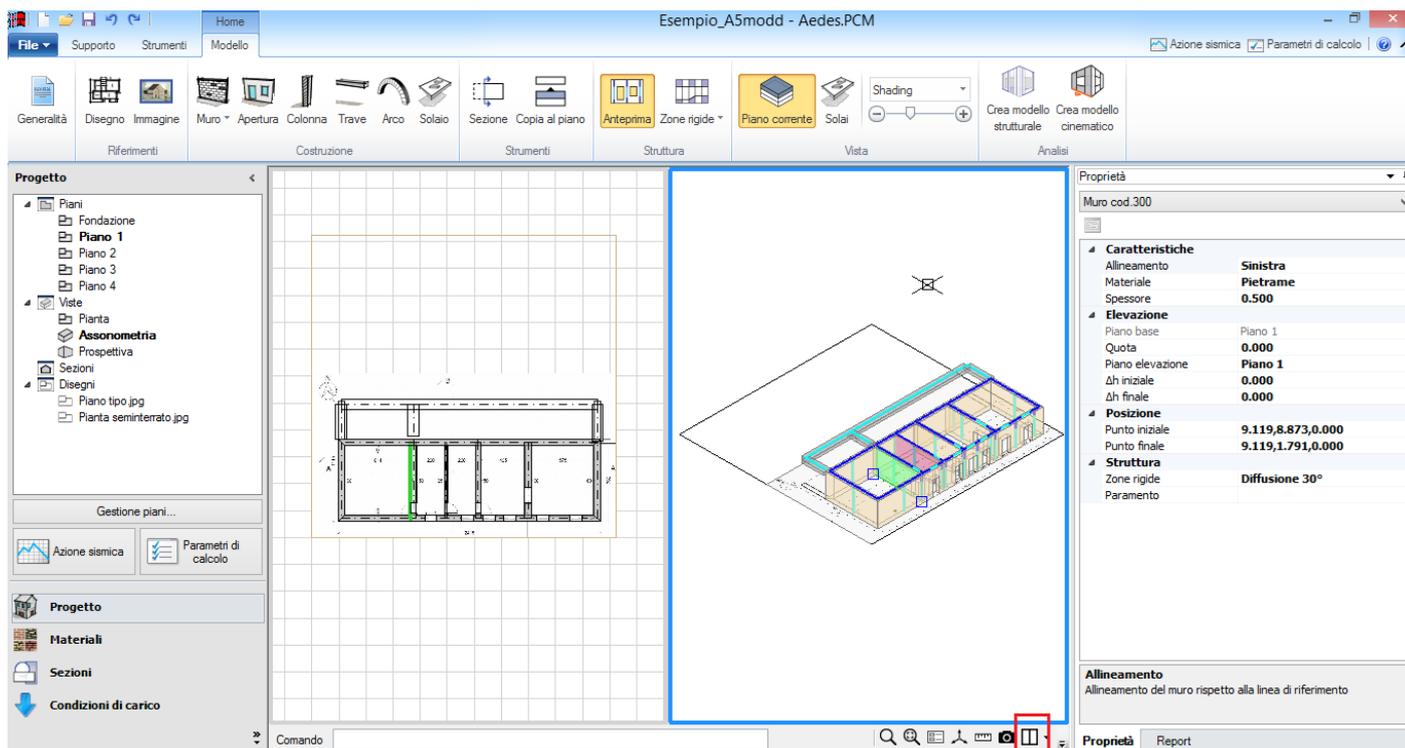


Le proprietà modificabili sono: il layer sul quale è collocata l'immagine, il fattore di scala, la possibilità di bloccare l'immagine e la visibilità. E' possibile visualizzare l'immagine nella finestra grafica 2D, oppure anche in 3D o non visualizzarla scegliendo per la proprietà Visibile l'opzione No:



7.2.3. MURI

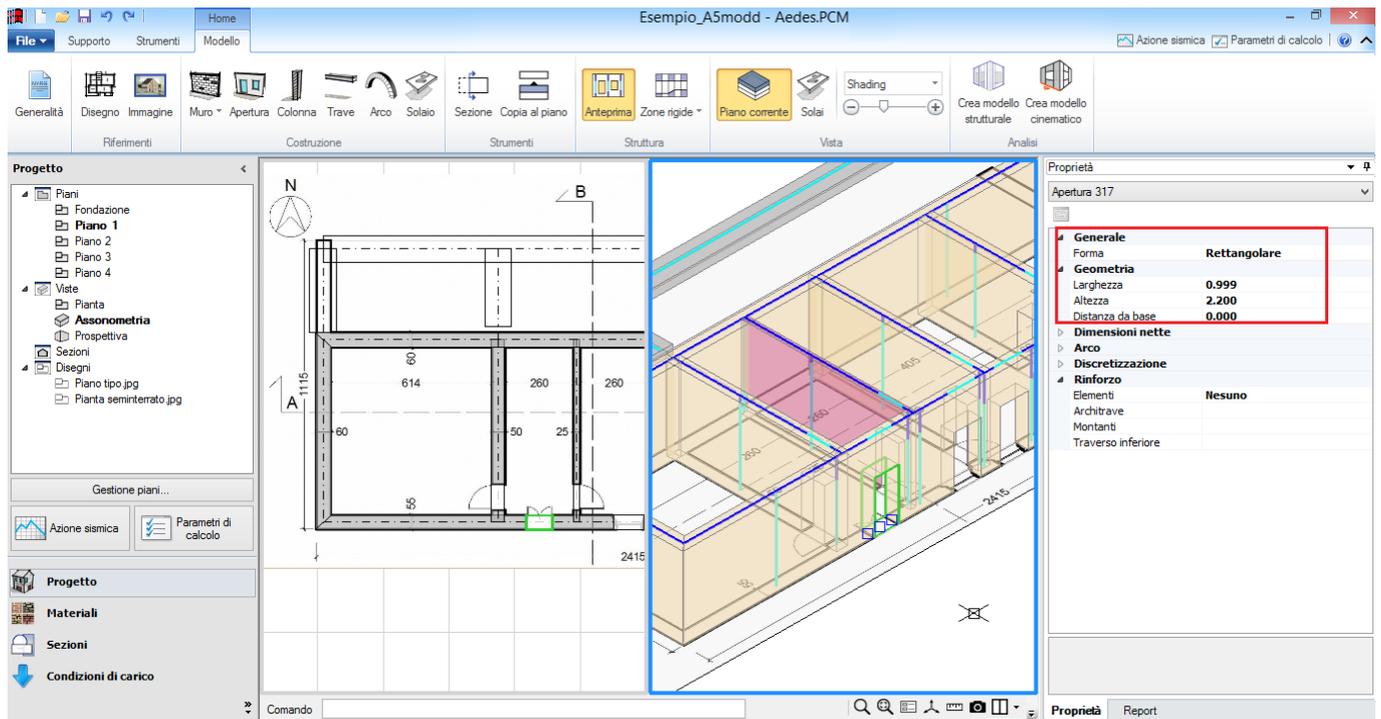
Iniziamo l'input delle entità architettoniche. Nella scheda Modello con il comando Muro, nella scheda Proprietà scegliamo l'Allineamento (riferimento rispetto al quale definire il muro: destra, sinistra o centro), il materiale da utilizzare, quindi definiamo lo spessore del muro graficamente e iniziamo l'input dei muri perimetrali, attivando dal gruppo di comandi Finestra l'opzione Dividi è possibile visualizzare anche la finestra grafica 3D:



Per completare la modellazione in modo corretto occorre eseguire il raccordo dei muri d'angolo e l'estensione dei muri interni, in modo che risulti sempre presente il collegamento e l'intersezione della linea mediana di riferimento dei muri, maggiori approfondimenti in merito sono riportati nel Manuale d'uso di PCM, apribile dalla scheda Supporto.

7.2.4. APERTURE

Quindi inseriamo le aperture, si sceglie il comando Apertura dal gruppo Costruzione della scheda Modello e si inseriscono le aperture graficamente. E' possibile inserire le aperture sia nella finestra 2D che nella finestra 3D, e successivamente selezionando una o più aperture è possibile modificare le proprietà Distanza dalla base e Altezza in modo da definire agevolmente anche le finestre:



E' presente nelle proprietà delle Aperture la possibilità di definire dei rinforzi con Architrave, Architrave e Montanti e Cerchiatura Completa, elementi che risultano calcolabili se contemporaneamente a PCM si dispone della corrispondente versione di AC.M © Aedes (Aperture e Cerchiature in Murature Portanti).

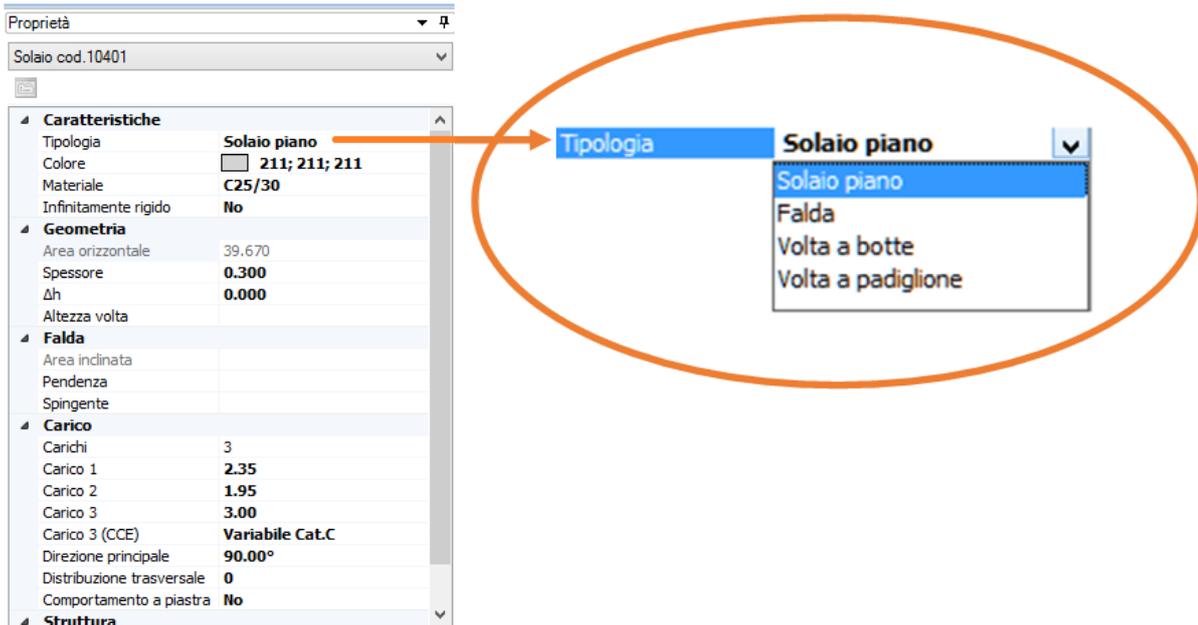
7.2.5. SOLAI

Concludiamo la modellazione del piano terra inserendo i solai, sempre dal gruppo di comandi Costruzioni selezioniamo il comando Solaio, come si può notare utilizzando i comandi della scheda Modello da sinistra a destra eseguiamo in modo ordinato tutti i nostri elementi.

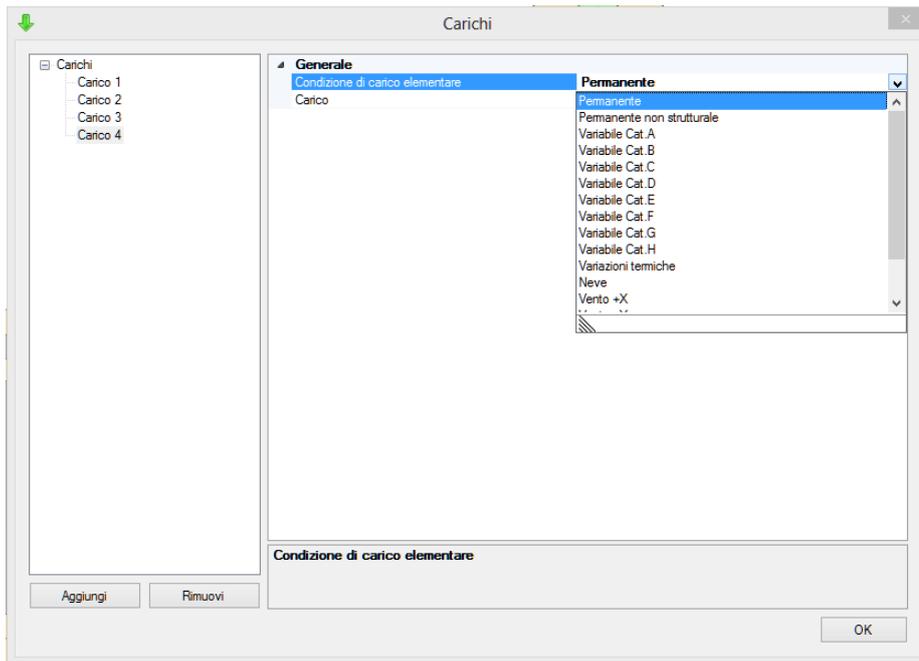
Il comando solaio può essere eseguito solo nella finestra grafica 2D, prima di inserire il solaio possiamo definire le Proprietà da applicare: Tipologia del solaio, orditura e carichi.

Per la Tipologia del solaio possiamo scegliere tra le diverse tipologie presenti aprendo la finestra a tendina riportata nel particolare dell'immagine riportata nell'immagine seguente.

E' possibile modificare le proprietà del solaio in tutte le fasi della modellazione.



Nella scheda Proprietà dei Solai sono presenti tre condizioni di carico (permanente, permanente non strutturale e variabile), agendo con il cursore a destra della proprietà carichi è possibile aprire la finestra Carichi e quindi aggiungere ulteriori carichi per il solaio o per i solai selezionati:



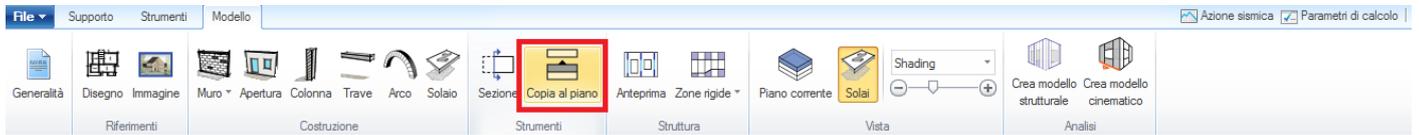
7.2.6. PIANI SUPERIORI

Per la modellazione del Piano 2 selezioniamo il piano dal Navigatore e procediamo allo stesso modo descritto in precedenza:

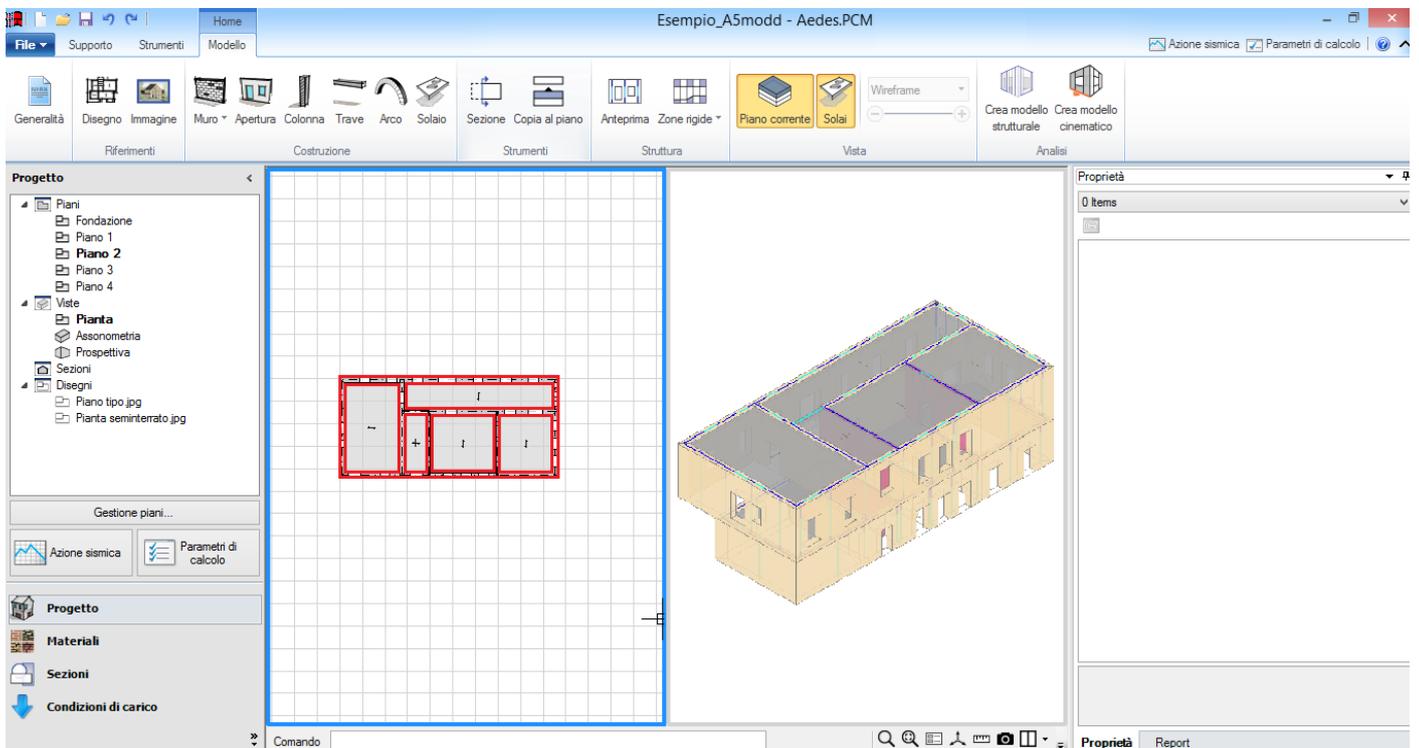
- Inserimento Riferimento (dxf o immagine)
- Inserimento Muri
- Inserimento Aperture

- Inserimento Solai.

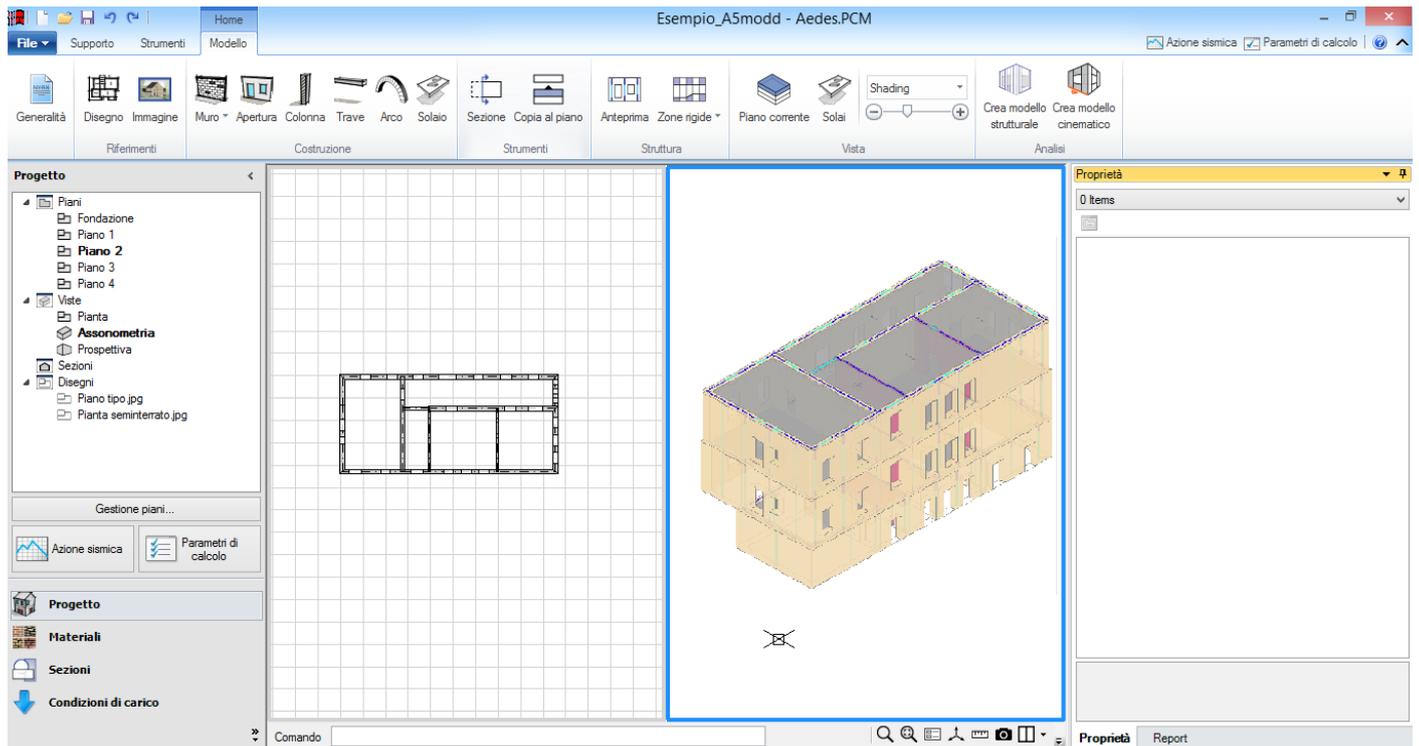
Mentre per l'input del Piano 3, in questo caso essendo molto simile al piano sottostante possiamo utilizzare il comando Copia al Piano, presente nel gruppo di comandi Strumenti della scheda Modello:



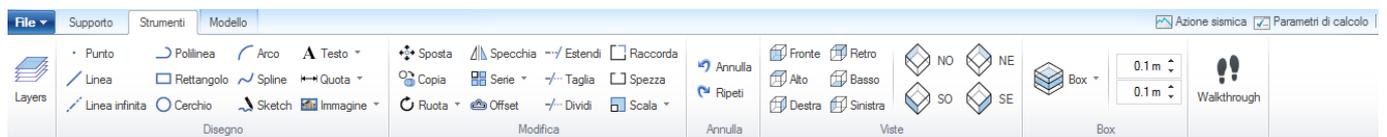
Scegliamo il comando Copia al Piano, e come riportato nella riga dei comandi in basso alla schermata, selezioniamo gli elementi da copiare: Muri (la selezione dei muri implica automaticamente la selezione delle aperture), Colonne, Travi e Solai, gli elementi selezionati, evidenziati vengono evidenziati in rosso, quindi si preme invio per concludere il comando:



Una finestra di dialogo riporta il numero di elementi da copiare e ci chiede la conferma per l'esecuzione della copia.



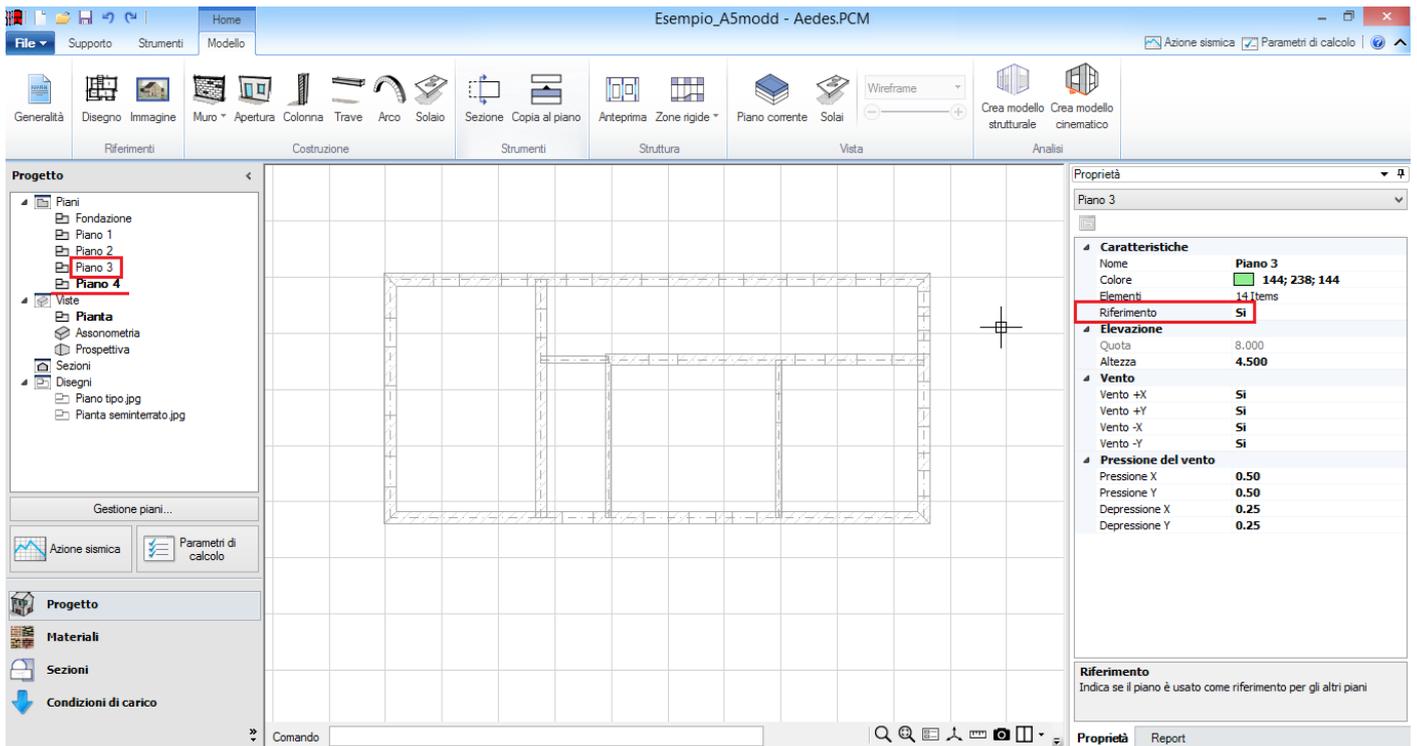
Per concludere la modellazione del Piano 3 occorre raccordare i muri d'angolo utilizzando i comandi presenti nella scheda 'Strumenti':



7.2.7. PIANO DI COPERTURA

Infine, a differenza dell'esempio di riferimento che per il piano di copertura considera soltanto i carichi presenti applicati agli elementi del piano sottostante, in questo esempio modelleremo l'intero piano di copertura (piano 4).

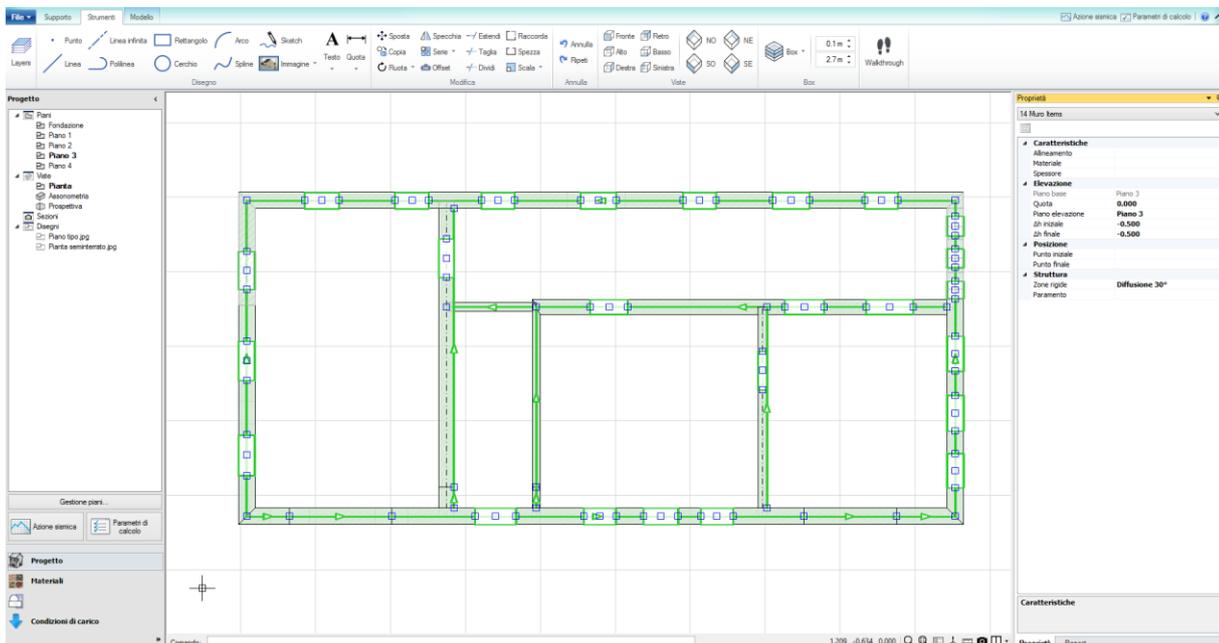
Dal Navigatore di PCM prima di selezionare il Piano 4, nelle Proprietà del Piano 3 attiviamo la proprietà **Riferimento=SI**, in modo da avere al piano superiore la traccia, in visibilità ridotta degli elementi del piano sottostante in modo da poterli utilizzare come riferimento dell'input, rispetto agli elementi di riferimento risultano attivi gli snap in modo da inserire gli elementi in modo preciso.



La modellazione del tetto è uno dei punti cruciali nella definizione del modello, in quanto spesso rappresenta il motivo dello scaturire di diverse problematiche, principalmente relative ad una non ottimale distribuzione delle azioni all'interno della struttura.

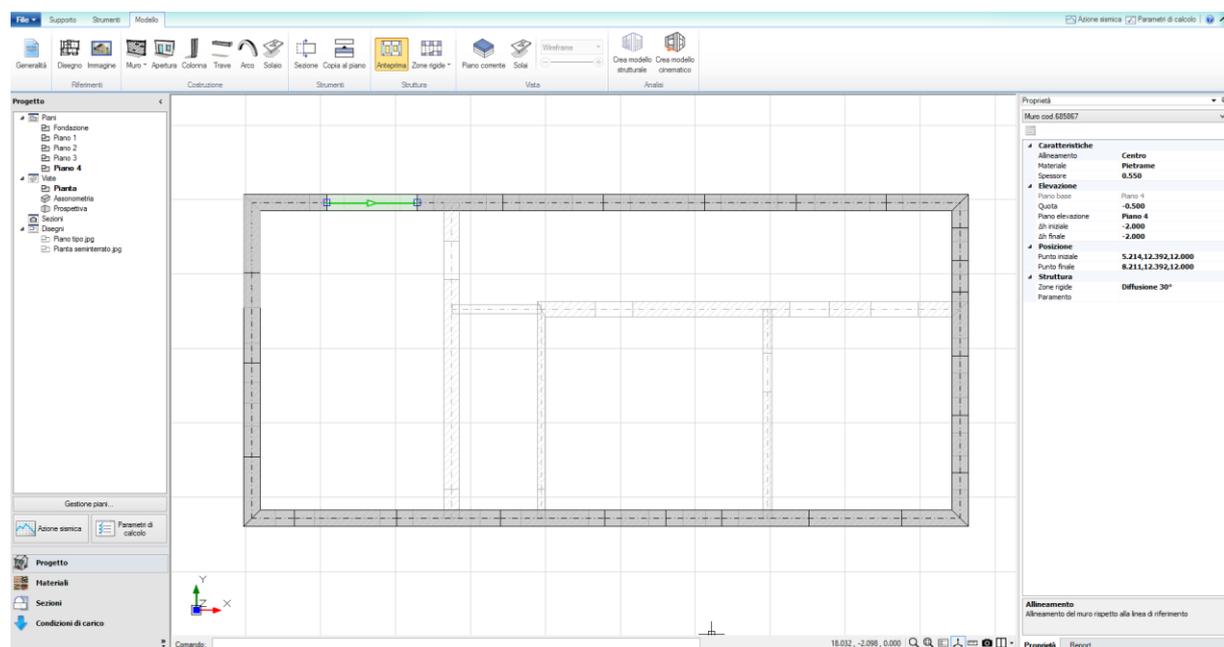
È possibile quindi seguire diverse strade, a seconda del caso che ci troviamo a dover affrontare. Per quanto riguarda cordoli di sommità, non è in generale prevista la modellazione. Nel caso in esame, essendo presente un solaio di sottotetto, può essere vantaggioso tagliare le pareti perimetrali in sommità, per un'estensione di qualche decina di centimetri, così da creare delle paretine all'ultimo piano che consentono di fare da appoggio al solaio di copertura.

Per prima cosa quindi torniamo al terzo piano e abbassiamo le pareti perimetrali di 50 cm, per farlo le selezioniamo e dalla griglia delle proprietà sulla sinistra inseriamo come Δh iniziale e finale della copertura -0.5 m, come indicato in figura.



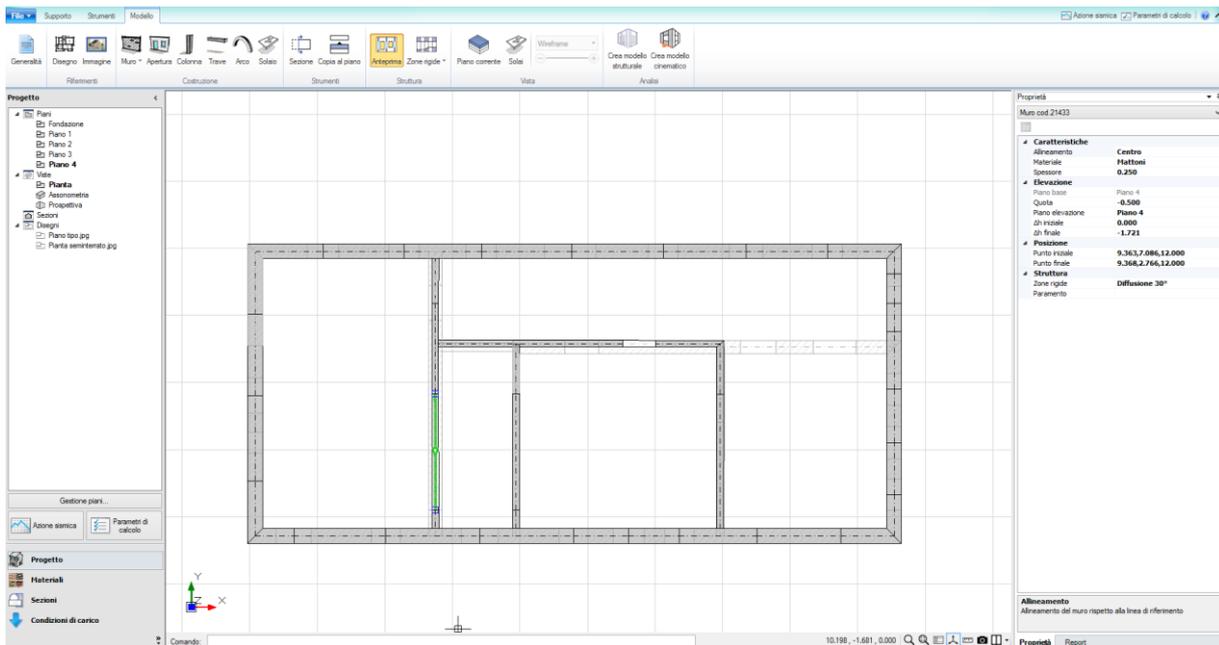
A questo punto possiamo tornare all'ultimo piano, e creare, sulla traccia delle pareti sottostanti, delle paretine di 50 cm; è necessario avere l'accortezza di suddividere le pareti in maniera tale di avere la continuità con quelle poste al piano inferiore; ricordiamo quindi che una parete continua viene divisa quando è presente un'apertura, o quando due pareti si vanno ad intersecare. Questo passaggio risulta fondamentale per avere continuità di trasmissione degli sforzi.

In questo modo otteniamo delle pareti molto rigide che saranno da considerare influenti ai fini delle verifiche di sicurezza dei pannelli murari.

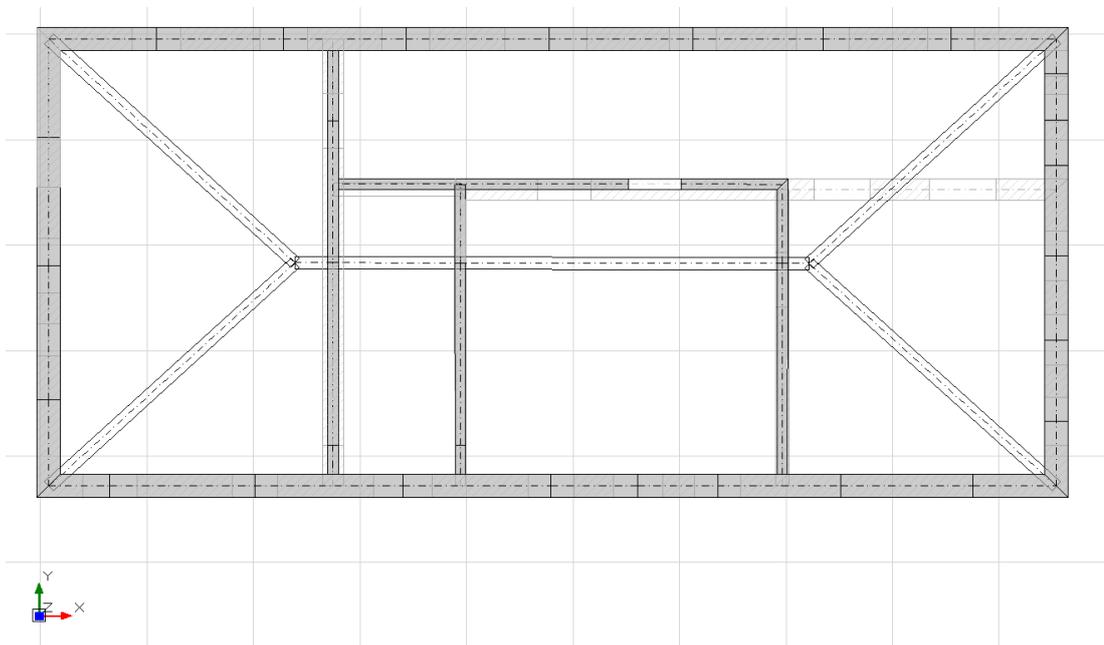


Qualora non fosse stato presente il solaio di sottotetto sarebbe stato conveniente selezionare le pareti perimetrali e indicare che avrebbero dovuto proseguire fino all'ultimo piano, così che già queste potevano formare la maglia per posizionare il solaio. La proprietà in questione la troviamo nella griglia delle proprietà selezionando la parete desiderata nel modello architettonico.

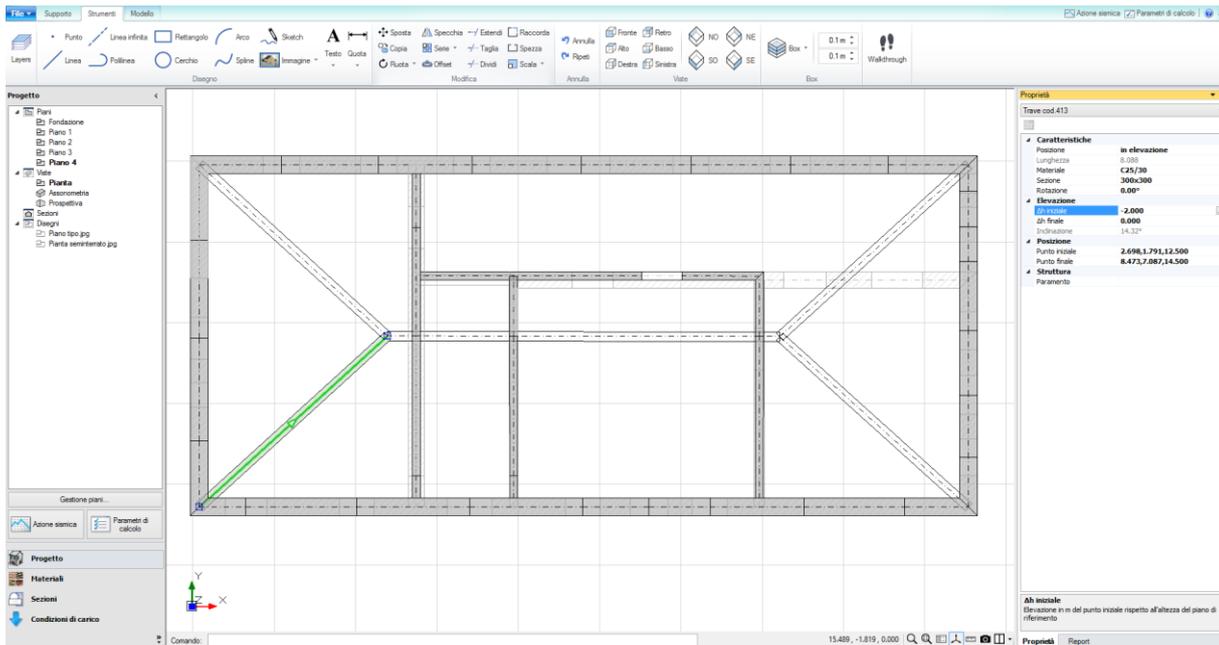
A questo punto passiamo alla modellazione delle paretine interne, di altezza variabile, la cui massima altezza è pari alla massima quota del piano.



Infine possiamo inserire le travi di copertura: è conveniente in questi casi disegnare dei riferimenti con i comandi di disegno, dopodichè l'inserimento avviene tramite il comando inserisci elemento trave.



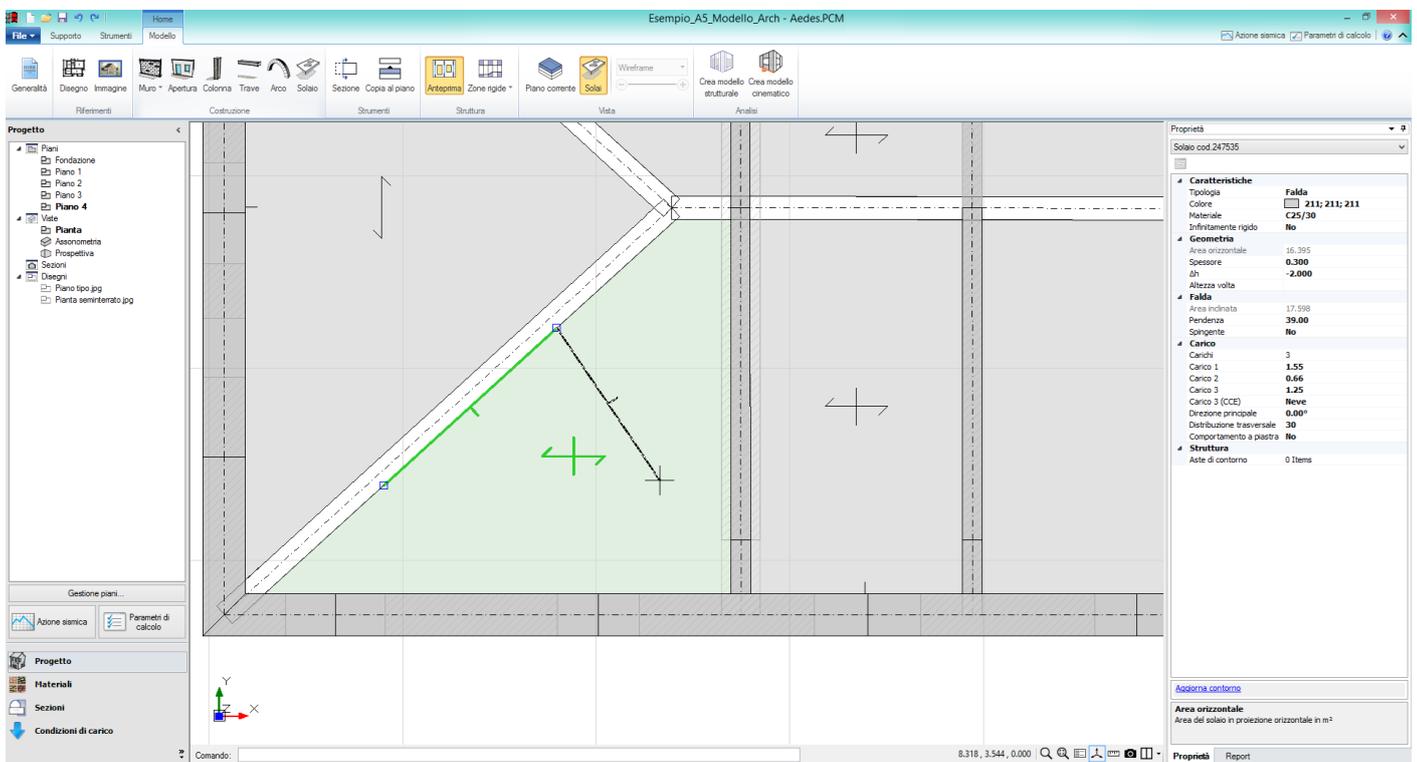
Definiamo la quota iniziale e finale degli elementi selezionandoli e modificando il Δh iniziale, posizionandolo a -2.00 m, come mostrato in figura.



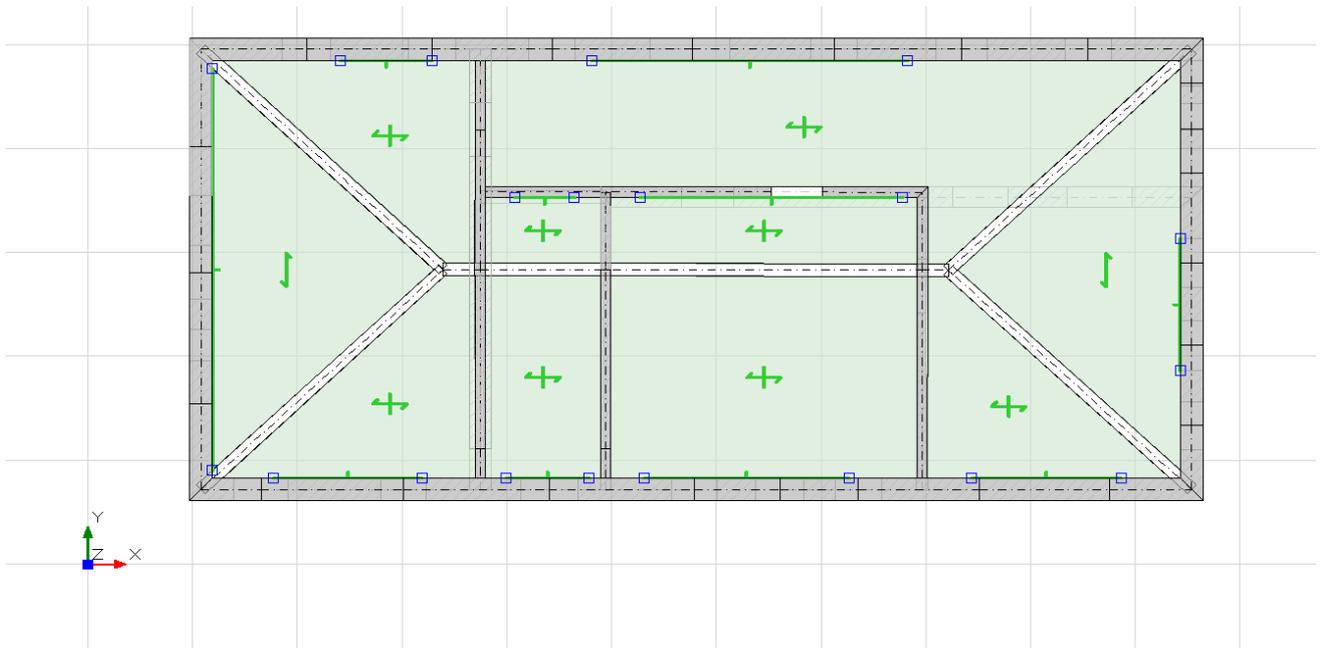
Infine inseriamo i solai di copertura, scegliamo il comando Solaio, sempre nella scheda Modello di PCM, e nelle Proprietà dei Solai per la Tipologia scegliamo: Falda, quindi possiamo definire i carichi presenti oppure inserirli successivamente.

Inseriamo graficamente nella finestra 2D i solai, selezionando un punto interno all'area del solaio da definire, i solai vengono definiti piani rispetto all'altezza inferiore.

Per concludere le falde occorre selezionarle e modificare la linea di riferimento della falda che viene posizionata automaticamente dal software su un lato del solaio e posizionarle sulla linea di gronda, spostandole manualmente agendo sui grip dell'elemento.



Si ottiene il seguente risultato:



A questo punto ne modifichiamo pendenza, distribuzione trasversale e carichi, completandone la modellazione.
 Infine è conveniente verificare il corretto inserimento della copertura visualizzando il modello tridimensionale.



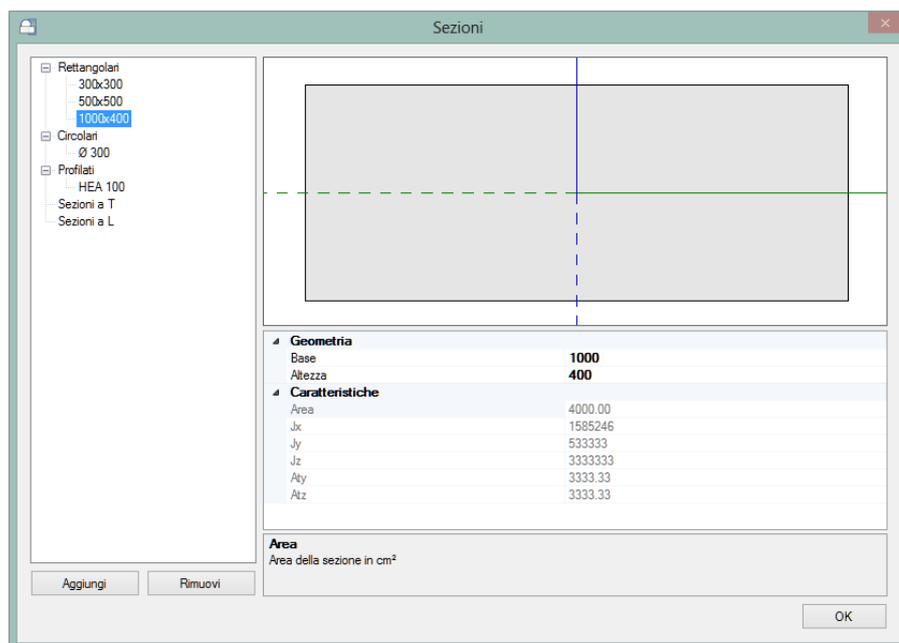
7.2.8. FONDAZIONI

Terminiamo la modellazione inserendo le fondazioni. E' possibile concludere la modellazione anche senza inserire le fondazioni, in questo caso il software PCM nella creazione del modello strutturale a telaio equivalente incasterà gli elementi alla base dell'edificio.

Le fondazioni del Piano 1 si definiscono nel piano Fondazione, mentre nel caso di piani sfalsati le fondazioni dei piani superiori si definiscono al piano sottostante, in questo esempio sono presenti elementi al Piano 2 che devono essere fondati, per questi elementi le fondazioni andranno posizionate al Piano 1.

Prima di passare alla pianta Fondazione, per avere una traccia del piano sovrastante, nelle Proprietà del Piano 1 scegliamo Riferimento=Si.

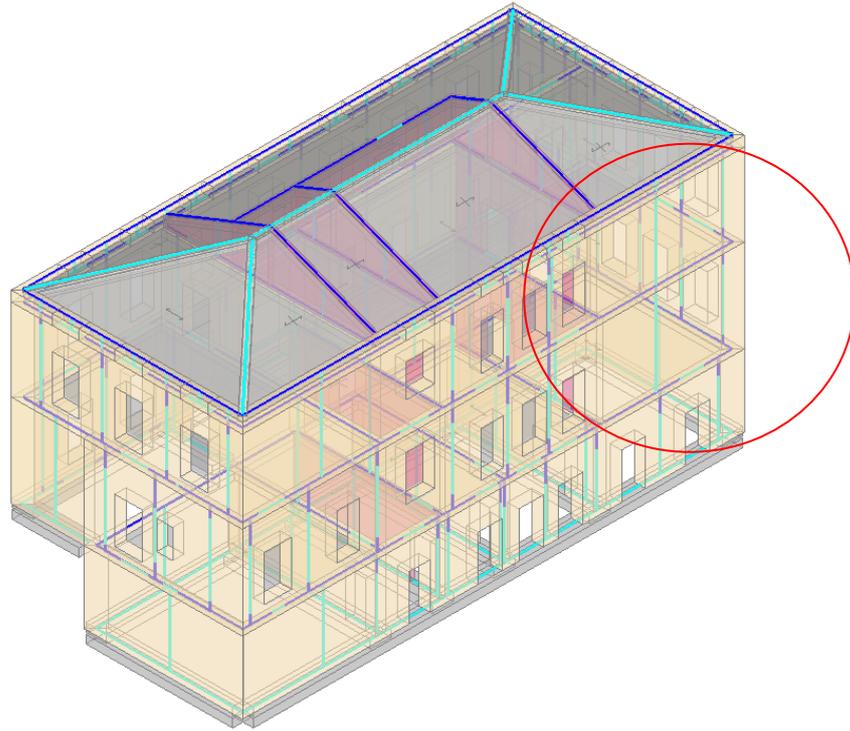
Quindi definiamo la sezione da utilizzare per le travi di fondazione, aprendo la finestra Sezioni dal Navigatore, in questo caso una sezione rettangolare con Base=1000 mm. e Altezza =400 mm:



Quindi inseriamo tutte le travi di fondazione utilizzando gli snap ai riferimenti del piano superiore.

E' possibile attivare e disattivare gli snap tramite i comandi rapidi F7 e F8, l'elenco di tutti i comandi rapidi e apribile mediante il tasto F1.

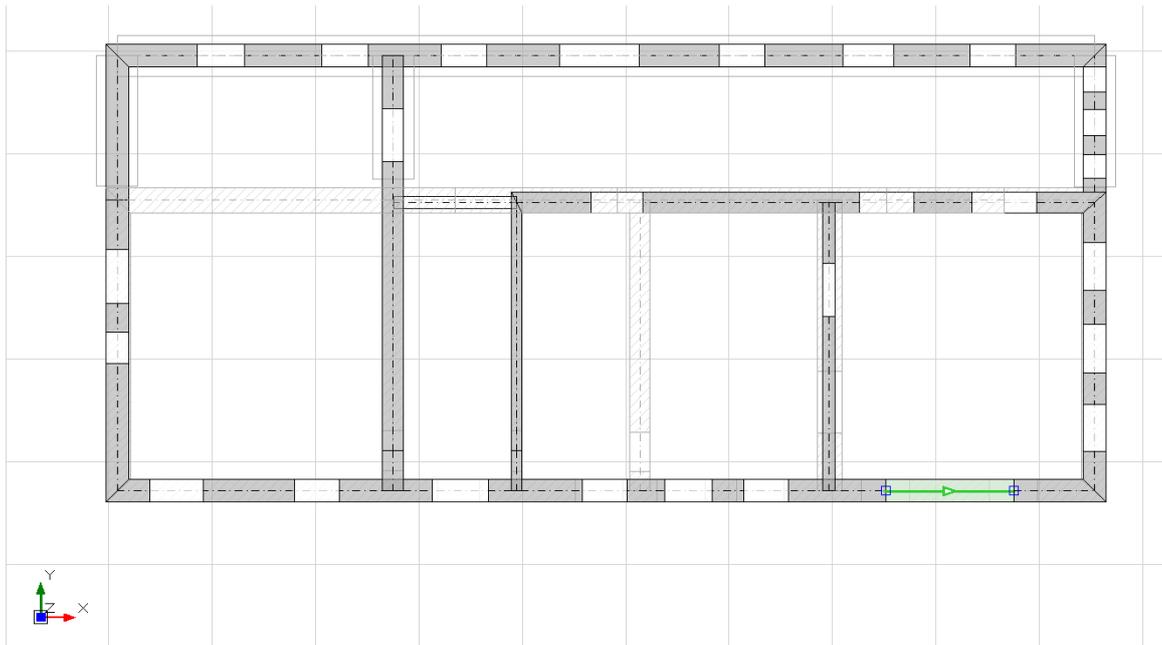
A questo punto abbiamo terminato la modellazione, ma prima di passare alla creazione del modello strutturale è opportuno visualizzarne l'anteprima così da verificare il corretto inserimento degli elementi e poter valutare la regolarità del telaio che verrà generato.



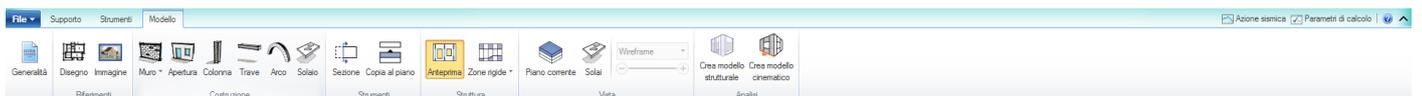
In questo caso notiamo che la modellazione è piuttosto buona, ma necessita di alcune modifiche, visto che andremo a svolgere non solo le analisi con il modello a telaio standard ma anche quelle con l'ipotesi di fasi costruttive. In particolare è necessario che passando da un piano ad un altro non ci siano maschi con elevate differenze di rigidezza, ad esempio nel caso in esame è conveniente dividere i maschi in direzione X, cerchiati in rosso nella figura precedente.

In particolare, come in questo caso, **è opportuno evitare che pareti piene estese, che si appoggiano su un muro sottostante con aperture, siano rappresentate da un solo muro** (maschio murario).

Per dividere le pareti dobbiamo portarci in pianta e utilizzare, analogamente al caso precedente, il comando Spezza presente nella scheda "Strumenti". È conveniente utilizzare i comandi di riferimento di piani diversi, in questo caso abbiamo scelto di spezzare i maschi in mezzera delle aperture del piano 1, che quindi abbiamo attivato come riferimento.



Infine, per concludere la modellazione architettonica, dobbiamo dare indicazioni riguardo alla determinazione delle zone rigide, per farlo selezioniamo il relativo comando nella scheda modello:



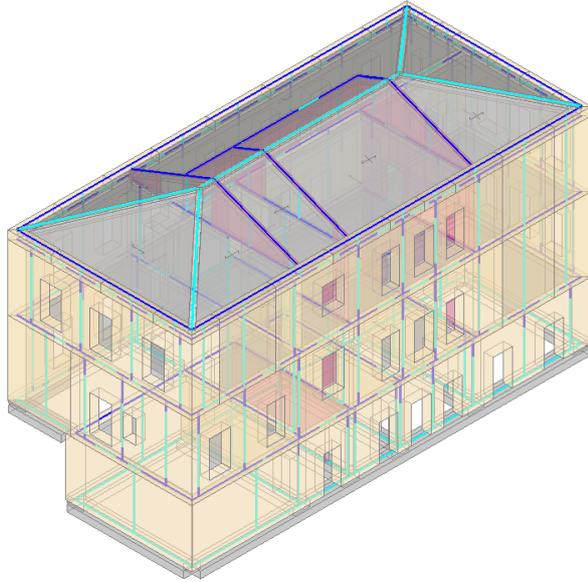
Sempre dallo stesso gruppo di comandi è possibile attivare l'anteprima che visualizza in trasparenza le aste e con i tratti rigidi che saranno definiti.

E' possibile selezionare una delle seguenti schematizzazioni per le zone rigide complanari:

- Nessuna
- Intersezione (tra maschi e fasce murarie)
- Limite H/3
- Diffusione a 30°.

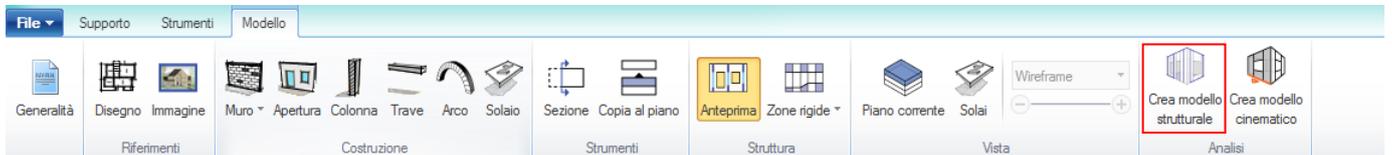
Per default il programma assegna la diffusione a 30°, secondo il metodo elaborato dal prof. Dolce, l'applicazione di questo metodo supera le possibili incongruenze sulla rigidità di pareti con aperture, convalidando l'uso del telaio equivalente.

In definitiva possiamo visualizzare l'anteprima del modello strutturale.

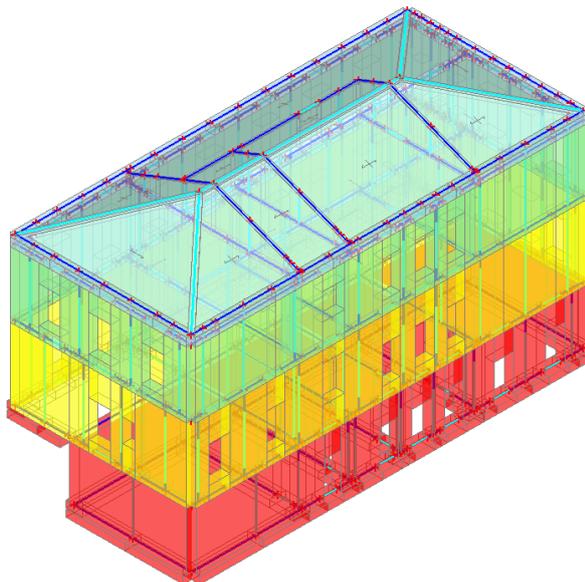


7.3. MODELLAZIONE STRUTTURALE

Conclusa la modellazione architettonica nella scheda Modello di PCM si può passare alla fase successiva selezionando la scheda Struttura, per generare il modello strutturale basta selezionare il comando: **Crea modello strutturale**.



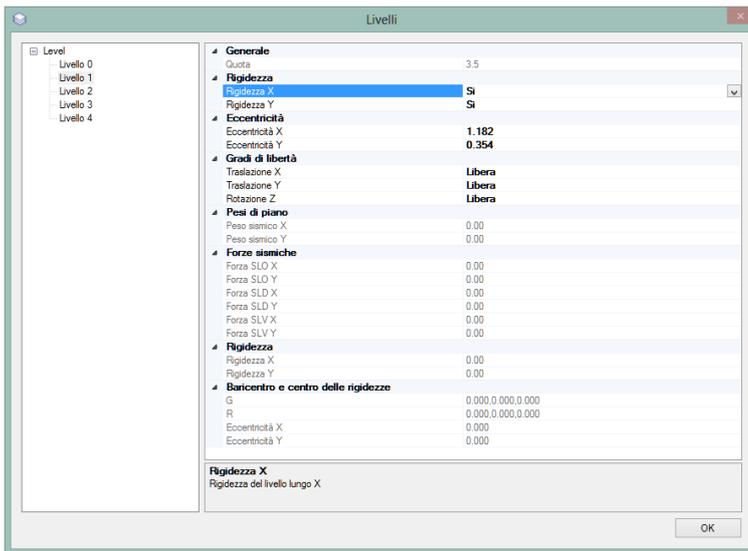
Saranno così generati Nodi, Aste e i carichi derivanti dagli elementi e dai solai inseriti:



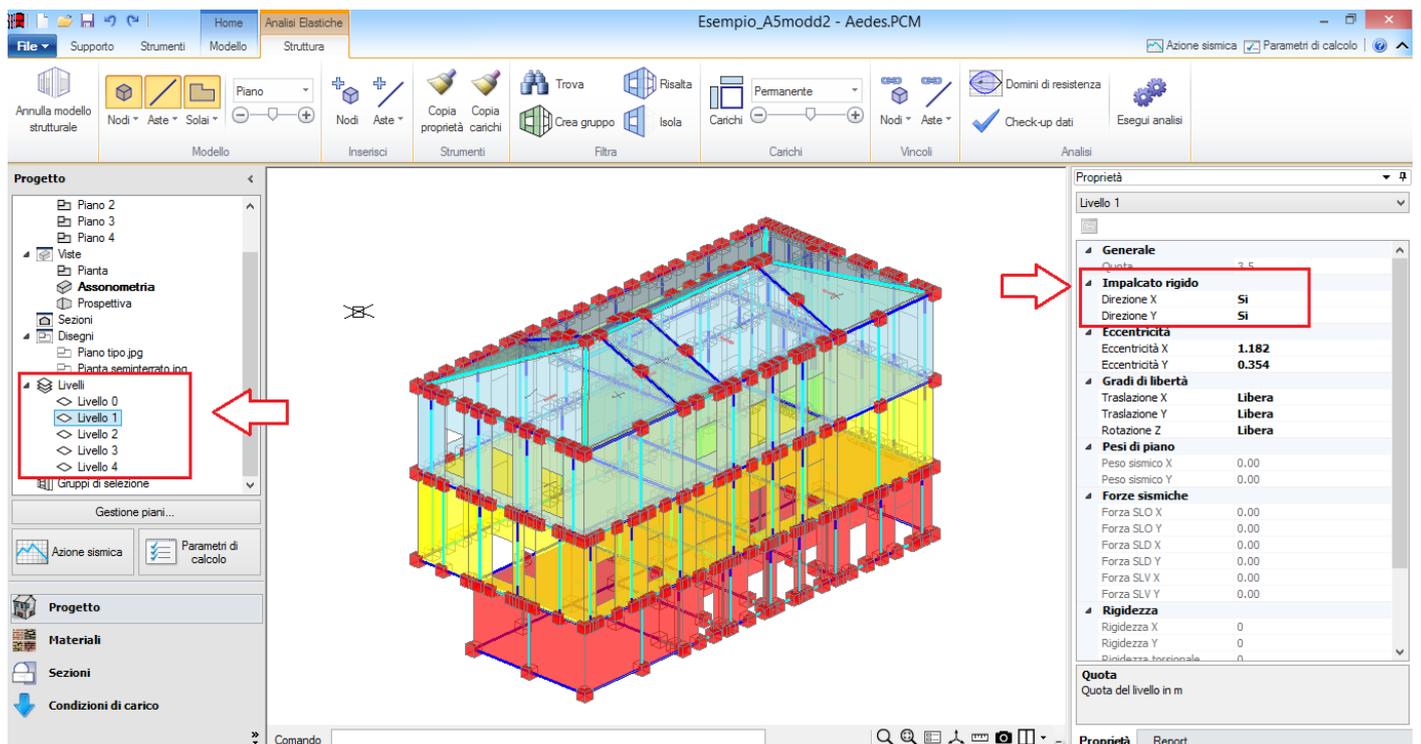
E' sempre possibile modificare le Proprietà dei diversi elementi, Aste, Nodi e Solai selezionando uno o più elementi, o copiando le proprietà da un elemento selezionato, oppure aggiungere Nodi e Aste mediante i comandi dedicati presenti nella scheda Struttura.

Per le diverse opzioni di visualizzazione, modifica e selezione si consiglia di consultare il Manuale d'uso di PCM presente nella scheda Supporto.

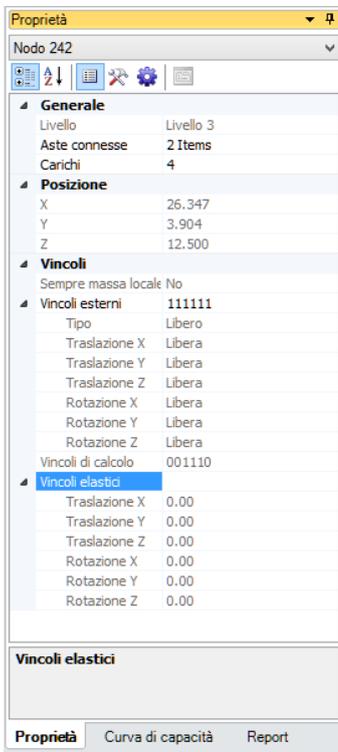
Prima di procedere con le analisi e le verifiche è importante impostare le proprietà dei **Livelli** aprendo l'apposita finestra dalla scheda Struttura:



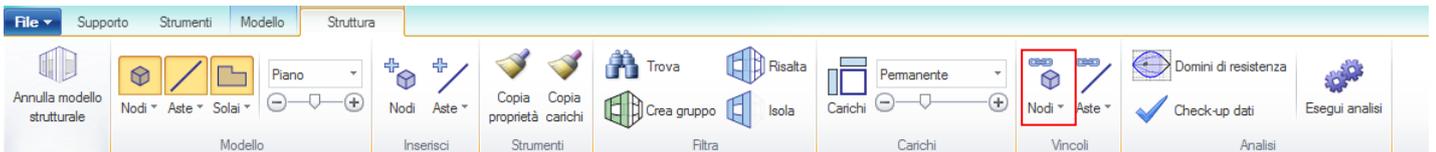
Nella finestra Livelli si definisce la Rigidità X e Y dei diversi impalcati, di default la rigidità è impostata su Si, quindi impalcato rigido, se siamo in presenza di un impalcato deformabile occorre impostare per la rigidità X e Y la proprietà su NO.



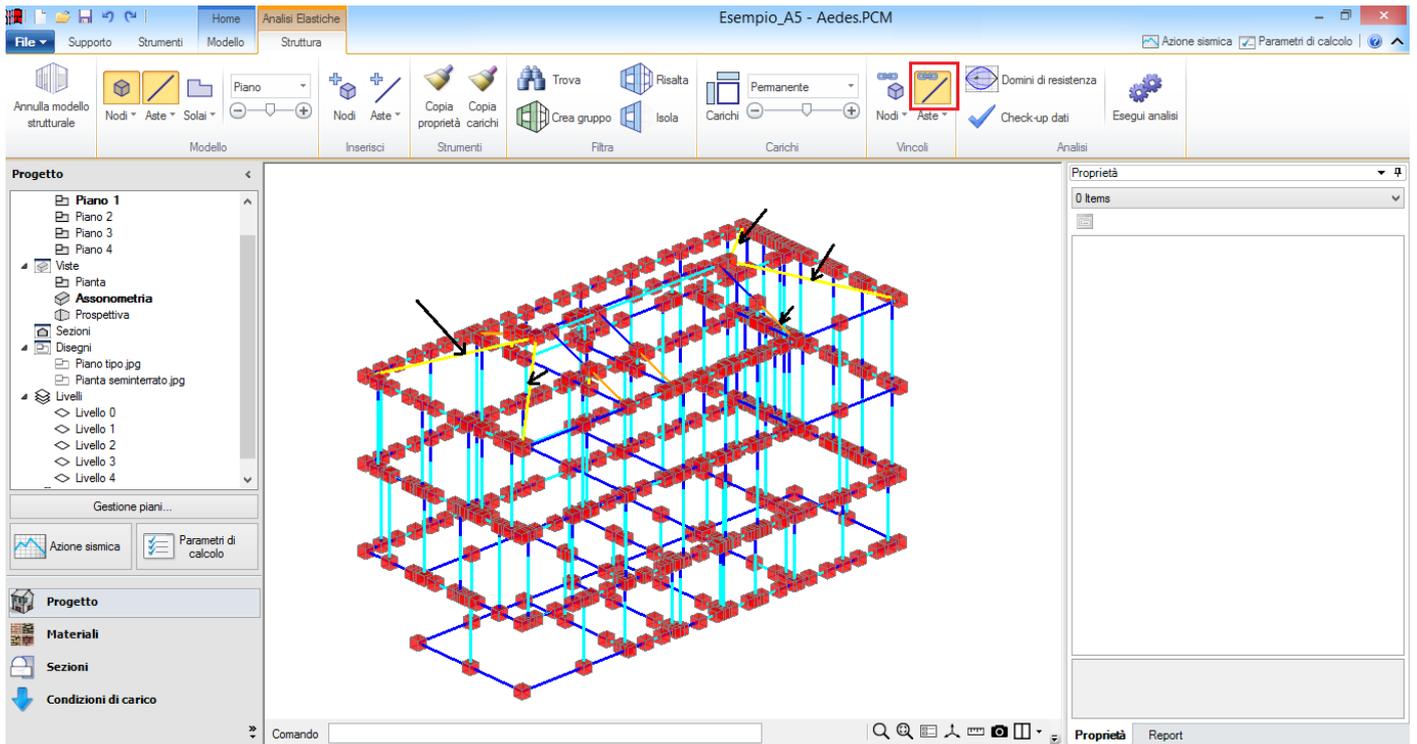
Per quanto riguarda il modello del seguente esempio per il vincolamento dei Nodi si è scelto di considerare le rotazioni sia complanari che ortogonali; il modello a telaio equivalente generato da PCM applica per preimpostazione questo vincolamento:



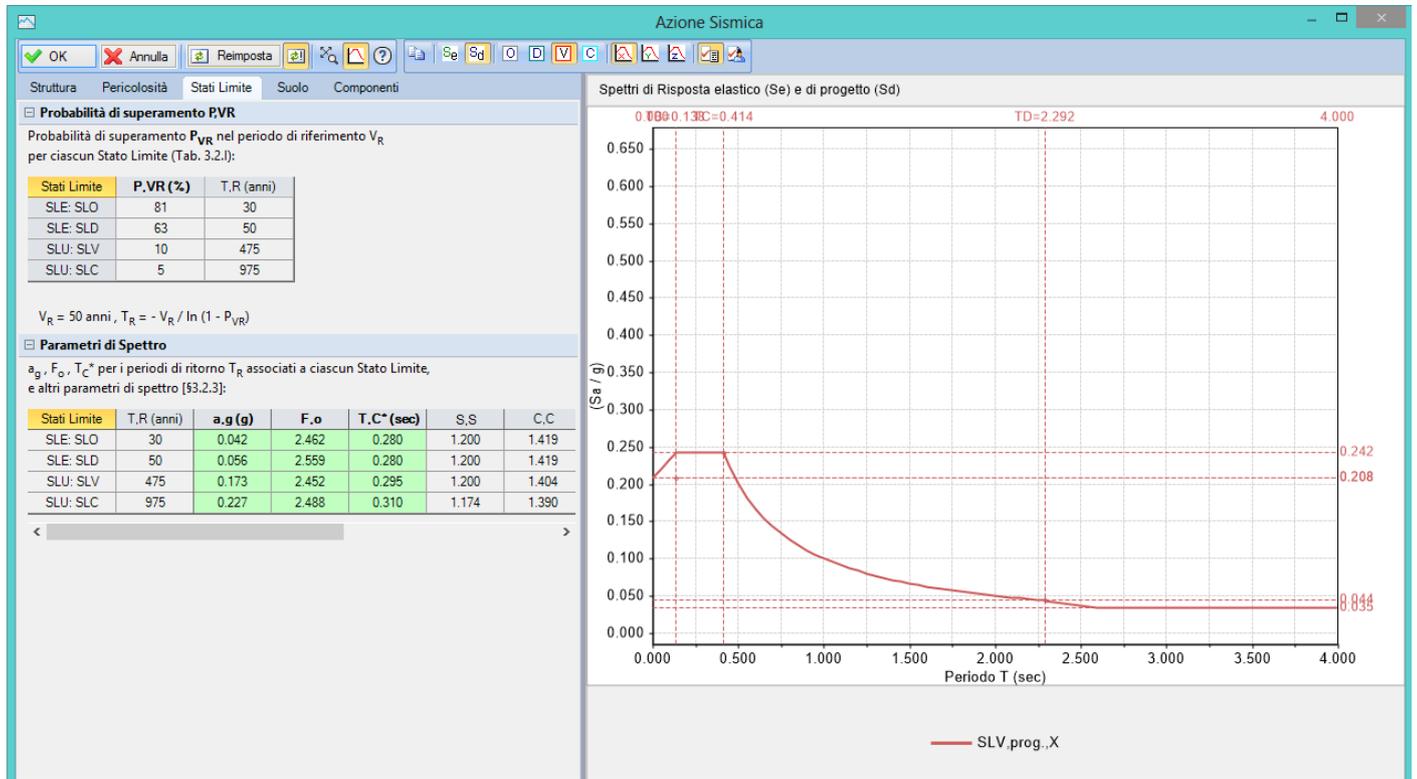
In alternativa è possibile applicare il vincolamento Shear-Type selezionando il comando Nodi nella scheda Struttura:



Per quanto riguarda invece il vincolamento delle aste, sono stati modificati i vincoli delle aste inclinate in copertura inserendo degli svincolamenti a traslazione xyz per i link rigidi e vincolamento cerniera-cerniera per le travi in c.a.; attivando il comando Aste del gruppo Vincoli della scheda Struttura è possibile attivare la visualizzazione dei vincolamenti delle aste o applicare delle modifiche di vincolamento:

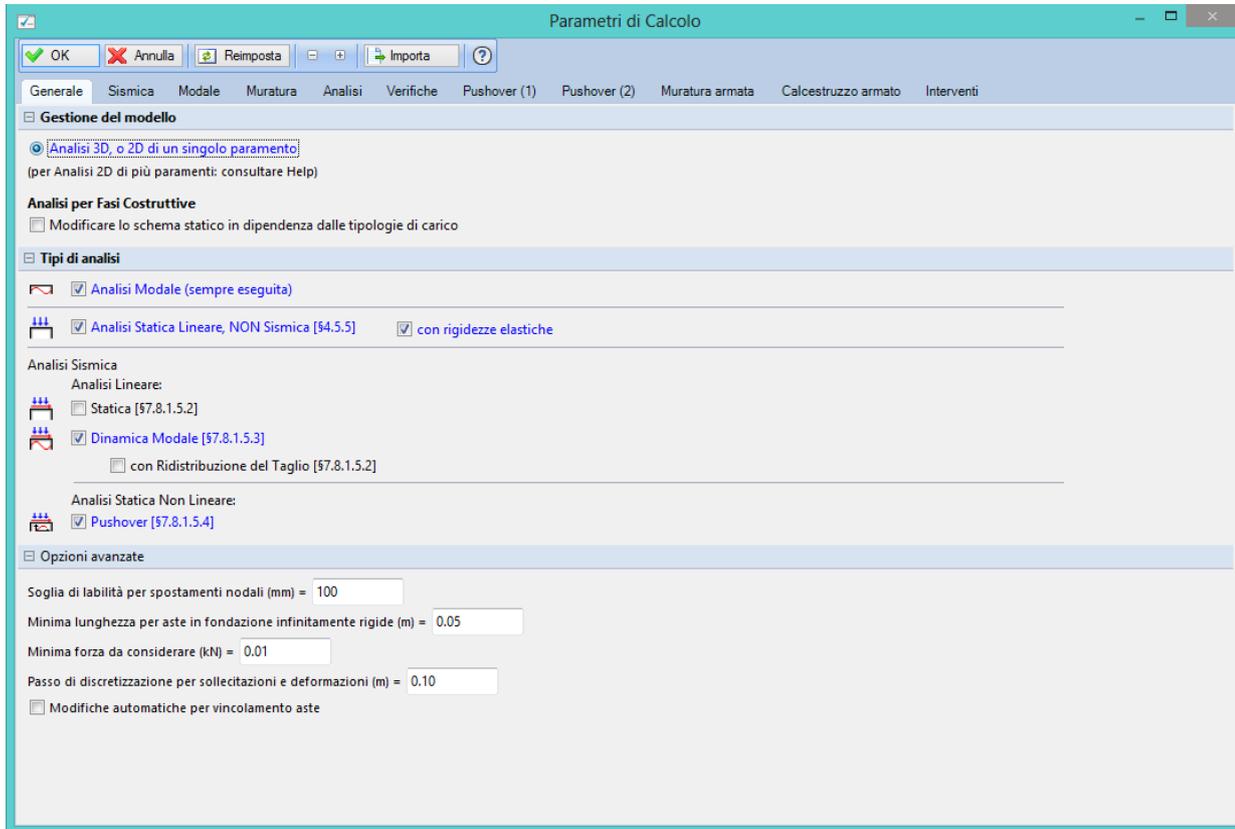


Quindi si passa all'impostazione dell'Azione Sismica e dei Parametri di calcolo selezionando i comandi dal gruppo Impostazioni della scheda Struttura (è importante scorrere tutte le finestre in modo da controllare tutti i parametri presenti):



Infine nei parametri di calcolo selezioniamo le analisi che verranno svolte; nel caso in esame oltre alla modale che viene sempre eseguita, andremo ad effettuare anche la statica non sismica, la dinamica modale e la pushover.

Nella parte in alto di tale scheda, nel gruppo Gestione del modello, troviamo l'opzione che se spuntata avvia la procedura di analisi per fasi costruttive. Per l'edificio di questo esempio effettueremo un'analisi standard ed una per fasi costruttive, confrontandone i risultati.



7.4. ANALISI DEI RISULTATI

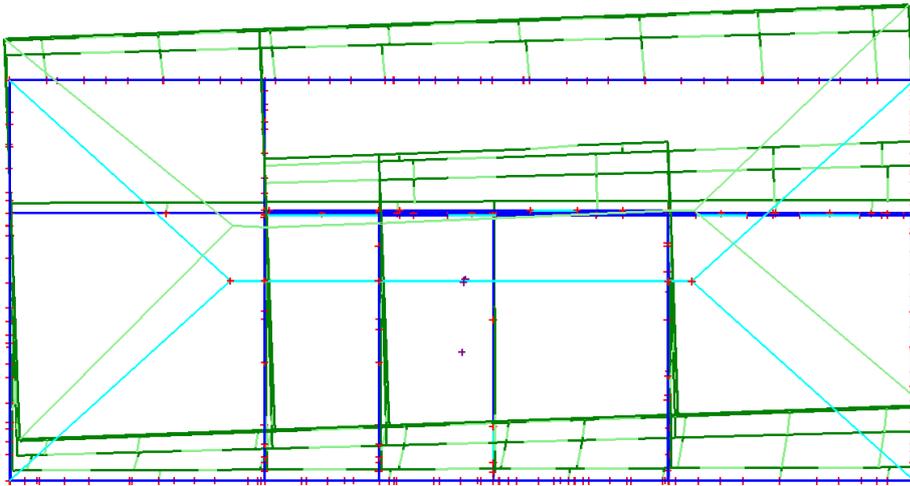
In questa sezione andremo a visualizzare i risultati delle analisi nel caso del modello standard in quello con ipotesi di analisi per fasi costruttive.

Prima di passare ai risultati delle verifiche è buona norma visualizzare i risultati dell'analisi modale e dell'analisi statica non sismica, così da valutare se il comportamento del modello è corretto, in accordo con quanto atteso dal Progettista.

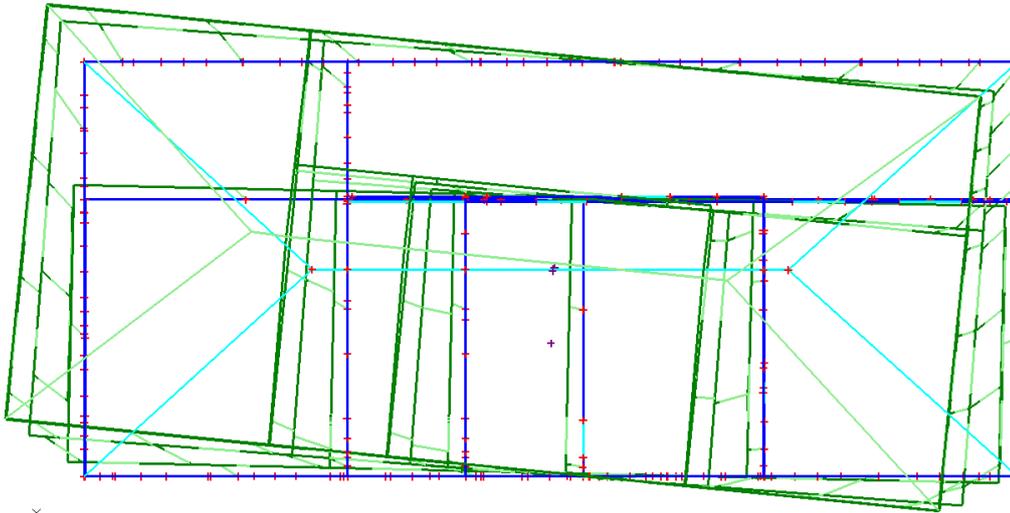
7.4.1. MODELLO STANDARD

Deformate Modali: Analizziamo per prima cosa i risultati dell'analisi modale, questo ci consente di capire il comportamento dinamico della struttura.

- Modo 1: $T = 0.41$ s; $M_x = 0.1\%$; $M_y = 76.1\%$.

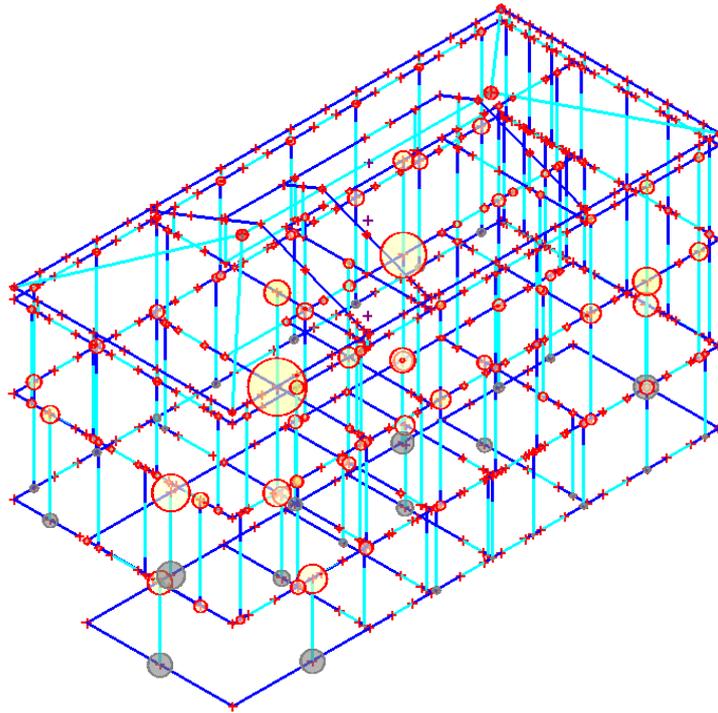


- Modo 2: $T = 0.256$ s; $M_x = 59.8\%$; $M_y = 1.5\%$.



Sono stati determinati 5 modi per eccitare l'85% della massa partecipante della struttura, come richiesto dalla Normativa; in particolare abbiamo scelto di rappresentare il modo principale in X ed in Y. Vediamo come i modi movimentino prevalentemente le masse in una sola direzione, in accordo con la regolarità della struttura e con l'ipotesi di impalcati rigidi.

È utile visualizzare anche la distribuzione di masse all'interno della struttura:

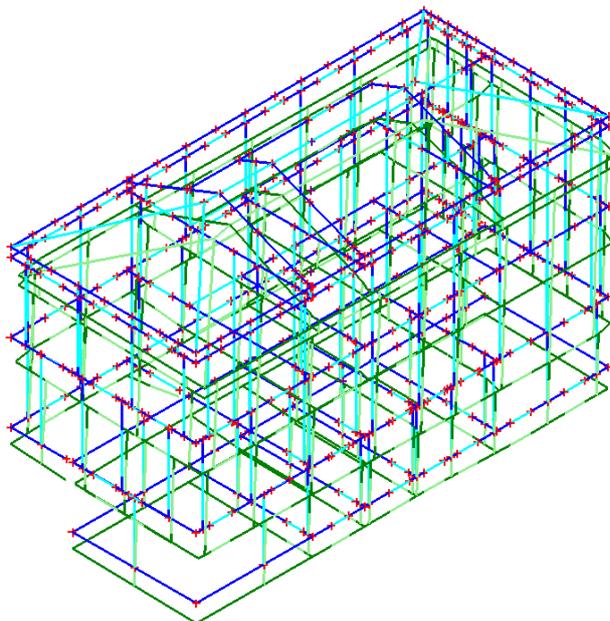


Questo può essere utile per evidenziare l'eventuale errato inserimento dei carichi.

Analisi lineare non sismica:

Spostamenti: Iniziamo con l'analisi degli spostamenti; solitamente questo passaggio viene trascurato ma risulta fondamentale per la determinazione di un eventuale errore grossolano, in particolare sul piano di fondazione della struttura.

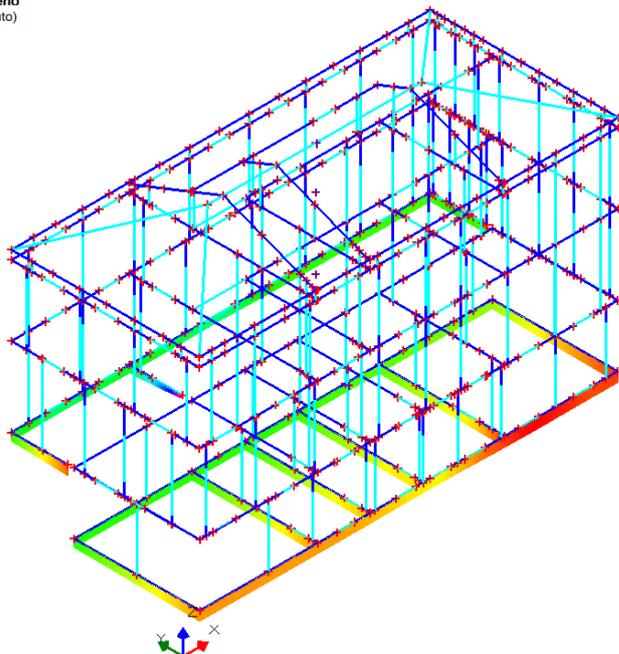
Nel caso in esame notiamo una regolarità negli spostamenti, che si trovano in accordo con ciò che ci attendevamo.



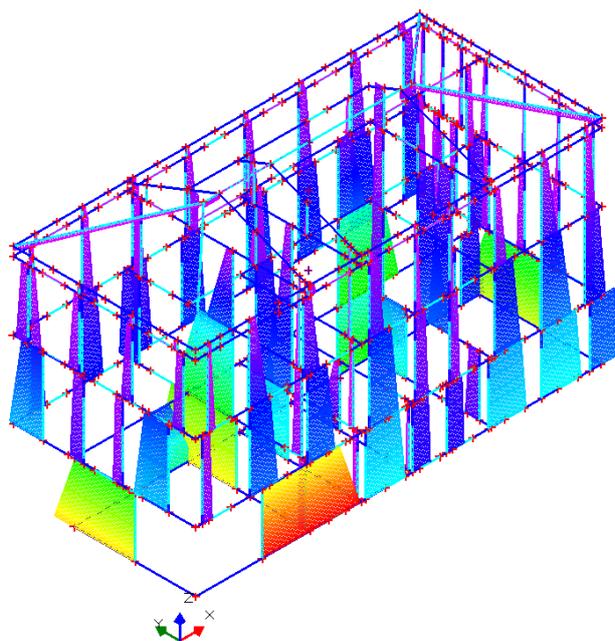
Tensioni sul terreno: lo studio delle tensioni sul terreno, oltre che per le verifiche geotecniche risulta importante per controllare la validità del modello; la presenza di un eventuale picco di tensione potrebbe essere dovuta al cattivo inserimento dei carichi o un errore nella modellazione delle fondazioni.

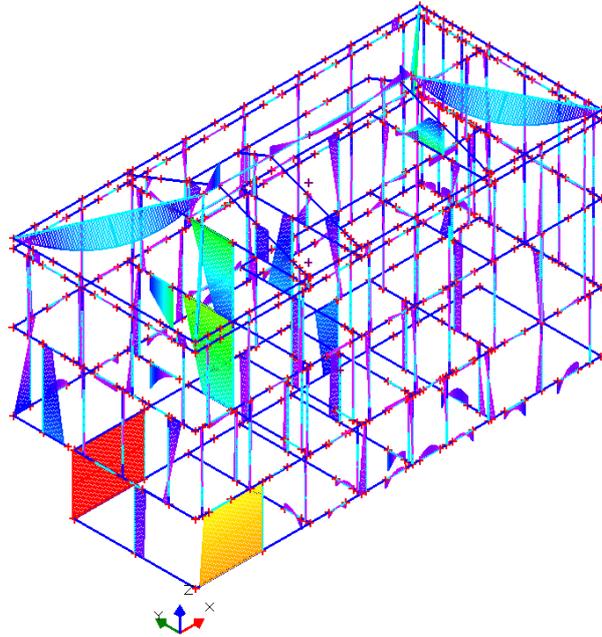
Tensione sul terreno
N/mm²(Valore assoluto)

- 0.063 - 0.079
- 0.079 - 0.094
- 0.094 - 0.110
- 0.110 - 0.126
- 0.126 - 0.142
- 0.142 - 0.158
- 0.158 - 0.174
- 0.174 - 0.190
- 0.190 - 0.205
- 0.205 - 0.221



Sforzo Normale, Momento nel Piano: prima di passare all'analisi delle verifiche è fondamentale analizzare le caratteristiche delle sollecitazioni, in particolare Sforzo Normale e Momento complanare " M_y ". Questo è necessario per verificare che la discretizzazione scelta per il telaio sia corretta e comporti una realistica distribuzione delle sollecitazioni. Eventuali picchi nei diagrammi o distribuzioni in disaccordo con le aspettative del Progettista devono portare ad un controllo di verifica del modello, indagandone le ragioni.





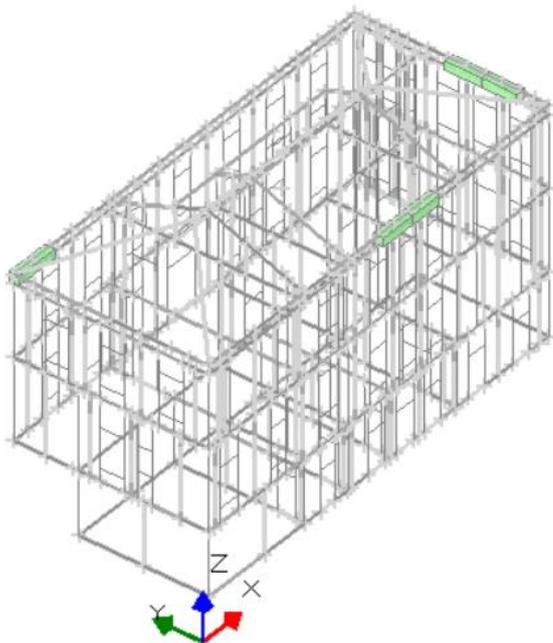
Nel caso in esame non sussistono problematiche particolari, se non per alcuni elementi in trazione che sono stati segnalati durante il check-up.

Per questi elementi bisognerebbe indagare la motivazione della trazione ed eventualmente cambiare discretizzazione delle pareti o inserire svincolamenti, atti ad ottenere una più corretta distribuzione delle azioni.

Elementi in Trazione: spesso i problemi di modellazione nei telai equivalenti si riflettono in azioni di trazione poco realistiche. Queste trazioni fittizie sono spesso dovute a variazioni locali di rigidezza e pongono il Progettista davanti alla necessità di una ricalibrazione del modello.

L'eventuale presenza di tali elementi viene messa in evidenza nel Check-Up dei dati a fine analisi, quindi possiamo andare a ricercare tali elementi sempre dal comando Check-Up.

Vediamo che gli elementi in trazione riguardano la zona del tetto che comporta le maggiori problematiche.



Verifiche: analizziamo i risultati delle verifiche.

Analisi Statica Lineare, NON Sismica: Sintesi risult...

Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifiche di Resistenza

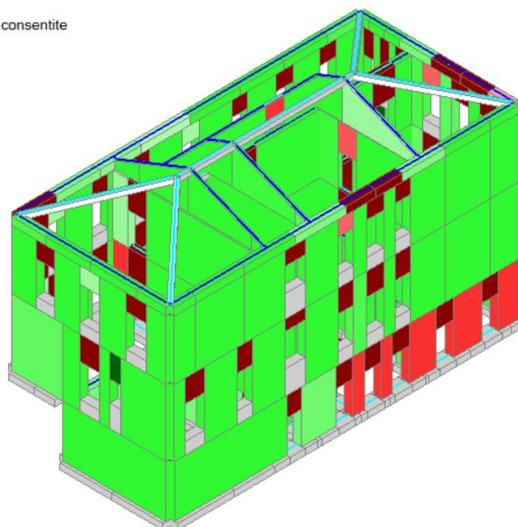
[§4.5.5] **Inviluppo CCC**

PressoFlessione Complanare [§4.5.6]	0.000	65.3%
Taglio per Scorrimento [§4.5.6]	0.000	90.3%
Taglio per Fessuraz. Diagonale [§4.5.6]	0.158	93.9%
PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D)	0.000	87.9%
PressoFlessione Ortogonale [§4.5.6.2]		
SL di tipo geotecnico (GED): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1]	0.894	

Chiudi

Dalla tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza vediamo che le verifiche non risultano soddisfatte per tutti gli elementi, in particolare la verifica per pressoflessione complanare risulta quella più gravosa, che andremo quindi ad analizzare nel dettaglio.

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



Vediamo che gli elementi critici sono principalmente le fasce e le pareti al piano 1. In particolare le fasce rappresentano degli elementi critici in analisi statica, in quanto anche per le sole azioni verticali sono soggette a sollecitazioni sfavorevoli.

Analisi dinamica modale:

Verifiche: Nel caso dell'analisi dinamica modale passiamo direttamente all'analisi dei risultati delle verifiche, in quanto la validazione del modello è già stata effettuata in analisi statica lineare.

L'azione sismica per questo esempio è piuttosto rilevante, infatti l'accelerazione massima dello spettro di progetto allo SLV è di 0.242 g; questo ci porta a presumere, anche in virtù dei materiali utilizzati, che poche verifiche di sicurezza saranno soddisfatte.

Analisi Sismica, Dinamica Modale: Sintesi risultati

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

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifiche di Resistenza
Costruzione esistente, solo SLU [§8.3]: obbligatoria [§7.3.6.1, §7.8.2.2]
PressoFlessione Complanare [§7.8.2.2.1] **0.000** 27.0%
Taglio per Scorrimento [§7.8.2.2.2] **0.000** 17.3%
Taglio per Fessuraz. Diagonale [§8.7.1.5] **0.064** 33.7%
PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D) **1.242** 100%
PressoFlessione Ortogonale [§7.2.3] **1.242** 100%
SL di tipo geotecnico (GED): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1, §7.2.5] **0.345**

SLE di Danno (SLD)
Verifica degli Spostamenti
Costruzione esistente, solo SLU [§8.3]: non obbligatoria [§7.3.7.2, §7.3.7]
(d_r / h),max (per mille); deve essere: < 3) = **1.916**
Coefficiente di sicurezza (= 3 / (d_r / h),max) = **1.566**

Vai a: Resistenza SLD e Spostamenti SLD ...

Confronto fra Capacita' e Domanda - Indicatori di rischio

VN = 50 anni, PGA,DLV = 0.208 g - TR,DLV = 475 anni - P,VR, DLV = 10 %
Indicatori di rischio (alfa),V

	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PVR,CLV (%)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	VN,CLV (anni)
Resistenza e Deformazione nel piano :	0.000	0	100	0.000	0.000	0
Resistenza fuori piano :	0.300	1472	3.339	1.445	3.099	155
Capacita' limite del terreno :	0.021	6	99.959	0.101	0.014	1
Valori minimi degli Indicatori di rischio (alfa),V =	0.000	0.000	0			

PGA,DLD = 0.067 g - TR,DLD = 50 anni - P,VR, DLD = 63 %
Indicatori di rischio (alfa),D

	PGA,CLD (g)	TR,CLD (anni)	PVR,CLD (%)	PGA,CLD / PGA,DLD	TR,CLD / TR,DLD	VN,CLD (anni)
Deformazione di danno :	0.112	118	34.330	1.667	2.378	119

Come ci aspettavamo, le condizioni sismiche sono molto gravose per la struttura oggetto di studio e le verifiche non risultano quindi soddisfatte.

Analisi statica non lineare:

Verifiche: Analogamente all'esempio di riferimento per le verifiche sismiche viene eseguita un'analisi sismica statica non lineare, considerando come previsto dalla norma due distribuzioni di forze:

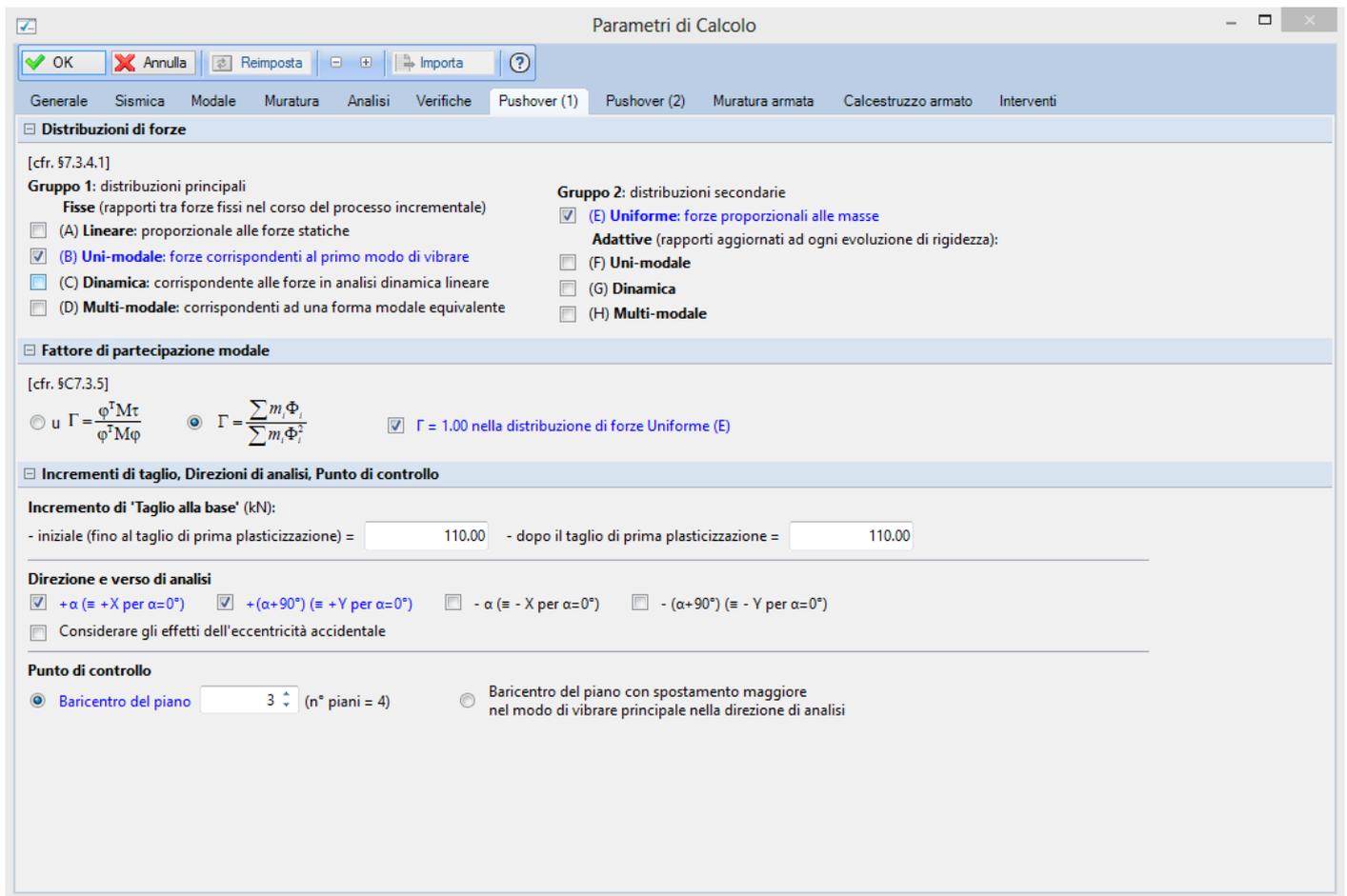
- Distribuzione proporzionale alle forze statiche, Gruppo 1 distribuzione B
- Distribuzione uniforme di forze, Gruppo 2 distribuzione E

Le analisi dovranno essere eseguite per ogni direzione principale dell'edificio (X e Y), sia in direzione positiva che negativa e mettendo in conto anche l'eccentricità accidentale.

Quindi, dovranno essere eseguite un numero totale di analisi pari a 24.

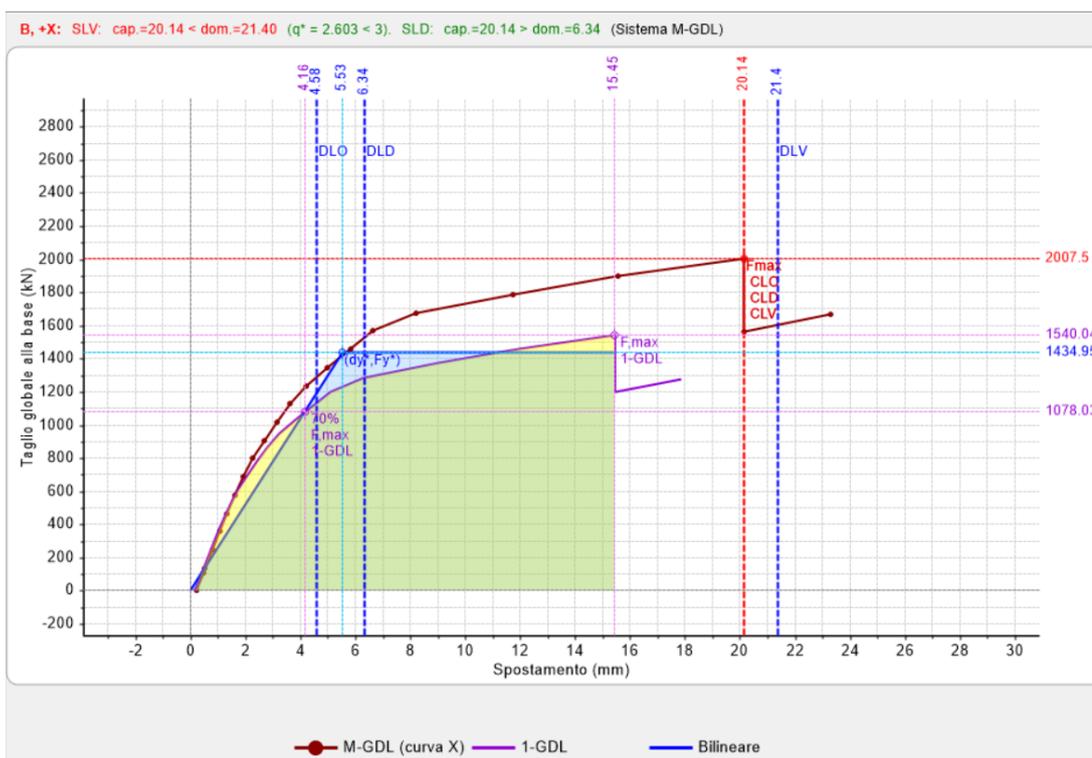
Visto l'elevato numero di risultati è stato deciso di riportare in modo dettagliato solamente 8 analisi, ovvero quelle senza eccentricità accidentale, che risultano essere più significative. Inoltre, osservando che i risultati in direzione positiva e negativa sono molto simili, si riportano soltanto quelli in direzione positiva.

Nella scheda Pushover 1 dei Parametri di Calcolo selezioniamo le distribuzioni da calcolare e gli altri parametri:

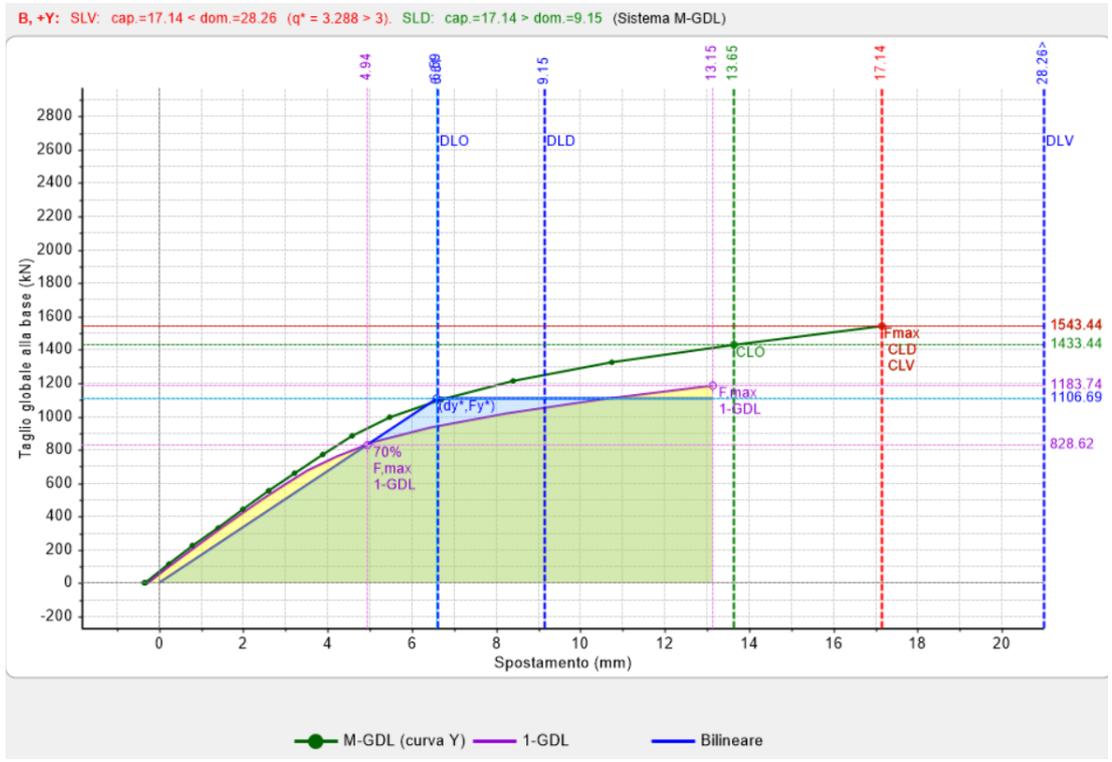


Analizziamo le curve di capacità così ottenute:

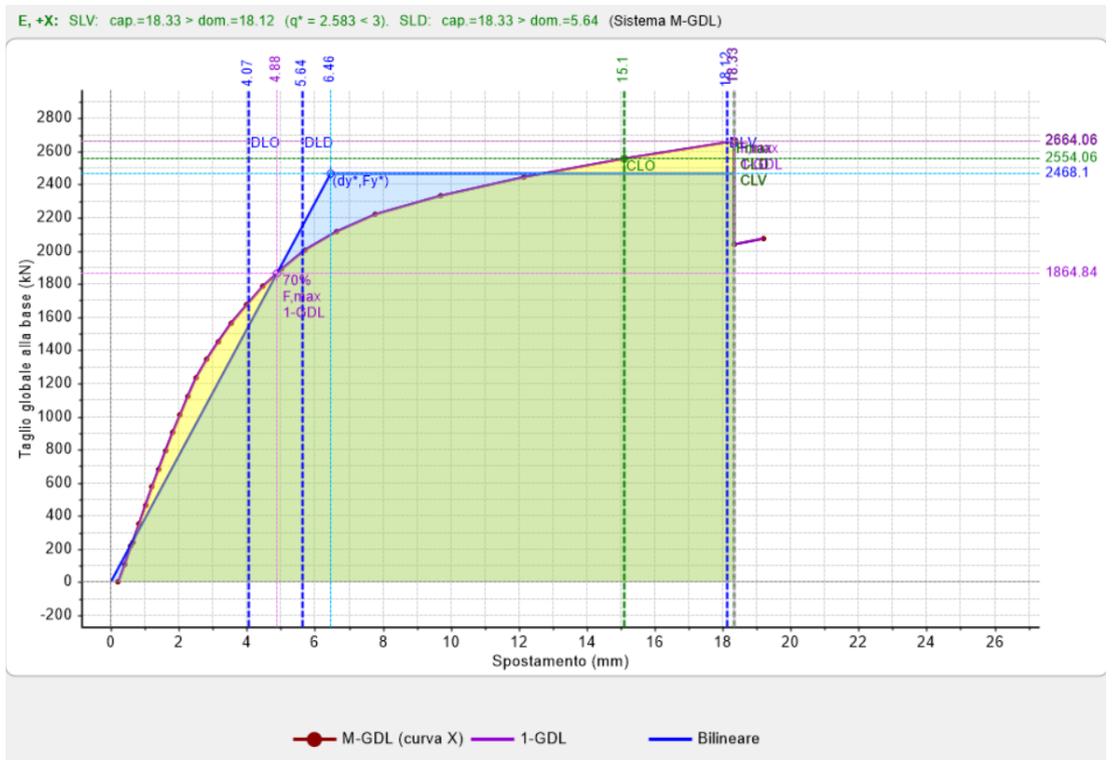
- Distribuzione B, direzione +X:



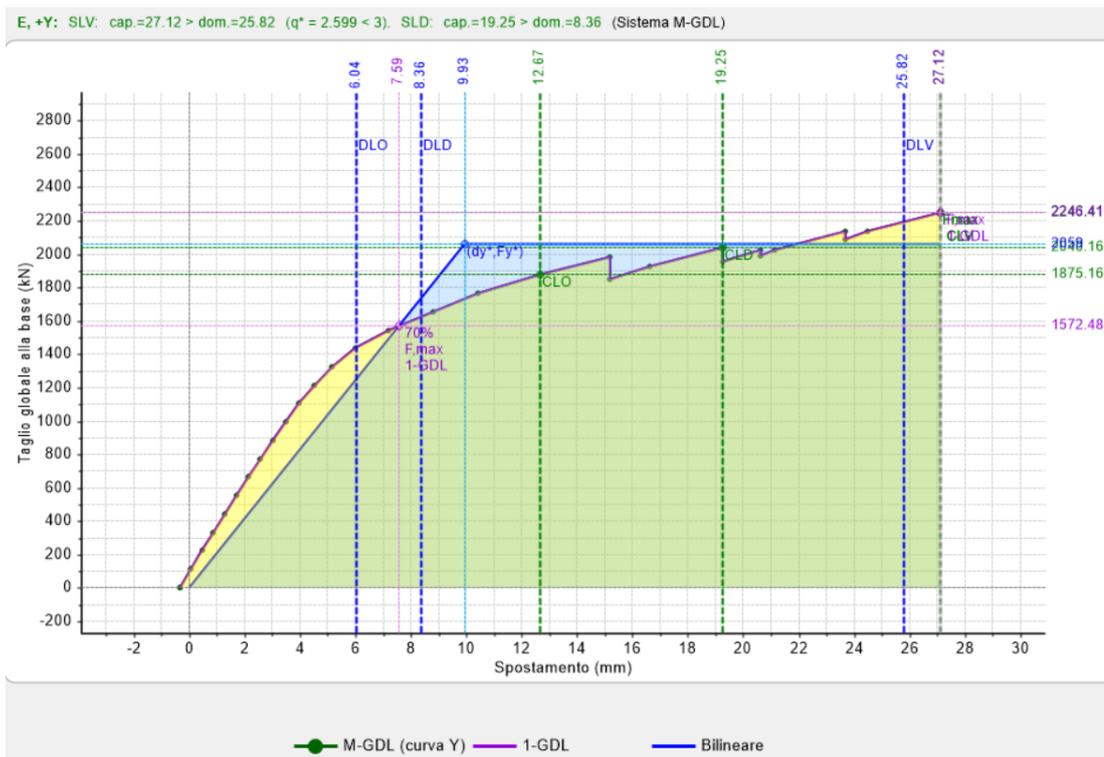
- Distribuzione B, direzione +Y:



- Distribuzione E, direzione +X:



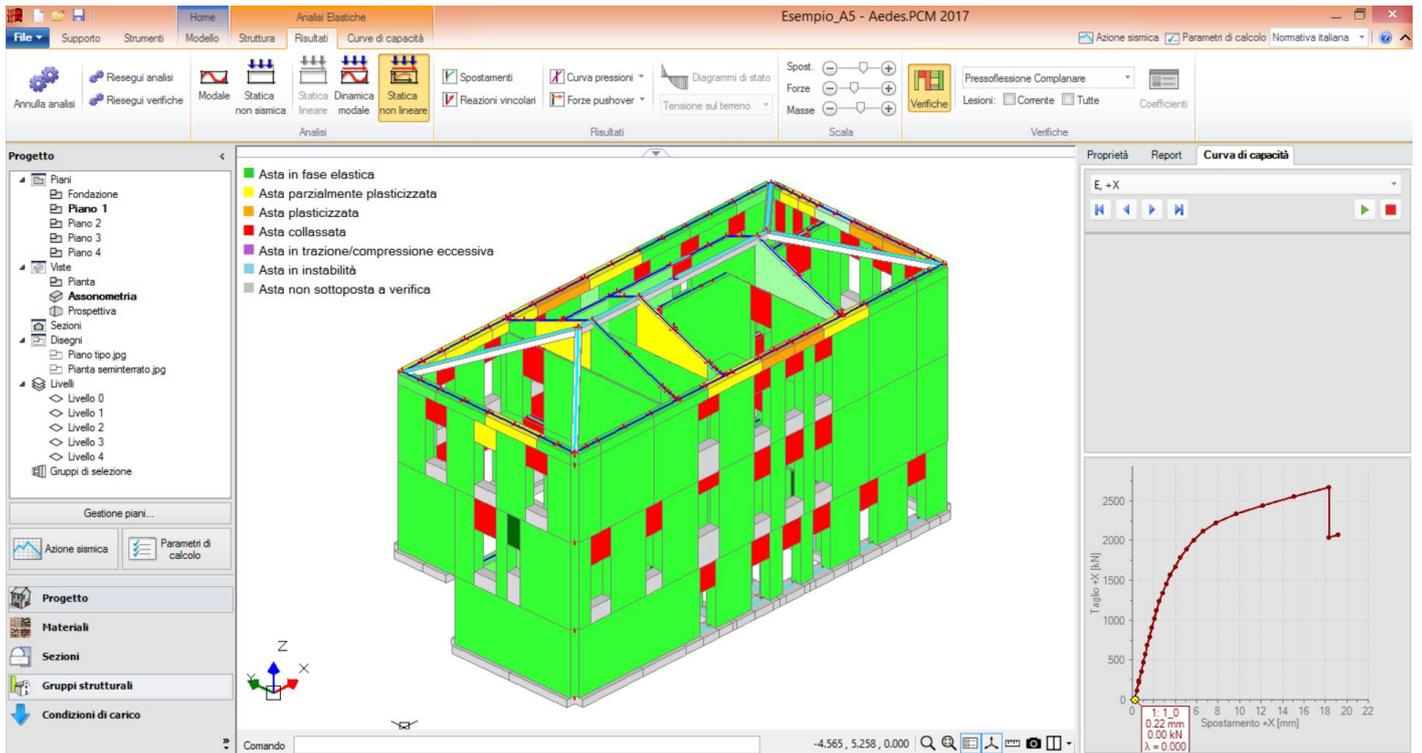
- Distribuzione E, direzione +Y:



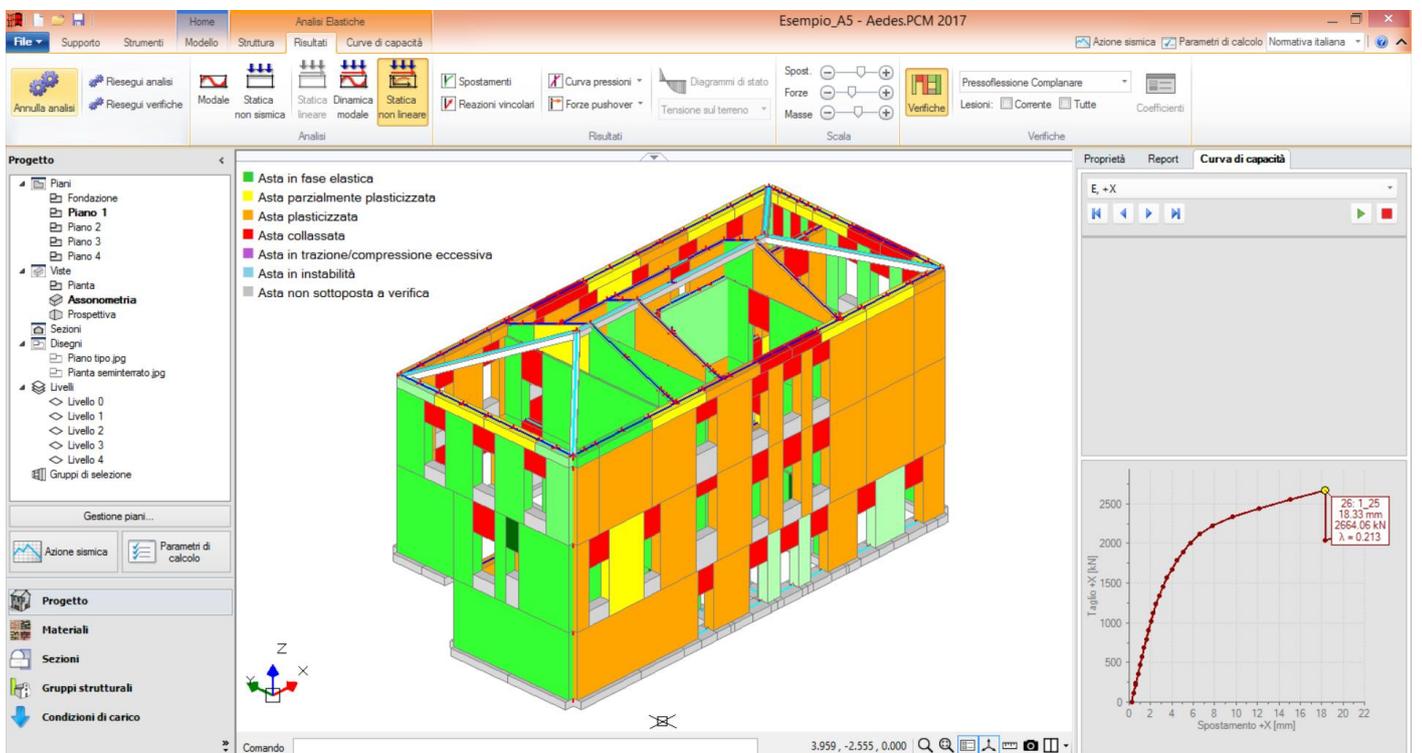
Inoltre è possibile aprire, selezionando la riga dell'elenco delle curve, in alto a sinistra, il Report che riporta i risultati per tutte le curve analizzate:

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt	F/W	q*	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	aV,PGA	aV,TR	VN,CLV	PGA,CLD	TR,CLD	PVR,CLD	aD,PGA	aD,TR
1	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+X		0.160	2.603	3.750	0.196	417	11.294	0.944	0.878	44	0.197	417	11.296	2.932	8.343
2	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+Y		0.123	3.288	3.750	0.130	163	26.457	0.626	0.343	17	0.128	163	26.457	1.905	3.254
3	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X		0.213	2.583	3.750	0.209	486	9.778	1.007	1.023	51	0.209	486	9.777	3.110	9.719
4	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	E	+Y		0.179	2.599	3.750	0.217	531	8.979	1.045	1.119	56	0.157	248	18.232	2.336	4.968

Analizzando i risultati notiamo come le verifiche per la distribuzione (E) siano soddisfatte, al contrario quelle per la distribuzione (B). A questo punto è interessante indagare sulle modalità di collasso della struttura, sia per capire a fondo il funzionamento della stessa, sia nell'eventualità di progettare un intervento di adeguamento o di miglioramento, infatti la conoscenza dell'evoluzione del collasso della struttura consente di ottimizzare il successivo intervento.

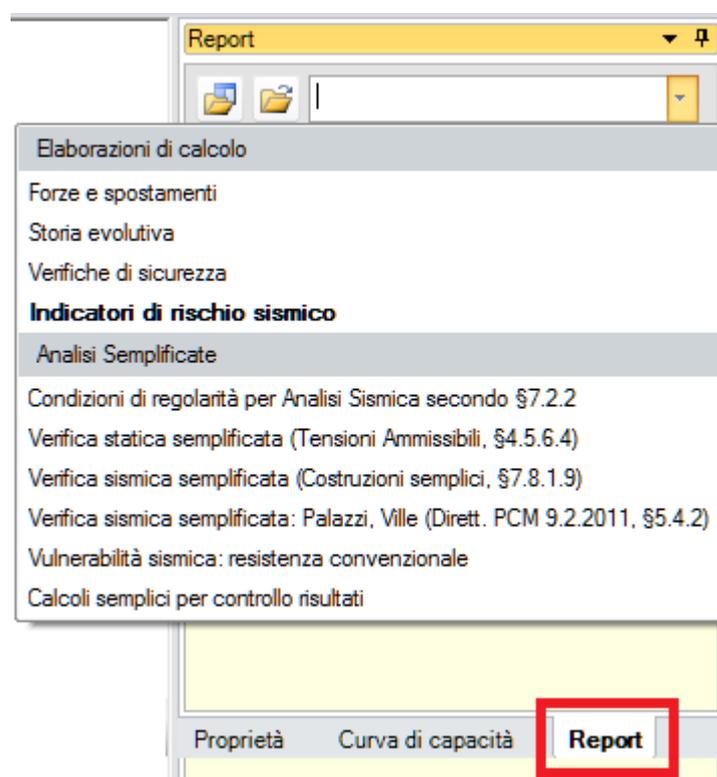


Mostriamo per esempio il caso della distribuzione E in direzione +X, notiamo come già al primo passo della curva le fasce siano andate in crisi e quindi svincolate. Al primo passo ricordiamo che agiscono solo i carichi gravitazionali in combinazione sismica.



Al passo corrispondente al raggiungimento dello SLV della struttura notiamo invece che sono andati in crisi tutti i pannelli nella direzione parallela a quella di spinta, così come potevamo aspettarci. L'analisi delle modalità di collasso risulta molto utile per determinare la strategia di intervento più adatta, nonché la tipologia dello stesso.

Infine dalla scheda Report, sempre in basso a destra della schermata, è possibile accedere a ulteriori file di calcolo, riportati nella finestra a tendina in alto alla scheda, tra gli altri: gli Indicatori di rischio sismico, le Condizioni di regolarità, le Verifiche semplificate e i Calcoli semplici per controllo risultati:



7.4.2. MODELLO PER FASI COSTRUTTIVE

In questo capitolo andremo ad analizzare i risultati delle analisi con l'ipotesi di fasi costruttive. Come spiegato in precedenza, questa tipologia delle analisi consente una più realistica distribuzione delle azioni, che porta a sostanziali miglioramenti, in particolare in analisi statica.

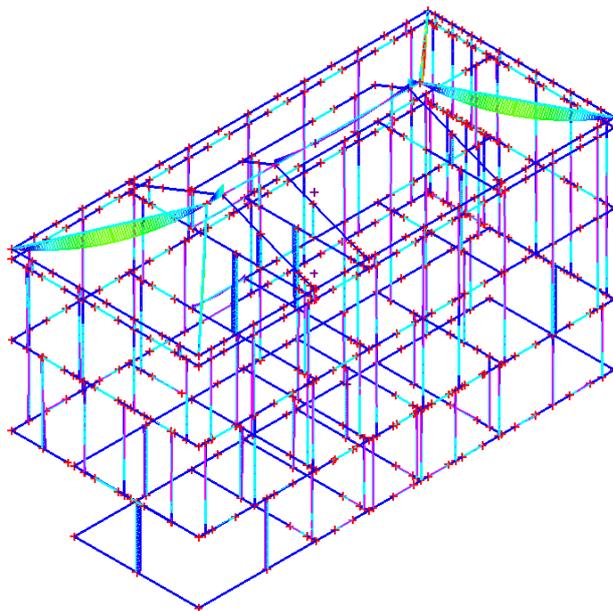
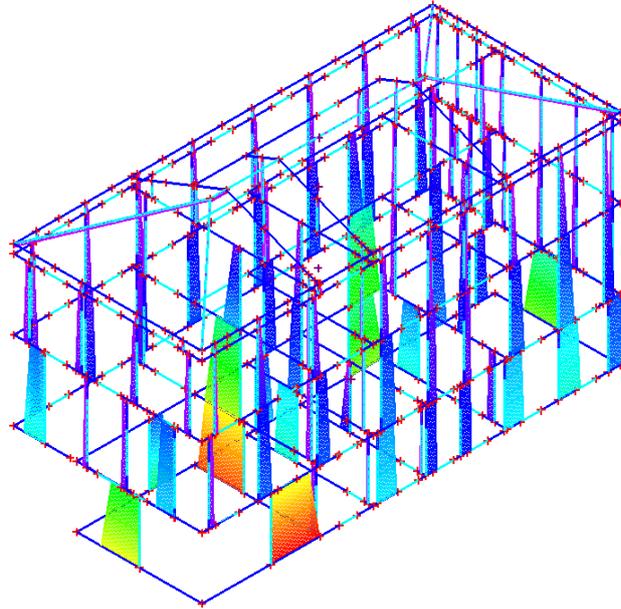
Una buona modellazione, unitamente a questa tipologia di analisi, porta all'eliminazione delle maggiori problematiche inerenti al telaio equivalente, come elementi in trazione e fasce soggette al taglio anche per soli carichi gravitazionali; si rimanda comunque a documenti specializzati per ulteriori approfondimenti.

Nell'esempio studiato è presente anche il solaio di sottotetto. Abbiamo visto nei paragrafi precedenti alcune metodologie per modellare adeguatamente tali zone, tuttavia in casi particolari possono sorgere comunque problematiche relativamente alle paretine di altezza limitata necessarie per la modellazione del piano di sottotetto: in tali casi è consigliabile selezionare gli elementi di sottotetto e bloccarne le modifiche dalla griglia delle proprietà, cosicché vengano analizzati in modo standard. Questa opzione è stata seguita per la realizzazione di questo modello.

Deformate Modali: nell'ipotesi di analisi per fasi costruttive l'analisi modale viene fatta sul modello a telaio completo definitivo, in quanto considerato rappresentativo del comportamento dinamico della struttura; otterremo quindi gli stessi risultati precedente presentati.

Analisi lineare non sismica:

Sforzo Normale, Momenti nel Piano:



Già nel modello precedente, senza fasi costruttive, la distribuzione delle sollecitazioni risultava essere regolare relativamente agli sforzi normali, se non per qualche elemento in trazione, mentre erano presenti elevati valori dei momenti nel piano dei maschi. Anche le fasce subivano elevati sforzi di taglio e momento nonostante agissero solo carichi verticali.

Nel modello attuale invece troviamo ancora una distribuzione dello sforzo normale attendibile, ma anche una minore intensità dei momenti nel piano, che questa volta sono dovuti soltanto alle azioni di esercizio della struttura. Le fasce sono scariche sotto l'azione dei carichi verticali.

In definitiva otteniamo una distribuzione delle sollecitazioni più attinente alla realtà.

Elementi in Trazione: rispetto al modello precedente non sono più presenti elementi in trazione, questo è dovuto all'ipotesi di analisi per fasi costruttive.

Verifiche: passiamo alla valutazione dei risultati, iniziando ancora con la tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza:

Analisi Statica Lineare, NON Sismica: Sintesi risult...

Analisi Statica Lineare NON Sismica [S4.5.5]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
 Verifiche di Resistenza

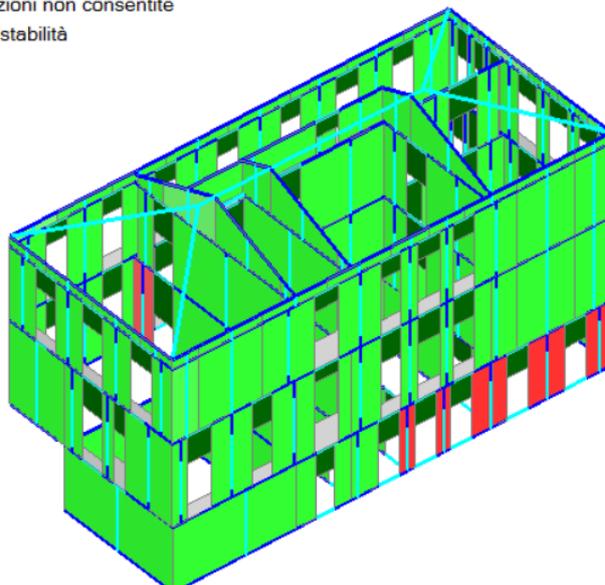
Involuppo CCC

[S4.5.5]			
PressoFlessione Complanare [S4.5.6]	0.000	94.3%	
Taglio per Scorrimento [S4.5.6]	1.432	100%	
Taglio per Fessuraz. Diagonale [S4.5.6]	1.580	100%	
PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D)	0.057	95.0%	
PressoFlessione Ortogonale [S4.5.6.2]			
SL di tipo geotecnico (GED): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [S6.4.2.1]	1.046		

Chiudi

Nonostante le verifiche non siano ancora completamente soddisfatte notiamo che il numero di elementi verificati è aumentato notevolmente; andiamo a visualizzare lo stato delle verifiche a pressoflessione complanare per effettuare un confronto con il caso precedente.

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



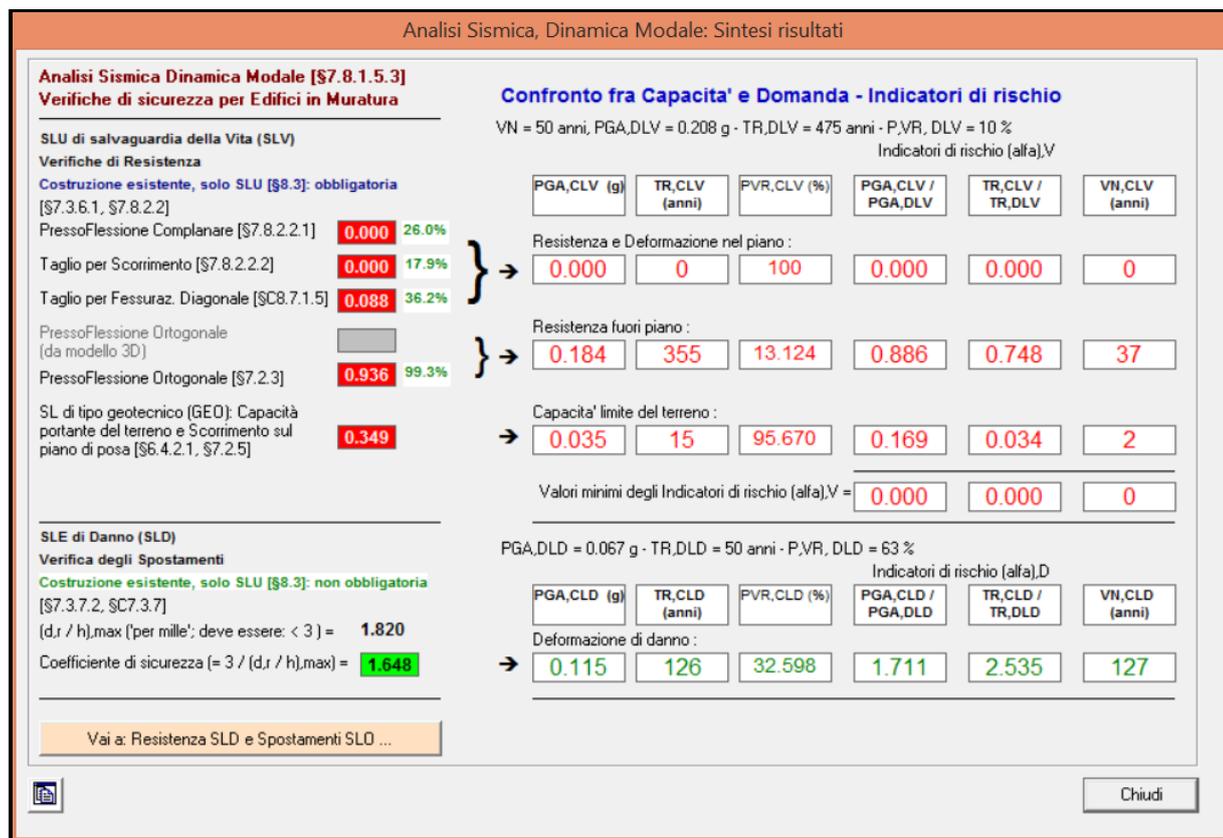
Rispetto al caso precedente osserviamo che le fasce sono tutte verificate, questo giustifica l'aumento dei coefficienti di sicurezza, mentre gli elementi posti alla base della costruzione sono ancora problematici, a causa dell'eccessivo carico di compressione gravante su di essi.

Rispetto al caso precedente dunque la situazione è migliorata notevolmente, e questi risultati risultano essere più vicini al fenomeno fisico studiato.

Analisi dinamica modale:

Verifiche: Data la gravosità dell'azione sismica presupponiamo che l'effetto benefico dell'analisi per fasi costruttive sia molto meno marcato rispetto al caso dell'analisi statica, ciò nonostante ci aspettiamo un miglioramento rispetto al caso precedente di analisi su modello standard.

Analizziamo i dati della tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza.

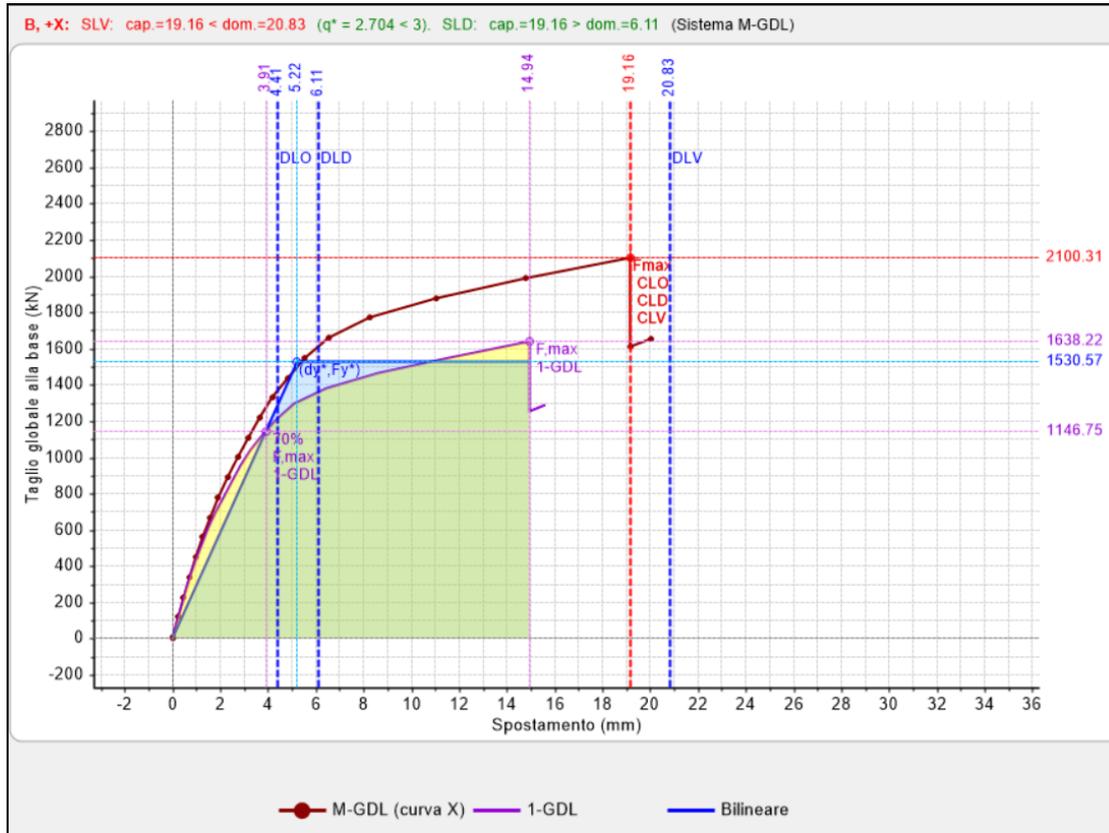


Ancora una volta le verifiche non sono soddisfatte, ma otteniamo un maggior numero di elementi verificati, in accordo con quanto ipotizzato precedentemente.

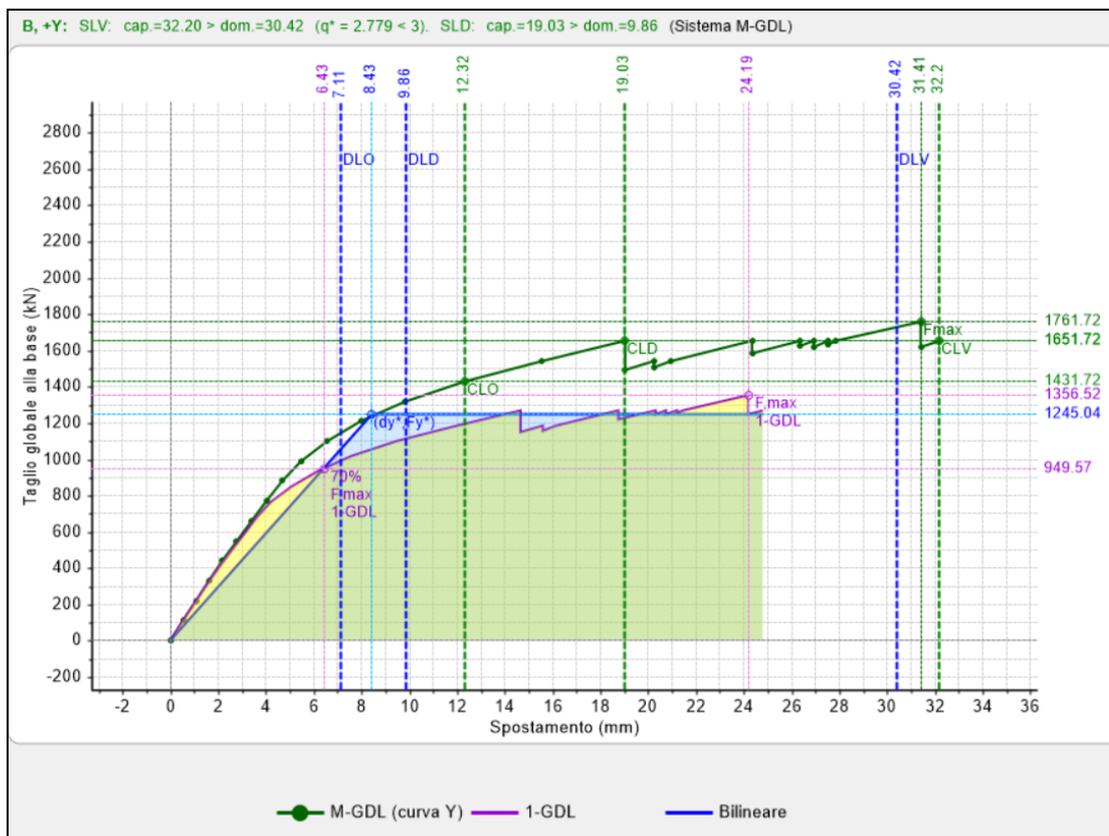
Analisi statica non lineare:

Verifiche: infine analizziamo i risultati dell'analisi statica non lineare, confrontando le curve di capacità ottenute nel caso in esame, rispetto a quello del modello precedente.

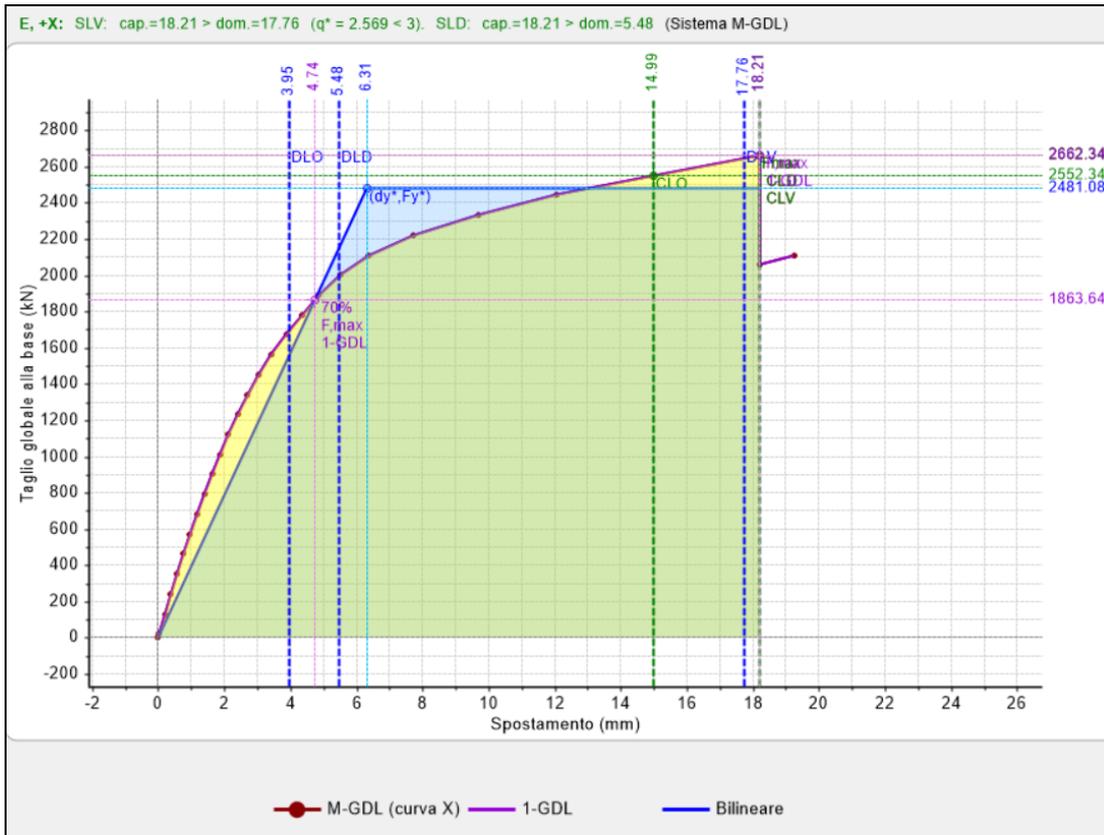
- Distribuzione B, direzione +X:



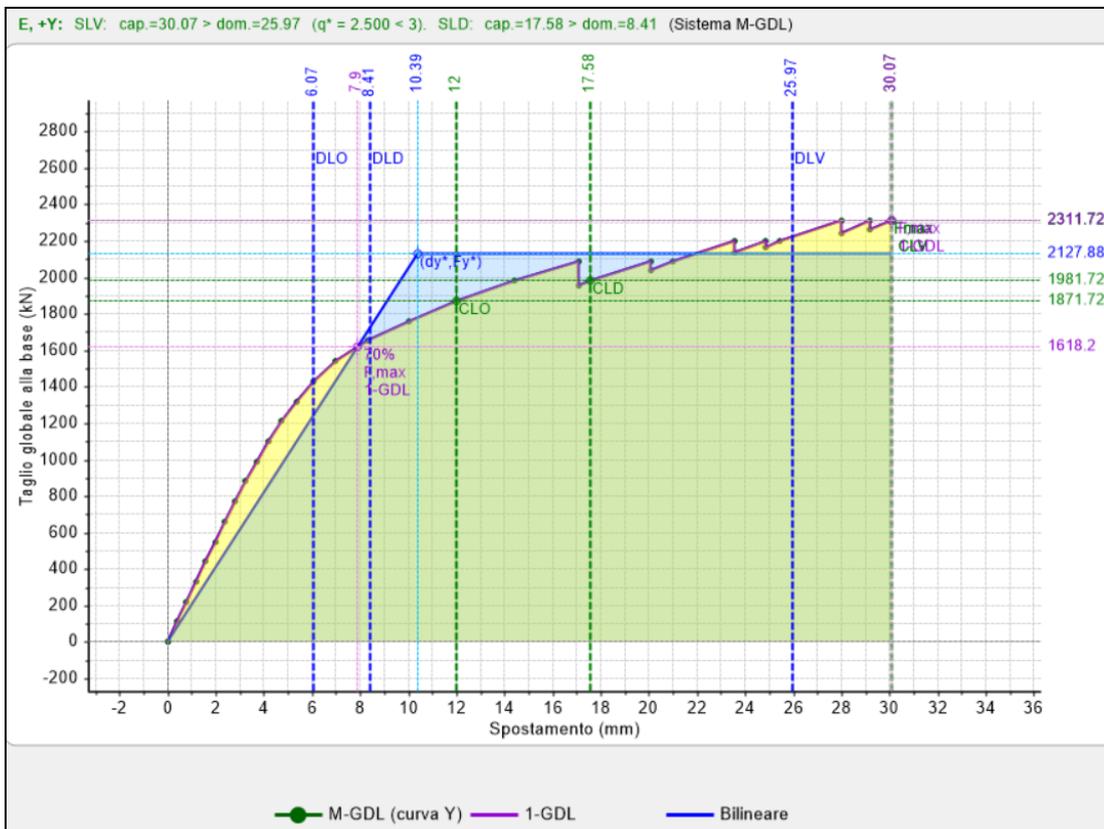
- Distribuzione B, direzione +Y:



- Distribuzione E, direzione +X:



- Distribuzione E, direzione +Y:

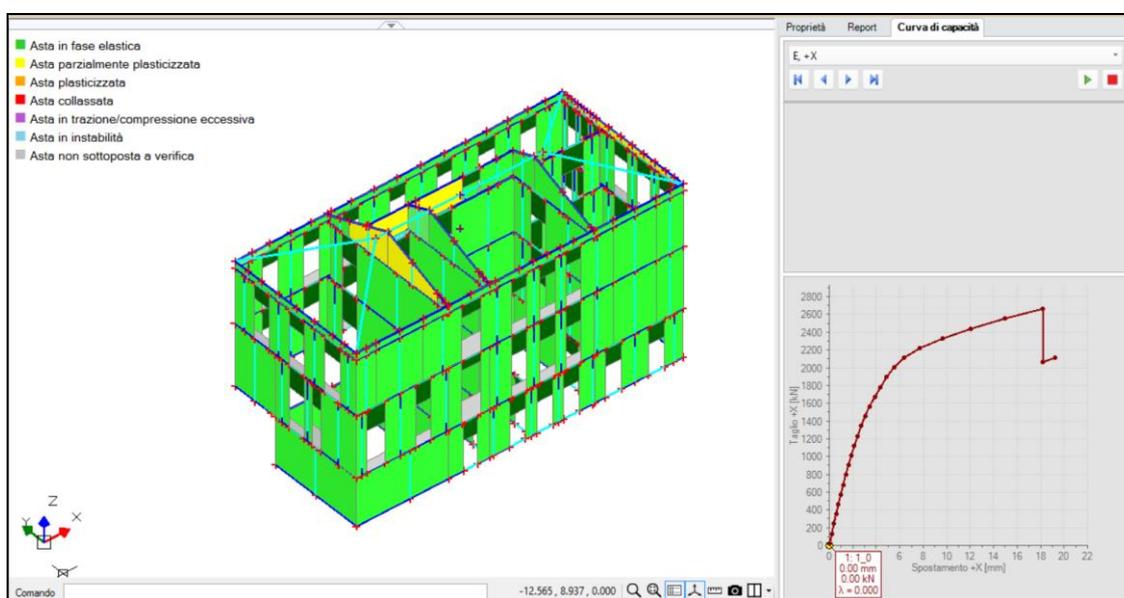


N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt.	F/W	q"	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	aV,PGA	aV,TR	VN,CLV	PGA,CLD	TR,CLD	PVR,CLD	aD,PGA	aD,TR
1	☉	☐	B	+X		0.168	2.704	3.750	0.192	400	11.756	0.925	0.842	42	0.192	400	11.755	2.857	7.996
2	☉	☐	B	+Y		0.141	2.779	3.750	0.218	539	8.855	1.050	1.135	57	0.133	172	25.184	1.979	3.447
3	☉	☐	E	+X		0.213	2.569	3.750	0.211	501	9.501	1.016	1.054	53	0.212	501	9.500	3.155	10.018
4	☉	☑	E	+Y		0.185	2.500	3.750	0.234	657	7.332	1.127	1.382	69	0.143	199	22.191	2.128	3.985

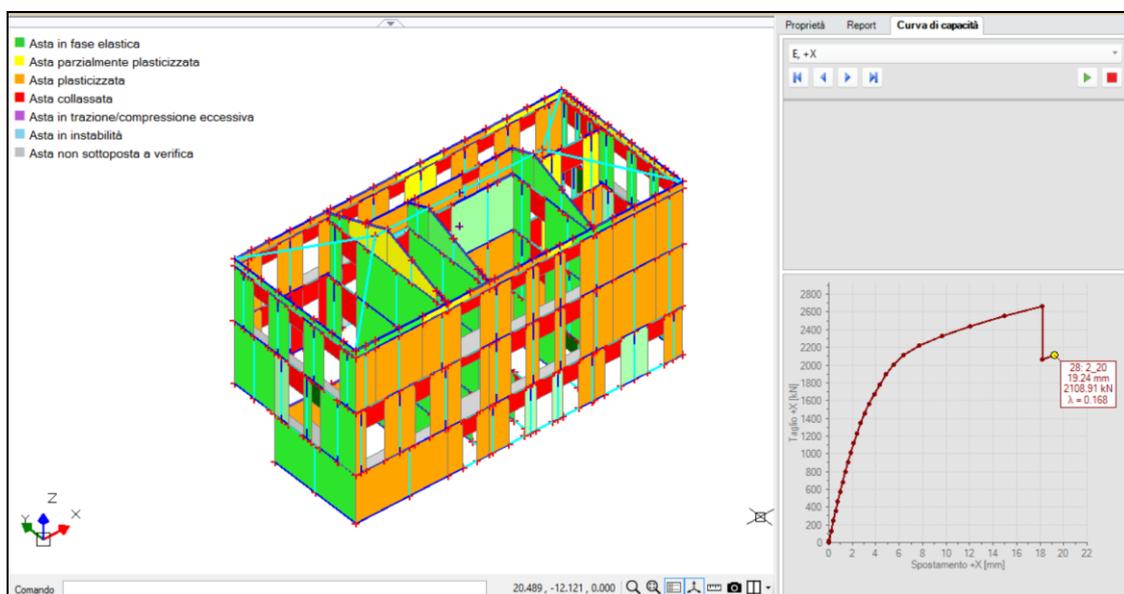
Rispetto al caso precedente notiamo che il comportamento della struttura è rimasto invariato, in accordo con quanto scritto in precedenza l'analisi per fasi costruttive comporta grandi miglioramenti in analisi statica, portando ad una più razionale distribuzione delle azioni. All'aumentare dell'azione orizzontale il comportamento tende a quello dei modelli standard.

Se analogamente al caso precedente analizziamo la modalità con il quale la struttura arriva al collasso notiamo una grande differenza al primo passo delle curve di capacità, cioè la presenza delle fasce verificate, questo dovuto all'analisi per fasi costruttive.

In ogni caso la forma della curva, sia nel tratto elastico che in quello post-elastico, è molto simile nei due casi, portando a valori paragonabili dei tagli massimi e degli spostamenti ultimi.



All'ultimo passo la situazione è analoga al caso precedente, e analizzando la modalità di crisi della struttura notiamo che di fatto è identica alla precedente.



7.4.3. CONCLUSIONI

Concludendo:

- dopo aver indicato i passi necessari per una corretta modellazione e per la validazione del comportamento del modello
- abbiamo confrontato le differenze nei risultati tra il modello standard e quello per fasi costruttive.

Abbiamo messo in luce come **l'analisi per fasi costruttive porti a risultati più coerenti con il problema fisico, particolarmente apprezzabili in analisi statica.**

In analisi dinamica o statica non lineare i risultati sono molto vicini, pur notando un lieve miglioramento nel caso di analisi per fasi costruttive, questo fatto ci conforta in quanto tale nuova metodologia non nasce con l'intento di verificare la struttura in ogni situazione progettuale, ma con quello di descrivere in maniera migliore la natura fisica del problema.

Durante l'illustrazione dell'esempio, abbiamo sottolineato come sia sempre necessario porre molta attenzione nel **seguire regole di "buona modellazione"**, stando attenti particolarmente alla lunghezza delle pareti e a come queste si corrispondono (principalmente tra pareti superiori e inferiori), alla modellazione delle coperture e delle fondazioni.

8. ESEMPIO GUIDATO DI EDIFICIO CON DIFFERENTI TIPOLOGIE DI MURATURE

In questo esempio verrà trattata la modellazione e l'analisi di un edificio avente struttura caratterizzata da due differenti tipologie di murature, nello specifico: da una muratura in pietrame con tessitura caotica, e da una muratura in mattoni pieni.

Verranno fatte differenti modellazioni a seconda delle ipotesi di base inerenti, in particolare, alla trattazione dei solai; infine saranno confrontati i risultati delle analisi e sarà valutato l'effetto di un intervento, nella fattispecie l'inserimento di catene.

L'edificio, studiato nel volume *MANUALE DELLE MURATURE STORICHE: Analisi e conoscenza del costruito storico in muratura*, *Direttore Scientifico Antonio Borri, Autori Emanuele Del Monte, Barbara Ortolani, Andrea Vignoli a cura di Chiara Donà* (Ed. DEI – Tipografia del Genio Civile, Roma, 2011 - Appendice §A.2.7), viene rielaborato in qualità di esempio applicativo di PCM e fornito a corredo del software. E' composto dai seguenti files:

EsempioDueEpoche_Standard_Piani_Rigidi.vdml

EsempioDueEpoche_Standard_piani_deformabili.vdml

EsempioDueEpoche_Standard_piani_deformabili_svincolato.vdml

EsempioDueEpoche_Standard_stato_progetto.vdml

EsempioDueEpoche_Standard.vdml

EsempioDueEpoche_Standard_terreno.vdml

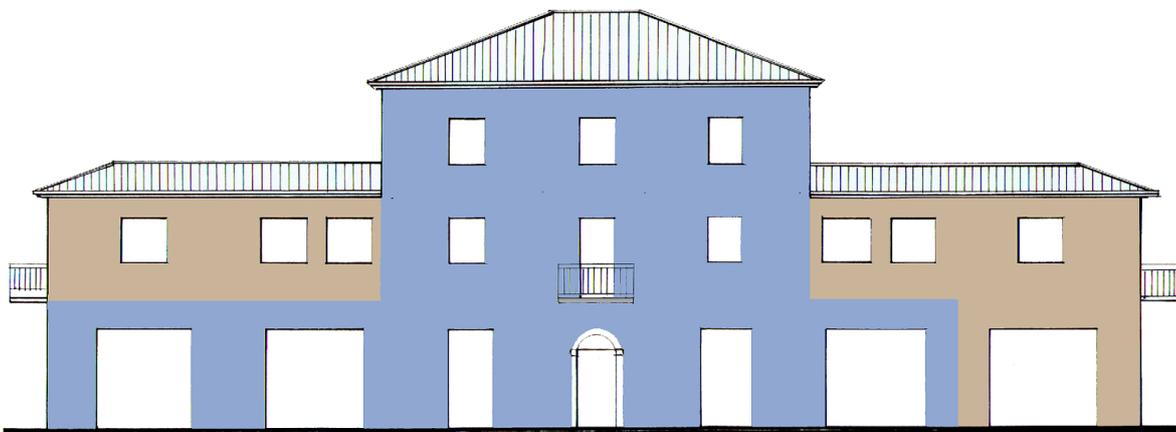
EsempioDueEpoche_Unica_fase_costruttiva.vdml

EsempioDueEpoche_Due_fasi_costruttive.vdml

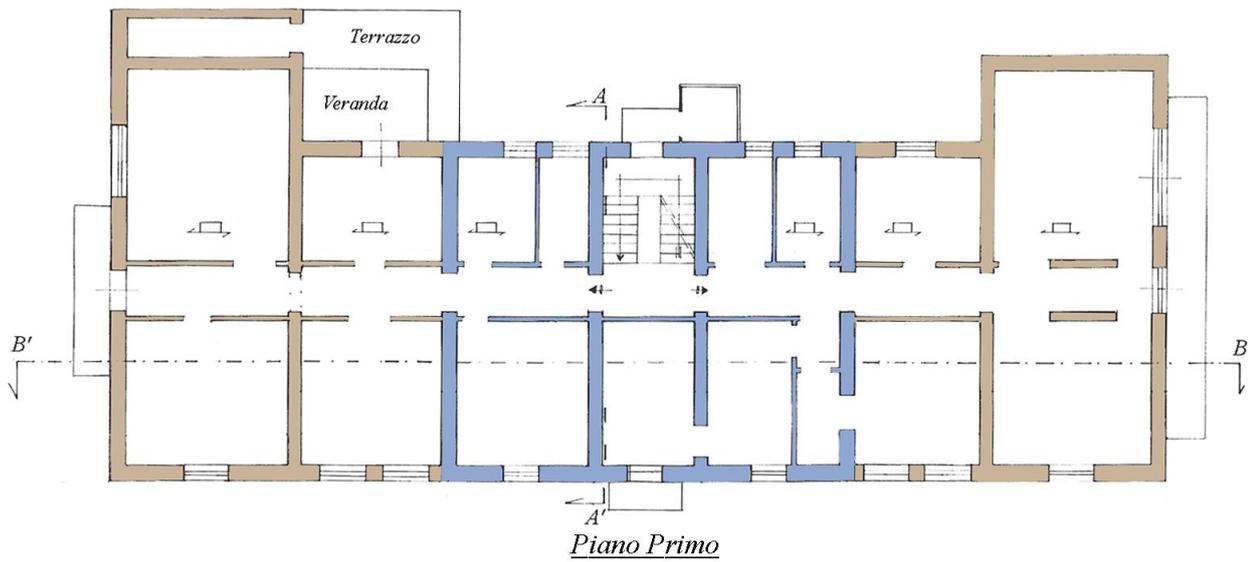
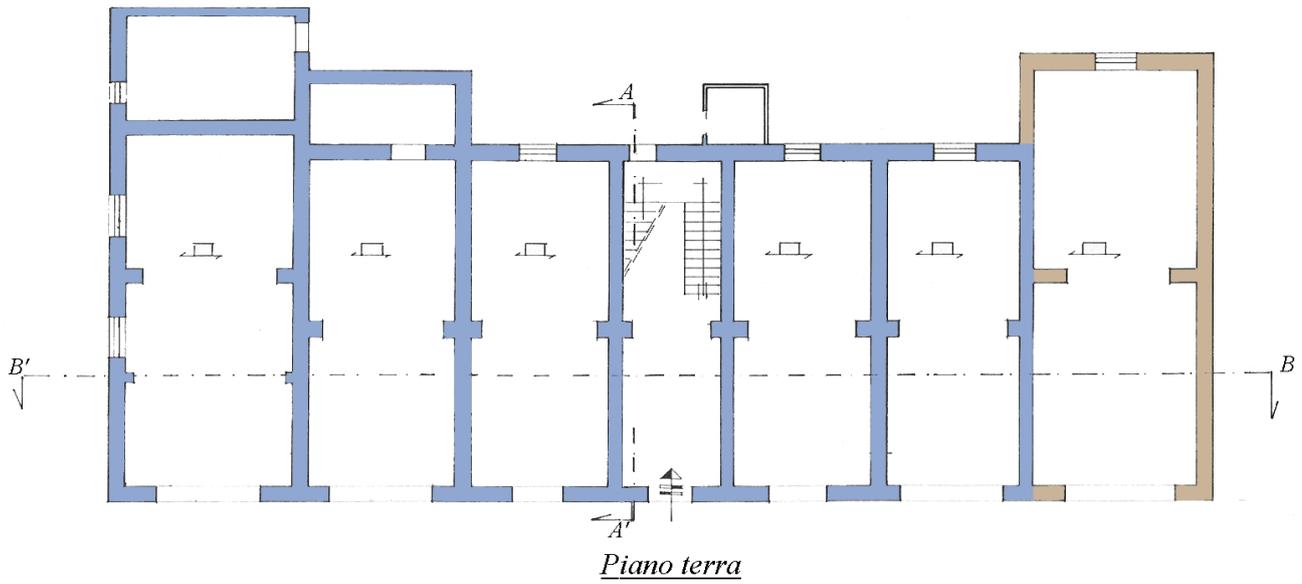
I files sono forniti come dati; i risultati possono essere riprodotti eseguendo le analisi.

La costruzione dell'edificio risale al 1918; originariamente più piccolo, è stato ampliato alla fine degli anni '60. Nella figura sottostante viene mostrato a quale periodo appartengono le diverse parti dell'edificio. In particolare, parte del piano terra e la porzione centrale, che si eleva dal piano terra al piano secondo, appartiene alla costruzione originale.

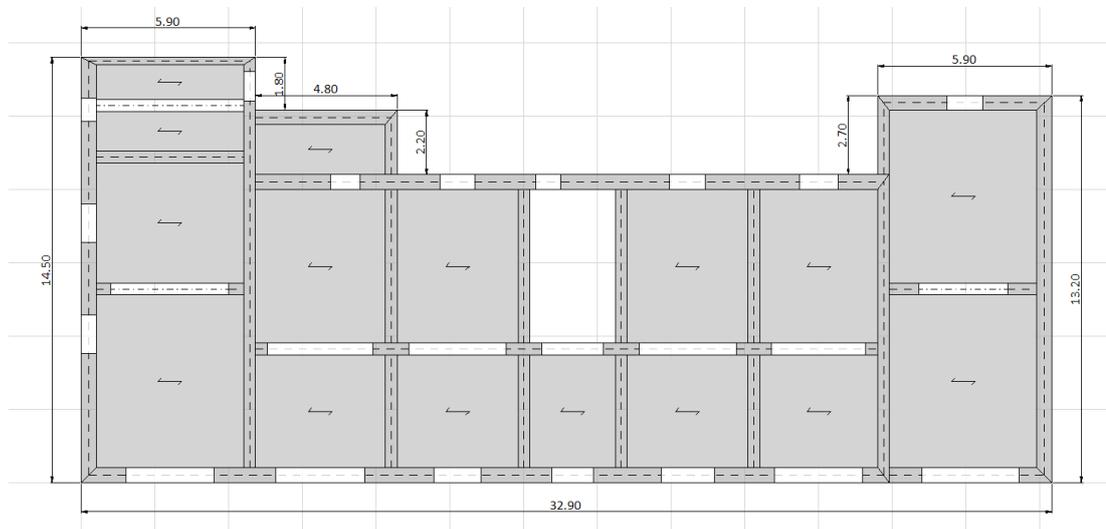
- Costruzione originaria del 1918
- Costruzione recente del 1966-1967

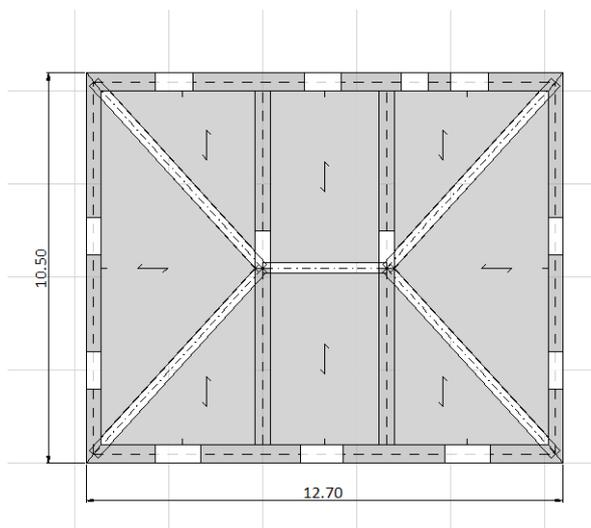
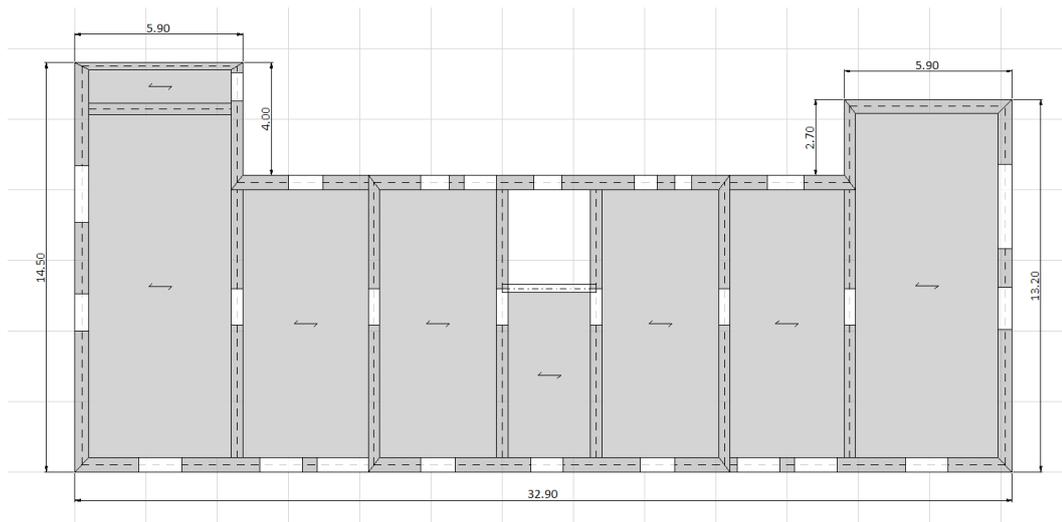


Prospetto Sud-Est

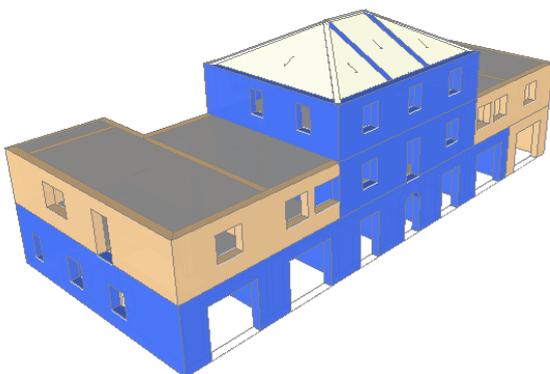


La struttura ha una pianta abbastanza regolare, riportata nelle figure sottostanti.





La modellazione finale assumerà quindi il seguente aspetto:

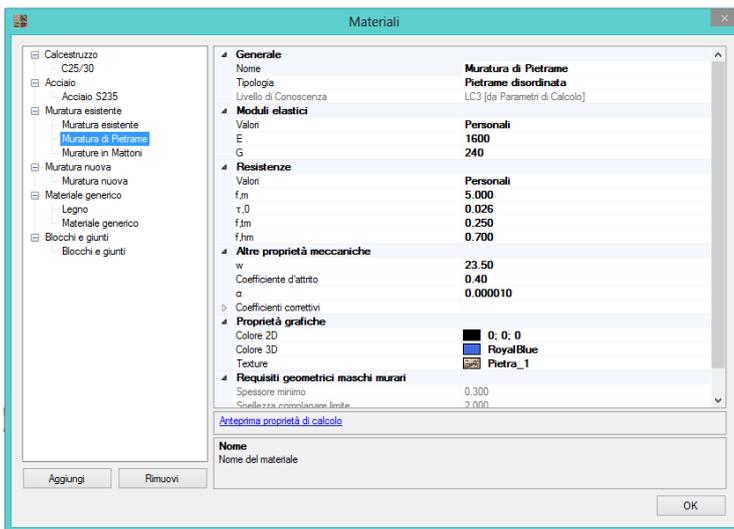


8.1. MODELLAZIONE ARCHITETTONICA

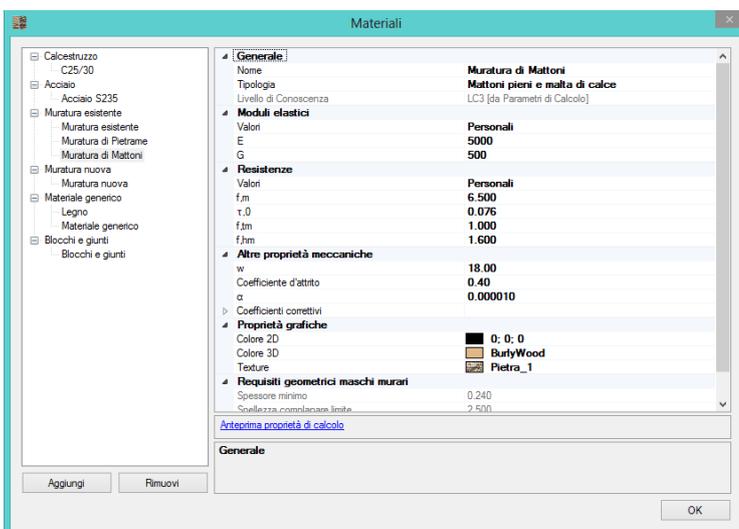
In questo capitolo verranno messi in luce gli aspetti più importanti inerenti la modellazione.

Una volta impostato il numero di piani e le relative quote, è stato necessario introdurre le caratteristiche delle due differenti tipologie di murature, nell'apposito menù "Gestione Materiali"; i parametri meccanici sono noti grazie ai risultati della campagna di sperimentazione, come illustrato nel testo di riferimento citato. Si hanno quindi i due seguenti materiali:

- Muratura di Pietrame:
 - Peso per unità di volume $\gamma = 23.5 \text{ kN/m}^3$;
 - Modulo di elasticità longitudinale $E = 1600 \text{ N/mm}^2$;
 - Resistenza a compressione $f_m = 5 \text{ N/mm}^2$;
 - Resistenza a trazione $f_{tm} = 0.25 \text{ N/mm}^2$.



- Muratura di Mattoni:
 - Peso per unità di volume $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$;
 - Modulo di elasticità longitudinale $E = 5000 \text{ N/mm}^2$;
 - Resistenza a compressione $f_m = 6.5 \text{ N/mm}^2$;
 - Resistenza a trazione $f_{tm} = 1 \text{ N/mm}^2$.

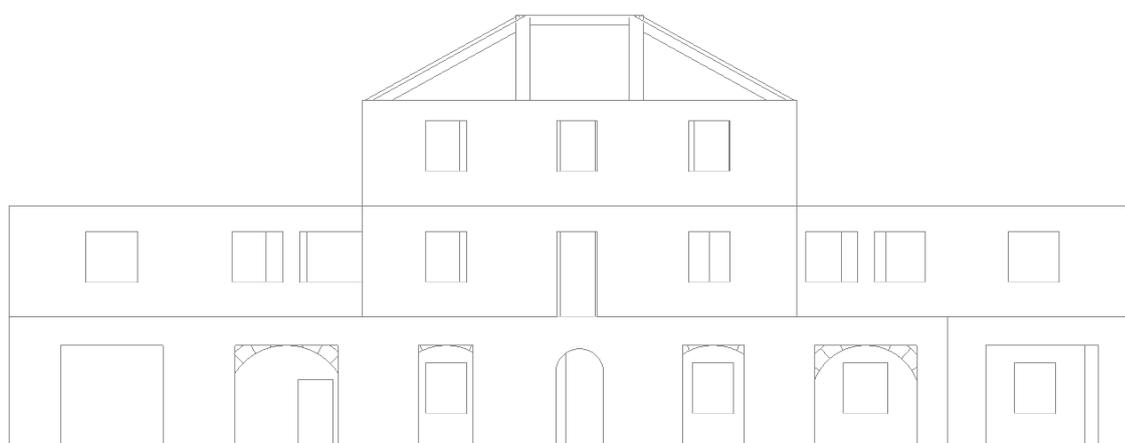
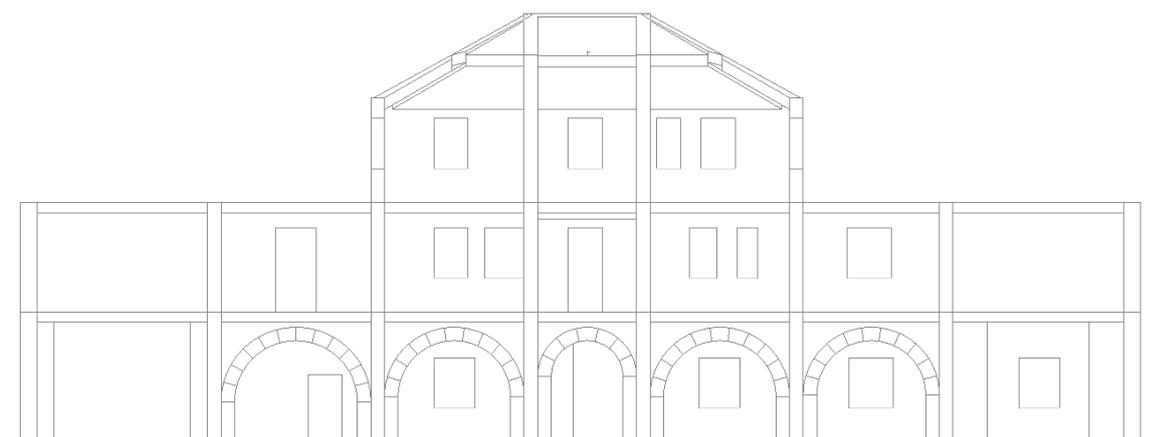
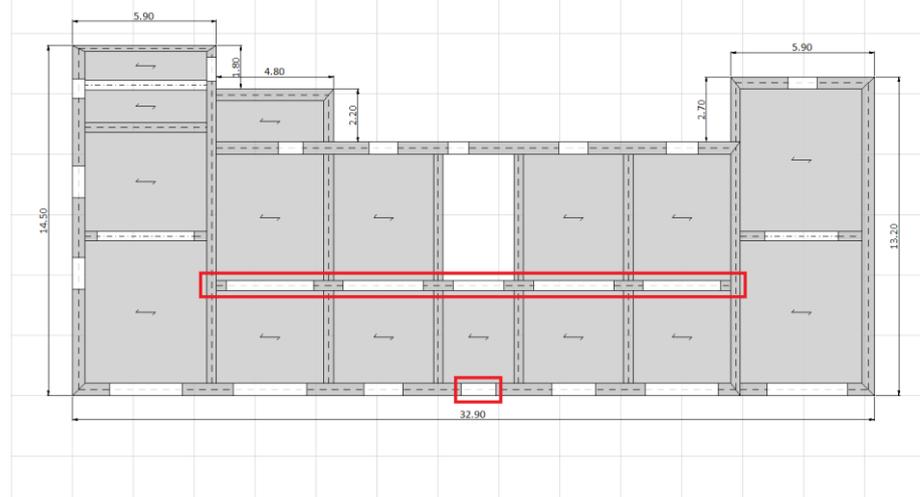


Da notare come per entrambi i materiali si sia scelto un livello di conoscenza pari a 3, LC3: questo è dovuto al fatto che le prove sui materiali si riferiscono ad una serie di campioni sufficientemente numerosa da

ritenerli affidabili. Da LC3 segue $F_c=1.00$ e quindi in analisi non lineare i parametri di resistenza non avranno riduzione (in analisi lineare verranno invece ridotti attraverso γ_M).

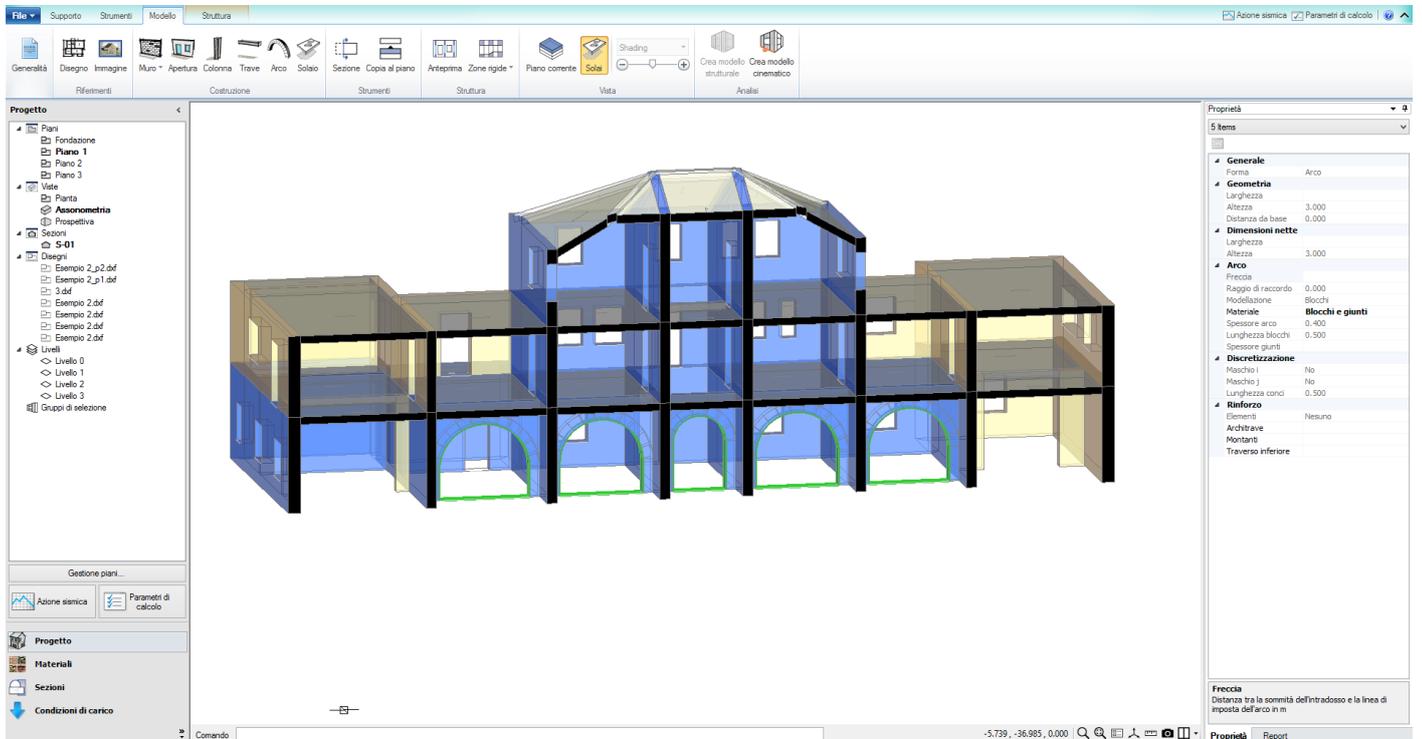
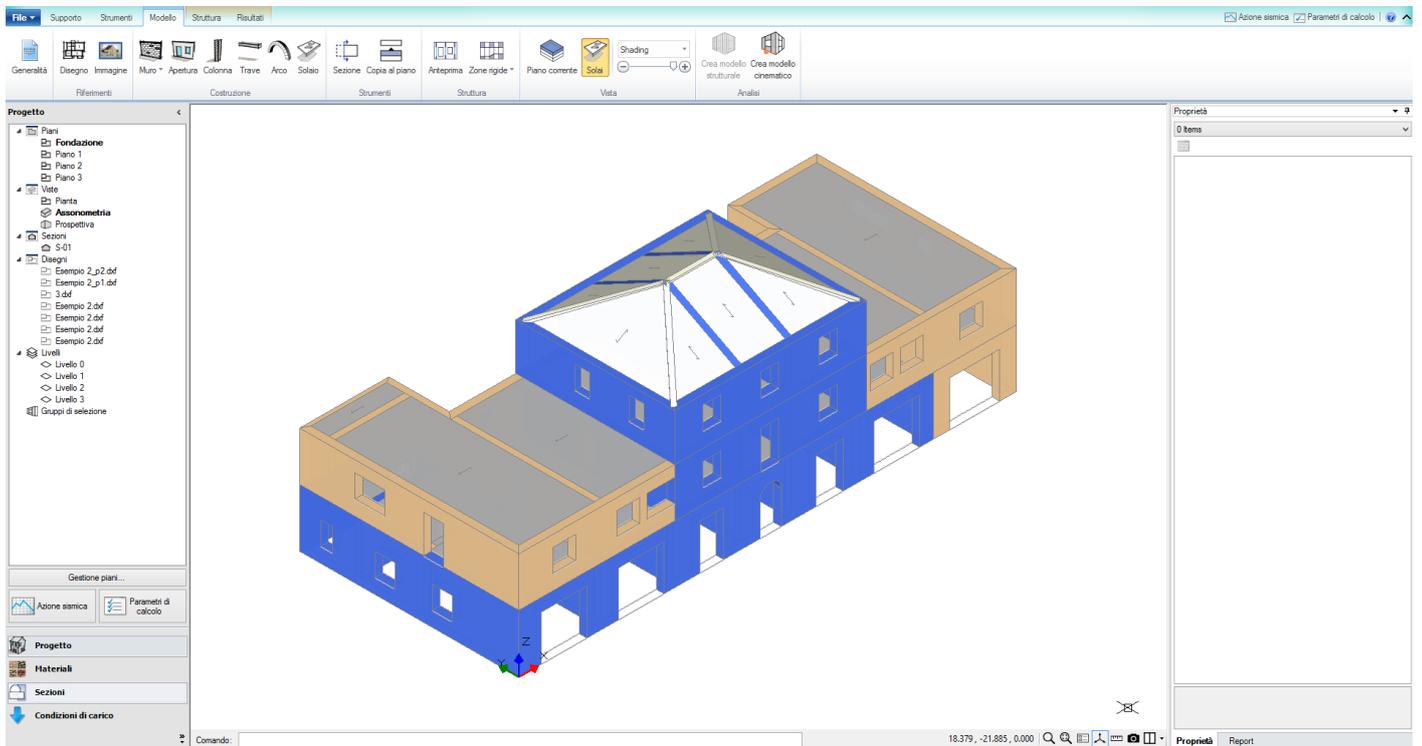
Una volta definiti i materiali per la muratura siamo passati alla modellazione architettonica.

Particolare attenzione è stata posta nella modellazione delle aperture ad arco del piano terra, presenti nel muro di spina e all'ingresso della struttura, come indicato nelle figure seguenti:

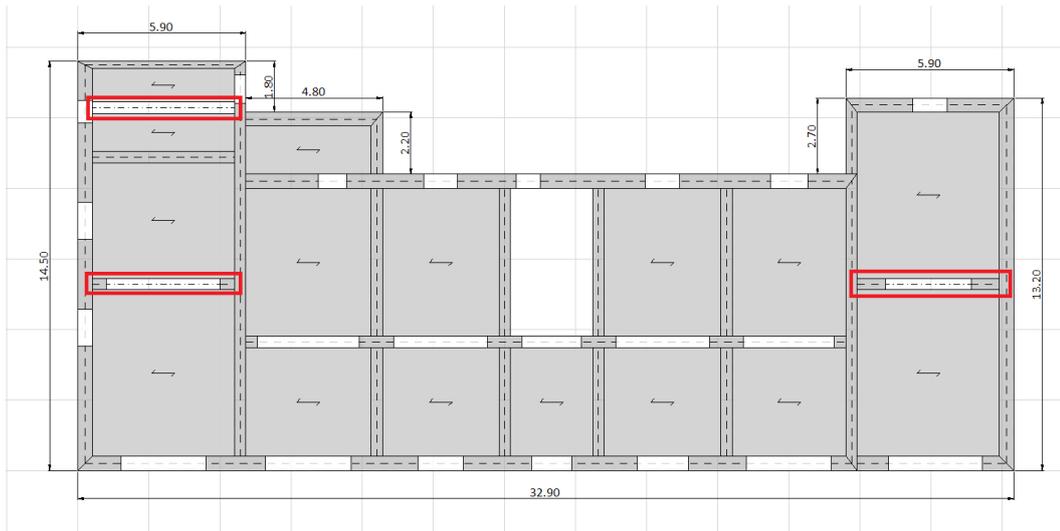


In particolare, per l'apertura d'ingresso, date le dimensioni contenute, si è scelto di modellarla come asta, così che PCM la consideri come una fascia di piano, ma con il peso effettivo dell'arco.

Per le aperture presenti nel muro di spina, invece, abbiamo scelto una modellazione di tipo blocco-blocco, alternativa alla modellazione blocchi-giunti, così da poter rappresentare adeguatamente il comportamento ad arco senza appesantire eccessivamente le analisi.

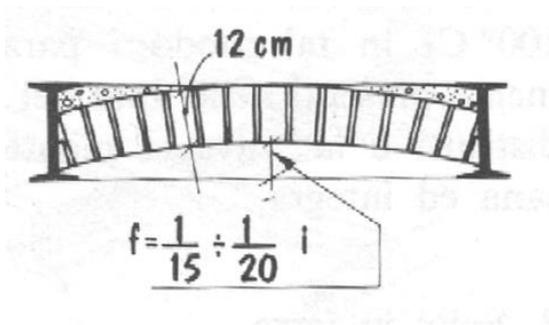


Inoltre al piano terra sono state inserite tre travi in cemento armato C25/30, di sezione 40x25 cm; di tali travi, due vanno a chiusura dei due portali presenti nelle porzioni laterali del fabbricato, mentre la terza va a sostegno della parete in falso presente al piano superiore.



Prima di definire la modellazione dei solai, sono necessarie alcune considerazioni. Nella struttura oggetto di studio sono presenti cinque diverse tipologie di orizzontamenti:

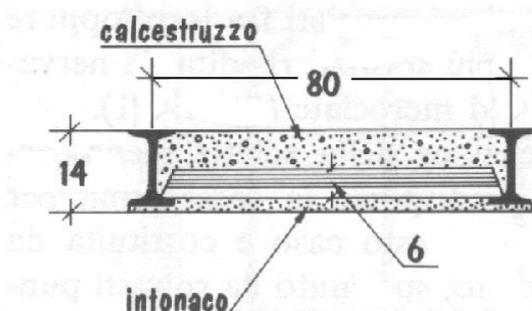
- Solaio in voltine di mattoni e longarine in ferro: questa tipologia di orizzontamento, mostrata nell'immagine sottostante, è stata utilizzata per l'intero piano terra, eccetto che nella porzione più recente.



Data la tipologia di solaio, si ritiene che il trasferimento dei carichi avvenga prevalentemente nella direzione delle longarine; inoltre dato lo scarso spessore della cappa in calcestruzzo si ritiene che il solaio sia deformabile nel suo piano.

Dall'analisi dei carichi risulta:

- $G_1 = 2.6 \text{ kN/m}^2$;
 - $G_2 = 2.95 \text{ kN/m}^2$;
 - $Q_{uso} = 2.00 \text{ kN/m}^2$.
- Solaio in ferro e tavelloni: questa tipologia di orizzontamento, mostrata nell'immagine sottostante, è stata utilizzata al secondo piano, per la porzione centrale dell'edificio, risalente al 1918.



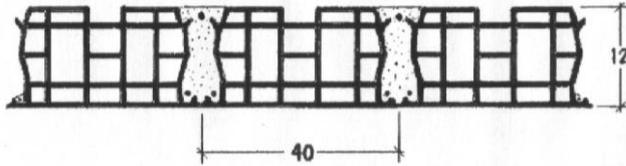
Anche in questo caso data la tipologia di solaio si ritiene che il trasferimento dei carichi avvenga soltanto nella direzione delle longherine e che, ancora una volta, il solaio non possa essere considerato infinitamente rigido nel proprio piano.

Dall'analisi dei carichi otteniamo:

- $G_1 = 1.53 \text{ kN/m}^2$;
- $G_2 = 2.05 \text{ kN/m}^2$;

- $Q_{uso} = 2.00 \text{ kN/m}^2$.

- Solaio in latero cemento senza soletta: questa tipologia di orizzontamento, mostrata nell'immagine a lato, è stata utilizzata nella copertura delle ali laterali dell'edificio.



Data la natura del solaio, esso verrà considerato come deformabile nel proprio piano ed inoltre possiamo considerare, in prima approssimazione, che il carico venga trasmesso prevalentemente nella direzione

longitudinale dello stesso.

Dall'analisi dei carichi otteniamo:

- $G_1 = 1.10 \text{ kN/m}^2$;
- $G_2 = 1.00 \text{ kN/m}^2$;
- $Q_{neve} = 1.00 \text{ kN/m}^2$.

- Solaio in latero cemento con soletta: per questa tipologia di solaio non vi sono informazioni, ma data la sua luce si ipotizza una spessore di 18+4 cm. Questo orizzontamento è stato utilizzato come solaio di interpiano della porzione di fabbricato di costruzione più recente.

Questa volta il solaio, date le sue caratteristiche, potrà essere schematizzato come infinitamente rigido, mentre per quanto riguarda la distribuzione dei carichi possiamo ancora considerare che avvenga prevalentemente nella direzione longitudinale dello stesso.

Dall'analisi dei carichi otteniamo:

- $G_1 = 2.65 \text{ kN/m}^2$;
- $G_2 = 2.05 \text{ kN/m}^2$;
- $Q_{uso} = 2.00 \text{ kN/m}^2$.

- Solaio di copertura in legno: questa tipologia di solaio è stata utilizzata per la copertura del nucleo centrale dell'edificio al secondo piano. L'orditura principale è composta da travi e cantonali in legno, che sono quindi stati modellati come travi di sezione 30x30 cm.

L'orditura secondaria e la copertura in tegole sono state incluse in un solaio caratterizzato dai seguenti carichi:

- $G_1 = 0.00 \text{ kN/m}^2$;
- $G_2 = 0.74 \text{ kN/m}^2$;
- $Q_{neve} = 1.00 \text{ kN/m}^2$.

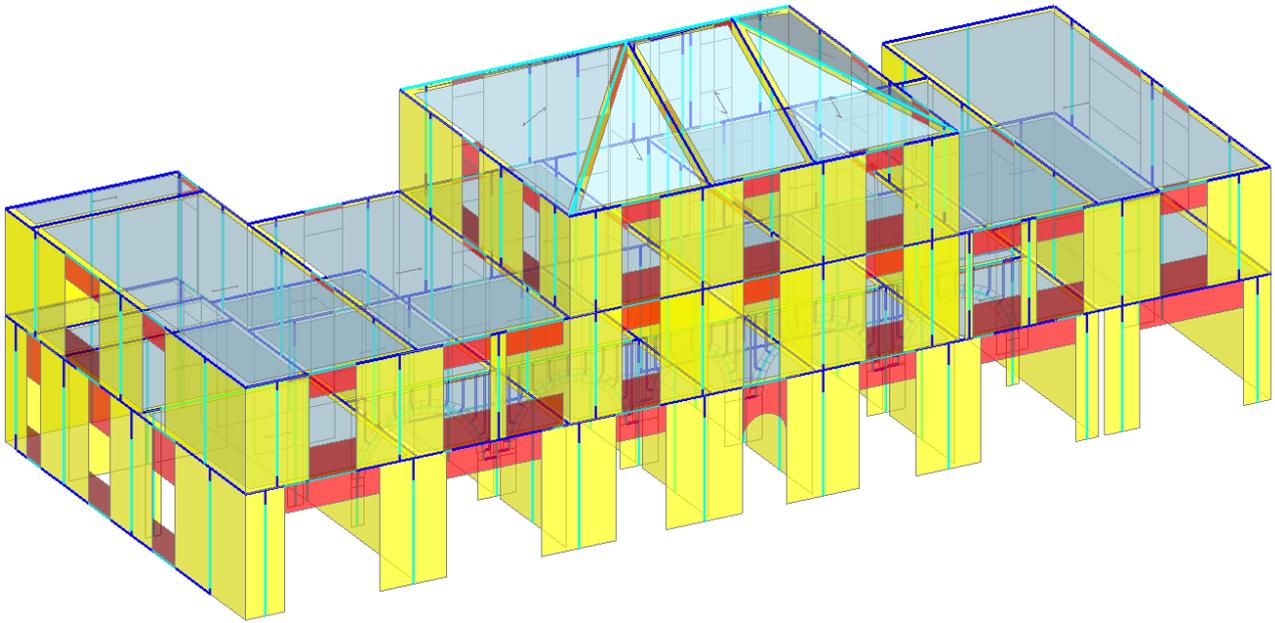
Per quanto riguarda invece le scale, quest'ultime non sono state modellate in quanto non comportano contributi significativi in termini di rigidezza della struttura, quindi sono state inserite sotto forma di carico distribuito sui link, al piano primo ed al piano secondo, relativi ai maschi sui quali grava il peso della scala. Tali carichi verranno inseriti successivamente nel modello strutturale. In particolare il valore delle masse delle scala sono state stimate pari a:

- Massa pianerottolo $m_p = 9.74 \text{ kN}$;
- Massa rampa 1 $m_1 = 10.2 \text{ kN}$;
- Massa rampa 2,3,4 $m_2 = m_3 = m_4 = 7.14 \text{ kN}$.

In questa prima fase è stato deciso di non inserire le fondazioni dell'edificio, per concentrare l'attenzione sullo studio della sovrastruttura.

A questo punto è possibile passare alla creazione del modello strutturale.

8.2. MODELLAZIONE STRUTTURALE



Una volta generato il modello strutturale è necessario andare a definire quale impalcati saranno rigidi e quali saranno invece deformabili; per completezza ricordiamo le definizioni delle diverse tipologie e com'è possibile procedere alla loro modellazione:

Impalcati 'Infinitamente Rigidi': per essi è sufficiente settare le proprietà 'Rigidezza X' e 'Rigidezza Y' sul valore 'Si'.

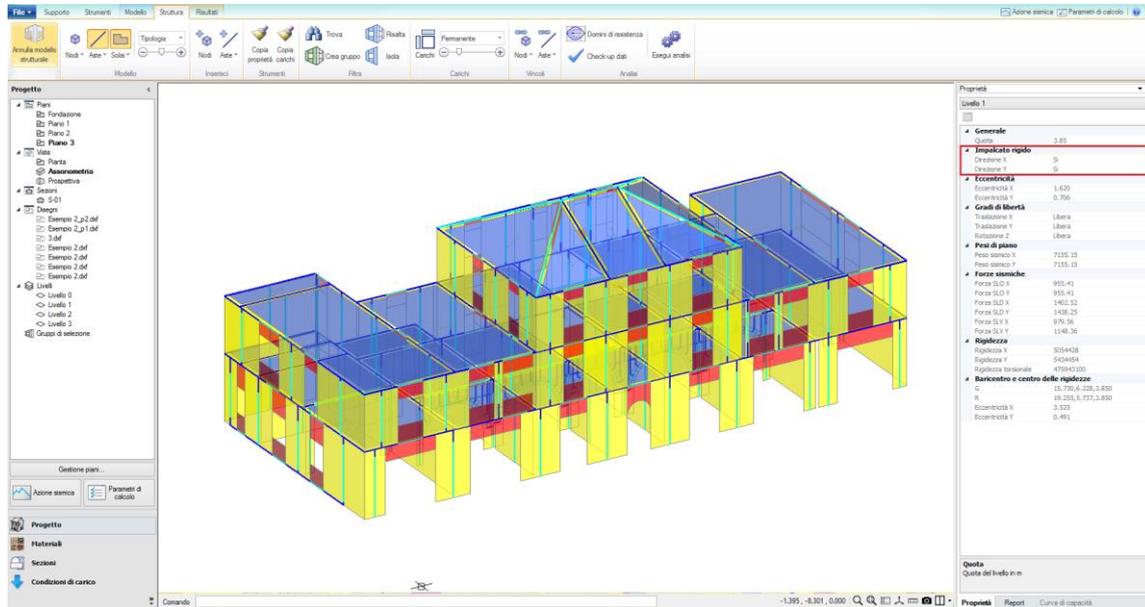
Impalcati 'Deformabili': per essi è sufficiente settare le proprietà 'Rigidezza X' e 'Rigidezza Y' sul valore 'No'; questo equivale al considerare le masse vibranti nei singoli nodi, in modo indipendente da una relazione di rigidità col nodo master baricentrico.

Nell'ambito di 'Impalcati deformabili', è possibile irrigidire singole campate di solai, impostando per questi singoli solai che si vogliono irrigidire la proprietà 'Infinitamente Rigido'='Si'. Quest'ultima modalità in particolare è molto utilizzata nei casi appunto di impalcati sfalsati, in cui non è facilmente individuabile una relazione con uno specifico nodo master baricentrico: pertanto è un'adeguata soluzione mantenere lo schema generale di impalcato deformabile (dal punto di vista dell'assegnazione delle masse), considerando delle aste di contorno rigide nelle maglie di solaio, in grado di consentire la non variabilità della forma della maglia nell'analisi.

Date le considerazioni precedenti, sembra chiaro che la strada migliore da seguire sia quella di definire i livelli deformabili, precisando successivamente che quelli in latero cemento con soletta siano rigidi. Volendo però studiare, tra gli altri aspetti, l'effetto sui risultati delle analisi dei diverse schematizzazioni dei solai, andremo precedentemente a schematizzarli come completamente rigidi, dopodiché svolgeremo di nuovo le analisi con i solai in parte deformabili ed in parte rigidi, cosicché infine sarà possibile confrontare i risultati ottenuti.

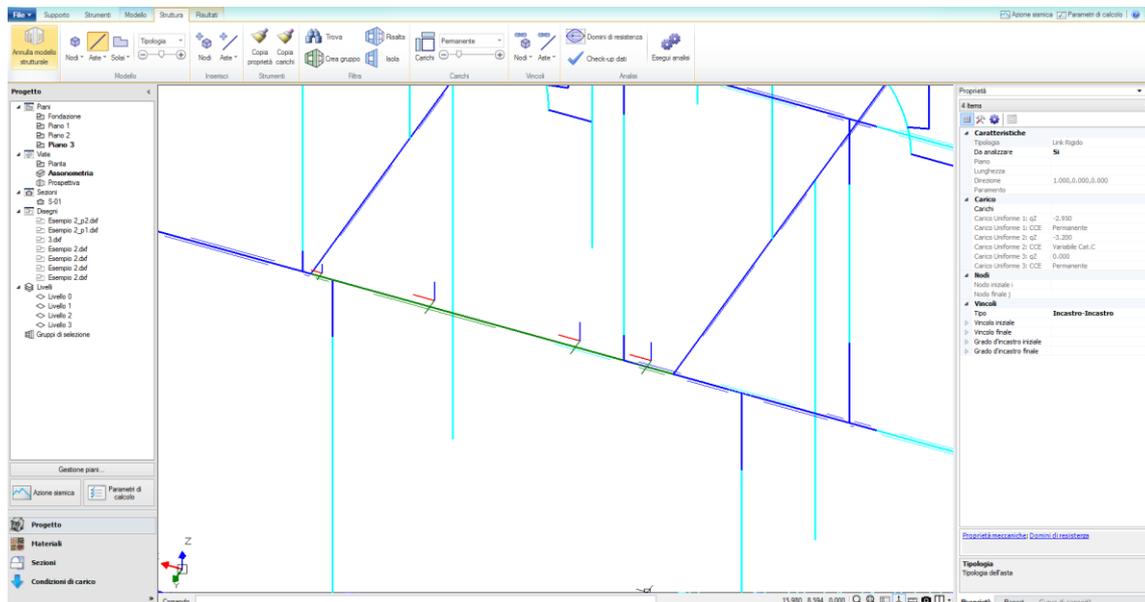
8.2.1. IMPALCATI RIGIDI

Per definire gli impalcati rigidi sarà sufficiente impostare su "sì" la caratteristica di impalcato rigido dalla finestra "livelli", per ogni piano della struttura.



Una volta impostati gli impalcati rigidi è necessario inserire il carico distribuito, precedentemente descritto, rappresentante la scala.

La massa corrispondente al pianerottolo interpiano andrà distribuita su una lunghezza di 3.3 m, ottenendo un carico di 2.95 kN/m, che andrà a gravare sul link del piano primo, il quale redistribuirà i carichi ai relativi maschi; inoltre è stato inserito il carico di esercizio, come mostrato nella figura seguente.



Il carico di esercizio è stato scelto considerando la scala un'ambiente suscettibile ad affollamento, Cat. C NTC08, al quale corrisponde $q_k = 4 \text{ kN/m}^2$, che per una larghezza della scala pari a 80cm fornisce: $q_{scala} = 4 * 0.8 = 3.2 \text{ kN/m}$

Ai carichi Cat. C corrisponde $\Psi_2 = 0.6$, questo significa che per il calcolo della massa sismica verrà considerato soltanto il 60% del carico di esercizio della scala.

Questa operazione verrà ripetuta per ciascun link rigido, sul quale andrò a gravare una rampa, assegnandoli il relativo valore del carico.

Prima di passare alla definizione dell'azione sismica e dei parametri di calcolo è opportuno fare qualche considerazione sulla natura delle murature presenti nella struttura, ed in particolare per le murature di pietrame. Una muratura di questo genere presenta tessitura caotica, con giunti di malta irregolari, come è possibile notare nella figura successiva.

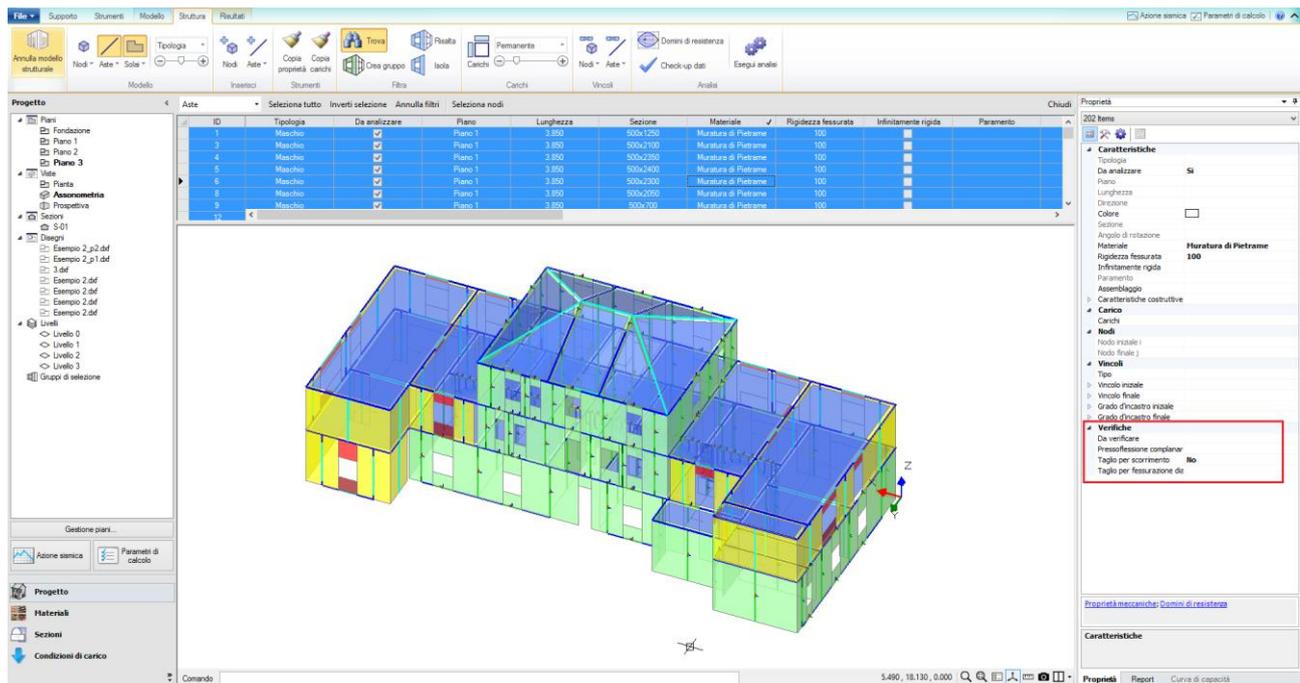


Data la natura della muratura risulta quindi molto improbabile che si inneschino meccanismi di rottura per taglio scorrimento, mentre sembrano più plausibili rotture per taglio con fessurazione diagonale. Per questo motivo si è scelto di non far eseguire al programma le verifiche per taglio scorrimento sugli elementi in muratura di pietrame. Questo è anche un utile esempio per focalizzare l'utilizzo dei comandi di selezione e di creazione di gruppi presenti in PCM.

Per prima cosa andranno selezionati tutti gli elementi costituiti in muratura di pietrame, quindi dalla scheda struttura utilizziamo il comando "trova", si aprirà così la finestra con l'elenco di tutti gli elementi presenti nel modello e delle proprie caratteristiche. A questo punto nella casella del materiale applichiamo un filtro relativo alla sola muratura di pietrame.

ID	Tipologia	Da analizzare	Piano	Lunghezza	Sezione	Materiale	Rigidità fessurata	Infinitamente rigida	Paramento
1	Maschio	<input checked="" type="checkbox"/>	Piano 1	3.850	500x1250	Muratura di Pietrame	100	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3	Maschio	<input checked="" type="checkbox"/>	Piano 1	3.850	500x2100	Muratura di Pietrame	100	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4	Maschio	<input checked="" type="checkbox"/>	Piano 1	3.850	500x2350	Muratura di Pietrame	100	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5	Maschio	<input checked="" type="checkbox"/>	Piano 1	3.850	500x2400	Muratura di Pietrame	100	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6	Maschio	<input checked="" type="checkbox"/>	Piano 1	3.850	500x2300	Muratura di Pietrame	100	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
8	Maschio	<input checked="" type="checkbox"/>	Piano 1	3.850	500x2050	Muratura di Pietrame	100	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
9	Maschio	<input checked="" type="checkbox"/>	Piano 1	3.850	500x700	Muratura di Pietrame	100	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
12									

È così possibile selezionare tutti gli elementi e disattivare le verifiche per taglio scorrimento.



A questo punto andiamo a definire l'azione sismica ed i parametri di calcolo.

È stata considerata una vita nominale della struttura di 50 anni ed una classe d'uso pari a II, inoltre non avendo informazioni sulla tipologia di terreno, è stato scelto di considerarlo di categoria C.

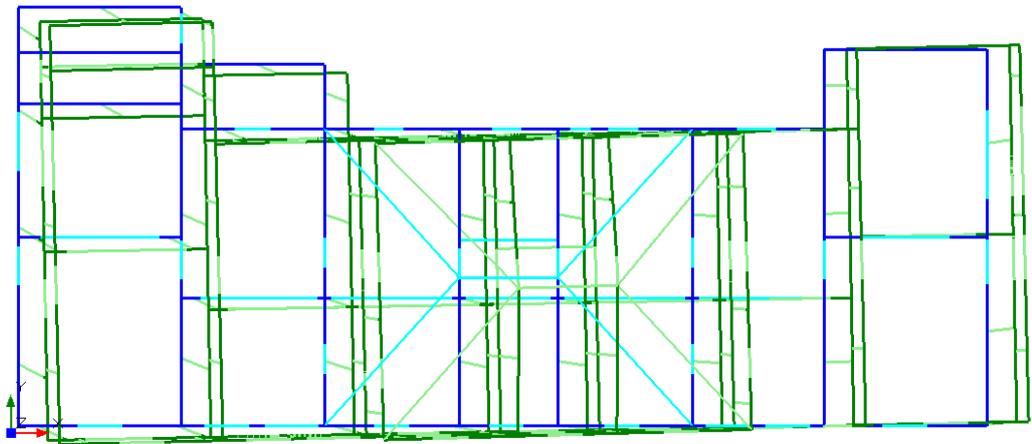
Infine, nella finestra dei Parametri di calcolo sono state definite le analisi da svolgere; in particolare oltre alla modale, che viene sempre svolta, sono state selezionate: l'analisi statica non sismica, l'analisi sismica con forze statiche equivalenti e l'analisi statica non lineare. Nel seguito, per ogni tipologia di analisi verranno descritte le relative impostazioni.

Analisi modale

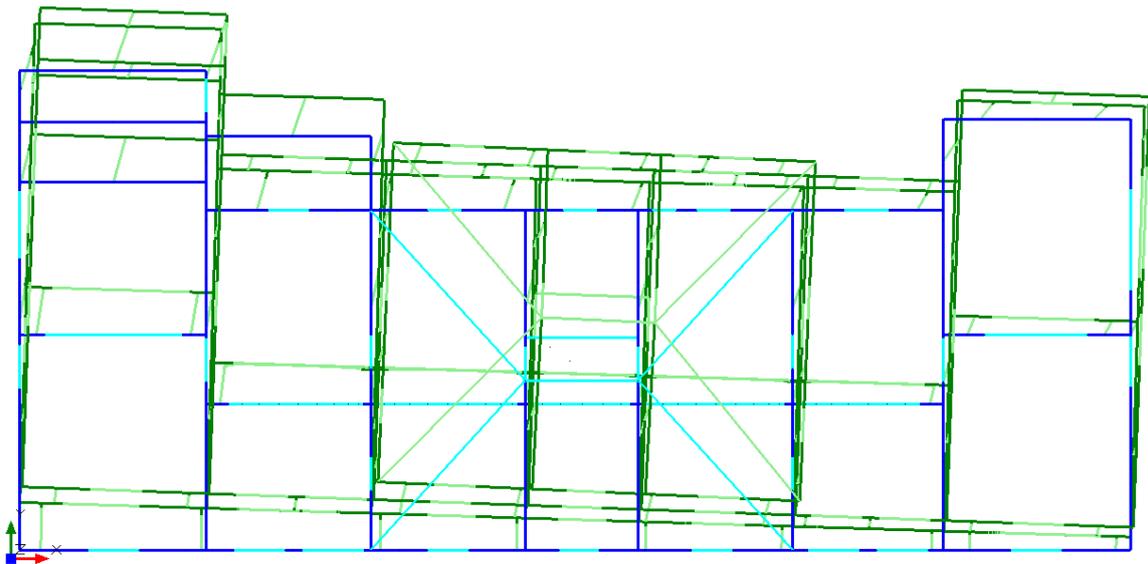
PCM preimposta sempre lo svolgimento dell'analisi modale: questa scelta trova motivazione nel fatto che l'analisi modale fornisce indicazioni immediate sulla correttezza del modello e consente inoltre di capire il comportamento della struttura. Infatti l'analisi della deformata modale ci può confermare se le condizioni di vincolo, eventuali impalcati rigidi o deformabili, sono stati inseriti correttamente; così come studiando il valore dei periodi principali della struttura ed i relativi valori di masse partecipanti possiamo avere un controllo sulla buona distribuzione delle masse nel modello, o comunque sulla coerenza con le aspettative del Progettista.

Infine, oltre ad una prima valutazione sulla bontà del modello, l'attenta analisi dei risultati della modale consente di capire a fondo il comportamento della struttura, direzione di maggior rigidità, eventuale presenza di fenomeni torsionali, etc. così da poter meglio interpretare i risultati delle successive analisi. Nel modello in esame otteniamo i seguenti risultati:

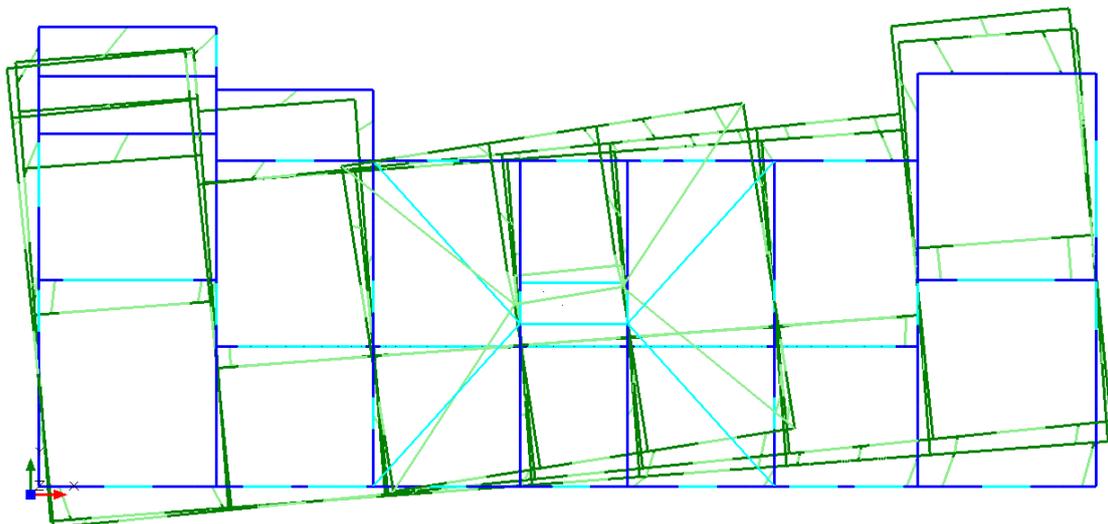
Modo 1: $T=0.182$ s, $M_x= 86.7\%$ $M_y= 3.8\%$, modo prevalentemente traslazionale lungo X.



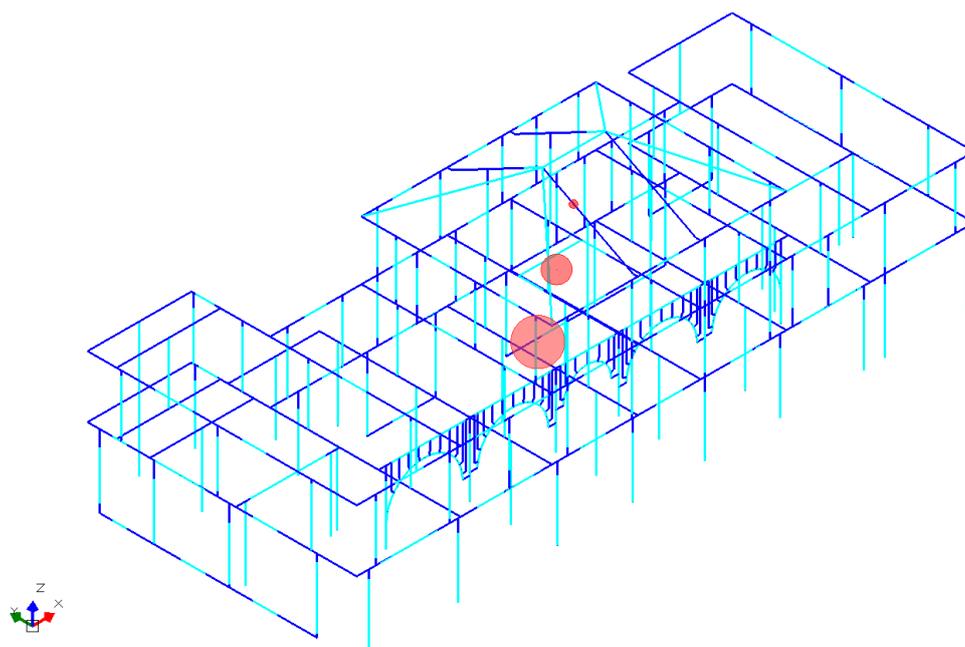
Modo 2: $T=0.166$ s, $M_x= 5.3\%$ $M_y= 82.1\%$, modo prevalentemente traslazionale lungo Y.



Modo 3: $T=0.116$ s, $M_x= 1.2\%$ $M_y= 7.0\%$, modo di torsione.



Analizzando le deformate vediamo che senza dubbio il modello è ben vincolato e i solai si mantengono rigidi nel proprio piano, inoltre si muove come potevamo aspettarci, cioè in modo prevalentemente traslazionale nelle due direzioni principali, per i primi due modi, raggiungendo un alto valore delle masse partecipanti, e in forma torsionale nel terzo modo, ma coinvolgente un basso valore delle masse. Un ulteriore controllo può essere effettuato sulla distribuzione delle masse nell'edificio; visualizziamo ad esempio le masse generate lungo la direzione X (masse traslazionali lungo X, relative al nodo master per ciascun piano) per il primo modo di vibrare.



Anche in questo caso i risultati sono coerenti con ciò che aspettavamo, le masse, localizzate in posizione baricentrica, sono decrescenti salendo di piano, in quanto dallo studio del progetto notiamo come vi sia una riduzione dello sviluppo in pianta.

Analisi statica non sismica

Analizziamo i risultati dell'analisi statica non sismica, in particolare il soddisfacimento delle verifiche, in maniera tale da capire dove si possono concentrare le criticità della struttura.

Nella figura sottostante sono riportati in tabella i coefficienti di sicurezza minimi tra i vari elementi della struttura, per ogni verifica effettuata.

Notiamo che soltanto le verifiche a pressoflessione ortogonale risultano soddisfatte per tutti gli elementi, andiamo quindi ad indagare quali sono quegli elementi che non soddisfano le altre verifiche: lo possiamo fare semplicemente utilizzando ancora una volta il comando Trova e filtrando per soddisfacimento della verifica.

Analisi Statica Lineare, NON Sismica: Sintesi risult...

Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)

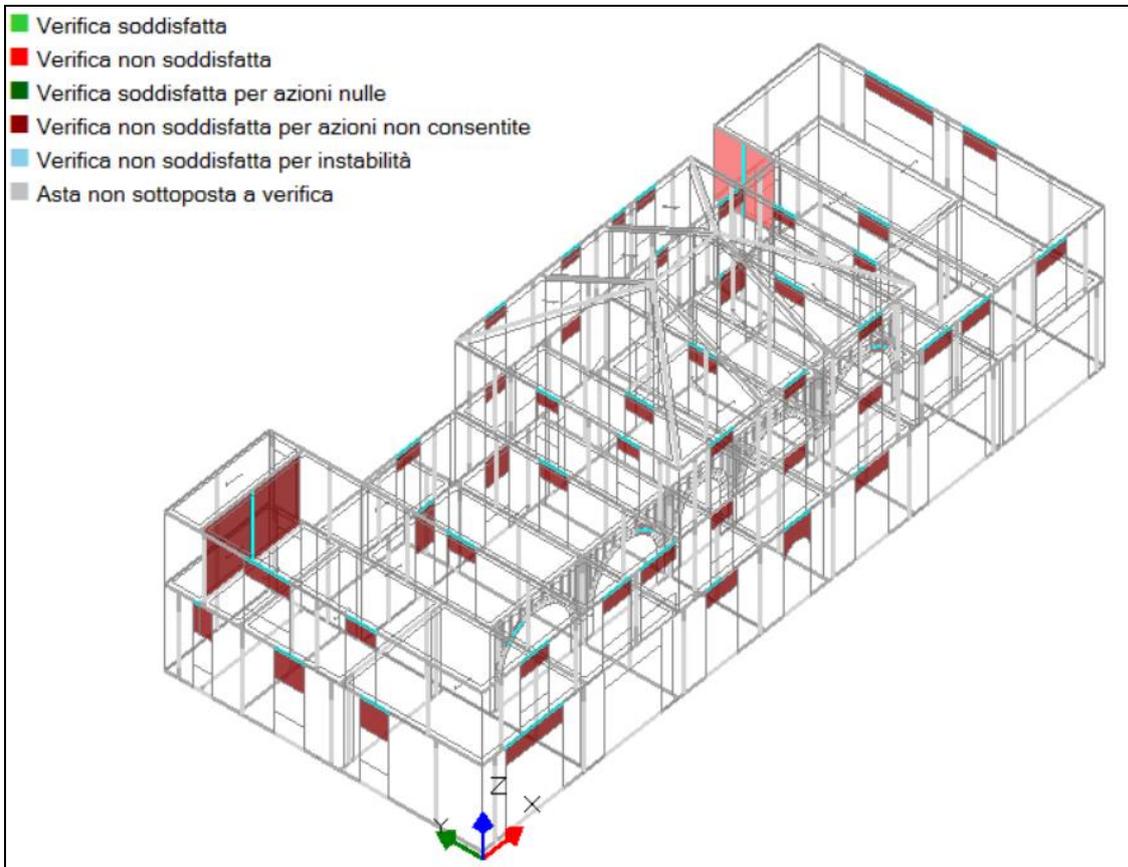
Verifiche di Resistenza

[§4.5.5]	Involuppo CCC	
PressoFlessione Complanare [§4.5.6]	0.000	65.9%
Taglio per Scorrimento [§4.5.6]	>> 1	
Taglio per Fessuraz. Diagonale [§4.5.6]	0.299	92.6%
PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D)	0.000	99.1%
PressoFlessione Ortogonale [§4.5.6.2]		
SL di tipo geotecnico (GED): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1]	>> 1	

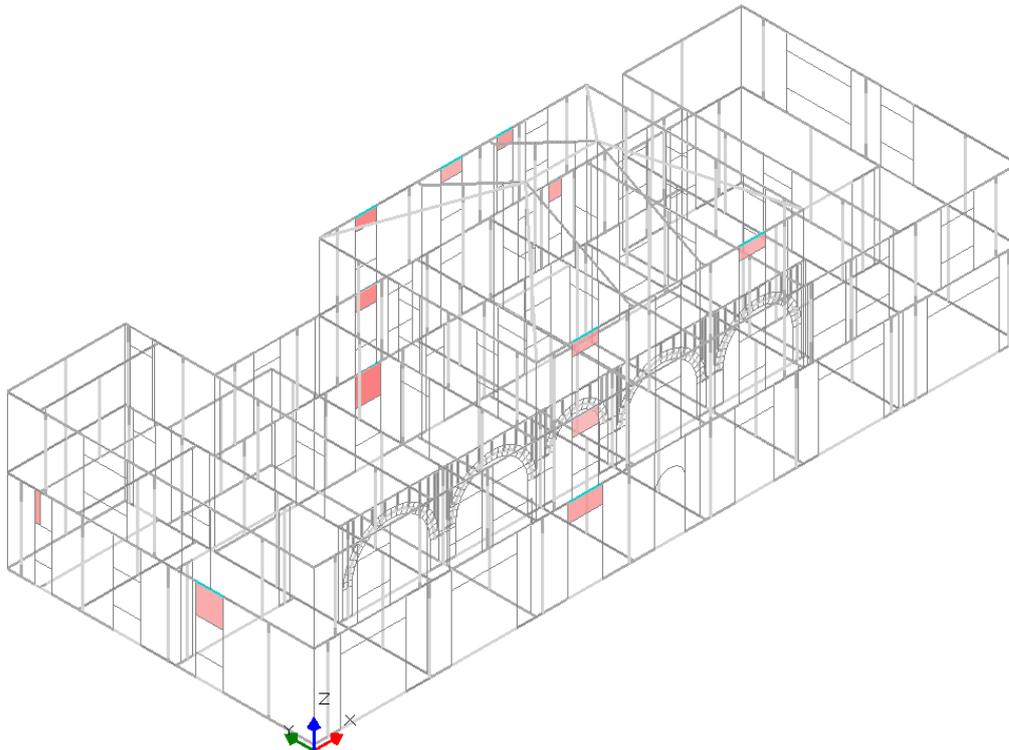


Chiudi

- Pressoflessione Complanare:



- Taglio per fessurazione diagonale:



Dalle figure precedenti notiamo come i problemi maggiori siano creati dalle fasce di piano e da alcuni maschi murari presenti al piano superiore. Per quanto riguarda i maschi al piano superiore, essi sono caratterizzati dal fatto che non sono direttamente caricati dai solai: ciò induce a delle basse resistenze a taglio e a pressoflessione nel piano, in quanto legate al livello di sforzo normale. Per ovviare a questo problema potremmo assegnare un certa percentuale del carico alle pareti parallele all'orditura del solaio, ipotesi coerente con la realtà fisica.

Il caso delle fasce di piano richiede qualche riflessione, in primo luogo i problemi maggiori si riscontrano nelle verifiche a pressoflessione complanare, in quanto non essendo sufficientemente compresse risultano avere un momento resistente molto basso se non nullo.

A questo punto possiamo seguire diverse strade:

- ipotizziamo che il meccanismo di rottura più plausibile sia quello per taglio, così come spesso avviene, inibendo quindi le verifiche a pressoflessione complanare per la fascia;
- oppure si inserisce una resistenza a trazione alla fascia, legata alla presenza dell'eventuale cordolo di piano per quanto riguarda l'estradosso, mentre per l'intradosso legata alla presenza dell'architrave;
- nel caso in cui vengano progettati interventi che prevedano l'inserimento di catene, in prossimità del bordo della struttura, è possibile assegnare una forza di precompressione alle fasce, rappresentante il tiro stesso delle catene;
- infine è possibile considerare le fasce solo come bielle di accoppiamento e non sottoporle a verifica, riservando ai maschi murari la capacità resistente antisismica.

Più avanti sarà illustrata l'applicazione dell'analisi per fasi costruttive, i cui effetti sono particolarmente rilevanti nei confronti dell'analisi statica, incluse le sollecitazioni nelle fasce di piano.

Analisi sismica statica lineare

Com'era lecito aspettarsi nell'analisi sismica con forze statiche equivalenti la situazione peggiora, come possiamo osservare analizzando la tabella sottostante.

Analisi Sismica, Statica Lineare: Sintesi risultati

Analisi Sismica Statica Lineare [§7.8.1.5.2]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifiche di Resistenza
 Costruzione esistente, solo SLU [§8.3]: obbligatoria [§7.3.6.1, §7.8.2.2]

PressoFlessione Complanare [§7.8.2.2.1]	0.000	61.9%
Taglio per Scorrimento [§7.8.2.2.2]	>> 1	
Taglio per Fessuraz. Diagonale [§C8.7.1.5]	0.173	56.1%
PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D)	0.000	79.3%
PressoFlessione Ortogonale [§7.2.3]		

SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1, §7.2.5] >> 1

SLE di Danno (SLD)
Verifica degli Spostamenti
 Costruzione esistente, solo SLU [§8.3]: non obbligatoria [§7.3.7.2, §C7.3.7]

(d_r / h)_{max} ('per mille'; deve essere: < 3) = 1.840

Coefficiente di sicurezza (= 3 / (d_r / h)_{max}) = 1.630

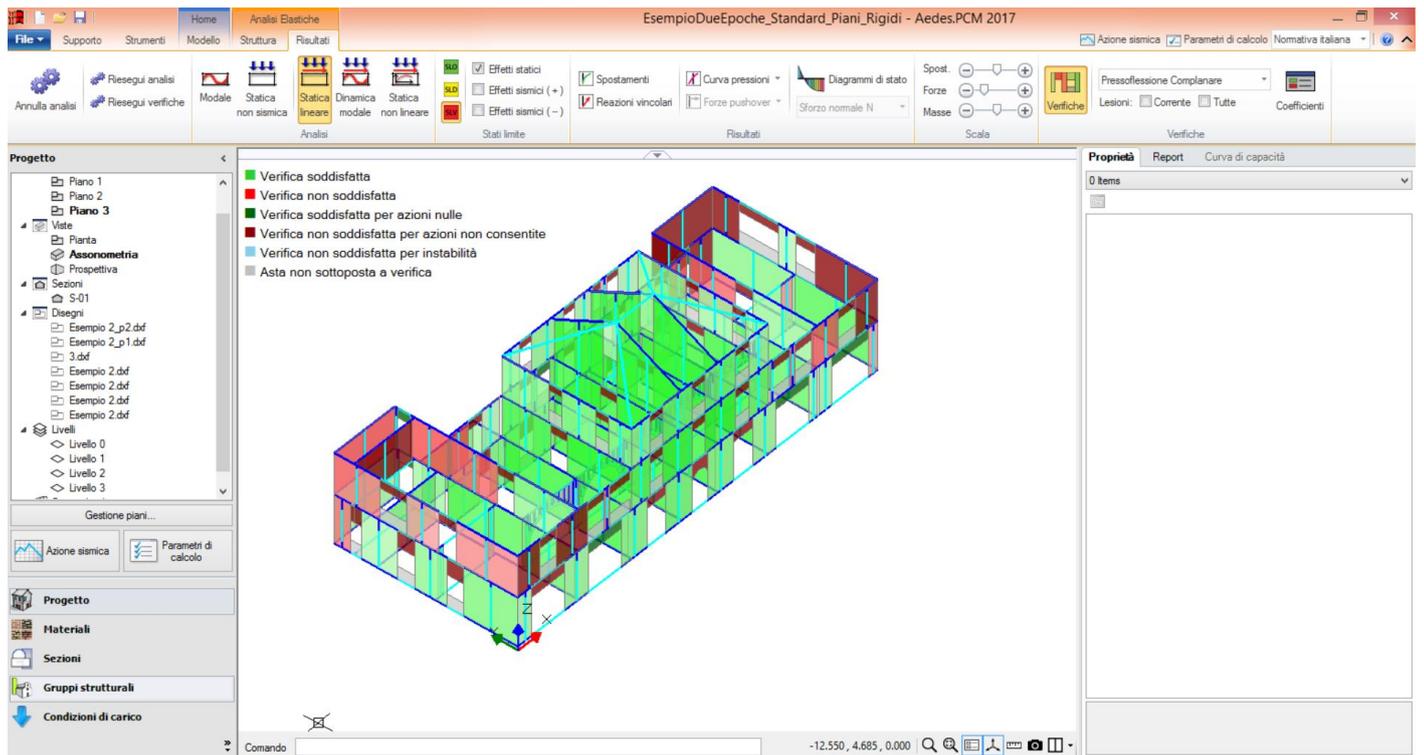
Vai a: Resistenza SLD e Spostamenti SLD ...

Chiudi

Questo risultato era prevedibile data l'elevata sismicità della zona nel quale si trova il fabbricato. In questo caso soffrono tutti i maschi e tutte le fasce di piano, a causa di stati di compressione non sufficienti.

Spesso l'analisi sismica lineare comporta una serie di problemi: un esempio è quello che possiamo riscontrare in questo caso, cioè quando la struttura ha elementi in crisi per i soli carichi gravitazionali inerenti alla combinazione sismica. A ciò corrisponde un periodo di ritorno dell'azione sismica sostenibile teoricamente nullo. Le analisi di tipo Pushover, pur tenendo conto di tali elementi attraverso gli svincolamenti, determinano la capacità complessiva in termini di spostamento della struttura e sono quindi in grado di trovare una risposta più efficace per la verifica di sicurezza.

Per visualizzare l'effetto dei soli carichi gravitazionali in combinazione sismica, sarà sufficiente portarsi sulla scheda risultati, selezionare l'analisi sismica statica lineare e spuntare solo l'opzione "effetti statici" nella casella "stati limite", come indicato in figura seguente.



Analisi sismica statica non lineare (pushover)

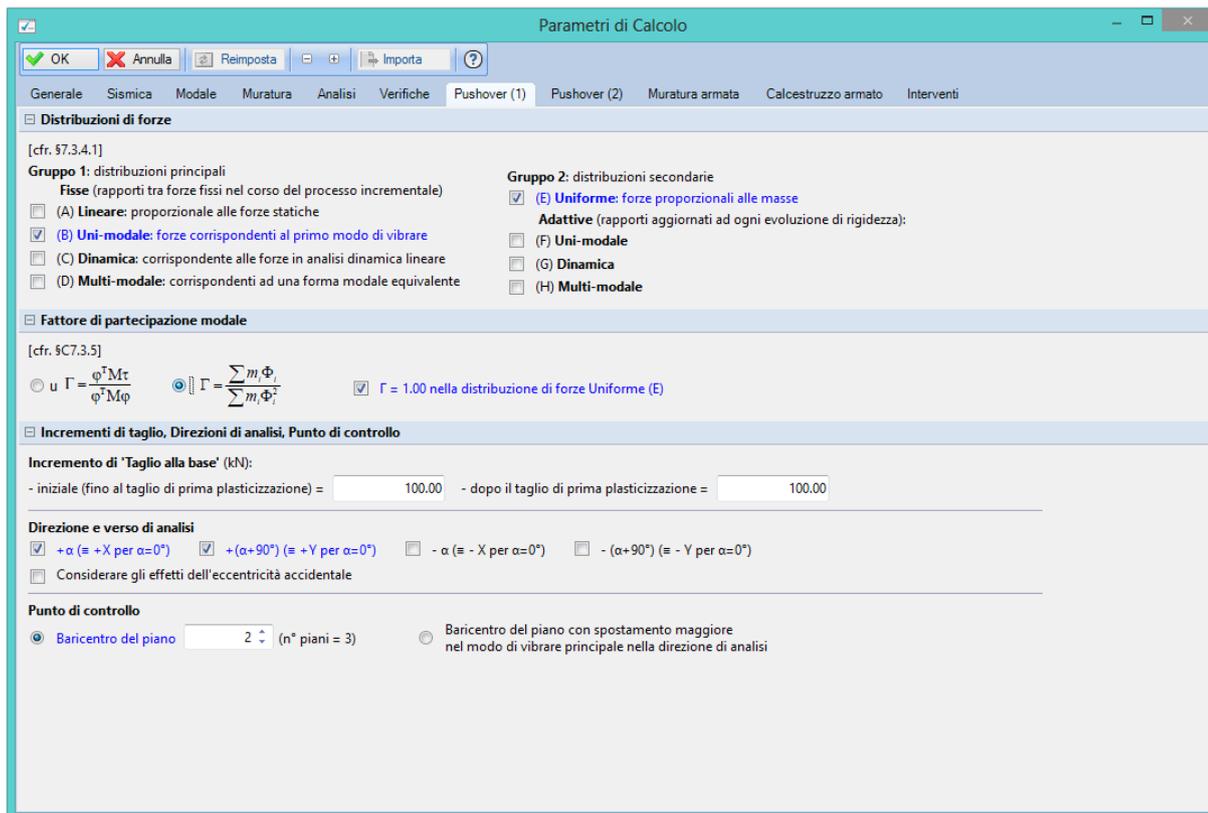
L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite secondo un certo criterio, ad ogni livello della costruzione. Tali forze sono poi scalate in modo da far crescere, fino al collasso, monotonamente lo spostamento di un punto rappresentativo del comportamento della struttura, spesso il centro di massa dell'ultimo piano della stessa.

Questo tipo di analisi consente di determinare la curva di capacità della struttura, la quale una volta riportata ad una bilineare rappresentativa di un sistema SDOF, viene utilizzata per effettuare le verifiche in termini di spostamento, confrontando la domanda, relativa all'azione sismica, con la capacità dell'edificio. Nel caso in esame abbiamo scelto di effettuare le analisi una volta con forze dirette lungo X positiva ed una dirette lungo Y positiva, in entrambi i casi considerando due distribuzioni, così come richiesto dalle NTC08 §7.3.4.1:

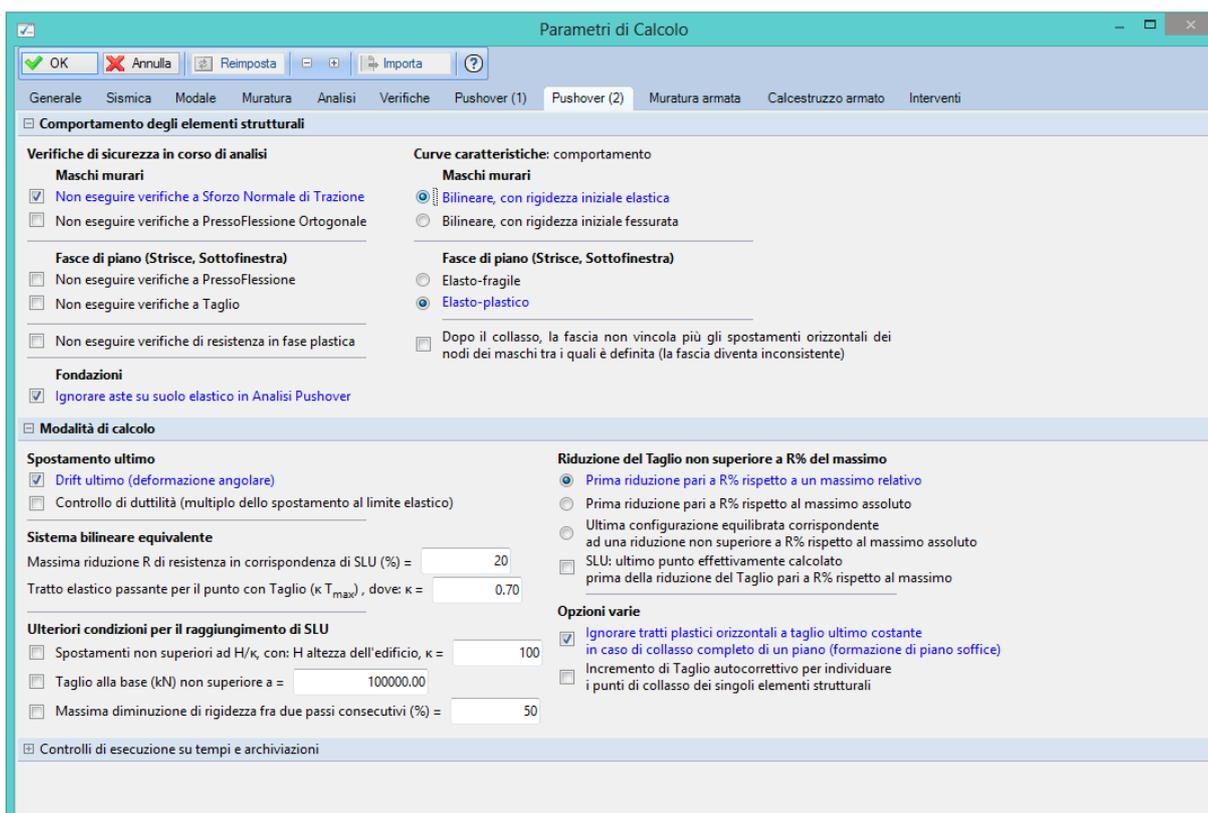
- Tipo B: proporzionale al primo modo di vibrare della struttura;
- Tipo E: proporzionale alle masse.

Per quanto riguarda il calcolo del coefficiente di partecipazione delle masse è stata scelta la formulazione numero 2, nella quale si prendono in conto soltanto le masse traslazionali nella direzione di analisi, scelta che appare più coerente con la natura stessa dell'analisi Pushover che consiste nell'analisi di spinta in una direzione.

Infine si è scelto di considerare come punto di controllo il baricentro del secondo piano, in quanto più rappresentativo del comportamento della struttura.

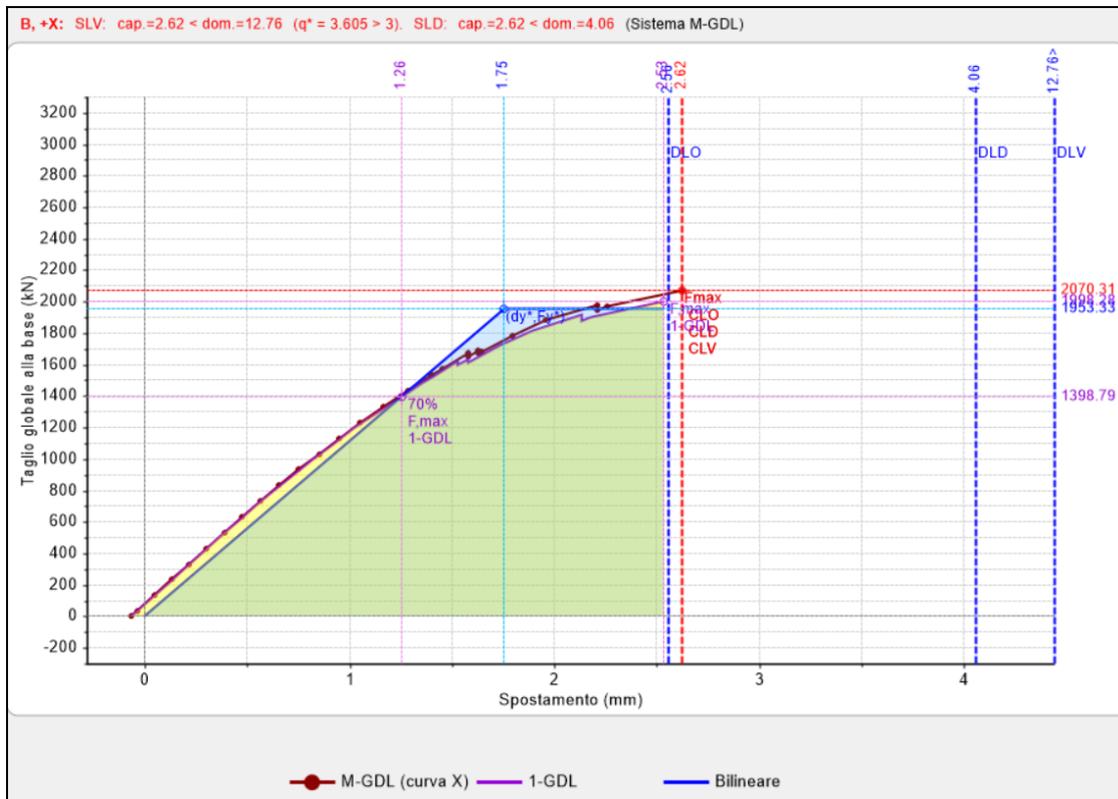


Nell'immagine sottostante possiamo osservare le impostazioni avanzate dell'analisi statica non lineare, in particolare nella casella "Riduzione del Taglio non superiore a R% del massimo" è stata scelta l'opzione "Prima riduzione pari a R% rispetto al massimo assoluto". Nella sezione § 3.10.7.5 del manuale di PCM è possibile trovare la descrizione delle diverse opzioni, fra cui quella citata. Nel caso in esame abbiamo scelto che lo spostamento ultimo sia identificato dopo una riduzione del 20% del taglio massimo.

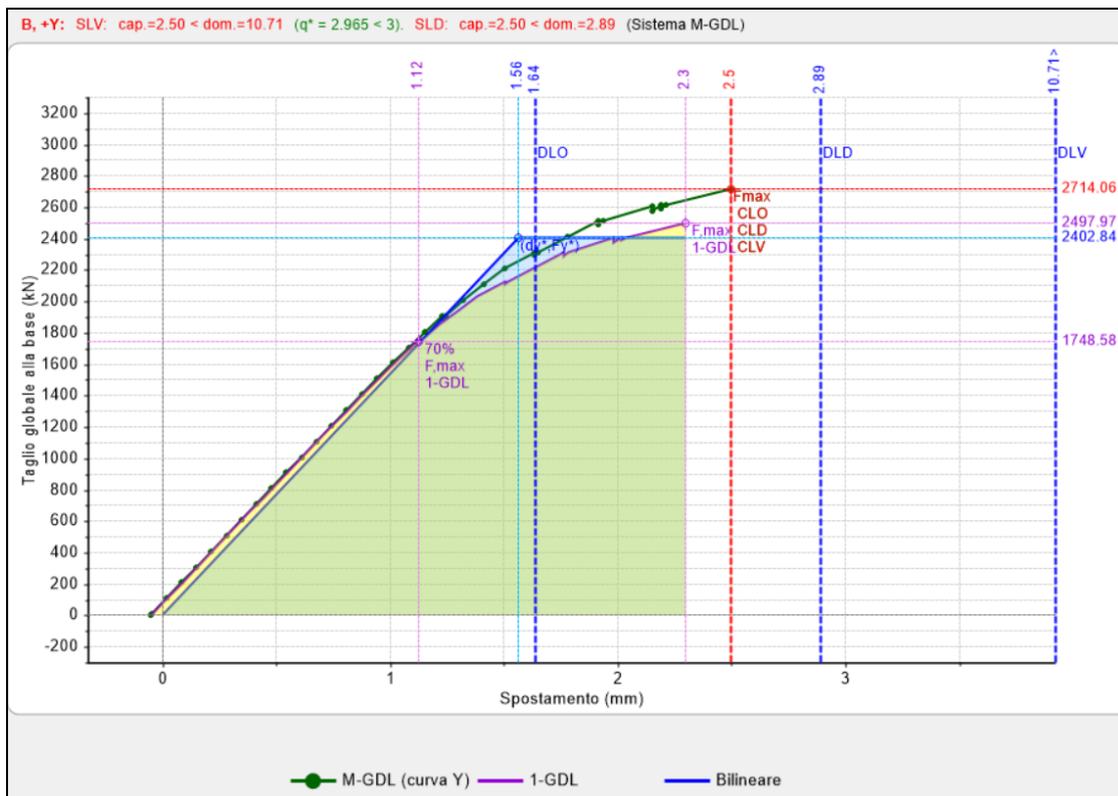


Analizziamo le curve di capacità ottenute.

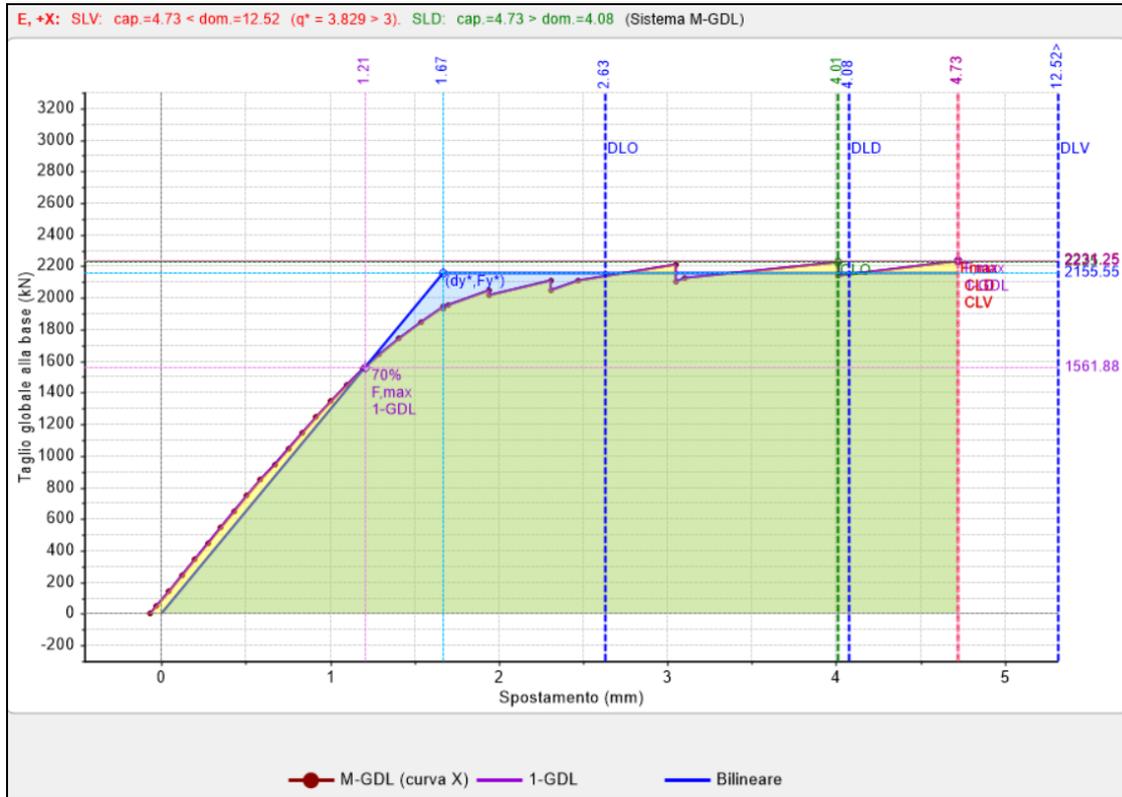
- Distr. B +X:



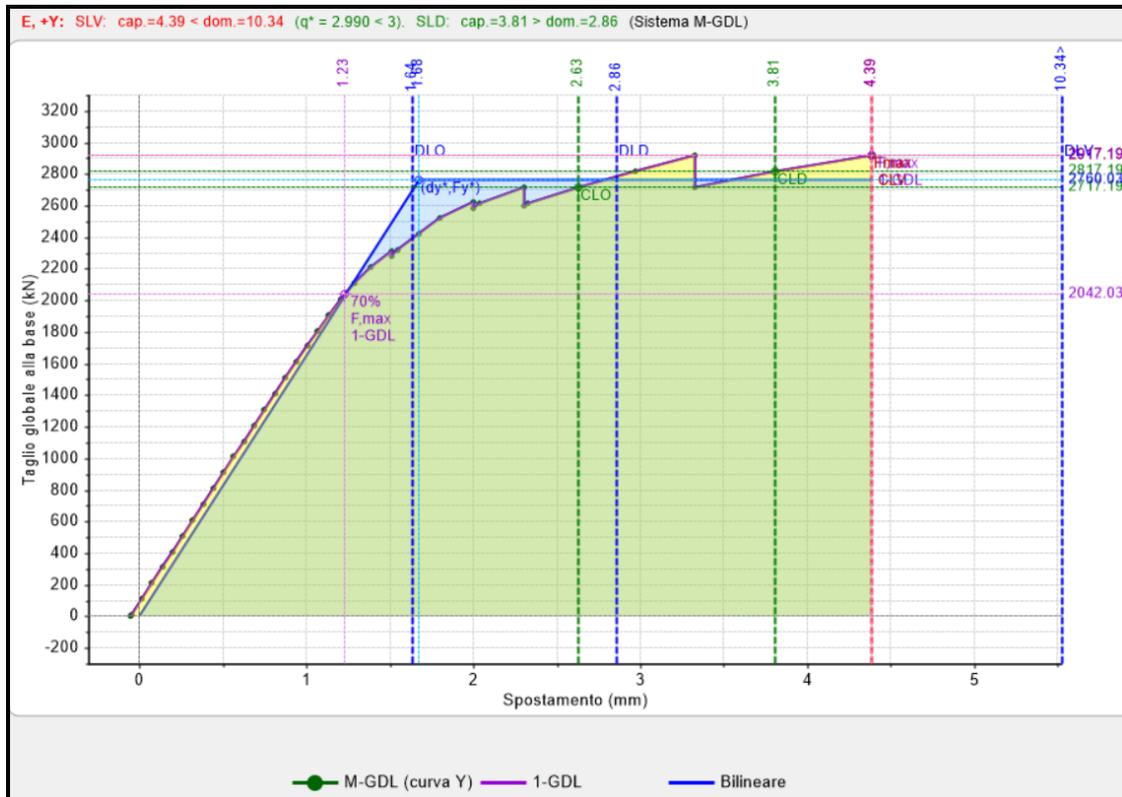
- Distr. B +Y:



- Distr. E+X:



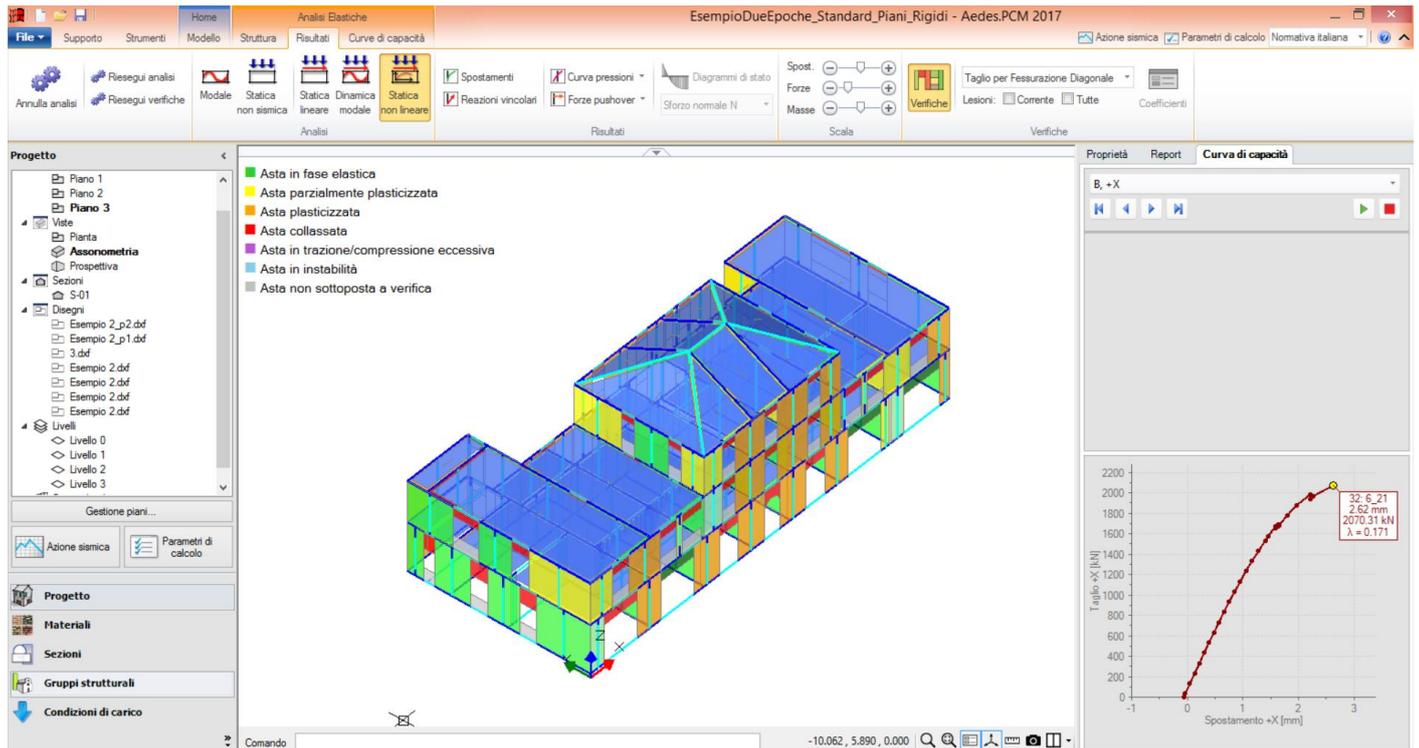
- Distr. E+Y:



Dall'analisi dei precedenti risultati notiamo come anche in questo caso le verifiche non siano soddisfatte, e come la direzione X sia leggermente più penalizzata.

N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt.	FW	q'	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	aV,PGA	aV,TR	WV,CLV	PGA,CLD	TR,CLD	PVR,CLD	aD,PGA	aD,TR
1	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+X		0.171	3.605	5.000	0.063	31	79.591	0.315	0.066	3	0.063	31	79.671	0.797	0.628
2	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+Y		0.224	2.965	5.000	0.074	45	67.437	0.370	0.094	5	0.074	44	67.535	0.937	0.889
3	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X		0.184	3.829	5.000	0.090	66	53.238	0.450	0.138	7	0.090	66	53.248	1.139	1.315
4	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	E	+Y		0.241	2.990	5.000	0.105	90	42.620	0.525	0.190	10	0.095	74	49.026	1.203	1.484

Analizziamo lo stato di incipiente collasso nel caso di distribuzione delle forze B, in direzione X, che risulta essere la più gravosa:



Otteniamo che i maschi costituiti in muratura di pietrame collasano a taglio per fessurazione diagonale, mentre quelli in muratura di mattoni pieni risultano parzialmente plasticizzati a taglio per fessurazione diagonale; questo è in linea con le impostazioni iniziali.

8.2.2. IMPALCATI DEFORMABILI

Analizziamo adesso il caso di modellazione con impalcati deformabili caratterizzati da alcune campate di solaio rigide. Nella parte introduttiva del presente documento sono stati descritti i diversi tipi di solaio. Date le considerazioni precedentemente fatte, pensiamo di poter schematizzare tutti i solai come deformabili eccetto quello in laterocemento con soletta.

Per modellare tale comportamento impostiamo su "No" il comportamento rigido dell'impalcato nelle due direzioni, nella finestra delle proprietà che si attiva una volta selezionato un livello dalla finestra di progetto nella scheda struttura, come indicato nella figura a pagina successiva.

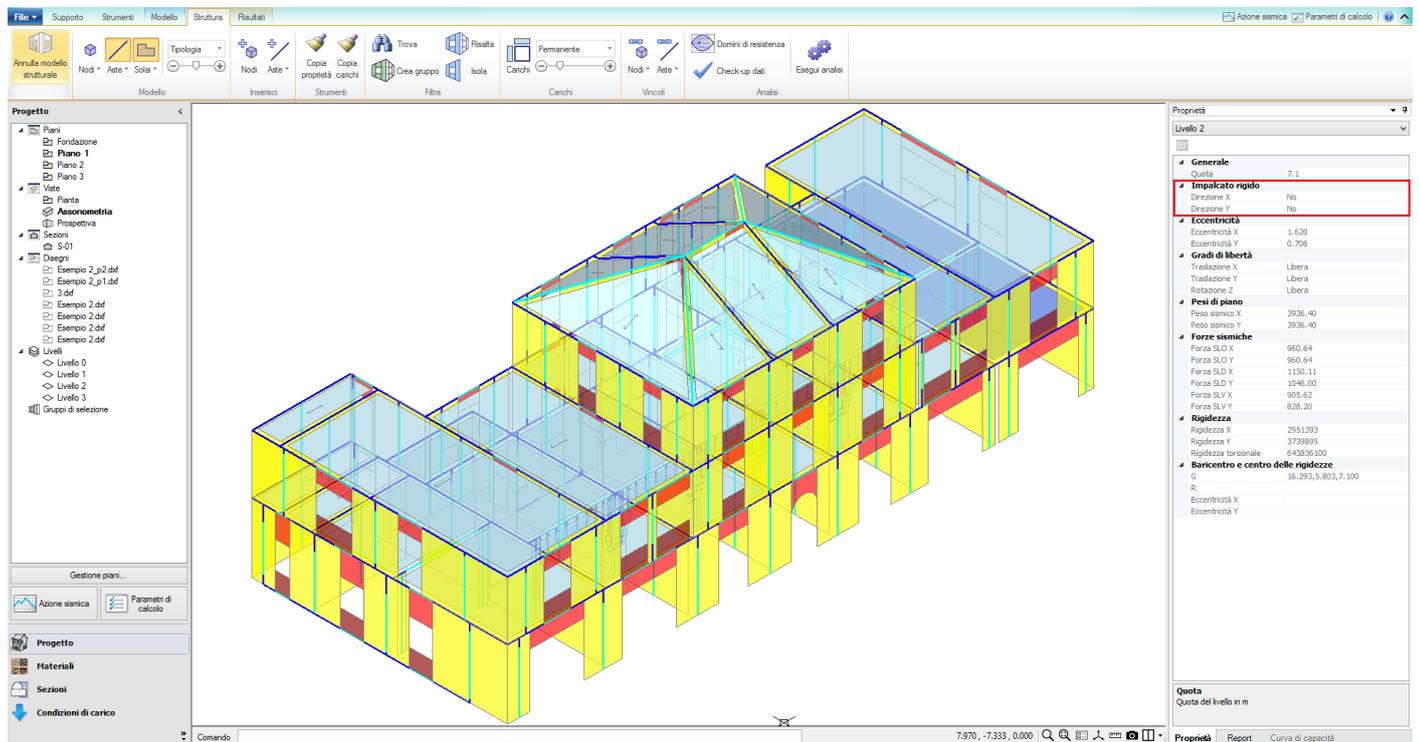
A questo punto tutti gli impalcati si comporteranno come deformabili, dobbiamo quindi impostare i solai in laterocemento come rigidi, selezionandoli direttamente.

Sono doverose alcune considerazioni riguardo alla deformabilità dei solai nel proprio piano: questa condizione implica sostanzialmente due importanti proprietà:

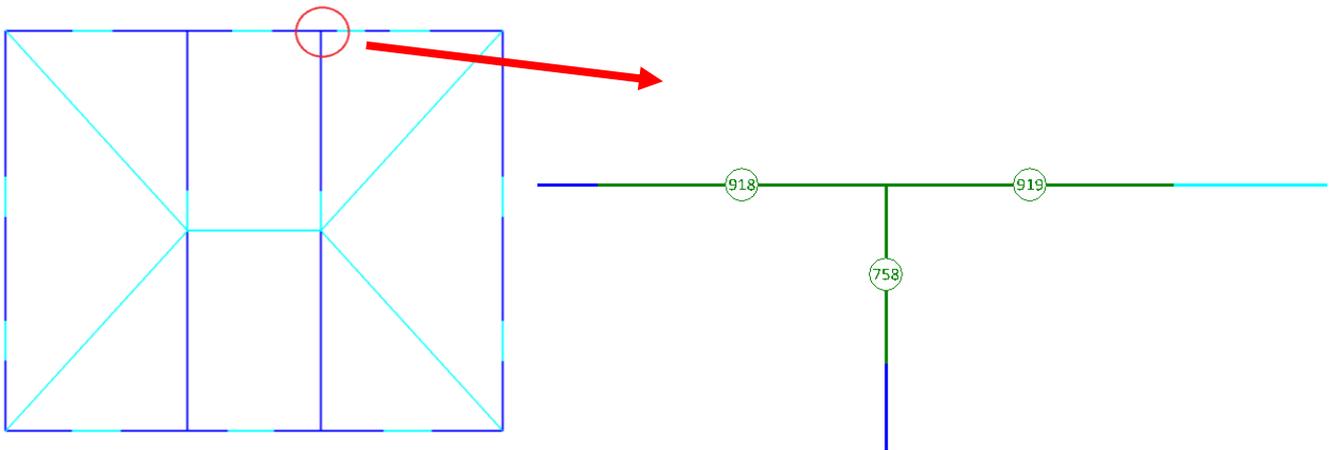
- i nodi appartenenti ad uno stesso solaio non sono obbligati a muoversi in maniera rigida, in altre parole non abbiamo un diaframma rigido che mantiene la forma del piano
- le masse sismiche di piano non verranno concentrate in un nodo master posto nel centro di massa, di modo che ogni maschio prenda un taglio sismico sostanzialmente proporzionale non alla propria rigidità ma all'area d'influenza in quanto sarà sede di massa locale.

Per quanto riguarda la seconda considerazione significa che otterremo una distribuzione delle azioni diversa da quella del caso precedente con impalcati rigidi.

D'altra parte è importante osservare che il mantenimento della forma nel piano del solaio non è legato solo alla presenza di un impalcato rigido, ma anche alle connessioni tra i muri che concorrono a formare maglie chiuse, con comportamento scatolare.



Deve quindi essere valutato il grado di ammassamento tra pareti ortogonali. Per default, quando nella modellazione architettonica la sagoma di due pareti viene a contatto, viene creato un collegamento tra i due elementi con vincolo d'incastro. Nel caso in cui si ritenga che l'ammorsamento tra le pareti non sia sufficiente a garantire un incastro tra le stesse, sarà possibile svincolare le aste introducendo una cerniera. Nella figura successiva viene mostrata l'intersezione tra due pareti ortogonali poste all'ultimo piano dell'edificio.



Se selezioniamo le tre aste, nella finestra Proprietà notiamo che hanno vincoli incastro-incastro.

In questo caso consideriamo che esista un buon grado di ammassamento tale da giustificare l'incastro tra le aste ortogonali, successivamente invece analizzeremo il caso con aste svincolate.

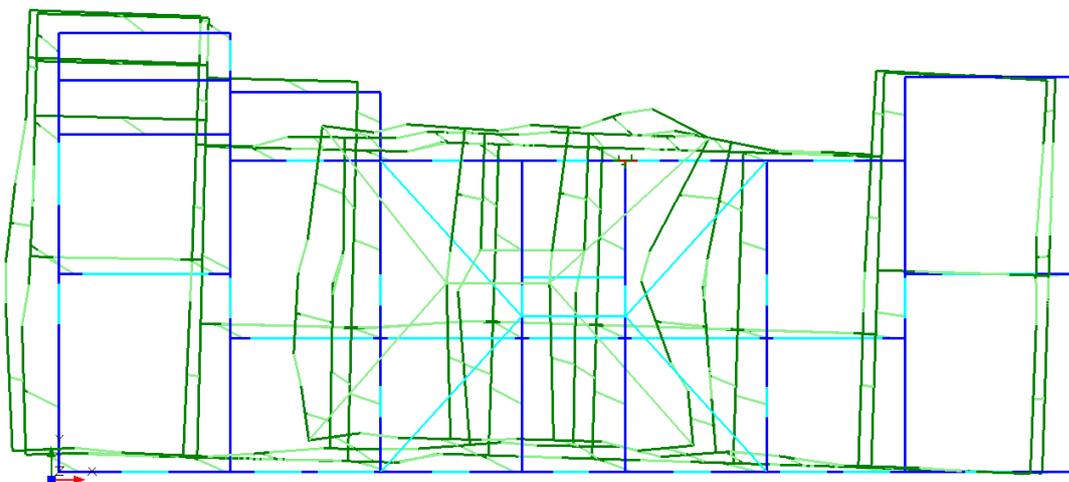
Anche in questo caso valgono le precedenti considerazioni riguardo alla modellazione delle scale e le verifiche relative alle pareti in muratura di pietrame; si rimanda dunque alla trattazione già effettuata nei paragrafi precedenti.

Analisi modale

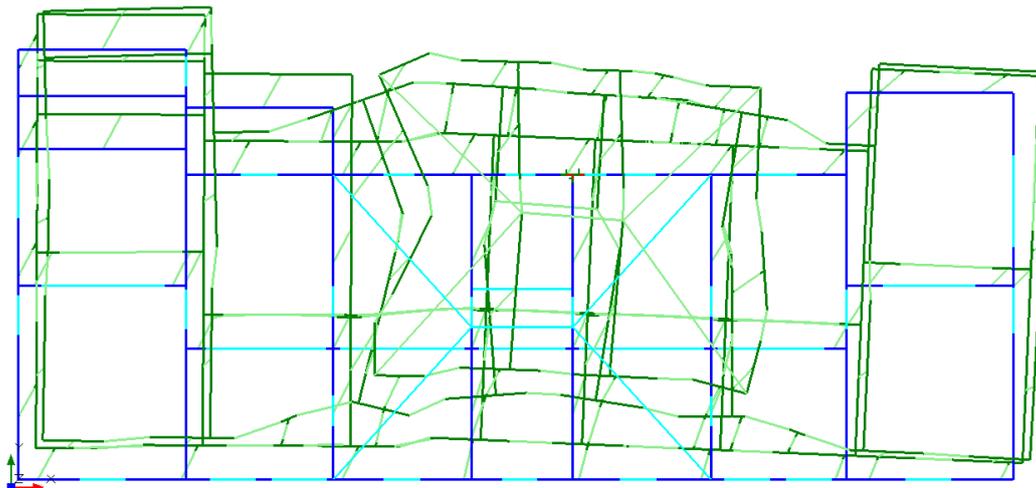
Le considerazioni già esposte sull'importanza dell'analisi modale al fine di comprendere la bontà del modello ed il comportamento della struttura, valgono anche nel caso in esame.

Rispetto al caso di piani rigidi ci aspettiamo un aumento del periodo della struttura, a fronte della maggiore deformabilità, ed un numero maggiore di modi significativi al raggiungimento dell'85% della massa sismica. Si ottengono i seguenti risultati:

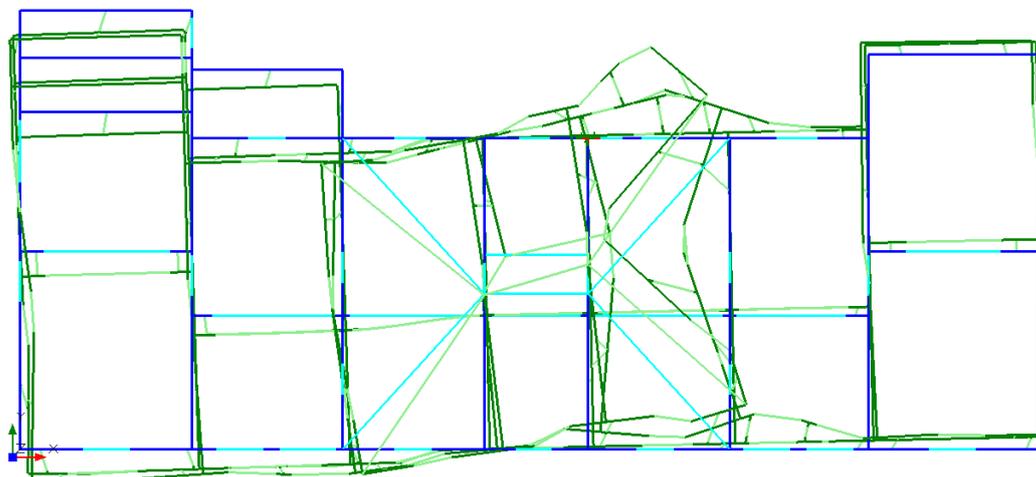
Modo 1: $T=0.192$ s, $M_x= 69.6\%$ $M_y= 14.0\%$, modo prevalentemente traslazionale lungo X.



Modo 2: $T=0.184$ s, $M_x= 16.2\%$ $M_y= 61.6\%$, modo prevalentemente traslazionale lungo Y.

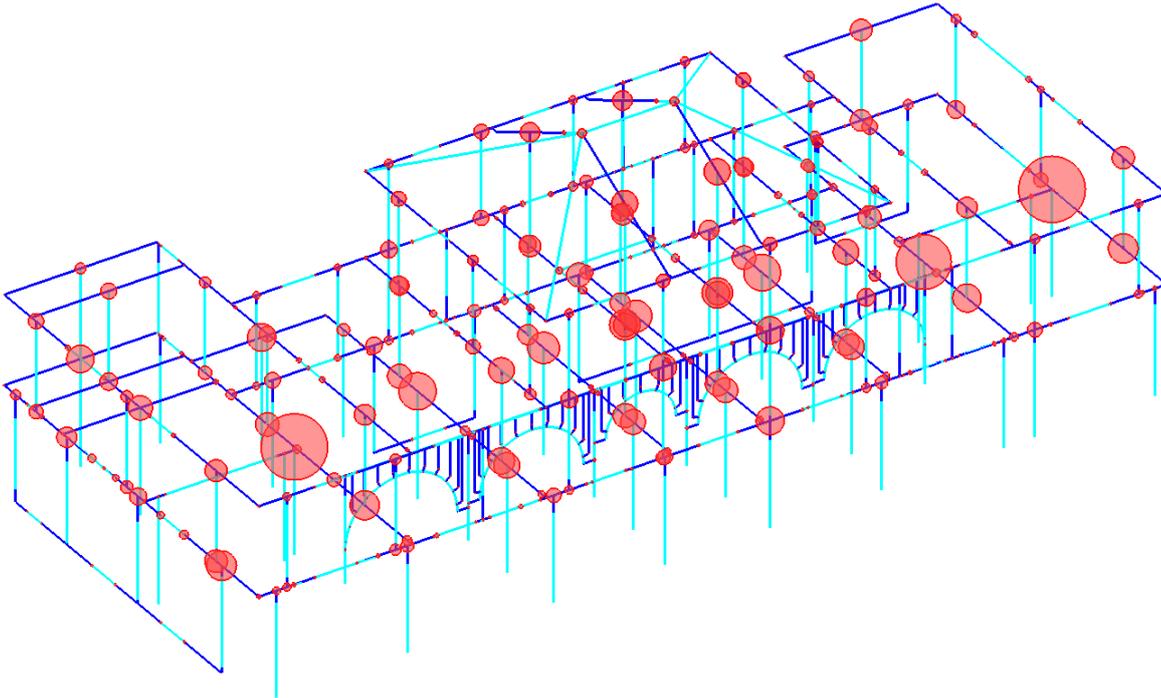


Modo 3: $T=0.137$ s, $M_x= 0.0\%$ $M_y= 0.3\%$, modo prevalentemente di torsione.



Come ci aspettavamo il periodo della struttura è aumentato leggermente rispetto al caso di piani infinitamente rigidi, anche la massa partecipante a ciascun modo è variata, in modo che per raggiungere l'85% della massa partecipante devono essere presi in considerazione i primi 7 modi, mentre nel caso precedente ne erano sufficienti 2.

Andiamo ad analizzare le masse generate: a differenza del caso precedente non saranno concentrate in un solo punto per ogni piano, ma le troveremo collocate localmente per ciascun elemento in quanto nel caso di piani non rigidi non viene creato nessun nodo master.



Analisi statica non sismica

Nella figura sottostante sono riportati in tabella i coefficienti di sicurezza minimi tra i vari elementi della struttura, per ogni verifica effettuata.

Notiamo che la situazione è molto simile a quella del caso precedente, andiamo quindi a vedere quali sono gli elementi che non soddisfano le verifiche; analogamente al caso precedente utilizzeremo gli strumenti di selezione e di filtro per selezionare tali elementi.

Analisi Statica Lineare, NON Sismica: Sintesi risult...

Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

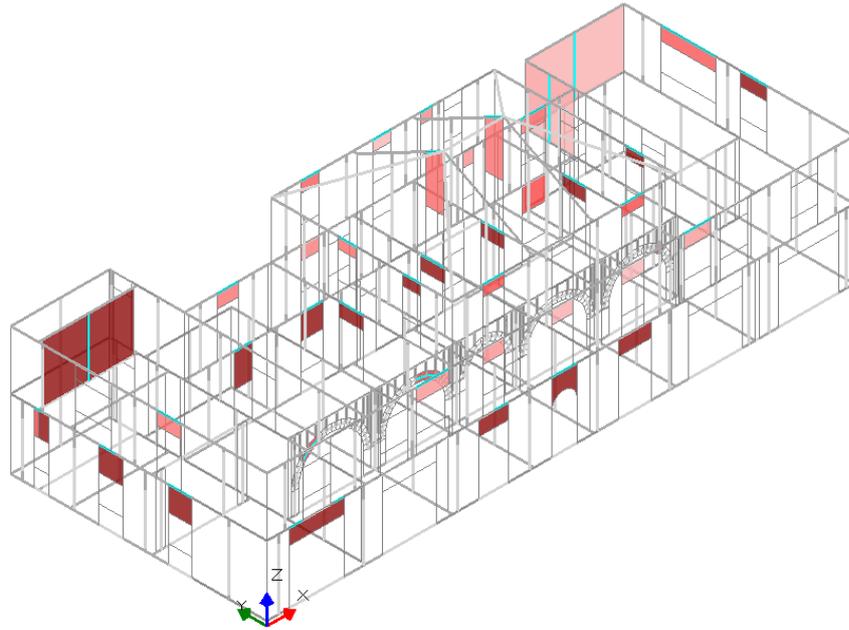
SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
 Verifiche di Resistenza

[§4.5.5] **Involuppo CCC**

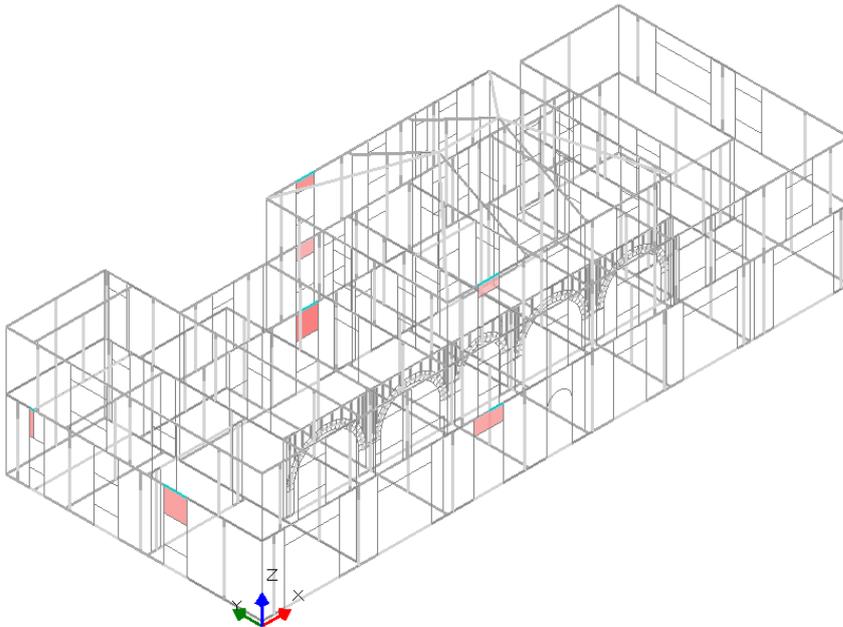
PressoFlessione Complanare [§4.5.6]	0.000	70.5%
Taglio per Scorrimento [§4.5.6]		
Taglio per Fessuraz. Diagonale [§4.5.6]	0.301	95.7%
PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D)	0.000	99.1%
PressoFlessione Ortogonale [§4.5.6.2]		
SL di tipo geotecnico (GED): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1]	>> 1	

Chiudi

- Pressoflessione Complanare:



- Taglio per fessurazione diagonale:



Ancora una volta, come nel caso precedente riscontriamo che le verifiche non sono soddisfatte per le fasce di piano e per alcuni maschi posti al piano superiore.

Analisi sismica statica lineare

Analizziamo i risultati dell'analisi sismica, anche in questo caso ci aspettiamo che vi sia un peggioramento della situazione passando dalle analisi statiche a quelle sismiche data l'elevata sismicità della zona.

Analisi Sismica, Statica Lineare: Sintesi risultati

Analisi Sismica Statica Lineare [§7.8.1.5.2]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifiche di Resistenza
Costruzione esistente, solo SLU [§8.3]: obbligatoria
 [§7.3.6.1, §7.8.2.2]

PressoFlessione Complanare [§7.8.2.2.1]	0.000	62.1%
Taglio per Scorrimento [§7.8.2.2.2]		
Taglio per Fessuraz. Diagonale [§C8.7.1.5]	0.284	59.1%
PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D)	0.000	79.3%
PressoFlessione Ortogonale [§7.2.3]		

SL di tipo geotecnico (GED): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1, §7.2.5] **>> 1**

SLE di Danno (SLD)
Verifica degli Spostamenti
Costruzione esistente, solo SLU [§8.3]: non obbligatoria
 [§7.3.7.2, §C7.3.7]

(d_r / h),max ('per mille'; deve essere: < 3) = **1.773**

Coefficiente di sicurezza (= 3 / (d_r / h),max) = **1.692**

Vai a: Resistenza SLD e Spostamenti SLD ...

Chiudi

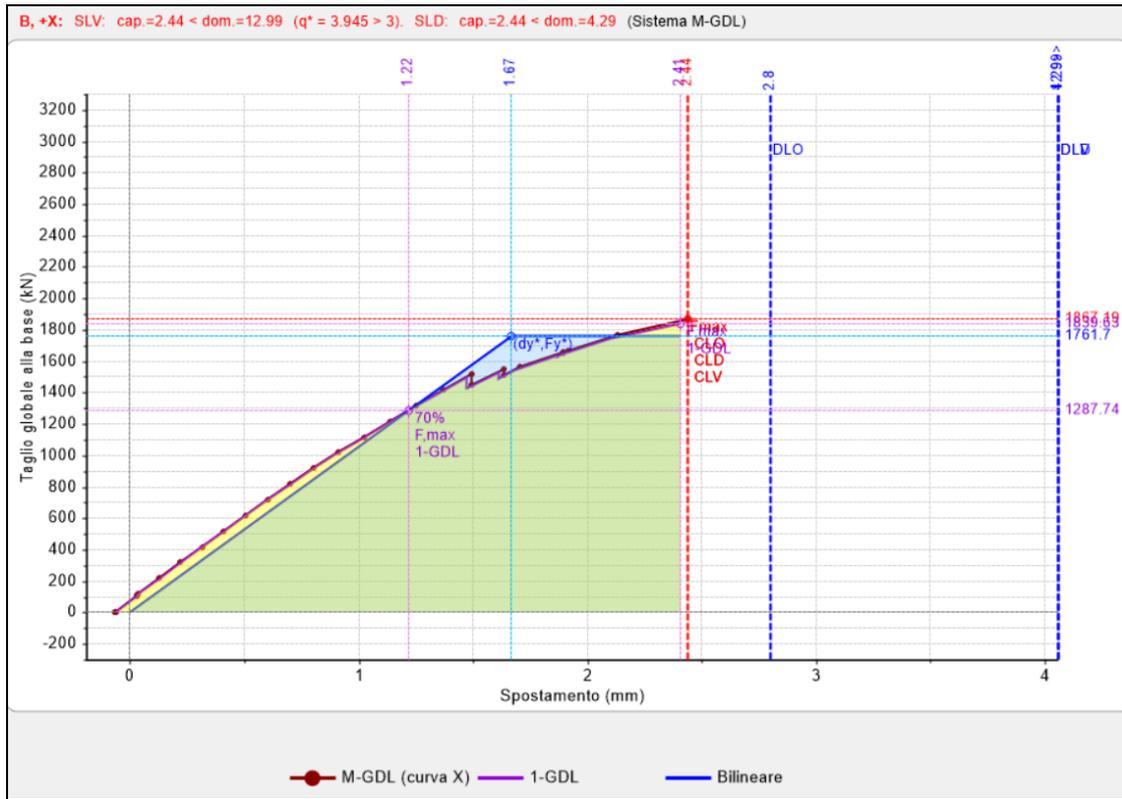
Valgono ancora le considerazioni precedentemente fatte per il caso di piani rigidi, al quale si rimanda per approfondimenti.

Analisi sismica statica non lineare (pushover)

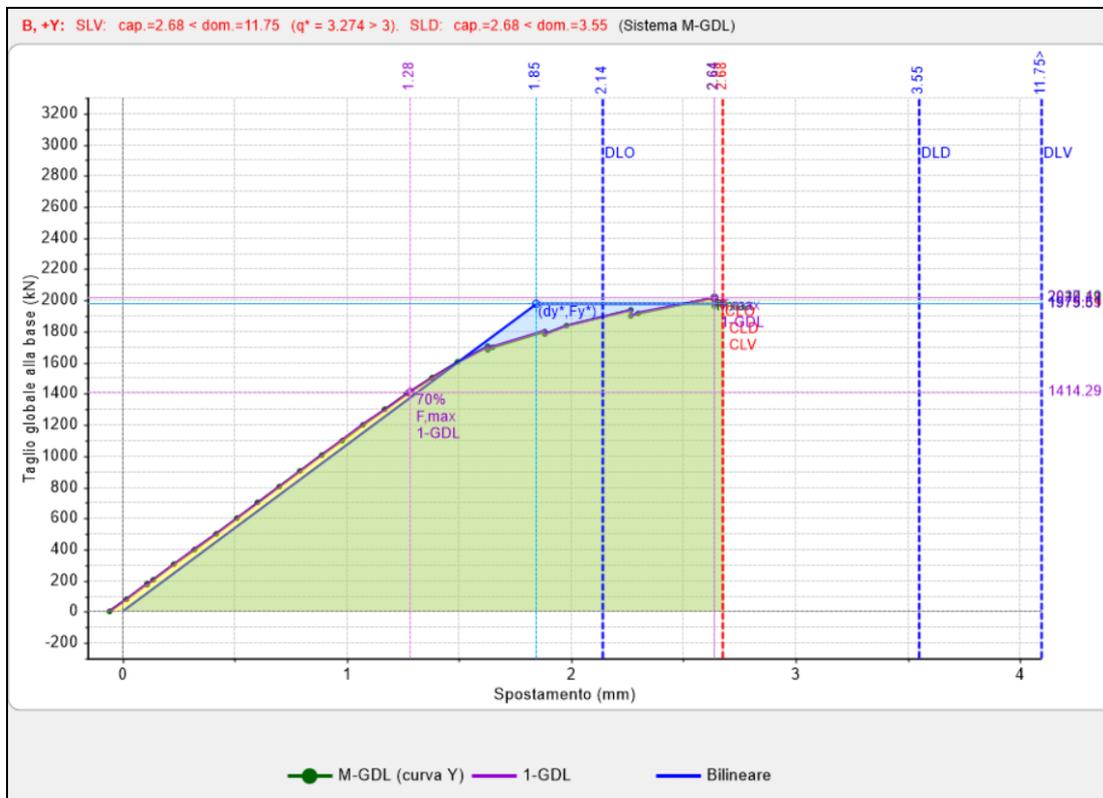
Le considerazioni riguardo allo svolgimento di questa tipologia di analisi, e sulle impostazioni scelte sono le stesse già espresse nel caso di impalcati rigidi, al quale si rimanda.

Analizziamo dunque i risultati.

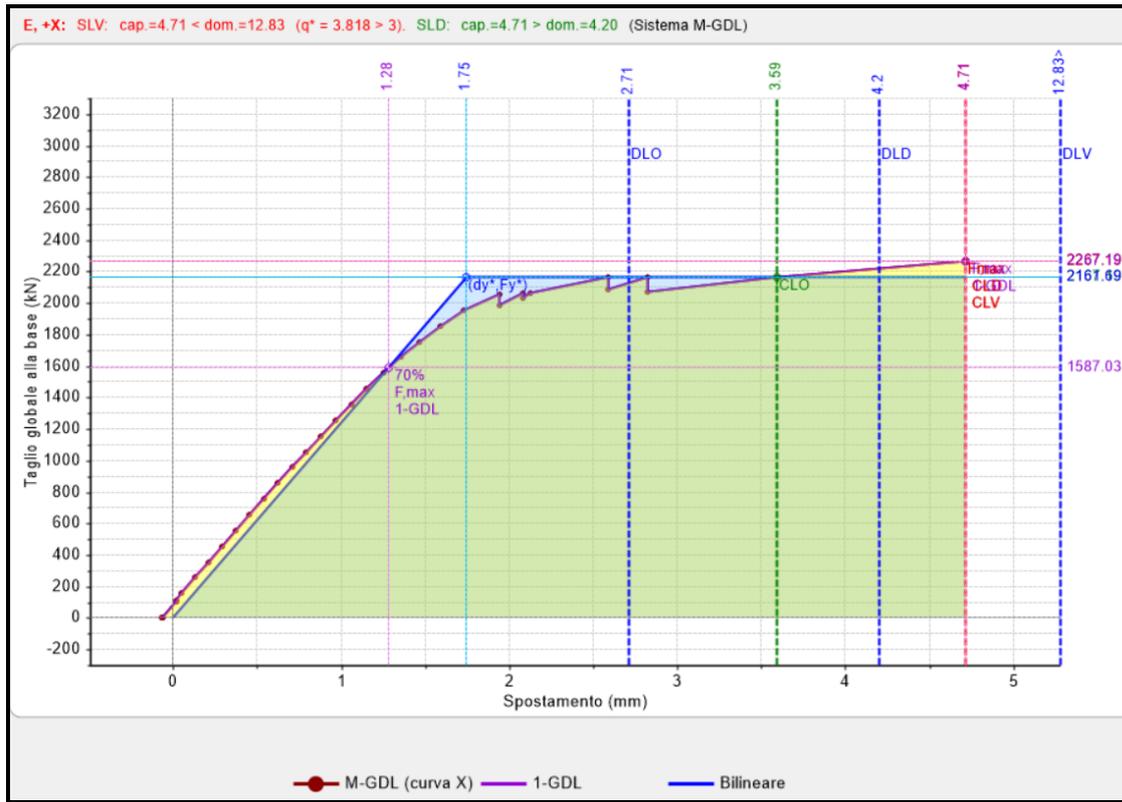
- Distr. B +X:



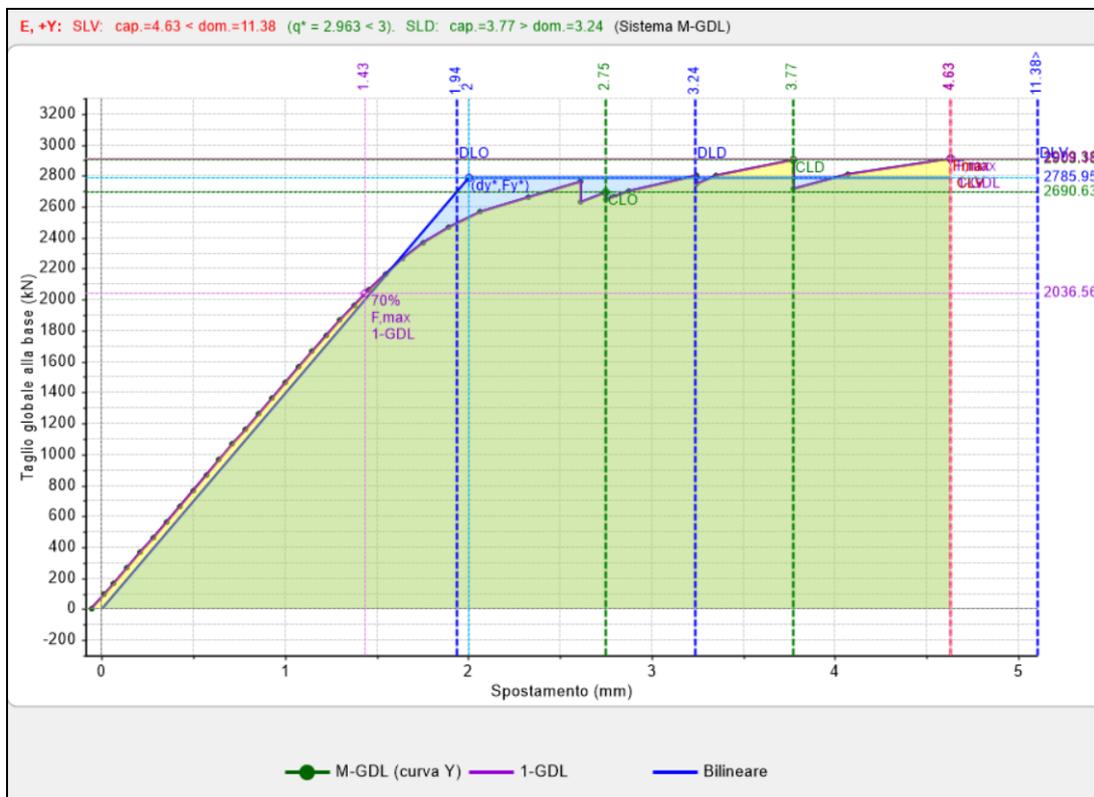
- Distr. B +Y:



- Distr. E +X:



- Distr. E +Y:



Come nel caso di impalcati rigidi le verifiche in termini di spostamento allo SLV non sono soddisfatte per nessuna delle distribuzioni in entrambe le direzioni.

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt.	F/W	q"	q	PGA,CLV	TR,CLV	PvR,CLV	aV,PGA	aV,TR	VN,CLV	PGA,CLD	TR,CLD	PvR,CLD	aD,PGA	aD,TR
1	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+X		0.154	3.945	5.000	0.058	27	84.494	0.290	0.056	3	0.058	27	84.621	0.734	0.534
2	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+Y		0.166	3.274	5.000	0.069	38	73.431	0.345	0.079	4	0.068	38	73.344	0.861	0.756
3	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X		0.187	3.818	5.000	0.089	63	54.519	0.445	0.134	7	0.089	63	54.557	1.127	1.268
4	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	E	+Y		0.240	2.963	5.000	0.100	82	45.693	0.500	0.172	9	0.088	62	55.406	1.114	1.238

Rispetto al caso precedente notiamo una diminuzione dei coefficienti di sicurezza.

Mettendo a confronto le curve ottenute con i due diversi tipi di analisi notiamo che: la direzione maggiormente penalizzata è quella in X; il taglio ultimo rimane pressoché lo stesso, mostrando comunque qualche oscillazione più o meno marcata a seconda della distribuzione scelta; anche lo spostamento ultimo rimane pressoché il solito.

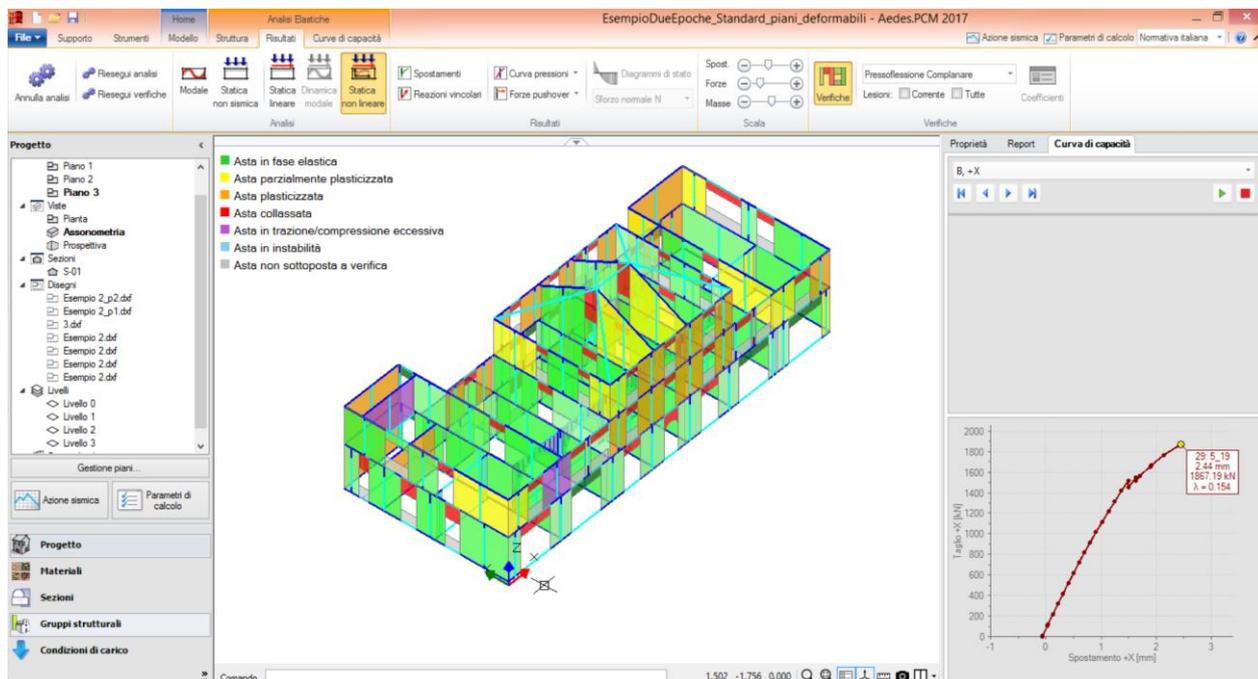
Su questo ultimo fatto è necessario spendere qualche parola: nell'ottica di un'analisi agli spostamenti, il fatto che il taglio ultimo rimanga pressoché lo stesso non influisce in modo prioritario sul risultato delle analisi: ciò che conta maggiormente è la capacità di spostamento, da cui resta definito il fatto che le verifiche siano soddisfatte o meno.

Nel caso in esame siamo passati da una struttura più rigida ad una più deformabile ottenendo in alcuni casi una riduzione di spostamento, questo sta a significare che in tale caso la struttura raggiunge la labilità prima di riuscire ad esplicare uno spostamento maggiore del caso precedente.

In altri casi, invece è accaduto il contrario infatti la capacità di spostamento aumenta e di conseguenza i valori dei coefficienti di sicurezza.

Infine è opportuno sottolineare come passando da piani rigidi a piani deformabili sia la distribuzione delle masse che il comportamento modale cambi notevolmente, facendo variare così anche la distribuzione di forze B ed E, da noi scelte, rendendo così complesso il confronto tra questi due casi estremi.

All'incipiente collasso, per il caso di distribuzione B+X avremo:



Otteniamo che i maschi costituiti in muratura di pietrame collassano a taglio per fessurazione diagonale, mentre quelli in muratura di mattoni pieni collassano per taglio scorrimento, questo è in linea con le impostazioni iniziali.

8.2.3. IMPALCATI DEFORMABILI CON SVINCOLAMENTO DELLE PARETI ORTOGONALI

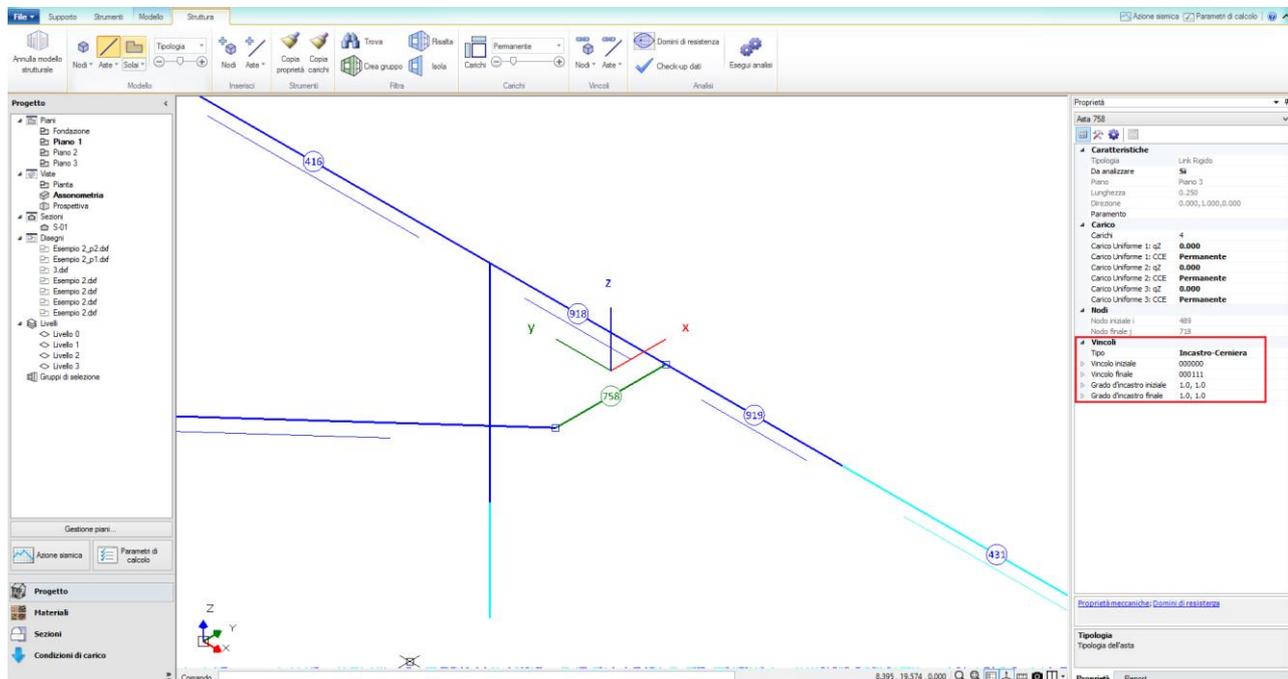
Come accennato durante lo studio del caso di struttura con impalcati deformabili, non solo il solaio concorre al mantenimento della forma dell'involucro nel piano, ma anche la presenza di pareti ortogonali, qualora l'ammorsamento sia considerato sufficientemente buono.

Spesso può accadere, negli edifici esistenti, che l'ammorsamento della pareti sia insufficiente, o addirittura inesistente, portando così ad escludere la possibilità di avere un incastro tra i due elementi intersecanti.

Ipotizziamo nel caso in esame che l'ammorsamento tra le pareti ortogonali della porzione di fabbricato, all'ultimo piano, costruita nel 1918 sia insufficiente a garantire un incastro, e questo può essere rappresentato da una cerniera, tale da simulare la rotazione relativa tra i due elementi.

In tali casi è quindi necessario svincolare le aste ortogonali inserendo una cerniera, come mostrato in figura. Per farlo sarà sufficiente selezionare l'asta alla quale vogliamo cambiare la condizione di vincolo, in questo modo dalla finestra "Proprietà", possiamo andare nella sezione dedicata ai vincoli e facendo attenzione su quale sia il nodo iniziale o finale che vogliamo svincolare, scegliamo "incastro-cerniera" oppure "cerniera-incastro".

A questo punto è importante fare la seguente considerazione: l'inserimento di svincolamenti all'interno del modello strutturale comporta una riduzione del grado di iperstaticità struttura, quindi occorre attenzione nei confronti della labilità strutturale. Questa considerazione è particolarmente importante per l'analisi Pushover: al primo passo dell'analisi statica non lineare, infatti, alle sconnessioni interne definite in input si sommano quelle introdotte per gli elementi strutturali che sotto la sola azione dei carichi gravitazionali vanno in crisi, abbassando ulteriormente il grado di iperstaticità della struttura, con possibilità di ottenere labilità precoci. Si deve sempre tenere presente che una struttura pur iperstatica in analisi lineare potrebbe risultare labile al primo passo dell'analisi statica non lineare.

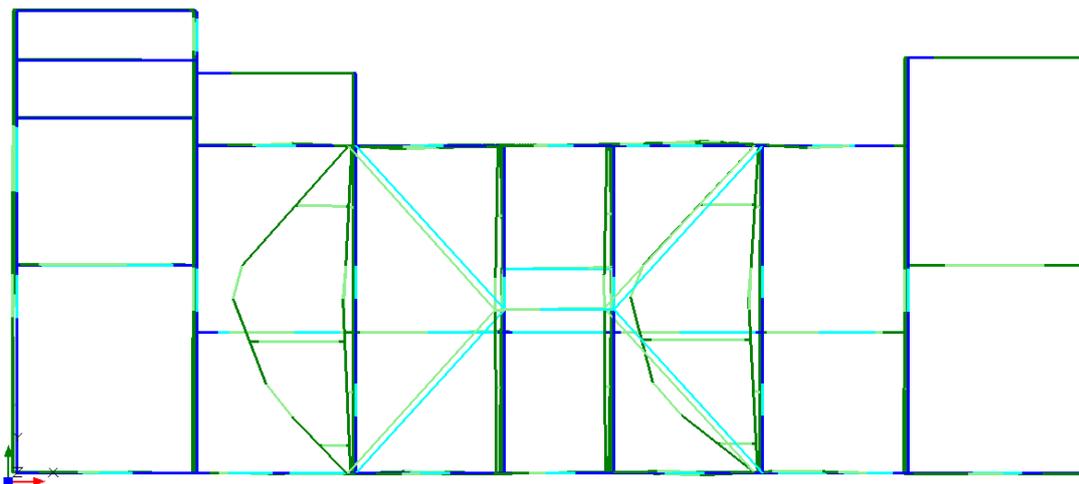


Valgono ancora le considerazioni precedentemente fatte per quanto riguarda la modellazione delle scale e la verifica a taglio scorrimento delle pareti in muratura di pietrame, si rimanda dunque al paragrafo 1.2.1. per approfondimenti.

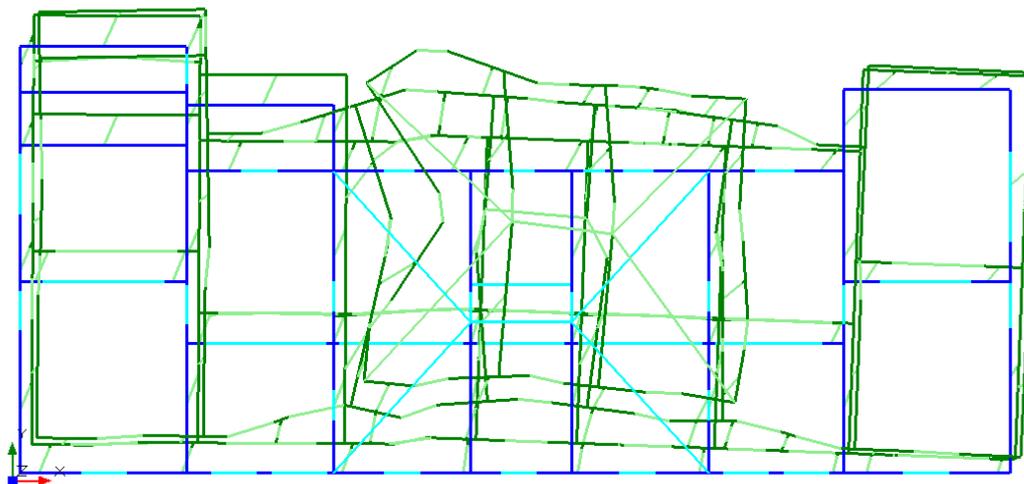
Analisi modale

Per quanto riguarda l'analisi modale ci aspettiamo, rispetto al caso di piani deformabili un ulteriore aumento del periodo fondamentale della struttura, sintomo di una diminuzione di rigidità, ed un ulteriore aumento del numero di modi da considerare per raggiungere l'85% della massa partecipante. Otteniamo i seguenti risultati.

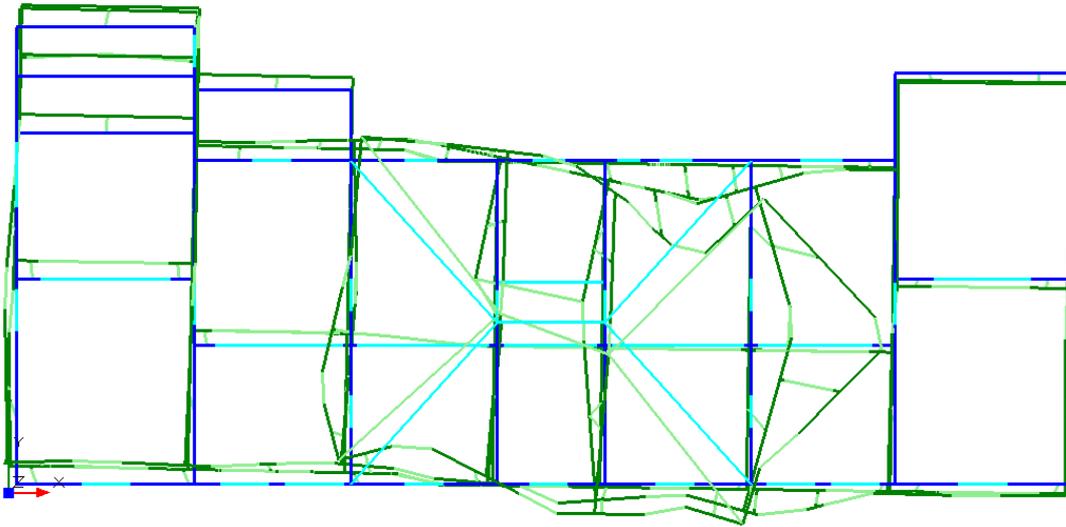
Modo 1: $T=0.193$ s, $M_x= 72.4\%$ $M_y= 10.2\%$, modo prevalentemente traslazionale lungo X.



Modo 2: $T=0.185$ s, $M_x= 11.2\%$ $M_y= 64.7\%$, modo prevalentemente traslazionale lungo Y.



Modo 3: $T=0.140$ s, $M_x= 0.2\%$ $M_y= 0.2\%$, modo prevalentemente di torsione.



Come dovevamo attenderci la struttura risulta maggiormente deformabile rispetto ai casi precedenti, lo dimostra l'aumento dei periodi propri della stessa (l'aumento è piccolo in quanto sono state svincolate soltanto le pareti all'ultimo piano), e dal fatto che i modi necessari al raggiungimento dell'85% della massa partecipante questa volta sono 8.

Inoltre notiamo differenti deformate, rispetto ai casi precedenti, infatti i primi due modi coinvolgono prevalentemente il terzo piano dell'edificio, oggetto degli svincolamenti applicati in input.

Analisi statica non sismica

Nella tabella seguente sono riassunti i coefficienti di sicurezza delle verifiche effettuate in analisi statica non sismica.

Analisi Statica Lineare, NON Sismica: Sintesi risult...

Analisi Statica Lineare NON Sismica [S4.5.5]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifiche di Resistenza

[S4.5.5] **Involuppo CCC**

PressoFlessione Complanare [S4.5.6]	0.000	71.6%
Taglio per Scorrimento [S4.5.6]		
Taglio per Fessuraz. Diagonale [S4.5.6]	0.300	96.3%
PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D)	0.000	99.1%
PressoFlessione Ortogonale [S4.5.6.2]		

SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [S6.4.2.1]

>> 1

Chiudi

I risultati ottenuti sono molto simili a quelli del caso precedente di soli piani deformabili, questo è prevalentemente dovuto al fatto che la redistribuzione delle azioni in analisi statica non è cambiata molto dopo lo svincolamento delle pareti dell'ultimo piano.

Anche in questo caso valgono le considerazioni precedentemente fatte, al quale si rimanda per ulteriori approfondimenti.

Peraltro riscontriamo che gli elementi critici sono gli stessi del caso di impalcati deformabili ma non svincolati.

Analisi sismica statica lineare

Nella tabella seguente sono riportati i risultati delle verifiche effettuate in analisi sismica con forze statiche equivalenti.

Valgono ancora le considerazioni per i casi precedenti al quale si rimanda per approfondimenti.

Analisi Sismica, Statica Lineare: Sintesi risultati

Analisi Sismica Statica Lineare [§7.8.1.5.2]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifiche di Resistenza
Costruzione esistente, solo SLU [§8.3]: obbligatoria
[§7.3.6.1, §7.8.2.2]

PressoFlessione Complanare [§7.8.2.2.1]	0.000	63.2%
Taglio per Scorrimento [§7.8.2.2.2]		
Taglio per Fessuraz. Diagonale [§8.7.1.5]	0.283	59.1%
PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D)	0.000	79.3%
PressoFlessione Ortogonale [§7.2.3]		

SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1, §7.2.5]

>> 1

SLE di Danno (SLD)
Verifica degli Spostamenti
Costruzione esistente, solo SLU [§8.3]: non obbligatoria
[§7.3.7.2, §7.3.7]

(d,r / h),max ('per mille'; deve essere: < 3) = 1.774

Coefficiente di sicurezza (= 3 / (d,r / h),max) = 1.691

Vai a: Resistenza SLD e Spostamenti SLD ...

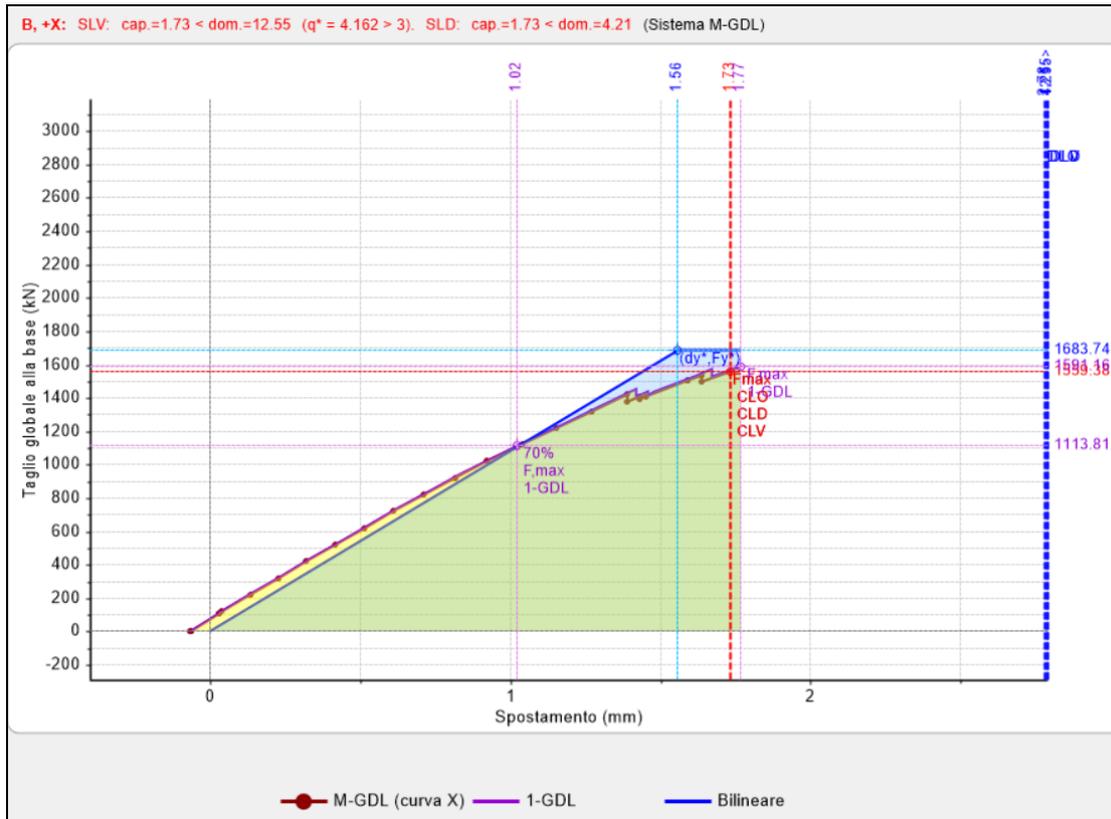
Chiudi

Analisi sismica statica non lineare (pushover)

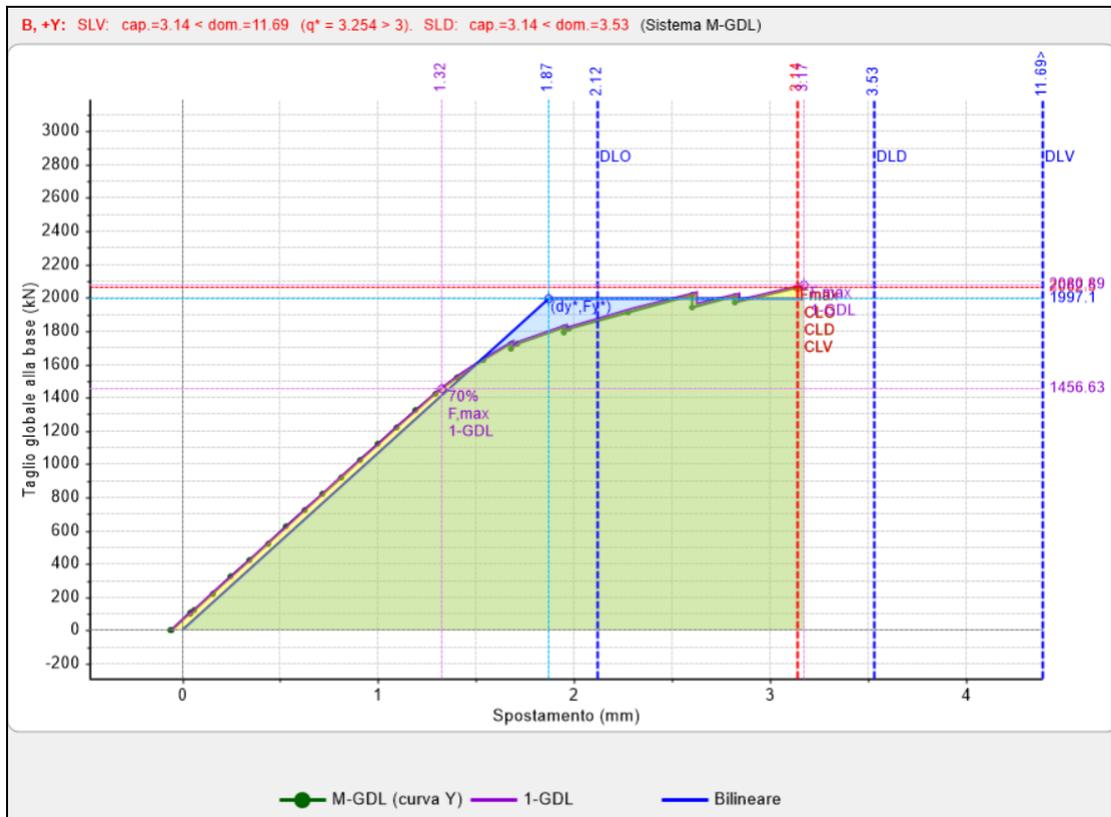
Le considerazioni riguardo allo svolgimento di questa tipologia di analisi, e sulle impostazioni scelte sono le stesse già espresse nel caso di impalcati rigidi, al quale si rimanda.

Analizziamo dunque i risultati.

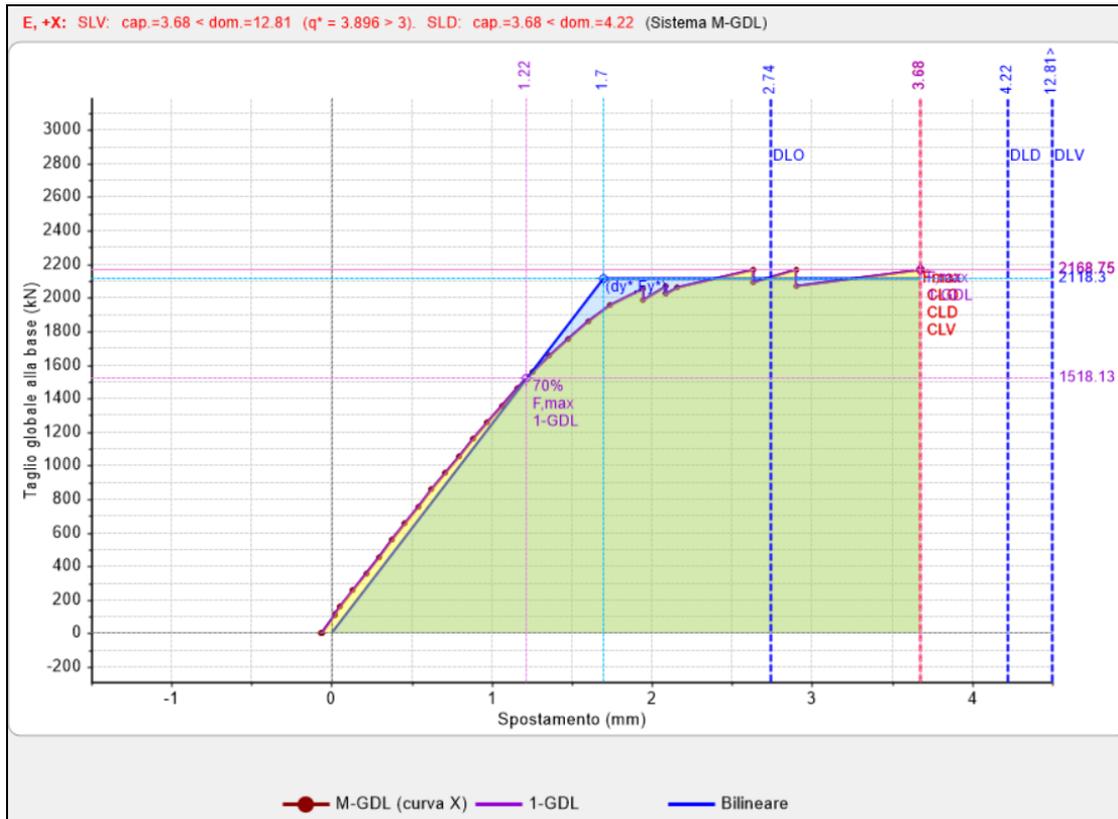
- Distr. B +X:



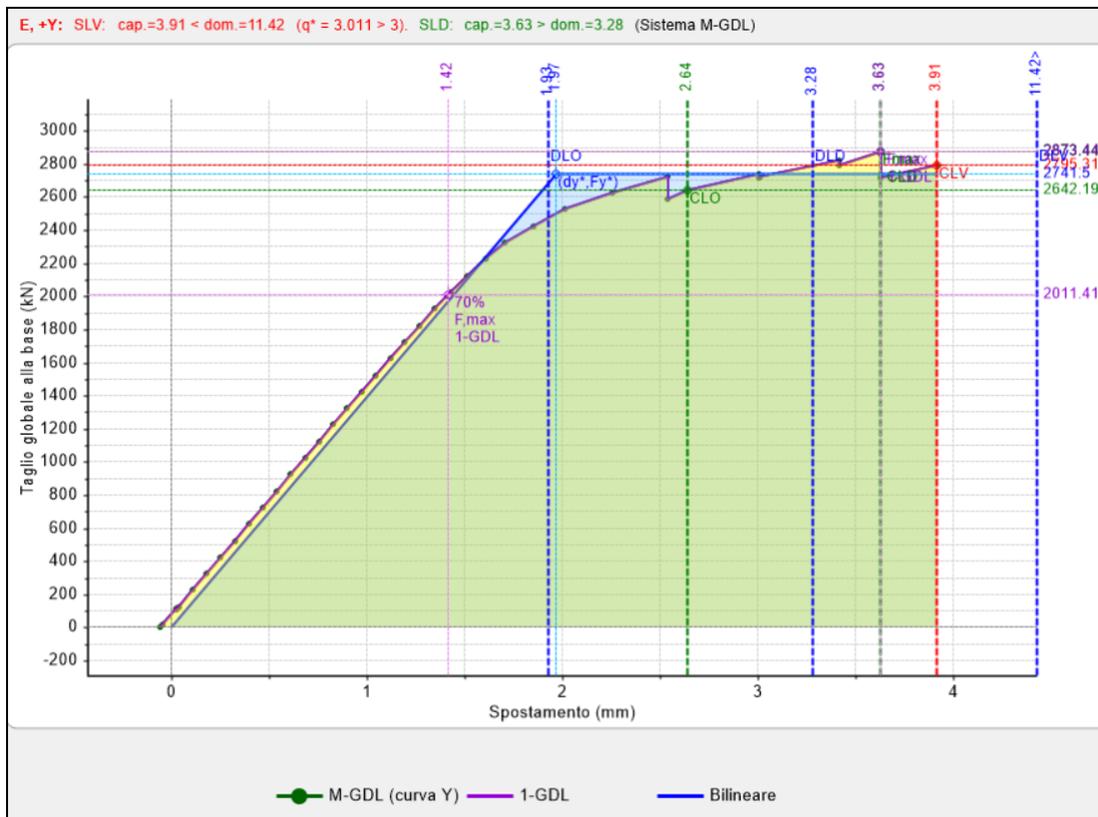
- Distr. B +Y:



- Distr. E +X:



- Distr. E +Y:



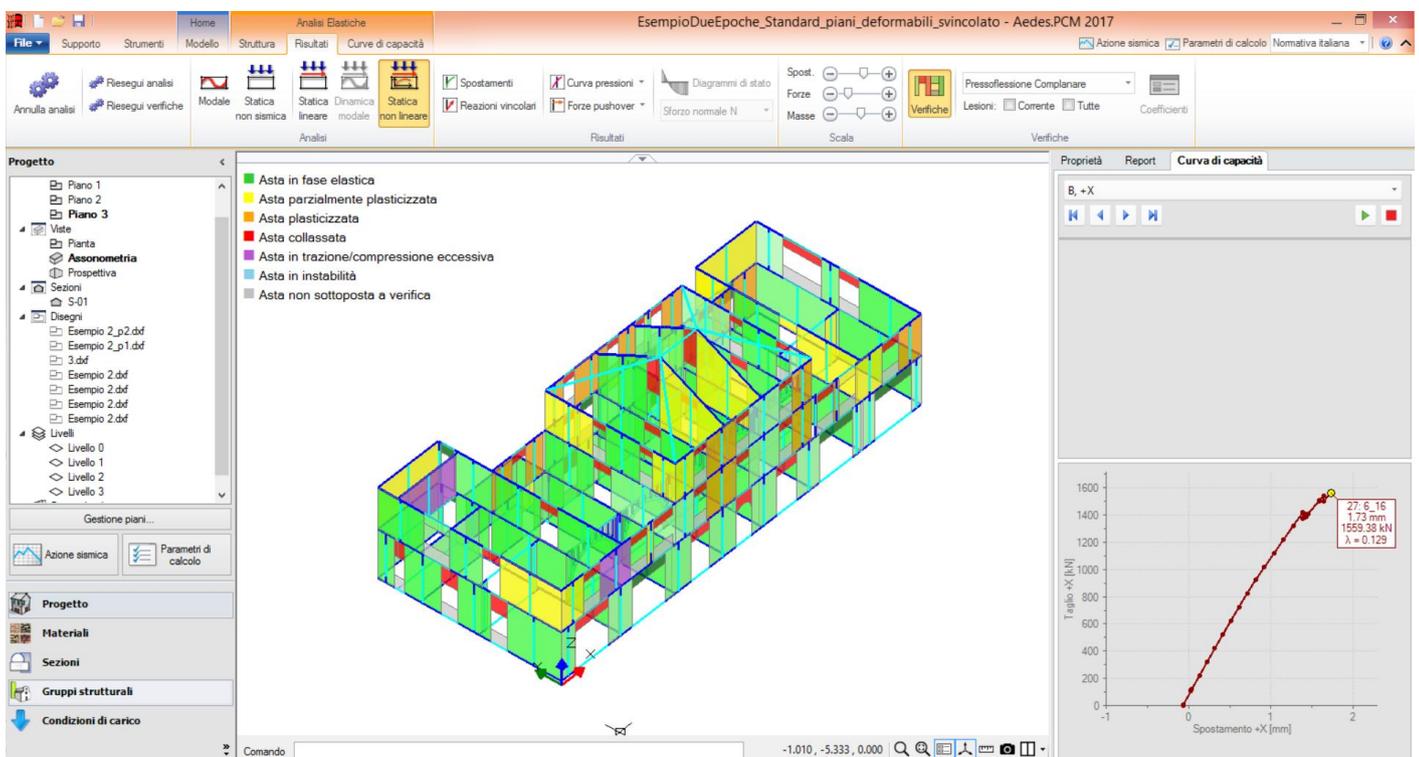
Come nel caso di impalcati rigidi le verifiche in termini di spostamento allo SLV non sono soddisfatte per nessuna delle distribuzioni in entrambe le direzioni.

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt	F/W	q'	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	aV,PGA	aV,TR	VN,CLV	PGA,CLD	TR,CLD	PVR,CLD	aD,PGA	aD,TR
1	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+X		0.129	4.162	5.000	0.048	18	93.320	0.240	0.039	2	0.048	19	93.278	0.608	0.370
2	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+Y		0.170	3.254	5.000	0.075	46	66.497	0.375	0.096	5	0.076	46	66.428	0.962	0.916
3	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X		0.179	3.896	5.000	0.074	45	67.437	0.370	0.094	5	0.074	44	67.535	0.937	0.889
4	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	E	+Y		0.237	3.011	5.000	0.089	65	53.680	0.445	0.137	7	0.086	59	57.178	1.089	1.179

Confrontando i risultati così ottenuti con quelli del caso precedente notiamo come non vi siano grandi variazioni nei risultati, ma questo è normale, se pensiamo che lo svincolamento ha interessato soltanto una piccola parte dell'edificio.

Nel caso in cui siano presenti anche gli svincolamenti il collasso avviene per formazione di un meccanismo all'ultimo piano, perciò denotiamo una riduzione dell'estensione della curva.

Nelle figure successive possiamo vedere l'incipiente collasso nel caso B+X:



In vista dello svolgimento di analisi in termini di spostamento, potremmo ottenere che un cattivo comportamento scatolare, provocato da un insufficiente ammortamento tra le pareti ortogonali comporti un beneficio alla struttura. Dal punto di vista numerico, un modello più deformabile anche a causa di svincolamenti iniziali può mostrare un miglioramento nella verifica, a causa di una maggiore duttilità. Si deve però tenere presente che il cattivo ammortamento influenza altri aspetti del comportamento strutturale, in primis i cinematismi: un prospetto in ribaltamento poco o mal ammortato ai muri ortogonali difficilmente riuscirà a trascinare con sé un cuneo stabilizzante, e probabilmente per l'edificio la qualifica peggiore nei confronti della sicurezza verrà dall'analisi cinematica e non dalla Pushover. Le situazioni di mal ammortamento competono in generale agli Stati di fatto; l'efficacia della connessione fra muri ortogonali è sempre un obiettivo da raggiungere, in quanto concorre ad evitare i ribaltamenti rigidi. Le analisi Pushover di Stati di progetto saranno quindi in generale impostate su modelli con buoni ammortamenti fra i muri.

8.2.4. CONSIDERAZIONI SULLA MODELLAZIONE DELLO STATO DI FATTO

A partire da un'unica struttura sono stati creati tre differenti modelli variando le ipotesi sulla tipologia di impalcato e sulla natura degli ammassamenti tra pareti ortogonali ottenendo in alcuni casi importanti differenze.

Per quanto riguarda il comportamento modale notiamo un crescente aumento dei periodi propri, coerente con la diminuzione di rigidità globale passando da un modello all'altro.

Dal punto di vista delle analisi statiche e sismiche non vi sono grandi differenze, pur notando una lieve variazione dei coefficienti di sicurezza. In particolare gli elementi che presentano problemi sono i soliti per tutti e tre i modelli, così come le modalità di collasso.

Di particolare importanza sono le considerazioni relative alle fasce di piano.

In analisi statica non lineare, notiamo come in nessun caso le verifiche siano soddisfatte allo SLV.

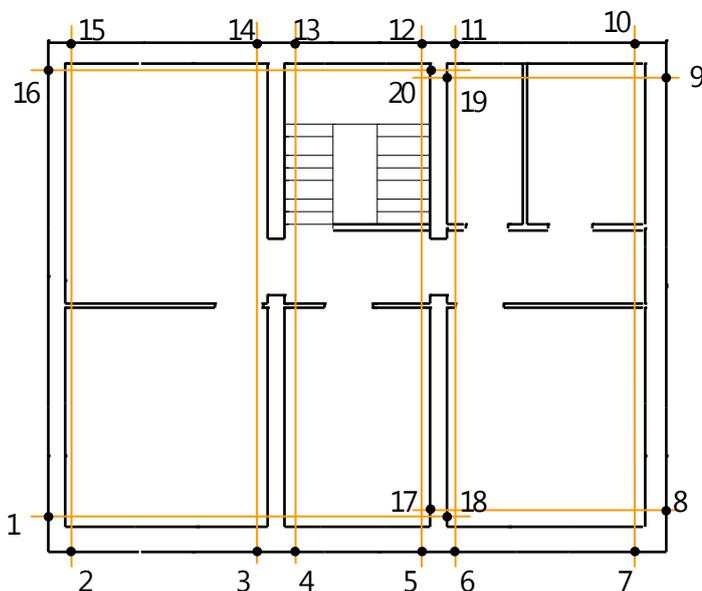
Da questi esempi risulta evidente come l'analisi statica non lineare sia molto sensibile alla variazione dei parametri che definiscono il problema, in termini di scelta della distribuzione delle forze e di modellazione della struttura. In ogni caso un studio approfondito della storia evolutiva del collasso della struttura fornisce al Progettista preziose indicazioni sul comportamento della stessa.

Questi risultati giustificano la curiosità nell'indagare l'effetto di interventi, come ad esempio l'inserimento di catene, nella struttura, atti a migliorarne il comportamento sotto azioni sismiche.

Nei successivi paragrafi verrà affrontato lo studio di un'ipotesi di intervento mediante inserimento di catene all'altezza dei solaio, ma disposte in posizione perimetrale così da trasmettere un'azione stabilizzante, cioè un carico di precompressione, alle fasce.

8.2.5. STATO DI PROGETTO

L'intervento, studiato a partire dal modello con piani deformabili e svincolamenti, prevede l'inserimento di catene all'ultimo piano, in prossimità delle zone perimetrali, e parallelamente alle pareti di spina, come mostrato in figura seguente (in giallo sono indicate le catene).



Le catene hanno diametro $\phi 28$, con un tiro di 50 kN. Lo scopo dell'inserimento delle catene è il collegamento di pareti parallele, così da migliorare il comportamento globale dell'edificio, sia in termini di comportamento scatolare, sia in termini di formazione di meccanismi di ribaltamento fuori dal piano. Per queste ragioni l'introduzione delle catene nel modello di PCM riguarderà due aspetti distinti ma contemporanei: la precompressione delle fasce, all'interno del modello strutturale, e l'effetto sui cinematismi, all'interno del modello cinematico. La precompressione è ovviamente un effetto del tirante attivo, cioè della pretensione applicata alla catena.

8.2.5.1. PRECOMPRESSIONE DELLE FASCE DI PIANO

All'interno del modello strutturale è possibile inserire il valore di precompressione delle fasce di piano, sotto forma di tensione di precompressione. A questo scopo sarà dunque necessario progettare l'intervento, il che consiste nel determinare diametro, posizione e tiro delle catene, dopodiché resta definita la tensione di compressione nelle fasce.

Nel caso in esame le catene sono disposte come nella precedente figura, sono tutte di diametro $\phi 28$ ed hanno un tiro di 50 kN. Dovremo dunque trovare le tensioni all'interno della sezione della fascia: a questo scopo consideriamo il fatto che la catena non sarà in posizione baricentrica, per il quale avremo compressione pura, ma più plausibilmente avremo compressione e flessione biassiale. Ai fini dell'esercizio consideriamo di distribuire uniformemente il tiro sull'area della sezione e ridurre tale valore del 15%, senza svolgere il calcolo alla Navier (che comunque risulterebbe rapido).

Calcoliamo il valore delle tensioni da assegnare a ciascuna fascia:

$$\sigma_{ci} = N_s / A_i$$

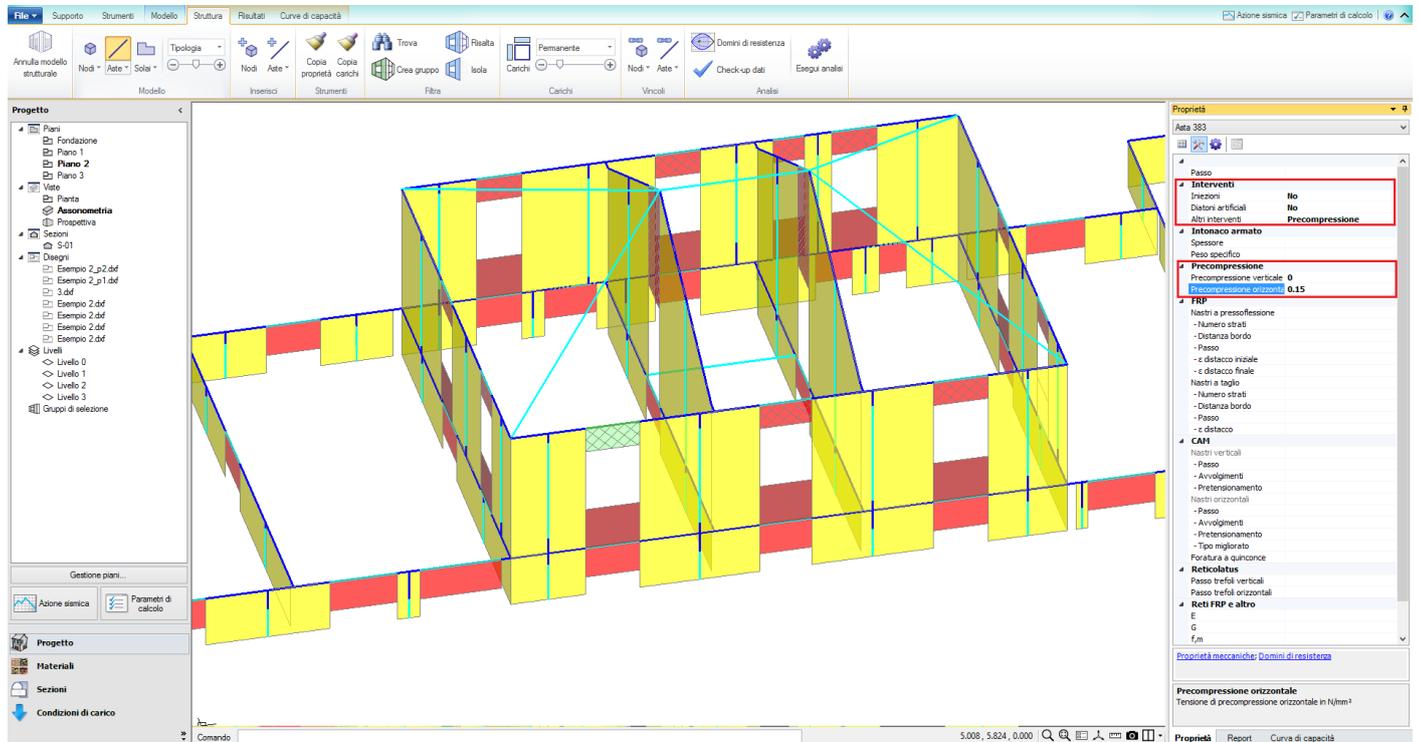
dove:

σ_{ci} : tensione di precompressione della i-esima fascia di piano;

N_s : tiro della catena;

A_i : area della sezione della i-esima fascia di piano.

A questo punto sarà sufficiente selezionare le fasce oggetto di precompressione e dalla scheda "interventi", dopo aver selezionato dalla casella "altri interventi" quello di precompressione, andremo ad inserire il valore di tensione precedentemente calcolato. Nell'immagine sottostante possiamo vederne un esempio.



Una volta impostati i valori di precompressione andremo, dal menù parametri di calcolo a impostare le analisi da svolgere. Le analisi saranno le stesse svolte in precedenza, si rimanda dunque alle sezioni precedenti per ulteriori approfondimenti.

Le considerazioni fatte in precedenza, riguardo alla modellazione delle scale, e allo svincolamento delle pareti sono ancora valide in questo contesto.

8.2.5.2. RISULTATI DELLE ANALISI

Volendo studiare soltanto l'effetto dell'intervento andremo ad analizzare nel dettaglio solo le analisi significative.

Per quanto riguarda l'analisi modale, otteniamo gli stessi risultati del caso precedente, con solai deformabili e svincolamenti, questo perché è stato inserito nel programma il solo effetto della precompressione delle fasce. Si rimanda dunque alla sezione precedente.

Analizziamo i risultati dell'analisi statica non sismica, otteniamo i seguenti coefficienti di sicurezza:



Ancora una volta le verifiche non sono soddisfatte, ma in generale la situazione è leggermente migliorata, lo possiamo vedere dalla percentuale di elementi verificati, a fianco dei coefficienti di sicurezza. In questo caso infatti, le fasce di piano oggetto dell'intervento soddisfano le verifiche a taglio con fessurazione diagonale e a pressoflessione nel piano; questo è dovuto al fatto che le resistenze rispetto ai due sopracitati meccanismi di collasso, sono funzione della compressione della fascia. Abbiamo quindi ottenuto l'effetto desiderato di aumentare le resistenze delle fasce.

Nel caso dell'analisi sismica statica otteniamo una situazione sostanzialmente simile alla precedente, in quanto dato l'onere delle verifiche in combinazione sismica l'effetto benefico dell'intervento è meno marcato.

Analisi Sismica, Statica Lineare: Sintesi risultati

Analisi Sismica Statica Lineare [§7.8.1.5.2]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifiche di Resistenza
 Costruzione esistente, solo SLU [§8.3]: obbligatoria
 [§7.3.6.1, §7.8.2.2]

PressoFlessione Complanare [§7.8.2.2.1]	0.000	38.1%
Taglio per Scorrimento [§7.8.2.2.2]	-	
Taglio per Fessuraz. Diagonale [§C8.7.1.5]	0.169	23.0%
PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D)	0.000	54.5%
PressoFlessione Ortogonale [§7.2.3]	-	

SL di tipo geotecnico (GED): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1, §7.2.5]

SLE di Danno (SLD)
Verifica degli Spostamenti
 Costruzione esistente, solo SLU [§8.3]: non obbligatoria
 [§7.3.7.2, §C7.3.7]

(d,r / h).max [per mille]: deve essere: < 3) = **1.807**

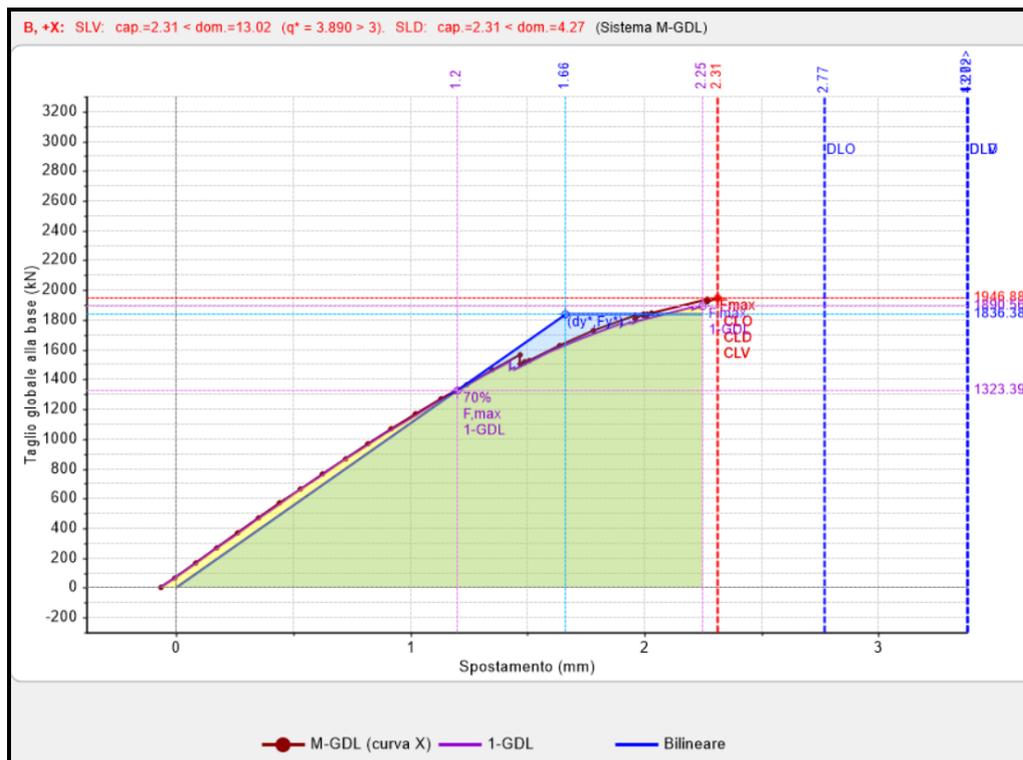
Coefficiente di sicurezza (= 3 / (d,r / h).max) = **1.660**

Vai a: Resistenza SLD e Spostamenti SLD ...

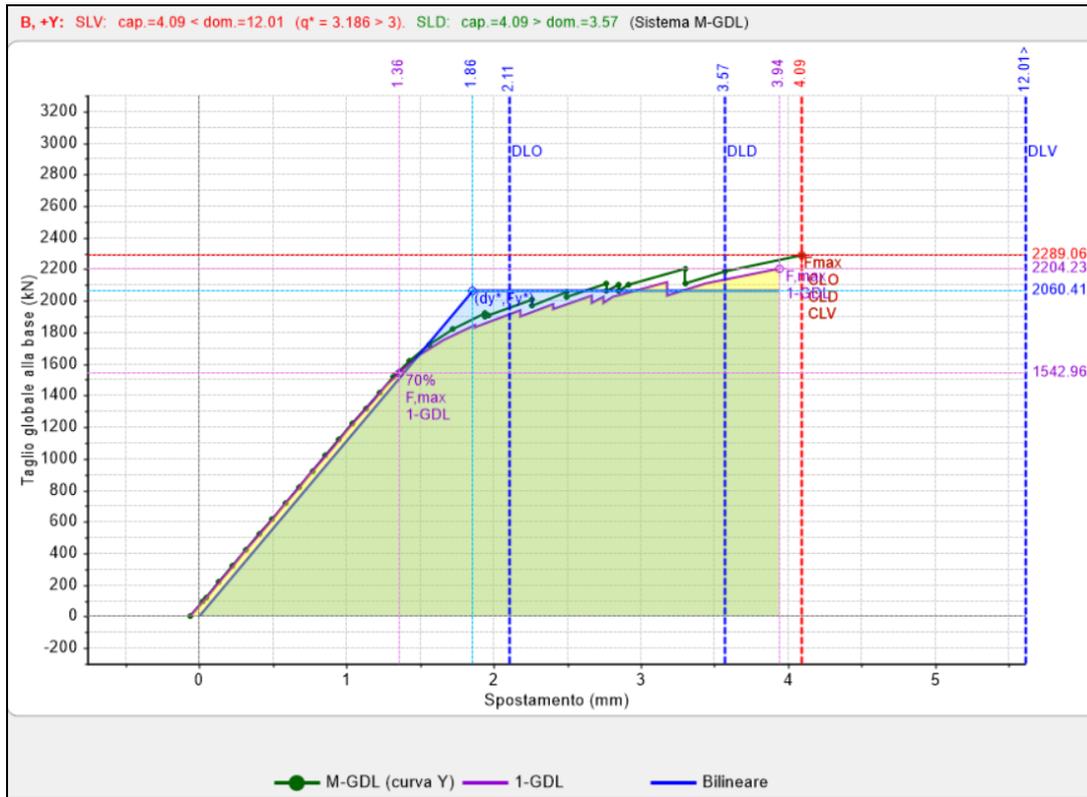
Chiudi

Infine andiamo a valutare l'effetto dell'intervento sull'analisi statica non lineare. Rispetto alle analisi precedenti ci aspettiamo un miglioramento del comportamento globale, a differenza delle variazioni locali in particolare legate alla resistenza al taglio per fessurazione diagonale e alla resistenza a pressoflessione nel piano di alcuni elementi.

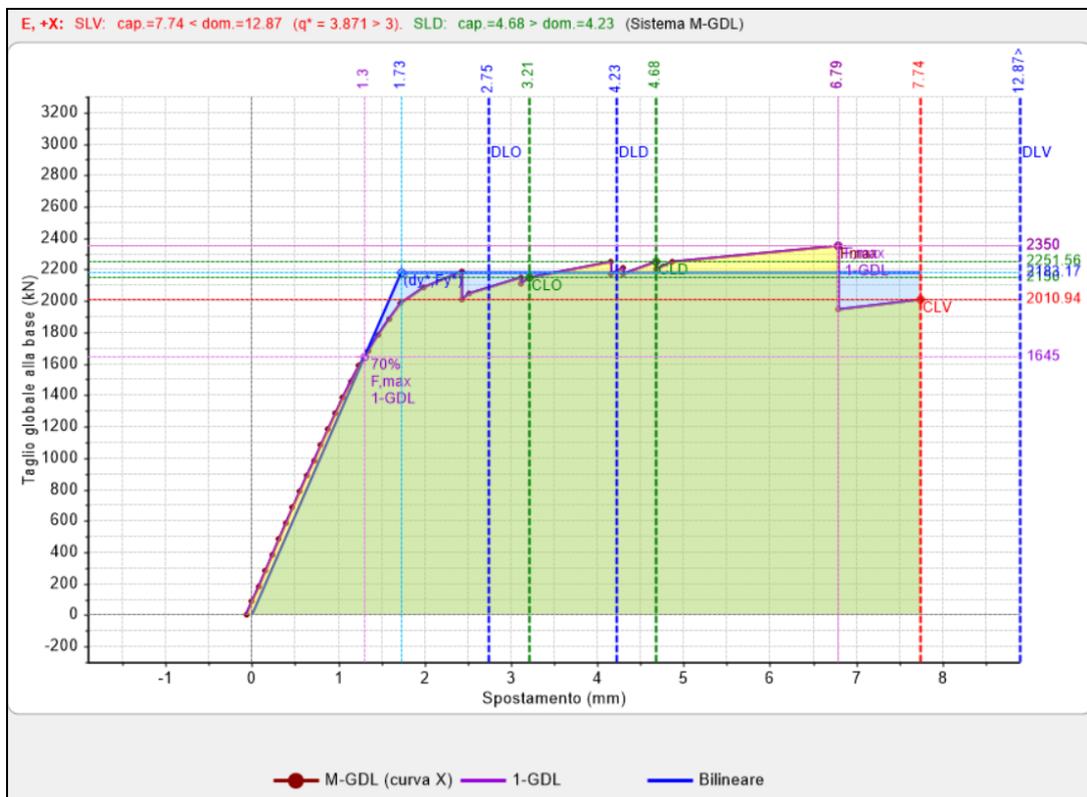
Distr. B +X:



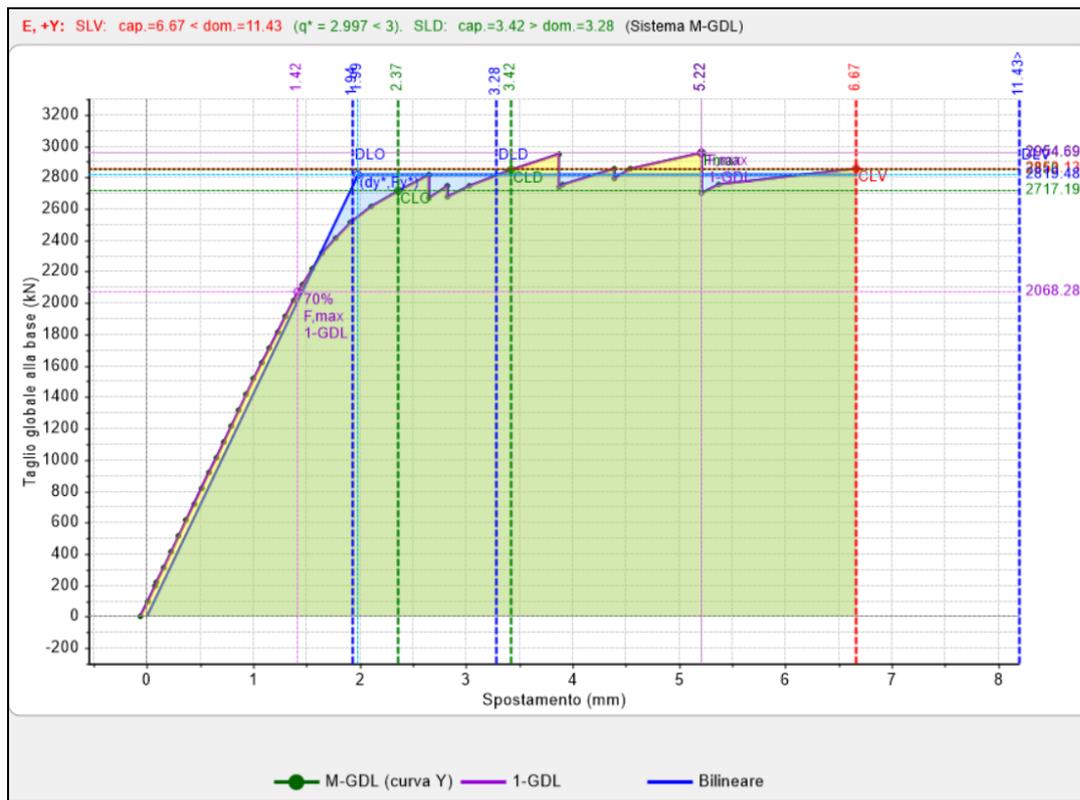
- Distr. B +Y:



- Distr. E +X:



- Distr. E +Y:



Infine vediamo la tabella riassuntiva dei risultati dell'analisi Pushover.

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt	F/W	q*	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	aV,PGA	aV,TR	VN,CLV	PGA,CLD	TR,CLD	PVR,CLD	aD,PGA	aD,TR
1	☉	☐	B	+X		0.157	3.890	5.000	0.056	26	85.872	0.280	0.054	3	0.056	26	85.885	0.709	0.511
2	☉	☐	B	+Y		0.184	3.186	5.000	0.087	62	55.382	0.435	0.130	7	0.088	62	55.406	1.114	1.238
3	☉	☐	E	+X		0.189	3.871	5.000	0.127	139	30.265	0.635	0.292	15	0.088	62	55.406	1.114	1.238
4	☉	☑	E	+Y		0.238	2.997	5.000	0.128	141	29.769	0.640	0.298	15	0.083	55	59.838	1.051	1.096

Rispetto al caso precedente notiamo un miglioramento globale del comportamento della struttura rispetto il modello con impalcati deformabili con svincolamento; questo è dovuto al fatto che la precompressione delle fasce ne comporta un aumento della resistenza al taglio per fessurazione diagonale e della resistenza alla pressoflessione nel piano.

Anche nel caso in esame la situazione peggiore si manifesta per la sidtribuzione B in direzione +X.

La condizione globale dell'edificio è migliorata, infatti il valore del minimo coefficiente di sicurezza è aumentato rispetto allo stato di fatto, in particolare si denota un particolare miglioramento nella direzione +Y. Possiamo quindi analizzare le modalità di collasso nei due diversi casi; salta immediatamente all'occhio come nello stato di fatto il termine della curva si raggiunga per la formazione di un meccanismo all'ultimo piano, formatosi con la crisi di un maschio. Lo svincolamento di quest'ultimo unitamente a quello delle fasce di piano porta l'edificio ad essere labile. Nella situazione di progetto questo meccanismo non si forma in quanto le fasce non vanno in crisi, per l'intensità delle azioni in gioco, così che il termine della curva si ha a causa di meccanismi che si formano al piano primo dovuti allo svincolamento di alcune pareti orientate lungo Y.

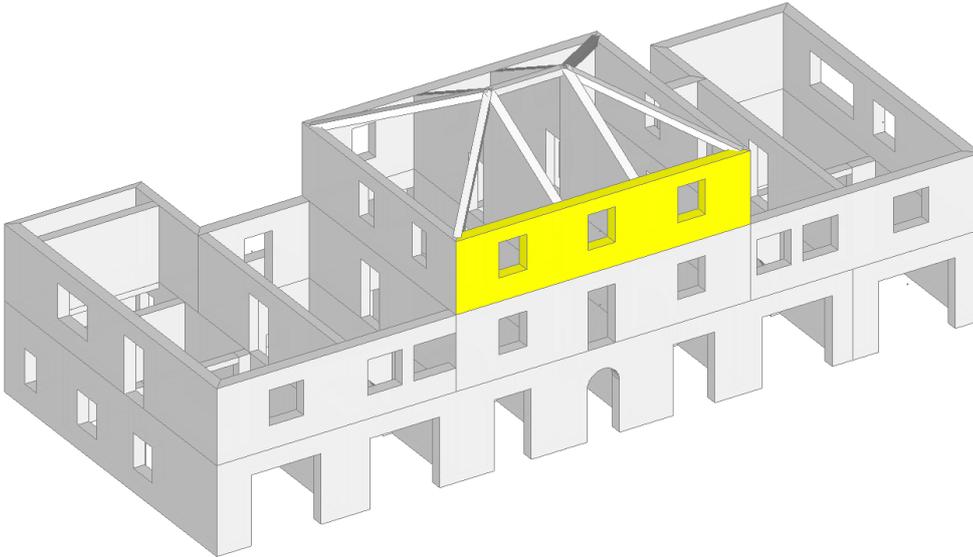
Infine notiamo come i maggiori benefici si riscontrino nel caso della curva E+X, ancora una volta analizzando la modalità con la quale la struttura collasso determiniamo delle differenze nei due casi, tali da giustificare queste differenti forme delle curve.

8.2.5.3. MODELLO CINEMATICO

Passiamo adesso alla creazione di un modello cinematico: è possibile farlo a partire dalla scheda di modello, così da poter studiare l'effetto dell'inserimento della catena.

Per prima cosa andiamo ad ipotizzare la formazione di un meccanismo, ad esempio per ribaltamento semplice, in una situazione pre-intervento, il pannello designato alla verifica sarà quello evidenziato in figura.

01. Cinematismo



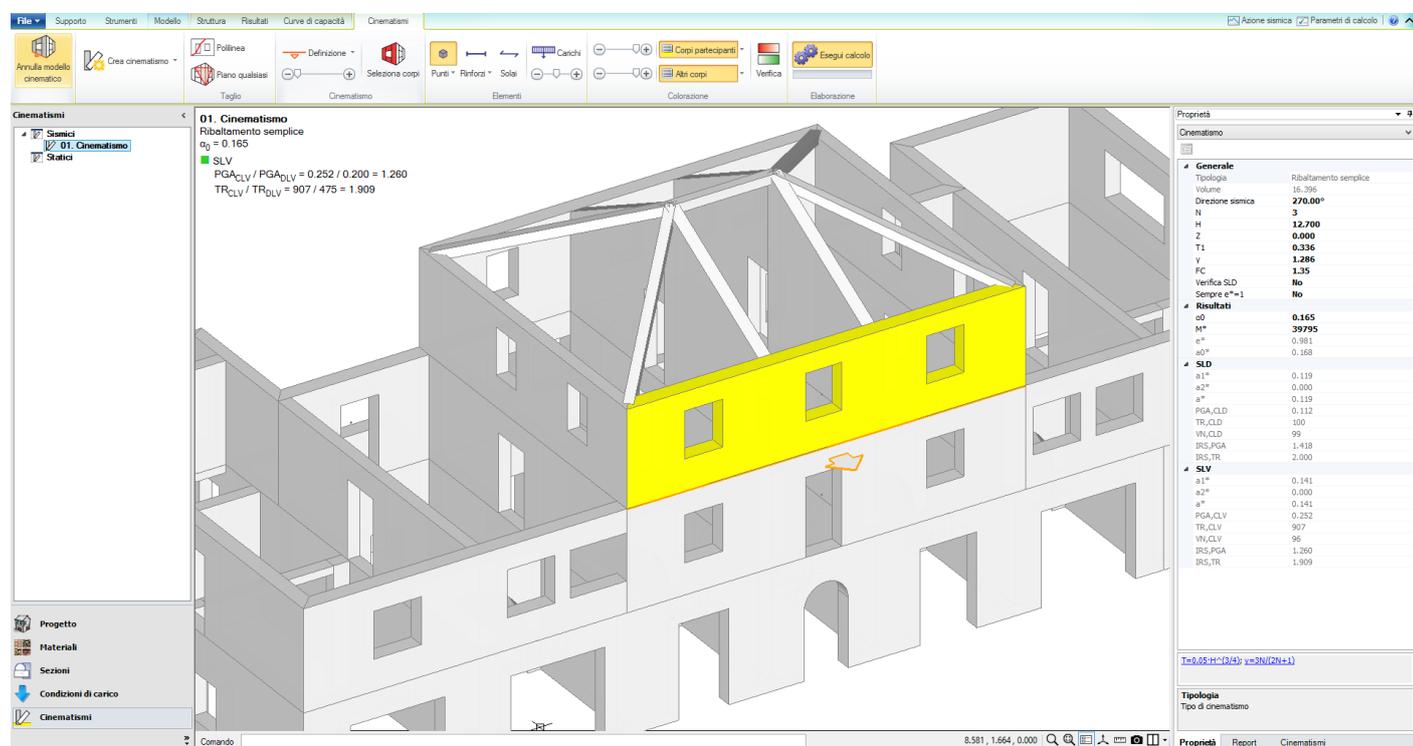
Per definire il cinematismo, dal menu a tendina che si apre cliccando sul triangolo a fianco alla scritta "definizione", scegliamo ribaltamento semplice; ci verrà chiesto di definire la posizione della cerniera, che porremo alla base del pannello in esame, come mostrato in figura.

01. Cinematismo
Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.165$
■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{OLV} = 0.252 / 0.200 = 1.260$
 $TR_{CLV} / TR_{OLV} = 907 / 475 = 1.909$



A questo punto sarà necessario selezionare i corpi coinvolti nel cinematismo attraverso il comando "Seleziona Corpi", nel caso in esame sarà sufficiente selezionare il pannello evidenziato nella precedente figura.

In maniera immediata in alto a destra vengono visualizzati i risultati riassunti dell'analisi cinematica, quali moltiplicatore di collasso, e rapporto tra capacità e domanda in termini di PGA e Tempo di Ritorno. Volendo analizzare più nel dettaglio i risultati sarà sufficiente selezionare il cinematicismo in voluto.



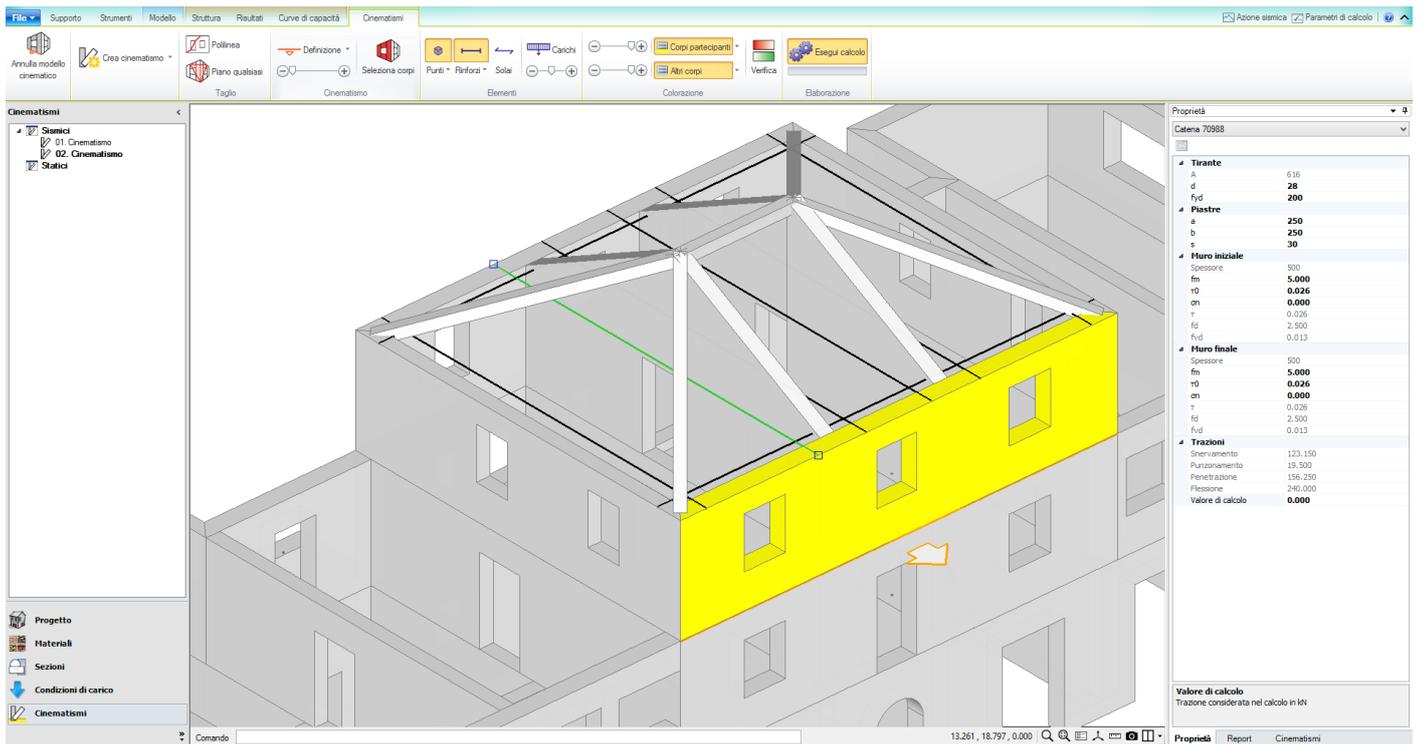
Nel caso in esame la verifica appena impostata risulta soddisfatta senza neanche richiedere l'intervento, in ogni caso è interessante valutare come con l'intervento aumentino i coefficienti di sicurezza.

Andiamo quindi a definire un nuovo cinematicismo, cliccando "Crea Cinematismo" dalla scheda analisi cinematica, comparirà così il cinematicismo intitolato di default "02. Cinematismo".

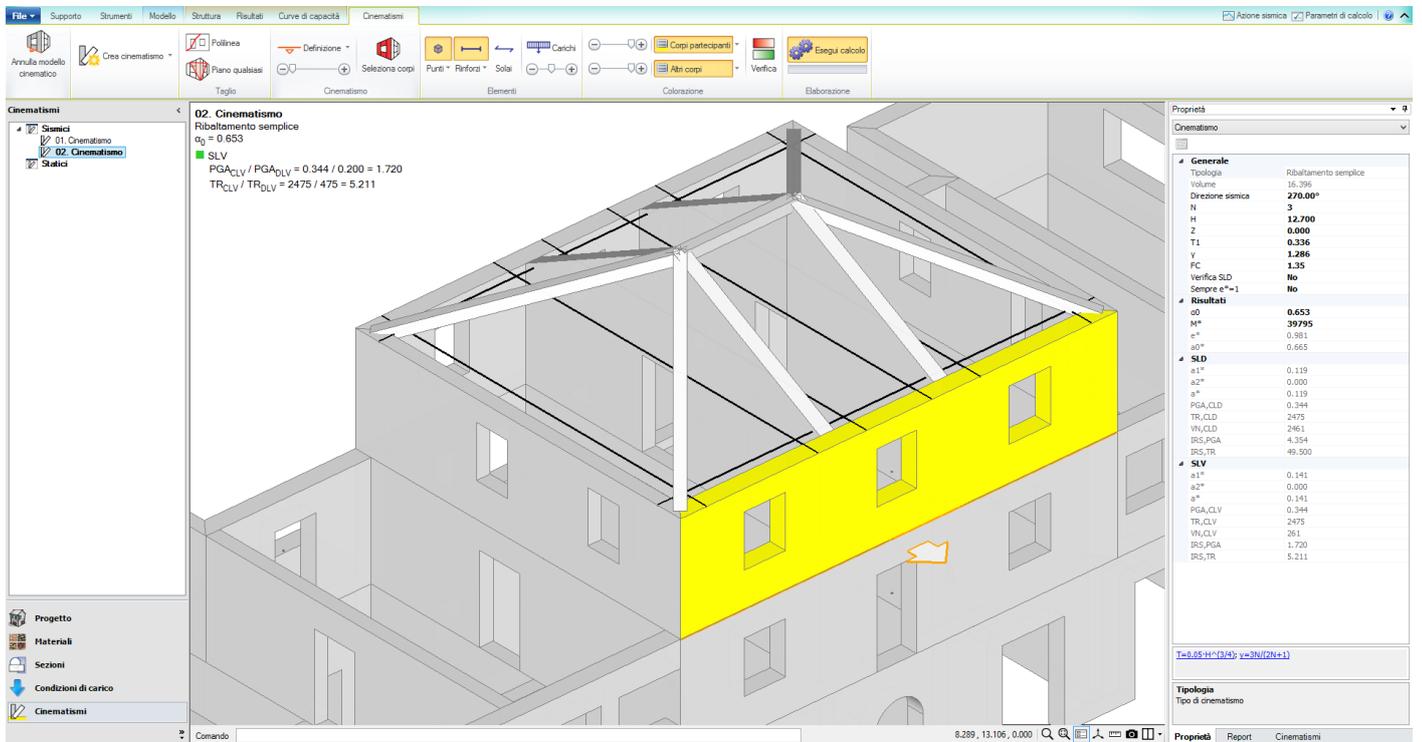
Sarà necessario a questo punto inserire le catene, possiamo farlo andando a cliccare sul menu "rinforzi" e selezionando "inserisci catena". L'inserimento avverrà quindi selezionando il punto iniziale ed il punto finale dell'elemento.



A questo punto selezionando una catena potremo inserire i parametri geometrici, quali diametro, dimensione delle piastre etc. così come mostrato in figura.



Una volta impostati tutti gli elementi vedremo il coefficiente di sicurezza aumentare, nel caso in esame otteniamo i seguenti risultati.



I coefficienti di sicurezza in termini di PGA e tempo di ritorno passano rispettivamente da 1.260 e 1.909 a 1.720 e 5.211.

Data la semplicità con il quale è possibile modellare gli interventi è possibile variare i parametri di progetto così da ottimizzare l'intervento stesso.

8.3. CONCLUSIONI

In questa ultima parte è stato messo in luce come poter valutare l'effetto di un intervento, quale l'inserimento di catene, all'interno di una struttura.

È utile ricordare ancora una volta come l'effetto di un progetto di intervento si manifesti sotto diversi aspetti:

- in termini locali, come aumento di resistenza di un elemento strutturale,
- in termini globali, come aumento della capacità di spostamento della struttura,
- come prevenzione dei cinematismi.

Per poter apprezzare il contributo ai diversi suddetti livelli, gli effetti dell'intervento devono essere valutati parallelamente sia nel modello strutturale che in quello cinematico.

In generale, date le agevolazioni sulla modellazione fornite dagli ambienti BIM quali PCM, è sempre consigliabile effettuare diverse modellazioni con differenti interventi così da ottimizzare il progetto.

Inoltre nell'esempio esaminato abbiamo visto come un intervento comune quale l'inserimento di catene comporti sì un miglioramento globale dell'edificio, ma allo stesso tempo ne modifichi sensibilmente il comportamento.

Questo aspetto ci ricorda che il Progettista deve valutare attentamente il progetto di consolidamento, in quanto un intervento che comporta benefici locali potrebbe contemporaneamente aggravare l'assetto statico di altri elementi strutturali più delicati, o, come nel caso in esame, caratterizzati di meccanismi di collasso poco duttili.

8.4. ANALISI PER FASI COSTRUTTIVE

L'analisi per fasi costruttive consente, tramite lo studio di modelli diversi a seconda dei carichi sollecitanti, di ottenere una distribuzione delle azioni nella struttura più realistica. Tale metodo nasce nell'ottica di voler risolvere le criticità relative al modello standard di telaio equivalente, come ad esempio elementi in trazione, o sollecitazioni all'interno di fasce e maschi poco realistici (taglio e flessione per le prime e flessione nel piano per i secondi, nell'ipotesi di carichi statici verticali).

Rinviando al Manuale d'uso di PCM per i dettagli, ripercorriamo in sintesi la filosofia ed i passi principali di tale metodologia.

Tutto nasce dall'idea che il telaio equivalente entra in forza una volta che la costruzione è completata; prima di questo momento la struttura si assesta sotto il peso proprio man mano che viene costruita, cosicché, sotto l'azione dei pesi propri (strutturali e non), generalmente, i maschi saranno prevalentemente compressi, con intensità delle azioni congruente con le aree d'influenza, e le fasce saranno scariche (grazie al comportamento ad arco), a meno che non vi gravi sopra una trave.

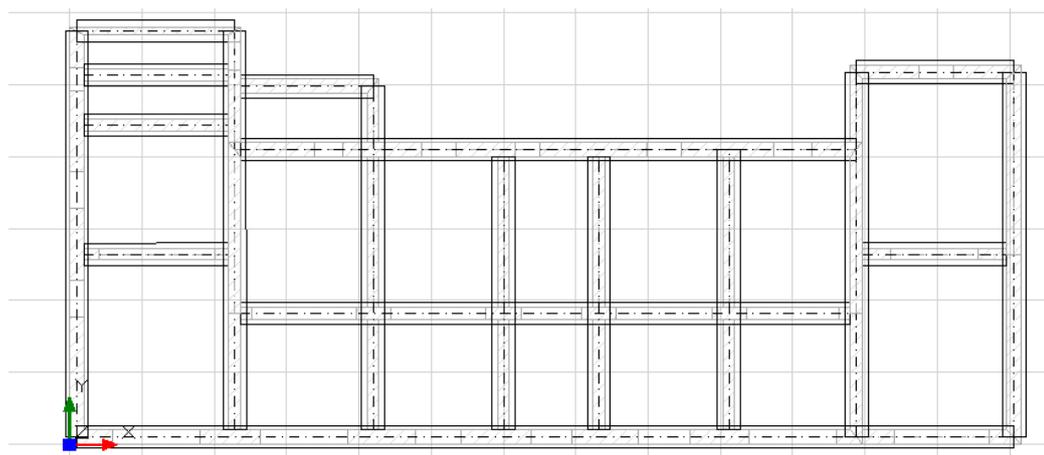
Una volta che la struttura è ultimata entrerà in forza il telaio equivalente, su di esso agiranno azioni di esercizio verticali ed orizzontali, così come l'azione sismica. A questo punto facciamo un'ulteriore distinzione, facciamo agire i carichi verticali di esercizio su uno schema tale da far sì che le fasce non vengano sollecitate a taglio e flessione, infatti questo tipo di sollecitazione risulta ancora poco appropriato (sempre a causa del comportamento statico ad arco). Infine consideriamo che le azioni di esercizio orizzontali (vento) e l'azione sismica sollecitino il telaio completamente entrato in forza, quindi paragonabile a quello standard.

Per la fase che vede agire i soli pesi propri, le tensioni sul terreno vengono valutate sotto l'ipotesi di infinita rigidità della fondazione, mentre per le altre tipologie di azioni la fondazione viene considerata deformabile. Il piano rigido di fondazione può essere considerato idoneo per descrivere la fase di

assestamento, durante la costruzione, sotto l'azione dei pesi propri. Gli effetti dell'elasticità delle travi su suolo alla Winkler verranno invece valutati sotto le azioni di esercizio (carichi variabili, vento, sisma). Infine sottolineiamo che l'analisi modale verrà condotta sul telaio definitivo, a costruzione ultimata, in quanto questa fase è più rappresentativa del comportamento dinamico della struttura.

8.4.1. RISULTATI DELLE ELABORAZIONI

Per prima cosa analizziamo i risultati dell'analisi statica; rispetto all'esempio riportato nel capitolo precedente è stata aggiunta la fondazione alla struttura, per inquadrare la situazione in modo più completo.



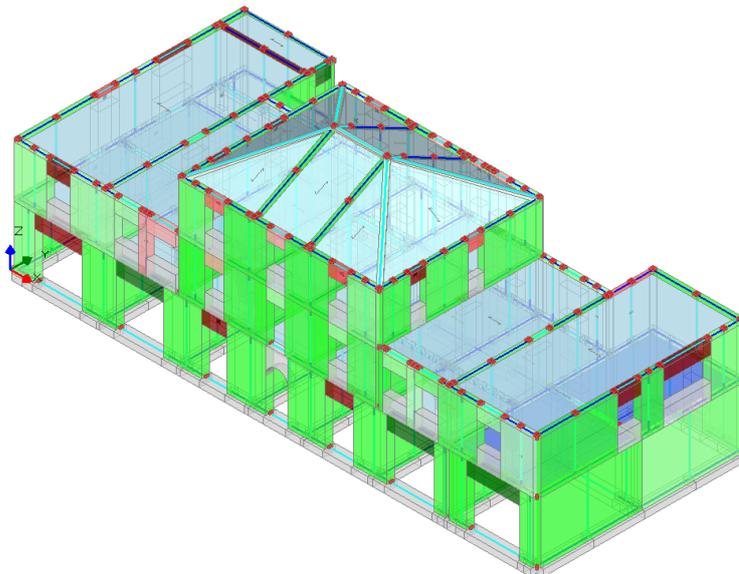
La fondazione sarà formata da travi 80 x 40 cm in calcestruzzo C 25/30, poste al disotto dei maschi presenti al piano terra; per il terreno è stata scelta una costante di Winkler $K=0.05 \text{ N/mm}^3$.

Iniziamo con lo studio dei risultati dell'analisi statica, nel modello standard (*EsempioDueEpoche_Standard_terreno.vdm*), per il quale di seguito riportiamo la tabella dei coefficienti di sicurezza.

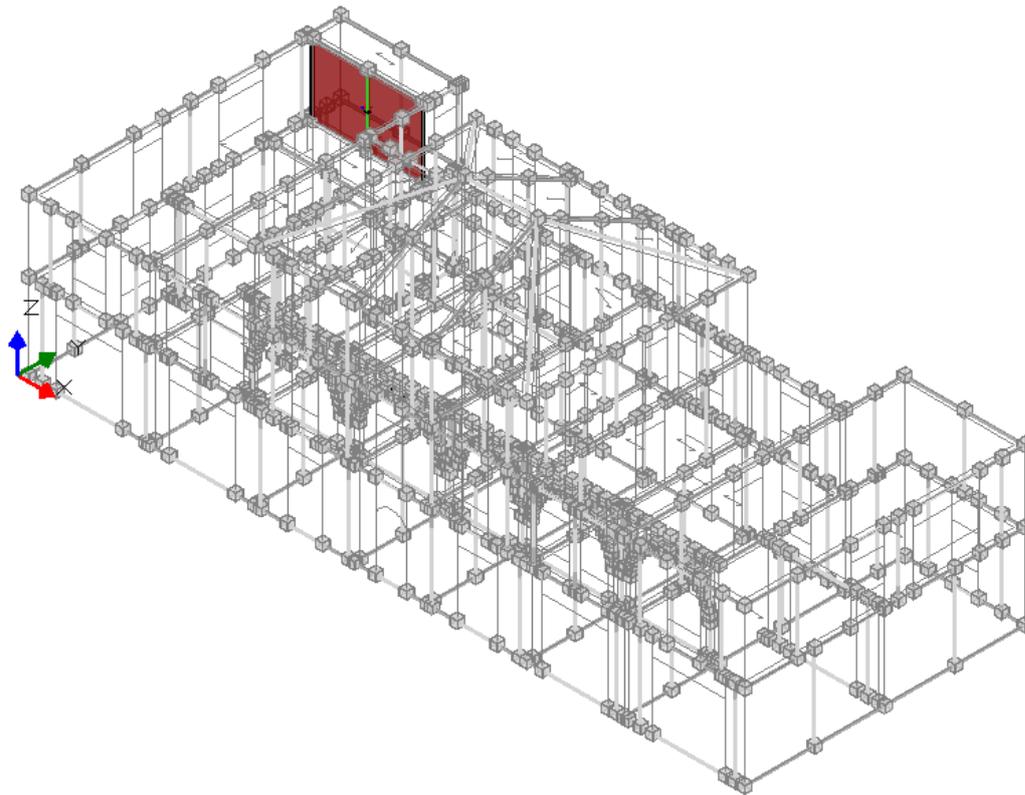
Analisi Statica Lineare, NON Sismica: Sintesi risult...

Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]	
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura	
SLU di salvaguardia della Vita (SLV)	
Verifiche di Resistenza	
[§4.5.5] Inviluppo CCC	
PressoFlessione Complanare [§4.5.6]	0.000 66.8%
Taglio per Scorrimento [§4.5.6]	
Taglio per Fessuraz. Diagonale [§4.5.6]	0.203 92.7%
PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D)	0.000 99.1%
PressoFlessione Ortogonale [§4.5.6.2]	
SL di tipo geotecnico (GED): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1]	1.088

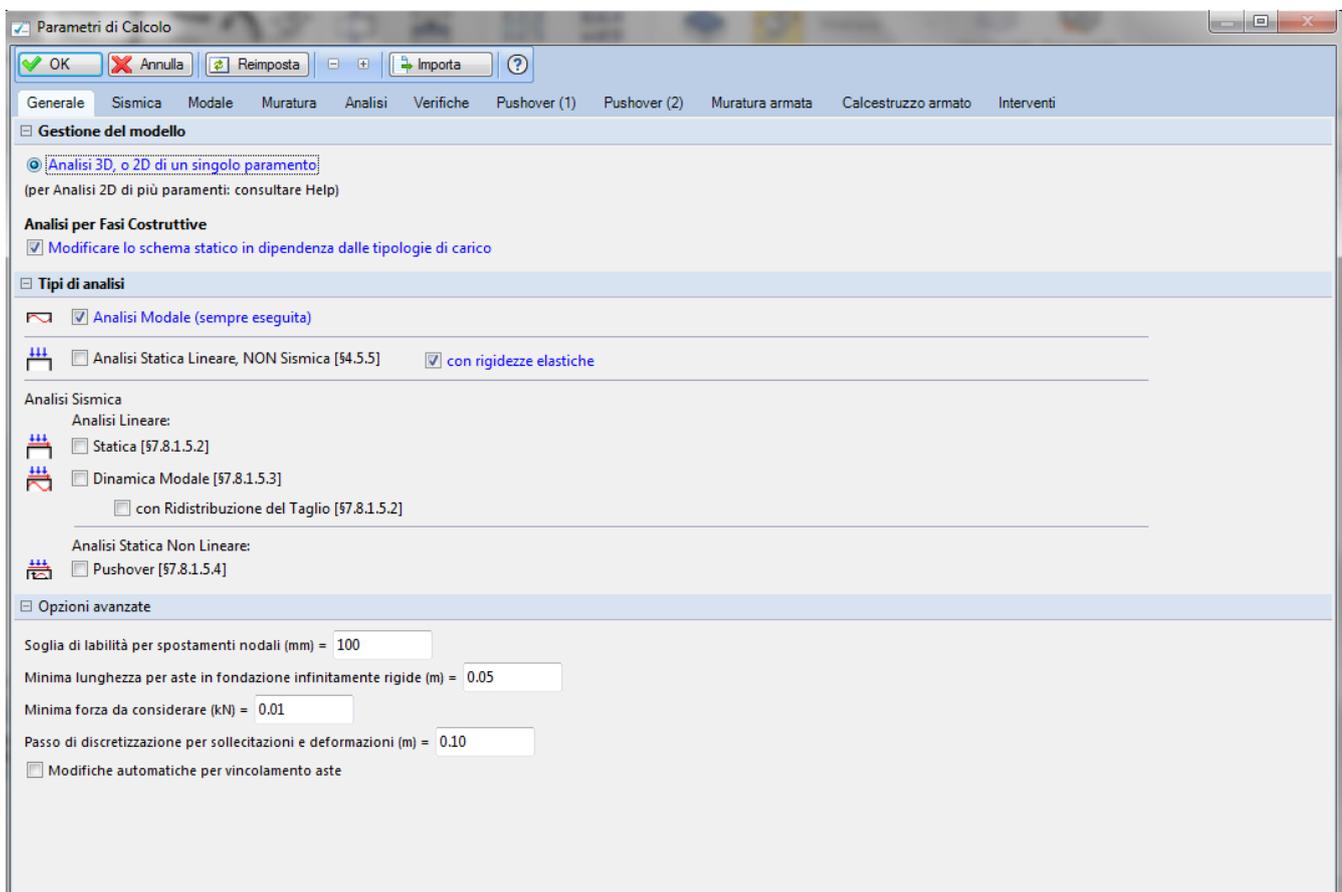
Osserviamo che per molti elementi le verifiche non sono soddisfatte, in particolare analizziamo il caso della pressoflessione complanare, la quale ha il minor numero di elementi verificati.



Osserviamo come le fasce siano molto sollecitate e compromesse, oltre a diversi maschi murari che vanno in crisi per motivi diversi, ad esempio il maschio d'angolo non verificato è posto in adiacenza ad un elemento più rigido, abbiamo quindi una migrazione delle tensioni dall'elemento più deformabile a quello meno. È inoltre presente un elemento in trazione, posto al disopra di una trave, come possiamo vedere dall'immagine successiva.



Attiviamo adesso l'analisi per fasi costruttive, andando nei "Parametri di Calcolo" e spuntando l'opzione dedicata (*EsempioDueEpoche_Unica_fase_costruttiva.vdm*).



Analizziamo la tabella dei coefficienti di sicurezza:

Analisi Statica Lineare, NON Sismica: Sintesi risult...

Analisi Statica Lineare NON Sismica [S4.5.5]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

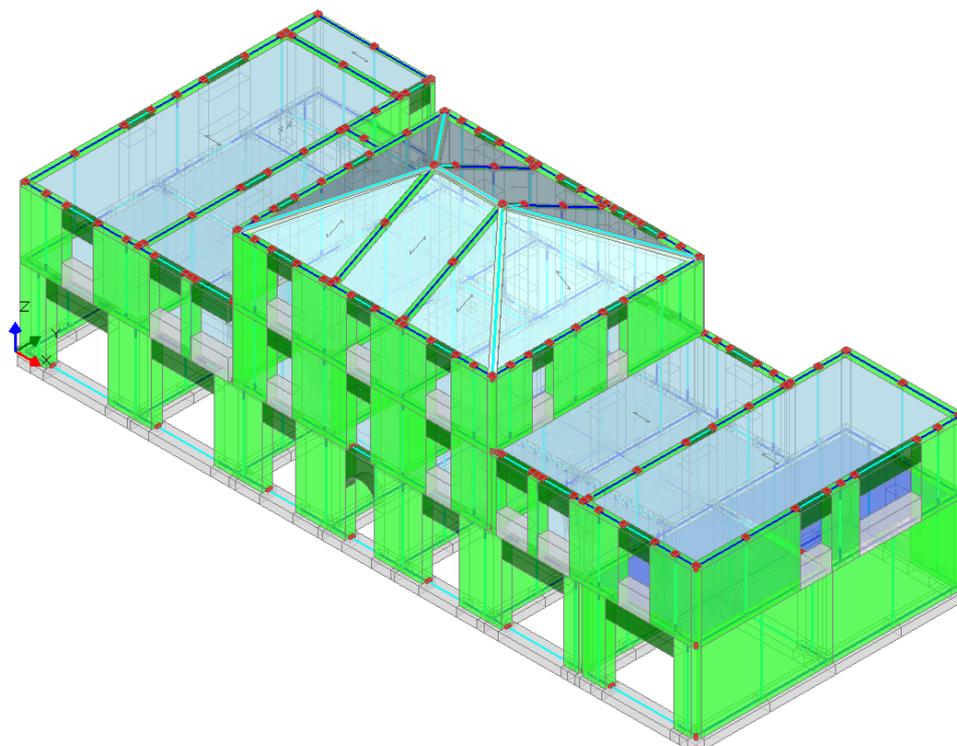
SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifiche di Resistenza

[S4.5.5] **CCC 1 / 7**

PressoFlessione Complanare [S4.5.6]	0.000	99.1%
Taglio per Scorrimento [S4.5.6]		
Taglio per Fessuraz. Diagonale [S4.5.6]	0.127	98.1%
PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D)	6.043	100%
PressoFlessione Ortogonale [S4.5.6.2]		
SL di tipo geotecnico (GED): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [S6.4.2.1]	1.329	

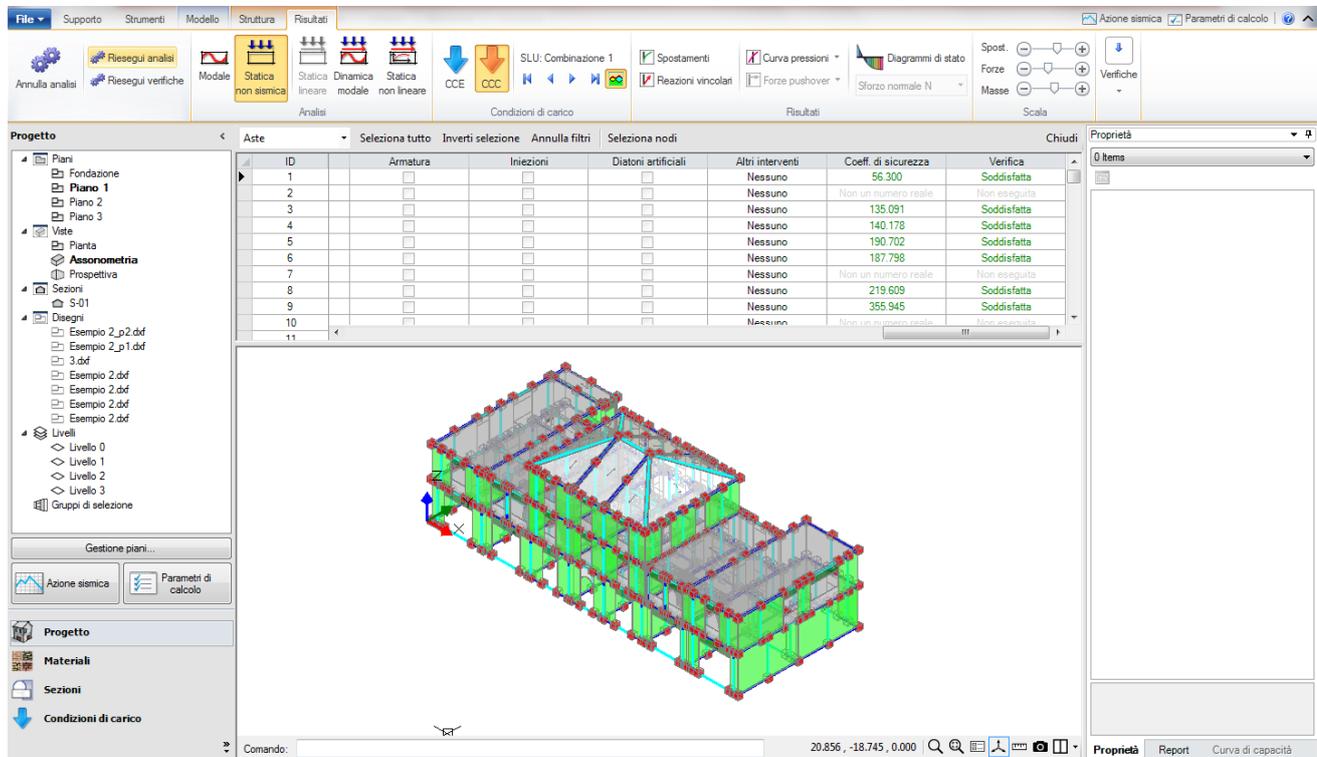
Chiudi

Notiamo come nonostante le verifiche non siano completamente soddisfatte la situazione è migliorata notevolmente, in particolare è aumentato il numero di elementi che soddisfano le verifiche. Fondamentale è il comportamento delle fasce che è nettamente migliorato, come possiamo vedere ad esempio nell'immagine relativa alla pressoflessione complanare.

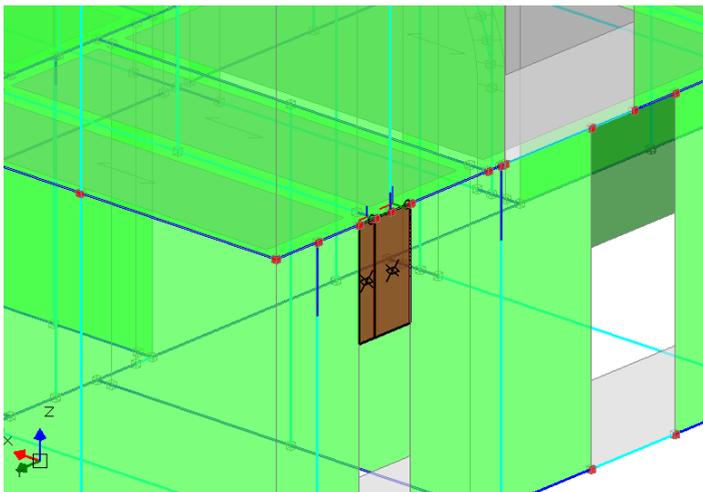


Notiamo che le fasce risultano adesso verificate, inoltre non abbiamo più né il problema del maschio in trazione né la migrazione di tensioni da un elemento ad un altro.

Tramite il comando "Trova", presente nella scheda struttura è possibile selezionare gli elementi che non soddisfano le verifiche.



Selezioniamo gli elementi in questione e ci accorgiamo che fanno parte di una fascia sulla quale grava una trave, come possiamo vedere dalla figura successiva.



Questa situazione rappresenta una criticità della struttura stessa e non del modello; tale fatto sta a dimostrare che l'analisi per fasi costruttive consente una più razionale rappresentazione del comportamento della struttura, ma senza trovare 'escamotage' per soddisfare tutte le verifiche: qualora siano presenti delle criticità reali esse vengono regolarmente messe in luce.

Come per il caso precedente, valutiamo ora i risultati dell'analisi sismica dinamica modale, e gli effetti che ha su di essa l'analisi per fasi costruttive.

In primo luogo consideriamo i risultati del modello Standard (*EsempioDueEpoche_Standard_terreno.vdml*); in figura seguente riportiamo la tabella dei coefficienti di sicurezza delle verifiche.

Analisi Sismica, Dinamica Modale: Sintesi risultati

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

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifiche di Resistenza
Costruzione esistente, solo SLU [§8.3]: obbligatoria
 [§7.3.6.1, §7.8.2.2]

PressoFlessione Complanare [§7.8.2.2.1]	0.000	58.4%
Taglio per Scorrimento [§7.8.2.2.2]		
Taglio per Fessuraz. Diagonale [§C8.7.1.5]	0.216	53.0%
PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D)	0.000	81.0%
PressoFlessione Ortogonale [§7.2.3]		

SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1, §7.2.5]

	0.450	
--	--------------	--

SLE di Danno (SLD)
Verifica degli Spostamenti
Costruzione esistente, solo SLU [§8.3]: non obbligatoria
 [§7.3.7.2, §C7.3.7]

(d,r / h).max ('per mille'; deve essere: < 3) = **2.094**

Coefficiente di sicurezza (= 3 / (d,r / h).max) = **1.433**

Vai a: Resistenza SLD e Spostamenti SLD ...

Chiudi

Data l'elevata sismicità del sito, in analogia con quanto ottenuto al capitolo precedente, notiamo un peggioramento della situazione rispetto alla semplice analisi statica, in particolare le verifiche per Taglio risultano molto gravose. Analizziamole nel dettaglio.

The screenshot displays the Aedes.PCM 2017 software interface. The main window shows a 3D model of a building structure with various analysis results overlaid. The interface includes a menu bar, a toolbar with icons for analysis and results, a project tree on the left, and a main 3D view area. The 3D model shows a multi-story building with columns and beams, colored in green and red to indicate different verification statuses. The status bar at the bottom shows coordinates and other technical data.

Osserviamo che sia le fasce che i maschi in larga parte non soddisfano le verifiche, questo è dovuto sia al fatto che vi sono delle problematiche, le stesse di cui abbiamo parlato prima, all'interno del modello standard a telaio equivalente, ma anche perché l'intensità dell'azione è molto elevata.

Valutiamo l'effetto dell'analisi per fasi costruttive, per la quale riportiamo la tabella dei coefficienti di sicurezza.

Analisi Sismica, Dinamica Modale: Sintesi risultati

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

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifiche di Resistenza
Costruzione esistente, solo SLU [§8.3]: obbligatoria
[§7.3.6.1, §7.8.2.2]

PressoFlessione Complanare [§7.8.2.2.1]	0.000	58.0%
Taglio per Scorrimento [§7.8.2.2.2]		
Taglio per Fessuraz. Diagonale [§C8.7.1.5]	0.169	54.3%
PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D)	0.000	69.8%
PressoFlessione Ortogonale [§7.2.3]		

SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1, §7.2.5]

	0.452	
--	-------	--

SLE di Danno (SLD)
Verifica degli Spostamenti
Costruzione esistente, solo SLU [§8.3]: non obbligatoria
[§7.3.7.2, §C7.3.7]

$(d_r / h)_{max}$ ('per mille'; deve essere: < 3) = 1.962

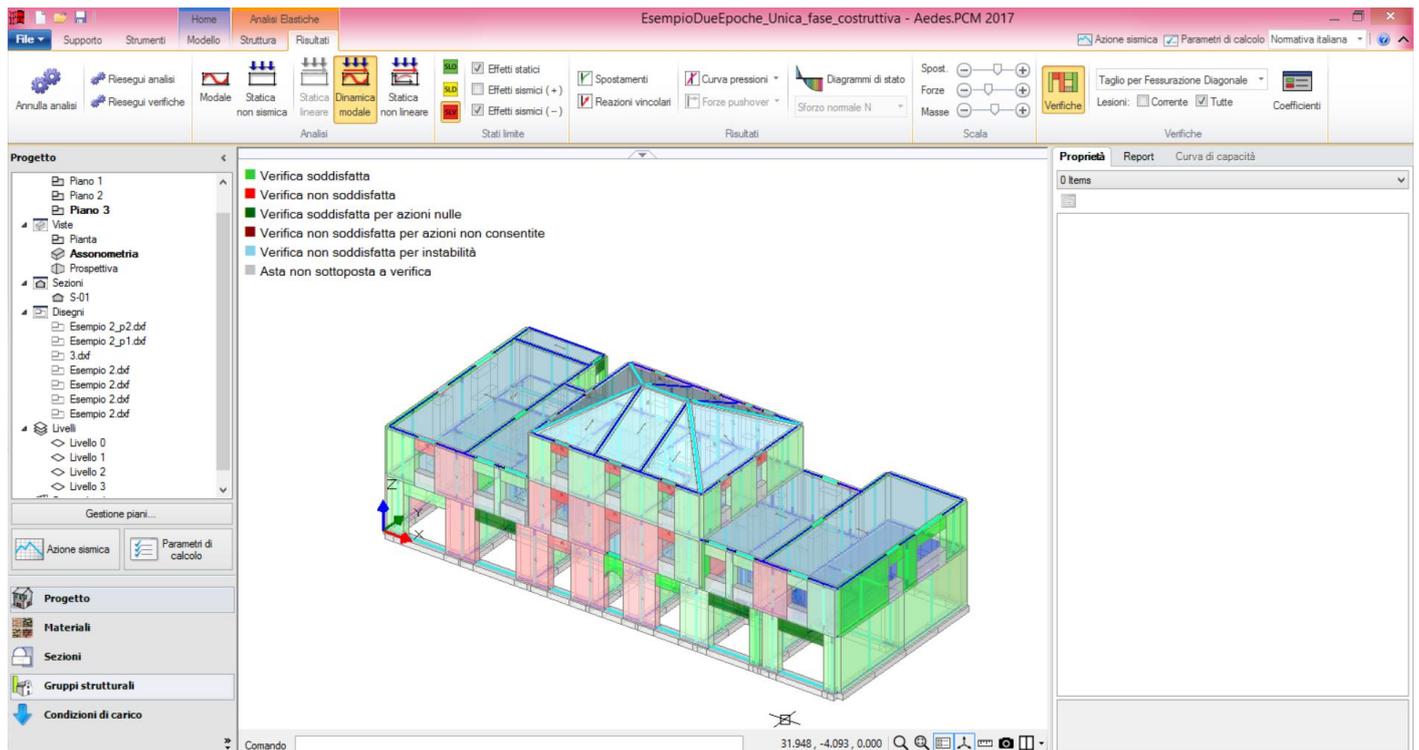
Coefficiente di sicurezza (= $3 / (d_r / h)_{max}$) = 1.529

Vai a: Resistenza SLD e Spostamenti SLD ...

Chiudi

La situazione è molto simile a quella del caso precedente, ma questo è quello che potevamo aspettarci in quanto l'azione sismica agisce sul telaio già completamente entrato in forza, quindi di fatto gli effetti dell'azione sismica nei due modelli sono simili, ed essendo in questo caso molto elevata l'azione sismica, i benefici dell'analisi per fasi costruttive vengono ridimensionati.

Lo possiamo osservare anche nell'immagine delle verifiche per taglio per fessurazione diagonale.

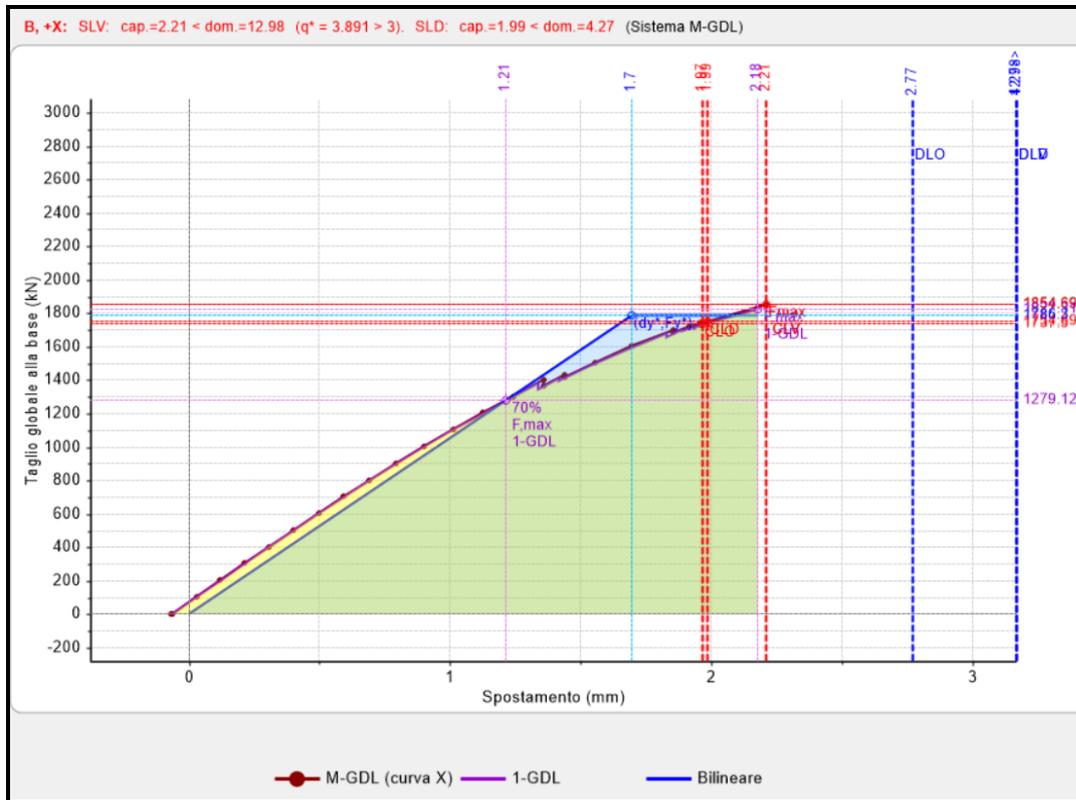


Sono quindi importanti due considerazioni che a questo punto possiamo evidenziare:

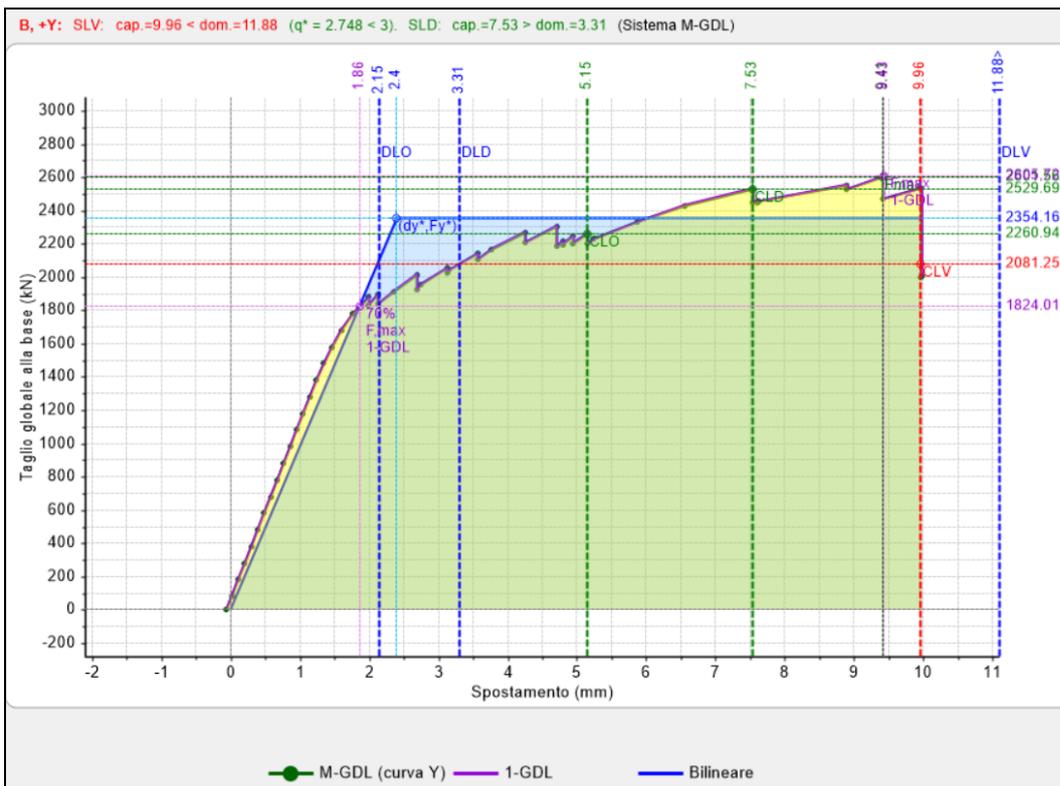
- nel caso dell'analisi sismica, l'analisi per fasi costruttive fornisce risultati simili a quelli dell'analisi standard: l'affidabilità di questa tecnica ne resta confermata, perchè, come atteso, il comportamento dinamico non varia in modo sostanziale;
- se nell'edificio sono presenti reali problematiche specifiche (ad es. la fascia sulla cui mezzeria insiste una trave di solaio) il metodo per fasi costruttive non le nasconde: gli effetti benefici sulle verifiche di sicurezza si manifestano cioè solo laddove gli stati di sollecitazione non avrebbero altrimenti valore realistico.

Andiamo a confrontare infine l'analisi sismica statica non lineare (pushover); ancora una volta partiamo con il modello a telaio equivalente standard.

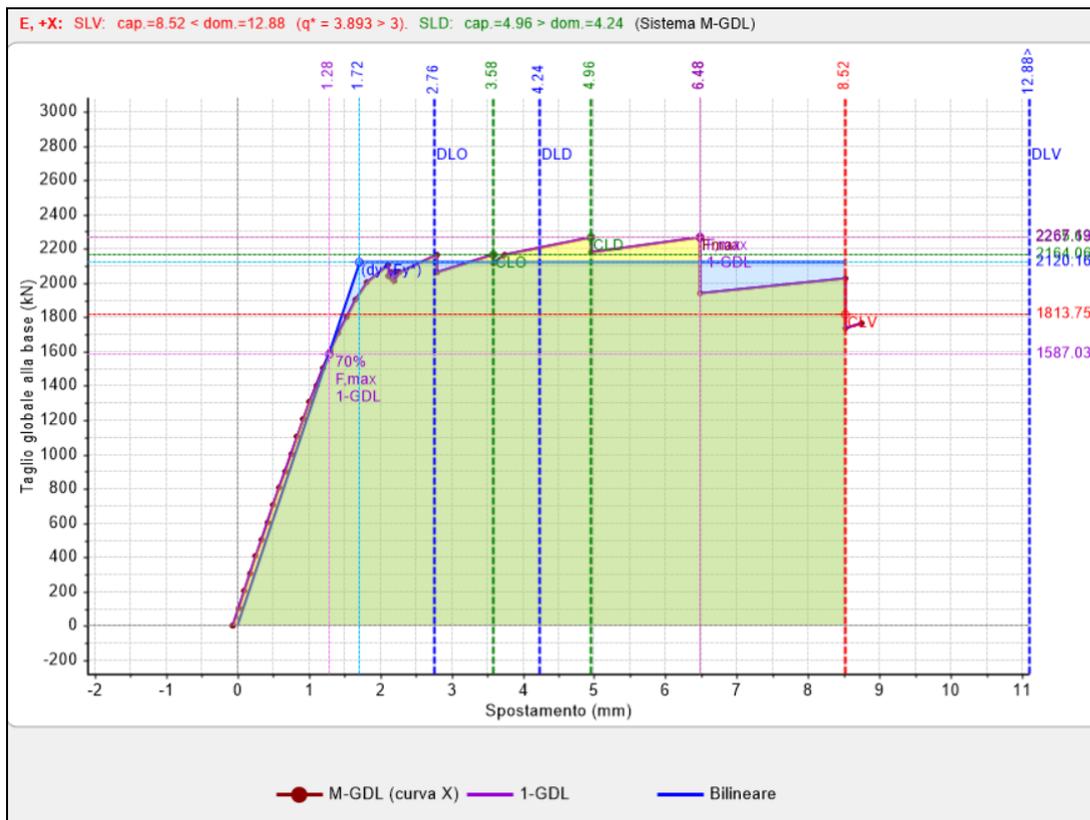
- Distribuzione B, Direzione +X:



- Distribuzione B, Direzione +Y:



- Distribuzione E, Direzione +X:

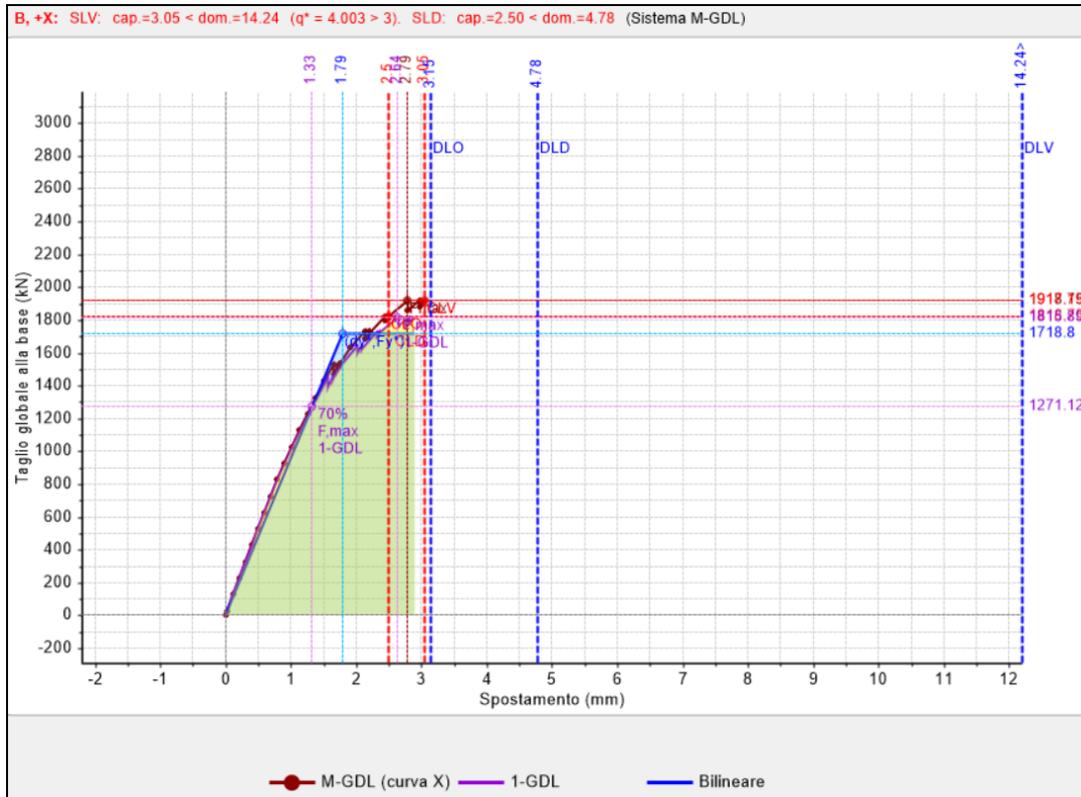


- Distribuzione E, Direzione +Y:

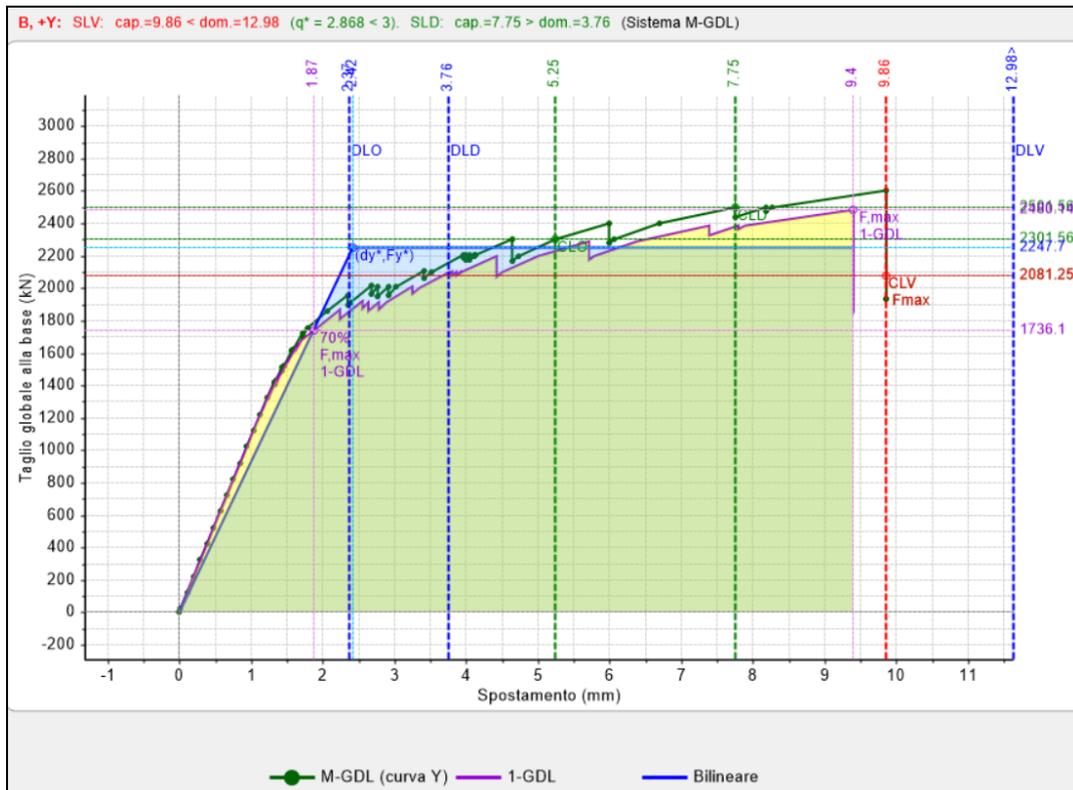


Valutiamo adesso i risultati ottenuti nel caso dell'analisi per fasi costruttive:

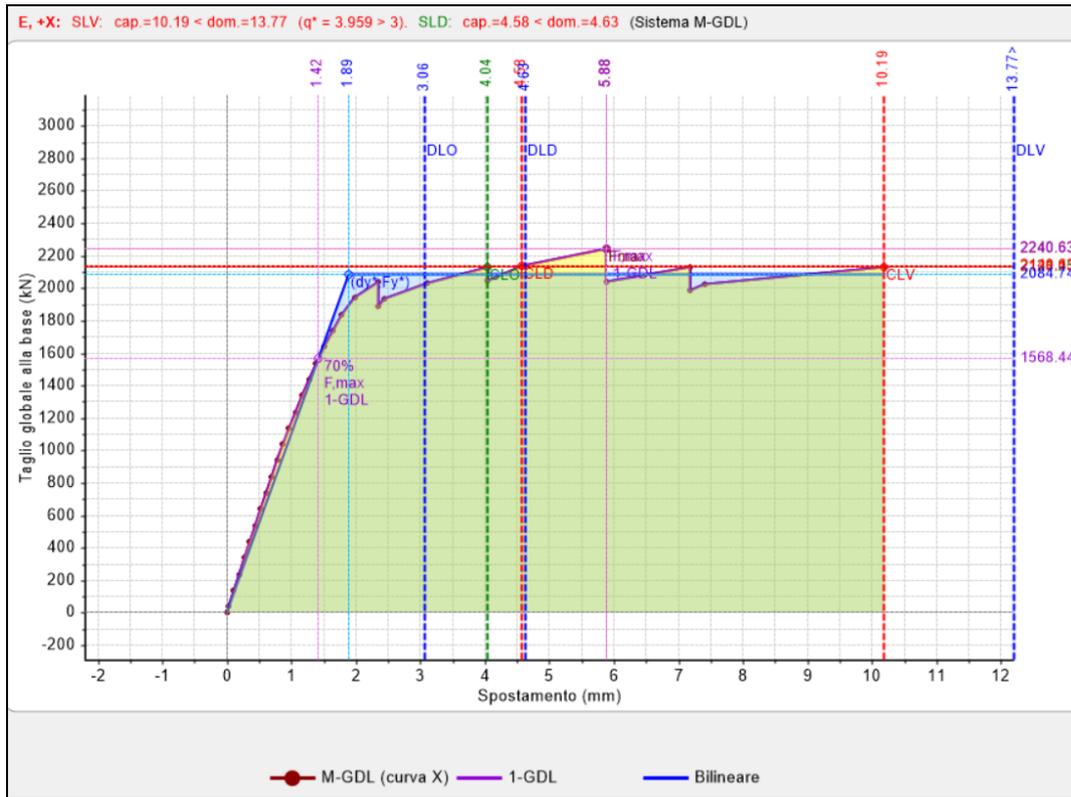
- Distribuzione B, Direzione +X:



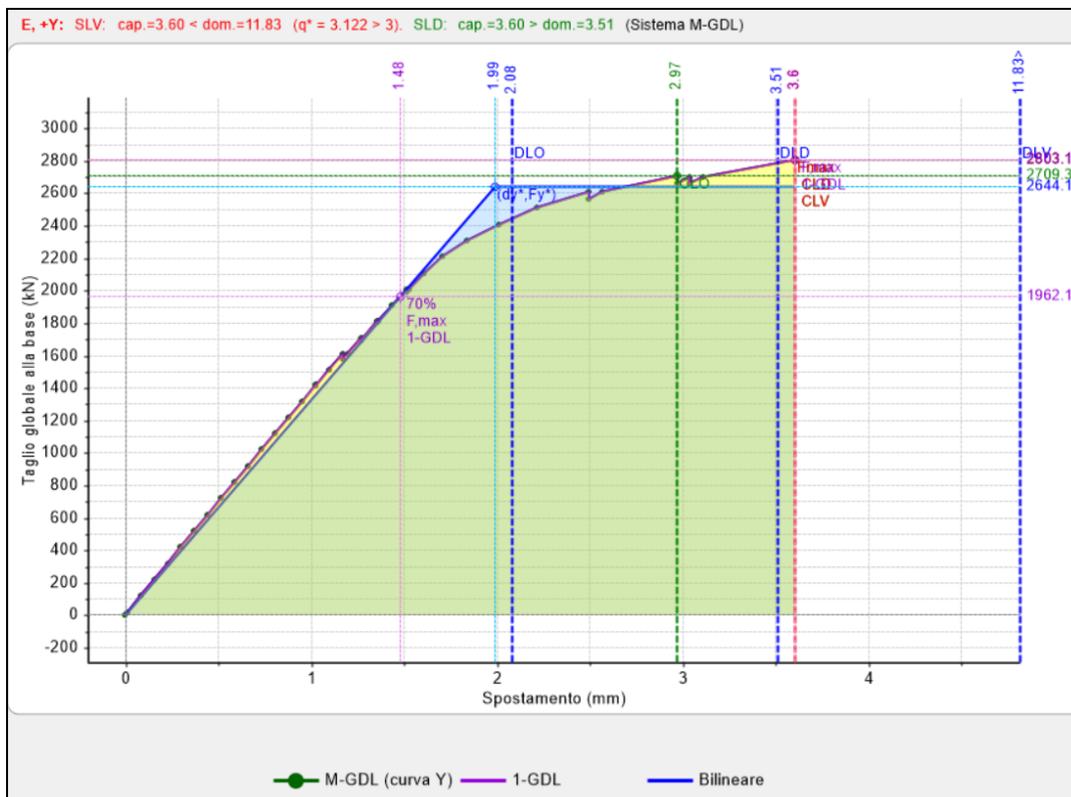
- Distribuzione B, Direzione +Y:



- Distribuzione E, Direzione +X:



- Distribuzione E, Direzione +Y:



Dall'analisi dei risultati notiamo come i valori dei tagli massimi e degli spostamenti ultimi rimangono molto simili nei due differenti modelli. Per quanto riguarda forma e pendenza del tratto elastico, allo stesso modo, non vi sono grandi differenze, se non nel caso della curva E+Y.

Questo risultato è in linea con ciò che è stato determinato fino ad adesso, cioè che dal punto di vista sismico la struttura si comporta in maniera molto simile a quello che ottenevamo precedentemente nel caso di modelli standard.

8.4.2. CONCLUSIONI

Concludendo quindi possiamo affermare che l'analisi per fasi costruttive porta ad una più veritiera descrizione della realtà da parte del modello, e questo fa sì che alcune criticità classiche del modello a telaio equivalente siano risolte; viene inoltre raggiunto, in analisi statica, un risultato più attendibile senza sottostimare la capacità degli elementi murari.

Dal punto di vista sismico questo effetto di miglioramento si perde tanto più quanto maggiore è l'effetto dell'azione sismica.

Infine abbiamo visto come qualora siano presenti delle criticità nella struttura esse vengono comunque messe in luce nel modello a fasi costruttive, a dimostrazione del fatto che questa metodologia non è assolutamente una via d'uscita per soddisfare tutte le verifiche.

8.5. ANALISI PER EPOCHE COSTRUTTIVE

Un interessante ampliamento dell'analisi per fasi costruttive riguarda i fabbricati il cui assetto attuale è composto da porzioni edificate in epoche diverse, e anche quelli per i quali l'intervento di progetto prevede ampliamenti e/o sopraelevazioni.

In PCM è possibile fare riferimento a fabbricati composti da due porzioni realizzate in epoche diverse.

La porzione di edificio già esistente ma edificata in epoca successiva (o equivalentemente quella prevista dall'intervento di ampliamento o sopraelevazione) è caratterizzata anch'essa, come la porzione originaria, dalle proprie fasi costruttive: tuttavia, durante la sua realizzazione si trova a gravare sul telaio della porzione originaria (a sua volta analizzato per fasi costruttive) già completamente entrato in forza.

La procedura dell'analisi per fasi costruttive viene applicata a due strutture distinte: la "struttura originaria" (A) e la "struttura successiva" (B).

Analizzando ognuna di esse per fasi costruttive, possiamo considerare le Fasi 0, 1 e 2 per (A) e per (B).

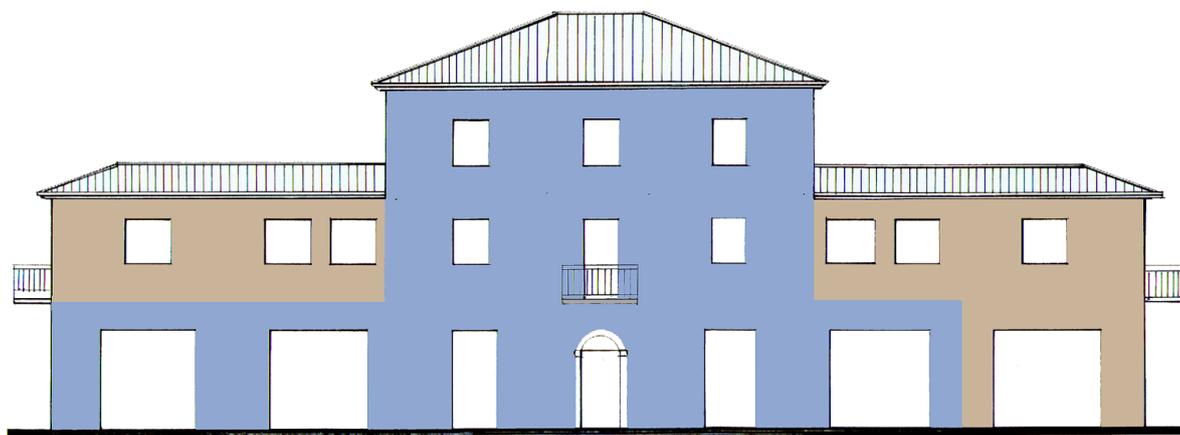
Queste fasi non si presenteranno tutte separatamente: come accennato, le azioni provenienti dalla struttura B graveranno sul telaio della A completamente entrato in forza, e quindi si dovranno analizzare i seguenti modelli:

- Modello 0-A: Fase 0 della struttura originaria, con i relativi carichi di tipo G1 e G2;
- Modello 0-B: Fase 0 della struttura successiva, con i relativi carichi di tipo G1 e G2, contemporanea al telaio in fase 1 della struttura originaria, non sottoposto a carichi. La struttura originaria viene considerata con schema corrispondente alla fase 1 in quanto si desidera in ogni caso che le sollecitazioni dovute ai carichi verticali applicati sulla struttura successiva non comportino tagli e flessioni nelle fasce;
- Modello 1: Fase 1 della struttura completa, con i relativi carichi verticali di tipo Q;
- Modello 2: Fase 2 della struttura completa, con le azioni orizzontali (vento, sisma).

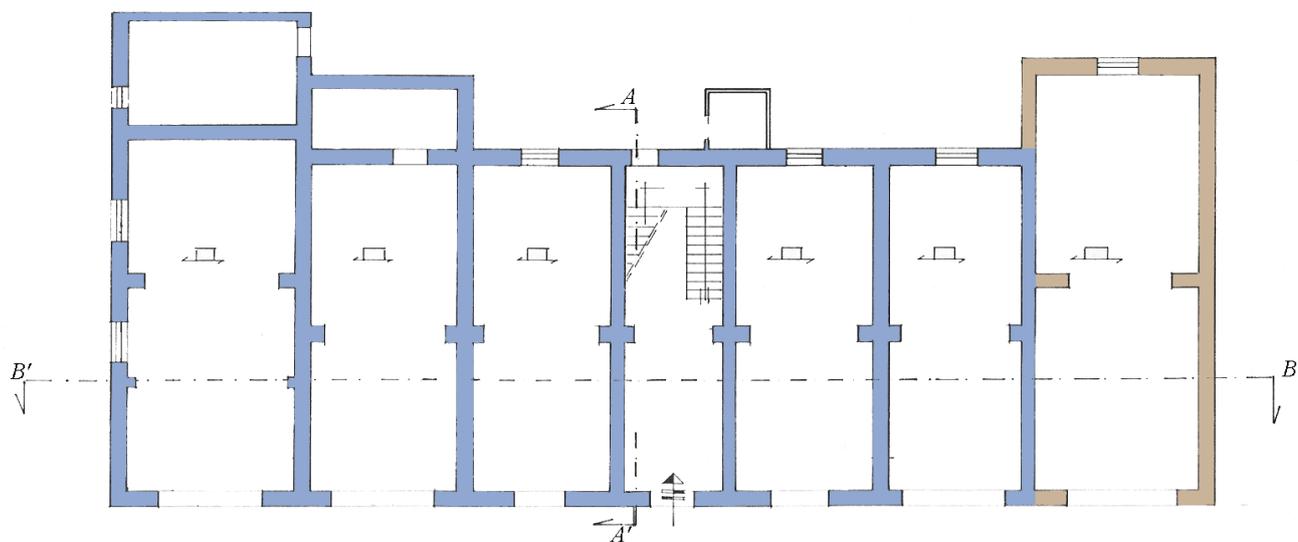
8.5.1. MODELLAZIONE

Per l'edificio in esame, riproponiamo uno schema delle fasi costruttive dell'opera in questione.

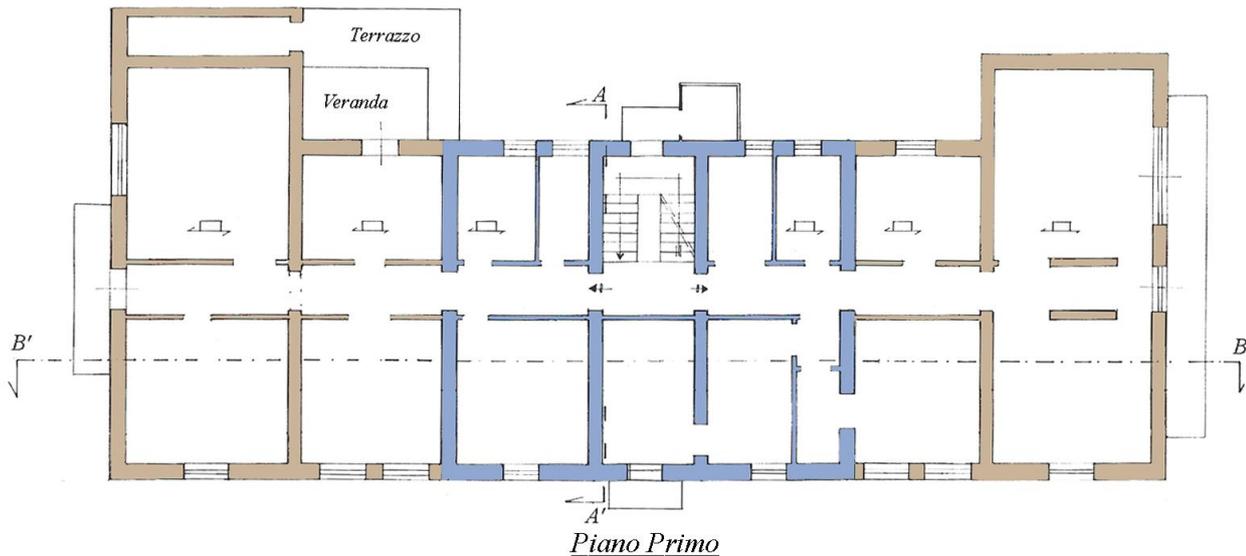
- Costruzione originaria del 1918
- Costruzione recente del 1966-1967



Prospetto Sud-Est



Piano terra



I risultati del modello con ipotesi di due distinte epoche costruttive verranno confrontati con quelli precedentemente descritti, nel caso di modello standard e nel caso di modello per fasi costruttive (quest'ultimo, analizzato ai paragrafi precedenti, equivalente quindi ad un'unica epoca costruttiva).

Per poter attivare l'analisi per epoche costruttive, oltre a spuntare l'opzione di analisi per fasi costruttive presente nei parametri di calcolo, sarà necessario indicare quali elementi fanno parte di un'epoca e quali di un'altra. Per farlo, una volta selezionato un elemento, nella griglia delle proprietà troveremo una nuova casella indicante la dicitura "Fasi Costruttive", all'interno della quale potremo selezionare l'epoca dell'elemento selezionato.

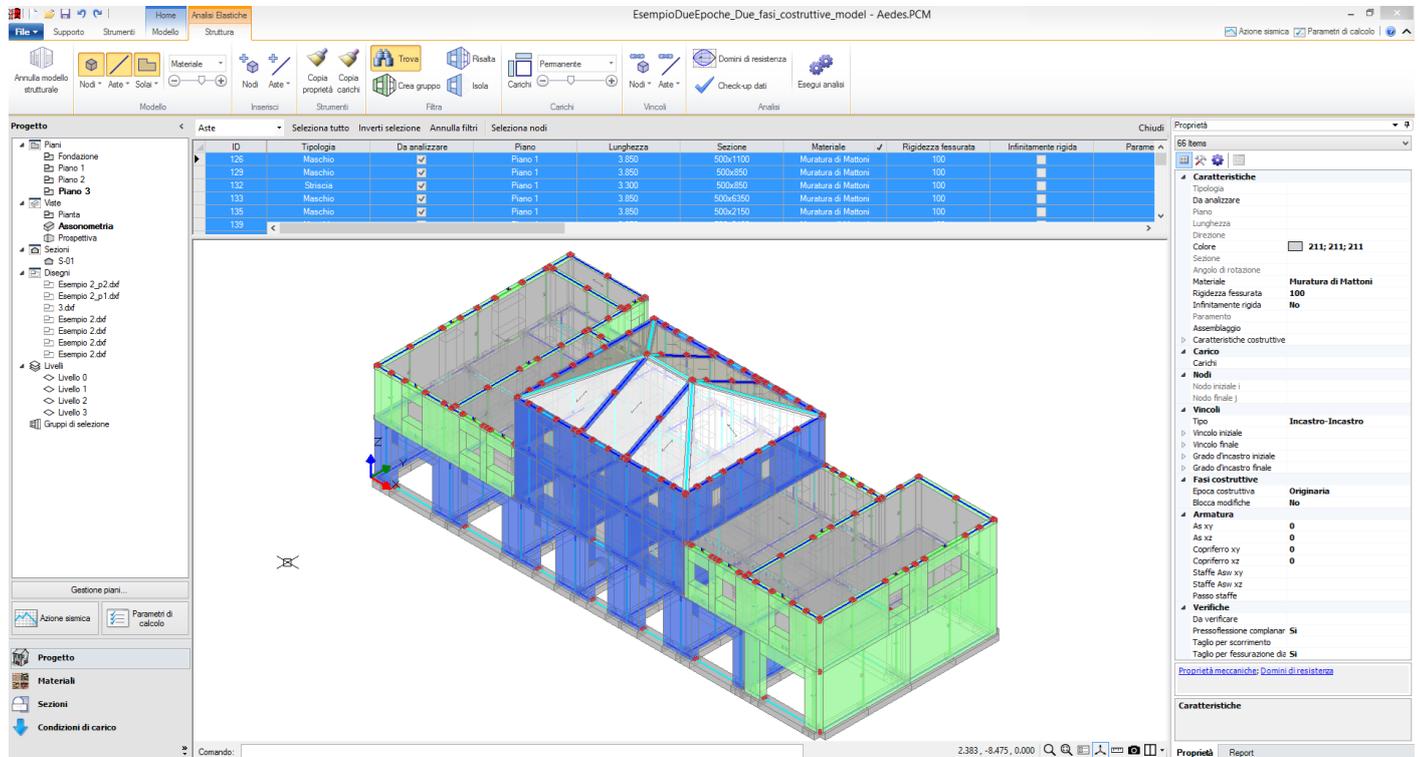
The screenshot shows the software interface with the following components:

- Top Bar:** File, Supporto, Strumenti, Modello, Struttura, Risultati. Includes a toolbar with icons for analysis and calculation.
- Project Properties:**
 - Modale: Statica non sismica
 - Statica: lineare
 - Dinamica: modale
 - Statica: non lineare
 - Analisi: Deformata
 - Modo 1/5
 - T = 0.198 sec
 - M*X: 1.4% - Tot: 1.4%
 - M*Y: 88.2% - Tot: 88.2%
 - Generale: Elastica, Al passo Pushover
 - Masse: Spont., Forze, Masse, Scala
- Project Tree (Progetto):**
 - Pianta
 - Assonometria
 - Prospettiva
 - Sezioni: S-01
 - Disegni: Esempio_2_p2.dxf, Esempio_2_p1.dxf, 3.dxf, Esempio_2.dxf, Esempio_2.dxf, Esempio_2.dxf
 - Livelli: Livello 0, Livello 1, Livello 2, Livello 3
- 3D Model:** A 3D wireframe model of a building structure with columns and beams, showing a stepped profile.
- Properties Panel (Proprietà):**
 - Vincoli:** Tipo: Incastro-Incastro; Vincolo iniziale: 000000; Vincolo finale: 000000; Grado d'incastro iniziale: 1.0, 1.0; Grado d'incastro finale: 1.0, 1.0; Interesse di irrigidimento.
 - Fasi costruttive:** Epoca costruttiva: Originaria; Blocca modifiche: No.
 - Snellezza:** Complanare: 1.331; Ortogonale: 7.700.
 - Zone rigide:** Complanare iniziale: 0.000; Complanare finale: 0.656; Ortogonale iniziale: 0.000; Ortogonale finale: 0.000.
 - Resistenza e Capacità:** Drift Pressoflessione: 0.60; Drift Taglio: 0.40; Duttilità: 1.50.

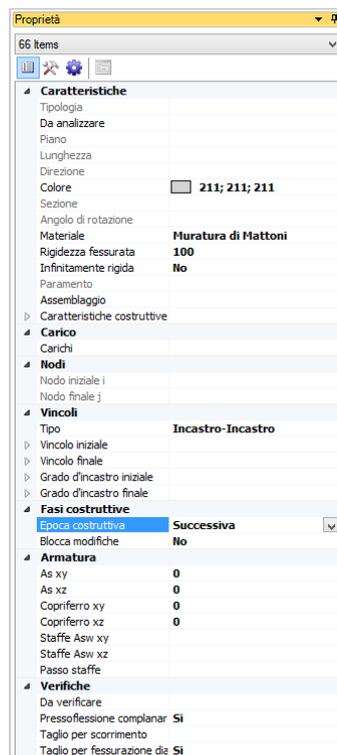
Questa operazione dovrà essere ripetuta per tutti gli elementi di una epoca costruttiva; per default l'epoca assegnata ad un elemento è "Originaria".

Attenzione: **oltre a maschi murari, strisce e sottofinestra sarà necessario indicare l'epoca costruttiva anche dei link che collegano in testa i maschi**: qualora questo non venga fatto, nel momento in cui viene lanciata l'analisi il programma segnalerà la presenza di labilità a causa di aste 'isolate'.

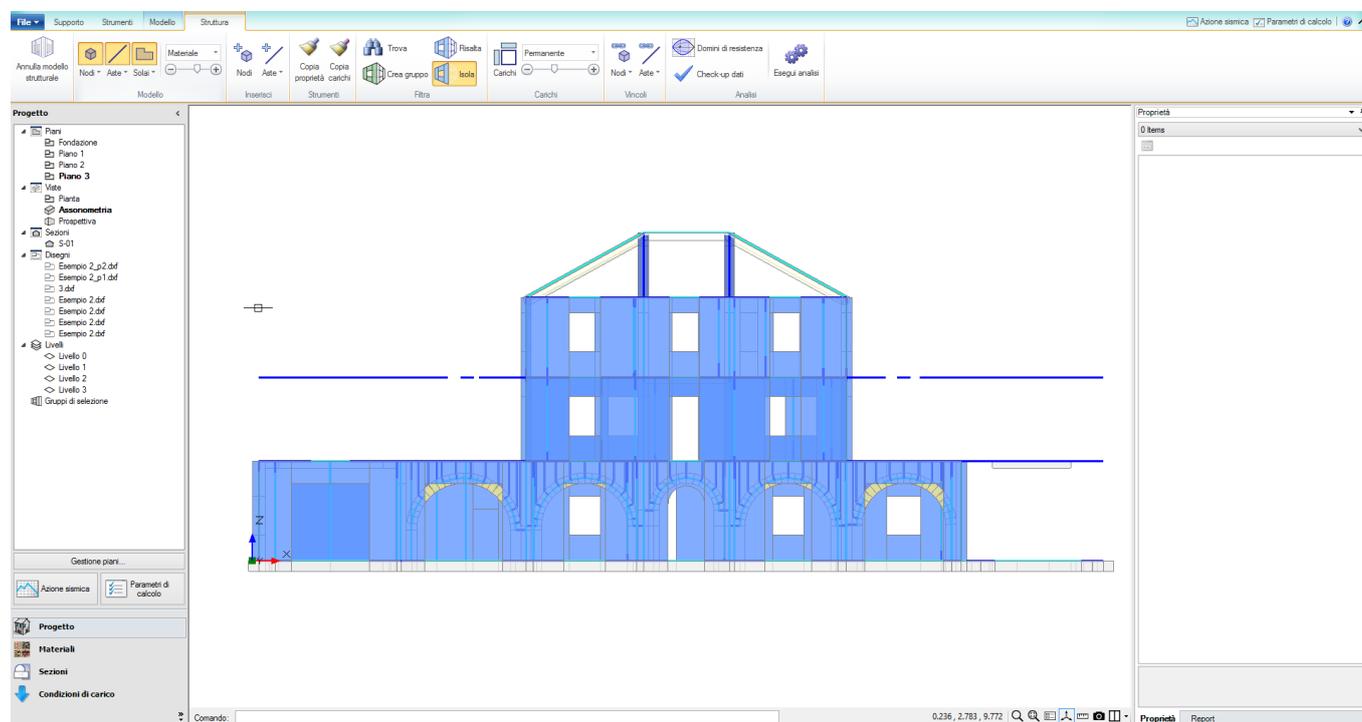
Nel caso in esame, per prima cosa dal comando "Trova", presente nella casella struttura, selezioniamo tutti gli elementi costituiti in muratura di mattoni, agendo sull'apposito filtro.



Una volta selezionati, come nell'immagine soprastante, è possibile nella griglia delle proprietà selezionare l'epoca costruttiva successiva.

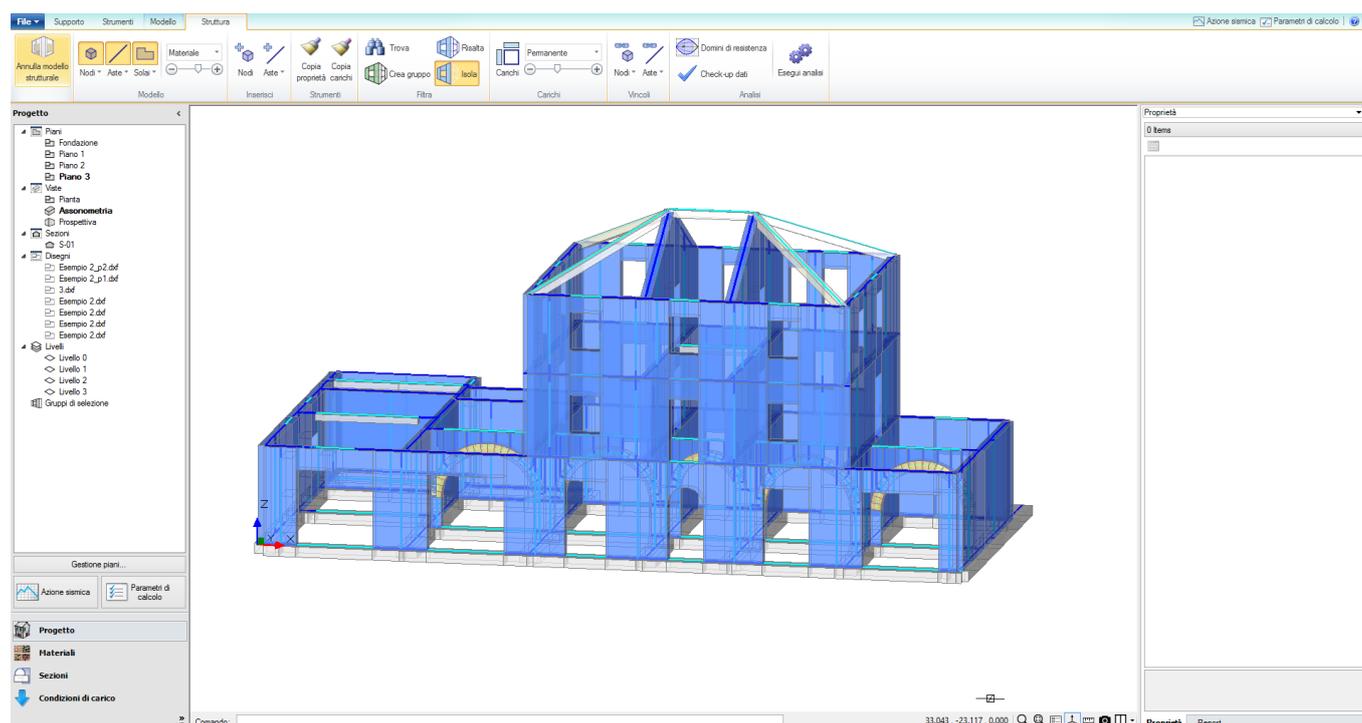


A questo punto rimane da cambiare l'epoca costruttiva dei link afferenti ai maschi murari appartenenti all'epoca successiva. Per fare ciò agevolmente, è possibile selezionare con il comando Trova tutti gli elementi appartenenti alla fase costruttiva originaria ed isolarli.



Così facendo, vedremo un certo numero di link sospesi e non collegati: questi sono i link relativi agli elementi di epoca successiva; a questo punto dovranno essere selezionati e anche per essi dovremo indicare l'appartenenza all'epoca successiva.

Allo stesso modo dovremo fare per le fondazioni. Per verificare la correttezza dell'operazione di selezione, utilizzando i menu del gruppo Filtra ed isolando gli elementi relativi ad una fase costruttiva, ad esempio quella originaria, si dovrà visualizzare una struttura corretta, senza elementi sospesi o non collegati.



Come per l'analisi standard, anche l'analisi per fasi e per epoche costruttive richiede che vengano rispettate alcune regole basilari per una buona modellazione; fra le principali: generare maschi non troppo lunghi, ad esempio con un rapporto b/h non superiore a 2; qualora sia presente un tetto a falde con piano di sottotetto è necessaria un'accurata modellazione, come indicato in §7 del presente documento; in generale, è necessario spezzare le pareti in maniera tale da ottenere, per quanto possibile, la continuità delle aste, evitando ad esempio casi quali pareti di grandi dimensioni che si assestano su sottostanti pareti divise in più aste.

Qualora non venga effettuata un'attenta modellazione, i vantaggi dell'analisi per fasi o per epoche costruttive potrebbero essere ridimensionati dalle criticità intrinseche del modello mal progettato.

8.5.2. RISULTATI DELLE ELABORAZIONI

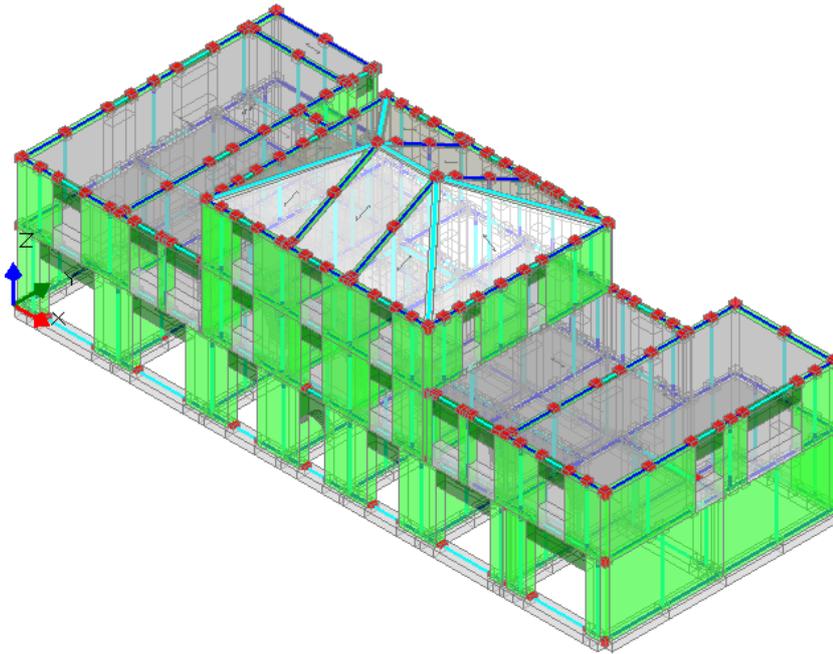
Valutiamo i risultati dell'analisi statica, analizzando la tabella dei coefficienti di sicurezza.

Analisi Statica Lineare, NON Sismica: Sintesi risult...

Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]	
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura	
SLU di salvaguardia della Vita (SLV)	
Verifiche di Resistenza	
Inviluppo CCC	
[§4.5.5]	
PressoFlessione Complanare [§4.5.6]	0.000 98.3%
Taglio per Scorrimento [§4.5.6]	
Taglio per Fessuraz. Diagonale [§4.5.6]	0.147 98.3%
PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D)	6.106 100%
PressoFlessione Ortogonale [§4.5.6.2]	
SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1]	1.233

Chiudi

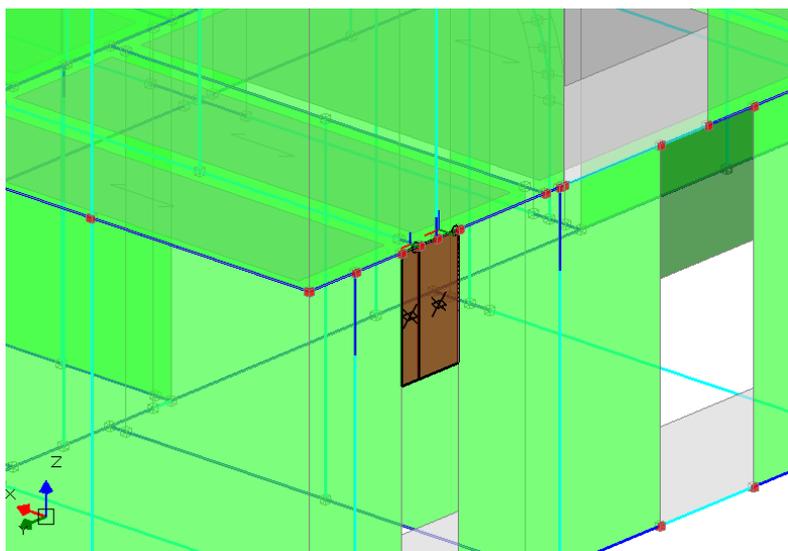
Rispetto ai due casi precedenti notiamo un miglioramento, in parte dovuto alle fasi costruttive stesse; l'opzione delle epoche costruttive comporta una più corretta distribuzione delle azioni.



Ancora una volta ritroviamo alcuni elementi non verificati, che possiamo selezionare con il comando trova presente nella scheda struttura.

ID	Armatura	Iniezioni	Dintoni artificiali	Altri interventi	Coeff. di sicurezza	Verifica
1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Nessuno	56.300	Soddisfatta
2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Nessuno	Non un numero reale	Non eseguita
3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Nessuno	135.091	Soddisfatta
4	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Nessuno	140.178	Soddisfatta
5	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Nessuno	190.702	Soddisfatta
6	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Nessuno	187.798	Soddisfatta
7	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Nessuno	Non un numero reale	Non eseguita
8	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Nessuno	219.609	Soddisfatta
9	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Nessuno	355.945	Soddisfatta
10	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Nessuno	Non un numero reale	Non eseguita
11	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Nessuno	Non un numero reale	Non eseguita

Ritroveremo che gli elementi problematici sono ancora quelli della fascia interrotta dalla trave; come già osservato, riteniamo corretto il fatto che la metodologia per fasi costruttive non mascheri le criticità della struttura.



Rispetto al caso precedente risulta meno eclatante la variazione del comportamento del modello; questo è dovuto al fatto che il principale passo avanti è stato già fatto passando dall'analisi standard a quella per fasi costruttive.

Valutiamo ora la variazione dei risultati nell'analisi dinamica modale; in base a considerazioni già svolte ai paragrafi precedenti, è plausibile aspettarsi che i vantaggi legati all'analisi per epoche costruttive incidano meno in questo tipo di analisi, data l'elevata intensità dell'azione sismica.

Analisi Sismica, Dinamica Modale: Sintesi risultati

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

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifiche di Resistenza
Costruzione esistente, solo SLU [§8.3]: obbligatoria
 [§7.3.6.1, §7.8.2.2]

PressoFlessione Complanare [§7.8.2.2.1]	0.000	51.5%
Taglio per Scorrimento [§7.8.2.2.2]	<input type="text"/>	
Taglio per Fessuraz. Diagonale [§C8.7.1.5]	0.195	53.0%
PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D)	0.000	68.1%
PressoFlessione Ortogonale [§7.2.3]	<input type="text"/>	
SL di tipo geotecnico (GED): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1, §7.2.5]	0.396	

SLE di Danno (SLD)
Verifica degli Spostamenti
Costruzione esistente, solo SLU [§8.3]: non obbligatoria
 [§7.3.7.2, §C7.3.7]

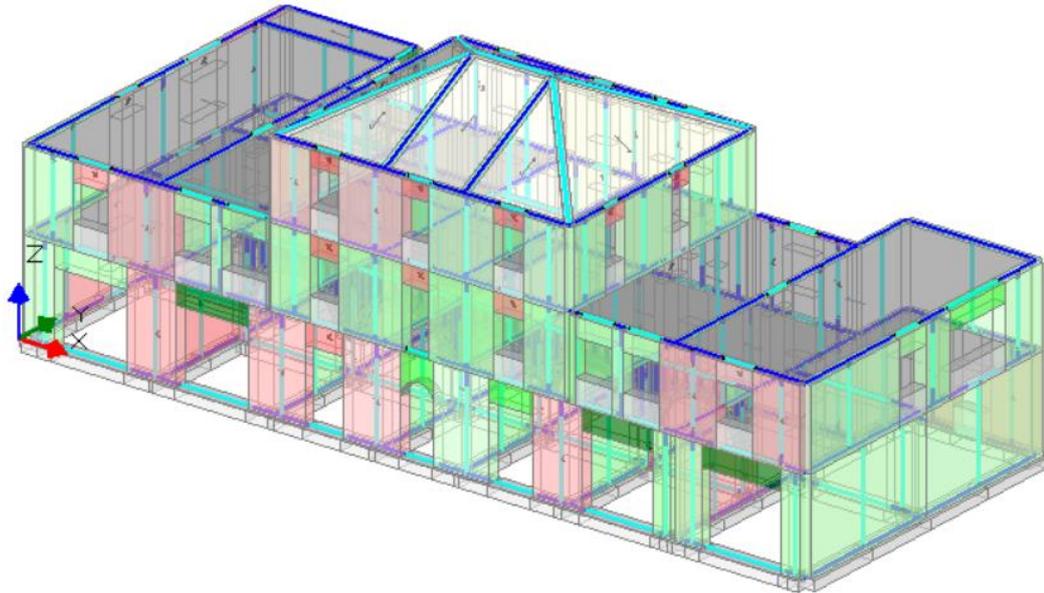
(d,r / h),max ('per mille'; deve essere: < 3) =	2.235
Coefficiente di sicurezza (= 3 / (d,r / h),max) =	1.342

Vai a: Resistenza SLD e Spostamenti SLD ...

Chiudi

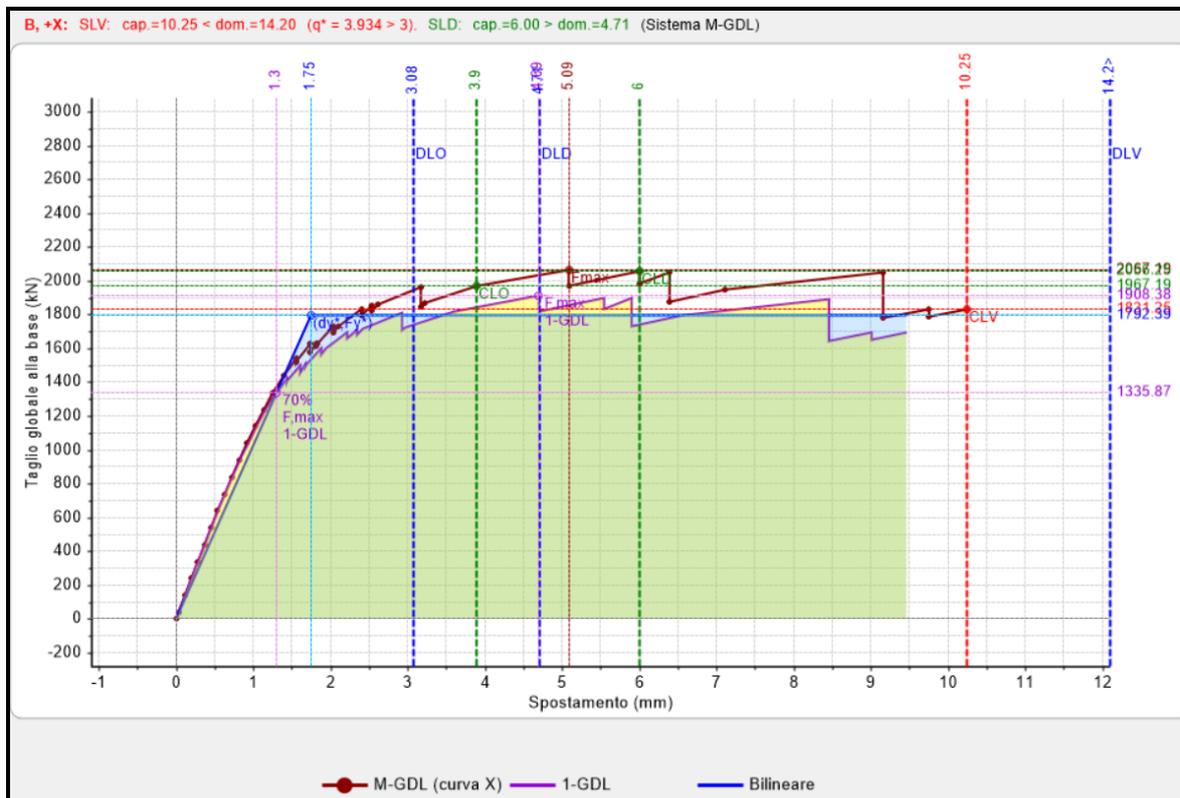
Come ci aspettavamo il comportamento del modello in analisi dinamica modale, anche in ipotesi di epoche costruttive, tende al comportamento del modello standard. Ciò è in accordo con quanto determinato in precedenza (di seguito viene riportato l'esito delle verifiche a taglio per fessurazione diagonale).

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

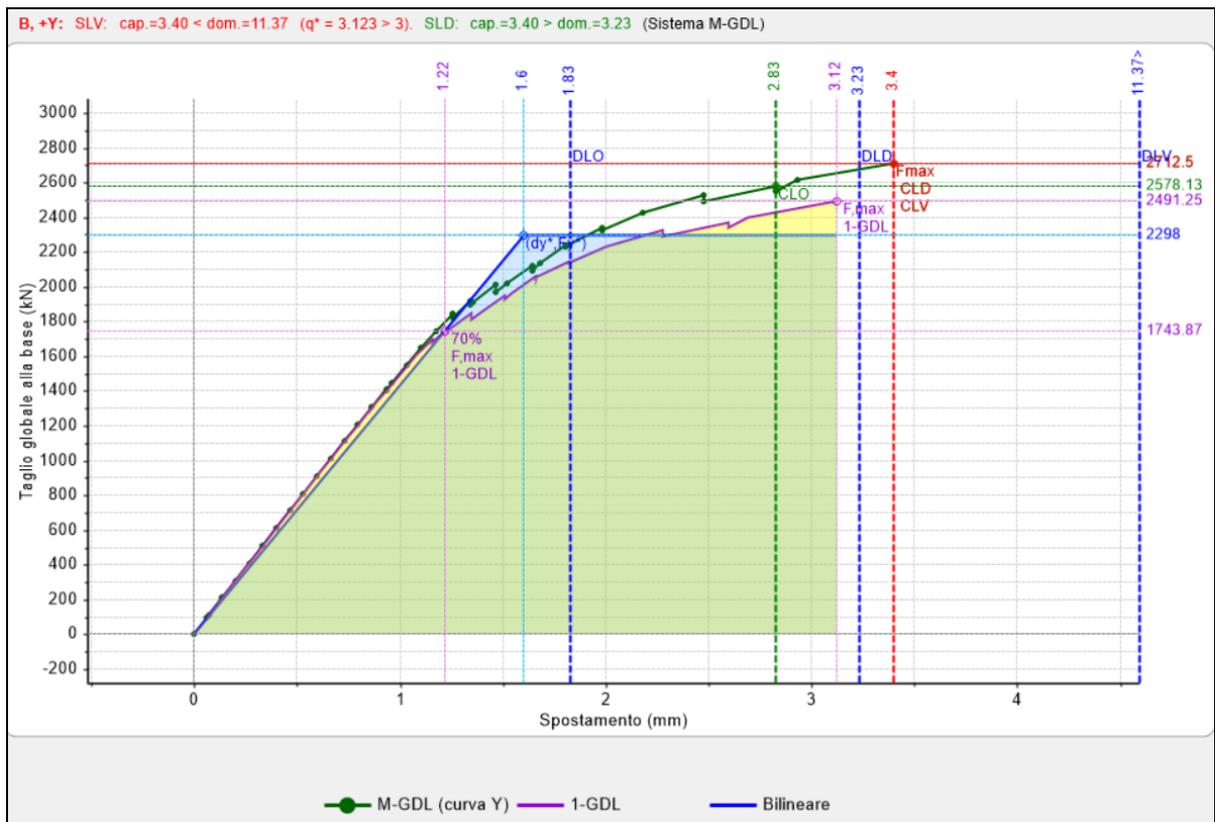


Passando all'analisi sismica statica non lineare (pushover), visualizziamo le curve di capacità ottenute nel caso di analisi per fasi costruttive.

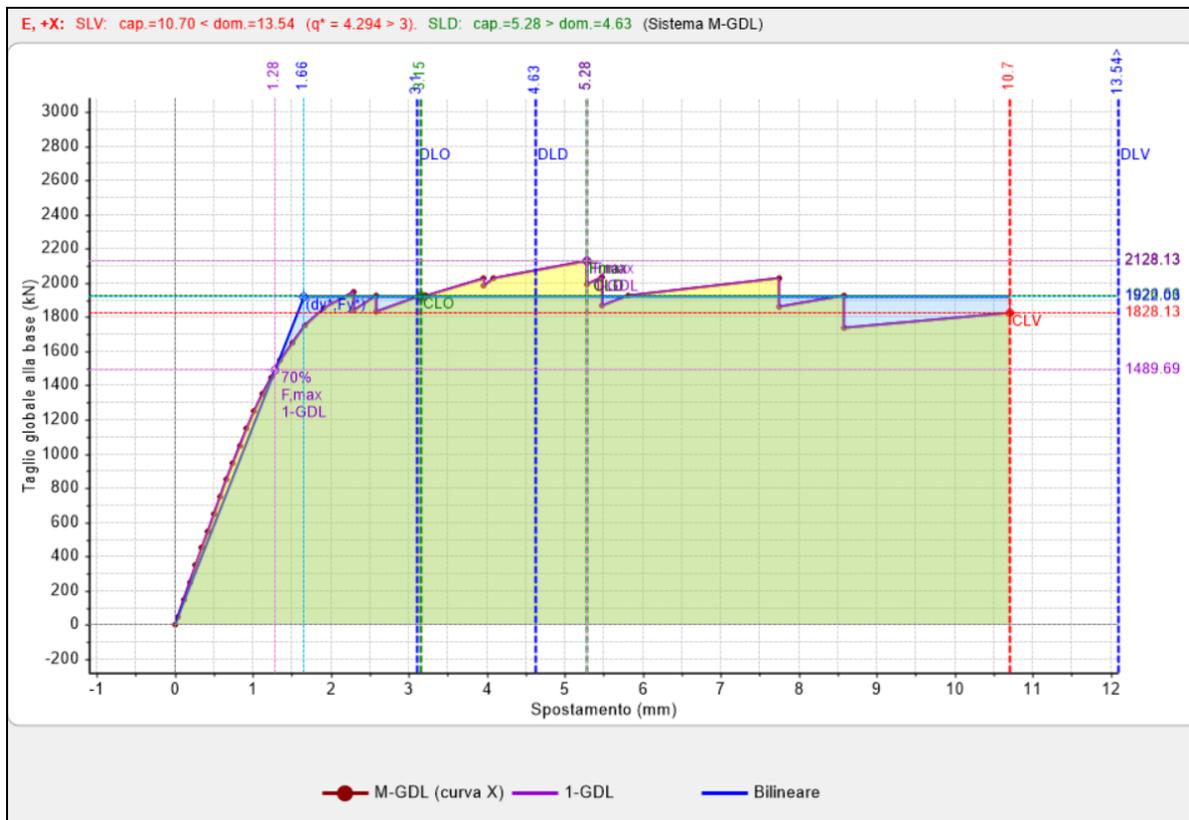
- Distribuzione B, Direzione +X:



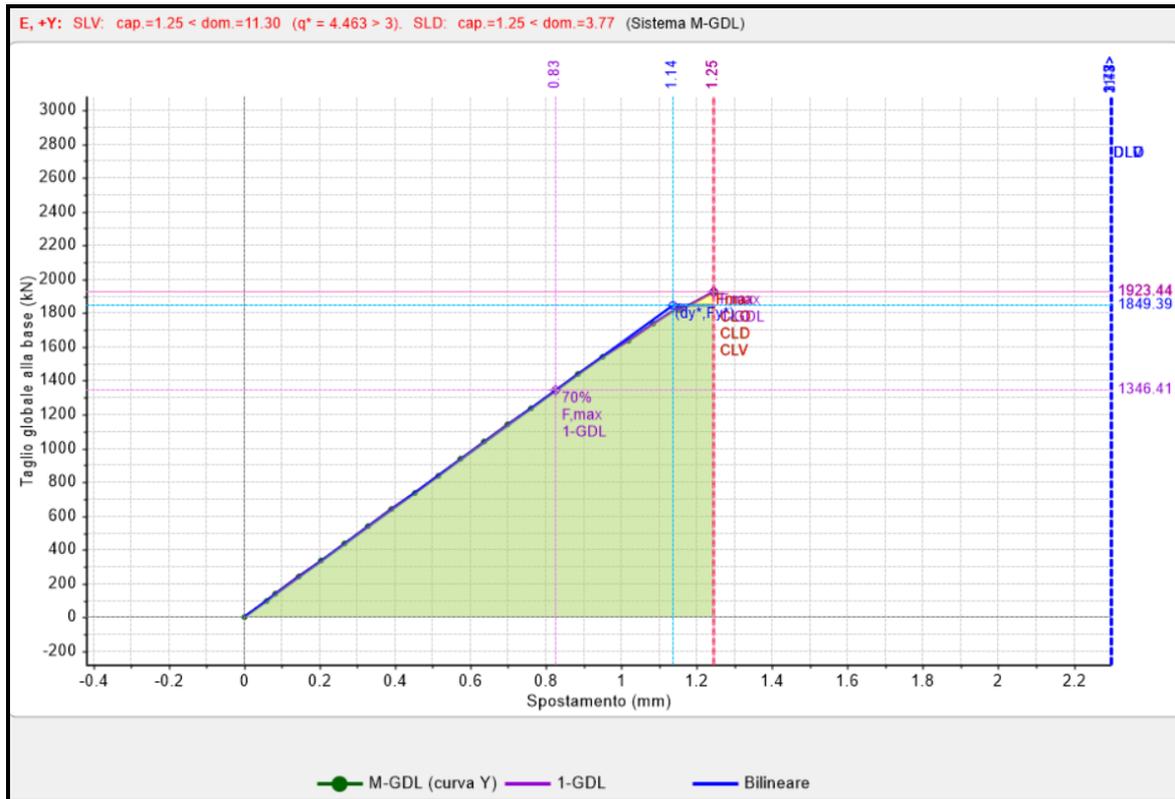
- Distribuzione B, Direzione +Y:



- Distribuzione E, Direzione +X:



- Distribuzione E, Direzione +Y:



Osserviamo dunque un comportamento molto vicino a quello ottenuto con l'ipotesi di analisi per fasi costruttive, in accordo con quanto detto in precedenza. È necessario sottolineare che le curve in direzione X si arrestano a causa della caduta del taglio superiore a quella consentita da normativa, rimuovendo questa ipotesi ed eseguendo tutta la curva possiamo apprezzarne lo sviluppo completo.

8.5.3. CONCLUSIONI

Concludendo quindi l'analisi per fasi costruttive consente di effettuare un ulteriore passo in avanti verso una più realistica descrizione del comportamento del modello.

In particolare otteniamo una differente distribuzione delle azioni rispetto al modello standard, distribuzione comunque in questo caso vicina a quella ottenuta con l'ipotesi di fasi costruttive (intesa come riferita ad un modello unitario).

E' possibile ritenere che esista una relazione fra irregolarità dell'edificio e influenza dell'analisi per fasi / epoche costruttive.

In generale, la corretta descrizione dei campi di sollecitazione statica non può che influire positivamente sulla correttezza delle analisi effettuate, convalidando contemporaneamente il modello a telaio equivalente, per il quale si possono così considerare superate alcune importanti criticità.

9. VERIFICHE DI STABILITA' IN ANALISI SISMICA

Nella normativa Italiana e in quella Europea gli effetti della stabilità degli elementi strutturali sono trattati soltanto per il caso statico, e con implicito riferimento ad edifici nuovi. Il metodo del coefficiente di riduzione della resistenza a compressione del materiale risulta quindi adatto ad affrontare il caso statico di elementi con adeguati rapporti di snellezza.

Tuttavia dal punto di vista della stabilità le situazioni più pericolose si presentano nelle costruzioni esistenti, dove è frequente il caso di pareti portanti molto snelle, e durante l'evento sismico, quando le azioni fuori piano crescono notevolmente a cause dell'effetto delle forze d'inerzia.

Data la difficoltà di adattare il metodo del coefficiente di riduzione della resistenza del materiale al caso delle pareti esistenti, la Ricerca condotta da Aedes (riportata in Appendice A nel Manuale di PCM) si è rivolta agli studi di Schultz e Mueffelman, Autori che hanno affrontato in maniera organica il problema della stabilità di pareti snelle in muratura sollecitate da azioni verticali e fuori piano. La metodologia porta alla definizione di un nuovo dominio di rottura che tiene conto degli effetti legati alla stabilità, ed è stata presa come riferimento anche dalle linee guida statunitensi emanate dal Masonry Standards Joint Committee.

In PCM le verifiche di stabilità vengono svolte con riferimento alle sollecitazioni in mezzeria, in quanto sperimentalmente è stato spesso osservato che è questa la sezione di rottura della parete quando si presenta l'instabilità del pannello. In aggiunta è possibile prendere in considerazione l'eccentricità dovuta alle tolleranze di esecuzione, la cui entità, come noto, può essere assunta pari a $h/200$.

Inoltre l'effetto dell'instabilità viene modellato in modo differente a seconda che essa si manifesti come instabilità per carico di punta o instabilità per forze orizzontali che parzializzano la sezione trasversale dell'elemento resistente.

Nel primo caso la sezione è totalmente compressa e la rottura viene considerata fragile, tale quindi da generare il collasso quantomeno parziale della struttura, e in caso di analisi pushover la conseguente interruzione dell'analisi per effetto di labilità locali (l'asta corrispondente viene infatti svincolata sia per rotazioni che per dilatazione assiale, con annullamento dello sforzo normale sostenibile).

Nel caso invece di instabilità per forze orizzontali con parzializzazione della sezione, l'effetto del fenomeno viene equiparato ad una verifica di resistenza a pressoflessione fuori piano, generando uno svincolamento a rotazione ma non a dilatazione assiale. Come già evidenziato nella teoria (vd. Manuale di PCM, par. A 8, punto 2), l'elemento viene svincolato in analogia a quanto accade per la verifica di resistenza per pressoflessione fuori piano. A questo fenomeno si associa infatti non una rottura fragile e completa della parete, ma la formazione di lesioni in mezzeria che determinano una sua articolazione.

9.1. FIENILE IN MURATURA

In questo esempio studieremo un fienile in muratura composto da pareti e pilastri; la schematizzazione di questa struttura richiede l'uso del modulo ECS per quanto riguarda la modellazione dei pilastri murari. Valuteremo dunque l'influenza dell'instabilità sull'esito dell'analisi. L'esempio è fornito a corredo del software e consiste nei seguenti files:

Fienile.vdml, *Fienile_stabilita.vdml* (stato attuale, non consolidato)

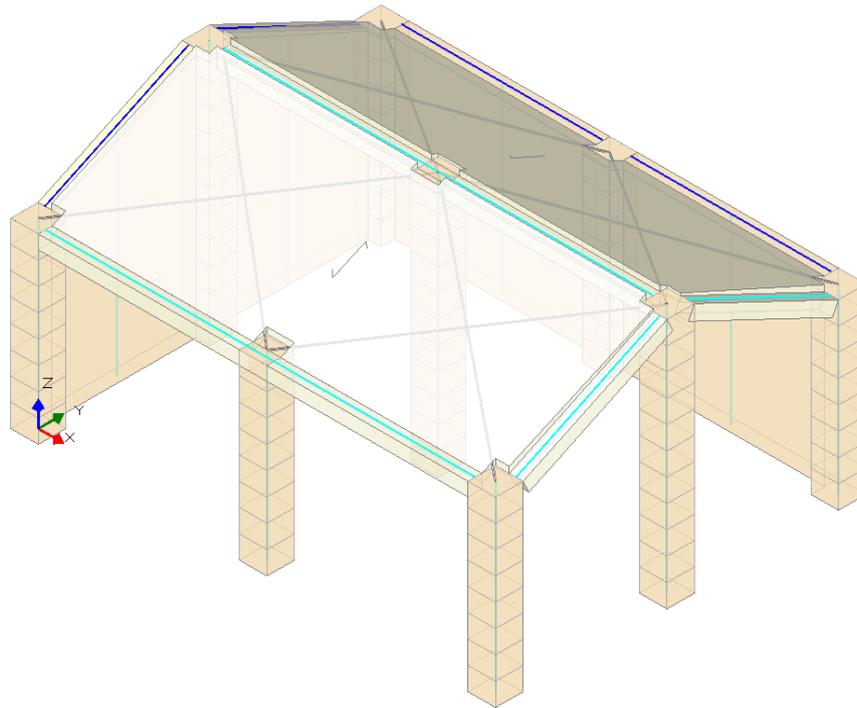
Fienile_consolidato.vdml, *Fienile_consolidato_stabilita.vdml* (stato di progetto, consolidato)

Fienile_consolidato_FRP_esteso.vdml (altro stato di progetto).

Il modello del fienile si compone di 9 pilastri e 4 pareti con altezze variabili da 4.00 a 5.50 m.

La copertura è stata schematizzata inserendo direttamente le travi principali insieme ad alcune bielle aventi funzione di controvento di falda, alle quali è stata assegnata una sezione tale da simulare la rigidità del

solaio. Quest'ultimo è stato supposto essere composto da un tavolato di spessore 3 cm inchiodato a travicelli 10x15 cm ad interasse 50 cm, completati da una copertura in coppi ed embrici in laterizio.



Vediamo un approfondimento sulla modellazione del solaio. Questa tipologia di orizzontamento non può essere assimilata ad un solaio rigido, ma in un caso del genere anche la scelta di un solaio completamente deformabile sembra poco adatta in quanto penalizzerebbe eccessivamente la colonna centrale. A questo scopo si è scelto di inserire all'interno del modello bielle di sezione tale da riprodurre la rigidezza del solaio. La rigidezza del solaio viene stimata attraverso la seguente formula approssimata:

$$K_{sol} = \frac{1}{\frac{(L')^3}{12EJ} + \frac{L'}{AG}}$$

dove:

L' , dimensione del solaio in direzione ortogonale al sisma, nel caso specifico $L'=5$ m;

E , modulo elastico del materiale costituente la sezione del solaio, nel caso in esame è legno $E=10000$ MPa;

G , modulo di elasticità tangenziale del materiale, nel caso in esame $G=3500$ MPa;

J , momento d'inerzia della sezione, nel caso specifico, nel caso in esame $J= 83990$ cm⁴;

A , area della sezione, nel caso in esame $A=2850$ cm².

Otteniamo quindi:

$$K_{sol}=803.06 \text{ N/mm.}$$

Essendo il campo di solaio pressoché quadrato e considerando il funzionamento sia della biella tesa che di quella compressa, è possibile eguagliare (commettendo un errore trascurabile) la rigidezza del solaio con quella della singola biella.

$$K_b = \frac{E_b A_b}{L_b}$$

Ipotizzando per semplicità che anche le bielle siano in legno come il solaio, si ottiene:

$$A_b=501.9 \text{ mm}^2$$

Si inseriscono quindi bielle in legno con sezione 22 cm x 22 cm, aventi un'area di 484 cm², simile a quella calcolata.

A questo punto sono necessarie alcune precisazioni sull'inserimento in PCM di elementi di questo tipo. Nei modelli possono trovarsi controventi verticali o di falda di materiale metallico; tali elementi vengono in genere dimensionati in modo tale che la biella compressa non reagisca, a causa della possibile instabilizzazione. PCM implementa questo comportamento: considerando elementi trave in acciaio, o materiale generico, aventi vincolamento a biella, con verifica attiva, durante l'analisi pushover saranno considerati non reagenti se compressi.

Nel caso in esame le bielle non corrispondono però a controventi di falda fisicamente presenti, ma simulano la rigidità del solaio: per tale motivo si desidera considerare sia l'elemento teso che quello compresso (prescindendo dai problemi di stabilità di lastre piane). A questo fine è stato necessario disattivare le verifiche dagli elementi lignei; oltre che per le bielle rappresentative del solaio, la verifica è stata disattivata anche per le travi in legno realmente presenti che collegano in sommità i pilastri murari, anch'esse schematizzate come bielle (vincolamento: cerniera-cerniera).

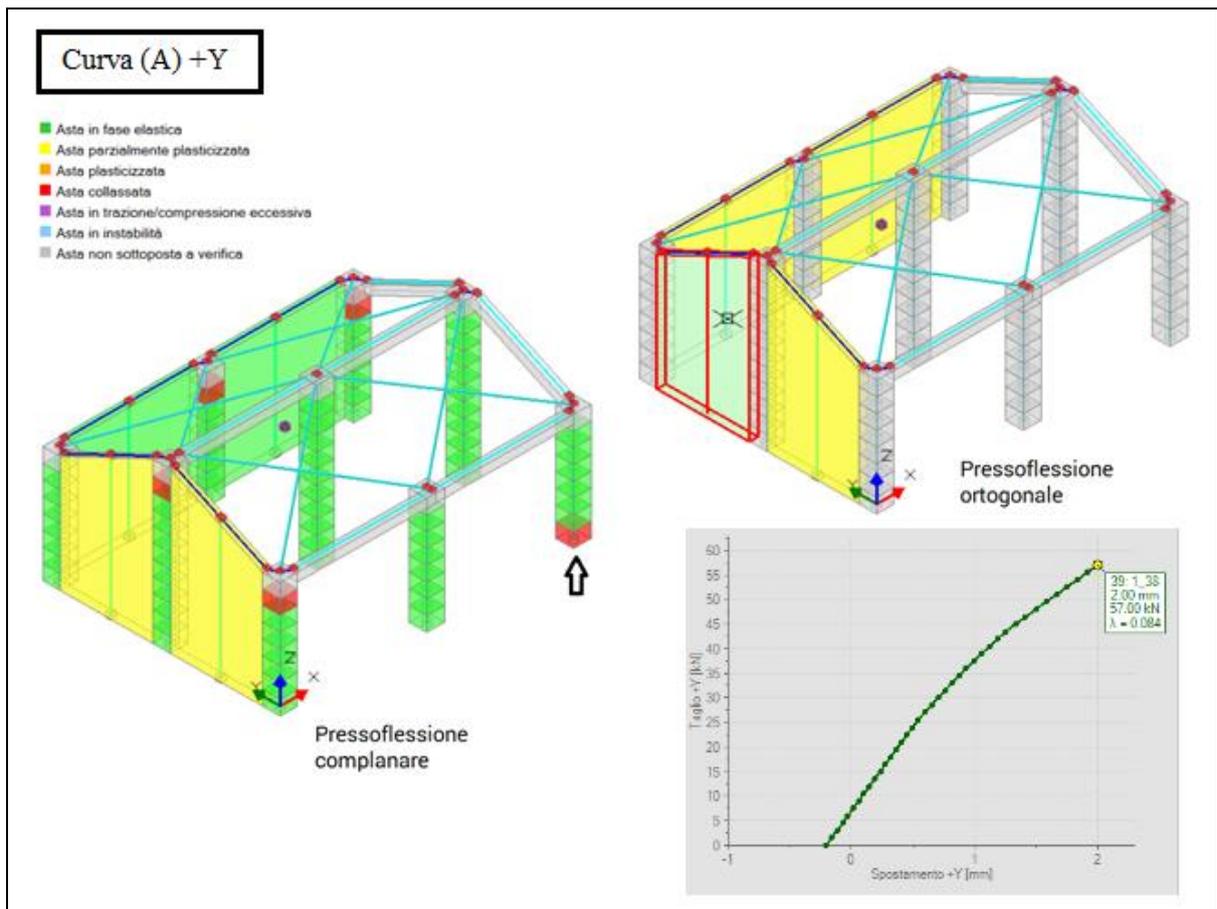
Inizialmente, si considera il modello dello stato attuale. In questo schema, i pilastri murari ed i muri che in due lati dell'edificio li collegano, sono vincolati tra loro in modo efficace. I link rigidi che in testa ai maschi si collegano alla sommità dei pilastri sono internamente incastrati: questo rappresenta una reale situazione di collegamento fra pilastri e muri. Se questo collegamento fosse dubbio (muri inseriti tipo tamponamenti, senza ammorsamenti) i link dovrebbero essere svincolati con cerniere che consentirebbero l'apertura angolare, con conseguente perdita di capacità.

Nel modello, i pilastri murari sono soggetti a verifica a pressoflessione (per resistenza) e a taglio. I maschi murari vengono sottoposti a tutte le verifiche (pressoflessione complanare, taglio per scorrimento, taglio per fessurazione diagonale, pressoflessione ortogonale).

L'analisi statica non lineare per il modello non consolidato (*Fienile.vdml*), effettuata senza tenere in considerazione l'effetto dell'instabilità fornisce i seguenti risultati:

N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt	F/W	q*	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	aV,PGA	aV,TR	VN,CLV	PGA,CLD	TR,CLD	PVR,CLD	aD,PGA	aD,TR
1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X		0.109	2.736	3.664	0.054	49	64.065	0.429	0.103	5	0.054	49	64.009	1.000	0.979
2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y		0.084	3.774	4.275	0.046	34	76.893	0.365	0.072	4	0.046	34	76.908	0.852	0.682
3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X		0.122	2.607	3.094	0.056	54	60.572	0.444	0.113	6	0.055	54	60.537	1.019	1.075
4	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y		0.096	3.329	4.540	0.048	36	74.746	0.381	0.076	4	0.047	36	74.817	0.870	0.725

La curva di capacità sviluppata secondo la distribuzione proporzionale alle masse (A), in direzione +Y, evidenzia il minor coefficiente di sicurezza (fig. seg.).

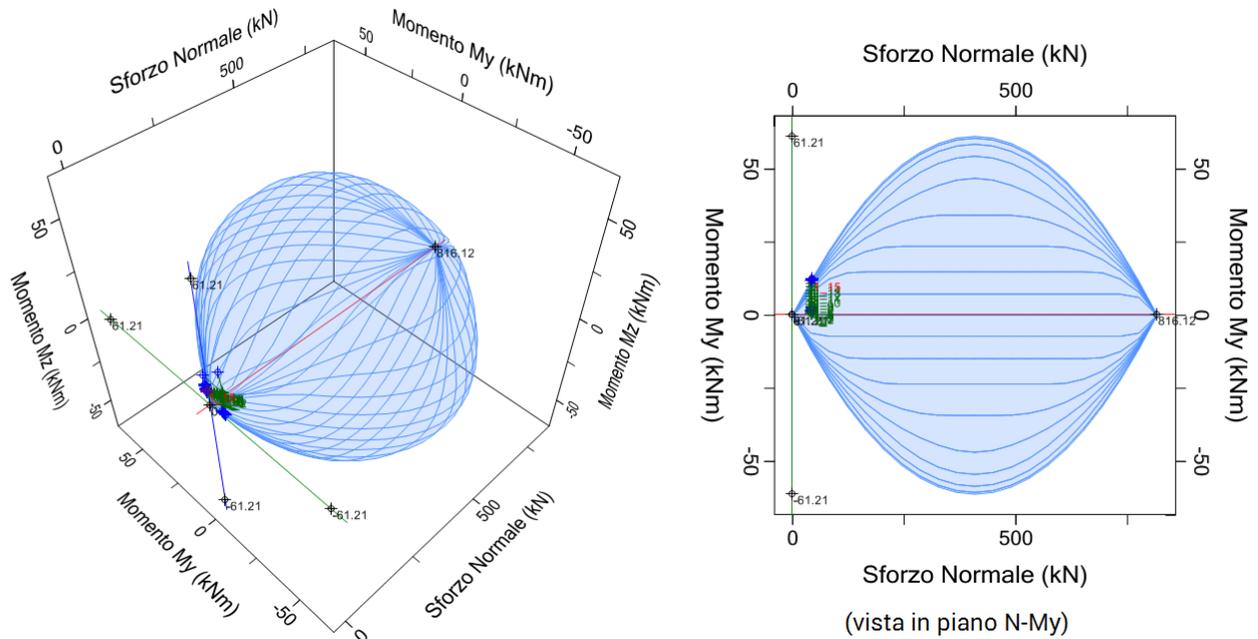


In corrispondenza dello stato limite ultimo, la labilità viene raggiunta dalla rottura dei conci superiori delle colonne poste all'interno dell'apparecchiatura muraria e del concio di base della colonna d'angolo non vincolata dalle pareti.

Le mappe di crisi in figura evidenziano i maschi parzialmente plasticizzati all'atto del raggiungimento dello stato limite ultimo a pressoflessione complanare o ortogonale; la crisi nei pilastri precede la fessurazione nei maschi.

La verifica sui pilastri murari è stata condotta con controllo di resistenza, generando quindi il relativo dominio di rottura e determinando la posizione del punto rappresentativo dello stato di tensione ad un determinato passo.

Al concio di base della colonna d'angolo non vincolata dalle pareti (indicato dalla freccia nell'immagine precedente), corrisponde il seguente dominio di resistenza:

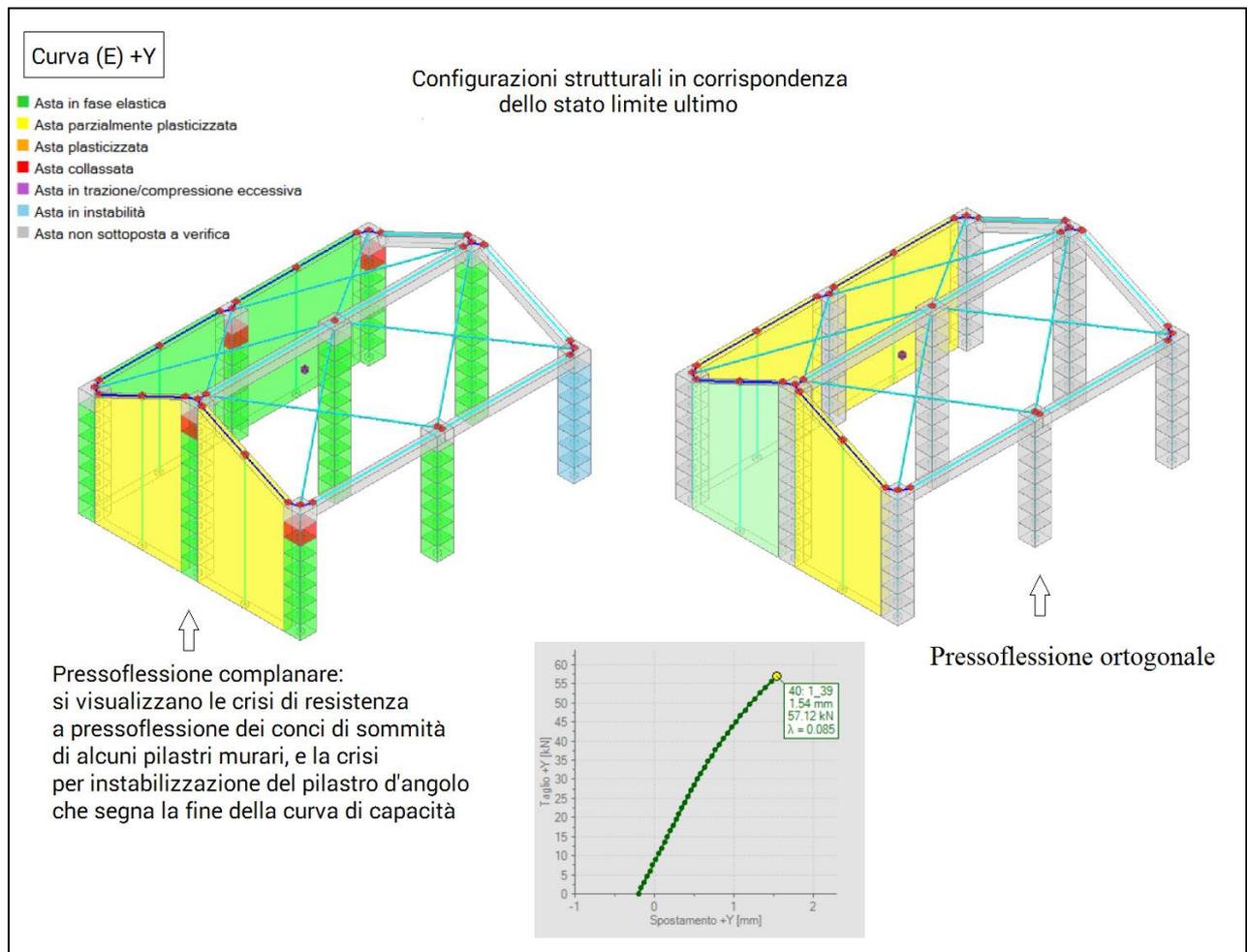


Nel caso in cui vengano prese in considerazione anche le verifiche di stabilità (*Fienile_stabilità.vdml*) otteniamo i seguenti risultati:

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt	F/W	q*	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	aV,PGA	aV,TR	VN,CLV	PGA,CLD	TR,CLD	PVR,CLD	aD,PGA	aD,TR
1	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X		0.096	3.324	3.217	0.042	27	84.744	0.333	0.056	3	0.042	27	84.831	0.778	0.530
2	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y		0.075	4.218	3.825	0.039	22	89.745	0.310	0.046	2	0.039	22	89.874	0.722	0.437
3	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X		0.109	2.927	2.756	0.046	34	77.354	0.365	0.071	4	0.046	34	77.296	0.852	0.674
4	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y		0.085	3.766	4.013	0.039	22	89.250	0.310	0.047	2	0.039	22	89.250	0.722	0.448

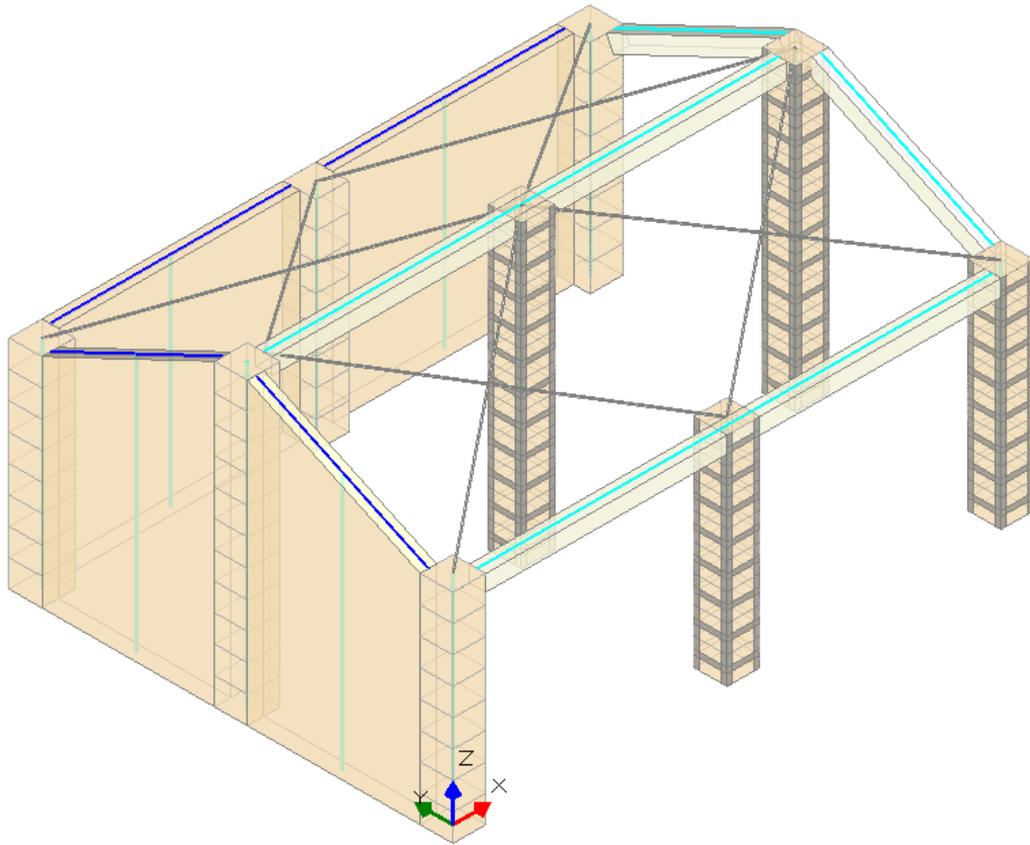
Confrontando i risultati con i precedenti osserviamo una riduzione significativa degli indicatori di rischio. Con riferimento a SLV:
 (A)+X: da 0.429 a 0.333 (-22.38%), (A)+Y: da 0.365 a 0.310 (-15.07%)
 (E)+X: da 0.444 a 0.365 (-17.8%), (E)+Y: da 0.381 a 0.310 (-18.64%)
 e la curva più sfavorevole, sempre in direzione Y, corrisponde ora alla distribuzione (A) ed alla distribuzione (E).

Per un confronto diretto con l'analisi condotta senza considerare la stabilità, in figura seguente si riporta la configurazione strutturale ultima relativa alla curva (E)+Y:



Tenendo in considerazione la stabilità dell'equilibrio si ha quindi una riduzione di circa il 20% dei coefficienti di sicurezza: il fenomeno è rilevante. Dal punto di vista della forza e dello spostamento, allo stato limite ultimo nello schema senza stabilità si registrano i seguenti valori (per la distribuzione A+Y): taglio globale alla base = 57 kN, spostamento del punto di controllo = 2.00 mm mentre considerando la stabilità si ottiene: taglio = 51 kN, spostamento = 1.66 mm e quindi si ha una riduzione della capacità in termini sia di resistenza sia di duttilità.

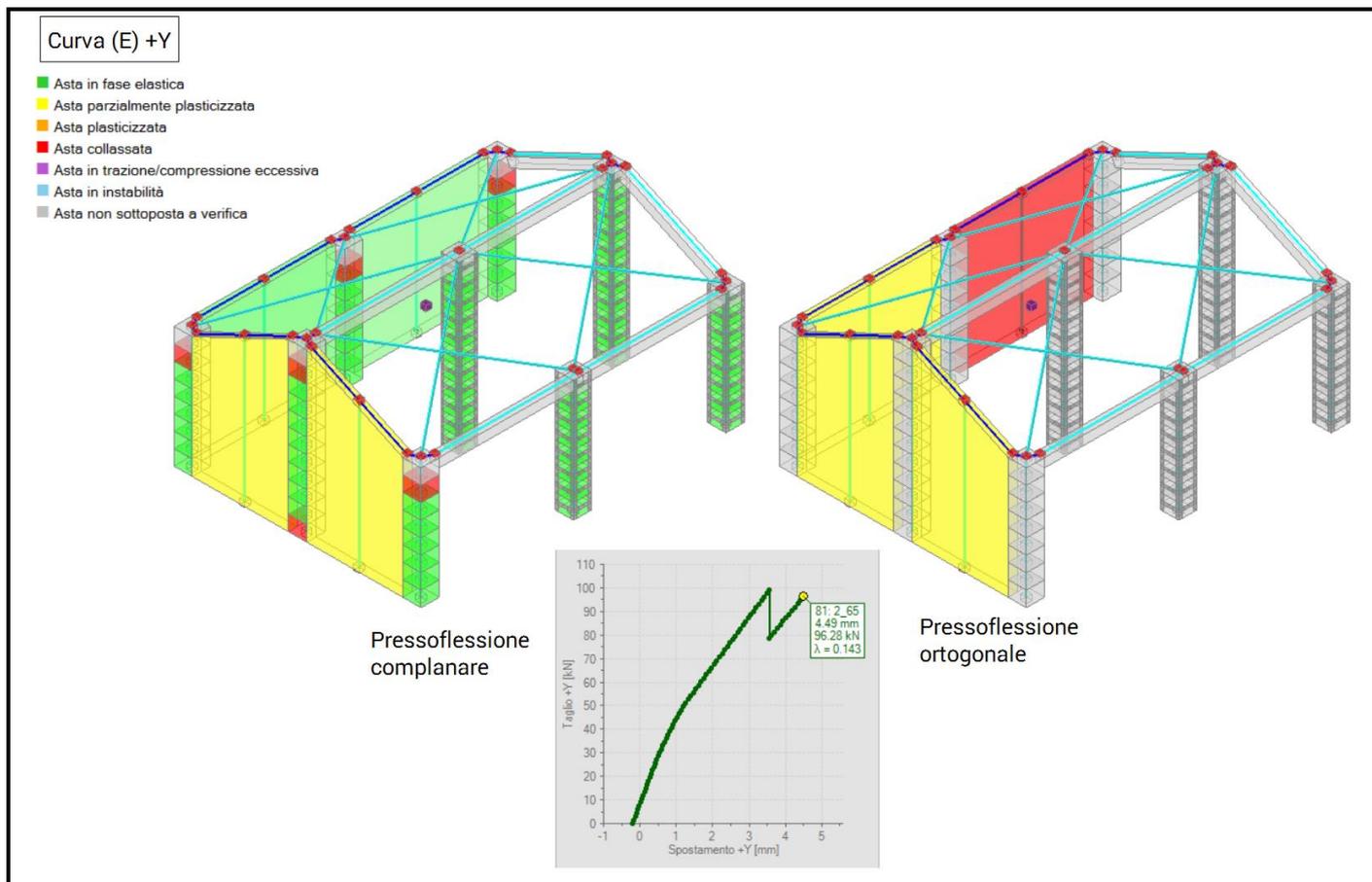
Si ipotizza ora un intervento, consistente nel consolidamento dei pilastri isolati con fibre FRP, sia longitudinali sia trasversali. In figura seguente, per evidenziare gli interventi, si è ommesso il disegno dei solai di copertura (*Fienile_consolidato.vdml*).



I risultati dell'analisi sismica statica non lineare mostrano un miglioramento significativo, e l'indicatore di rischio SLV supera in tutte le curve il 60%, mentre la verifica per lo stato limite di danno è in ogni caso soddisfatta. La curva più sfavorevole è in direzione Y, ma i valori degli indicatori di rischio fra le due distribuzioni e le due direzioni sono tra loro vicini (come del resto si poteva osservare anche nella struttura non consolidata).

N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt	F/W	q*	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	aV,PGA	aV,TR	VN,CLV	PGA,CLD	TR,CLD	PVR,CLD	aD,PGA	aD,TR
1	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X		0.185	1.725	5.000	0.089	182	24.040	0.706	0.383	19	0.090	182	24.045	1.667	3.636
2	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y		0.164	1.819	5.000	0.108	303	15.212	0.857	0.638	32	0.078	128	32.260	1.444	2.567
3	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X		0.173	1.683	4.388	0.084	152	28.098	0.667	0.319	16	0.084	152	28.093	1.556	3.032
4	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y		0.147	2.170	5.000	0.076	119	34.199	0.603	0.252	13	0.076	119	34.193	1.407	2.390

Per confrontare la struttura consolidata con lo stato attuale, con riferimento alle elaborazioni espone per il fienile non consolidato, si pone ancora l'attenzione sulla curva (E)+Y:



In corrispondenza dello stato limite ultimo, il taglio globale alla base è 96.28 kN (+68% rispetto allo stato attuale) e lo spostamento del punto di controllo è 4.49 mm .

Vediamo ora le conseguenze delle verifiche di stabilità sul modello consolidato. I risultati dell'analisi pushover sono i seguenti:

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt	F/W	q*	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	aV.PGA	aV.TR	VN,CLV	PGA,CLD	TR,CLD	PVR,CLD	aD.PGA	aD.TR
1	⊙	<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X		0.162	1.961	5.000	0.079	133	31.353	0.627	0.280	14	0.080	133	31.343	1.481	2.659
2	⊙	<input type="checkbox"/>	A	+Y		0.140	2.081	5.000	0.094	210	21.155	0.746	0.443	22	0.080	138	30.477	1.481	2.751
3	⊙	<input type="checkbox"/>	E	+X		0.142	2.290	3.600	0.069	91	42.173	0.548	0.192	10	0.068	90	42.559	1.259	1.804
4	⊙	<input type="checkbox"/>	E	+Y		0.147	2.170	5.000	0.076	119	34.199	0.603	0.252	13	0.076	119	34.193	1.407	2.390

I risultati mostrano un miglioramento del fienile consolidato rispetto allo stato attuale. Considerando per entrambi i casi le verifiche di stabilità, si hanno i seguenti valori degli indicatori di rischio per SLV:

(A)+X: da 0.333 a 0.627 (+88%), (A)+Y: da 0.310 a 0.746

(E)+X: da 0.365 a 0.548 (+50%), (E)+Y: da 0.310 a 0.603

Le distribuzioni Y del fienile consolidato mostrano risultati molto maggiori rispetto lo stato attuale: la crisi riguarda elementi non oggetto di intervento con FRP.

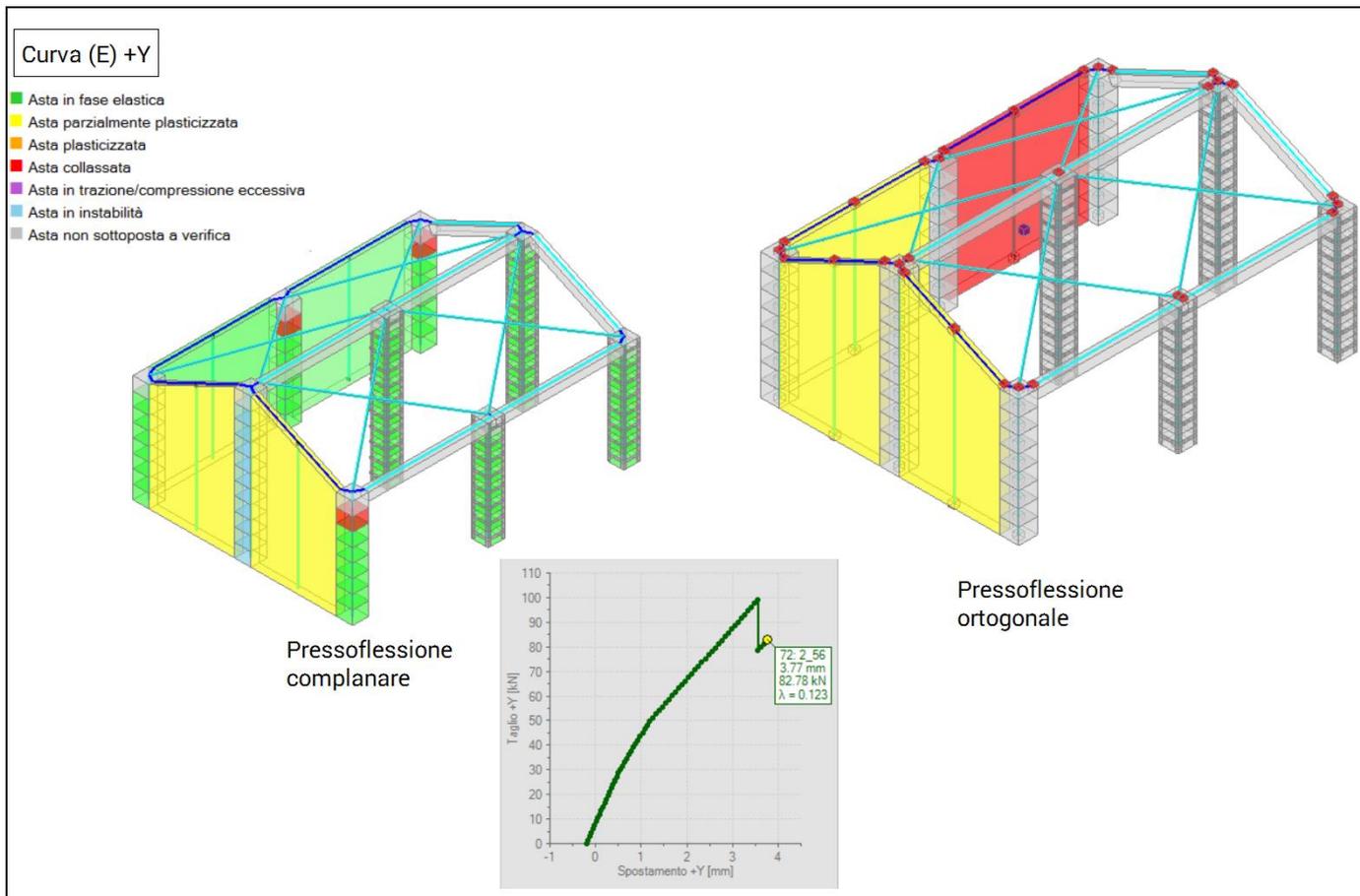
Per le distribuzioni X i valori degli indicatori sono tuttavia ancora bassi, e in un progetto reale sarebbe di fatto necessario studiare un progetto di consolidamento più esteso o più efficace.

Confrontando infine i risultati del fienile consolidato considerando la stabilità, si vede che questi sono inferiori rispetto al caso in cui le verifiche di stabilità sono trascurate. La diminuzione non maggiore rispetto al caso già esaminato del fienile non consolidato:

(A)+X: da 0.706 a 0.627 (-11.19%), (A)+Y: da 0.857 a 0.746 (-12.95%)

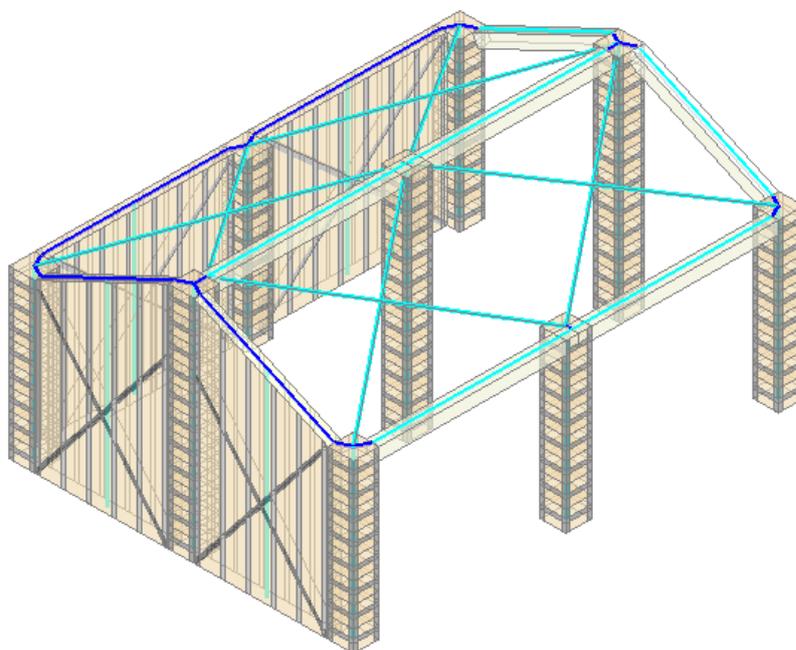
(E)+X: da 0.667 a 0.548 (-17.84%), (E)+Y: da 0.603 a 0.603 (=).

In figura seguente, i risultati per la curva (E)+Y per il fienile consolidato con la verifica della stabilità.



La riduzione della sicurezza è mediamente intorno al 14%. Se quindi una struttura mostra problemi di stabilità dell'equilibrio, il consolidamento deve riguardare anzitutto gli elementi dove questi problemi si manifestano, fatto non avvenuto in questo esempio di consolidamento.

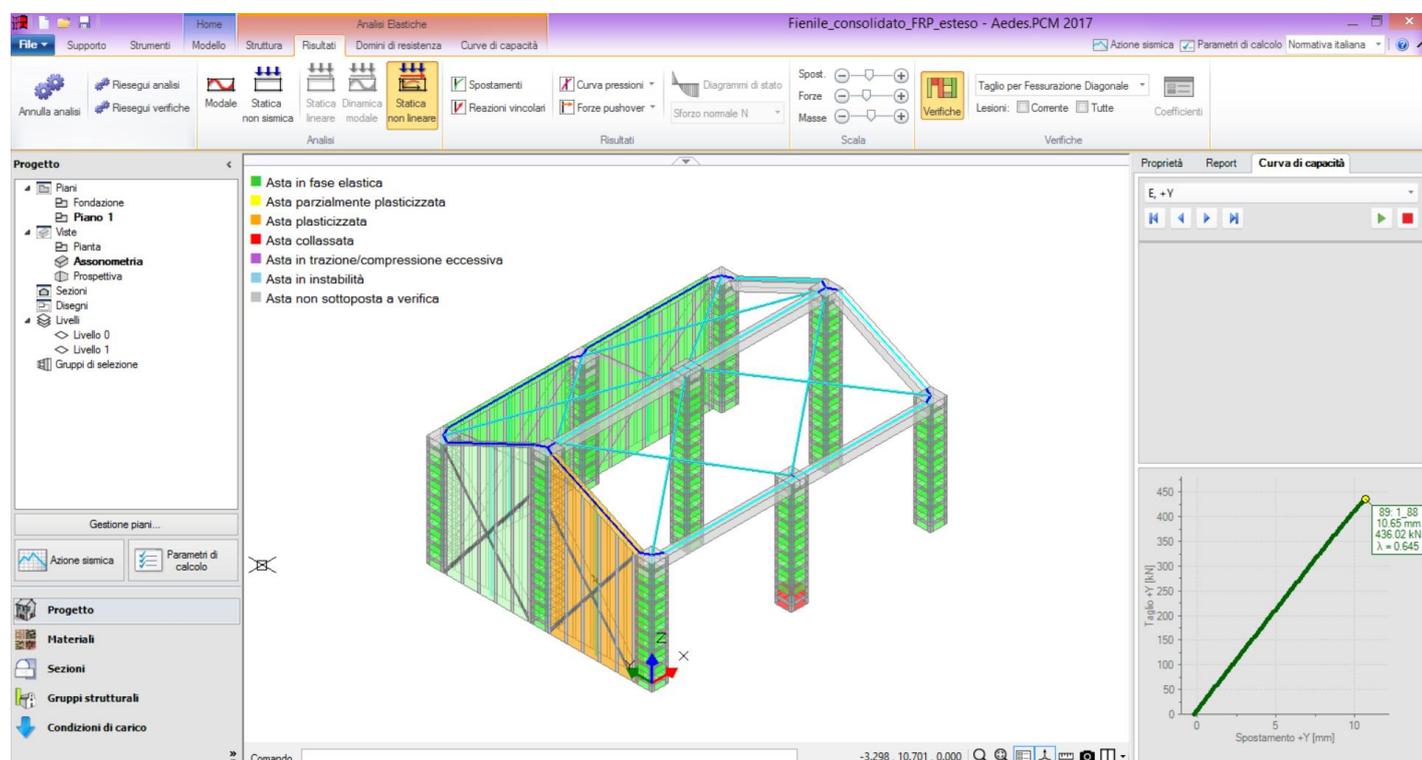
Si ipotizzi quindi un consolidamento con nastri FRP esteso a tutta la struttura, muri compresi (*Fienile_consolidato_FRP_esteso.vdml*).



In questo caso, i controlli di stabilità possono essere considerati superflui: l'elasticità delle fibre e l'impacchettamento esercitato dai nastri contrasterà efficacemente i tentativi di sbandamento delle pareti e delle colonne. Eseguendo l'analisi senza verifiche di stabilità, si ottengono valori elevati degli indicatori di rischio, e la verifica di sicurezza globale è ampiamente soddisfatta.

N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt	F/W	q*	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	aV,PGA	aV,TR	VN,CLV	PGA,CLD	TR,CLD	PVR,CLD	aD,PGA	aD,TR
1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X		0.790	0.454	2.795	0.213	>=2475	2.000	1.690	5.211	261	0.186	1542	3.191	3.444	30.831
2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y		0.623	0.511	2.128	0.213	>=2475	2.000	1.690	5.211	261	0.080	133	31.343	1.481	2.659
3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X		0.862	0.412	2.707	0.213	>=2475	2.000	1.690	5.211	261	0.213	>=2475	2.000	3.944	49.500
4	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y		0.645	0.493	1.933	0.213	>=2475	2.000	1.690	5.211	261	0.099	237	19.051	1.833	4.731

Il quadro fessurativo corrispondente allo stato limite ultimo (distribuzione E+Y) è riportato in figura seguente:

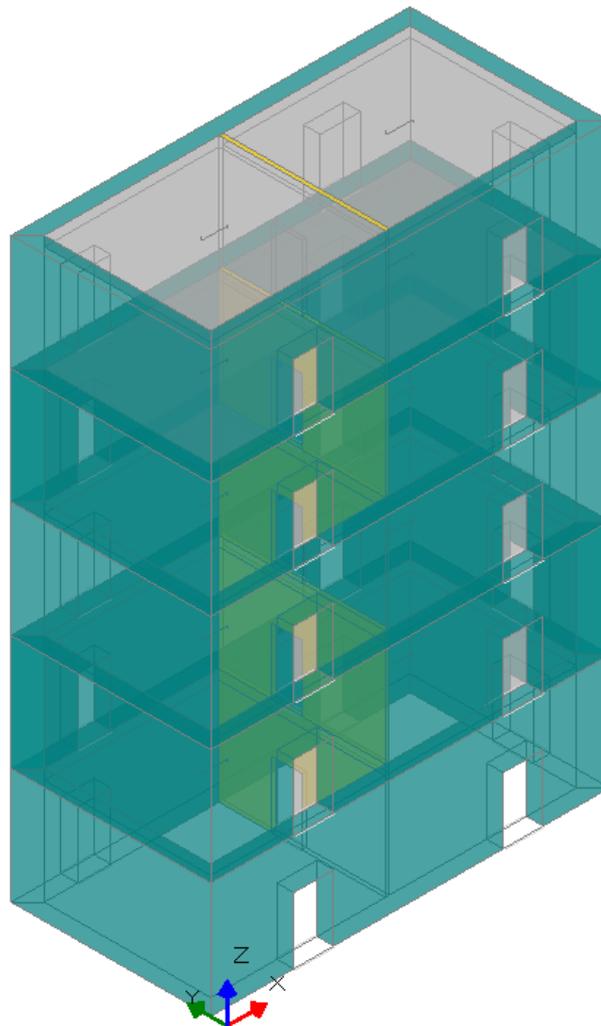


La crisi finale è ora legata al taglio per fessurazione diagonale dei maschi murari, oltre ad una crisi locale per resistenza a pressoflessione nel concio di base di un pilastro isolato.

9.2. INSTABILITÀ IN ALTI EDIFICI

Nell'esempio illustrato in questo paragrafo viene studiato un edificio esistente alto, costituito da pareti che si ripetono per i 5 piani in elevazione, con un'altezza di interpiano pari a 3.50 m. L'esempio, consistente in una geometria semplice, è finalizzato allo studio dei fenomeni di instabilità e di come questi possono condizionare i risultati ottenuti.

Il modello architettonico dell'edificio è riportato in figura seguente.



Le pareti perimetrali sono in blocchi lapidei squadrati (peso specifico: 22 kN/m^3), ed hanno spessore 50 cm. La pianta si sviluppa per 11.00 m. in direzione X, e 5.00 m. in direzione Y. Un paramento murario in mattoni pieni (peso specifico: 18 kN/m^3), orientato lungo Y, è posto internamente ad una posizione media in pianta. In una prima ipotesi, lo spessore del paramento in mattoni pieni è supposto piuttosto piccolo, pari a 12 cm, costante dal piano terra fino in sommità. I solai sono orditi lungo X, e quindi gravano in modo significativo sul paramento intermedio. Le pareti in mattoni pieni del piano terra sono quindi sottoposte a forti sforzi normali dovuti al carico dei solai ed al peso proprio.

Ci si attende pertanto una certa influenza dei fenomeni di instabilità di tipo fragile, coinvolgenti cioè sezioni totalmente compresse (instabilità per carico di punta); questo tipo di instabilità, come già evidenziato nel par. 9 di questo documento, si differenzia dalla crisi a stabilità per pressoflessione con parzializzazione della sezione, con differenti implicazioni nello sviluppo della curva pushover.

L'esempio è fornito a corredo del software, e consiste nei seguenti files:

Edificio_Alto_A.vdml, Edificio_Alto_A_stabilita.vdml: con paramento in mattoni pieni di spessore 12 cm.; modello analizzato inizialmente trascurando i fenomeni di stabilità, e poi invece considerandoli).

Edificio_Alto_B.vdml, Edificio_Alto_B_stabilita.vdml: il medesimo edificio, ma con paramento intermedio di spessore 20 cm.

I carichi sugli impalcati (solai) sono i seguenti:

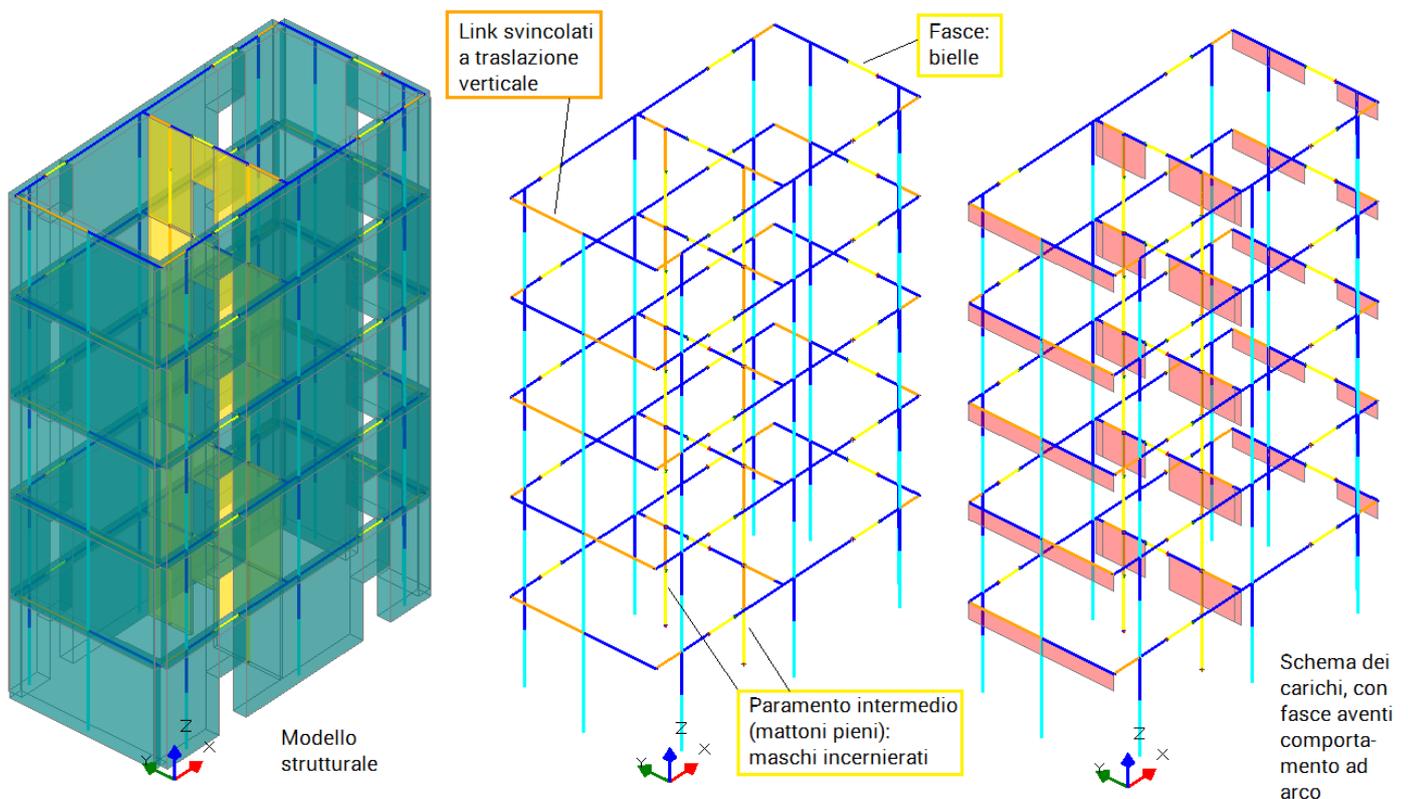
carico permanente da peso proprio: 2.50 kN/m^2 ;

carico permanente non strutturale: 2.00 kN/m^2 per gli impalcati intermedi, 1.00 kN/m^2 per la copertura;

carico variabile: 2.00 kN/m^2 con $\psi_2=0.30$ (cat. A) per gli impalcati intermedi; 1.50 kN/m^2 (neve) con $\psi_2=0.00$ per la copertura.

La natura degli impalcati consente l'ipotesi di piano rigido.

Il modello strutturale è rappresentato in figura seguente.



I maschi reagenti al sisma (aste internamente incastrate) sono quelli perimetrali, mentre le pareti interne in mattoni pieni sono considerate reagenti solo ai carichi verticali, e vengono schematizzate come bielle (cerniera-cerniera). La loro snellezza nel piano ortogonale è infatti notevole: $\lambda = h_o / t = 350 / 12 \cong 29$ e quindi nettamente superiore ai massimi valori previsti dai requisiti per le pareti nuove resistenti al sisma secondo le Norme vigenti (Tab. 7.8.II, §7.8.1.4: la snellezza massima per una muratura ordinaria realizzata con elementi artificiali è pari a 12).

Altre ipotesi del modello sono le seguenti.

- Le fasce di piano coincidono con le strisce; i sottofinestra sono di piccolo spessore e non sono stati per semplicità modellati. Le strisce sono considerate bielle, aventi quindi la semplice funzione di accoppiamento dei maschi murari ai fini traslazionali, e non sono sottoposte a verifiche di sicurezza; il loro comportamento ad arco consente il trasferimento del carico loro competente ai maschi adiacenti.
- Per garantire un trasferimento dei carichi nel rispetto del criterio delle aree di influenza (molto utile per i

confronti con calcoli manuali), i link di solaio sono stati svincolati a traslazione verticale.

- Il livello di conoscenza dell'edificio è LC2, con $F_C=1.20$. La resistenza a compressione f_m dei mattoni pieni è pari a 3.20 N/mm^2 . In analisi pushover, la resistenza di progetto è data da: $f_d = 3.20/1.20 = 2.67 \text{ N/mm}^2$.

- La zona di ubicazione dell'edificio è Firenze, con $a_g=0.131 g$ come accelerazione su roccia secondo Normativa per SLV ($T_R=475$ anni, $P_{VR}=10\%$, con: $V_N=50$ anni, $C_U=1.0$, $V_R=50$ anni). La categoria di sottosuolo è C, con un corrispondente coefficiente di suolo $S = 1.5$.

- Per quanto riguarda i parametri di calcolo: ai fini delle verifiche a pressoflessione ortogonale, si trascura l'eccentricità accidentale ($h/200$), che in generale viene sempre prevista come eccentricità minima per il carico verticale nel caso di edifici nuovi. Ciò consente di confrontare in modo più diretto il valore del carico critico ottenuto dai calcoli manuali e dal software. Le verifiche a pressoflessione ortogonale vengono considerate anche in analisi pushover: è nell'ambito di tali verifiche che l'instabilizzazione delle pareti svolgerà un ruolo importante ai fini del risultato dell'analisi.

Le curve pushover verranno costruite per le distribuzioni di forze (B), corrispondente al primo modo di vibrare, ed (E), con forze proporzionali alle masse. La distribuzione (B) è attendibile in quanto nei modi principali vengono movimentate le seguenti masse:

- in dir.X: $T = 0.153 \text{ sec}$, massa mod.: 88.3 %

- in dir.Y: $T = 0.236 \text{ sec}$, massa mod.: 87.5 %

Prima dell'analisi statica non lineare o pushover, viene eseguita l'analisi statica lineare non sismica. In particolare, si focalizza l'attenzione sulla Combinazione Sismica, coincidente con la configurazione iniziale della curva pushover. In essa infatti si considerano agenti staticamente i carichi permanenti e i variabili affetti dai coefficienti di combinazione ψ_2 , cioè: i carichi verticali presenti in fase sismica.

Prima di analizzare i risultati delle elaborazioni di PCM, si svolgono alcuni calcoli manuali per inquadrare lo stato di sollecitazione delle pareti in mattoni pieni nei confronti della resistenza e della stabilità.

Zona di solaio che insiste sul paramento intermedio:

$$(11.00 / 2) \times 5.00 = 27.5 \text{ m}^2$$

Carico verticale in condizioni sismiche:

Dal piano di copertura: $(2.50 + 1.00) = 3.50 \text{ kN/m}^2$ (la neve è ininfluente)

Da ogni impalcato sottostante: $(2.50 + 2.00 + 0.3 \times 2.00) = 5.1 \text{ kN/m}^2$

Totale del carico dai solai:

$$(3.50 + 4 \times 5.1) \times 27.5 = 657.25 \text{ kN}$$

Peso proprio del paramento che insiste sulla sommità delle pareti del piano terra

(dimensioni: $5.00 \times 0.12 \text{ m}$, con altezza $3.50 \text{ m} \times 4$ piani; si tolgono le aperture, di larghezza 0.90 m . e altezza 2.00 m):

$$18.00 \times (5.00 \times 0.12 \times 3.50 - 0.90 \times 0.12 \times 2.00) \times 4 = 135.65 \text{ kN}$$

Carico totale: $657.25 + 135.65 = 792.90 \text{ kN}$

Distinguendo (cfr. fig. seg.) il paramento in mattoni pieni a piano terra nei due maschi murari di dimensioni: 2.50 m . (asta 31) e 1.60 m . (asta 34) si ottiene:

$$31) 792.90 \times 2.95 / (2.05 + 2.95) = 467.81 \text{ kN}$$

$$31) 792.90 \times 2.05 / (2.05 + 2.95) = 325.09 \text{ kN}$$

Con riferimento all'analisi statica non lineare, considerando quindi le resistenze ottenute col solo F_C senza γ_M , a queste entità di carico corrispondono tensioni normali inferiori alle resistenze di progetto, ad esempio per la parete 34:

$$309420 / (120 \times 1600) = 1.61 \text{ N/mm}^2 < 2.67 \text{ N/mm}^2$$

Per quanto riguarda il carico critico euleriano, si ha:

$$P_e = \pi^2 E J / l_o^2 = \pi^2 * 1500 * (1600 * 120^3 / 12) / 3500^2 = 278444 \text{ N} = 278.44 \text{ kN}$$

Il valore del carico critico euleriano per l'asta incernierata sottoposta a sforzo normale costante può essere corretto con il coefficiente che tiene conto dello sforzo normale variabile (si rimanda alla teoria per le

formule):

$P_{crit} = P_e / \beta^2$, dove:

$$\beta = \sqrt{(1 + 0.881 N_s / N_t) / 1.881}$$

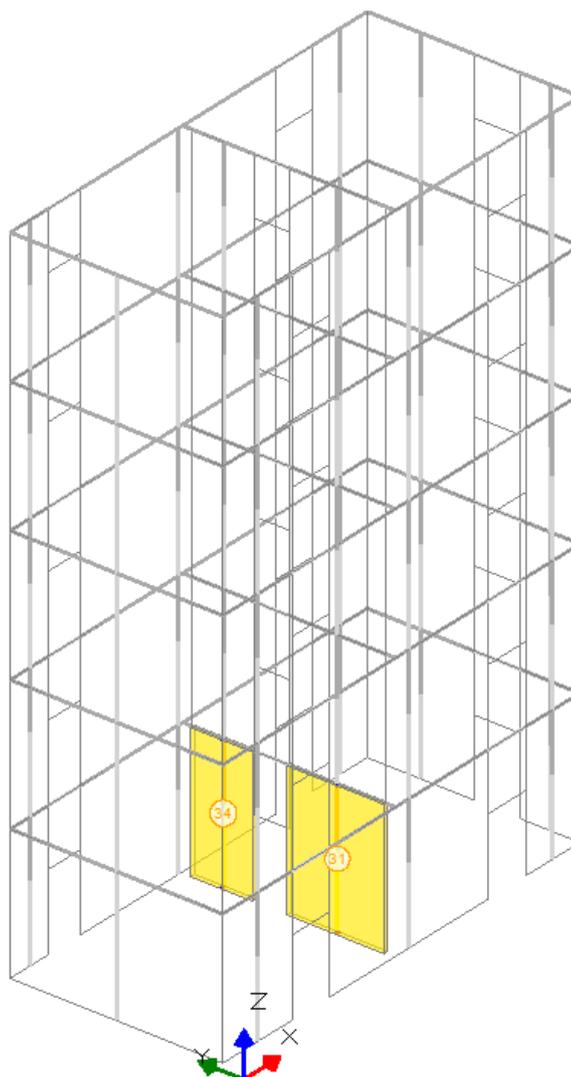
con: $N_s = 309.42$ kN, $N_t = N_s + \text{peso proprio parete piano terra} = 309.42 + 18.00 \times 0.12 \times 1.60 \times 3.50 = 321.51$ kN, e quindi:

$$\beta = \sqrt{(1 + 0.881 \cdot 309.42 / 321.51) / 1.881} = 0.991, \text{ da cui infine:}$$

$$P_{crit} = 278.44 / 0.991^2 = 283.43 \text{ kN}$$

La sollecitazione di progetto risulta quindi superiore al carico critico:

$325.09 > 283.43$, e quindi l'asta si trova in equilibrio instabile.



Evidentemente questa condizione è determinata dalla notevole altezza dell'edificio e dal piccolo spessore del paramento in mattoni pieni: si tratta di un assetto non frequente, ma che certamente denota l'importanza di tenere in considerazione i fenomeni di stabilità. Peraltro, le analisi, illustrate nel seguito, mostreranno che anche per questo edificio possono insorgere, oltre alle crisi di stabilità di tipo fragile, crisi di stabilità con sezione parzializzata dovute alla contemporanea azione del carico verticale e delle forze orizzontali.

Si esaminano ora i risultati dell'analisi condotta con PCM.

Il primo modello considerato è: *Edificio_Alto_A.vdml*

Dall'analisi statica non sismica, si ottengono per le pareti oggetto di attenzione i seguenti valori per gli sforzi normali:

asta 31) 431.57 in sommità (da calcolo manuale: 467.81) / 450.47 alla base

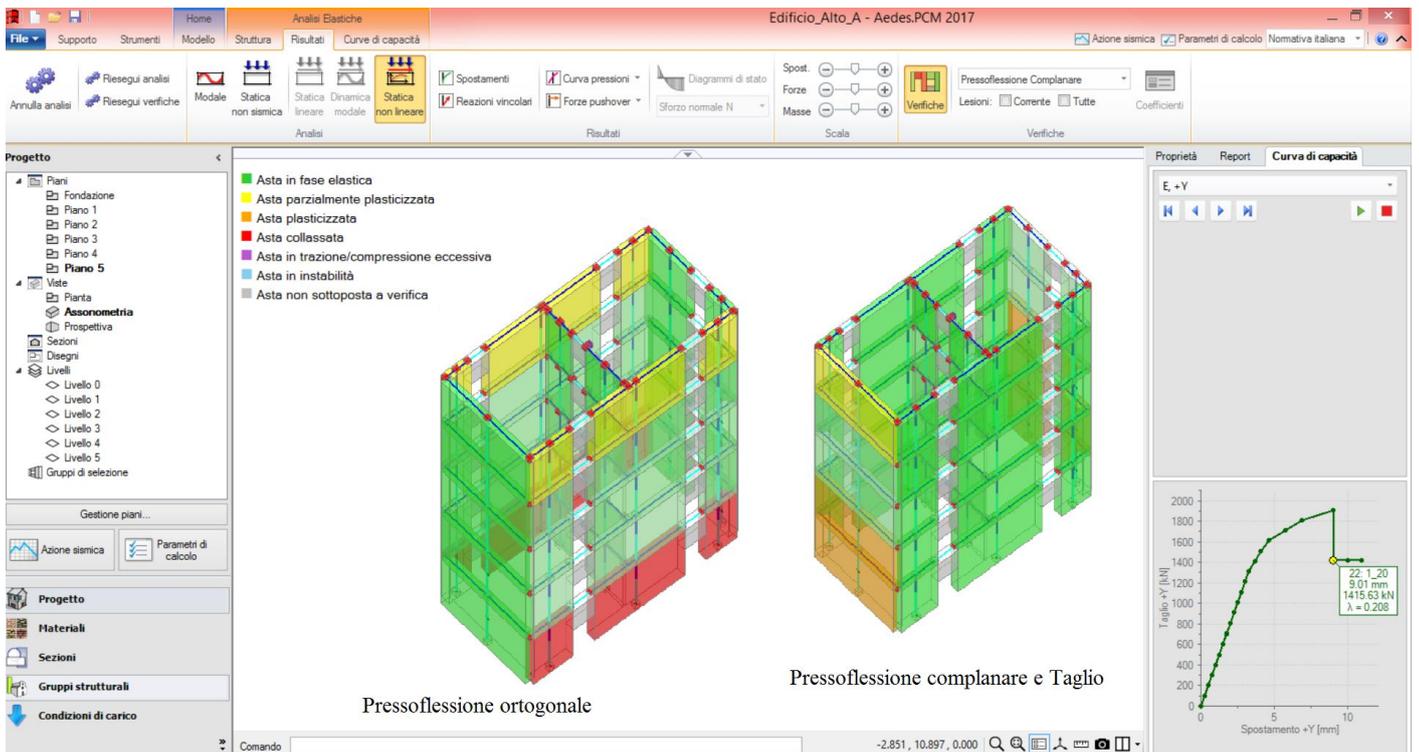
asta 34) 297.98 in sommità (da calcolo manuale: 325.09) / 310.07 alla base (304.03 in mezzeria)

in ottimo accordo con le valutazioni 'manuali'. E' già stato osservato che questi maschi in mattoni pieni del piano terra possono instabilizzarsi, ma nel primo modello dell'edificio non è stata considerata la verifica per stabilità. I risultati dell'analisi pushover sono i seguenti:

N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt.	FW	q'	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	aV.PGA	aV.TR	VN,CLV	PGA,CLD	TR,CLD	PVR,CLD	aD.PGA	aD.TR
1	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+X		0.398	1.109	2.207	0.303	>=2475	2.000	1.542	5.211	261	0.303	>=2475	2.000	3.607	49.500
2	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+Y		0.279	1.614	3.417	0.228	784	6.178	1.160	1.651	83	0.228	784	6.178	2.714	15.681
3	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X		0.398	1.284	2.207	0.297	2272	2.176	1.511	4.784	239	0.296	2272	2.177	3.524	45.443
4	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	E	+Y		0.280	1.830	2.624	0.168	317	14.596	0.855	0.667	33	0.167	317	14.595	1.988	6.339

La verifica sismica è quindi soddisfatta per la distribuzione B, mentre per la curva (E)+Y ha un indicatore di rischio sismico per SLV minore a 1.000.

Osservando la mappa delle verifiche complanari e ortogonali in corrispondenza dello stato limite di salvaguardia della vita (figura seguente), si nota come le verifiche ortogonali e complanari concorrano entrambe alla resistenza della struttura.

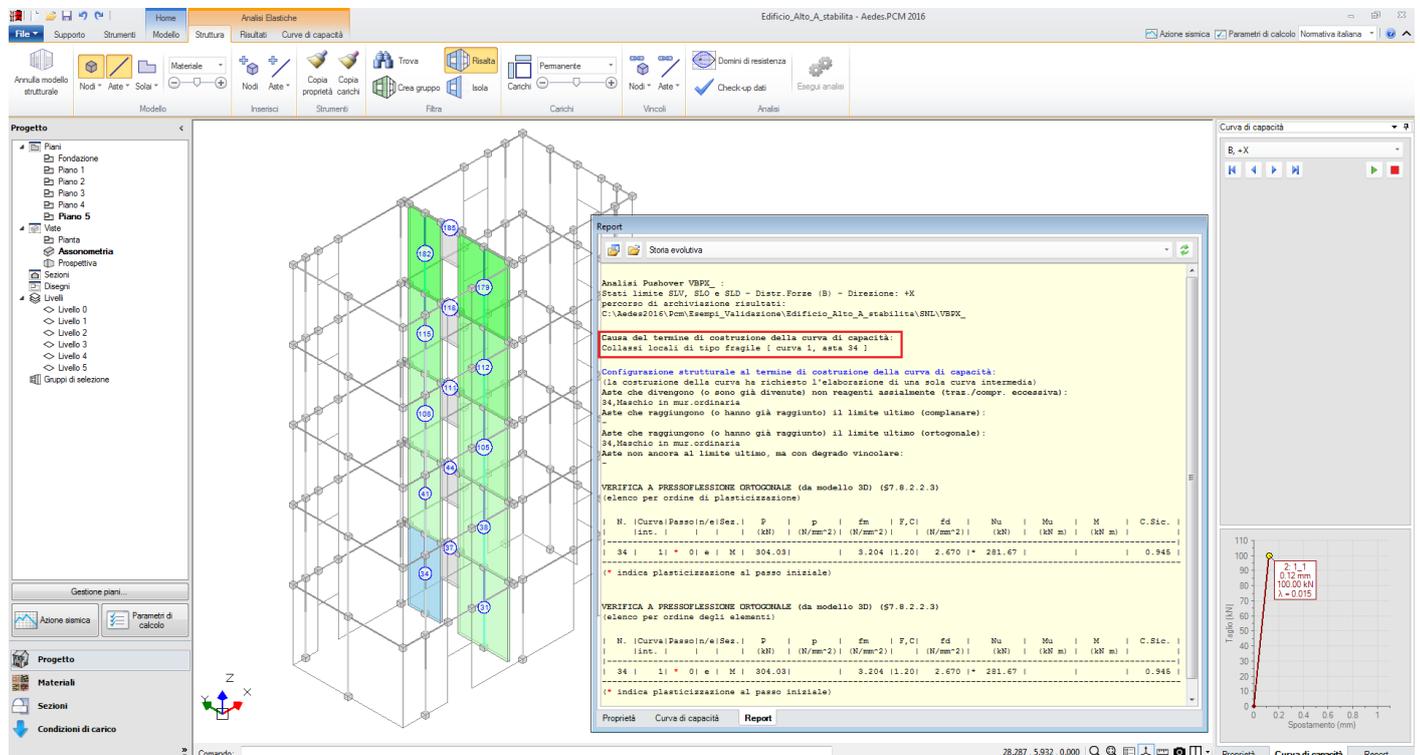


Il risultato ottenuto cambia completamente se si introducono le verifiche per stabilità.

Dato che già la situazione statica evidenzia la possibile instabilizzazione delle pareti intermedie del piano terra, ci si attende che la curva pushover non possa neppure iniziare a svilupparsi oppure si interrompa praticamente all'inizio. E questo è quanto avviene, come mostrato dalla figura seguente (il modello di riferimento è ora: *Edificio_Alto_A_stabilita.vdml*).

Il collasso locale di tipo fragile dell'asta 34 è determinato dal valore dello sforzo normale in mezzeria pari a 304.03 kN, contro il carico critico di 281.67 kN (praticamente coincidente con il valore 283.43 ottenuto manualmente e già mostrato in precedenza).

Nel caso di questo edificio, quindi, l'esecuzione della verifica di stabilità porta ad un indicatore di rischio superiore a 1.000, con verifica soddisfatta, a un valore praticamente nullo: l'effetto della fragilizzazione della parete 34, soggetta a carico di punta, è determinante, e particolarmente negativo in quanto la parete si trova al piano terra e sostiene tutto il paramento sovrastante: la sua crisi determina il crollo dei solai e di fatto la crisi globale.



Questo esempio illustra in modo molto efficace l'importanza di considerare l'esistenza del problema della stabilità dell'equilibrio: in questo caso, dovuto non al sisma ma al carico statico, e quindi fra l'altro molto pericoloso.

Si tratta però di un caso di parete sottile, con elevata snellezza (come già visto: $\lambda=29$), molto caricata. Se lo spessore della parete aumenta da 12 a 20 cm., la situazione si modifica radicalmente. Tuttavia gli effetti dell'instabilità non scompaiono: questa può tornare sottoforma di instabilizzazione con sezione parzializzata, e condizionare comunque il risultato dell'analisi statica non lineare.

Si consideri quindi il modello dello stesso edificio, ma con paramento in mattoni pieni con spessore 20 cm. Inizialmente, si prescinde dalla stabilità (il modello di riferimento è ora: *Edificio_Alto_B.vdml*).

Poiché i muri in mattoni pieni sono incernierati, la loro influenza sulle analisi (senza considerare la stabilità) dovrebbe essere molto limitata.

L'analisi modale mostra infatti i seguenti risultati relativi ai modi principali:

- in dir.X: T = 0.154, massa mod.: 88.1 %

- in dir.Y: T = 0.238, massa mod.: 87.6 %

senza variazioni significative rispetto al caso precedente. Anche l'analisi pushover mostra risultati praticamente identici:

N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt	F/W	q"	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	aV,PGA	aV,TR	VN,CLV	PGA,CLD	TR,CLD	PVR,CLD	aD,PGA	aD,TR
1	☉	☑	B	+X		0.392	1.128	2.207	0.303	>=2475	2.000	1.542	5.211	261	0.303	>=2475	2.000	3.607	49.500
2	☉	☐	B	+Y		0.275	1.637	3.417	0.226	754	6.419	1.150	1.587	79	0.225	754	6.420	2.679	15.071
3	☉	☐	E	+X		0.392	1.302	2.207	0.293	2167	2.281	1.491	4.561	228	0.294	2167	2.281	3.500	43.332
4	☉	☐	E	+Y		0.276	1.855	2.624	0.163	303	15.217	0.830	0.638	32	0.165	303	15.218	1.964	6.058

Qualche minima variazione negli indicatori di rischio non determina nessun cambiamento sul risultato, la curva (E)+Y risulta sempre con l'indicatore di rischio minore ad 1.000, con le altre distribuzioni verificate.

E' interessante ora attivare la verifica di stabilità, ed osservare le conseguenze sulla sicurezza.

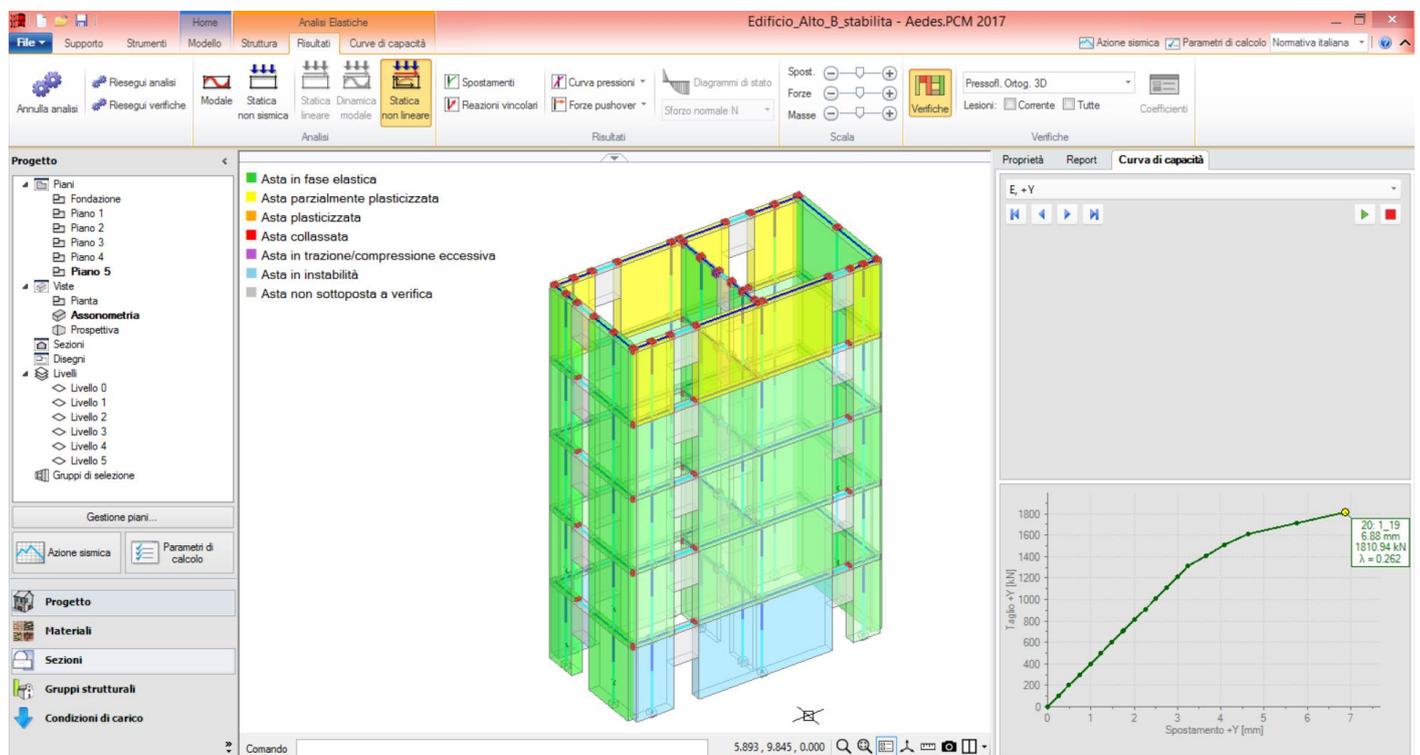
Il modello di riferimento è: *Edificio_Alto_B_stabilita.vdml*

L'analisi pushover mostra i seguenti risultati:

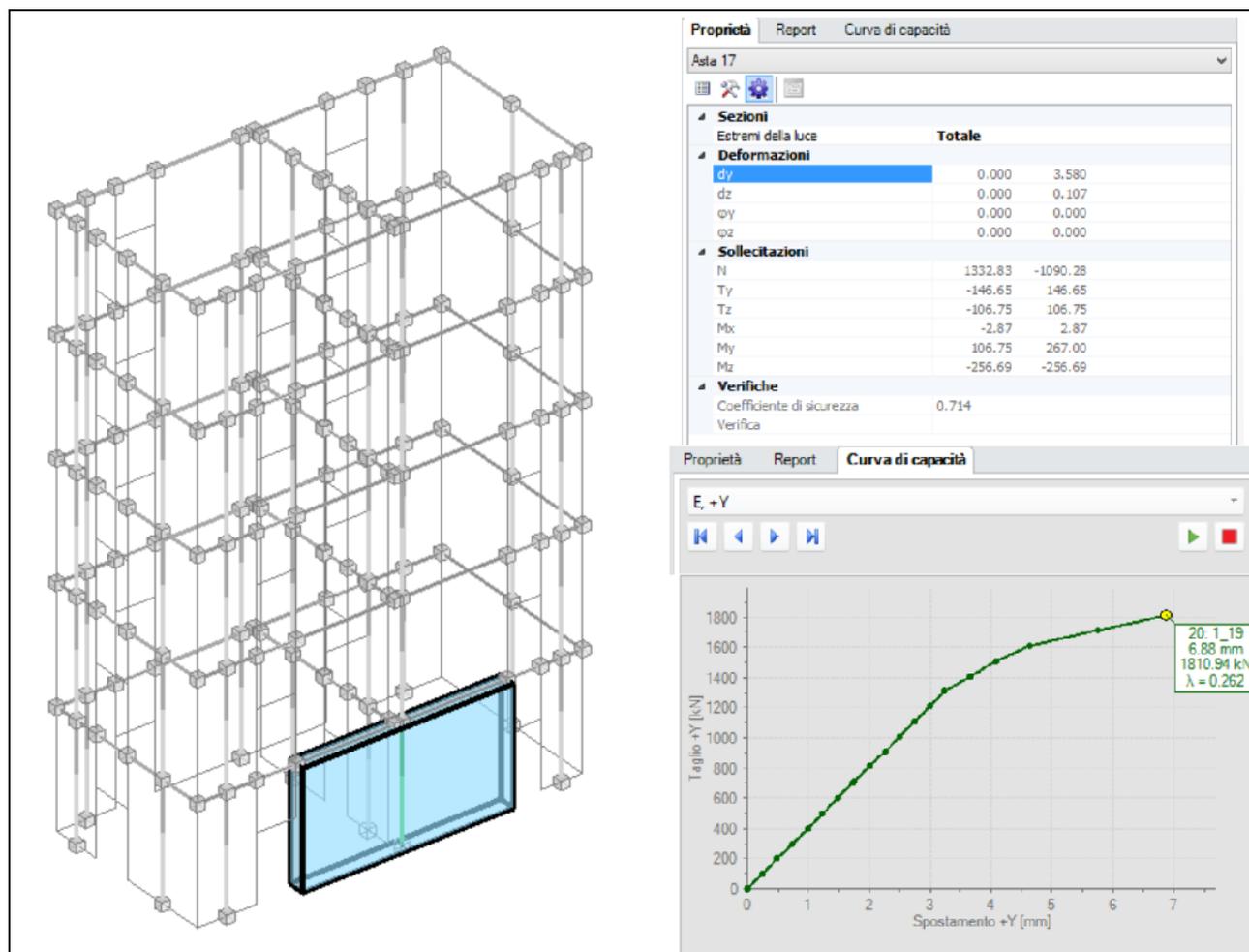
N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt	F/W	q'	q	PGA.CLV	TR.CLV	PVR.CLV	aV.PGA	aV.TR	VN.CLV	PGA.CLD	TR.CLD	PVR.CLD	aD.PGA	aD.TR
1	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	B	+X		0.378	1.161	2.126	0.303	>=2475	2.000	1.542	5.211	261	0.303	>=2475	2.000	3.607	49.500
2	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+Y		0.261	1.754	3.238	0.163	303	15.217	0.830	0.638	32	0.165	303	15.218	1.964	6.058
3	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X		0.378	1.327	2.126	0.279	1749	2.819	1.420	3.681	184	0.280	1749	2.819	3.333	34.973
4	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y		0.262	1.966	2.487	0.129	171	25.331	0.656	0.360	18	0.130	171	25.334	1.548	3.423

I risultati sono praticamente invariati in direzione X. Ciò significa che la stabilità del paramento intermedio in mattoni pieni, posta lungo Y e quindi soggetta ad azioni ortogonali durante il sisma X, non interviene nel calcolo: la fragilizzazione dovuta al carico critico non si manifesta più; è stato sufficiente aumentare lo spessore da 12 a 20 cm.

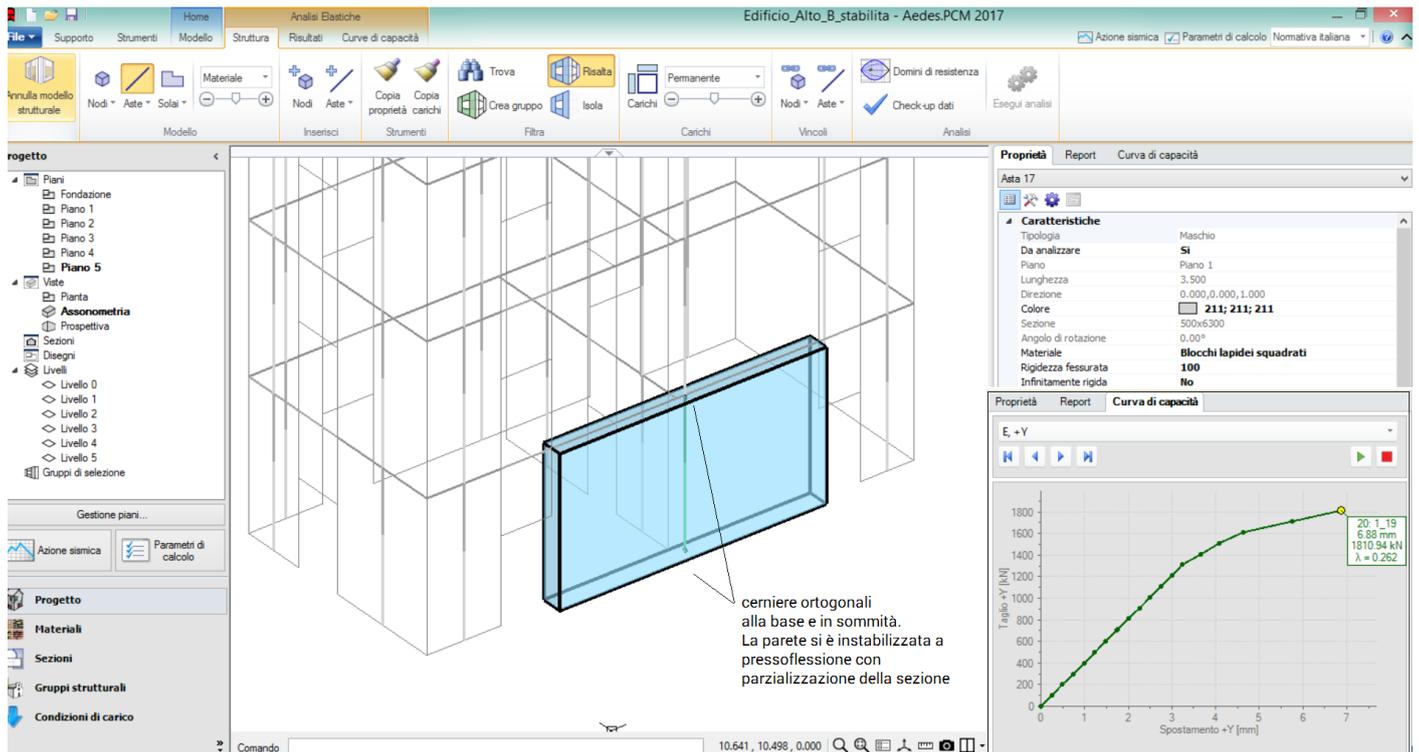
Ma in direzione Y nascono instabilizzazioni a pressoflessione che abbassano l'indicatore di rischio sismico:



Vediamo in dettaglio il comportamento relativo alla parete n° 17:



In corrispondenza del passo 1_18 la parete mostra ancora verifica soddisfatta. Ma la combinazione tra sforzo normale e momento ortogonale è tale da instabilizzare la parete. Al passo successivo infatti si rileva la seguente situazione:



In definitiva, quindi, considerando la parete intermedia di 20 cm, di spessore anziché 12 cm, è stato eliminato il rischio di collasso fragile per carico di punta, ma l'instabilizzazione dovuta a pressoflessione interviene a un certo punto dell'analisi, provocando la diminuzione dell'indicatore di rischio sismico dal valore ottenuto senza considerare le verifiche di stabilità, al valore 0.656.

Alcune osservazioni integrative sull'esempio appena svolto.

Se le pareti in mattoni pieni fossero state rappresentate da aste internamente incastrate, anziché incernierate, il carico critico avrebbe assunto valore superiore e le verifiche di stabilità non avrebbero prodotto collassi fragili neppure con lo spessore di 12 cm. Tuttavia, tali pareti sarebbero state in tal caso considerate sismicamente reagenti, contro l'evidenza di una snellezza troppo alta ($\lambda=29$).

Per quanto riguarda i parametri di calcolo, l'opzione di considerare o meno l'effetto dell'eccentricità accidentale ($h/200$), trascurata in questo esempio. Diversamente dal vincolamento incastro-incastro, questa opzione avrebbe comportato un peggioramento del comportamento. Con un momento ortogonale non nullo (seppur accidentale e non derivante direttamente dalle sollecitazioni calcolate dall'analisi) - e che diminuisce il valore del carico critico -, però tale da lasciare la sezione completamente compressa (nell'esempio: $h/200 = 350/200 = 1.75 < t/6 = 12/6 = 2$), la crisi fragile può comunque intervenire.

È chiaro che le varie ipotesi sui vincolamenti interni, sulle verifiche da effettuare ed in generale sui parametri di calcolo, interferiscono tra loro, e il giudizio finale dipende inevitabilmente dalle scelte progettuali: l'importante è che PCM consenta la modellazione della struttura con lo schema desiderato, in modo da valutare le conseguenze di una scelta piuttosto che un'altra. Per quanto riguarda il fenomeno della stabilità dell'equilibrio, questi esempi applicativi mostrano che ignorando le verifiche di stabilità possono aversi errate valutazioni, con sovrastima del reale livello di sicurezza.

Se si desidera considerare nell'analisi la stabilità dell'equilibrio, è necessaria una maggiore attenzione nella

modellazione, in modo da non ottenere risultati eccessivamente cautelativi.

Questa maggiore attenzione si manifesta principalmente nel regolare la lunghezza delle zone rigide ortogonali estreme in modo da considerare l'effetto di riduzione della luce deformabile dell'asta dovuta eventualmente alla presenza di elementi che possano fare da vincolo alla parete. Un caso tipico è quello dello spessore del solaio. Anche la gestione dei carichi non solo provenienti dai solai, ma anche da balconi e gronde, è importante per ottenere uno sforzo normale più corretto in particolare nelle sezioni di sommità, con conseguente migliore attendibilità delle verifiche per resistenza e per stabilità.