Aedes
Software per Ingegneria Civile



Aedes.PCM 2026

PROGETTAZIONE DI COSTRUZIONI IN MURATURA

Analisi strutturale di costruzioni in muratura secondo la Normativa Tecnica vigente

Manuale d'uso

Ultima revisione di questo documento: 26.01.2026

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.

© 1997-2026 AEDES Software per Ingegneria Civile
Via F. Aporti 32 - 56028 SAN MINIATO (PI)
Tel.: +39 0571 401073
E-mail: info@aedes.it - Internet: www.aedes.it

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

INDICE

1 ASPETTI GENERALI 9

1.1 Requisiti di sistema 10

1.2 Installazione 11

1.3 Archiviazione dei file 12

2 AMBIENTE OPERATIVO 13

2.1 Barra multifunzione 14

2.1.1 File 14
2.1.2 Supporto 15
2.1.3 Strumenti 16
2.1.4 Modello 18
2.1.5 Struttura 21
2.1.6 Risultati 26
2.1.7 Domini di resistenza 30
2.1.8 Curve di capacità 31
2.1.9 Cinematismi 33

2.2 Navigatore 35

2.2.1 Progetto 35
2.2.2 Materiali 36
2.2.3 Sezioni 36
2.2.4 Terreni 36
2.2.5 Gruppi Strutturali 37
2.2.6 Condizioni di carico 37
2.2.7 Cinematismi 37

2.3 Finestra grafica 38

2.4 Schede di servizio 39

2.4.1 Proprietà 39
2.4.2 Report 39
2.4.3 Curva Pushover 40
2.4.4 Cinematismi 40
2.4.5 Trova 41
2.4.6 Segnalazioni 41

2.5 Riga di comando 42

2.6 Azione sismica 43

2.6.1 Sito 43
2.6.2 Struttura 45
2.6.3 Fattori 50
2.6.4 Grafico degli spettri 51

2.7 Parametri di calcolo 52

2.7.1 Generale 52
2.7.2 Sismica 53
2.7.3 Modale 55

2.7.4 Muratura ... 56
2.7.5 Valutazione ... 58
2.7.6 Verifiche ... 59
2.7.7 Pushover ... 62
2.7.8 Muratura armata ... 73
2.7.9 Calcestruzzo armato ... 73
2.7.10 Interventi ... 74
2.8 Opzioni avanzate ... 83
3 FASI OPERATIVE ... 84
3.1 Modellazione architettonica ... 85
3.1.1 Piani ... 85
3.1.2 Riferimenti ... 87
3.1.3 Muri ... 88
3.1.3.1 Muri ad altezza variabile ... 92
3.1.3.2 Muri a doppia altezza ... 93
3.1.3.3 Muri ausiliari sotto gronda ... 93
3.1.3.4 Pareti lunghe ... 94
3.1.3.5 Muri inclinati o rastremati ... 95
3.1.4 Aperture ... 98
3.1.4.1 Telai di rinforzo ... 107
3.1.5 Colonne ... 107
3.1.5.1 Colonne in muratura ... 109
3.1.6 Travi ... 110
3.1.6.1 Travi di fondazione ... 112
3.1.7 Archi ... 113
3.1.8 Solai ... 117
3.1.8.1 Criteri di distribuzione dei carichi del solaio ... 125
3.1.8.2 Eccentricità di appoggio del solaio ... 145
3.1.9 Materiali ... 145
3.1.9.1 Muratura esistente ... 146
3.1.9.2 Muratura nuova ... 161
3.1.9.3 Blocchi e giunti ... 166
3.1.10 Sezioni ... 168
3.1.10.1 Sezione generica ... 173
3.1.11 Layout di armatura ... 176
3.1.12 Terreni ... 177
3.1.13 Condizioni di carico elementari (CCE) ... 178
3.1.14 Combinazioni di carico (CCC) ... 181
3.1.15 Piani di sezione ... 183
3.1.16 Interoperabilità con IFC ... 184
3.1.16.1 Importazione di un modello IFC ... 184
3.1.16.2 Esportazione di un modello IFC ... 189
3.1.17 Esclusione di alcuni elementi dal modello strutturale o cinematico ... 191
3.2 Analisi elastiche ... 193
3.2.1 Livelli ... 193
3.2.2 Nodi ... 196
3.2.2.1 Proprietà ... 196
3.2.2.2 Risultati ... 200

3.2.3 Aste ... 200
3.2.3.1 Proprietà ... 200
3.2.3.2 Interventi ... 215
3.2.3.3 Risultati ... 227
3.2.4 Aspetti di modellazione ... 229
3.2.4.1 Rigenerazione del modello strutturale ... 229
3.2.4.2 Comportamento trilineare degli elementi murari ... 231
3.2.4.3 Verifica a taglio dei pannelli murari ... 232
3.2.4.4 Comportamento delle fasce murarie ... 234
3.2.4.5 Trazioni nei maschi murari ... 238
3.2.4.6 Verifica dei maschi murari per sforzi assiali ... 240
3.2.4.7 Comportamento degli elementi in acciaio ... 246
3.2.4.8 Analisi per Fasi costruttive ... 246
3.2.4.9 Analisi per Sottostrutture ... 252
3.2.4.10 Analisi di un singolo paramento ... 256
3.2.4.11 Edifici in aggregato ... 257
3.2.4.12 Verifiche di stabilità nelle strutture murarie ... 261
3.2.4.13 Vincolamento dei nodi ... 263
3.2.4.14 Rigidezza degli impalcati ... 264
3.2.4.15 Combinazioni di carico sismiche ... 269
3.2.4.16 Effetti torcenti dovuti all'eccentricità accidentale ... 270
3.2.4.17 Componente sismica verticale ... 272
3.2.4.18 Verifiche per carichi concentrati ... 277
3.2.4.19 Analisi della capacità portante del terreno ... 281
3.2.5 Segnalazioni ... 293
3.2.6 Domini di resistenza ... 300
3.2.6.1 Maschi e fasce in muratura ... 302
3.2.6.2 Colonne in muratura ed elementi in c.a. ... 304
3.2.6.3 Resistenze di progetto ... 305
3.2.7 Esecuzione delle analisi ... 306
3.2.7.1 Solutore ad elementi finiti ... 307
3.2.7.2 Assemblaggio delle matrici delle rigidezze e delle masse ... 307
3.2.8 Analisi Modale ... 311
3.2.9 Analisi Statica Non Sismica ... 311
3.2.10 Analisi Sismiche Lineari ... 312
3.2.11 Analisi Sismica Statica Non Lineare ... 312
3.2.11.1 Procedura di analisi ... 312
3.2.11.2 Curve di capacità ... 334
3.2.12 Diagrammi di sollecitazione ... 343
3.2.13 Verifiche ... 345
3.2.14 Coefficienti di sicurezza ... 346
3.2.15 Spettri di piano ... 350
3.2.15.1 Elaborazione spettri di piano ... 351
3.2.15.2 Analisi sismiche lineari con spettri di piano ... 355
3.2.16 Report ... 358
3.2.16.1 Condizioni di regolarità ... 358
3.2.16.2 Verifica statica semplificata per costruzioni semplici ... 359
3.2.16.3 Verifica sismica semplificata per costruzioni semplici ... 360
3.2.16.4 Verifica sismica semplificata per palazzi e ville ... 362
3.2.16.5 Calcoli semplici per controllo risultati ... 366
3.2.17 Relazione di calcolo ... 366

3.2.17.1 Caratteristiche del software ... 368
3.2.17.2 Azione Sismica ... 371
3.2.17.3 Parametri di calcolo ... 373
3.2.17.4 Dati Materiali ... 381
3.2.17.5 Dati Nodi ... 381
3.2.17.6 Dati Sezioni ... 382
3.2.17.7 Dati Aste ... 383
3.2.17.8 Dati Solai ... 385
3.2.17.9 Dati Carichi ... 386
3.2.17.10 Risultati dell'elaborazione ... 388
3.2.17.11 Verifiche statiche degli elementi in muratura: verifica a pressoflessione nel piano ... 391
3.2.17.12 Verifiche statiche degli elementi in calcestruzzo armato: verifica a pressoflessione ... 392
3.2.17.13 Verifiche statiche per altre tipologie strutturali ... 393
3.2.17.14 Verifiche statiche degli elementi in muratura: verifica a taglio per scorrimento ... 395
3.2.17.15 Verifiche statiche degli elementi in calcestruzzo armato: verifica a taglio ... 398
3.2.17.16 Verifiche statiche degli elementi in muratura: verifica a taglio per fessurazione diagonale ... 398
3.2.17.17 Verifiche statiche degli elementi in muratura: verifica a pressoflessione ortogonale con azioni da modello 3D ... 400
3.2.17.18 Verifiche statiche degli elementi in muratura: verifica a pressoflessione ortogonale con metodo semplificato ... 402
3.2.17.19 Verifiche statiche a stato limite di tipo geotecnico (GEO): capacità portante del terreno e scorrimento sul piano di posa ... 404
3.2.17.20 Verifiche sismiche degli elementi in muratura: verifica a pressoflessione nel piano ... 405
3.2.17.21 Verifiche sismiche degli elementi in calcestruzzo armato: verifica a pressoflessione ... 406
3.2.17.22 Verifiche sismiche per altre tipologie strutturali ... 407
3.2.17.23 Verifiche sismiche degli elementi in muratura: verifica a taglio per scorrimento ... 409
3.2.17.24 Verifiche sismiche degli elementi in calcestruzzo armato: verifica a taglio ... 412
3.2.17.25 Verifiche sismiche degli elementi in muratura: verifica a taglio per fessurazione diagonale ... 413
3.2.17.26 Verifiche sismiche degli elementi in muratura: verifica a pressoflessione ortogonale con azioni da modello 3D ... 415
3.2.17.27 Verifiche sismiche degli elementi in muratura: verifica a pressoflessione ortogonale con azioni convenzionali ... 416
3.2.17.28 Verifiche sismiche a stato limite di tipo geotecnico (GEO): capacità portante del terreno e scorrimento sul piano di posa ... 418
3.2.17.29 Controllo di non linearità geometrica ... 420
3.2.17.30 Verifica sismica di compatibilità degli spostamenti (Analisi Pushover) ... 420

3.3 Analisi Cinematica ... 424

3.3.1 Avvio dell'Analisi ... 424
3.3.2 Corpi rigidi ... 426
3.3.3 Punti ... 426
3.3.4 Solai ... 429
3.3.5 Rinforzi ... 433
3.3.5.1 Catene ... 434
3.3.5.2 Nastri ... 443
3.3.6 Cinematismi sismici ... 445
3.3.6.1 Proprietà ... 445
3.3.6.2 Risultati ... 450
3.3.6.3 Grafico dell'analisi non lineare ... 453
3.3.7 Cinematismi statici ... 456
3.3.8 Modellazione del cinematismo ... 457

3.3.8.1 Taglio dei corpi 457
3.3.8.2 Definizione del meccanismo 460
3.3.8.3 Selezione dei corpi 462
3.3.8.4 Discretizzazione e scostamento 463
3.3.8.5 Tipologie di meccanismo 467
3.3.9 Analisi Cinematica 485
3.3.9.1 Approccio lineare 485
3.3.9.2 Approccio non lineare 489

3.4 Verifica di Disgregazione Muraria 493
3.4.1 Implementazione 499
3.4.2 Effetti del Jerk sismico 501
3.4.3 Riferimenti 504

3.5 Sintesi dei risultati 506
3.5.1 Indicatori di rischio sismico 506
3.5.1.1 Esempio 507
3.5.2 Classificazione sismica 515
3.5.2.1 Considerazioni sui metodi di classificazione 519
3.5.2.2 Una procedura alternativa per la classificazione sismica 521

3.6 Analisi Parametrica 523
3.6.1 Definizione dei parametri variabili 528
3.6.2 Generazione delle combinazioni 534
3.6.3 Esecuzione dell'analisi parametrica 536
3.6.4 Consultazione dei risultati 537
3.6.5 Analisi di sensitività 540
3.6.6 Esempio applicativo 543
3.6.6.1 Stato Attuale 545
3.6.6.2 Stato di Progetto 551

4 FAQ 560

4.1 Generali 561
4.1.1 Come inviare un modello al servizio di supporto tecnico (assistenza)? 561
4.1.2 Come risalire alla versione corrente di Aedes.PCM e ai moduli disponibili? 561
4.1.3 Come aprire un modello di versioni precedenti? 561
4.1.4 Come risolvere il problema di schermo nero? 561
4.1.5 Come recuperare un file danneggiato? 561
4.1.6 Come cambiare normativa di riferimento? 561
4.1.7 Come eseguire la Classificazione sismica di un edificio? 561
4.1.8 Come installare la documentazione a supporto di Aedes.PCM? 562
4.1.1 Come aprire i file degli esempi applicativi? 562
4.1.2 Quali caratteri bisogna evitare nel nome del file? 562
4.1.3 È possibile modificare le impostazioni degli Snap? 562
4.1.4 Quali sono i comandi rapidi da tastiera? 562

4.2 Modellazione architettonica 564
4.2.1 Come modellare i cordoli di piano in c.a.? 564
4.2.2 Come modellare più aperture sovrapposte nello stesso muro? 564
4.2.3 Come modellare le capriate? 564
4.2.4 Come modellare una cupola? 565
4.2.5 Come modellare la guglia di un campanile? 565

4.2.6 Come modellare le travi di fondazione? 565
4.2.7 Come modellare le fondazioni su pali o micropali? 565
4.2.8 Come modellare una platea di fondazione? 567
4.2.9 Come eliminare un piano? 567
4.2.10 Come modellare le strutture miste? 567
4.2.11 Come modellare le pareti a due paramenti (con intercapedine d'aria)? 568
4.3 Analisi elastiche 569
4.3.1 Quando è opportuno considerare il comportamento "shear type"? 569
4.3.2 Come modellare scale, balconi, parapetti e gronde? 569
4.3.3 Come inserire carichi aggiuntivi? 569
4.3.4 Come modellare una copertura con falde inclinate? 570
4.3.5 Come inserire nodi aggiuntivi nel modello strutturale? 570
4.3.6 Come inserire nuove aste nel modello strutturale? 572
4.3.7 Dove è possibile modificare l'angolo di attrito fondazione-terreno per la verifica di scorrimento della fondazione? 572
4.3.8 Perché in analisi sismica lineare le verifiche in fondazione non sono soddisfatte? 572
4.3.9 Come modellare le fasce murarie (strisce e sottofinestra)? 572
4.3.10 Come modellare lo scarso ammorsamento fra le pareti? 572
4.3.11 Come modellare un muro in falso? 572
4.3.12 Come risolvere l'insorgenza di trazione nei maschi murari? 573
4.3.13 Come determinare la resistenza media a trazione e la resistenza media a compressione orizzontale? 573
4.3.14 Come assegnare i coefficienti correttivi alla muratura? 573
4.3.15 Come modificare i coefficienti correttivi della muratura? 574
4.3.16 Perché alcune proprietà del modello strutturale precedente non vengono recuperate in seguito alla rigenerazione? 575
4.3.17 Perché alcune proprietà risultano bloccate? 575
4.3.18 Come escludere determinate aste dalle verifiche di sicurezza? 575
4.3.19 A cosa serve la proprietà dell'asta "Da analizzare"? 576
4.3.20 Come controllare la correttezza della modellazione? 576
4.3.21 Come determinare il coefficiente parziale di sicurezza della muratura (γ_M)? 576
4.3.22 Come ottenere la posizione del centro di massa (baricentro) e centro di rigidezza della struttura? 577
4.3.23 Quali verifiche a taglio vengono eseguite nei pannelli murari? 577
4.3.24 Perché le verifiche svolte in analisi statica non sismica restituiscono coefficienti di sicurezza nulli? 577
4.3.25 Perché la resistenza ultima a compressione della muratura nelle verifiche a pressoflessione è sempre assunta pari a $0.85 \cdot f_d$? 578
4.3.26 Perché gli indicatori di rischio nelle analisi sismiche lineare sono nulli? 578
4.3.27 Quali analisi devono essere eseguite per la valutazione del comportamento sismico globale della struttura? 578
4.3.28 Come determinare l'incremento di taglio in analisi Pushover? 579
4.3.29 Cosa fare se la massa partecipante relativa al modo di vibrare fondamentale è inferiore al 60%? 579
4.3.30 Perché l'analisi pushover non viene eseguita? 580
4.3.31 Dove è riportata la causa della conclusione della curva pushover? 580
4.3.32 Perché l'Indicatore di Rischio Sismico è uguale per tutte le curve? 581
4.4 Analisi cinematica 582
4.4.1 Come si modellano i carichi delle travi nel modello cinematico? 582
4.4.2 Come determinare il valore di calcolo della trazione nella catena? 582
4.4.3 Come considerare gli effetti del sisma verticale nei cinematismi? 582
4.4.4 Come modellare i cinematismi posti a una certa quota? 582
4.4.5 Perché gli Indicatori di Rischio Sismico sono uguali per tutti i cinematismi? 583

5 RIFERIMENTI AI VIDEO 584

5.1 Modellazione architettonica 585
5.1.1 Descrizione interfaccia grafica 585
5.1.2 Definizione piani 585
5.1.3 Definizione materiali 585
5.1.4 Inserimento disegni DXF 585
5.1.5 Inserimento muri 585
5.1.6 Inserimento aperture 585
5.1.7 Inserimento solai 585
5.1.8 Inserimento travi e definizione sezioni 585
5.1.9 Modellazione copertura 585
5.1.10 Travi di fondazione 585
5.1.11 Fondazioni su piani sfalsati 586
5.1.12 Divisione muri per una corretta schematizzazione – Pareti lunghe 586
5.1.13 Definizione pareti significative ai fini della sicurezza – Paramenti 586

5.2 Analisi elastiche 587
5.2.1 Descrizione scheda struttura 587
5.2.2 Proprietà elementi 587
5.2.3 Livelli 587
5.2.4 Check-up dati 587
5.2.5 Maschi murari di piccola altezza 587
5.2.6 Comando trova 587
5.2.7 Proprietà fondazioni 587
5.2.8 Fasce/strisce murarie 587
5.2.9 Travi di copertura 587
5.2.10 Azione sismica 587
5.2.11 Parametri di calcolo 588
5.2.12 Risultati analisi preliminari 588
5.2.13 Risultati pushover 588
5.2.14 Storia evolutiva 588

5.3 Analisi cinematica 589
5.3.1 Modello cinematico 589
5.3.2 Ribaltamento semplice 589
5.3.3 Cuneo di distacco 589
5.3.4 Arretramento della cerniera 589
5.3.5 Azioni delle travi 589
5.3.6 Ribaltamento del cantonale 589
5.3.7 Flessione di parete vincolata ai bordi – flessione verticale 589
5.3.8 Cinematismi posti a quota Z 589
5.3.9 Inserimento rinforzi: catene e nastri 589
5.3.10 Cinematismo generico – Archi 589
5.3.11 Risultati 590
5.3.12 Indicatori di rischio sismico 590

1 ASPETTI GENERALI

1.1 REQUISITI DI SISTEMA

I requisiti di sistema per un corretto utilizzo di Aedes.PCM sono i seguenti:

Sistema operativo

- Windows 7 SP1 o superiore, a 32 bit o 64 bit
- consigliato, Windows 10 a 64bit

Processore

- minimo 1GHz
- consigliato, multicore INTEL o AMD, quad core o superiore. Grazie al solutore multi thread è possibile sfruttare a pieno le potenzialità dei CPU multicore di ultima generazione.

Memoria

- minimo 4 GB RAM
- consigliato, 8 GB RAM o superiore

Disco

- almeno 10 GB di spazio disponibile. Potrebbe essere necessario più spazio in funzione delle dimensioni del modello
- consigliato, disco a stato solido (SSD)

Scheda grafica

- scheda video con supporto OpenGL. È possibile fare a meno delle librerie OpenGL, ma le prestazioni grafiche ne risentono
- consigliato, scheda video dedicata NVIDIA o AMD, con almeno 4 GB VRAM

Porte

- porta USB per inserire la chiave di protezione (non necessaria per la versione Freeware)

Software

- Microsoft NET Framework 4.8. Può essere scaricato dal sito Microsoft
- Microsoft Visual C++ 2019. Può essere scaricato dal sito Microsoft con i seguenti link:
  vc_redist.x64 per sistema operativo a 64 bit
  vc_redist.x86 per sistema operativo a 32 bit

1.2 INSTALLAZIONE

I file di installazione di Aedes.PCM e della documentazione a supporto del software possono essere scaricati dal sito www.aedes.it > Download > Aedes.PCM.
Il file di installazione di Aedes.PCM è unico per tutte le versioni del software: Base, Professionale, Academy, Freeware.
Le licenze acquisite devono essere attivate all'avvio di Aedes.PCM, inserendo i codici di attivazione ricevuti via e-mail. Se la licenza include moduli aggiuntivi come ACM o ECS, questi possono essere attivati in menu File > Gestione Licenza, inserendo i relativi codici di attivazione.
In assenza di chiave hardware o di una licenza valida per la versione corrente, il programma sarà avviato in versione Freeware.

1.3 ARCHIVIAZIONE DEI FILE

Un progetto elaborato con Aedes.PCM può essere archiviato in un file dal formato [NomeProgetto].vdml, il quale contiene tutti i dati del modello. I risultati di eventuali analisi vengono invece archiviati nel file [NomeProgetto].pcm e in una cartella dal nome [NomeProgetto] collocati nello stesso percorso del file vdml.

Ad ogni salvataggio viene creato anche un file dal formato [NomeProgetto].vdml.~bak, una copia di backup del salvataggio precedente. Per recuperare un file di backup è sufficiente rinominarlo eliminando il suffisso .~bak.

La cartella proposta per l'archiviazione dei file di progetto è "C:\Aedes2021\Pcm\Progetti" ma è possibile salvare ed aprire file di progetto collocati in qualsiasi altro percorso. Tuttavia, se si intende eseguire delle analisi è consigliabile che il file di progetto sia collocato sul disco fisso perché la velocità di esecuzione delle analisi è fortemente condizionata dalla velocità di scrittura dei file dei risultati.

Nonostante vi sia completa libertà nell'archiviazione dei file è opportuno che l'Utente stabilisca un appropriato metodo di archiviazione in modo che sia chiaro quale versione di Aedes.PCM è stata utilizzata per elaborare il progetto.

2 AMBIENTE OPERATIVO

L'ambiente operativo di Aedes.PCM è intuitivo e funzionale. Gli elementi sono organizzati in funzione delle varie fasi operative in modo che siano agevolmente accessibili.
L'interfaccia grafica è costituta da cinque pannelli di comando principali:

- Barra multifunzione
- Navigatore
- Finestra grafica
- Schede di servizio
- Riga di comando

Sono inoltre presenti finestre dedicate a:

- Azione Sismica
- Parametri di Calcolo

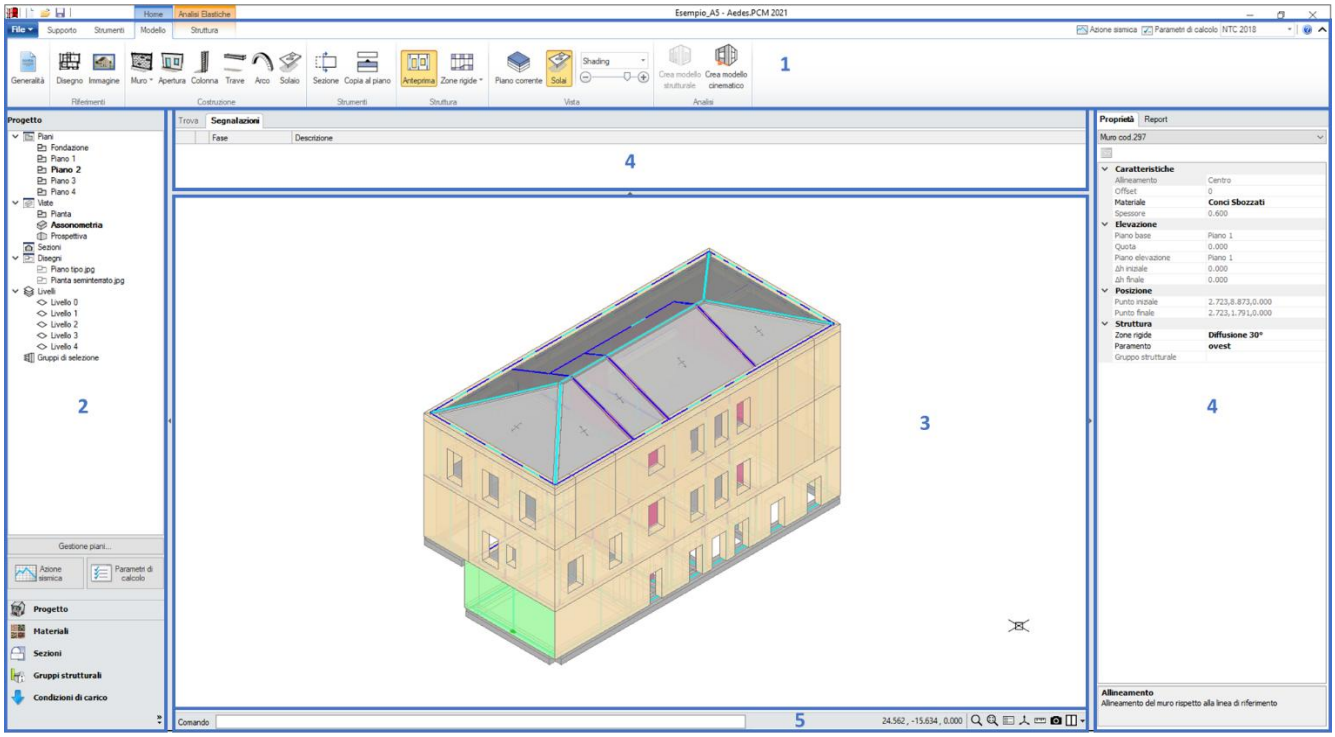


Figura 1. (1) Barra multifunzione, (2) Navigatore, (3) Finestra grafica, (4) Schede di servizio, (5) Riga di comando

2.1 BARRA MULTIFUNZIONE

La barra orizzontale posta nella parte alta dell'interfaccia rappresenta la porta di accesso principale ai diversi comandi del programma. La barra è organizzata in schede, alcune di uso generale e altre relative ad una specifica fase operativa:

- File, Supporto, Strumenti
- **Home**: Modello
- **Analisi Elastiche**: Struttura, Risultati, Domini di resistenza, Curve di capacità
- **Analisi Cinematica**: Cinematismi

Le schede relative alle Analisi Elastiche e all'Analisi Cinematica appaiono non appena si richiede la creazione del modello strutturale e del modello cinematico, rispettivamente. Nei paragrafi che seguono si riporta una descrizione dettagliata dei singoli comandi e funzioni delle varie schede.

2.1.1 File

Il menu File contiene i principali comandi per la gestione dei progetti.

Nuovo	Crea un nuovo progetto.
Apri	Apre un progetto esistente.
Salva	Salva le modifiche del progetto corrente.
Salva con nome	Salva il progetto in un nuovo file senza includere i risultati di eventuali analisi. Si continua a lavorare sul nuovo file.
Salva una copia	Salva una copia del progetto senza includere i risultati di eventuali analisi. Si continua a lavorare sul file corrente. Per accedere alla copia appena creata è necessario aprire il relativo file con il comando Apri o selezionandolo dall'elenco dei file recenti.
Importa modello IFC	Importa un modello IFC generando gli elementi costruttivi del modello architettonico. Vedi Importazione di un modello IFC
Esporta modello IFC	Esporta il modello architettonico su file IFC. Vedi Esportazione di un modello IFC
Esporta per PC.E 2012	Esporta il progetto corrente in un formato compatibile con PC.E 2012.
Esporta su file DXF	Esporta il modello architettonico e le entità grafiche in un file di formato DXF compatibile con qualsiasi ambiente CAD.
Esporta immagine	Esporta l'immagine della finestra grafica in un file di formato JPEG o BMP.
Esporta file compresso	Comprime il progetto corrente in un file ZIP permettendo di includere oppure no i risultati delle analisi. Questa procedura permette di ridurre

	le dimensioni del file per archiviare un progetto concluso o inviare il progetto al supporto tecnico (meglio senza risultati).
Crea Relazione	Apre una finestra di dialogo con diverse opzioni per l'elaborazione della Relazione di Calcolo e dei tabulati delle analisi.
Preferenze	Imposta le preferenze di visualizzazione di alcune entità grafiche come le etichette associate a nodi e aste del modello strutturale.
Controllo Aggiornamenti	Segnala l'eventuale disponibilità di versioni più recenti del software Aedes.PCM. Per scaricare e installare le nuove versioni disponibili è necessario accedere al sito Aedes: www.aedes.it > Download > Aedes.PCM.
Informazioni su Aedes.PCM	Fornisce informazioni sulla versione del software e i moduli disponibili in base alla propria licenza d'uso.
Esci	Chiude il programma.

2.1.2 Supporto

La scheda contiene vari comandi di supporto alla progettazione.

Utility	
Calcolatrice	Apre la calcolatrice di Windows.
Convertitore	Apre un convertitore di unità di misura.
Galleria	Visualizza la galleria delle immagini presenti nella cartella Immagini del progetto corrente.
Classificazione sismica	Apre il file Excel per la Classificazione sismica.
Applicazioni	Contiene i collegamenti alle altre applicazioni di Aedes Software: • ACM (Aperture e Cerchiature in Murature portanti) • SLC (Solai misti in Legno e Calcestruzzo) • SAV (Stabilità di Archi e Volte)
Normativa	
Nazionale	Apre i documenti della normativa tecnica nazionale.
Regionale	Apre i documenti normativi di alcune regioni d'Italia.
Guidelines	Apre i documenti delle linee guida su diverse tematiche legate alla progettazione.
Documenti	
Ricerca	Apre i documenti della ricerca condotta da Aedes Software.
Pubblicazioni	Apre alcune pubblicazioni a supporto delle funzionalità del software.

Manuali	
Manuale	Apre il manuale di PCM e i relativi aggiornamenti.
Esempi applicativi	Apre il documento di supporto relativo agli esempi applicativi.
Guida interventi	Apre il documento di supporto relativo agli interventi di rinforzo che possono essere considerati con il software.
Teoria	Apre il documento di supporto relativo ai concetti fondamentali della teoria sulle murature.
Guida ECS	Apre il manuale di ECS contenente informazioni sulla teoria e la modellazione degli elementi costruttivi storici monumentali (archi, volte, colonne in muratura, campanili, ecc.).

2.1.3 Strumenti

La scheda contiene i principali comandi per il disegno di entità grafiche, la modifica degli oggetti e la scelta della vista del modello.

Layers	Apre la finestra di gestione dei layer associati agli elementi di disegno (linea, polilinea, ecc.). Permette di creare o eliminare i layer e selezionare il layer attivo. È inoltre possibile nascondere, congelare o bloccare i layer e specificare il relativo colore e stile di linea.
Disegno	
Punto	Disegno di un punto.
Linea	Disegno di una linea.
Linea infinita	Disegno di una linea senza limiti di estensione nello spazio del modello.
Polilinea	Creazione di una polilinea.
Rettangolo	Disegno di un rettangolo.
Cerchio	Disegno di un cerchio.
Arco	Disegno di arco di un cerchio.
Spline	Disegno di una Spline.
Sketch	Disegno di una serie di tratti a mano libera aventi una determinata lunghezza e direzione data dalla direzione del cursore.
Immagine	Inserimento di un'immagine. Il comando Ritaglia immagine permette di definire un nuovo contorno dell'immagine.
Testo	Inserimento di stringhe di testo.

Quota	Inserimento di quote lineari, allineate, angolari, di diametro o di raggio.
Modifica	
Sposta	Sposta gli oggetti selezionati da un punto base ad un altro.
Copia	Copia gli oggetti selezionati da un punto base ad un altro.
Ruota	Ruota gli oggetti selezionati nel piano in base al centro e all'angolo di rotazione specificati.
Ruota 3D	Ruota gli oggetti selezionati nello spazio in base al centro, al piano e all'angolo di rotazione specificati.
Specchia	Specchia gli oggetti selezionati rispetto ad un determinato asse.
Serie	Crea una serie rettangolare o polare degli oggetti selezionati.
Offset	Crea una copia dell'oggetto selezionato ad una determinata distanza dal suo asse.
Estendi	Estende gli oggetti selezionati fino ad incontrare altri oggetti. Per prima cosa occorre specificare gli oggetti verso cui effettuare l'estensione, successivamente occorre selezionare gli oggetti da estendere.
Taglia	Consente di accorciare determinati elementi affinché non si estendano oltre la linea di riferimento di altri oggetti intersecanti. Per prima cosa occorre selezionare gli oggetti limite e successivamente la porzione degli elementi da tagliare.
Dividi	Divide l'oggetto selezionato in determinato numero di parti uguali.
Raccorda	Raccorda due oggetti selezionati.
Spezza	Crea un'interruzione nell'oggetto selezionato che si estenda da un punto iniziale ad un punto finale. Il comando spezza l'oggetto in due parti continue se si specificano due punti coincidenti o si conferma con il tasto destro del mouse dopo aver specificato il primo.
Scala	Scala gli oggetti selezionati rispetto ad un punto base e con un fattore di scala specificato numericamente o graficamente.
Stira	Stira gli oggetti spostando le loro estremità incluse nella finestra di selezione.
Annulla	Annulla l'ultima operazione effettuata. In alternativa è possibile utilizzare la combinazione dei tasti Ctrl+Z.
Ripeti	Ripristina l'ultima operazione annullata. In alternativa è possibile utilizzare la combinazione dei tasti Ctrl+Y.

Viste
Contiene una serie di comandi per selezionare viste del modello predefinite. È possibile scegliere tra le viste ortogonali (Fronte, Retro, Alto, Basso, Sinistra, Destra) e le viste assonometriche (Nord-Ovest, Nord-Est, Sud-Ovest, Sud-Est).
Box
Contiene i comandi per attivare due piani di sezione paralleli che limitano la visualizzazione del modello allo spazio tra essi compreso. È possibile attivare piani di sezione paralleli ai piani XY, XZ, YZ oppure paralleli a un piano verticale passante per due punti qualsiasi (Piano 2Pt). Per definire il box si sceglie l'allineamento dei piani di sezione e si specifica un punto sul modello che rappresenta il punto base del box. I piani di sezione si discostano dal punto pase della distanza specificata in input. Per disattivare il box e tornare alla visualizzazione completa del modello è sufficiente disattivare il relativo pulsante.

Walkthrough	Permette di navigare attraverso il modello come se si camminasse all'interno. Un'apposita finestra informativa riassume i comandi necessari ad utilizzare questa funzione.

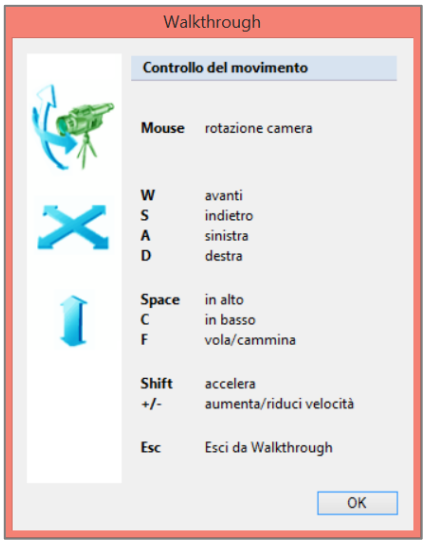


Figura 2. Comandi Walkthrough

2.1.4 Modello

La sezione *Home* è costituita dalla scheda *Modello* che contiene i principali comandi per l'inserimento degli oggetti del Modello Architettonico.

Generalità	Permette di inserire un Commento sul progetto in modo da avere un riferimento con funzione di promemoria. Inoltre, si può specificare la quota sul livello del mare dell'edificio. L'inserimento della quota

	influenza i coefficienti di combinazione previsti per la CCE Neve che verranno automaticamente aggiornati in base al valore inserito. Le caselle di testo in basso a sinistra indicano la versione del software e il codice di licenza relativi all'ultimo salvataggio del file.
Riferimenti	
Disegno	Permette di inserire al piano corrente un disegno di riferimento alla modellazione in formato DXF.
Immagine	Permette di inserire al piano corrente un'immagine di riferimento alla modellazione in formato BMP, JPG o PNG.
Costruzione	
Muro	Inserisce un muro specificando il punto iniziale e punto finale.
Muro rapido	Inserisce un muro tracciando una linea che intersechi due linee parallele di un disegno DXF.
Apertura	Inserisce un'apertura in un muro specificando il punto iniziale e punto finale.
Colonna	Inserisce una colonna nel punto specificato.
Trave	Inserisce una trave specificando il punto iniziale e il punto finale.
Arco	Inserisce un arco specificando il punto iniziale e il punto finale. Il comando è disponibile solo il modulo ECS è abilitato nella licenza corrente.
Solaio	Inserisce un solaio con una delle seguenti tipologie: • Solaio piano • Falda • Volta a botte • Volta a padiglione
Strumenti	
Sezione	Definisce una Sezione specificando il punto iniziale e il punto finale della linea di riferimento. La Sezione così definita potrà essere attivata dalla relativa voce nella scheda Progetto del Navigatore .
Copia al piano	Permette di copiare al piano superiore gli elementi costruttivi selezionati. Il comando può essere utilizzato solo se la vista corrente è una pianta di piano. Nell'operazione di copia al piano, eventuali raccordi tra muri contigui non vengono ereditati dalle loro copie al piano superiore. È quindi necessario raccordare i nuovi muri manualmente utilizzando il comando raccorda nella scheda Strumenti.

Struttura	
Anteprima	Visualizza un'anteprima delle aste del telaio equivalente che sarà generato in fase di creazione del Modello strutturale. Le aste risultano tanto più visibili quanto minore è l'opacità degli elementi costruttivi.

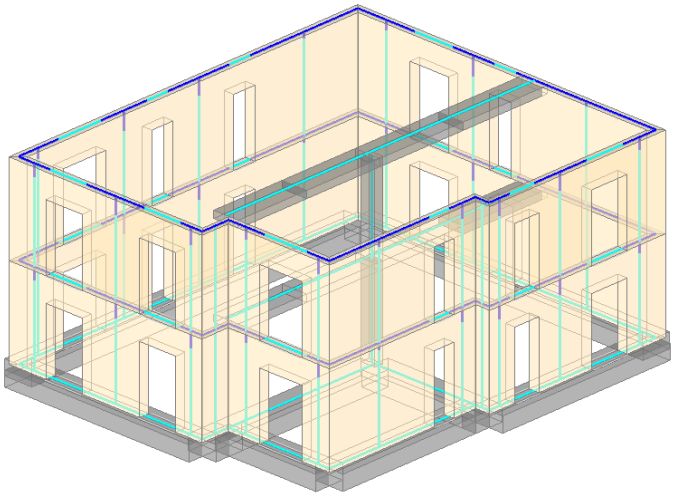


Figura 3. Anteprima del modello strutturale

Zone rigide	La modalità di determinazione delle zone rigide nei maschi murari è una proprietà del singolo muro. Questo comando permette di impostare in tutti i muri del modello la stessa modalità. Le opzioni disponibili sono: • *Nessuna*. Non viene definita alcuna zona rigida alle estremità dei maschi. • *Intersezione*. Le zone rigide vengono individuate esattamente dalle intersezioni tra le strisce e i maschi murari. • *Limite H/3*. Come nel metodo Intersezione ma limitando la lunghezza delle zone rigide a un terzo dell'altezza del maschio. • *Diffusione 30°*. La definizione delle zone rigide segue una legge di diffusione a 30° secondo il metodo elaborato da Dolce nel 1989.
Vista	
Piano corrente	Permette di limitare la visualizzazione del modello 3D ai soli elementi del piano corrente (il piano evidenziato in grassetto nella finestra Progetto del Navigatore). Per cambiare piano corrente è sufficiente fare doppio click sulla voce del piano desiderato.
Solai	Attiva o disattiva la visualizzazione dei solai.
Terreni	Attiva o disattiva la visualizzazione dei terreni in tutti i modelli del progetto: architettonico, strutturale, cinematico.

	Se la visualizzazione dei terreni è attiva, è possibile specificare fino a quale quota rispetto allo zero di progetto debba estendersi la rappresentazione. Il terreno viene rappresentato come un prisma con dimensioni in pianta pari alle dimensioni della fondazione e colorazione dettata dagli strati di terreno riscontrati sotto il piano di posa.
Modalità di visualizzazione	Se la finestra corrente mostra una vista 3D del modello, sono disponibili le seguenti modalità di visualizzazione: • Wireframe. Solo linee e spigoli senza colore di riempimento. • Hidden lines. Linee e spigoli di colore grigio scuro e facce di colore bianco. Le linee nascoste da altri oggetti non vengono visualizzate. • Shading. Spigoli di colore grigio scuro e facce col colore del materiale o del gruppo strutturale associato all'oggetto. • Render. Spigoli invisibili e facce con la texture definita nelle proprietà dei materiali. Nella modalità Shading e Render è possibile regolare l'opacità degli elementi costruttivi per mezzo di una trackbar.
Analisi	
Crea Modello Strutturale	Genera il modello strutturale a telaio equivalente iniziando così la fase operativa relativa alle Analisi Elastiche.
Crea Modello Cinematico	Genera il modello all'interno del quale è possibile definire i meccanismi locali di collasso, iniziando così la fase operativa relativa all'Analisi Cinematica.

2.1.5 Struttura

La scheda Struttura contiene i principali comandi per la gestione del modello strutturale.

Annulla modello strutturale	Annulla il modello strutturale permettendo di tornare alla fase di modellazione architettonica.
Modello	
Nodi	Attiva/disattiva la visualizzazione dei nodi. All'interno troviamo le opzioni per lo stile di visualizzazione dei nodi (Box, Cross) e la possibilità di attivare la visualizzazione degli ID.
Aste	Attiva/disattiva la visualizzazione delle aste. All'interno troviamo alcune opzioni per decidere il tipo di visualizzazione (Assi, Superfici, Solidi), scegliere se visualizzare le zone rigide dei maschi nel piano di flessione complanare o ortogonale, attivare la visualizzazione degli ID.

	Nel rappresentare gli assi delle aste è possibile escludere dalla visualizzazione alcune tipologie di elementi come i link degli archi. Nella visualizzazione degli ID è invece possibile escludere i link rigidi o i giunti. Il tasto F10 permette di impostare la visualizzazione delle aste alternando tra Assi, Superfici e Solidi.
Solai	Attiva/disattiva la visualizzazione dei solai. All'interno troviamo le opzioni per lo stile di visualizzazione (Superfici, Solidi).
Stile di visualizzazione	Menu che permette di selezionare la colorazione degli elementi per Tipologia, Materiale, Piano o Oggetto. In caso di colorazione per Oggetto le aste e i solai (superfici e solidi) vengono rappresentati con il colore specificato nelle proprietà dell'elemento. La barra sottostante permette di regolare il livello di trasparenza degli elementi.
Inserisci	
I comandi di questo gruppo permettono di inserire nuovi nodi e nuove aste nel modello strutturale generato automaticamente a partire dagli oggetti architettonici. La rappresentazione solida delle aste aggiuntive è visibile anche nel modello architettonico. Tuttavia, nodi e aste aggiuntive sono strettamente legati al modello strutturale corrente. Nel caso in cui il modello strutturale venga annullato, questi saranno eliminati e non sarà possibile recuperarli.	
Nodi	Permette di inserire un nuovo nodo o definire un nodo Trave-Pilastro. Il comando **Inserisci Nodo** richiede di specificare la posizione del nuovo nodo. L'input può avvenire graficamente con un click col tasto sinistro del mouse nel punto desiderato oppure specificando le coordinate globali nella riga di comando seguendo il formato x,y,z. Le coordinate possono essere specificate anche come coordinate relative rispetto alla posizione corrente del cursore, in questo caso vanno specificate nel formato @x,y,z. Il comando **Definisci nodo trave-pilastro** richiede di selezionare i pilastri e le travi che concorrono nel nodo e confermare la scelta con Invio. Se gli elementi selezionati sono compatibili sarà generato un nodo la cui rappresentazione solida coincide con la parte superiore della colonna per un'altezza determinata dalla posizione e dalla sezione delle travi. In analisi Pushover, nei nodi Trave-Pilastro in c.a. generati automaticamente in fase di creazione del modello strutturale o definiti dall'Utente potrà essere svolta la verifica di resistenza in termini tensionali.
Aste	Inserisce una nuova asta scegliendo fra le seguenti tipologie. • **Trave.** Richiede di specificare il punto iniziale e il punto finale. La trave può essere orizzontale o inclinata ma non può avere

direzione verticale. L'asse della trave coincide con la linea mediana della faccia estradossale e le sezioni di estremità giacciono sempre sul piano verticale.

- **Colonna**. Richiede di specificare il punto di base e l'altezza della colonna. L'altezza può essere specificata numericamente oppure graficamente con l'opzione "Punto finale" (digitando p nella riga di comando). In quest'ultimo caso l'altezza sarà impostata pari alla distanza in direzione verticale tra punto iniziale e punto finale. La colonna è infatti un'asta a direzione verticale il cui asse coincide con il baricentro della sezione trasversale.
- **Link rigido**. Richiede di specificare il punto iniziale e il punto finale del link. I link rigido non ha rappresentazione solida.
- **Asta generica.** Richiede di specificare il punto iniziale e il punto finale. L'asta può avere direzione qualsiasi, il suo asse coincide con il baricentro della sezione trasversale e le sezioni di estremità giacciono nel piano perpendicolare all'asse.

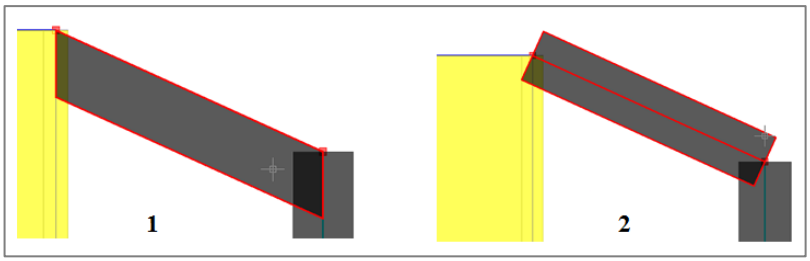
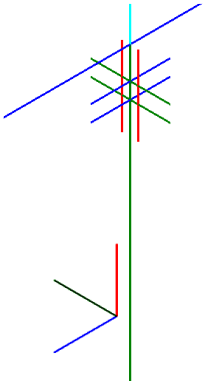
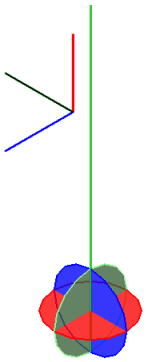


Figura 4. Rappresentazione solida di Trave (1) e Asta generica (2)

Durante l'inserimento di una nuova asta, se agli estremi non sono già presenti dei nodi strutturali, questi saranno generati automaticamente. Il piano di appartenenza dell'asta inserita non viene impostato automaticamente dal software ma deve essere specificato manualmente dall'Utente nelle proprietà dell'asta.

Strumenti	
Copia proprietà	Copia le proprietà da un elemento sorgente a un gruppo di elementi di destinazione. Prima di attivare il comando è necessario selezionare l'elemento sorgente dal quale ereditare le proprietà, successivamente selezionare tutti gli elementi cui applicare le proprietà e confermare con il tasto destro del mouse. Il comando agisce solo sugli elementi aventi la stessa tipologia dell'elemento sorgente.
Copia carichi	Copia i carichi manuali da un elemento sorgente a un gruppo di elementi di destinazione. Prima di attivare il comando è necessario selezionare l'elemento sorgente dal quale ereditare i carichi, successivamente selezionare tutti gli elementi cui applicare i carichi e

	confermare con il tasto destro del mouse. Il comando agisce solo sugli elementi aventi la stessa tipologia dell'elemento sorgente.
Filtra	
Trova	Apre la scheda *Trova* che contiene un elenco di tutte le aste e i nodi del modello con le rispettive proprietà. Le aste e i nodi selezionati nella scheda Trova risulteranno selezionati anche sul modello strutturale, pertanto sarà possibile modificare direttamente le caratteristiche nella finestra Proprietà, oppure evidenziarli graficamente mediante i comandi Risalta e Isola.
Risalta	Agisce graficamente sul modello evidenziando gli elementi selezionati e lasciando in visibilità ridotta il resto della struttura. Per ritornare al modello completo occorre deselezionare tutto con il tasto Esc e disattivare il comando Risalta con un nuovo click sul relativo tasto. Se il comando è attivo il tasto del comando è evidenziato.
Isola	Agisce graficamente sul modello isolando gli elementi selezionati e nascondendo il resto della struttura. Per ritornare al modello completo occorre deselezionare tutto con il tasto Esc e disattivare il comando Isola con un nuovo click sul relativo tasto. Se il comando è attivo il tasto del comando è evidenziato.
Crea gruppo	Crea un gruppo di selezione contenente gli elementi selezionati. Il gruppo appena creato sarà aggiunto all'insieme "Gruppi di selezione" nella scheda Progetto del Navigatore. Con un click col tasto destro del mouse sulla relativa voce è possibile rinominare o eliminare il gruppo di selezione. Con doppio click gli elementi del gruppo saranno selezionati.
Carichi	
Contiene i comandi necessari per la visualizzazione dei carichi di nodi e aste. Il comando Carichi attiva o disattiva la visualizzazione dei carichi. Il menu permette di scegliere la condizione di carico elementare da visualizzare, filtrare la visualizzazione per determinate tipologie di carico (pesi propri, carichi da solaio, carichi aggiuntivi) e attivare o disattivare le etichette relative al valore dei carichi. La barra di regolazione sottostante modifica la scala della rappresentazione grafica.	
Vincoli	
Permette di operare modifiche automatizzate al vincolamento di nodi e aste o attivare una visualizzazione grafica del vincolamento di quest'ultime. I vincoli interni delle aste sono definiti rispetto agli assi Locali xyz e sono sempre riferiti agli estremi della luce deformabile. I vincoli esterni dei nodi sono invece definiti rispetto agli assi Globali XYZ.	
Nodi	Apre un menù dal quale è possibile attivare o disattivare il comportamento Shear Type. Attivando il comportamento Shear Type,

	i nodi di sommità dei maschi murari saranno bloccati nei confronti delle rotazioni rispetto agli assi globali X e Y. Non sono consentite modifiche locali sul vincolamento di tali nodi.
Aste	Il tasto attiva o disattiva la rappresentazione grafica del vincolamento interno delle aste. Gli assi delle aste con svincolamenti all'estremo iniziale o finale sono rappresentati in colore giallo o arancione a seconda che il tratto di asta sia rispettivamente deformabile o rigido. Un opportuno simbolo in corrispondenza degli estremi dell'asta chiarisce il tipo di svincolamento (svincolamento a traslazione o rotazione rispetto agli assi locali x, y, z). Gli svincolamenti a traslazione sono rappresentati con due segmenti paralleli orientati nella direzione della componente svincolata. La colorazione segue la stessa convenzione degli assi: x-rosso, y-verde, z-blu.  *Figura 5. Simboli di svincolamento a traslazione* Gli svincolamenti a rotazione sono rappresentati con un cerchio nel piano perpendicolare all'asse di rotazione. Anche in questo caso la colorazione segue la convenzione degli assi.  *Figura 6. Simboli di svincolamento a rotazione* Inoltre, il tasto apre un menu contenente i seguenti comandi.

	• **Maschi: Applica requisiti geometrici.** Libera le rotazioni y e z agli estremi dei maschi che non soddisfano i requisisti geometrici per essere considerati resistenti al sisma (NTC 2018, Tabella 7.8.I). I requisiti geometrici dipendono dalla tipologia muraria e sono riportati nelle proprietà del materiale. • **Maschi: Tutti di controvento.** Ripristina il vincolamento Incastro-Incastro nei maschi che non soddisfano i requisisti geometrici per essere considerati resistenti al sisma. **Fasce: Tutte non collaboranti.** Imposta le fasce murarie (strisce e sottofinestra) come elementi deboli, cioè non in grado di accoppiare i maschi murari adiacenti. In particolare: (a) libera la rotazione y agli estremi delle fasce; (b) esclude le fasce dalle verifiche di sicurezza. In caso di fasce contigue, lo svincolamento viene effettuato agli estremi della fascia complessiva. • **Link: libera traslazione verticale.** Libera la traslazione Z nei link rigidi orizzontali che collegano maschi di pareti ortogonali. • **Link: blocca traslazione verticale.** Blocca la traslazione Z nei link rigidi orizzontali che collegano maschi di pareti ortogonali.
Analisi	
Domini di resistenza	Esegue l'elaborazione dei domini di resistenza (domini id interazione N-M) abilitando la relativa scheda della Barra Multifunzione.
Check-up dati	Esegue un controllo dei dati del modello aprendo la scheda Segnalazioni.
Verifica di Disgregazione	Attiva la colorazione delle aste in base all'esito della verifica di disgregazione muraria. Se è selezionata l'opzione **Indicatori di rischio sismico**, viene inoltre visualizzato, per tutti i maschi murari soggetti a verifica, il relativo indicatore di rischio, consentendo una valutazione immediata e comparativa della vulnerabilità alla disgregazione indotta dall'azione sismica.
Esegui analisi	Esegue le analisi attivate all'interno dei Parametri di calcolo.

2.1.6 Risultati

La scheda Risultati contiene i principali comandi per la consultazione dei risultati delle analisi eseguite.

Annulla analisi	Annulla tutte le analisi eseguite.

Riesegui analisi	Riesegue tutte le analisi richieste. Il tasto appare di colore rosso se, dopo l'esecuzione delle analisi, sono state apportate delle modifiche che possono invalidare i risultati delle analisi (cioè i risultati potrebbero non essere coerenti con i dati correnti).
Analisi	
Selezione dell'analisi corrente. Il tasto dell'analisi appare di colore rosso se sono state apportate delle modifiche che invalidano i risultati (cioè se i risultati potrebbero non essere coerenti con i dati in input). Questo segnala la necessità di rieseguire le analisi.	
Modale	Visualizza i risultati dell'Analisi Modale.
Statica non sismica	Visualizza i risultati dell'Analisi Statica Non Sismica.
Statica lineare	Visualizza i risultati dell'Analisi Sismica Statica Lineare.
Dinamica modale	Visualizza i risultati dell'Analisi Sismica Dinamica Modale.
Statica non lineare	Visualizza i risultati dell'Analisi Sismica Statica Non Lineare (Pushover).
Modi di vibrare	
Visibile se l'analisi corrente è l'Analisi Modale.	
Deformata	Visualizza la deformata modale del modo di vibrare corrente.
Modi di vibrare	Scelta del modo di vibrare corrente con informazione sul periodo e le percentuali di massa partecipante. Con i tasti X, Y, Z si seleziona direttamente il modo fondamentale in una direzione.
Masse	
Visibile se l'analisi corrente è l'Analisi Modale. Attivando il tasto Masse è possibile visualizzare sul modello le masse Generate (masse associate agli effettivi gradi di libertà dinamici) o le masse Generatrici (masse prodotte dai carichi agenti sulla struttura e localizzate in corrispondenza dei nodi). Le masse sono rappresentate con delle sfere di dimensione proporzionale alla massa e colore relativo alla direzione considerata. Le masse generatrici sono rappresentate in colore grigio se sono relative a spostamenti bloccati e con un colore di riempimento giallo tenue se lo spostamento del nodo è vincolato dalla relazione master-slave del livello.	
Masse	Attiva o disattiva la rappresentazione grafica delle masse nodali per mezzo di sfere di dimensione proporzionale alla massa e colore relativo alla componente di spostamento considerata.
Generate/Generatrici	Le masse generatrici sono le masse nodali corrispondenti ai carichi agenti sulla struttura. Il loro colore è relativo alla componente di spostamento ad esse associata, ma sono rappresentate in colore grigio se lo spostamento è bloccato e con un colore di riempimento semi trasparente se lo spostamento è vincolato al nodo master.

	Le masse generate sono le masse effettivamente considerate nell'analisi, corrispondenti ai gradi di libertà dinamici della struttura.
m_X, m_Y, I_Z	Scelta delle masse nodali tra masse associate allo spostamento in direzione X, masse associate allo spostamento in direzione Y e momenti di inerzia associati alla rotazione intorno a Z.
Dinamica	
Visibile se l'analisi corrente è l'Analisi Modale. Permette di scegliere quali risultati dell'Analisi Modale visualizzare.	
Elastica	Risultati dell'Analisi Modale relativi alla configurazione strutturale originale.
Al passo Pushover	Disponibile se è stata eseguita un'Analisi Pushover. Risultati dell'Analisi Modale relativi alla curva pushover corrente. Se la curva è adattiva, i risultati sono relativi alla configurazione strutturale al passo corrente della curva. Se la curva non è adattiva, i risultati sono relativi alla configurazione strutturale al primo passo della curva.
Scala	
Barre di regolazione della scala di visualizzazione di Spostamenti, Forze e Masse.	
Genera spettri di piano	
Visibile se l'analisi corrente è l'Analisi Modale. A partire dai risultati dell'analisi modale, vengono valutati gli effetti di amplificazione sismica sugli elementi secondari dovuti al comportamento dinamico dell'edificio di cui fanno parte.	
Condizioni di carico	
Visibile se l'analisi corrente è l'Analisi Statica Non Sismica. Attraverso questi comandi è possibile visualizzare i risultati e l'esito delle verifiche per ogni condizione di carico elementare (CCE), per ogni combinazione delle condizioni di carico (CCC) e per l'inviluppo delle combinazioni di carico.	
CCE	Visualizza i risultati delle varie combinazioni di carico elementari.
CCC	Visualizza i risultati delle varie combinazioni delle condizioni di carico.
Frecce	Permettono di navigare di selezionare una determinata condizione o combinazione di carico.
Inviluppo	Visualizza l'inviluppo delle verifiche di sicurezza elaborate per le varie combinazioni di carico. Per ogni tipo di verifica viene rappresentato il risultato peggiore cioè quello con il coefficiente di sicurezza minore.
Risultati	
Visibile se l'analisi corrente è una delle seguenti: Analisi Statica Non Sismica, Analisi Sismica Statica Lineare, Analisi Sismica Dinamica Modale o Analisi Sismica Statica Non Lineare (Pushover).	

Spostamenti	Vengono rappresentati gli spostamenti nodali.
Reazioni vincolari	Vengono rappresentate le reazioni vincolari ai nodi.
Curva pressioni	Viene rappresentata la curva delle pressioni in archi e colonne in muratura.
Forze pushover	Vengono rappresentate le forze sismiche totali o incrementali relative al passo corrente della curva Pushover.
Diagramma di stato	Vengono rappresentati i diagrammi delle caratteristiche di sollecitazione, i diagrammi di tensione normale o tangenziale e i diagrammi delle tensioni su terreno. Sono presenti diverse opzioni di visualizzazione, tra cui la possibilità di visualizzare il valore del diagramma in corrispondenza delle sezioni notevoli dell'asta.
Verifiche	
Visibile se l'analisi corrente è una delle seguenti: Analisi Statica Non Sismica, Analisi Sismica Statica Lineare, Analisi Sismica Dinamica Modale o Analisi Sismica Statica Non Lineare (Pushover). Attivando il tasto Verifiche i risultati delle verifiche delle aste vengono rappresentati graficamente. Grazie al menu a discesa è possibile selezionare la verifica da consultare.	
Lesioni	Vengono rappresentati i simboli delle crisi associate alla verifica corrente o a tutte le verifiche eseguite.
Coefficienti	Apre una finestra che fornisce un resoconto dei coefficienti di sicurezza minimi e degli indicatori di rischio sismico per ogni verifica eseguita.
Stati limite	
Visibile se l'analisi corrente è una delle seguenti: Analisi Sismica Statica Lineare o Analisi Sismica Dinamica Modale.	
SLO, SLD, SLV	Scelta dello stato limite da consultare tra Stato Limite di Operatività, Stato limite di Danno, Stato limite di Salvaguardia della Vita.
Effetti statici/sismici	I risultati delle analisi sismiche lineari (spostamenti, reazioni vincolari, diagrammi) hanno una componente statica e una sismica. Questi controlli permetto di filtrare i vari effetti. Gli effetti sismici sono il risultato dell'inviluppo di varie combinazioni direzionali e/o modali. Mentre i diagrammi delle sollecitazioni possono rappresentare facilmente l'inviluppo di valori, per spostamenti nodali e reazioni vincolari occorre specificare se visualizzare i valori massimi (effetti sismici +) o i valori minimi (effetti sismici -).

Indicatori	
Visibile se l'analisi corrente è una delle seguenti: Analisi Sismica Statica Lineare, Analisi Sismica Dinamica Modale o Analisi Sismica Statica Non Lineare (Pushover). Nella scheda Report viene riportato il calcolo degli indicatori di rischio sismico in funzione delle analisi sismiche eseguite.	
Effetti	
Visibile se l'analisi corrente è l'Analisi Statica Non Lineare (Pushover). Nelle curve che tengono conto della componente sismica verticale è possibile visualizzare i risultati relativi a una combinazione dei seguenti effetti.	
Statici + Pushover	Effetti dovuti all'applicazione dei carichi di natura statica e delle forze incrementali orizzontali (Pushover)
Sismici verticali (+)	Effetti dovuti all'applicazione di un campo di forze verticali dirette verso l'alto.
Sismici verticali (-)	Effetti dovuti all'applicazione di un campo di forze verticali dirette verso il basso.

2.1.7 Domini di resistenza

La scheda rappresenta i diagrammi dei domini di resistenza delle aste utilizzati nelle verifiche a pressoflessione.

Selezione	
Scelta del dominio di resistenza da rappresentare.	
Asta	Permette di scegliere l'asta in base al suo ID.
Sezione	Nelle aste in cui è possibile definire sezioni di verifica con caratteristiche diverse in termini di armatura o rinforzo, permette di scegliere la sezione in base all'offset dall'estremo iniziale.
Dominio	Per una data asta e una data sezione vengono elaborati più domini di resistenza che si differenziano per tipo di analisi (analisi statica non sismica, analisi sismica lineare SLU o SLE, analisi pushover) e piano di flessione (complanare-xz o ortogonale-xy). Inoltre, nel caso di aste con rinforzi sono presenti anche i domini relativi all'asta non rinforzata. Le frecce permetto di selezionare il dominio desiderato. Un'opportuna segnalazione nel titolo del dominio specifica se il dominio è coerente o meno con l'analisi corrente.
Strumenti	
Riferimenti	Visualizza le coordinate dei punti notevoli del dominio di resistenza.
Sollecitazioni	Visualizza le sollecitazioni relative alle verifiche svolte sul dominio corrente.

Copia	Copia negli appunti l'immagine del dominio al fine di poterla incollare in un altro documento.
Estendi	Ripristina la visualizzazione del dominio in modo che sia rappresentato interamente.
Vista	
In caso di dominio tridimensionale (N-My-Mz) permette di modificare la vista del dominio.	
Vista 3D	Attiva una vista assonometrica del dominio.
Piano	Attiva una proiezione del dominio nei tre piani coordinati (N-My, N-Mz, My-Mz).
Help	
Apre il manuale di PCM in formato ipertesto al paragrafo relativo ai domini di resistenza.	

2.1.8 Curve di capacità

La scheda fornisce diverse rappresentazioni dettagliate delle curve di capacità elaborate in analisi Statica Non Lineare (Pushover).

Curve	
Fornisce il nome della curva corrente e permette di accedere ad una finestra riassuntiva dei risultati delle curve da cui è possibile selezionare la curva corrente e attivare la visualizzazione contemporanea di altre curve per un confronto diretto.	
Grafico2D	
Curva MGDL	Visualizza la curva di capacità della struttura reale a più gradi di libertà
Curva 1GDL	Visualizza la curva di capacità di un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà.
Curva Bilineare	Visualizza la curva di capacità di un sistema bilineare equivalente.
Curve oltre SLU	Ignora il tratto di curva oltre la capacità di spostamento allo stato limite ultimo (SLC o SLV).
Curve intermedie	Visualizza le curve intermedie che hanno contribuito all'elaborazione della curva di capacità.
Tratto iniziale	Visualizza la retta del tratto elastico iniziale.
Riferimenti	Visualizza le coordinate dei punti notevoli della curva di capacità nonché la capacità e la domanda di spostamento relative ai diversi stati limite considerati.
I quadrante	Nel grafico 2D delle curve di capacità, per impostazione di default, le curve relative alle direzioni negative (-X e -Y) vengono rappresentate

	nel terzo quadrante del digramma cartesiano per evidenziare il fatto che la direzione di spinta è opposta rispetto a quella delle curve positive (+X e +Y). Attivando questa opzione è possibile visualizzare il grafico di tutte le curve nel primo quadrante, indipendentemente che si tratti di curve con direzione positiva o negativa.
Estendi	Ripristina la visualizzazione della curva in modo che sia rappresentata interamente.
Copia	Copia negli appunti l'immagine del grafico della curva in modo da poterla incollare in un altro documento.
Esporta	Permette di esportare una serie di immagini relativi ai grafici delle curve elaborate. Le immagini vengono salvate nella cartella del progetto, nella sottocartella "CurvePushover". Durante l'esportazione, le opzioni di visualizzazione della curva corrente vengono applicate anche ai grafici di tutte le altre curve.
Grafico ADRS	Attiva la rappresentazione della curva corrente nel grafico ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra).
Grafico3D	Attiva la rappresentazione della curva corrente e delle altre curve in un grafico tridimensionale in cui è possibile apprezzare lo spostamento del punto di controllo anche nella direzione ortogonale alla direzione di spinta.
Help	Apre il manuale di PCM in formato ipertesto al paragrafo relativo alle curve di capacità.
Grafico3D	
Visibile se è stato attivato il grafico tridimensionale.	
Vista 3D	Attiva una vista assonometrica del grafico.
Piano	Attiva una proiezione del grafico nei tre piani coordinati (XY, XZ, YZ)
Mostra box curva	Visualizza un box che inviluppa la curva corrente, il cui spessore corrisponde al massimo spostamento del punto di controllo nella direzione ortogonale alla direzione di spinta.
Colora secondo verifica	Le curve di capacità vengono rappresentate con una colorazione relativa allo stato della verifica.
Copia	Copia negli appunti l'immagine del grafico della curva in modo da poterla incollare in un altro documento.

Estendi	Ripristina la visualizzazione della curva in modo che sia rappresentata interamente.

2.1.9 Cinematismi

La scheda Cinematismi contiene i comandi principali per la gestione del modello cinematico e la creazione dei meccanismi di collasso locale.

Annulla modello cinematico	Annulla il modello strutturale permettendo di tornare alla fase di modellazione architettonica.
Crea cinematismo	Crea un nuovo Cinematismo di tipo sismico oppure statico.
Taglio	
Contiene i comandi che permettono di tagliare i corpi rigidi in modo da ricreare il quadro fessurativo rilevato o ipotizzato per l'edificio oggetto di studio.	
Polilinea	Taglia i solidi per mezzo di piani perpendicolari al primo muro selezionato e passanti per una polilinea definita dall'utente.
Piano qualsiasi	Taglia i solidi per mezzo di un piano passante per tre punti specificati.
Cinematismo	
Definizione	Permette di tracciare gli assi di rotazione per diversi tipi di cinematismo, tra cui: • Ribaltamento semplice • Flessione di parte vincolata ai bordi • Ribaltamento di parete a doppia cortina • Flessione su cerniere oblique • Meccanismo nel piano • Meccanismo a quattro cerniere (disponibile solo con il modulo ECS) • Cinematismo generico
Seleziona corpi	Permette di selezionare i corpi coinvolti nel cinematismo.
Elementi	
Punti	Inserisce un punto materiale in cui è possibile applicare una forza concentrata.
Rinforzi	Permette di inserire elementi di rinforzo come catene o nastri in acciaio o FRP.
Solai	Attiva la visualizzazione dei solai.
Carichi	Attiva la visualizzazione dei carichi.

Colorazione	
Permette di modificare la colorazione dei corpi partecipanti al meccanismo e di tutti gli altri corpi.	
Verifica	Attiva la visualizzazione dell'esito della verifica.
Elaborazione	
Attivare o disattiva il calcolo interattivo dei Cinematismi. In caso di modelli complessi può essere utile disattivare temporaneamente il calcolo interattivo per velocizzare la fase di modellazione.	
Indicatori	
Apre il Report relativo agli Indicatori di Rischio Sismico in funzione delle analisi eseguite.	

2.2 NAVIGATORE

Il Navigatore è una finestra interattiva posta sul lato sinistro dell'interfaccia grafica e costituita dalle seguenti schede:

- Progetto
- Materiali
- Sezioni
- Gruppi strutturali
- Condizioni di carico
- Cinematismi (se è stato creato il modello cinematico)

Di seguito si riporta una descrizione dei comandi e delle funzioni presenti nelle varie schede.

2.2.1 Progetto

La scheda Progetto è dedicata ai seguenti elementi del modello: Piani, Viste, Sezioni, Disegni, Livelli e Gruppi di Selezione.

Gestione piani	Apre una finestra che all'interno della quale è possibile modificare i piani della struttura. È possibile aggiungere o eliminare i piani, rinominarli, modificare l'altezza di interpiano e la pressione del vento.
Piani	Riporta l'elenco di tutti i piani della struttura. Un doppio click sulla voce del piano lo imposta come piano corrente. Nell'elenco il piano corrente appare in grassetto.
Viste	Permette di modificare la vista della finestra corrente semplicemente cliccando sulla voce corrispondente a una vista in pianta, una vista assonometrica o una vista prospettica. La vista attiva nella finestra corrente appare in grassetto.
Sezioni	Contiene l'elenco delle eventuali Sezioni definite nel modello attraverso il comando posto nella scheda Modello della barra multifunzione. Un doppio click sulla voce della sezione la rende attiva e allinea la vista al piano di sezione. Se una sezione è attiva nella finestra corrente appare in grassetto. Un click con il tasto destro del mouse sulla voce di una sezione apre un menu a tendina che permette ulteriori azioni.
Disegni	Riporta l'elenco di tutti i disegni o le immagini inserite nel modello come riferimento alla modellazione. Un click con il tasto destro del mouse sulla voce del disegno apre un menu a tendina che permette di eliminare il disegno.
Livelli	Riporta l'elenco di tutti i Livelli generati a partire dai piani della struttura in fase di creazione del modello strutturale.
Gruppi di selezione	Contiene l'elenco degli eventuali Gruppi di Selezione definiti nel modello.

	Un doppio click sulla voce del gruppo seleziona tutti gli elementi del gruppo. Un click con il tasto destro del mouse apre un menu a tendina che permette ulteriori azioni.

2.2.2 Materiali

La scheda Materiali contiene un elenco dei materiali definiti nel modello suddivisi in:

- Calcestruzzo
- Acciaio
- Muratura esistente
- Muratura nuova
- Materiale generico
- Blocchi e giunti

Il comando Gestione materiali apre una finestra in cui è possibile aggiungere o eliminare i materiali e modificarne le proprietà.

2.2.3 Sezioni

La scheda Sezioni contiene un elenco delle sezioni suddivise in:

- Rettangolari
- Circolari
- Profilati
- Sezioni a T
- Sezioni a L
- Generiche

È inoltre presente l'elenco dei **layout di armatura** per sezioni in calcestruzzo armato. I Layout di armatura definiscono la posizione delle barre longitudinali in acciaio e si dividono in:

- layout per righe
- layout rettangolari
- layout circolari

Il comando Gestione sezioni apre una finestra in cui è possibile aggiungere o eliminare le sezioni e i layout di armatura e modificarne le proprietà.

2.2.4 Terreni

La scheda Terreni contiene un elenco dei terreni definiti nel modello.
Il comando Gestione terreni apre una finestra in cui è possibile aggiungere o eliminare i terreni e modificarne le proprietà.

2.2.5 Gruppi Strutturali

La scheda Gruppi Strutturali contiene un elenco dei gruppi strutturali definiti nel modello nel caso sia disponibile il modulo ECS.

I gruppi strutturali permettono di raggruppare gli elementi costruttivi in modo da originare specifiche modellazioni strutturali.

Al momento i gruppi strutturali sono utilizzati per la modellazione delle Torri e dei Campanili. Una volta completata la modellazione della torre per mezzo dei classici elementi costruttivi, è necessario definire un nuovo Gruppo strutturale (Torre) a cui abbinare tutti gli elementi che costituiscono la torre. Per tale gruppo strutturale sarà possibile specificare nome, colore, lunghezza dei blocchi e le caratteristiche di un eventuale fuoripiombo. A questo punto è sufficiente selezionare tutti gli elementi che costituiscono la torre e specificare nelle proprietà *Gruppo strutturale*, il nome della torre appena definita.

2.2.6 Condizioni di carico

La scheda Condizioni di carico riporta un elenco delle Condizioni di Carico Elementari (CCE) e delle Combinazioni delle Condizioni di Carico (CCC).

Le condizioni di carico elementare (CCE) raggruppano i carichi agenti sulla struttura in funzione della loro tipologia e gli abbinano opportuni coefficienti di combinazione. Il tasto Gestione CCE apre una finestra di dialogo in cui per ogni condizione di carico elementare è possibile consultare un elenco degli elementi cui è stato assegnato un carico associato a tale CCE e modificare eventualmente i relativi coefficienti di combinazione.

Le combinazioni delle condizioni carico (CCC) sono considerate nel corso dell'Analisi Statica non Sismica. Le combinazioni SLU e le combinazioni SLE vengono create automaticamente in funzione dei carichi inseriti e delle condizioni di carico elementare non vuote. La combinazione sismica rappresenta la combinazione dei carichi statici da adottare in un'analisi di tipo sismico. Le combinazioni personali sono ulteriori combinazioni definite dall'utente. Il tasto Gestione CCC apre una finestra di dialogo in cui è possibile modificare le combinazioni e decidere se considerare o meno determinate combinazioni.

2.2.7 Cinematismi

La scheda Cinematismi è presente nel Navigatore solo nel caso in cui sia stato generato il modello cinematico. Contiene un elenco di tutti i cinematismi definiti nel modello suddivisi in Sismici e Statici. Un doppio click sulla voce del cinematismo lo imposta come cinematismo corrente. Nell'elenco il cinematismo corrente appare in grassetto. Un click con il tasto destro del mouse apre un menu a tendina che permette ulteriori azioni.

2.3 FINESTRA GRAFICA

La finestra grafica occupa la zona centrale dell'interfaccia ed è composta da più finestre in modalità multiview. L'utente può personalizzare il layout della finestra grafica attraverso l'ultimo pulsante in basso a destra nella riga di comando.
La suddivisione delle diverse finestre non è rigida, è infatti possibile spostare i contorni delle finestre in modo da ridimensionarle all'interno dello schema prescelto. La finestra attiva presenta un bordo di colore azzurro. Un click all'interno della finestra la rende attiva, mentre un doppio click la estende fino a occupare tutto lo spazio disponibile. Un ulteriore doppio click permette di tornare alla modalità multiview.
Ogni finestra può rappresentare una differente vista della stessa struttura. Per scegliere la vista si possono utilizzare le opzioni presenti nel Navigatore, scheda Modello o i comandi presenti nella barra Multifunzione, scheda Strumenti, gruppo Viste. Nella vista in Pianta è sempre presente la griglia di rifermento, tutte le altre viste presentano invece solo lo sfondo bianco.
Per ruotare la vista si utilizza il comando Orbita3D, è sufficiente premere contemporaneamente il tasto Alt e il tasto sinistro del mouse e muovere il mouse ottenere la vista desiderata.
Per spostare la vista si utilizza il comando Pan, è sufficiente premere il tasto centrale del mouse e muovere il mouse per ottenere la vista desiderata.
Per ingrandire una determinata zona della vista si utilizza il comando Zoom, è sufficiente scorrere la rotellina del mouse fino ad ottenere l'ingrandimento desiderato o attivare il comando Zoom dall'apposito tasto nella riga di comando.
L'elenco dei comandi rapidi è visualizzabile premendo il tasto F1 da tastiera.

2.4 SCHEDE DI SERVIZIO

Nella parte destra dell'interfaccia e sopra la finestra grafica sono presenti diverse schede di servizio contestuali alle varie fasi della progettazione. Di seguito si riporta una descrizione delle varie schede.

2.4.1 Proprietà

La scheda Proprietà mostra le proprietà degli elementi selezionati.
Nel caso siano selezionati più elementi, vengono visualizzate solo le proprietà in comune e il valore appare solo nel caso in cui sia uguale per tutti gli elementi.
Una lista posta nella parte alta della scheda permette di accedere alle proprietà di un solo elemento o di un gruppo di elementi fra quelli selezionati.
Le proprietà sono organizzate in più schede accessibili per mezzo delle seguenti icone:

- **Proprietà** presente per tutti gli elementi
- **Interventi** presente per le Aste del modello strutturale
- **Risultati** presente per Nodi e Aste del modello strutturale

In fondo alla scheda è presente la descrizione della proprietà corrente ed eventuali comandi disponibili per l'elemento selezionato.

2.4.2 Report

La scheda Report permette di visualizzare i report dei risultati delle analisi tra cui: Indicatori di rischio sismico, Forze e spostamenti, Verifiche di sicurezza. Inoltre, è possibile aprire all'interno della scheda un qualsiasi documento in formato TXT o RTF così come la relazione di calcolo prodotta da PCM.
Di seguito una descrizione dei vari documenti consultabili nella scheda Report.

Schede di sintesi	
Indicatori di rischio sismico	Riporta gli indicatori di rischio sismico ottenuti in funzione delle analisi eseguite.
Analisi lineari e non lineari	
Disponibile nella fase operativa relativa alle Analisi Elastiche.	
Forze e spostamenti	Riporta gli spostamenti nodali e le sollecitazioni nelle aste.
Storia evolutiva	Riporta i degradi progressivi e le verifiche degli elementi che plasticizzano ad ogni passo dell'Analisi Sismica Statica non Lineare (Pushover).
Verifiche di sicurezza	Riporta le verifiche delle aste per ogni combinazione delle condizioni di carico o le verifiche relative alla curva pushover corrente.
Analisi semplificate	
Disponibile nella fase operativa relativa alle Analisi Elastiche.	

Condizioni di regolarità per Analisi Sismica secondo §7.2.1	Riporta se la struttura è regolare in pianta e in elevazione, secondo quanto richiesto dalle norme tecniche.
Verifica statica semplificata (§4.5.6.4)	Riporta la verifica statica per costruzioni semplici in muratura.
Verifica sismica semplificata (Costruzioni semplici, §7.8.1.9)	Riporta la verifica sismica semplificata per costruzioni semplici.
Verifica sismica semplificata: Palazzi, Ville (Dirett. PCM 9.2.2011, §5.4.2)	Riporta la verifica sismica semplificata per edifici tipo Palazzi e Ville. La verifica viene eseguita mediante un'analisi sismica lineare.
Vulnerabilità sismica: resistenza convenzionale	Riporta la verifica sismica semplificata secondo quanto richiesto dalla Regione Umbria L.R. 3 del 8.2.2013. La verifica viene eseguita mediante un'analisi sismica lineare.
Calcoli semplici per controllo risultati	Riporta la somma delle Reazioni Vincolari per ogni combinazione delle condizioni di carico.
Analisi Cinematica	
Disponibile nella fase operativa relativa all'Analisi Cinematica.	
Azione sismica	Riporta i parametri dell'azione sismica considerata nelle analisi.
Elaborazione cinematismi	Riporta i dati e i risultati dei cinematismi analizzati.
Sintesi risultati	Riporta una sintesi dei risultati relativi ai cinematismi analizzati: moltiplicatore di collasso, indicatore di rischio sismico in termini di PGA e TR per SLD ed SLV.

2.4.3 Curva Pushover

La scheda è disponibile se l'analisi corrente è l'Analisi Sismica Statica non Lineare e contiene la curva di capacità della struttura. Attraverso il menu a discesa è possibile selezionare la curva di interesse e con l'ausilio delle frecce è possibile selezionare il passo corrente della curva. Il passo può essere selezionato anche con un click col tasto destro del mouse sul grafico della curva.

2.4.4 Cinematismi

La scheda è disponibile se l'analisi corrente è l'Analisi Cinematica e permette di visualizzare, attraverso un grafico, gli indicatori di rischio sismico in termini di PGA e TR per tutti i cinematismi analizzati. La parte alta della scheda permette di visualizzare e editare un commento relativo al cinematismo corrente.

2.4.5 Trova

La scheda Trova è disponibile per la fase operativa relativa alle analisi elastiche. Contiene un elenco di tutte le aste e i nodi del modello con le rispettive proprietà. Per attivare la tabella dei nodi o delle aste è sufficiente selezionare la voce corrispondente nel menu a discesa presente nella barra in alto. Nelle tabelle è possibile applicare dei filtri selezionando una o più opzioni tra quelle presenti nelle finestre a scomparsa attivabili dal titolo delle diverse colonne. Inoltre, cliccando sul titolo delle colonne è possibile ordinare gli elementi in base alla relativa proprietà. La scheda non permette la modifica diretta della proprietà degli elementi ma permette di selezionare gli elementi interessati per poi modificare le loro proprietà nella scheda *Proprietà*.

Per selezionare gli elementi è sufficiente cliccare sulla prima colona in corrispondenza della riga corrispondente. È possibile selezionare più elementi contemporaneamente con Ctrl+Click, mentre con Shift+Click su un nuovo elemento si selezionano tutti gli elementi a partire dal primo elemento selezionato.

Il comando *Seleziona tutto* permette di selezionare tutti gli elementi presenti in tabella, mentre il comando *Inverti selezione* deseleziona gli elementi selezionati e seleziona tutti gli altri. Il comando *Annulla filtri* azzera tutti i filtri attivi nella tabella.

Nella tabella delle Aste il comando *Seleziona nodi* seleziona tutti i nodi delle aste selezionate. Nella tabella dei Nodi, il comando *Seleziona aste* seleziona tutte le aste convergenti nei nodi selezionati.

2.4.6 Segnalazioni

Le segnalazioni rilevate nel corso delle varie fasi operative sono raccolte nella scheda Segnalazioni, posta sotto la Barra multifunzione. Le segnalazioni possono essere di tre tipi:

ⓘ	**Messaggi**	informazioni generali
⚠	**Avvertenze**	aspetti che non impediscono l'analisi ma possono celare un problema
⊗	**Errori**	aspetti che impediscono l'analisi o causano la sua interruzione

Ogni riga dell'elenco riporta la fase operativa e la descrizione della segnalazione. Se alla segnalazione è associato un commento o un determinato gruppo di elementi, è possibile espandere la riga e consultare queste informazioni aggiuntive. Gli elementi associati alla segnalazione possono essere selezionati nel modello per mezzo della freccia posta alla fine della riga.

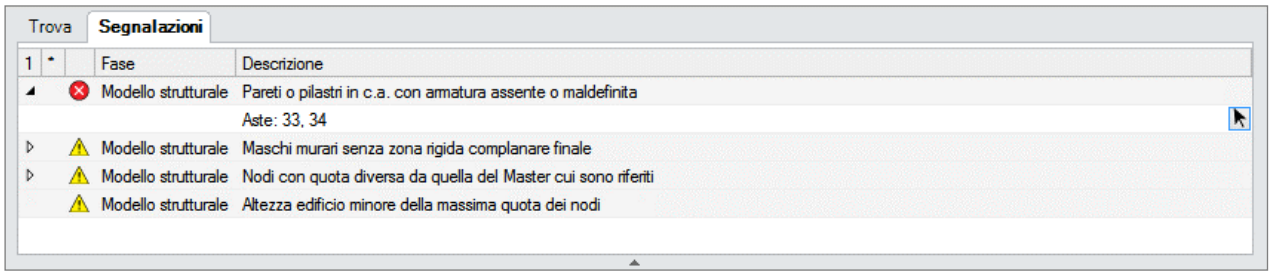


Figura 7. Finestra delle segnalazioni

2.5 RIGA DI COMANDO

Sul lato inferiore dell'interfaccia è presente la riga di comando che permette di fornire gli input necessari all'esecuzione dei vari comandi. La parte destra della riga di comando contiene i seguenti comandi rapidi.

Zoom Finestra	Esegue uno zoom della finestra specificata attraverso due punti.
Zoom Estensioni	Esegue uno zoom in modo che il modello sia interamente visualizzato nella finestra grafica. Un doppio click esegue il comando in tutte le finestre che compongono il layout multiview.
Legenda	Visualizza una legenda all'interno della finestra grafica, contestuale agli elementi rappresentati.
Assi	Visualizza gli assi del sistema di riferimento globale e gli assi locali delle aste selezionate.
Distanza	Misura le distanze nel modello.
Snapshot	Copia negli appunti l'immagine della finestra grafica per poterla incollare altrove.
Multiview	Permette di personalizzare il layout della finestra grafica nella modalità multiview. Le opzioni disponibili sono: • 2 Finestre verticali o orizzontali • 3 Finestre di cui la principale può essere posizionata in alto, in basso, a destra o a sinistra • 4 Finestre tutte uguali

2.6 AZIONE SISMICA

La finestra Azione Sismica consente di definire i parametri relativi all'azione sismica da considerare nelle analisi. La finestra è organizzata in tre schede: Sito, Struttura, Fattori.

2.6.1 Sito

Pericolosità sismica di base

In questa sezione è possibile definire l'ubicazione del sito per determinare i parametri della pericolosità sismica di base. Se il sito è compreso nel reticolo sismico di riferimento è necessario inserire le coordinate geografiche (longitudine e latitudine in gradi sessadecimali) e specificare il tipo di interpolazione. Se invece il sito è ubicato in una delle isole presenti nell'elenco sottostante è sufficiente specificare il nome dell'isola.
Se il sito è individuato da coordinate geografiche, un grafico mostra i 4 nodi del reticolo sismico più prossimi al sito, utilizzati per il calcolo della pericolosità sismica di base.

La pericolosità sismica di base una data località è nota se, per prefissati valori del periodo di ritorno T_R, sono note le ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$ in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido e superfice topografica orizzontale. Pertanto, la pericolosità sismica è definita dai seguenti parametri:

- a_g massima accelerazione attesa sul sito
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

La normativa fornisce i valori di a_g, F_o e T_C* su tutto il territorio nazionale per 10751 punti di un reticolo di riferimento e per le isole. I valori sono forniti per 9 valori del periodo di ritorno T_R (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni).
La normativa specifica inoltre come interpolare i valori di riferimento per ottenere i valori di a_g, F_o e T_C^* per qualunque sito del territorio nazionale e per qualunque valore del periodo di ritorno T_R compreso nell'intervallo [30-2475] (NTC2008 - Allegati A e B). Per T_R<30, con riferimento al programma di ricerca DPC-ReLUIS si opera un'estrapolazione con una funzione del tipo $a_g(T_R) = k\,(T_R)^{\alpha}$, dove k e α sono calcolati sulla base delle prime tre coppie (T_R, a_g).
La tabella in questa sezione fornisce i parametri della pericolosità sismica di base per il sito di ubicazione dell'edificio.

Risposta sismica locale

La risposta sismica locale deriva dalla pericolosità sismica di base e tiene conto delle amplificazioni di origine stratigrafica e topografica. Per determinare la risposta sismica locale sono disponibili due approcci:

Approccio semplificato secondo normativa	È l'approccio attivo di default. Si basa sulla classificazione del sottosuolo e l'individuazione, mediante apposite tabelle fornite dalla normativa, del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S, del coefficiente di amplificazione topografica S_T nonché del coefficiente

	C_C che modifica il periodo T_C e di conseguenza gli altri periodi notevoli dello spettro (§3.2.2-3). La tabella sottostante fornisce i parametri notevoli degli spettri di risposta in accelerazione orizzontale e verticale.
Approccio rigoroso con Analisi RSL	Se è stata condotta un'Analisi della Risposta Sismica Locale è possibile attivare l'approccio rigoroso con Analisi RSL e specificare i parametri degli spettri di risposta in accelerazione per i periodi di ritorno analizzati. Dato che nella procedura di regolarizzazione i periodi notevoli dello spettro T_B, T_C, e T_D sono legati dalle stesse relazioni fornite dalla normativa, per un dato T_R sarà sufficiente specificare i valori di a_{max} (accelerazione al punto di ancoraggio dello spettro), F_o e T_C. Se i parametri degli spettri sono disponibili per la sola componente orizzontale è possibile lasciare vuoti i campi relativi alla componente verticale per cui si seguirà l'approccio semplificato secondo normativa. I parametri degli spettri per periodi di ritorno diversi da quelli specificati saranno ricavati scalando i parametri relativi all'approccio semplificato secondo normativa. Supponiamo che i risultati dell'analisi della Risposta Sismica Locale siano disponibili per n valori di TR compresi nell'intervallo [T_{R1} – T_{Rn}]. Per risalire al valore di a_{max} per un tempo di ritorno T_R compreso nell'intervallo [1-2475] si segue la seguente procedura: • se T_R è compreso nell'intervallo [T_{Ra} - T_{Rb}], dove T_{Ra} e T_{Rb} sono periodi di ritorno forniti dall'analisi RSL, $a_{max}(T_R)$ viene calcolato interpolando tra $a_{max}(T_{Ra})$ e $a_{max}(T_{Rb})$ utilizzando l'espressione fornita nell'allegato A delle NTC 2008. Nello specifico: $$\log\left(a_{max}(T_R)\right) = \log\left(a_{max}(T_{Ra})\right) + \log\left(\frac{a_{max}(T_{Rb})}{a_{max}(T_{Ra})}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{Ra}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{Rb}}{T_{Ra}}\right)\right]^{-1}$$ • se T_R<T_{R1}, l'accelerazione da analisi della Risposta Sismica Locale $a_{max}(T_R)^{RSL}$ viene calcolata scalando il corrispondente valore relativo alla pericolosità sismica di base $a_g(T_R)^{NTC}$, secondo la seguente espressione: $$a_{max}(T_R)^{RSL} = a_g(T_R)^{NTC} \cdot \frac{a_{max}(T_{R1})^{RSL}}{a_g(T_{R1})^{NTC}}$$ • se T_R>T_{Rn}, l'accelerazione da analisi della risposta sismica locale $a_{max}(TR)^{RSL}$ viene calcolata scalando il corrispondente valore relativo alla pericolosità sismica di base $a_g(T_R)^{NTC}$, secondo la seguente espressione: $$a_{max}(T_R)^{RSL} = a_g(T_R)^{NTC} \cdot \frac{a_{max}(T_{Rn})^{RSL}}{a_g(T_{Rn})^{NTC}}$$

	Una procedura analoga viene applicata per risalire ai valori di $F_o(T_R)$ e $T_C(T_R)$.

2.6.2 Struttura

Classe d'uso, Vita nominale, Tempo di ritorno per ogni Stato Limite	
Classe d'uso	Classificazione della costruzione con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso.
C_u - Coefficiente d'uso	Coefficiente relativo alla Classe d'uso della costruzione.
V_N - Vita nominale	La vita nominale di progetto di un'opera è definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.
V_R - Periodo di riferimento per l'azione sismica	Le azioni sismiche sono valutate in relazione al periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U.
P_{VR} - Probabilità di superamento nel periodo V_R	Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) le azioni sismiche dipendono dalla corrispondente probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R. L'impostazione di default è coerente con la normativa (§3.2.1), possono tuttavia essere utilizzati valori personalizzati se ad esempio si desidera si desidera raggiungere un maggior livello di sicurezza.
T_R - Tempo di ritorno dell'azione sismica	Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC), in funzione della relativa probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento (P_{VR}), si ricava il periodo di ritorno dell'azione sismica utilizzando la seguente relazione: $$T_R = -V_R / \ln\left(1 - P_{V_R}\right)$$
Spettri di risposta al suolo	
Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) vengono forniti i parametri degli spettri di risposta elastici in accelerazione orizzontale e verticale. Nel caso in cui la risposta sismica locale sia stata definita con approccio rigoroso saranno riportate due tabelle relative ai due approcci: approccio semplificato secondo normativa, approccio rigoroso con analisi RSL.	
Approccio semplificato secondo normativa	Parametri degli spettri di risposta in accelerazione orizzontale e verticale con risposta sismica locale da approccio semplificato secondo normativa. **Componente orizzontale:** **a_g** accelerazione al suolo su sito di riferimento rigido orizzontale

S_S fattore di amplificazione stratigrafica. Funzione di a_g, F_o e della categoria di sottosuolo specificata nella scheda Sito (Tab. 3.2.IV, §3.2.3.2.1)

S fattore che tiene conto dell'amplificazione stratigrafica e topografica mediante la relazione $S = S_S \cdot S_T$, dove S_T è il coefficiente di amplificazione topografica definito nella scheda Sito (Tab. 3.2.V, §3.2.3.2.1).

F_o fattore di amplificazione spettrale massima

T_B periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato dalla relazione $T_B = T_C/3$

T_C periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione $T_C = C_C * T_C^*$. CC è un coefficiente definito in funzione della categoria di sottosuolo e di T_C^* (Tab. 3.2.IV, §3.2.3.2.1)

T_D periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione $T_D = 4.0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$

Componente verticale:

a_g accelerazione al suolo su sito di riferimento rigido orizzontale

S fattore che tiene conto dell'amplificazione stratigrafica e topografica mediante la relazione $S = S_S \cdot S_T$, dove $S_S = 1$ (§3.2.3.2.1, Tab. 3.2.VI) e S_T è il coefficiente di amplificazione topografica definito nella scheda Sito (§3.2.3.2.1, Tab. 3.2.V)

F_v fattore di amplificazione spettrale massima definito dalla relazione $F_v = 1.35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0.5}$

T_B periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato da $T_B = 0.05\ s$ (§3.2.3.2.1, Tab. 3.2.VI)

T_C periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C = 0.15\ s$ (§3.2.3.2.1, Tab. 3.2.VI)

T_D periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, dato da $T_D = 1.00\ s$ (§3.2.3.2.1, Tab. 3.2.VI)

I campi con sfondo colorato possono essere personalizzati nel caso si disattivi la Reimpostazione Automatica (tasto nella barra superiore della finestra). Modificando uno qualsiasi dei valori, tutti i parametri assumono lo stesso valore al variare dello stato limite. Il valore di a_g mantiene la coerenza con i valori da normativa a meno che non sia modificato a sua volta. I valori che non sono coerenti con l'impostazione da normativa appaiono con sfondo giallo. Per ripristinare i valori da Normativa utilizzare il comando Reimposta o attivare la Reimpostazione automatica (barra superiore). Affinché il

	calcolo dell'indicatore di rischio sismico in termini di PGA e T_R sia svolto correttamente si consiglia di non modificare questi parametri e definire, invece, azioni sismiche personalizzate sfruttando l'approccio rigoroso con Analisi RSL.
Approccio rigoroso con Analisi RSL	Visibile se nella scheda Sito la relativa opzione è attiva. La tabella fornisce i parametri degli spettri in accelerazione orizzontale e verticale da approccio rigoroso con Analisi RSL: **a_{max}** accelerazione di ancoraggio, ovvero l'ordinata dello spettro per T=0 **F** fattore di amplificazione spettrale massima **T_B** periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato dalla relazione $T_B = T_C/3$ **T_C** periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro **T_D** periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione $T_D = 4.0 \cdot \frac{a_{max}}{g} + 1.6$

Spettri di risposta di piano

Piccole strutture realizzate sulla copertura di un edificio, come ad esempio una pergola, un gazebo o una tettoia in legno o in acciaio, possono essere analizzate separatamente rispetto alla struttura principale. È possibile quindi realizzare un modello strutturale che includa la sola struttura secondaria, e svolgere analisi sismiche lineari (statica lineare o dinamica modale) utilizzando gli spettri di piano invece che lo spettro di risposta al suolo.

Per attuare questa procedura in modo rigoroso occorre innanzitutto svolgere l'analisi modale della struttura principale. Successivamente, nel file della struttura secondaria, sarà possibile definire l'azione sismica sulla base di opportuni spettri di piano che tengano conto del comportamento dinamico della struttura principale.

Nel file della struttura secondaria, è necessario attivare l'opzione "**Spettri di piano**" e specificare i seguenti parametri. Il coefficiente di smorzamento viscoso ξ e il fattore di comportamento q della struttura secondaria possono essere normalmente definiti nella scheda "Fattori".

Una volta definiti gli spettri di piano, questi possono essere visualizzati nel grafico degli spettri e saranno utilizzati nel corso delle analisi sismiche lineari (statica lineare e dinamica modale) per caratterizzare l'azione sismica agente sulla struttura secondaria.
Il collegamento tra i file di struttura secondaria e struttura principale è costantemente aggiornato. Supponiamo che nel file della struttura principale intervengano delle modifiche che alterino i risultati dell'analisi modale. Tornando nel file della struttura secondaria, gli spettri di piano saranno automaticamente aggiornati sulla base del nuovo comportamento della struttura principale.

File della struttura principale	Attraverso il tasto (…) è possibile selezionare il file relativo al modello della struttura principale su cui sia stata svolta l'analisi modale. In assenza di un'analisi di questo tipo, è comunque possibile definire opportuni spettri di piano sulla base di una stima dei modi fondamentali.
Formulazione	Formulazione adottata nella definizione degli spettri di piano corrispondente a una delle formule proposte in NTC 2018, §C7.2.3: • **C7.2.3** Formulazione generica. • **C7.2.5** Formulazione semplificata per elementi non strutturali, impianti, meccanismi locali. • **C7.2.11** Formulazione semplificata per costruzioni con struttura a telai.
Contributo modale	Determina il contributo modale, cioè i modi di vibrare della struttura principale considerati nel calcolo dello spetro di piano: • **Tutti i modi significativi.** Si tiene conto dei modi di vibrare calcolati nell'analisi modale della struttura principale; e in particolare di tutti i modi da considerare, secondo quanto specificato in Parametri di Calcolo > Modale. • **Solo il modo fondamentale.** Si tiene conto del modo di vibrare della struttura principale con la maggior massa partecipante nella direzione sismica considerata. • **Modo fondamentale stimato.** Si considera un modo fondamentale con periodo, forma modale, e coefficiente di partecipazione specificati manualmente dall'utente. I valori iniziali sono ottenuti con le formule semplificate riportate in fondo alla finestra.
H	Altezza della struttura principale rispetto al piano di fondazione.
X, Y, Z	Coordinate nel sistema di riferimento della struttura principale del punto in cui si vuole calcolare l'accelerazione sismica e quindi lo spettro di piano. Le coordinate permettono di determinare la forma modale per ogni modo considerato. Si distinguono due casi in base al contributo modale selezionato. **1. Tutti i modi significativi / Solo modo fondamentale** La forma modale deriva dall'analisi modale della struttura principale. Se le coordinate coincidono con un nodo della struttura, la forma modale viene assunta pari allo spostamento modale del nodo.

	In caso contrario la forma modale viene calcolata come media pesata degli spostamenti modali di tutti i nodi della struttura. Concettualmente, ogni nodo contribuisce alla media con un peso inversamente proporzionale alla sua distanza dal punto specificato, ma allo scostamento verticale viene attribuito un'importanza maggiore rispetto allo scostamento orizzontale. Precisamente, il peso con cui ogni nodo contribuisce alla media è dato dalla seguente espressione: $$w_i = \frac{1}{\sqrt{(x_i - X)^2 + (y_i - Y)^2 + (z_i - Z)^8}}$$ dove: x_i, y_i, z_i sono le coordinate del nodo i-esimo; X, Y, Z sono le coordinate del punto specificato. **2. Modo fondamentale stimato** La forma modale è calcolata con la seguente formula: $$\psi = \left(\frac{Z}{H}\right)^k$$ dove: Z è la coordinata specificata in input; H è l'altezza della struttura principale specificata in Parametri di Calcolo > Sismica; k è un coefficiente in input, pari a 1 se si vuole assumere una deformata modale con andamento lineare.
a(Tk)	Fattore di amplificazione dei periodi propri della struttura principale. Gli spettri di piano sono fortemente influenzati dal livello di non-linearità della struttura principale. Infatti, presentano una forte amplificazione in corrispondenza del periodo fondamentale della struttura elastica; ma tale amplificazione si riduce considerevolmente quando la struttura entra in campo non lineare perché le progressive plasticizzazioni determinano un incremento dei periodi propri di vibrazione. Grazie a questo parametro è possibile amplificare i periodi di vibrare calcolati in fase elastica tenendo conto del comportamento non lineare della struttura principale. Solo per formulazione C7.2.3 e C7.2.5.
ξ_k	Smorzamento viscoso equivalente della struttura principale in %. Gli spettri di piano sono fortemente influenzati dal livello di non-linearità della struttura principale. È possibile tener conto di questo comportamento grazie ad un maggior smorzamento viscoso, ad esempio specificando 10% invece che 5%. Solo per formulazione C7.2.3 e C7.2.5.

β	Coefficiente di accoppiamento tra i modi di vibrare della struttura principale e secondaria (variabile tra 0.4 e 0.5). Solo per formulazione C7.2.3.
k	Coefficiente per la stima della forma modale come da seguente espressione: $$\psi = \left(\frac{Z}{H}\right)^k$$ Solo in caso di contributo modale con modo fondamentale stimato.
T_{1X}, T_{1Y}	Periodo di vibrazione fondamentale della struttura principale in direzione X e Y. In input in caso di modo fondamentale stimato.
γ_{1X}, γ_{1Y}	Coefficiente di partecipazione modale del modo fondamentale della struttura principale in direzione X e Y. In input in caso di modo fondamentale stimato. Non rilevante in caso di formulazione C7.2.11.
ψ_{1X}, ψ_{1Y}	Forma modale a quota Z del modo di vibrare fondamentale della struttura principale, in direzione X e Y.

2.6.3 Fattori

Spettro di risposta: componente orizzontale	
Spettro elastico	È possibile specificare lo smorzamento viscoso per lo spettro elastico. Il valore di default è ξ = 5%
Spettro di Progetto SLD	È possibile specificare il fattore di comportamento per lo spettro di progetto SLD. Il valore di default è q = 1.5
Spettro di Progetto SLV/SLC	È possibile specificare il fattore di comportamento per lo spettro di progetto SLV o SLC. Per determinare il valore del fattore di comportamento sono disponibili tre utili riferimenti: • il valore suggerito dalla normativa in funzione del tipo di costruzione, del rapporto α_u/α_1 e della regolarità in altezza (§7.3.1, §C8.5.5.1) • il valore ottenuto per mezzo di un'eventuale analisi pushover • il valore da non superare per rispettare l'indicazione della normativa (§7.3.1) secondo cui lo spettro di progetto SLV deve essere superiore o uguale allo spettro SLD in ogni punto.
Spettro di risposta: componente verticale	
Spettro elastico	Smorzamento viscoso per lo spettro elastico, ξ=5%
Spettro di Progetto SLD	Fattore di comportamento per lo spettro di progetto SLD, q=1.5

Spettro di Progetto SLV/SLC	Fattore di comportamento per lo spettro di progetto SLV o SLC, q=1.5.
PGA	
Nelle analisi sismiche la capacità della struttura è fornita in termini di PGA (Peak Ground Acceleration), cioè la massima accelerazione al suolo sostenibile dalla struttura. Questa può essere identificata con l'accelerazione su roccia (a_g) o con l'accelerazione al suolo che tiene conto dell'amplificazione stratigrafica e topografica ($a_g \cdot S$).	

2.6.4 Grafico degli spettri

Il grafico fornisce una rappresentazione degli spettri di risposta in accelerazione distinti per:

- Spettro elastico o di progetto
- Stato limite SLO, SLD, SLV, SLC
- Direzione X, Y, Z
- Risposta sismica locale da approccio semplificato (Spettri da Normativa) o da approccio rigoroso (Spettri da Analisi RSL)

2.7 PARAMETRI DI CALCOLO

La finestra dei Parametri di Calcolo raccoglie diversi parametri che influiscono sulla modellazione e sull'elaborazione delle analisi. I parametri sono organizzati in schede.
Il simbolo ► presente in alcuni parametri indica l'opzione coerente con la normativa vigente.
Il comando *Reimposta* ripristina la configurazione di default di tutti i parametri mentre il comando *Importa* permette di ereditare i parametri da un altro progetto.

2.7.1 Generale

Gestione modello	
Analisi per Fasi Costruttive	L'analisi per Fasi Costruttive è una tecnica di modellazione strutturale che permette di ottenere uno stato di sollecitazione più realistico negli elementi murari. L'analisi modifica automaticamente i parametri meccanici e i vincoli degli elementi strutturali per le diverse tipologie di carico per descrivere in modo appropriato gli schemi statici che meglio corrispondono ai carichi applicati. Tra le proprietà delle aste nel gruppo *Fasi costruttive* è presente l'opzione *Blocca modifiche* che permette di escludere gli elementi selezionati dalle modifiche relative all'analisi per Fasi Costruttive.
Tipi di analisi	
Permette di selezionare le analisi da eseguire.	
Analisi Modale	L'Analisi Modale è sempre attiva. Determina le caratteristiche dinamiche della struttura ovvero i suoi modi di vibrare. Le masse considerate nell'analisi sono le masse sismicamente attive associate ai carichi gravitazionali determinati con la seguente combinazione: $G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$ (§2.5.3, 2.5.7)
Analisi Statica Non sismica	Attiva l'Analisi Statica non Sismica che determina lo stato della struttura per tutte le Condizioni di Carico Elementare (CCE) per cui sono stati specificati dei carichi e per le Combinazioni delle Condizioni di Carico (CCC) attive.
Analisi Sismica Statica Lineare	Attiva l'Analisi Sismica Statica Lineare, applicabile solo se sono soddisfatte le seguenti condizioni: *1.* la risposta sismica della costruzione, in ogni direzione principale, non dipende significativamente dai modi di vibrare superiori (§7.3.2). *Consultare i risultati dell'analisi modale per accertare tale condizione.* *2.* il modo di vibrare principale nella direzione in esame T_1 non supera 2,5 T_C o T_D (§7.3.3.2). *T_1 può essere stimato con la*

	relazione approssimata $T_1=C_1 \cdot H^{3/4}$ o determinato per mezzo di analisi modale. La condizione deve essere soddisfatta per tutti gli stati limite considerati. 3. la costruzione è regolare in altezza (§7.3.3.2). Per gli edifici in muratura l'analisi è consentita anche nel caso di costruzioni irregolari in altezza (§7.8.1.5.2) purché nella valutazione delle forze sismiche (§7.3.3.2) si applichi il coefficiente λ=1.0. *Per accertare le condizioni di regolarità in altezza eseguire l'analisi Statica Lineare e consultare il Report "'Condizioni di Regolarità per Analisi Sismica secondo §7.2.1".*
Analisi Sismica Dinamica Modale	Attiva l'Analisi Sismica Dinamica Modale, applicabile in tutti i casi.
Analisi Sismica Statica non Lineare	Attiva l'Analisi Sismica Statica non Lineare (Pushover).

2.7.2 Sismica

Direzione sismica e quote di riferimento	
Angolo tra sistema di riferimento globale XY e direzioni sismiche X'Y', α	Permette di specificare direzioni principali dell'azione sismica X' e Y' diverse rispetto alle direzioni degli assi globali X e Y. Il parametro ha effetto sia per le Analisi Sismiche Lineari che per l'analisi Pushover.
Altezza della costruzione a partire dal piano di fondazione, H	Il valore di default è pari a 3m. Il parametro deve essere aggiornato manualmente in base all'altezza della struttura.
Quota di inizio degli effetti sismici, H_S	La quota è specificata rispetto allo zero di progetto. Specificando un valore negativo si può tenere conto dell'altezza delle fondazioni mentre con un valore positivo si può escludere dal calcolo delle forze sismiche eventuali piani interrati. Nelle analisi le masse poste ad una quota inferiore rispetto a quella specificata saranno considerate non attive.
In caso di sisma verticale considerare sempre il 100% degli effetti	Questa opzione permette di considerare sempre il 100% degli effetti legati alla componente verticale dell'azione sismica anche quando la combinazione direzionale imporrebbe di considerare solo il 30% degli effetti.
Analisi Sismiche Lineari	
Direzione di analisi	Permette di selezionare le direzioni da considerare nel calcolo delle forze sismiche. Nel caso in cui la direzione Z sia attiva, l'analisi

	sismiche lineari (Analisi Sismica Statica Lineare e Analisi Sismica Dinamica Modale) terranno di conto delle forze inerziali dovute alla componente verticale del sisma.
Combinazione delle componenti	Le varie componenti dell'azione sismica devono essere considerate simultaneamente (§7.3.5). La combinazione degli effetti può essere effettuata con una delle seguenti modalità. • Radice quadrata della somma dei quadrati $$E = \sqrt{E_X^2, + E_Y^2, + E_Z^2}$$ • Sommare ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nelle altre direzioni (unica modalità indicata in §7.3.5) $$E = Max \begin{bmatrix} E_X, + 0.3E_Y, + 0.3E_Z \\ 0.3E_X, + E_Y, + 0.3E_Z \\ 0.3E_X, + 0.3E_Y, + E_Z \end{bmatrix}$$
Ignorare gli effetti dei momenti torcenti dovuti all'eccentricità accidentale	Permette di ignorare gli effetti torcenti dovuti all'eccentricità accidentale nelle analisi sismiche lineari (NTC 2018, §7.2.6). In caso di livello rigido l'effetto è ottenuto applicando un momento torcente al nodo master di tale livello, invece, nel caso di livello deformabile le forze incrementali vengono rimodulate in modo da generare la stessa risultante traslazionale ma anche una coppia torcente equivalente all'effetto dell'eccentricità accidentale.
Ignorare l'amplificazione degli spostamenti con fattore μ nel calcolo delle tensioni sul terreno	Nelle analisi che tengono conto del fattore di comportamento q, gli spostamenti devono essere amplificati con il fattore μ_d (§7.3.3.3, §C.7.3.7) Lo spostamento dei nodi di fondazione determina la tensione sul terreno attraverso il coefficiente di Winkler. Pertanto, ignorando l'amplificazione dello spostamento sismico verticale dei nodi di fondazione si evita una sovrastima delle tensioni sul terreno.
Eseguire le verifiche di sicurezza anche per le combinazioni (N_{min}, T/M_{max}), (N_{max}, T/M_{min})	Specifica se considerare le combinazioni con Sforzo Normale minimo e Taglio e Momento massimo e le combinazioni con Sforzo Normale massimo e Taglio e Momento minimo che in molti casi possono essere poco realistiche ed eccessivamente penalizzanti.
Analisi Sismica Statica Lineare	
Periodo principale T1	Il periodo fondamentale da considerare nell'analisi Sismica Statica Lineare può essere specificato in due modi: • manualmente, riportando i risultati dell'analisi modale • attraverso una formula semplificata (§C7.3.3.2)

λ=1.00 nella definizione delle forze sismiche	Per gli edifici in muratura l'Analisi Sismica Statica Lineare è applicabile anche in caso di edifici irregolari in altezza, purché nella definizione delle forze sismiche si ponga λ=1.00 (§7.3.3.2, §7.8.1.5.2).
Progettazione semplificata per zone a bassa sismicità	Permette di eseguire l'Analisi Sismica Statica Lineare considerando l'accelerazione di progetto $S_d(T_1)$ specificata in input.
Verifica di Disgregazione Muraria	
Considerare la Disgregazione muraria nella valutazione della sicurezza sismica	Grazie a questa opzione è possibile considerare o meno la verifica di Disgregazione muraria nella sintesi dei risultati relativi alla valutazione della sicurezza sismica (Report "Indicatori di Rischio Sismico"). Per maggiori informazioni sulla verifica di Disgregazione muraria, consultare il capitolo ad essa dedicato nella sezione "Fasi Operative".

2.7.3 Modale

Il metodo di calcolo utilizzato per l'esecuzione dell'analisi modale è il metodo di Lanczos.

Numero di modi da calcolare
Specifica il numero di modi di vibrare da calcolare. Il valore di default è pari a 50.
Numero di modi da considerare
Sono disponibili diverse opzioni: • Tutti i modi calcolati • Un numero di modi specificato in input • Tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% • Un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% • Tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% (opzione indicata in §7.3.3.1)

Metodo di combinazione dei modi	
SRSS	Radice quadrata della somma dei quadrati (Square Root of Sum of Squares). Questo metodo viene applicato solo se ciascun modo differisce di almeno il 10% da tutti gli altri, come indicato in OPCM 3274/2003.
CQC	Combinazione quadratica completa (opzione indicata in §7.3.3.1).

2.7.4 Muratura

Tipo di edificio	
Muratura	Specifica se l'edificio è in: • Muratura Ordinaria • Muratura Armata In caso di muratura armata è possibile attivare la Progettazione in Capacità (§7.8.1.7)
Edificio	Specifica se l'edificio è un: • Edificio Nuovo • Edificio Esistente In caso di edificio nuovo è possibile attivare la verifica di Robustezza (§3.1.1)
Coefficienti parziali di sicurezza	I coefficienti parziali di sicurezza differiscono per analisi statica e analisi sismica. La normativa vigente indica per l'analisi Statica valori variabili da 2.0 a 3.0 (§4.5.6.1), per l'analisi Sismica valori ridotti del 20% e comunque non inferiori a 2.0 (§7.8.1.1).
Fattori di confidenza	Specifica se i fattori di confidenza FC debbano essere applicati solo alle resistenze dei materiali o anche ai moduli elastici.
Coefficienti correttivi	Malta scadente: ignorare la riduzione in presenza di interventi di consolidamento. Per gli elementi strutturali caratterizzati da malta scadente, le proprietà meccaniche del materiale ai fini delle verifiche sismiche vengono ridotte per mezzo di opportuni coefficienti correttivi (0.7 per le resistenze, 0.8 per i moduli elastici). Attivando questa opzione, in presenza di interventi di consolidamento la riduzione delle proprietà meccaniche viene ignorata.
Maschi murari	
Contributo rigidezza trasversale	Scegliendo di ignorare la rigidezza trasversale dei maschi murari, la rotazione z (rotazione nel piano di flessione ortogonale) viene svincolata agli estremi dell'asta. Di conseguenza i maschi murari non saranno soggetti a momento flettente e taglio nel piano di flessione ortogonale alla parete. La modifica del vincolamento viene effettuata in fase di analisi, non ha quindi effetto sulle proprietà in input delle aste.
Assemblaggio rigidezza flessionale (EJ) per elementi contigui	Permette di incrementare la rigidezza flessionale di maschi adiacenti in modo da ripristinare la rigidezza flessionale della parete non suddivisa. L'assemblaggio viene effettuato tra maschi murari

	che: sono dello stesso piano, hanno la stessa sigla di "Assemblaggio" (specificata nelle proprietà dell'asta, hanno identico vincolamento nei confronti della flessione complanare, non hanno cerniere complanari ad entrambi gli estremi. Per l'assemblaggio di un gruppo di pareti, si definisce un'ideale parete assemblata, la cui geometria è così determinata: la lunghezza (dimensione maggiore della sezione trasversale) è pari alla somma delle lunghezze di tutte le pareti appartenenti al gruppo, lo spessore si assume tale che l'area complessiva in pianta resti la stessa. Si calcola così il momento d'inerzia della parete assemblata e dividendolo per la somma dei momenti d'inerzia delle singole pareti si ottiene il coefficiente moltiplicativo da applicare all'EJ di ogni singola parete del gruppo. Il correttivo viene applicato in sede di generazione della matrice di rigidezza di ogni asta interessata.
Link orizzontali rigidi anche fuori piano	Nella modellazione a telaio equivalente di una struttura in muratura, il collegamento tra fasce di piano e maschi murari adiacenti o tra maschi di muri ortogonali è realizzato per mezzo di link rigidi orizzontali. Per impostazione di default i link sono infinitamente rigidi sia nel piano del muro che nel fuori piano, cioè nel piano dell'impalcato. Se l'opzione viene disattivata i link saranno infinitamente rigidi nel piano del muro, ma con rigidezza finita nel fuori piano. In questo caso, la rigidezza dei link nel piano di flessione orizzontale sarà quella di un'asta col materiale del muro di appartenenza e sezione rettangolare di dimensioni pari allo spessore del muro e metà della sua altezza.
Comportamento muratura	
Diagramma di calcolo tensione - deformazione	Definisce il diagramma di comportamento della muratura secondo uno dei seguenti modelli (NTC 2018, §4.1.2.1.2.1): • Stress block, con $M_u = \left(l^2 \cdot t \cdot \frac{\sigma_0}{2}\right)\left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d}\right)$. (§7.8.2.2.1) • Parabola-rettangolo, con Mu da domino di resistenza N-M. È possibile specificare la deformazione di inizio del tratto plastico (ε_{m2}) e la deformazione ultima (ε_{mu}) • Triangolo-rettangolo, con Mu da domino di resistenza N-M. È possibile specificare la deformazione di inizio del tratto plastico (ε_{m3}, che può essere un valore fisso o pari a f_d/E) e la deformazione ultima (ε_{mu}) I modelli parabola-rettangolo e triangolo-rettangolo permettono di definire con esattezza la zona compressa ai fini della verifica a

Taglio per Scorrimento. In caso di modello Stress block, per sezioni di muratura armata o consolidate con FRP/FRCM/CAM/Reticolatus si fa comunque riferimento al modello triangolo-rettangolo.

2.7.5 Valutazione

Stati limite

Permette di selezionare gli stati limite da considerare nella valutazione dell'edificio. La Tabella 7.3.III in §7.3.6 indica gli stati limite da considerare e quali verifiche effettuare per le diverse classi d'uso. Negli edifici nuovi le verifiche per SLD e SLV sono sempre obbligatorie mentre le verifiche per SLO sono obbligatorie solo in edifici di Classe d'Uso III e IV. Negli edifici esistenti di Classe d'Uso I, II, III, sono obbligatorie solo le verifiche per SLV (§8.3).
Gli Stati Limite non obbligatori possono essere comunque selezionati per ottenere una verifica più completa e concorrono alla definizione del livello di sicurezza.

Tab. 7.3.III – *Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti*

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

(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.
(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Valutazione della sicurezza per edifici esistenti

In caso di edificio esistente la valutazione della sicurezza può essere relativa a:
- intervento di adeguamento o stato attuale di un intervento di miglioramento;
- stato di progetto di un intervento di miglioramento.

In tutti i casi è possibile specificare l'obbiettivo in termini di ζ_E , cioè l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA da raggiungere affinché la verifica di sicurezza possa ritenersi soddisfatta. Nel caso dell'intervento di miglioramento l'obiettivo da raggiungere per lo Stato di Progetto può essere rappresentato da un valore assoluto o da un incremento relativo $\Delta\zeta_E$ rispetto allo Stato Attuale.
Le schede di sintesi che riassumono l'esito delle verifiche di sicurezza svolte tengono conto dell'obbiettivo in termini ζ_E per determinare se il livello di sicurezza richiesto è stato raggiunto oppure no.
Qualora l'analisi cinematica dei meccanismi di collasso locale sia stata condotta in un file diverso da quello corrente (relativo alle analisi globali), è possibile specificare il nome di tale file negli appositi spazi (il file deve essere collocato nella stessa cartella del file corrente e il nome deve essere inserito senza l'estensione .vdml). In questo modo le schede di sintesi terranno conto dei risultati di entrambe le analisi svolte su file differenti.

Una procedura analoga viene applicata al collegamento tra Stato Attuale e Stato di Progetto di un **intervento di miglioramento**. Di seguito viene riportata la procedura corretta per la redazione della scheda di sintesi:

1. Creazione del modello relativo allo **Stato di fatto**. All'interno della scheda Valutazione deve essere selezionata la prima opzione "*Intervento di adeguamento [§8.4.3] o stato attuale di un intervento di miglioramento*".
2. Creazione del modello relativo allo **Stato di Progetto**. All'interno della scheda Valutazione deve essere selezionata la seconda opzione "*Stato di progetto di un intervento di miglioramento [§8.4.2]*". Occorre inoltre specificare il nome del file relativo allo Stato Attuale (il file deve essere nella stessa cartella del file corrente e il nome deve essere inserito senza l'estensione .vdml). A seguito di un intervento di miglioramento per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore ζ_E deve essere comunque non minore di 0.6, mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di ζ_E deve essere incrementato di un valore non minore di 0.1 [§8.4.2]. In funzione di questo è necessario selezionare l'opportuna opzione per determinare l'obbiettivo in termini di ζ_E.

2.7.6 Verifiche

Per maschi murari

Le verifiche di sicurezza dei maschi murari sono condotte nella sezione di base, di mezzeria e di sommità a seconda dei casi. Per l'analisi statica non sismica e le analisi sismiche lineari è possibile specificare in quale caso eseguire le verifiche in sommità. Le opzioni disponibili sono:

- in nessun caso
- a tutti i piani, tranne l'ultimo
- in tutti i casi

PressoFlessione Complanare

È possibile limitare le verifiche a pressoflessione complanare ai soli maschi snelli. La snellezza della parete è definita dal rapporto (h/l) fra altezza e lunghezza di base della parete. L'altezza h è definita dalla luce deformabile complanare, al netto quindi delle eventuali zone rigide di estremità.

Taglio per Scorrimento

Modalità di calcolo della zona reagente	Possibili opzioni: • la zona reagente viene determinata mediante una distribuzione triangolare delle tensioni [EC6, §4.5.3.(6)] • la zona reagente a taglio coincide con la zona reagente a pressoflessione. Questa opzione è possibile nel caso in cui il diagramma di comportamento della muratura sia "parabola-rettangolo" o "triangolo-rettangolo".

Maschi in muratura ordinaria: prescindere in ogni caso dalla parzializzazione	In caso affermativo, nei maschi in muratura ordinaria viene considerata reagente l'intera sezione trasversale. Tale opzione non è a favore di sicurezza in quanto considera una zona reagente più ampia di quella reale.
PressoFlessione Ortogonale	
Analisi Statica	Per l'Analisi Statica non Sismica sono disponibili due metodi di verifica: 1. **Con azioni da modello di calcolo 3D.** La verifica viene svolta con sollecitazioni derivanti dall'analisi spaziale del modello 3D dell'edificio. 2. **Metodo semplificato.** Si considera il modello semplificato basato sullo schema dell'articolazione completa alle estremità degli elementi strutturali (cerniere agli estremi della luce totale). La presenza di eventuali zone rigide nel piano di flessione ortogonale viene tenuta in conto nel calcolo della snellezza e dell'eccentricità accidentale che si basa sulla luce deformabile. [§4.5.5, §4.5.6.2]
Analisi Sismiche Lineari	Per le Analisi Sismiche Lineari sono disponibili due metodi di verifica: 1. **Con azioni da modello di calcolo 3D.** La verifica viene svolta con sollecitazioni derivanti dall'analisi spaziale del modello 3D dell'edificio. In caso di modelli piani le verifiche non vengono svolte. 2. **Con azioni convenzionali.** Vengono eseguite verifiche per azioni ortogonali convenzionali condotte secondo quanto prescritto da §7.8.1.5.2 e §7.2.3 (forze equivalenti per elementi non strutturali. Tali verifiche vengono svolte limitatamente alle analisi lineare. Nel caso in cui l'analisi globale dell'edificio sia condotta con il metodo statico non lineare, eventuali richieste sulla capacità delle pareti per azioni ortogonali convenzionali richiedono necessariamente l'esecuzione delle analisi lineare (il cui interesse sui risultati si focalizzerà ovviamente sulla sola pressoflessione ortogonale convenzionale). **Eseguire le Verifiche solo in mezzeria** Permette di limitare le verifiche a pressoflessione ortogonale alle sole sezioni di mezzeria delle pareti
Analisi Pushover	Per l'Analisi Pushover è disponibile il seguente metodo di verifica: 1. **Con azioni da modello di calcolo 3D.** La verifica viene svolta con sollecitazioni derivanti dall'analisi spaziale del modello 3D

	dell'edificio. In caso di modelli piani le verifiche non vengono svolte.
Riduzione della resistenza per gli effetti di instabilità	La verifica di stabilità viene svolta tenendo conto sia del carico assiale variabile (dovuto al peso proprio) sia delle azioni trasversali (vento, sisma).
Considerare sempre eccentricità minima (h/200)	Permette di considerare un'eccentricità minima (h/200) [§4.5.6.2 (4.5.8)] anche per verifiche con azioni da modello di calcolo (3D) e per verifiche sismiche con azioni convenzionali. L'eccentricità accidentale corrisponde infatti ad un aspetto costruttivo della parete e sembra opportuno considerarla in tutte le diverse verifiche a pressoflessione ortogonale. Ai fini dello svolgimento della verifica di resistenza, ciò si traduce nel controllare che l'eccentricità di calcolo non sia inferiore a h/200. Il momento sollecitante non risulterà mai inferiore a N * h/200, dove N è lo sforzo normale.
Resistenza del Terreno	
Verifica di capacità portante del terreno	Specifica se eseguire la verifica di capacità portante del terreno.
Considerare effetti eccentricità del carico	Specifica se nella verifica di capacità portante del terreno si intende tener conto degli effetti dell'eccentricità del carico. Se tenuta in conto, l'eccentricità del carico in direzione trasversale all'asse della trave di fondazione determina la riduzione della larghezza della fondazione, in modo da ricondurre il problema a quello di una fondazione fittizia soggetta a carico centrato. La larghezza effettiva della fondazione è data da $B' = B - 2\ e_B$, dove B è la larghezza reale ed e_B è l'eccentricità del carico in direzione trasversale. Le dimensioni effettive della fondazione vengono utilizzate sia nel calcolo della capacità portante del terreno (resistenza) che nel calcolo delle tensioni sul terreno (azione).
Verifica di scorrimento sul piano di posa	Specifica se eseguire la verifica di scorrimento sul piano di posa. La resistenza a taglio R dipende dalle condizioni di drenaggio (EC7, §6.5.3): • in condizioni drenate, $R = V \tan(\delta_k)$, dove: V è il carico verticale totale agente sul piano di posa; δ_k è l'angolo d'attrito all'interfaccia tra terreno e struttura • in condizioni non drenate, $R = A\ c_a$, dove: A è l'area totale delle fondazioni; c_a è l'adesione tra terreno e struttura.

Angolo di attrito terreno-struttura, δ_k	Angolo d'attrito all'interfaccia tra terreno e struttura, per il calcolo della resistenza a taglio nella verifica di scorrimento sul piano di posa in condizioni drenate: • per fondazioni in calcestruzzo gettato in opera può essere considerato pari all'angolo di attrito interno efficace φ'; • per fondazioni prefabbricate prive di rugosità può essere considerato pari a 2/3 φ'.
Adesione tra terreno e struttura	Adesione all'interfaccia tra terreno e struttura, per il calcolo della resistenza a taglio nella verifica di scorrimento sul piano di posa, in condizioni non drenate.

2.7.7 Pushover

Distribuzioni di forze

Sono disponibili le seguenti distribuzioni di forze incrementali:

Gruppo 1: distribuzioni principali

(A) **Lineare**: forze proporzionali a quelle utilizzate per l'analisi statica lineare
(B) **Unimodale**: forze modali, proporzionali alle masse e alla deformata del primo modo di vibrare
(C) **Dinamica**: forze proporzionali alle forze modali applicate in analisi dinamica lineare tenendo conto di tutti i modi considerati

Gruppo 2: distribuzioni secondarie

(D) **Multimodale**: forze proporzionali ad una deformata modale equivalente
(E) **Uniforme**: forze proporzionali alle masse
(F) **Unimodale adattiva**
(G) **Dinamica adattiva**
(H) **Multimodale adattiva**

Nelle distribuzioni adattive il profilo di forze viene aggiornato ad ogni passo dell'analisi incrementale previa riesecuzione dell'analisi modale. Le distribuzioni dalla A alla F sono espressamente citate in §7.3.4.2. Le distribuzioni G e H possono considerarsi come alternative alle distribuzioni C e D.

Per edifici in muratura nuovi, occorre considerare almeno una distribuzione del Gruppo 1 e una del Gruppo 2 con le seguenti indicazioni: A e B sono applicabili solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha massa partecipante non inferiore al 60% (NTC 2018, §7.8.1.5.4); C è obbligatoria se il periodo fondamentale è maggiore di 1.3 T_C.

Per edifici in muratura esistenti, possono essere utilizzate le distribuzioni A ed E indipendentemente dalla massa partecipante del primo modo di vibrare (NTC 2018, §C8.7.1.3.1).

Fattore di partecipazione modale

Il Fattore di partecipazione modale Γ consente il passaggio dal sistema reale a più gradi libertà (M-GDL) a un sistema equivalente ad un grado di libertà (1-GDL), attraverso le seguenti relazioni:

$$F^* = F_b/\Gamma$$
$$d^* = d_c/\Gamma$$

dove

F_b è il taglio alla base nel sistema reale;

d_c è lo spostamento del punto di controllo nel sistema reale;

F^* è la forza del sistema equivalente ad un grado di libertà;

d^* è lo spostamento del sistema equivalente ad un grado di libertà.

Per determinare il fattore di partecipazione modale Γ sono disponibili due opzioni.

Opzione 1

L'opzione 1 chiama in causa la matrice di massa del sistema reale e il vettore di spostamento nodale generalizzato del modo di vibrare fondamentale (NTC 2018, §C7.3.4.2):

$$\Gamma = \frac{\varphi^t M \tau}{\varphi^t M \varphi}$$

dove:

φ è il modo di vibrare fondamentale del sistema reale, cioè il vettore di spostamento generalizzato del modo di vibrare con maggior massa partecipante nella direzione considerata, normalizzato ponendo $d_c = 1$;

M è la matrice di massa del sistema reale;

τ è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione sismica considerata.

L'espressione è identica alla definizione dei coefficienti di partecipazione nota dalla teoria dell'analisi modale. Nell'ipotesi più generale che le masse nodali traslazionali siano indipendenti dalla direzione e che le inerzie rotazionali siano sono quelle torsionali, sviluppando l'espressione si ottiene:

$$\Gamma = \frac{m_1 x_1 \cos\alpha + m_1 y_1 \sin\alpha + \cdots + m_n x_n \cos\alpha + m_n y_n \sin\alpha}{m_1 x_1^2 + m_1 y_1^2 + m_1 z_1^2 + J_1 \theta_1^2 + \cdots + m_n x_n^2 + m_n y_n^2 + m_n z_n^2 + J_n \theta_n^2}$$

dove:

n è il numero di nodi;

m_i è la massa nodale traslazionale del nodo *i*;

J_i è l'inerzia torsionale del nodo *i* (normalmente presente solo nei nodi master);

x_i, y_i, z_i sono le componenti di spostamento nodale del nodo i in direzione X, Y e Z;

θ_i è la rotazione del nodo i intorno all'asse Z (verticale);

α è l'angolo tra la direzione sismica e l'asse X globale.

Le componenti di spostamento nodale generalizzato (x, y, z, θ) sono normalizzate rispetto allo spostamento del punto di controllo. Al numeratore compaiono le componenti traslazionali nella direzione considerata, mentre al denominatore compaiono tutte le componenti di spostamento generalizzato, incluse le inerzie torsionali.

Per sisma in direzione X (α=0°):

$$\Gamma = \frac{m_1 x_1 + \cdots + m_n x_n}{m_1 x_1^2 + m_1 y_1^2 + m_1 z_1^2 + J_1 \theta_1^2 + \cdots + m_n x_n^2 + m_n y_n^2 + m_n z_n^2 + J_n \theta_n^2}$$

Opzione 2

L'opzione 2 chiama in causa le masse di piano e gli spostamenti dei baricentri di piano nel modo di vibrare fondamentale (EC8.1, §B.2; OPCM 3274, §4.5.4.3):

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$$

Dove:

m_i è la massa del piano *i*;

Φ_i è lo spostamento del baricentro del piano i nella direzione considerata, individuata dall'angolo α, nel modo di vibrare fondamentale (modo con maggior massa partecipante nella direzione considerata), normalizzato ponendo $d_c = 1$.

Nell'ipotesi più generale che le masse di piano siano indipendenti dalla direzione, sviluppando l'espressione si ottiene:

$$\Gamma = \frac{m_1 x_1 \cos\alpha + m_1 y_1 \sin\alpha + \cdots + m_n x_n \cos\alpha + m_n y_n \sin\alpha}{m_1 (x_1 \cos\alpha)^2 + m_1 (y_1 \sin\alpha)^2 + \cdots + m_n (x_n \cos\alpha)^2 + m_n (y_n \sin\alpha)^2}$$

dove:

n è il numero di piani;

m_i è la massa del piano *i*;

x_i, y_i sono le componenti di spostamento del baricentro del piano *i*, in direzione X e Y;

α è l'angolo tra la direzione sismica e l'asse X globale.

Le componenti di spostamento (x, y) sono normalizzate rispetto allo spostamento del punto di controllo. Sia al numeratore che al denominatore compaiono le componenti traslazionali orizzontali dei baricentri di piano nella direzione considerata.

Per sisma in direzione X (α=0°):

$$\Gamma = \frac{m_1 x_1 + \cdots + m_n x_n}{m_1 x_1^2 + \cdots + m_n x_n^2}$$

La scelta fra le due opzioni può comportare differenze rilevanti nella verifica in analisi pushover.

L'Opzione 2 è la scelta consigliata per le strutture con impalcati deformabili, dove, più che gli spostamenti nodali del modo di vibrare fondamentale, risultano rappresentativi del comportamento globale della struttura gli spostamenti dei baricentri, calcolati come distanza tra il baricentro delle masse spostate e il baricentro delle masse nella posizione originaria. Nelle strutture con impalcati rigidi, l'Opzione 2 fornisce valori di Γ maggiori rispetto all'opzione 1 dato che il denominatore è minore. Ciò comporta una minore capacità di spostamento dell'oscillatore

monodimensionale equivalente e può condurre ad una valutazione a favore sicurezza in dipendenza dalla relazione tra T* e T_C, come evidente dalla rappresentazione della curva di capacità nel piano ADRS.

Γ = 1.00 nella distribuzione di forze uniforme (E)

Per la distribuzione uniforme (E) è possibile considerare un fattore di partecipazione modale sempre pari a 1, il che equivale a considerare coincidenti le curve dei sistemi M-GDL e 1-GDL (un esempio di valore 1.000 per la distribuzione uniforme è riportato in: "*The N2 method for simplified non-linear seismic analysis - overview and recent developments*", *P.Fajfar and M.Dolsek, L'Ingegneria Sismica in Italia, XI Convegno ANIDIS (Relazioni ad invito), 2004)*.

Fisicamente, questo può essere interpretato con il fatto che forze uniformi ai vari piani corrispondono ad un campo di spostamenti uniforme, tipico della formazione di un piano di collasso al piano terra (piano soffice): in effetti, in questo caso il sistema M-GDL si comporta come un sistema ad 1 grado di libertà dato dal solo spostamento del piano terra.

Γ < 1.00 → (Γ = 1.00, m* = massa sismica totale)

In alcuni casi, il fattore di partecipazione modale può risultare minore di 1.00.

Valori di Γ minori di 1.00 sono accettabili nei casi in cui il punto di controllo sia stato posizionato ad un livello inferiore a quello della copertura, ad esempio perché l'ultimo piano della costruzione si differenzia nettamente dai piani sottostanti (presenza di torrini, tetti inclinati, ecc.).

In tutti gli altri casi, Γ minore di 1.00 identifica situazioni in cui il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata è poco rappresentativo del reale comportamento strutturale.

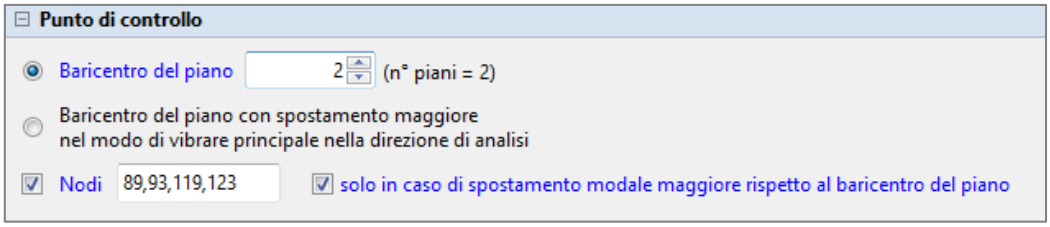
Attivando l'opzione di cui sopra, è possibile forzare Γ ad essere sempre maggiore o tuttalpiù uguale a 1.00. Qualora Γ risulti minore di 1.00, viene reimpostato pari a 1.00 e la massa m* viene impostata pari alla massa sismica totale. Ciò equivale di fatto a considerare un campo di spostamenti uniforme. Attivando questa opzione si ottiene una minore capacità di spostamento dell'oscillatore monodimensionale equivalente e questo può condurre ad una valutazione più conservativa.

Incremento di taglio. Direzione di analisi	
Incremento di taglio	Il taglio incrementale consigliato è compreso fra 1/50 e 1/20 del taglio massimo sostenibile (tale valore si legge una volta elaborata la curva pushover). Prima di eseguire l'analisi Pushover completa, si consiglia di limitare l'elaborazione ad una o due curve significative in modo da verificare la correttezza della modellazione e selezionare accuratamente il taglio incrementale. Nella prima fase di studio della struttura si potrà specificare un incremento di taglio maggiore, successivamente il valore potrà essere diminuito per cogliere il risultato con maggiore precisione. In generale la diminuzione dell'incremento di taglio comporta un aumento dei tempi di esecuzione delle analisi.

Direzione e verso di analisi	Permette di scegliere per quale direzione eseguire l'analisi pushover. L'analisi può essere condotta nelle seguenti direzioni sismiche: +X', +Y', -X', -Y'
Eccentricità accidentale	Permette di considerare gli effetti dell'eccentricità accidentale nell'analisi Pushover (NTC 2018, §7.2.6). In caso di livello rigido l'effetto è ottenuto applicando un momento torcente al nodo master di tale livello, invece, nel caso di livello deformabile le forze incrementali vengono rimodulate in modo da generare la stessa risultante traslazionale ma anche una coppia torcente equivalente all'effetto dell'eccentricità accidentale.
Analisi bidirezionale	Permette di considerare la combinazione direzionale delle due componenti sismiche orizzontali secondo la regola del 30% (§7.3.5). Supponiamo che sia stata richiesta l'analisi in direzione +X, saranno elaborate le curve +X+0.3Y e +X-0.3Y. L'elaborazione della curva pushover registra comunque il taglio alla base e lo spostamento del punto di controllo in direzione +X ma alla struttura viene applicato un campo di forze anche in direzione Y secondo la combinazione corrente.
Sisma verticale	Permette di elaborare le curve che considerano gli effetti della componente sismica verticale. Queste curve sono riconoscibili dal termine ±Z contenuto nel nome della curva.

Punto di controllo

Per determinare i punti di controllo da considerare in Analisi Pushover, In Parametri di Calcolo > Pushover (1) sono disponibili le seguenti opzioni.



Il punto di controllo principale può essere determinato come:

1) **Baricentro di un dato piano**. In genere il baricentro dell'ultimo piano della costruzione (esclusi eventuali torrini) [§7.3.4.2]. Per rispettare alla lettera la prescrizione normativa occorre quindi specificare il numero dell'ultimo piano a meno che questo non si differenzi nettamente dai piani sottostanti (presenza di torrini, tetti inclinati, ecc.). È evidente che collocare il punto di controllo nel baricentro della copertura di un torrino può non essere rappresentativo del comportamento dell'intero edificio, meglio quindi posizionare il punto di controllo al piano inferiore.
2) **Baricentro del piano con spostamento maggiore nel modo di vibrare principale nella**

direzione di analisi. In questo caso il piano considerato può variare da curva a curva e viene indicato nella relazione di calcolo.

Punti di controllo aggiuntivi

Le curve di capacità possono essere elaborate anche per punti di controllo aggiuntivi. Quando nel comportamento dinamico della struttura è significativo l'accoppiamento di traslazioni e rotazioni è opportuno considerare come punti di controllo anche i nodi alle estremità della pianta all'ultimo livello [§7.3.4.2]. Per farlo è sufficiente attivare il check Nodi e specificare gli ID dei nodi desiderati separati da una virgola (come mostrato in figura).

L'elaborazione della curva pushover per un punto di controllo aggiuntivo è una post elaborazione dell'analisi pushover e non incide, quindi, sui tempi di calcolo. Il nome delle curve elaborate contiene un codice rappresentativo del punto di controllo utilizzato. Ad esempio, (L2) indica che il punto di controllo è il baricentro del Livello 2 mentre (J89) indica che il punto di controllo è il Nodo 89.

Solo in caso di spostamento modali maggiori rispetto al baricentro del piano

Attivando questa opzione saranno considerati solo i nodi della lista caratterizzati da uno spostamento, nel modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata, maggiore rispetto a quello del baricentro del piano di controllo. In questo modo si evita di considerare punti di controllo che, per effetto della torsione, fanno registrare spostamenti molto minori rispetto al resto della struttura.

Algoritmo di analisi	
Metodo risolutivo	Specifica il metodo risolutivo con cui vengono elaborate le curve Pushover: • Incrementale (con sottocurve) • Incrementale-Iterativo In caso di metodo Incrementale-Iterativo è possibile scegliere se eseguire le iterazioni ad ogni passo o solo in presenza di collassi strutturali.
Comportamento degli elementi strutturali	
Maschi murari	**Non eseguire verifiche a sforzo normale di trazione** Nel corso dell'analisi Pushover i maschi murari sono sottoposti a verifiche di sicurezza nei confronti dei meccanismi di rottura a pressoflessione e taglio. Quando la sollecitazione supera la resistenza della sezione vengono inserite delle cerniere plastiche per bloccare il momento flettente o il taglio sui valori ultimi. Se lo sforzo normale varia quando l'asta è in fase plastica, potrebbe verificarsi che la sollecitazione tenda ad allontanarsi dal dominio di resistenza della sezione. In quel caso la traslazione assiale viene svincolata all'estremo finale dell'asta bloccando di fatto la variazione di sforzo normale. Con l'opzione offerta da questo parametro è possibile evitare che la traslazione assiale sia svincolata nel caso in cui lo sforzo normale sia in diminuzione. Questo può essere utile per evitare possibili insorgenze di

	labilità locali che portino ad un'interruzione prematura della curva di capacità. Vedi Verifica dei maschi murari per sforzi assiali. **Ignora caduta di taglio per crisi a pressoflessione ortogonale** Nei maschi murari, quando il momento flettente nel piano di flessione ortogonale supera la resistenza della sezione, viene introdotta una cerniera plastica per impedire al momento di aumentare. Se entrambe le sezioni di estremità dell'asta raggiungono la resistenza ultima, si riparte con una nuova sottocurva in modo da annullare l'azione flettente ortogonale nell'asta. Con l'opzione offerta da questo parametro è possibile evitare la ripartenza con una nuova sottocurva accettando che l'asta possa mantenere la sollecitazione di momento flettente ortogonale pari alla resistenza ultima. Questo riduce i tempi di elaborazione della curva pushover. **Deformazione angolare limite** 1. **Controllo drift ultimo.** La deformazione angolare ultima del pannello viene individuata dai valori del drift ultimo a pressoflessione e taglio specificati nelle proprietà dell'asta. **Con fattore snellezza (H_0/D)**, permette di modificare il drift ultimo a pressoflessione per mezzo del rapporto H_0/D rappresentativo della snellezza del pannello, dove: H_0 è la luce di taglio assunta pari a H/2 con H altezza della luce deformabile del maschio e D è la lunghezza di base del maschio. [EN 1998-3:2005, §C.4.2] 2. **Controllo duttilità (multiplo della deformazione al limite elastico).** La deformazione angolare ultima del pannello viene impostata a partire dalla deformazione angolare al limite elastico moltiplicandola per il fattore di duttilità specificato nelle proprietà dell'asta per meccanismi di rottura a pressoflessione e taglio, in analogia con i metodi Por. Occorre considerare che le duttilità originariamente definite per il metodo Por (1.5 per pareti non consolidate, 2.0 per muratura consolidata o nuova) si riferivano a spostamenti elastici calcolati con moduli di elasticità ridotti rispetto al valore elastico, considerando in pratica pannelli già fessurati (attribuendo ad es. alla rigidezza fessurata un valore pari al 50% della rigidezza elastica originaria). Tali valori di duttilità possono essere raddoppiati qualora si faccia riferimento a rigidezze non ridotte. Qualora le due opzioni siano entrambe attive la deformazione angolare ultima sarà impostata pari al valore minore. Affinché questo approccio sia comparabile con quello a drift secondo NTC,
Fasce di piano	Il comportamento delle fasce di piano (strisce, sottofinestra) in caso di crisi per taglio può essere di tipo multilineare o bilineare. 1. **Comportamento multilineare.** Una volta raggiunta la prima deformazione angolare limite δ_{u1} la fascia mantiene una resistenza residua pari a kF_u fino alla seconda deformazione angolare limite δ_{u2}. I valori di δ_{u1}, δ_{u2} e k sono specificati nelle proprietà dell'asta. I valori di

riferimento per questi parametri sono forniti in §C8.7.1.3.1.1: δ_{u1}=0.005, δ_{u1}=0.015, k è pari al 60% in presenza di architrave in CA o acciaio, al 40% in presenza di architrave in legno e al 10% in caso di arco in muratura.

2. **Comportamento bilineare.** La resistenza a taglio della fascia viene assunta direttamente pari alla resistenza residua e la fascia mantiene questa resistenza fino alla seconda deformazione angolare limite δ_{u2}.

Il comportamento bilineare permette di cogliere con giusta approssimazione la resistenza e la capacità della fascia, rimanendo a favore di sicurezza e senza incidere sui tempi di elaborazione delle analisi; per questo motivo è la scelta consigliata.

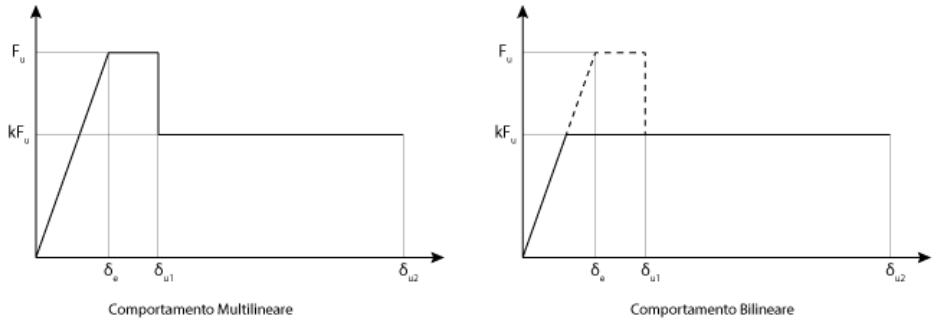


Figura 8. Comportamento fasce

Fondazioni	**Ignorare aste su suolo elastico in Analisi Pushover** L'analisi pushover è una procedura piuttosto delicata, per calibrare la quale possono essere necessarie più schematizzazioni, cambiando parametri di calcolo sul modello di riferimento. Se il modello contiene travi di fondazione su suolo elastico, la deformabilità delle fondazioni può interferire anche significativamente sul comportamento non-lineare della sovrastruttura, rendendo quest'ultimo difficilmente comprensibile. È quindi possibile trascurare l'eventuale presenza di fondazioni su suolo elastico in analisi pushover. Il modello verrà invece rigorosamente risolto, con l'effetto delle travi su suolo alla Winkler, in analisi lineare (statica o sismica). L'applicazione dell'analisi sismica statica lineare dopo la pushover (la pushover permette di conoscere il vero valore del fattore di struttura q), può essere considerata un valido metodo per la valutazione delle tensioni sul terreno. In altre parole, anche se le fondazioni non sono considerate durante la fase non lineare, esse possono essere adeguatamente studiate in una fase lineare successiva.
Modalità di calcolo	
Spostamento ultimo a SLU	Specifica come viene individuata la capacità di spostamento allo Stato Limite Ultimo sulla curva di capacità della struttura. Spostamento corrispondente ad un taglio alla base residuo pari a [...] %

1. rispetto al massimo relativo
2. rispetto al massimo assoluto
3. rispetto al massimo assoluto, considerando l'ultima configurazione equilibrata

Per la muratura lo spostamento ultimo a SLU è lo spostamento corrispondente ad un taglio alla base residuo pari a 80% del massimo [§C7.8.1.5.4, §C8.7.1.3.1]. Data la forma a gradini della curva pushover, la prescrizione può avere diverse interpretazioni. La figura seguente fornisce una rappresentazione grafica delle diverse opzioni.

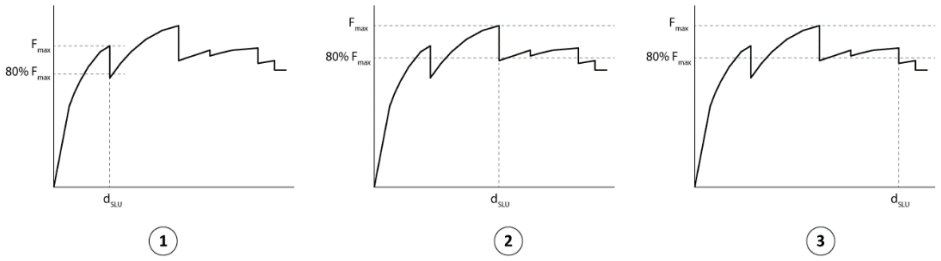


Figura 9. Definizione della capacità di spostamento allo Stato Limite Ultimo

Al criterio 1 corrisponde, in generale, una velocizzazione dell'analisi (la parte di curva oltre lo Stato Limite Ultimo diviene superflua e non è elaborata), ma deve essere usato con cautela nei casi in cui il collasso prematuro di elementi poco resistenti determini una sostanziale caduta di taglio prima che la struttura nel suo complesso abbia sviluppato tutta la sua potenziale capacità di resistenza.

Sistema bilineare equivalente

Tratto elastico passante per il punto con taglio pari a [...] Tmax
Secondo il §7.8.1.6, il tratto elastico della curva bilineare equivalente deve passare per il punto corrispondente ad un taglio pari a 0.7 T_{max}

Tratto plastico della curva di capacità

Nel corso dell'Analisi Pushover può capitare che, a causa della progressiva plasticizzazione dei pannelli murari gestita per mezzo di cerniere plastiche, la struttura diventi labile e non sia più possibile con un ulteriore incremento della forza risolvere il problema lineare e trovare gli spostamenti corrispondenti. Quando questo accade siamo nel **tratto plastico** finale della curva, il quale può essere valutato con le seguenti modalità:

- **calcolato analiticamente.** La struttura viene modificata restituendo alle zone di plasticizzazione una rigidezza infinitesima che permetta di proseguire l'analisi fino al raggiungimento del collasso. Questo metodo permette di seguire la struttura lungo tutto il ramo decrescente della curva Pushover e di individuare con maggiore precisione i punti di collasso dei maschi murari.

- **stimato sullo spostamento residuo di una parete.** L'analisi pushover si interrompe e la capacità di spostamento della struttura viene completata per mezzo di un tratto finale perfettamente orizzontale stimato in base alla residua capacità di spostamento del maschio nelle condizioni più gravose
- **stimato sullo spostamento residuo dei vari piani.** L'analisi pushover si interrompe e la capacità di spostamento della struttura viene completata per mezzo di un tratto finale perfettamente orizzontale stimato sommando la residua capacità di spostamento dei maschi nelle condizioni più gravose ai vari piani.

Limitare la capacità di spostamento della struttura in funzione degli stati limite dei singoli elementi

Permette di arretrare la capacità di spostamento della struttura in modo da coincidere con le capacità locali degli elementi.

Le NTC 2018 al §C8.7.2.2.3, prevedono che una volta elaborata la curva di capacità della struttura, sia svolta la verifica di sicurezza degli elementi in c.a. duttili e fragili. In particolare, la verifica dei meccanismi duttili (flessione in travi, pilastri e pareti con o senza sforzo normale) sia eseguita in termini di deformazioni mentre la verifica dei meccanismi fragili (taglio in travi, pilastri, pareti e nodi) sia eseguita in termini di sollecitazioni. La Circolare fornisce inoltre indicazioni su come individuare la domanda in termini di deformazione o sollecitazione sulla curva elaborata, per ciascuno stato limite considerato.

Di conseguenza, in una struttura mista (muratura - c.a.), la verifica di sicurezza in analisi Pushover non dovrebbe limitarsi al confronto tra capacità e domanda in termini di spostamento del punto di controllo, ma dovrebbe includere anche le verifiche locali sugli elementi in c.a. duttili e fragili svolte in funzione di deformazioni e sollecitazioni relative a determinati punti della curva di capacità.

Aedes.PCM permette di individuare la capacità ultima degli elementi duttili e fragili già in fase di elaborazione della curva pushover. Infatti, le verifiche di sicurezza richieste dalla normativa sono già state svolte nel corso dell'analisi incrementale e hanno inciso sulla rigidezza della struttura per effetto degli svincolamenti previsti dall'algoritmo. Dunque, la procedura implementata nel software memorizza il passo dell'analisi incrementale in cui è stato raggiunto il taglio ultimo in un meccanismo fragile o la deformazione ultima in un meccanismo duttile e arretra la capacità di spostamento della struttura in modo da farla coincidere con le capacità locali degli elementi.

Esempio

Si consideri la curva pushover illustrata nella figura seguente. Nel grafico (a) la capacità di spostamento della struttura allo Stato Limite di Collasso (CLC) è stata individuata in corrispondenza di un taglio residuo inferiore all'80% del taglio alla base massimo (F_{max}). Di conseguenza la capacità di spostamento

allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (CLV) viene impostata pari ¾ della capacità SLC. Supponiamo che il punto blu indichi il passo in cui per la prima volta un elemento in c.a. raggiunge la deformazione ultima per SLV (in genere la rotazione della corda ultima per SLV è ¾ della rotazione ultima per SLC), mentre il punto rosso indichi il passo in cui per la prima volta un elemento in c.a. raggiunge la deformazione ultima per SLC o va in crisi per taglio. Se è attiva l'opzione "Limitare la capacità di spostamento della struttura in funzione degli stati limite dei singoli elementi", allora le capacità di spostamento della struttura per SLV e SLC vengono arretrate come illustrato nel grafico (b). Nonostante le capacità di spostamento siano arretrate, le domande di spostamento per i vari stati limite vengono calcolate sulla base di un sistema bilineare equivalente il cui spostamento ultimo corrisponde sempre al punto in cui si registra un taglio alla base residuo inferiore all'80%, quindi in corrispondenza dello spostamento CLC'.

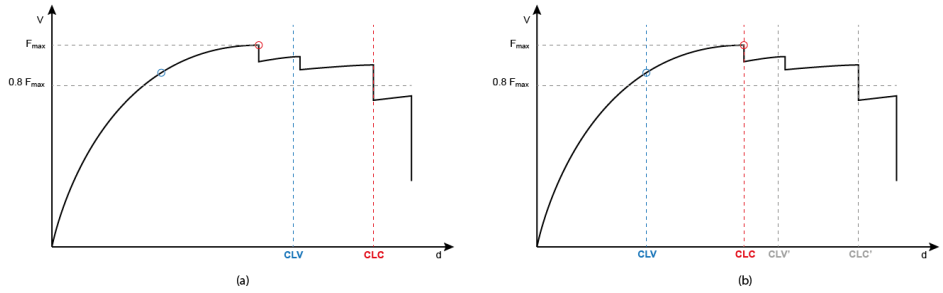


Figura 10. Arretramento della capacità di spostamento

A questo punto, dato che la capacità di spostamento tiene conto anche degli stati limite locali degli elementi in c.a., il calcolo dell'indicatore di rischio sismico può essere condotto normalmente ricercando la capacità in termini di PGA, cioè l'azione sismica per cui la domanda di spostamento uguaglia la capacità.

2.7.8 Muratura armata

Acciaio

Diagramma di calcolo tensione-deformazione

Per l'acciaio si considera un comportamento elastico-perfettamente plastico [§4.1.2.1.2.2] definito dai seguenti parametri:

- tensione caratteristica di snervamento $\mathbf{f_{yk}}$
- deformazione ultima $\boldsymbol{\varepsilon_{ud}}$
- modulo di elasticità $\mathbf{E_s}$
- coefficiente parziale di sicurezza $\boldsymbol{\gamma_S}$ [§4.1.2.1.1.3]

I seguenti parametri sono ricavati a partire dai parametri in input:

- tensione di snervamento di progetto $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$
- deformazione di snervamento di progetto $\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$

Armatura

Il layout di armatura longitudinale (verticale nei maschi, orizzontale nelle fasce) viene specificato nelle proprietà di ogni asta. In questa sezione è possibile specificare il tipo di armatura orizzontale collocato nei giunti di malta (armatura a taglio per i maschi):

- **tipo** di traliccio
- sezione totale del traliccio $\mathbf{A_{sw}}$
- distanza verticale tra livelli di armatura (**passo**≤600mm, §4.5.7)
- tensione di snervamento caratteristica per l'armatura orizzontale $\mathbf{f_{yk}}$

Opzioni per Verifiche di resistenza

Pressoflessione

È possibile scegliere se considerare il contributo dell'armatura compressa nell'ipotesi di acciaio reagente a compressione

Taglio

Nel calcolo della resistenza a taglio sono disponibili due opzioni:

- $V_t = V_{tM} = d\ t\ f_{vd}$, senza considerare il contributo delle armature a taglio [§4.5.7]
- $V_t = V_{tM} + V_{tS} = d\ t\ f_{vd} + \frac{0.6\ d\ A_{sw}\ f_{yd}}{s},\ con\ V_t \leq 0.3\ f_d\ t\ d$ [§7.8.3.2.2]

2.7.9 Calcestruzzo armato

Acciaio

Diagramma di calcolo tensione-deformazione

Per l'acciaio si considera un comportamento elastico-perfettamente plastico [§4.1.2.1.2.2] definito dai seguenti parametri:

- per edifici esistenti, tensione media di snervamento $\mathbf{f_{ym}}$
- per edifici nuovi, tensione caratteristica di snervamento $\mathbf{f_{yk}}$
- deformazione ultima $\boldsymbol{\varepsilon_{ud}}$
- modulo di elasticità $\mathbf{E_s}$
- coefficiente parziale di sicurezza $\boldsymbol{\gamma_S}$ [§4.1.2.1.1.3]
- per edifici esistenti, fattore di confidenza **FC** [§C8.5.4]

Calcestruzzo

Diagramma di calcolo tensione-deformazione

Per il calcestruzzo viene adottato un comportamento parabolico-rettangolare [§4.1.2.1.2.1] definito dai seguenti parametri:

- deformazione di inizio tratto plastico $\boldsymbol{\varepsilon_{c2}}$
- deformazione ultima $\boldsymbol{\varepsilon_{cu}}$

La resistenza a compressione del calcestruzzo viene specificata nelle proprietà del materiale. Si definiscono inoltre i seguenti parametri:

- coefficiente parziale di sicurezza $\boldsymbol{\gamma_C}$ [§4.1.2.1.1.1]
- per gli edifici esistenti**,** fattore di confidenza **FC** [§C8.5.4]

Per approfondimenti sulle resistenze di calcolo di elementi strutturali in calcestruzzo armato, in relazione alle verifiche svolte per i vari tipi di analisi, si rimanda al paragrafo relativo ai domini di resistenza.

2.7.10 Interventi

Parametri di calcolo relativi a vari interventi di rinforzo tra cui Rinforzi a Taglio, FRP, FRCM, CAM, Reticolatus, Acciaio per rinforzo pilastri. Per approfondimenti sulle varie tecniche di intervento consultare il manuale dedicato "Guida Interventi".

Rinforzi a Taglio

Armatura orizzontale

È possibile rinforzare le pareti in muratura esistente per mezzo di armatura trasversale posta nei giunti di malta orizzontali (per es. tralicci in acciaio). L'armatura è definita dai seguenti parametri:

- Sezione totale delle barre $\mathbf{A_{sw}}$
- Tensione di snervamento di progetto $\mathbf{f_{yd}}$

Il passo delle armature orizzontali è una proprietà delle singole aste.

Rispetto alla muratura non rinforzata, rigidezza e resistenza a pressoflessione restano invariate, mentre la resistenza a taglio V_t viene incrementata tenendo conto del contributo dell'armatura V_{ts}

$$V_t = V_{tM} + V_{tS} = d\ t\ f_{vd} + \frac{0.6\ d\ A_{sw}\ f_{yd}}{s},\ con\ V_t \leq 0.3\ f_d\ t\ d \quad [\S 7.8.3.2.2]$$

dove: d è la distanza tra lembo compresso e baricentro dell'armatura tesa; t è lo spessore della parete; s è la distanza verticale tra i livelli di armatura; A_{sw} è l'area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio (armatura orizzontale) nel singolo corso orizzontale; f_{yd} è la resistenza di calcolo dell'acciaio; f_d è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

FRP

I parametri relativi al rinforzo con FRP sono descritti in documenti normativi specifici, in particolare: CNR-DT 200 R1/2012 - Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati.

Per il composito FRP viene adottato il modello elastico-lineare fino a rottura. Vediamo in dettaglio i vari parametri.

- Tipo di applicazione. Vengono distinte le applicazioni di tipo A in cui nei sistemi di rinforzo risultano certificati sia i materiali che il sistema completo applicato ad un substrato definito, dalle applicazioni di tipo B in cui sono invece certificati solo i materiali [LG2009, §2.4.1]. La scelta di tale tipo di applicazione determina i coefficienti parziali di sicurezza da utilizzare distinti per modalità di collasso.
- Coefficienti parziali di sicurezza: $\boldsymbol{\gamma_f}$ coefficiente parziale corrispondente alla Rottura del rinforzo (1.10 per applicazioni di tipo A, 1.25 per applicazioni di tipo B); $\boldsymbol{\gamma_{fd}}$ coefficiente parziale corrispondente al Distacco dal Supporto (1.20 per applicazioni di tipo A, 1.50 per applicazioni di tipo B).
- Modulo di Elasticità normale nella direzione delle fibre $\mathbf{E_f}$.
- Deformazione caratteristica a rottura per trazione $\boldsymbol{\varepsilon_{fk}}$. Secondo formulazioni presenti in letteratura $\varepsilon_{fk} = E_f/(\alpha_{ff} \cdot f_{fk})$, dove: α_{ff} è un coefficiente riduttivo della resistenza legato ai sistemi di rinforzo *impregnati in situ* [LG2009, §5.3].
- Fattore di conversione ambientale $\boldsymbol{\eta_a}$. Secondo il riferimento normativo, le proprietà meccaniche (per esempio la resistenza a trazione, la deformazione ultima ed il modulo di elasticità normale) di alcuni materiali FRP degradano in determinate situazioni ambientali quali: ambiente alcalino, umidità elevata (acqua e soluzioni saline), temperature estreme, cicli termici, ci-cli di gelo e disgelo, radiazioni ultraviolette (UV). Si definisce quindi un fattore di conversione

per ridimensionare l'entità della deformazione di calcolo a rottura per trazione espressa come $\varepsilon_{fd}=\eta_a \cdot \varepsilon_{fk}/\gamma_f$ [DT200, §3.5.1]

Tabella 3-2– Fattore di conversione ambientale η_a per varie condizioni di esposizione e vari sistemi di FRP.

Condizione di esposizione	Tipo di fibra / resina	η_a
Interna	Vetro / Epossidica	0.75
	Arammidica / Epossidica	0.85
	Carbonio / Epossidica	0.95
Esterna	Vetro / Epossidica	0.65
	Arammidica / Epossidica	0.75
	Carbonio / Epossidica	0.85
Ambiente aggressivo	Vetro / Epossidica	0.50
	Arammidica / Epossidica	0.70
	Carbonio / Epossidica	0.85

- Spessore del singolo nastro $\mathbf{t_f}$ (mm)
- Raggio di curvatura degli spigoli R (mm). Influisce nel calcolo della pressione efficace di confinamento, per le colonne rinforzate.

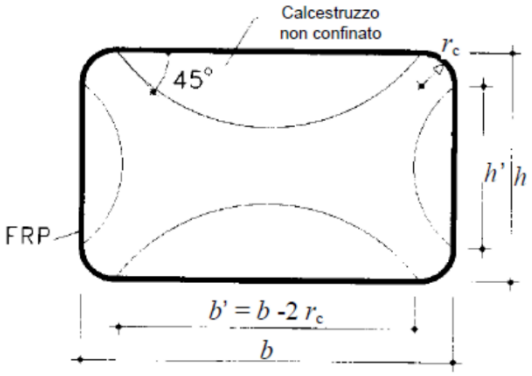


Figura 11. Confinamento di sezioni rettangolari [CNR-DT 200 R1/2013]

- Angolo d'attrito dei corsi di malta φ. Influisce sul valore del Taglio resistente del composito $V_{Rd,f}$: secondo il riferimento normativo, se φ<45°, $V_{Rd,f}$ deve essere ridotto con un coefficiente pari a cot(90°- φ) [DT200, §5.4.1.2.2].

La deformazione ultima di calcolo è specificata nelle proprietà della singola asta. Il valore è preimpostato pari alla deformazione di calcolo a rottura per trazione (ε_{fd}) e può essere ridotto in modo da tener conto della deformazione di calcolo per distacco dal supporto (ε_{fdd}).

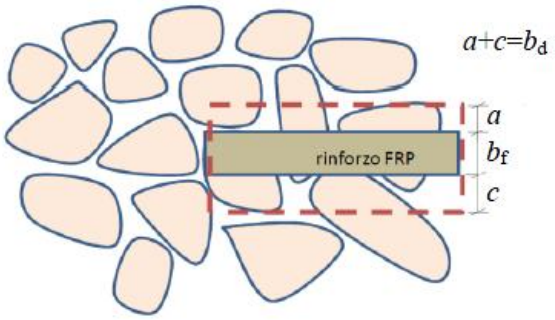
Informazioni su come ricavare il valore della deformazione di calcolo $\boldsymbol{\varepsilon_{fdd}}$ nel caso di distacco dal supporto sono fornite in [DT200, §10.3]. In particolare, il ragionamento proposto parte da riflessioni sulla forza massima che bisogna applicare al rinforzo per staccarlo dal supporto; tale forza è legata alla cosiddetta **Energia specifica di frattura**, così espressa:

$$\Gamma_F = k_b \cdot k_G \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}}$$

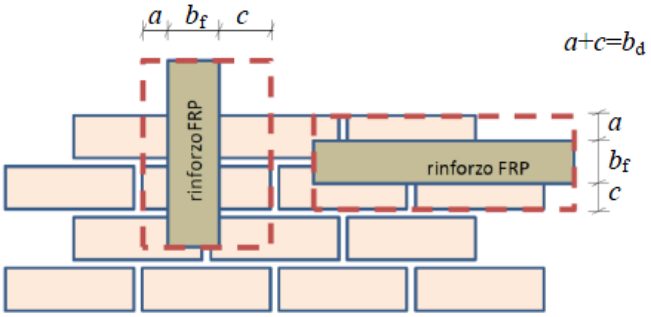
k_b è un coefficiente correttivo adimensionale, di tipo geometrico, fornito dalla relazione:

$$k_b = \sqrt{\frac{3 - b_f / b}{1 + b_f / b}}$$

dove b è pari alla somma tra la larghezza del rinforzo b_f e la quantità b_d che rappresenta la zona di diffusione delle tensioni di aderenza, in genere posta pari al diametro medio delle pietre, secondo quanto indicato nella figura seguente [DT200, §5.3.2]:



Nel caso di muratura regolare, la dimensione b_d può porsi pari alla dimensione del blocco costituente il supporto in direzione ortogonale all'asse del rinforzo:



k_G è un ulteriore coefficiente correttivo di natura sperimentale, avente le dimensioni di una lunghezza, determinato su basi sperimentali, in relazione ad alcune tipologie di materiali abbastanza comuni. La norma stessa, al paragrafo citato, indica alcuni valori ricavati dalla campagna delle indagini sperimentali:

> La calibrazione ha fornito:
>
> - per murature di laterizio, un valore medio di 0.093 mm ed un frattile al 5% di 0.031 mm.
> - per murature di tufo, un valore medio di 0.157 mm ed un frattile al 5% di 0.048 mm;
> - per murature di calcarenite o pietra leccese, un valore medio di 0.022 mm ed un frattile al 5% di 0.012 mm.

Utilizzando i valori medi e caratteristici del coefficiente k_G, si determinano i corrispettivi valori medi e caratteristici dell'energia di frattura Γ_F.
Poiché vale la seguente relazione [DT200, §10.2.1]

$$F_{max} = b_f \cdot \sqrt{2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot \Gamma_F}\,, \qquad (10.2)$$

dove t_f, b_f, E_f sono, rispettivamente, lo spessore, la larghezza ed il modulo di elasticità normale del rinforzo nella direzione della forza e Γ_F è l'energia specifica di frattura.

il valore di progetto della tensione di distacco del rinforzo piò essere calcolato come:

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{f,d}} \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{Fd}}{t_f}}\,, \qquad (10.13)$$

avendo posto $\Gamma_{Fd} = \Gamma_{Fk}/FC$ ed essendo $\gamma_{f,d}$ il coefficiente parziale indicato nel § 3.4.1.

A partire dalla tensione f_{fdd} è possibile stimare la deformazione di distacco ε_{fdd}, che a favore di sicurezza può essere calcolata con l'espressione fornita in [DT200, §10.3.4]:

$$\varepsilon_{fdd} = \frac{f_{fdd,2}}{E_f} = \frac{\alpha \cdot f_{fdd}}{E_f} \qquad (1.0 \le \alpha \le 1.5)$$

Con il coefficiente α che assume questi valori limite dal confronto con il calcestruzzo, in quanto non si hanno al momento sufficienti dati sperimentali per quanto riguarda la muratura.

Esempio di determinazione della deformazione di distacco

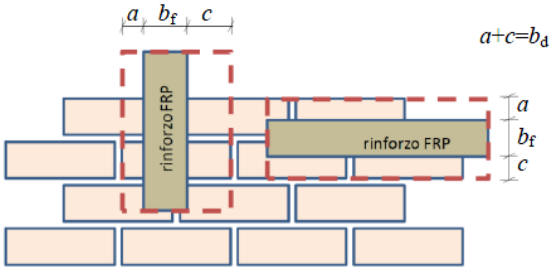
Si supponga di utilizzare un materiale di rinforzo con le seguenti caratteristiche:

$\mathbf{E_f}$ = 230000 MPa, $\boldsymbol{\varepsilon_{fk}}$ = 17.50‰, $\mathbf{f_{fk}}$ = 3000 MPa, $\boldsymbol{\eta_a}$ = 0.95

Da applicare su una muratura in Mattoni Pieni e malta di calce, con nastri di larghezza 10 cm e spessore 0.165 mm, per cui:

$\mathbf{f_m}$ = 2.4 MPa, $\mathbf{f_{mtm}}$ = 0.24 MPa, **FC** = 1.35

Se si prevede un rinforzo a pressoflessione i nastri saranno verticali, per il taglio si disporranno invece parallelamente ai letti di malta. Considerando una larghezza tipica di un mattone di circa 25 cm ed un'altezza di circa 5 cm, si ottiene, seguendo lo schema seguente, il valore di K_b:



$$k_b = \sqrt{\frac{3 - b_f/b}{1 + b_f/b}}$$

da cui:

$$k_b = \sqrt{\frac{3 - 100/250}{1 + 100/250}} = \sqrt{\frac{2.6}{1.4}} \approx 1.36 \quad \textit{(per i rinforzi a pressoflessione)}$$

$$k_b = \sqrt{\frac{3-100/110}{1+100/110}} = \sqrt{\frac{2.1}{1.9}} \approx 1.11 \quad \textit{(per i rinforzi a taglio)}$$

Trattandosi di muratura in laterizio, vale $K_G \approx 0.093$mm.
L'energia di frattura nei due casi vale:

$$\Gamma_F = k_b \cdot k_G \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}}$$

$\Gamma_F = 1.36 \cdot 0.093 \cdot \sqrt{2.4 \cdot 0.24} = 0.095$ (Γ_{Fd}=0.095/FC=0.095/1.35=0.0703)

$\Gamma_F = 1.11 \cdot 0.093 \cdot \sqrt{2.4 \cdot 0.24} = 0.078$ (Γ_{Fd}=0.095/FC=0.078/1.35=0.0577)

Quindi, è possibile ricavare le massime forze sopportabili (oltre le quali si ha il distacco):

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{f,d}} \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{Fd}}{t_f}}$$

$$f_{fdd} = \frac{1}{1.2} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 230000 \cdot 0.0703}{0.165}} = 368.92 \; MPa$$

$$f_{fdd} = \frac{1}{1.2} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 230000 \cdot 0.0577}{0.165}} = 334.22 \; MPa$$

La deformazione che ne segue vale quindi (supponendo a favore di sicurezza α=1):

$$\varepsilon_{fdd} = \frac{f_{fdd,2}}{E_f} = \frac{\alpha \cdot f_{fdd}}{E_f} \qquad (1.0 \le \alpha \le 1.5)$$

$$\varepsilon_{fdd} = \frac{1 \cdot 368.92}{230000} = 0.00160$$

$$\varepsilon_{fdd} = \frac{1 \cdot 334.22}{230000} = 0.00145$$

Se si riprende il valore originario della deformazione di rottura, si può notare che ε_{fk} è un valore molto più grande (ε_{fk}=0.0175, un ordine di grandezza superiore). Questo conferma il comportamento reale: il composito per arrivare a rottura subisce una deformazione più grande rispetto a quella necessaria per il distacco dal supporto. Ne consegue che la forza per staccare il composito dal supporto è minore della forza che porterebbe le fibre a rottura.
Inoltre, coerentemente con quanto ci si aspetta, la deformazione di distacco per taglio (meccanismo fragile) è minore di quella per pressoflessione.
In genere, quando sono presenti meccanismi di ancoraggio (fiocchi di fibre o barre passanti tra le due facce della parete rinforzata) si può ritenere che il meccanismo di collasso sia per *rottura a trazione* del rinforzo; mentre, se non sono presenti dispositivi di ancoraggio (o non è possibile disporre di un'adeguata lunghezza di ancoraggio) è coerente considerare che il rinforzo vada al collasso per *delaminazione dal supporto,* ed in questo caso si utilizzerà la deformazione di distacco di cui sopra.

Il paragrafo [DT200, §10.3.2] fornisce indicazioni anche sulla "Lunghezza di ancoraggio ottimale" da dover rispettare se si dovessero prevedere dei sistemi di ancoraggio. Tale dimensione è espressa sulla base di un legame "τ_b–s" rigido softening ed indica la lunghezza l_{ed}:

$$l_{ed} = \frac{1}{\gamma_{Rd} \cdot f_{bd}} \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot \Gamma_{Fd}}{2}} \geq 150\,\text{mm}$$

dove:

- $f_{bd} = \frac{2 \cdot \Gamma_{Fd}}{s_u}$ il valore di progetto della massima tensione tangenziale di aderenza, con $\Gamma_{Fd} = \Gamma_{Fk}/FC$;
- $s_u = 0.3$ mm per murature di calcareniti e di pietra leccese e $s_u = 0.40$ mm per murature di laterizio e di tufo;
- γ_{Rd} un coefficiente correttivo pari a 1.5 per murature di laterizio e tufi e pari a 1.25 per murature di calcareniti e di pietra leccese.

Per l'esempio indicato, si avrebbe:

$f_{bd} = \frac{2 \cdot 0.0703}{0.40} = 0.351\,MPa$ (considerando l'Energia di frattura nel caso di Pressoflessione)

$f_{bd} = \frac{2 \cdot 0.0577}{0.40} = 0.288\,MPa$ (considerando l'Energia di frattura nel caso di Taglio)

da cui segue che:

$l_{ed} = \frac{1}{1.5 \cdot 0.351} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot 230000 \cdot 0.165 \cdot 0.0703}{2}} = 217.78\,mm$ (per i nastri a pressoflessione)

$l_{ed} = \frac{1}{1.5 \cdot 0.288} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot 230000 \cdot 0.165 \cdot 0.0577}{2}} = 240.52\,mm$ (per i nastri a taglio)

FRCM

I parametri relativi al rinforzo con FRCM sono descritti in documenti normativi specifici, in particolare: CNR-DT 215/2018 - Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a Matrice Inorganica.

Per il composito FRCM viene adottato il modello elastico-lineare fino a rottura. Vediamo in dettaglio i vari parametri.

- Modulo elastico del tessuto secco **E_f**
- Deformazione caratteristica a rottura per trazione del tessuto secco **ε_{uf}**
- Fattore di conversione ambientale **η_a** [DT215, §3.2]
- Spessore equivalente del tessuto **t_f** (mm)

Per confinamento di colonne in muratura:

- Raggio di curvatura degli spigoli **R** (mm). Influisce nel calcolo della pressione efficace di confinamento, per le colonne rinforzate.
- Spessore complessivo del rinforzo **t_{mat}** (mm)
- Resistenza caratteristica a compressione della matrice **$f_{c,mat}$** (N/mm^2)

La deformazione ultima di calcolo è specificata nelle proprietà della singola asta. Il valore è preimpostato pari alla deformazione di calcolo a rottura per trazione e può essere ridotto in modo da tener conto di crisi per distacco dal supporto.

CAM

I parametri relativi al sistema di rinforzo CAM sono descritti nella documentazione originale EdilCAM©. Per l'acciaio del rinforzo viene assunto un comportamento elastico-perfettamente plastico.
Si considerano tre diverse tipologie di nastro:

- **Nastro standard duttile.** Unica tipologia di nastro sia orizzontale che verticale con possibilità di modulare in maniera diversificata il numero di nastri in sovrapposizione ed il passo della maglia tra nastri orizzontali e verticali
- **Nastro migliorato duttile**. Per la sostituzione dei nastri orizzontali convenzionali con una tipologia a maggiori prestazioni (rinforzo a taglio)
- **Nastro ad alte prestazioni di resistenza elastico.** Utilizzato come nastro verticale per il rafforzamento concentrato agli spigoli

Per ognuna delle tre tipologie sono forniti i seguenti parametri:

- Tensione di snervamento caratteristica $\mathbf{f_{yk}}$
- Tensione di snervamento di progetto $\mathbf{f_{yd}}$
- Deformazione ultima $\boldsymbol{\varepsilon_{ud}}$
- Deformazione di snervamento $\boldsymbol{\varepsilon_{yd}}$
- Sezione del singolo nastro: spessore $\mathbf{t_f}$, larghezza
- Raggio curvatura spigoli **R**

Per maschi murari rinforzati con sistema CAM
È possibile considerare per effetto del confinamento l'incremento di deformazione ultima e/o l'incremento di resistenza ultima. In genere, la scelta migliore è mantenere attivi entrambi i check.

Reticolatus

Il sistema Reticolatus© prevede l'utilizzo di trefoli in acciaio ad alta resistenza.
Il comportamento è elastico-lineare fino a rottura, descritto dai seguenti parametri:

- Tensione di snervamento di progetto $\mathbf{f_{yd}}$
- Modulo di elasticità $\mathbf{E_s}$
- Sezione del trefolo: area e larghezza fascia $\mathbf{b_f}$
- Raggio di curvatura per confinamento **R**

Acciaio per rinforzo pilastri

I parametri sono relativi alle caratteristiche del rinforzo di colonne in muratura con cerchiature e profili angolari longitudinali in acciaio.
Per l'**acciaio** si assume un comportamento elastico - perfettamente plastico descritto dai seguenti parametri:

- Tensione di snervamento caratteristica f_{yk}, da cui $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_S$ con $\gamma_S=1.05$ [Tab.4.2.V, §4.2.4.1.1]

- Deformazione ultima ε_{ud}
- Modulo di elasticità **Es**

Per le **cerchiature** realizzate per mezzo di fasce o calastrelli è possibile specificare:

- Sezione della fascia: spessore $\mathbf{t_f}$ e larghezza $\mathbf{b_f}$
- Eventuale raggio di curvatura agli spigoli **R**

Per i **rinforzi longitudinali**, ovvero angolari agli spigoli è possibile specificare:

- Sezione dell'angolare: larghezza dell'ala **l**, spessore **s**

2.8 OPZIONI AVANZATE

Le opzioni avanzate appaiono nella scheda Proprietà digitando "*avanzate*" nella riga di comando.

Generale	
Soglia di labilità per spostamenti nodali	Indica il limite di spostamento oltre il quale la deformazione è inaccettabile, di fatto equiparabile alla labilità. Questo parametro è molto importante in analisi pushover nei casi in cui la fattorizzazione della matrice di rigidezza della struttura risulta ancora possibile ma la curva viene interrotta per spostamenti eccessivi (superamento della soglia di labilità). In alcuni casi, come nell'analisi di edifici molto alti (torri e campanili) può essere necessario aumentare la soglia di labilità poiché i nodi più alti dell'edificio potrebbero sviluppare spostamenti elevati rimanendo comunque in equilibrio.
Ez: Verifica d'attrito	Specifica se, in caso di sisma verticale, la verifica di taglio per scorrimento deve essere svolta anche per i maschi in muratura esistente con tessitura irregolare per tener conto della disgregazione muraria indotta dalla componente sismica verticale. In questo caso si considera f_{v0}=0.07 N/mm^2
Analisi Pushover	
Calcolo parallelo	Specifica se l'elaborazione delle curve pushover può essere condotta in parallelo sfruttando le potenzialità dei processori multicore.
Ottimizzazione dei risultati	Riduce la dimensione dei file dei risultati e i tempi di elaborazione.
Limite curve intermedie	Consente di limitare il numero di curve intermedie nell'elaborazione della curva di capacità della struttura. Il campo deve essere lasciato vuoto per non imporre limiti.
Ez: Riduzione drift	Specifica se per effetto della componente sismica verticale la deformazione angolare ultima dei maschi murari subisce una riduzione proporzionale alla riduzione di resistenza.
Ez: Correzione ζ	Specifica se in caso di componente sismica verticale l'indicatore di rischio sismico deve subire una correzione per tener conto della coerenza tra l'accelerazione spettrale verticale e la capacità in termini di PGA

3 FASI OPERATIVE

3.1 MODELLAZIONE ARCHITETTONICA

La modellazione architettonica rappresenta la prima fase operativa. In questa fase è necessario creare un modello virtuale dell'edificio per mezzo di oggetti parametrici quali muri, colonne, colonne, travi, archi e solai. Grazie al modello geometrico dell'edificio sarà possibile elaborare automaticamente il modello strutturale per svolgere le analisi di tipo elastico o il modello cinematico per svolgere l'analisi cinematica dei meccanismi di collasso locale.

3.1.1 Piani

Una delle prime operazioni da compiere per creare il modello virtuale è senza dubbio la definizione dei piani dell'edifico. Per farlo è sufficiente visualizzare la scheda Progetto del Navigatore e cliccare su Gestione Piani. Nella finestra che appare è possibile aggiungere o eliminare dei piani e modificarne le proprietà. Inizialmente il modello è costituito da due piani: Fondazione e Piano 1.

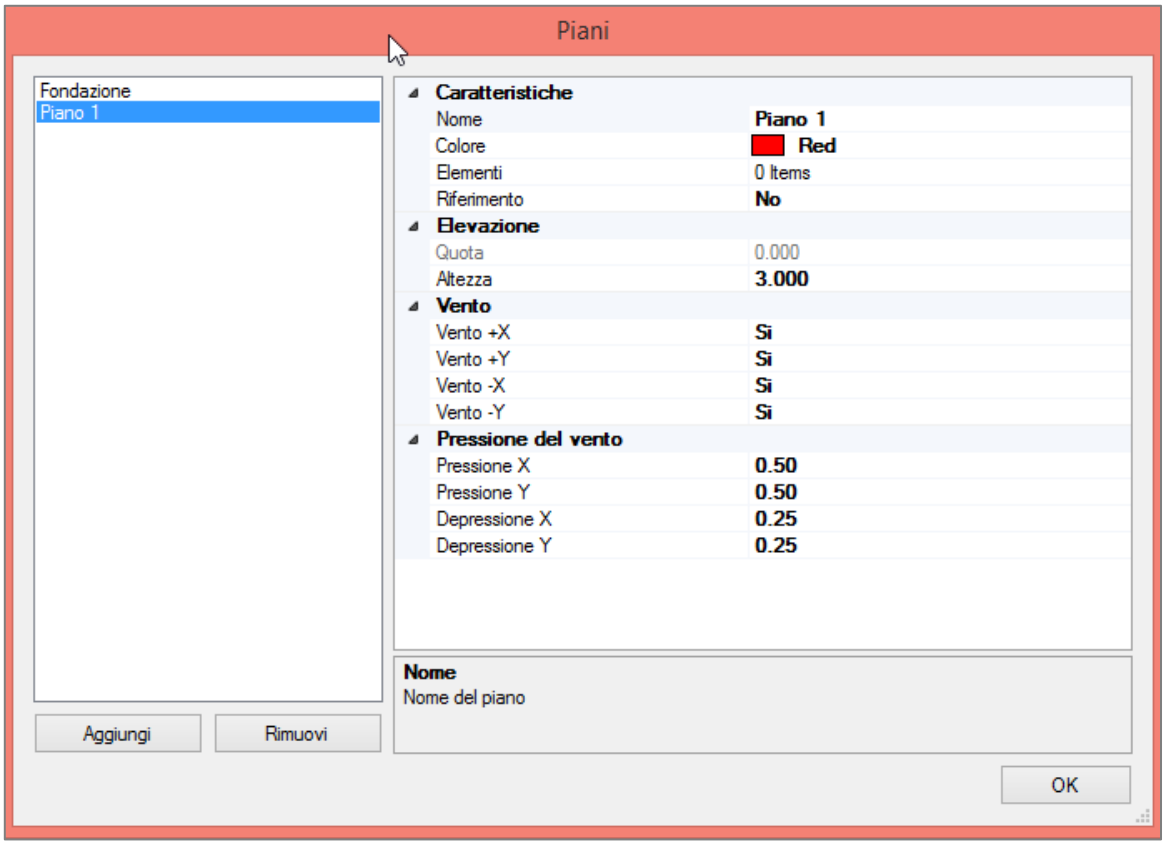


Figura 12. Finestra Gestione Piani

La figura seguente illustra un esempio di come devono essere definiti i piani di un edificio con un piano interrato, due piani fuori terra e un piano copertura. Lo zero di progetto è sempre considerato in corrispondenza dell'estradosso delle travi di fondazione, anche se, come in questo caso, si trova ben al di sotto del piano campagna. Il Piano 1 può essere rinominato in Piano Interrato specificando un'altezza pari a 2.200 m. Per evitare che questo piano, sia soggetto alle forze inerziali di origine sismica è sufficiente specificare che la *Quota di inizio degli effetti sismici* è proprio pari all'altezza del Piano Interrato (Parametri di Calcolo, scheda Sismica).

Devono quindi essere aggiunti 3 piani: il Piano Terra con un'altezza pari a 3.200 m, il Piano Primo con un'altezza pari 3.030 m e il Piano Copertura con un'altezza pari a 0.500 m.
Dato che la copertura è costituita da un tetto inclinato, i suoi elementi costruttivi hanno altezza variabile, per cui l'altezza del Piano Copertura viene impostata convenzionalmente in corrispondenza della linea di gronda.

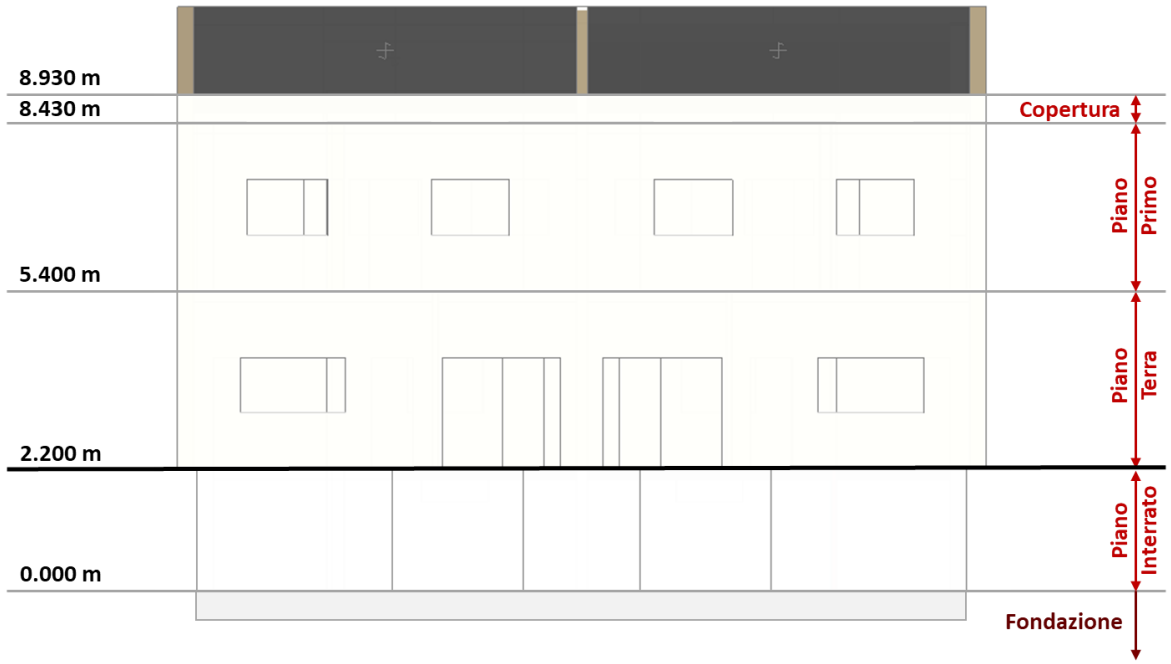


Figura 13. Esempio di definizione piani

Il Piano presenta le seguenti proprietà.

Caratteristiche	
Nome	Modifica il nome del piano.
Colore	Modifica il colore associato al piano.
Elementi	Fornisce una lista degli elementi che appartengono al piano.
Riferimento	Attiva o disattiva la visualizzazione del piano come traccia di riferimento nelle piante degli altri piani. Questa funzione è particolarmente utile nella modellazione per assicurarsi che gli elementi dei piani superiori siano ben impostati sugli elementi dei piani inferiori o per definire correttamente le travi di fondazione in corrispondenza dei muri soprastanti.
Elevazione	
Quota	Rappresenta la quota di partenza del piano rispetto allo zero di progetto. Questa proprietà è in sola lettura e dipende dalle altezze dei piani sottostanti.

Altezza	Indica l'altezza del piano intesa come la distanza fra il pavimento del piano corrente e l'estradosso del solaio superiore.
Vento	
Attiva o disattiva l'azione del vento sul piano corrente nelle direzioni +X, +Y, -X, -Y (Sistema Globale).	
Pressione del vento	
Specifica il valore della pressione (carico agente sulle pareti poste sopravento) e della depressione (carico agente sulle pareti poste sottovento) in kN/m^2 nelle direzioni X e Y.	

3.1.2 Riferimenti

Per la modellazione degli elementi di ogni piano è possibile utilizzare come riferimento dei disegni in formato DXF o delle immagini. Per inserire questi riferimenti è necessario utilizzare i comandi Immagine o Disegno presenti nella scheda Modello della Barra Multifunzione.
Una volta scelto il disegno da importare, questo viene posizionato in modo tale che la sua origine coincida con l'origine del sistema di riferimento globale. Se si dispone di vari file in formato DXF relativi ai diversi piani dell'edificio è consigliabile che tutti i disegni:

- siano collocati in prossimità dell'origine degli assi;
- abbiano un sistema di riferimento comune in modo da facilitare l'inserimento e assicurare la corrispondenza delle piante ai vari piani;
- siano compatti, cioè non vi siano delle entità anche nascoste al di fuori del perimetro della pianta (questo semplificherà le operazioni di Orbità 3D o Zoom Estensione);
- contengano gli elementi strettamente necessari (eliminare testi, quote o disegni di arredo che possono appesantire la visualizzazione).

In ogni caso, una volta inserito il disegno o l'immagine di riferimento sarà possibile spostarlo per mezzo degli appositi comandi di modifica presenti nella scheda Strumenti della Barra Multifunzione. L'oggetto di riferimento apparirà oltre che nella finestra grafica anche nel Navigatore sotto la voce Disegni. Selezionandolo è possibile accedere alle sue proprietà.

Generale	
Fattore di scala	Specifica un fattore di scala per modificare di fatto l'unità di misura del disegno di riferimento. Nella finestra grafica di PCM l'unità di misura delle lunghezze è il metro lineare. Nel caso in cui l'unità di misura del disegno di riferimento sia diversa occorre specificare un opportuno fattore di scala.
Visibile	Specifica la modalità di visualizzazione del disegno di riferimento. Questo piò essere nascosto, visibile solo nelle viste 2D (pianta) o visibile anche nelle viste 3D. Quest'ultima modalità è particolarmente utile per verificare che i vari disegni siano stati allineati correttamente in elevazione.

Posizione	
Piano	Proprietà non modificabile. Indica il piano in cui è stato inserito riferimento.
Blocca	Permette di bloccare la posizione dell'oggetto di riferimento in modo che non sia possibile spostarlo accidentalmente.
Punto di inserimento	Riporta le coordinate dell'origine del disegno di riferimento rispetto al sistema di riferimento globale. Le coordinate possono essere modificate per spostare il disegno.
Aspetto	
Unifica	Indica se il disegno di riferimento deve essere visualizzato con un colore unico specificato nella proprietà successiva o con i colori originali.
Colore	Specificare il colore con cui visualizzare il disegno di riferimento.
Insiemi	
Layers	In caso di disegno in formato DXF apre la finestra di gestione dei layer. Da qui è possibile attivare o disattivare la visualizzazione di alcuni layer del disegno e modificarne alcune proprietà come il colore.
Comandi	
Sposta nell'origine	Questo comando posiziona il disegno DXF in prossimità dell'origine e in modo tale che tutte le entità grafiche siano contenute nel primo quadrante del sistema di riferimento globale(coordinate X e Y positive).

3.1.3 Muri

Per creare un muro sono disponibili due comandi distinti:

- **Muro**. Permette di creare un muro specificando il punto iniziale e il punto finale della linea di riferimento. I punti possono essere specificati con un click con il tasto sinistro del mouse nella finestra grafica o inserendo le coordinate nella riga di comando.
- **Muro rapido**. Permette di creare un muro tracciando una linea che intersechi due linee parallele di un disegno di riferimento in formato dxf. Come illustrato nell'immagine seguente:



Una volta creato, il muro viene rappresentato sia in Pianta che in Vista 3d.
Selezionando il muro viene visualizzata la linea di riferimento (linea verde spessa) e una freccia che indica il verso del muro permettendo di riconoscere gli estremi iniziale e finale. Nella finestra attiva sono inoltre visibili i grip che permettono di spostare graficamente gli estremi del muro.

Se nella creazione dei muri l'opzione *Raccordo automatico muri* è attiva (tasto F2), i muri le cui linee di riferimento siano contigue vengono raccordati automaticamente. Per raccordare i muri dopo averli inseriti è possibile agire sui grip o usare il comando *Raccorda*.

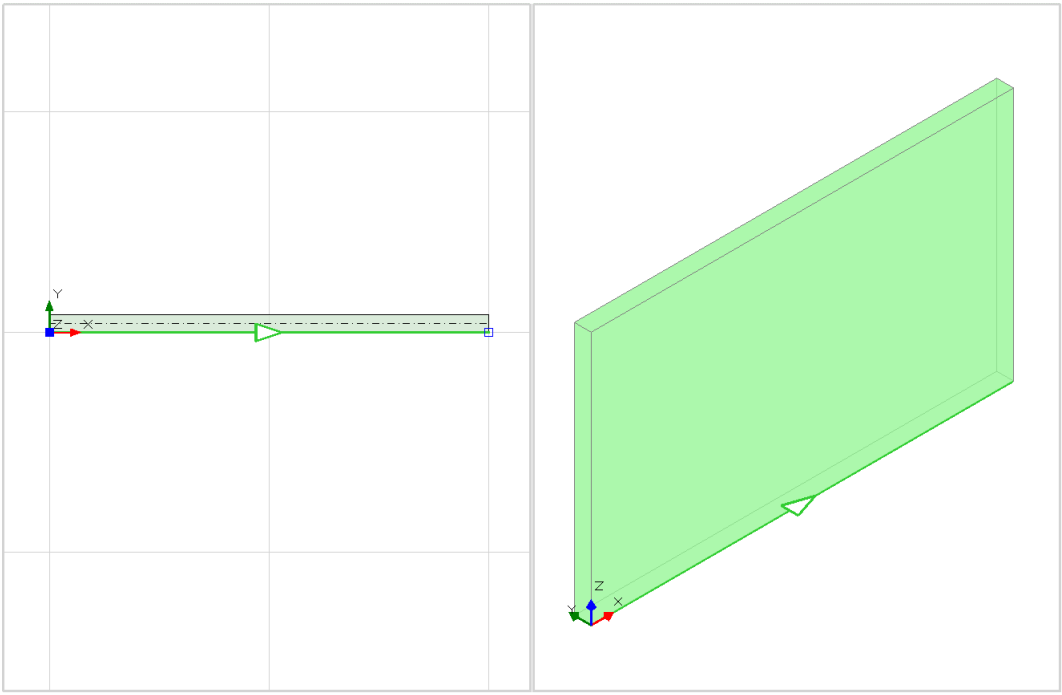


Figura 14. Visualizzazione del Muro

Il muro presenta le seguenti proprietà:

Caratteristiche	
Materiale	Specifica il materiale del muro. È possibile selezionare una muratura o un calcestruzzo.
Allineamento	Specifica l'allineamento del muro rispetto alla linea di riferimento. Le opzioni disponibili sono: Sinistra, Centro, Destra.
Offset	Specifica lo scostamento del muro rispetto alla linea di riferimento.
Spessore	Specifica lo spessore del muro. Un click sul tasto [...] permette di specificare il valore graficamente tracciando un segmento nella finestra grafica.
Profilo	Specifica il profilo del muro in elevazione. Le opzioni disponibili sono: • Verticale • Inclinato • A doppia inclinazione I profili Inclinato e A doppia inclinazione richiedono il modulo ECS. (vedi Muri inclinati o rastremati).
Angolo inclinazione Sx	Angolo di inclinazione della faccia sinistra (solo per profilo a doppia inclinazione)

Angolo inclinazione Dx	Angolo di inclinazione della faccia destra (solo per profilo inclinato o a doppia inclinazione)
Elevazione	
Piano base	Indica il piano di appartenenza del muro. In caso di muri che si estendono più piani si riferisce al piano inferiore. Proprietà in sola lettura.
Quota	Specifica la quota di base del muro rispetto alla quota del piano base. Un click sul tasto [...] permette di specificare il valore graficamente tracciando un segmento nella finestra grafica. Non è possibile inserire un valore superiore all'altezza del piano base.
Piano elevazione	Specifica il piano fino al quale si estende il muro. Inizialmente coincide con il piano base e il muro ha un'altezza pari all'altezza del piano. Pe modellare muri "a doppia altezza" o che si estendono su più piani, è possibile specificare un piano superiore al piano base e l'altezza del muro sarà aggiornata di conseguenza.
Δh iniziale	Specifica l'offset tra la sommità del muro all'estremo iniziale e la sommità del piano di elevazione.
Δh finale	Specifica l'offset tra la sommità del muro all'estremo finale e la sommità del piano di elevazione.
Posizione	
Punto iniziale	Specifica le coordinate del punto iniziale della linea di riferimento del muro.
Punto finale	Specifica le coordinate del punto iniziale della linea di riferimento del muro.
Modellazione	
Modello strutturale	Indica se l'elemento prende parte al modello strutturale.
Modello cinematico	Indica se l'elemento prende parte al modello cinematico.
Struttura	
Zone rigide	Il modello strutturale dell'edificio viene elaborato secondo il metodo del telaio equivalente. I muri vengono schematizzati per mezzo di telai piani in cui le aste verticali rappresentano i maschi murari e le aste orizzontali rappresentano strisce murarie e i sottofinestra. Link rigidi realizzano il collegamento tra le varie aste dando luogo ad un modello tridimensionale. Il metodo del telaio equivalente prevede che le zone di intersezione tra i maschi e le fasce murarie siano considerate infinitamente rigide.

La proprietà "Zone rigide" specifica il metodo seguito per determinare l'estensione delle zone rigide nei maschi murari. È possibile scegliere fra le seguenti opzioni:

- *Nessuna*. Non viene definita alcuna zona rigida alle estremità dei maschi.
- *Intersezione*. Le zone rigide vengono individuate esattamente dalle intersezioni tra le strisce e i maschi murari.
- *Limite H/3*. Come nel metodo Intersezione ma limitando la lunghezza delle zone rigide a un terzo dell'altezza del maschio.
- *Diffusione 30°*. La definizione delle zone rigide segue una legge di diffusione a 30° secondo il metodo elaborato da Dolce nel 1989. Il metodo è illustrato nella figura seguente:

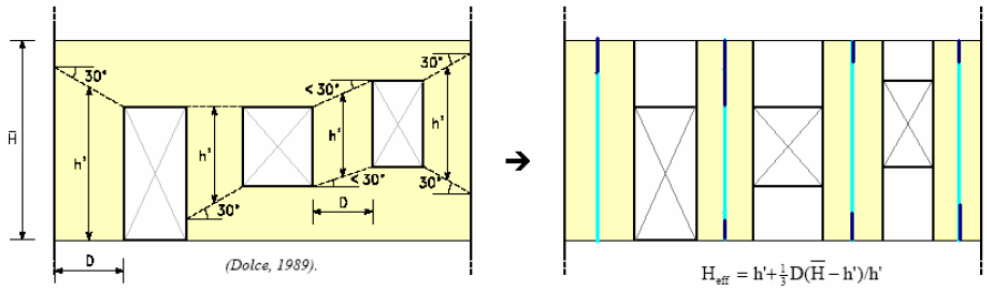


Figura 15. Diffusione a 30° secondo Dolce, 1989

La scelta delle zone rigide condiziona la risposta della struttura. Possono presentarsi casi di strutture con molte aperture su un lato e pareti piene sul lato opposto. Le zone rigide considerate nella parete con aperture potrebbero determinare un irrigidimento di questa parete rispetto alla parete piena che, di fatto, è priva di zone rigide. In questi casi, un metodo che determina zone rigide di lunghezza minore, come il metodo di Diffusione a 30°, potrebbe interpretare meglio la reale rigidezza della struttura, dando meno peso alla parete con aperture rispetto a quella piena.

Il metodo adottato per determinare le zone rigide può diversificarsi da muro ea muro e può essere modificato anche successivamente alla creazione del modello strutturale. In questo caso la modifica effettuata nelle proprietà del muro si rifletterà nelle proprietà dei maschi murari.

Paramento

Permette di raggruppare sotto la stessa sigla muri dello stesso allineamento, anche appartenenti a piani diversi. La sigla viene ereditata dalle aste del modello strutturale relative al muro.

Il raggruppamento per mezzo della proprietà Paramento permette di individuare le pareti significative ai fini della sicurezza per eseguire i controlli previsti da normativa nella determinazione della capacità di spostamento ai diversi stati limite (Circolare applicativa delle NTC 2018, §C8.7.1.3.1):

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

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

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

SLV: lo spostamento ultimo a SLV, sulla bilineare equivalente sopra definita, è pari a ¾ dello spostamento a SLC

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

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

SLO: lo spostamento corrispondente è pari a 2/3 di quello allo SLD.

Gruppo strutturale	Specifica l'eventuale gruppo strutturale a cui appartiene il muro.

3.1.3.1 Muri ad altezza variabile

In presenza di tetti inclinati, è possibile adeguare l'altezza dei muri in modo che il loro profilo superiore sia parallelo al lato della falda. Per farlo è necessario modificare opportunamente le proprietà *Δh iniziale* e *Δh finale*.

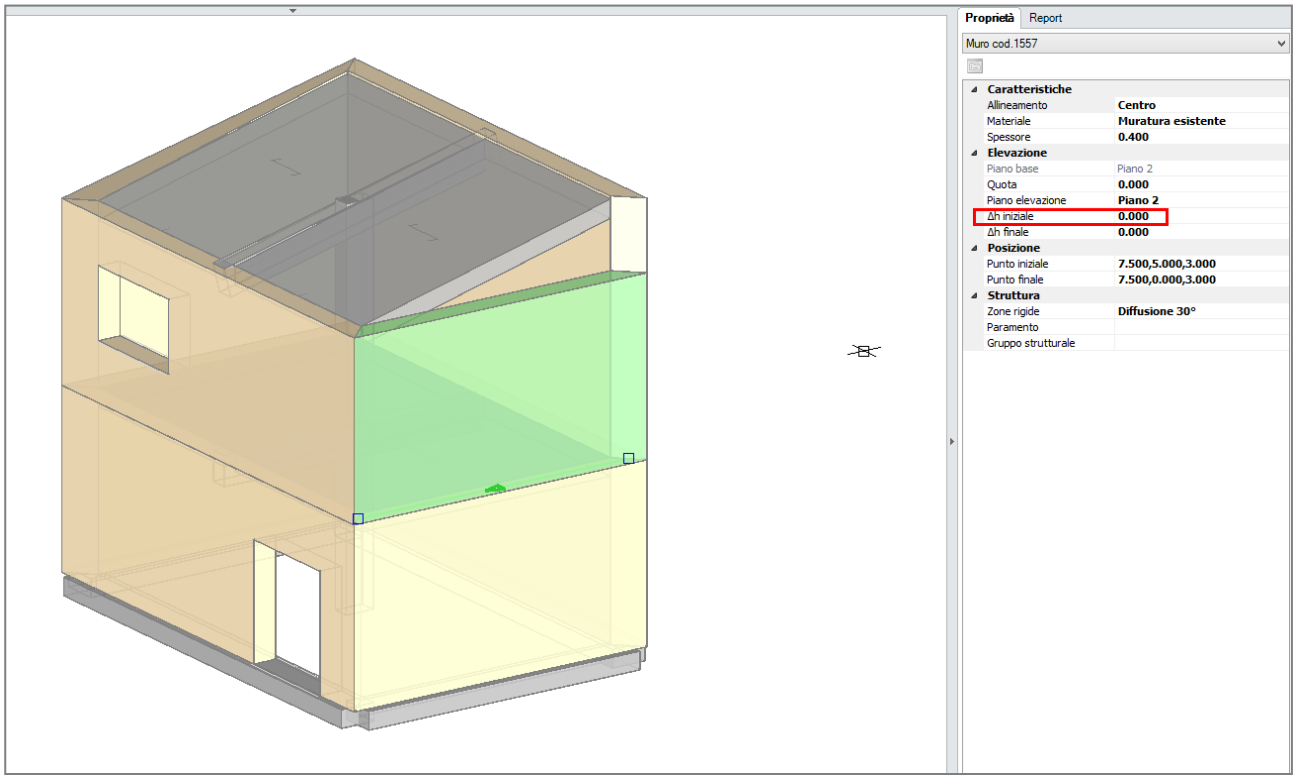


Figura 16. Modellazione di muri con profilo superiore inclinato

3.1.3.2 Muri a doppia altezza

Nelle zone dell'edificio caratterizzate da doppio volume per assenza di un solaio intermedio, i muri possono essere definiti a doppia altezza. Per farlo è necessario modificare la proprietà *Piano elevazione* specificando un piano superiore al piano base.

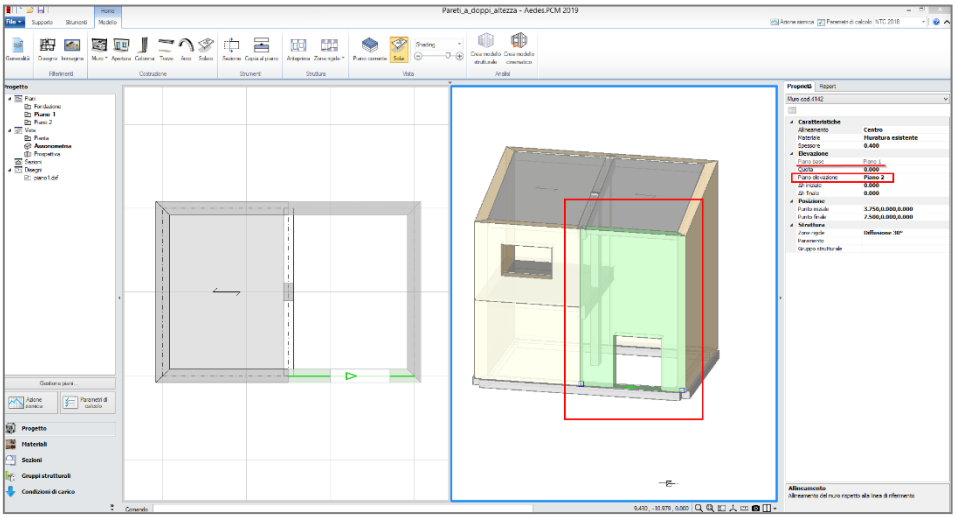


Figura 17. Modellazione di muri a doppia altezza

I muri che si estendono su più piani vengono visualizzati nella pianta di tutti i piani interessati. In particolare, vengono visualizzati normalmente nella pianta del piano di elevazione e in visibilità ridotta ai piani inferiori. Infatti, questi muri possono costituire una maglia chiusa per la definizione di un solaio, solo se il solaio viene inserito al piano di elevazione.

3.1.3.3 Muri ausiliari sotto gronda

In presenza di solai di sottotetto è necessario definire due piani: uno per gli elementi che si estendono fino alla quota del sottotetto e uno per gli elementi al di sopra di tale quota.
La quota di gronda del tetto potrebbe però coincidere con la quota del sottotetto e la falda del tetto insistere di fatto sul muro del piano inferiore. In questi casi al piano superiore deve comunque essere inserito un muro di altezza minima (anche solo 10 cm) in modo da ottenere una maglia chiusa per la definizione della falda e garantire la trasmissione dei carichi al piano inferiore.
Nel muro basso sotto gronda è inoltre opportuno inserire delle aperture fittizie (con altezza nulla) in corrispondenza delle aperture del muro inferiore. Questo accorgimento permette in fase di modellazione strutturale di evitare l'eccessivo irrigidimento della gronda che si verificherebbe se il muro non ci fossero le aperture fittizie.

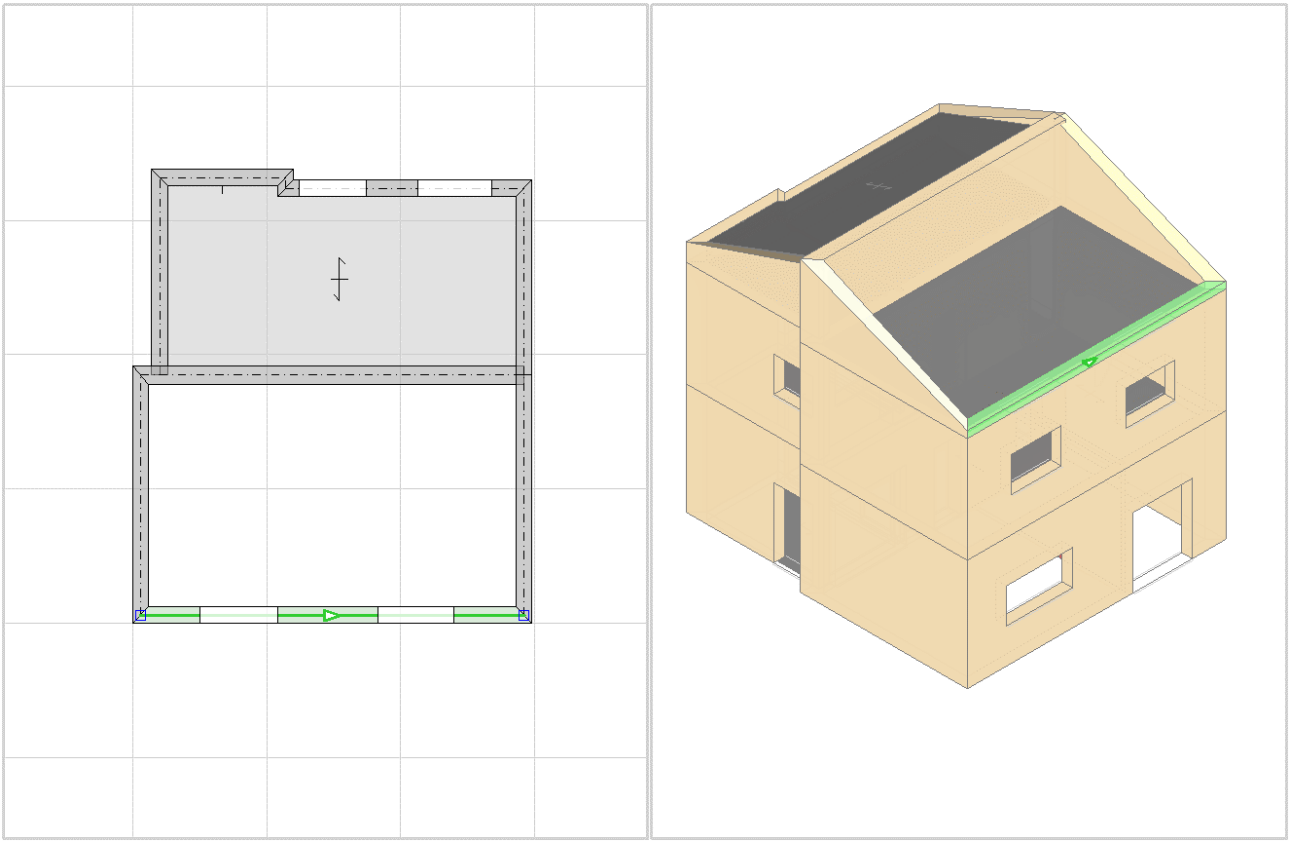


Figura 18. Muri ausiliari sotto gronda

3.1.3.4 Pareti lunghe

Nella fase di modellazione architettonica, in seguito all'inserimento di tutte le aperture **è consigliabile spezzare i muri troppo lunghi** in modo da evitare che siano generati dei maschi murari con lunghezza maggiore di 2-2.5 volte la propria altezza.

È buona regola **spezzare i muri prendendo come riferimento la mezzeria di eventuali aperture presenti nel muro inferiore o superiore dello stesso allineamento**, procedendo secondo i passi indicati nell'immagine seguente:

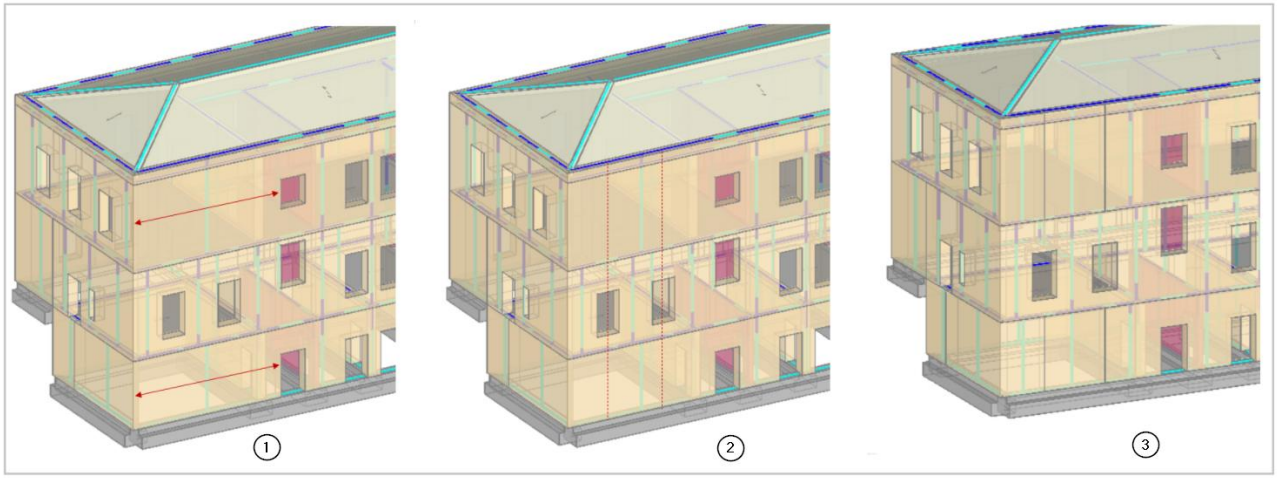


Figura 19. Pareti lunghe

① **Una parete lunga come quelle indicate ai piani secondo e terra nell'immagine**, che insiste o è sovrastata da una corrispondente parete al piano intermedio che invece presenta delle aperture, non deve essere modellata come unico maschio murario: **dovrà essere suddivisa** in modo tale da interagire correttamente con i maschi del piano intermedio. Si osservi che il modello dell'esempio presenta anche un piano di sottotetto, sopra il piano secondo, caratterizzato da muri bassi sotto gronda che devono rispettare la suddivisione dei muri al piano secondo

② Per ottenere questo, per ognuno dei piani interessati (in figura: il piano secondo e sottotetto, e il piano terra, ma in altri modelli potrebbe anche essere un piano generico), è possibile utilizzare il **comando Spezza** (gruppo Modifica del menu Strumenti di PCM) individuando gli **assi verticali posti in corrispondenza della mezzeria delle aperture** attraverso lo **snap sul punto medio** dell'apertura.

③ Sono stati così generati maschi del piano secondo in grado di **trasmettere correttamente il carico** ai sottostanti maschi del piano intermedio, i quali a loro volta trasmetteranno correttamente il carico ai maschi del piano terra. I maschi ottenuti dalla suddivisione sono visibili nell'immagine in filigrana attraverso la rappresentazione dei loro assi corrispondenti alle aste del telaio equivalente; si noti la diversa configurazione del telaio nella figura ③ rispetto alla ①: questo per ribadire che il telaio equivalente è un'ottima modalità di modellazione purché rispetti il più possibile la reale diffusione dei carichi evitando contemporaneamente pareti troppo lunghe che non avrebbero corretta rappresentazione nei confronti della rigidezza.

In sintesi: in generale, **per una buona modellazione del comportamento strutturale di una parete muraria**, è sempre molto importante **rispettare il flusso dei carichi trasmessi dai piani sovrastanti a quelli inferiori**.

3.1.3.5 Muri inclinati o rastremati

Aedes.PCM, in combinazione con ECS, il modulo aggiuntivo dedicato agli Elementi Costruttivi Storici e Monumentali, permette di modellare **muri inclinati o rastremati**.

Nelle proprietà del muro è possibile modificarne il **Profilo** scegliendo tra una delle seguenti opzioni:

- **Verticale**
- **Inclinato**
- **A doppia inclinazione**

Il profilo inclinato e il profilo a doppia inclinazione sono disponibili solo se è attivo il modulo ECS.

Nei muri con **profilo inclinato** è necessario specificare l'angolo di inclinazione (Dx), cioè l'angolo compreso tra il piano orizzontale e la faccia destra del muro. La faccia sinistra sarà parallela alla faccia destra. La proprietà Spessore si riferisce alla distanza tra le due facce del muro.

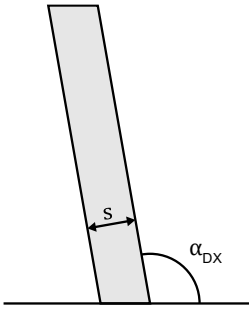


Figura 20. Profilo inclinato: angolo di inclinazione (αDx) e spessore (s)

In caso di **profilo a doppia inclinazione** è necessario specificare sia l'angolo di inclinazione della faccia destra (Dx) che l'angolo di inclinazione della faccia sinistra (Sx). La proprietà Spessore si riferisce alla larghezza della sezione inferiore del muro. Nel corso della modellazione, la proprietà spessore viene adeguata automaticamente in funzione dell'altezza e degli angoli di inclinazione delle facce, per evitare che le due facce del muro si intersechino.

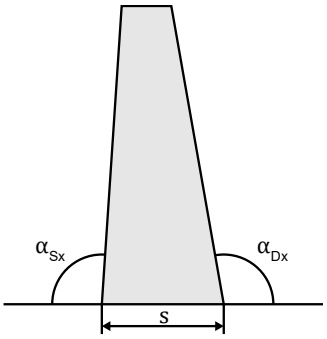


Figura 21. Profilo a doppia inclinazione: angoli di inclinazione (α_{Dx}, α_{Sx}) e spessore (s)

La rappresentazione in pianta di un muro inclinato o a doppia inclinazione è costituita da due elementi:

- una polilinea grigia con campitura piena che rappresenta la traccia della sezione di base del muro;
- una polilinea nera senza campitura che rappresenta il contorno del profilo superiore del muro.

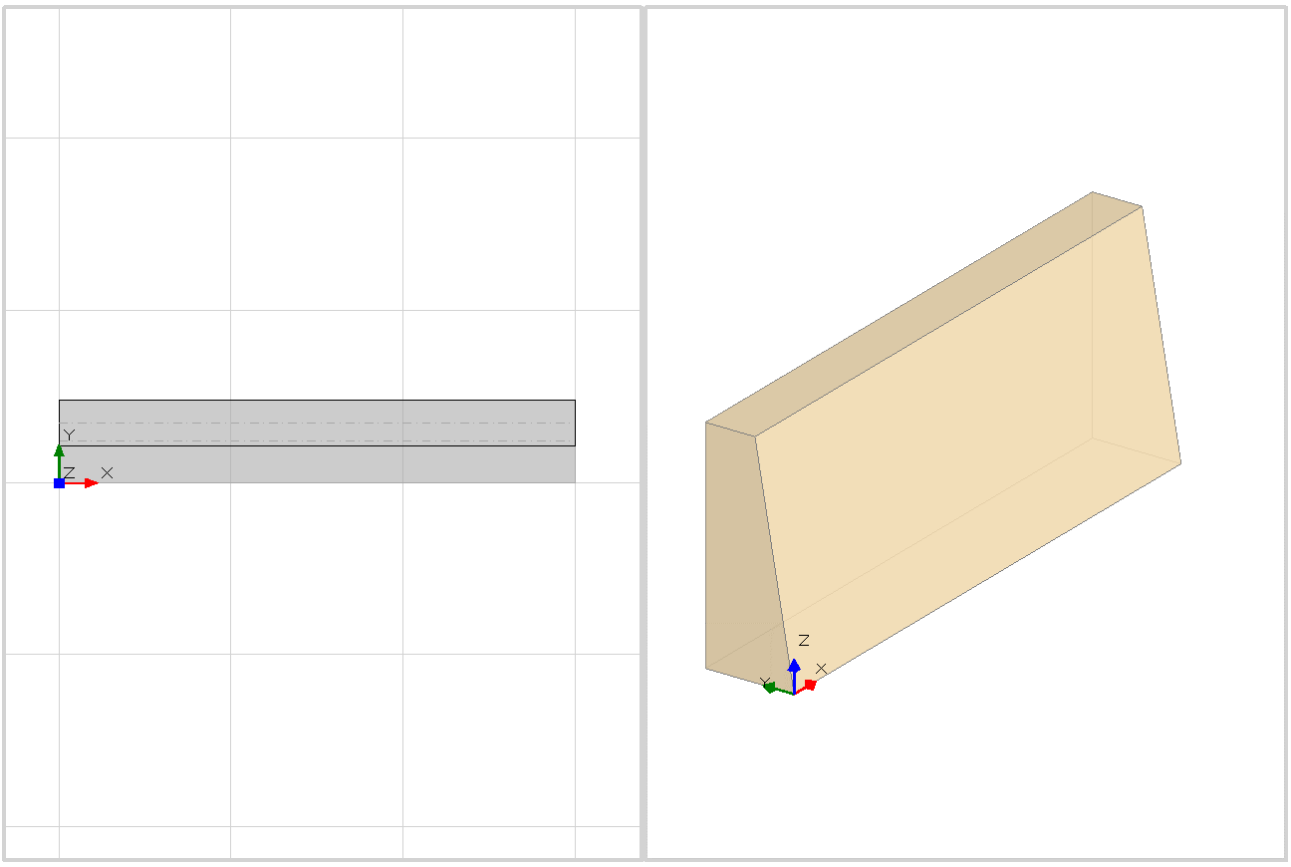


Figura 22. Rappresentazione 2D e 3D di un muro a doppia inclinazione

I muri con profilo inclinato o a doppia inclinazione possono prendere parte al **modello cinematico** per lo studio dei meccanismi di collasso locale, ma sono automaticamente **esclusi dal modello strutturale** a telaio equivalente. Possono contribuire al modello strutturale per le analisi lineari e non lineari se fanno parte di un gruppo strutturale, ad esempio una torre (vedi Gruppi strutturali).

Grazie alla modellazione di muri inclinati o a doppia inclinazione è possibile, ad esempio, studiare i meccanismi di collasso locale per mura di fortificazione con scarpata, oppure studiare il comportamento non lineare di una torre campanaria modellando con precisione il fuoripiombo delle sue pareti.

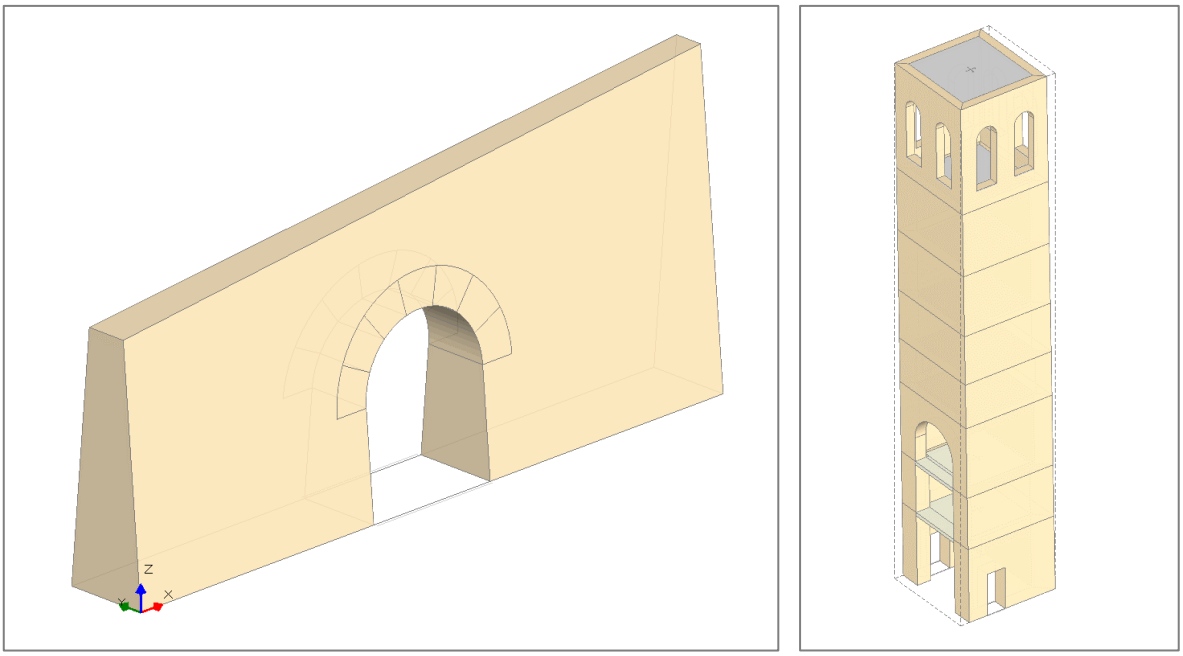


Figura 23. Possibili applicazioni: (a) mura di fortificazione con scarpata, (b) torri con fuoripiombo.

3.1.4 Aperture

Per inserire un'apertura in un muro è necessario usare il comando Apertura e specificare il punto inziale e il punto finale. I punti possono essere specificati con un click con il tasto sinistro del mouse nella finestra grafica o inserendo le coordinate nella riga di comando. È inoltre possibile specificare il punto iniziale, spostare il cursore nella direzione di sviluppo dell'apertura e specificare direttamente la larghezza nella riga di comando.

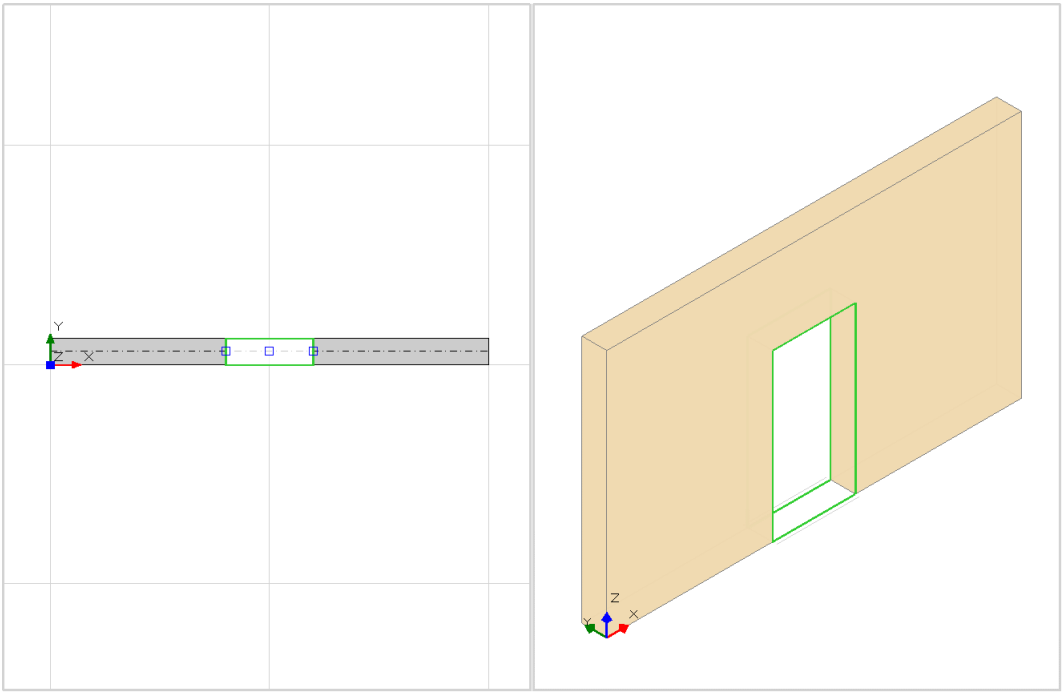


Figura 24. Visualizzazione dell'apertura

Una volta inserita, l'apertura viene rappresentata sia in Pianta che in Vista 3d.
Selezionando l'apertura, nella finestra attiva vengono visualizzati i grip che permettono di modificare graficamente la posizione e la geometria dell'apertura.
L'apertura presenta le seguenti proprietà. Alcune proprietà sono disponibili solo per determinate tipologie di apertura.

Generale	
Forma	Specifica la forma dell'apertura, che può essere: • Rettangolare • Ellittica (comprende anche le aperture di forma circolare) • Arco
Geometria	
Larghezza	Specifica la larghezza dell'apertura.
Altezza	Specifica l'altezza dell'apertura.
Distanza da base	Specifica l'elevazione dell'apertura rispetto alla base del muro di appartenenza. Nel caso della porta il valore è pari a 0.
Dimensioni nette	
Larghezza	Indica la larghezza effettiva dell'apertura al netto di eventuali telai di cerchiatura. Proprietà in sola lettura.
Altezza	Indica l'altezza effettiva dell'apertura al netto di eventuali telai di cerchiatura. Proprietà in sola lettura.

Arco	
Proprietà disponibili solo per aperture ad Arco.	
Freccia	Indica la distanza verticale tra la sommità dell'intradosso e la linea di imposta dell'arco. La proprietà ha effetto sulla forma dell'arco e permette di definire: • *arco a tutto sesto,* quando la freccia è uguale a metà della larghezza; • *arco a sesto acuto,* quando la freccia è maggiore di metà larghezza; • *arco ribassato,* quando la freccia è minore di metà larghezza. Le figure seguenti illustrano le tre tipologie di arco che possono essere definite modificando il valore della freccia a parità di larghezza e altezza totale dell'apertura.

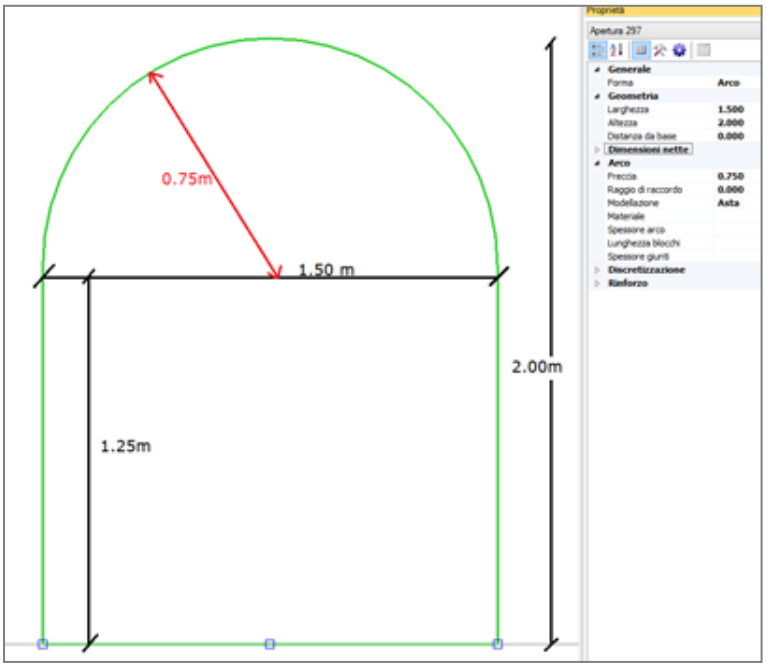


Figura 25. Arco a tutto sesto

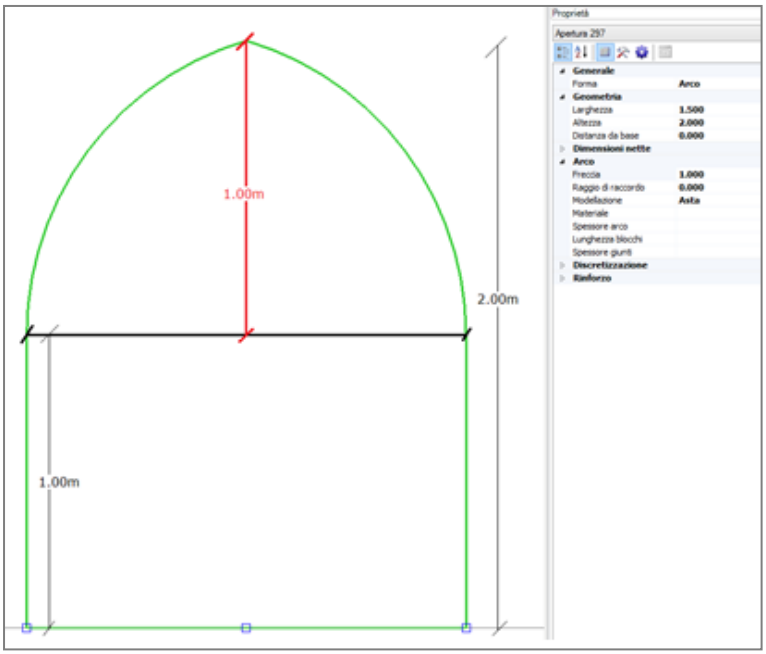


Figura 26. Arco a sesto acuto

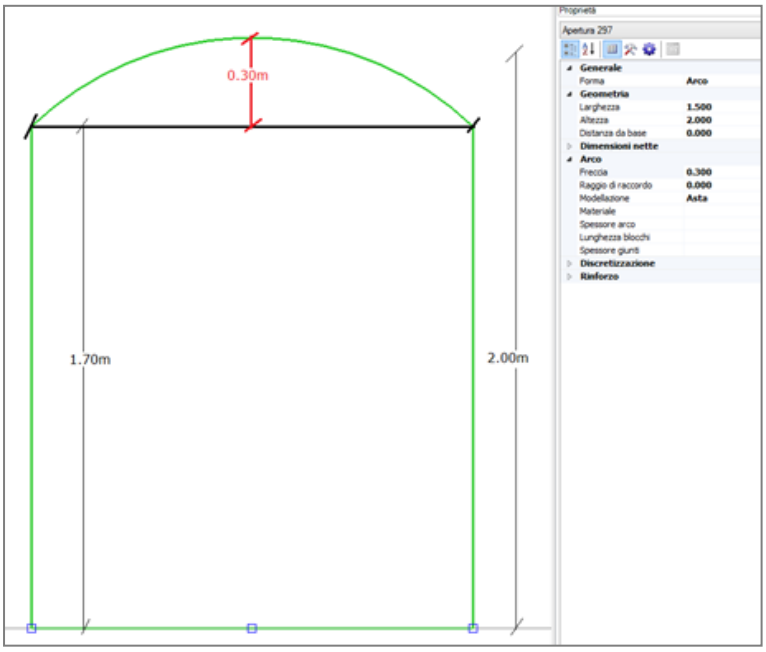


Figura 27. Arco ribassato

Raggio di raccordo	Specifica il raggio di raccordo permettendo di definire archi policentrici: • in archi a tutto sesto, proprietà ininfluente • in archi a sesto acuto, specifica il raggio di raccordo in chiave • in archi ribassati, specifica il raggio di raccordo alle imposte

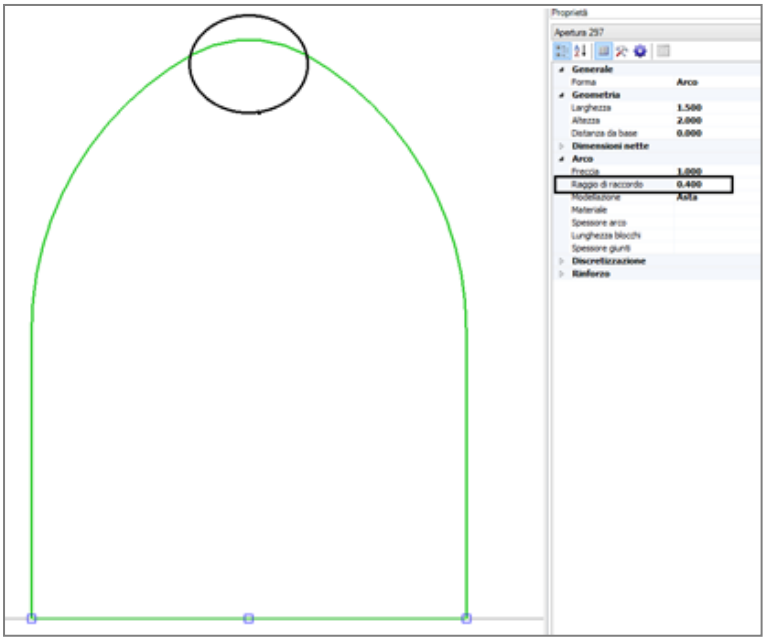


Figura 28. Raccordo in chiave

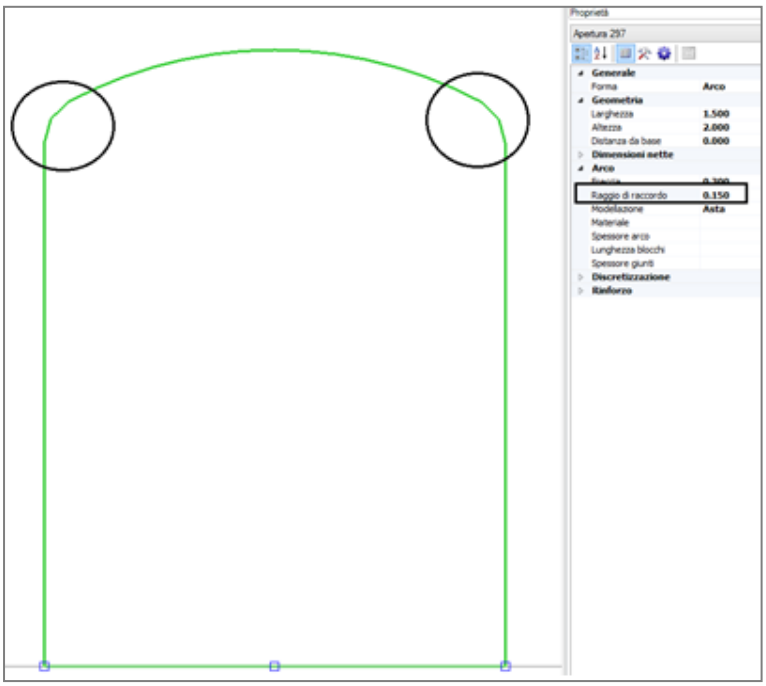


Figura 29. Raccordi alle imposte

Modellazione

Specifica il tipo di modellazione adottata nella definizione del modello strutturale. Sono possibili tre tipi di modellazione (le ultime due richiedono il modulo ECS):

- *Asta*. Viene mantenuta la geometria dell'arco per la corretta definizione del peso proprio. La porzione di muratura posta sopra l'intradosso dell'arco viene considerata come una striscia muraria ed assimilata quindi ad un'asta con sezione rettangolare equivalente.

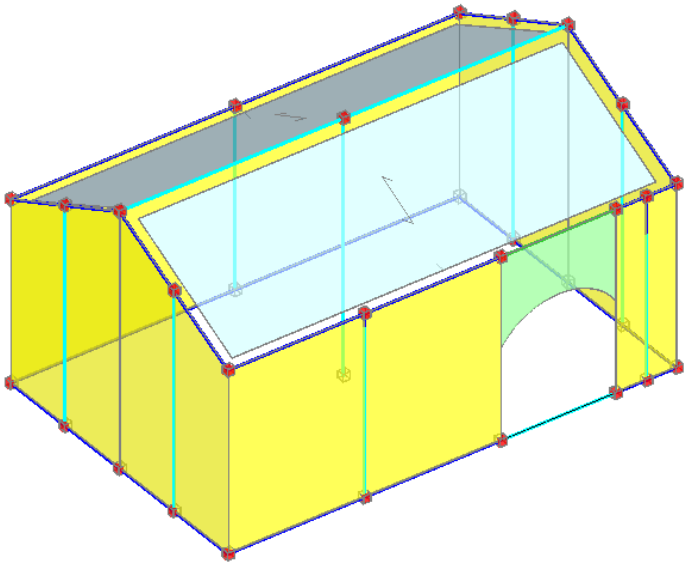


Figura 30. Apertura ad arco - modellazione ad asta

- *Blocchi e Giunti*. L'arco viene discretizzato in blocchi (elementi lineari ad asse curvilineo) e l'interfaccia tra un blocco e l'altro è realizzata per mezzo di quattro giunti (aste poste in corrispondenza dei vertici di due blocchi adiacenti). Il collegamento tra blocchi e giunti è realizzato per mezzo di link rigidi. Questo tipo di modellazione permette di eseguire verifiche di compressione e taglio nei blocchi e verifiche di trazione nei giunti. Pertanto, in analisi pushover permette la formazione di cerniere plastiche e l'individuazione del meccanismo di collasso dell'arco.

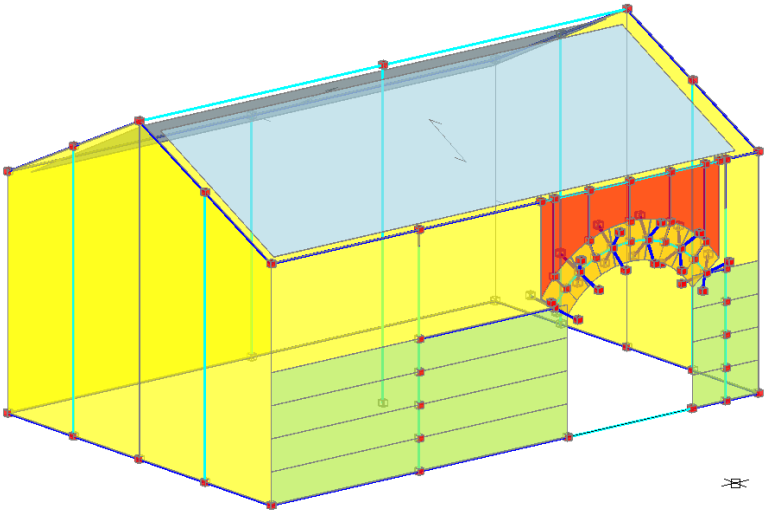


Figura 31. Apertura ad arco - modellazione a blocchi e giunti

- *Blocchi*. Simile alla modellazione a blocchi e giunti, ma senza i giunti. Permette verifiche a compressione e taglio nell'arco ma non la formazione di cerniere plastiche per superamento della resistenza a trazione. La modellazione a soli blocchi comporta un numero di aste

nettamente minore rispetto alla modellazione blocchi e giunti, pertanto è più indicata per la schematizzazione degli archi nel modello globale dell'edificio.

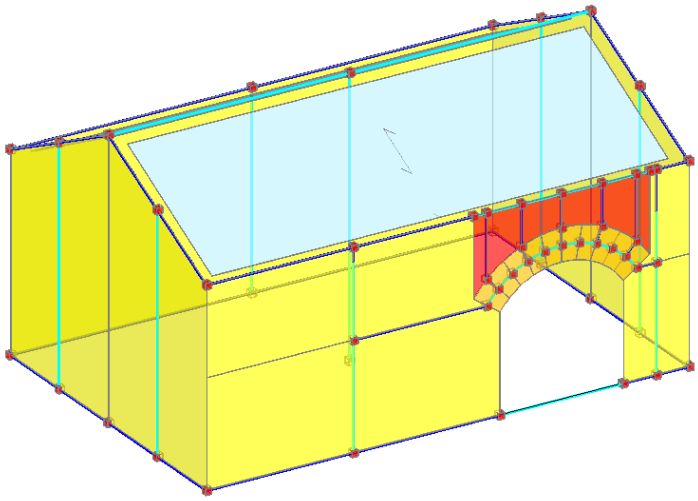


Figura 32. Apertura ad arco - modellazione a blocchi

Nella modellazione blocchi e giunti (o solo blocchi) la porzione di muratura sopra l'estradosso dell'arco viene schematizzata per mezzo di aste non collaboranti che svolgono la funzione di trasferire i carichi verticali all'arco. L'orizzontamento viene suddiviso in una serie di strisce (aste orizzontali) in funzione della scansione dei blocchi e connesso ai blocchi dell'arco per mezzo di link rigidi verticali. Le strisce presentano rotazioni complanari libere a entrambi gli estremi mentre i link rigidi verticali presentano rotazioni complanari libere all'estremo iniziale. In questo modo il sistema è in grado di trasferire i carichi verticali dall'orizzontamento all'arco senza contribuire alla sua resistenza.

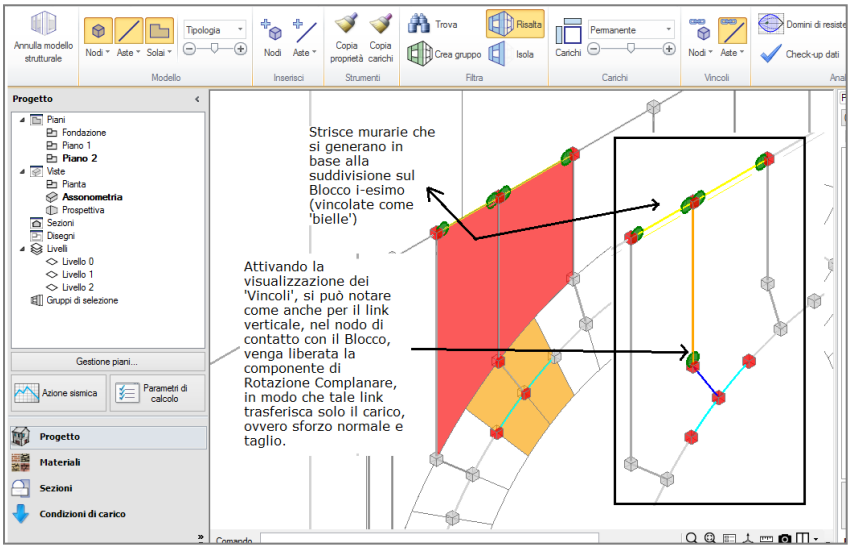


Figura 33. Modellazione link verticali di collegamento dell'arco

	L'arco viene collegato automaticamente ai maschi adiacenti. Le aste verticali dei maschi vengono spezzate in corrispondenza dell'imposta dell'arco e il collegamento viene realizzato per mezzo di link rigidi.

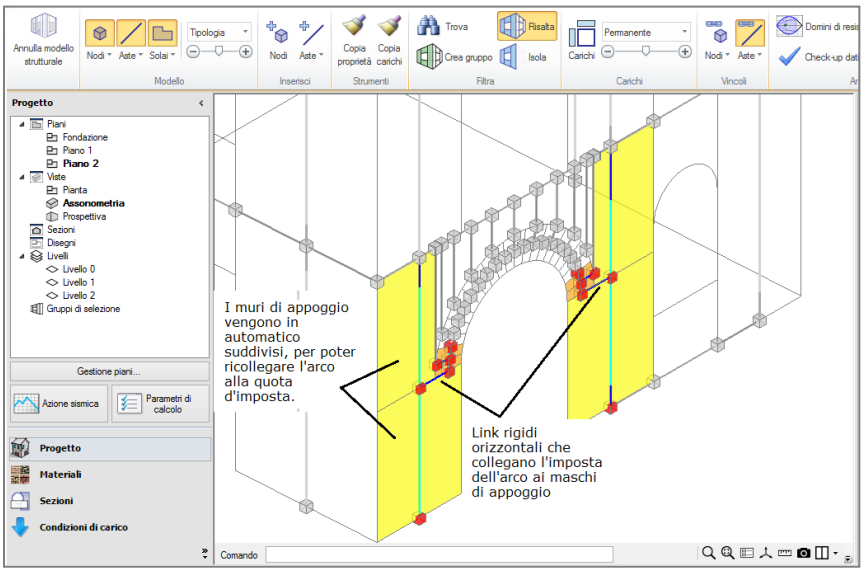


Figura 34. Modellazione link orizzontali di collegamento dell'arco

Per ulteriori approfondimenti si faccia riferimento al Manuale di ECS.

Materiale	Specifica il materiale associato agli elementi dell'arco. Possono essere selezionati solo materiali di tipologia *blocchi e giunti*.
Spessore arco	Specifica lo spessore dell'arco, cioè l'altezza dei blocchi che lo costituiscono.
Lunghezza blocchi	Specifica la lunghezza preferita dei blocchi nella discretizzazione dell'arco. La lunghezza dei blocchi non deve necessariamente riflettere la lunghezza reale degli elementi dell'arco, ma deve garantire una discretizzazione in grado di cogliere adeguatamente il comportamento dell'arco, soprattutto nel caso di modellazione a blocchi e giunti. Il parametro influenza notevolmente il numero delle aste nel modello strutturale e una discretizzazione troppo fitta comporterebbe un allungamento dei tempi di analisi.
Spessore giunti	Nella modellazione a blocchi e giunti specifica lo spessore dei giunti.

Discretizzazione	
Richiede il modulo ECS. Permette di discretizzare in conci i maschi murari adiacenti l'apertura. La discretizzazione è visibile in Vista 3d attivando l'Anteprima (scheda Modello, gruppo Struttura). A differenza dei maschi murari, per i conci viene svolta la verifica a pressoflessione deviata con controllo geometrico sulla curva delle pressioni (alla Heyman) o controllo di resistenza con elaborazione di un dominio di resistenza tridimensionale.	
Maschio i	Indica se il maschio murario precedente l'apertura deve essere discretizzato in conci nel modello strutturale.
Maschio j	Indica se il maschio murario seguente l'apertura deve essere discretizzato in conci nel modello strutturale.
Lunghezza conci	Specifica la lunghezza preferita dei conci.
Rinforzo	
Richiede il modulo ACM. Permette di modellare un telaio di rinforzo in c.a. o in acciaio. Le dimensioni nette dell'apertura potrebbero ridursi per la presenza degli elementi di rinforzo.	
Elementi	Specifica da quali elementi è composto il telaio di rinforzo: • Nessuno • Architrave • Architrave e montanti • Cerchiatura completa
Architrave	In presenza di architrave permette di specificarne le proprietà: • Materiale, acciaio o calcestruzzo • Sezione, rettangolare o profilato in acciaio • Inerzia sezione, orientamento della sezione secondo la direzione di massima o minima inerzia nel piano di flessione complanare **Nota.** L'architrave così definita viene considerata in fase di modellazione strutturale come un'asta aggiuntiva soggetta al peso proprio e a una quota parte del carico relativo alla striscia muraria soprastante. Non contribuisce implicitamente alla verifica a pressoflessione della striscia stessa come elemento resistente a trazione.
Montanti	In presenza di montanti permette di specificarne le proprietà: • Materiale, acciaio o calcestruzzo • Sezione, rettangolare o profilato in acciaio • Inerzia sezione, orientamento della sezione secondo la direzione di massima o minima inerzia nel piano di flessione complanare • Montante intermedio • Scostamento, in caso di montante intermedio specifica la sua posizione rispetto al punto medio dell'apertura

Traverso inferiore	In presenza di traverso inferiore permette di specificarne le proprietà: • Materiale, acciaio o calcestruzzo • Sezione, rettangolare o profilato in acciaio • Inerzia sezione, orientamento della sezione secondo la direzione di massima o minima inerzia nel piano di flessione complanare
Struttura	
Gruppo strutturale	Indica l'eventuale gruppo strutturale a cui appartiene il muro. Proprietà in sola lettura.

3.1.4.1 Telai di rinforzo

I telai di cerchiatura sono considerati nel modello strutturale come aste di rinforzo. In particolare, in analisi non lineare si tiene conto delle eventuali plasticizzazioni/crisi nelle aste del telaio per superamento della resistenza a pressoflessione e/o taglio.
I momenti di plasticizzazione dei giunti possono essere specificati dall'Utente, per tener conto, ad esempio, di piastre alla base e/o collegamenti bullonati in sommità (collegamenti che solitamente non corrispondono ad una connessione a completo ripristino di resistenza, come solitamente avviene nei giunti saldati). Tali momenti sono proprietà delle aste con tipologia *Montante*.

Per considerare i telai di cerchiatura in Aedes.PCM è necessario disporre del modulo ACM, il quale è distribuito insieme al software Aedes.ACM, programma a sé stante orientato allo studio di una parete isolata.
Nello studio di una cerchiatura è opportuno distinguere due casi:

- se la cerchiatura è parte di un intervento di miglioramento o adeguamento dell'edificio nel suo complesso, allora è opportuno tenerne conto nel modello globale di Aedes.PCM;
- se la cerchiatura costituisce un intervento localizzato su una singola parete, allora è sufficiente studiarla con Aedes.ACM, controllando che variazioni di rigidezza, forza ultima e capacità di spostamento rientrino nelle limitazioni previste per l'intervento locale.

Inoltre, Aedes.ACM permette di eseguire altre verifiche di tipo locale, ove non espressamente condotte nel modello globale di Aedes.PCM, come, ad esempio, il predimensionamento dei profili, la verifica di deformabilità dell'architrave, oppure le verifiche sulle saldature.

3.1.5 Colonne

Per inserire una colonna è necessario usare il comando *Colonna* e specificare il punto di inserimento (coincidente con il baricentro della sezione trasversale) e l'angolo di rotazione della sezione. L'input può avvenire con click del mouse nella finestra grafica o inserendo opportuni valori nella riga di comando.

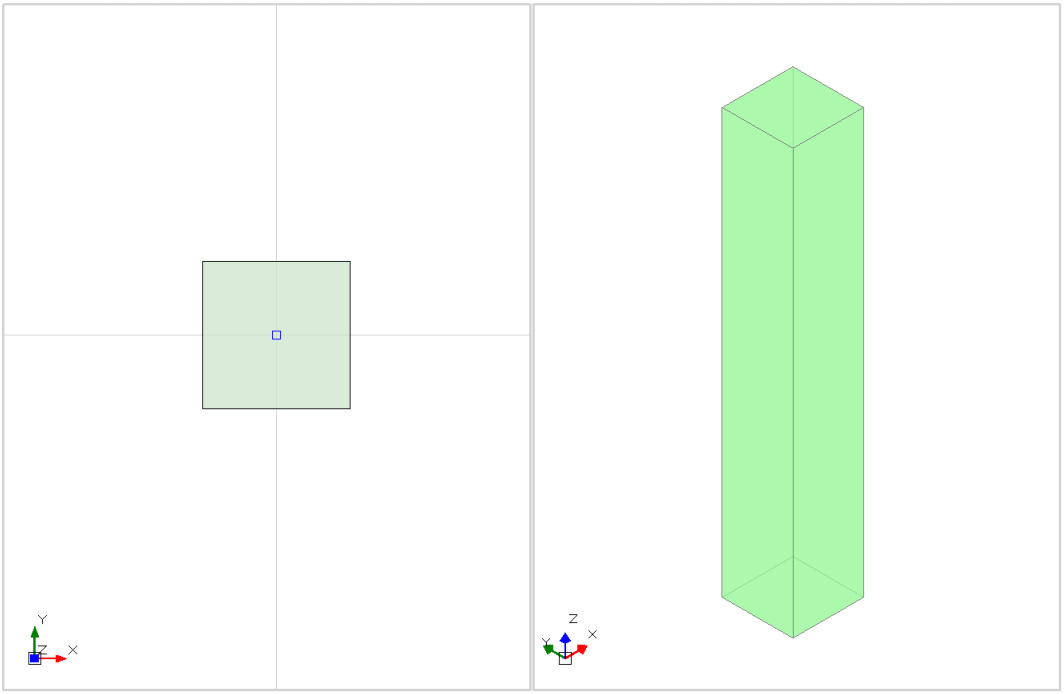


Figura 35. Visualizzazione della colonna

Una volta inserita, la colonna viene visualizzata in Pianta e in Vista 3d. Può essere modificata sfruttando i comandi di modifica nella scheda Strumenti o agendo sul grip posto in corrispondenza del baricentro della sezione, il quale permette di spostare la colonna sul piano orizzontale.

La colonna presenta le seguenti proprietà.

Caratteristiche	
Materiale	Specifica il materiale della colonna.
Sezione	Specifica la sezione trasversale della colonna.
Elevazione	
Piano base	Indica il piano di appartenenza della colonna. In caso di colonne che si estendono su più piani si riferisce al piano inferiore. Proprietà in sola lettura.
Quota	Specifica la quota di base della colonna rispetto alla quota del piano base. Un click sul tasto [...] permette di specificare il valore graficamente tracciando un segmento nella finestra grafica. Non è possibile inserire un valore superiore all'altezza del piano base.
Piano elevazione	Specifica il piano fino al quale si estende la colonna. Inizialmente coincide con il piano base e il muro ha un'altezza pari all'altezza del piano. Per modellare colonne "a doppia altezza" o che si estendono su più piani, è possibile specificare un piano superiore al piano base e l'altezza della colonna sarà aggiornata di conseguenza.

Δh	Specifica l'offset tra la sommità della colonna e la sommità del piano di elevazione.
Posizione	
Punto di inserimento	Specifica le coordinate del punto di inserimento della colonna che coincide con il baricentro della sezione.
Rotazione	Specifica l'angolo di rotazione della sezione trasversale (positivo se antiorario).
Modellazione	
Modello strutturale	Indica se l'elemento prende parte al modello strutturale.
Modello cinematico	Indica se l'elemento prende parte al modello cinematico.
Discretizzazione	
Richiede il modulo ECS. Permette di discretizzare la colonna in conci. La discretizzazione è visibile in Vista 3d attivando l'Anteprima (scheda Modello, gruppo Struttura).	
Suddivisione in conci	Indica se la colonna deve essere discretizzata in conci nel modello strutturale.
Lunghezza conci	Specifica la lunghezza preferita dei conci.
Struttura	
Paramento	Permette di raggruppare sotto la stessa sigla elementi dello stesso allineamento, anche appartenenti a piani diversi. La sigla viene ereditata dall'asta del modello strutturale relativa alla colonna.
Gruppo strutturale	Specifica l'eventuale gruppo strutturale a cui appartiene la colonna.

3.1.5.1 Colonne in muratura

Per le colonne in muratura (pilastri murari, colonne in pietra) può essere eseguita una verifica a pressoflessione deviata con controllo geometrico della curva delle pressioni (secondo la teoria di Heyman) o con controllo di resistenza con elaborazione di un dominio di resistenza tridimensionale. Per analizzare correttamente la colonna è opportuno attivare la discretizzazione in conci: in questo modo la massa della colonna sarà distribuita uniformemente ai suoi nodi e le verifiche di sicurezza potranno essere eseguite alle interfacce di tutti i conci.

Le colonne in muratura possono presentare sezioni variabili in altezza, ad esempio, per rastremazione o presenza di capitelli. Casi di questo tipo possono essere modellati per mezzo di più colonne sovrapposte, impostando opportunamente le proprietà Quota e Δh delle varie colonne, per garantire continuità in elevazione ed evitare compenetrazioni. Se la modellazione viene eseguita correttamente, in fase di creazione del modello strutturale, eventuali disassamenti tra conci contigui

appartenenti a colonne diverse saranno automaticamente risolti con l'inserimento di opportuni link rigidi.
Un tipico caso di colonna con sezione variabile in altezza è rappresentato dalle colonne su cui si impostano degli archi. Nel caso illustrato nella figura seguente, le colonne che proseguono oltre la quota di imposta dell'arco presentano una sezione ridotta.

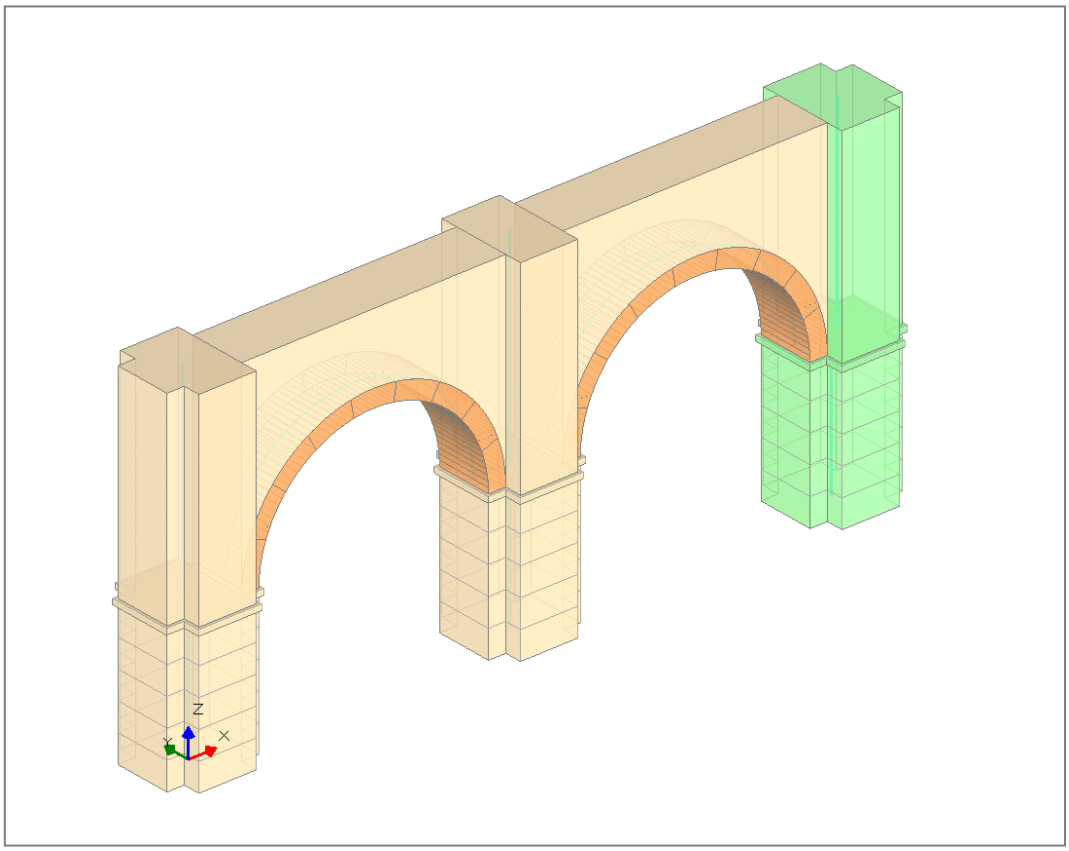


Figura 36. Modellazione colonne sovrapposte

3.1.6 Travi

Per inserire una trave è necessario usare il comando *Trave* e specificare il punto iniziale e il punto finale della linea di riferimento (asse mediano in estradosso). I punti possono essere specificati con un click con il tasto sinistro del mouse nella finestra grafica o inserendo le coordinate nella riga di comando.
Una volta inserita, la trave viene rappresentata sia in Pianta che in Vista 3d.
Selezionando la trave viene visualizzata la linea di riferimento (linea verde spessa) e una freccia che indica il verso della trave permettendo di riconoscere gli estremi iniziale e finale. Nella finestra attiva sono inoltre visibili i grip che permettono di spostare graficamente gli estremi della trave.

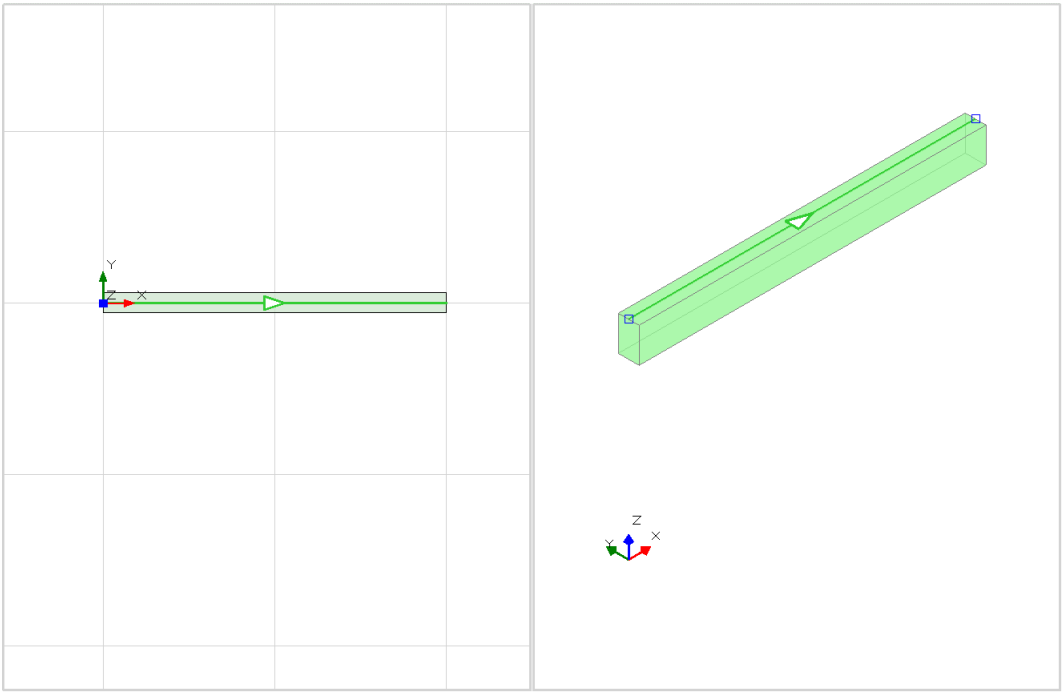


Figura 37. Visualizzazione della trave

La trave presenta le seguenti proprietà.

Caratteristiche	
Posizione	Specifica se si tratta di una trave in elevazione o in fondazione. Per impostazione di default le travi sono in elevazione a meno che non siano state inserite nel piano Fondazione. Per modellare fondazioni su piani sfalsati può essere necessario inserire una trave di fondazione nei piani in elevazione. In questo caso è necessario modificare manualmente la proprietà specificando che si tratta di una trave "in fondazione" e non di una trave "in elevazione".
Lunghezza	Indica la lunghezza della trave. Proprietà in sola lettura.
Materiale	Specifica il materiale della trave.
Sezione	Specifica la sezione trasversale della trave.
Rotazione	Specifica l'angolo di rotazione della sezione trasversale intorno all'asse della trave.
Posizione	
Punto iniziale	Specifica le coordinate del punto iniziale della linea di riferimento della trave.
Punto finale	Specifica le coordinate del punto finale della linea di riferimento della trave.

Elevazione	
Δh iniziale	Specifica l'offset tra l'estremo iniziale della trave e la sommità del piano di appartenenza.
Δh finale	Specifica l'offset tra l'estremo finale della trave e la sommità del piano di appartenenza.
Inclinazione	Indica l'angolo di inclinazione della trave nel piano verticale. Proprietà in sola lettura.
Fondazione	
Terreno	Specifica il terreno su cui si appoggia la trave di fondazione.
Profondità	Specifica la profondità del piano di posa rispetto al piano campagna, in m.
Larghezza	Specifica la larghezza dell'interfaccia tra fondazione e terreno, in m. Inizialmente viene impostata pari alla larghezza della sezione, ma può essere aumentata per tenere conto della larghezza di uno strato di ripartizione dei carichi (magrone).
q limite, default	Capacità portante del terreno in N/mm^2. Valore calcolato automaticamente in funzione delle caratteristiche della fondazione, ignorando però gli effetti dell'azione di progetto (eccentricità e inclinazione del carico) i quali possono essere considerati solo in fase di analisi.
Modellazione	
Modello strutturale	Indica se l'elemento prende parte al modello strutturale.
Modello cinematico	Indica se l'elemento prende parte al modello cinematico.
Struttura	
Paramento	Permette di raggruppare sotto la stessa sigla elementi dello stesso allineamento, anche appartenenti a piani diversi. La sigla viene ereditata dall'asta del modello strutturale relativa alla trave.
Gruppo strutturale	Specifica l'eventuale gruppo strutturale a cui appartiene la colonna.

3.1.6.1 Travi di fondazione

Supponiamo di aver modellato le strutture del primo piano in elevazione (Piano 1) e di voler modellare le fondazioni nel piano Fondazione. È possibile operare come segue:

- attivare la proprietà *Riferimento* del Piano 1. In questo modo nelle piante degli altri piani sarà visibile una traccia delle strutture inserite al Piano 1

- visualizzare la pianta del piano Fondazione
- inserire le travi di fondazione usando il comando trave, in corrispondenza di tutti i muri e le colonne del Piano 1. Le travi inserite avranno automaticamente la proprietà Posizione "in fondazione".

Se si modellano le travi di fondazione è opportuno che **tutte le strutture verticali del primo piano in elevazione siano supportate da travi di fondazione**. Cioè, bisogna evitare che in fase di modellazione strutturale i nodi del Livello 0 siano in parte incastrati e in parte su suolo elastico.

In presenza di fondazioni su piani sfalsati, ad esempio fondazioni che supportano il secondo piano in elevazione (Piano 2), è necessario operare in analogia a quanto descritto sopra. In questo caso sarà necessario attivare il riferimento del Piano 2, inserire le travi fondazione al Piano 1 e specificare manualmente che si tratta di travi "in fondazione".
Inoltre, per non condizionare il comportamento dinamico della struttura, è opportuno che le travi di fondazione inserite al Piano 1 non entrino in contatto con le strutture in elevazione dello stesso piano.

Nota. Se la fondazione è costituita da una platea continua in c.a. è comunque coerente schematizzare la fondazione per mezzo di un reticolo di travi, in quanto le zone più sollecitate della platea saranno le nervature sotto le pareti**.**

3.1.7 Archi

Per inserire un arco è necessario disporre del modulo ECS. Usare il comando *Arco* e specificare il punto iniziale e il punto finale della linea di riferimento (corda dell'arco di intradosso). I punti possono essere specificati con un click con il tasto sinistro del mouse nella finestra grafica o inserendo le coordinate nella riga di comando.

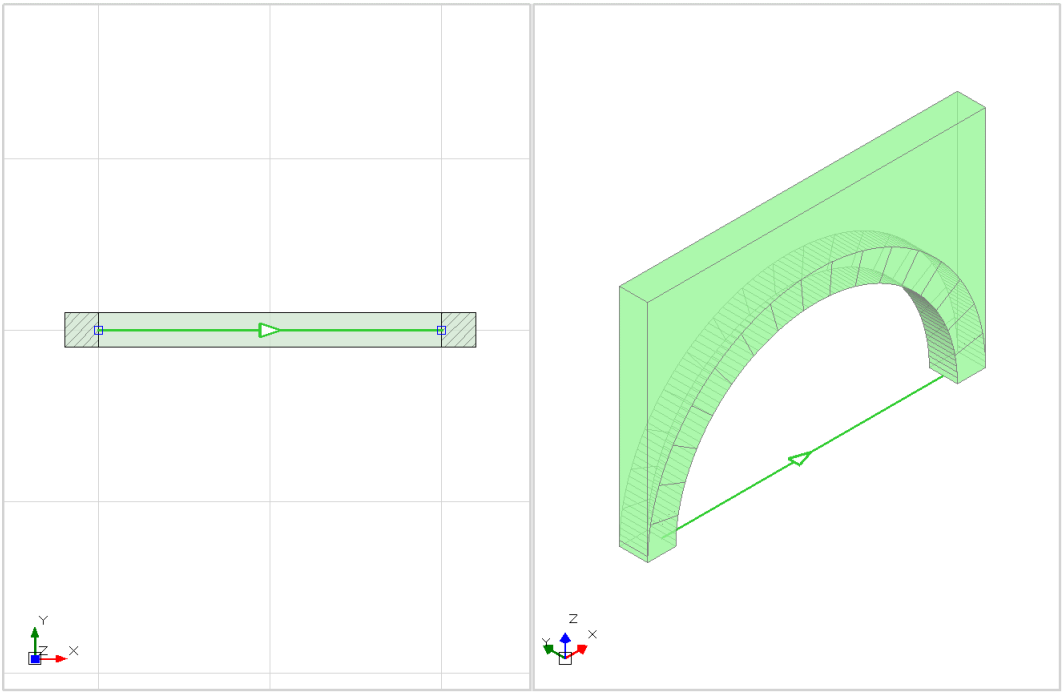


Figura 38. Visualizzazione dell'arco

Una volta inserito, l'arco viene rappresentato sia in Pianta che in Vista 3d.
Nella Pianta, agli estremi della linea di riferimento sono presenti delle aree tratteggiate che rappresentano la proiezione delle facce esterne dei blocchi di imposta. Selezionando l'arco viene visualizzata la linea di riferimento (linea verde spessa) e una freccia che indica il verso dell'arco permettendo di riconoscere gli estremi iniziale e finale. Nella finestra attiva sono inoltre visibili i grip che permettono di spostare graficamente gli estremi della linea di riferimento.

L'oggetto Arco ha proprietà molto simili a quelle di un'apertura con forma ad arco. Tuttavia, si presta meglio alla modellazione di diversi casi come: archi isolati, archi che si impostano su colonne di forma generica, archi diagonali di volte a crociera, ecc.

L'Arco presenta le seguenti proprietà.

Posizione	
Punto iniziale	Specifica le coordinate del punto iniziale della linea di riferimento dell'arco.
Punto finale	Specifica le coordinate del punto finale della linea di riferimento dell'arco.
Geometria	
Luce	Indica la luce dell'arco intesa come distanza netta tra i blocchi di imposta. Proprietà in sola lettura
Altezza d'imposta	Specifica la quota della linea di imposta dell'arco rispetto alla quota del piano di appartenenza.

Freccia	Indica la distanza verticale tra la sommità dell'intradosso e la linea di imposta dell'arco. La proprietà ha effetto sulla forma dell'arco e permette di definire: • *arco a tutto sesto,* quando la freccia è uguale a metà della larghezza; • *arco a sesto acuto,* quando la freccia è maggiore di metà larghezza; • *arco ribassato,* quando la freccia è minore di metà larghezza.
Raggio di raccordo	Specifica il raggio di raccordo permettendo di definire archi policentrici: • in archi a tutto sesto, proprietà ininfluente; • in archi a sesto acuto, specifica il raggio di raccordo in chiave; • in archi ribassati, specifica il raggio di raccordo alle imposte.
Spessore	Specifica lo spessore dell'arco, cioè l'altezza dei blocchi che lo costituiscono.
Profondità	Specifica la profondità dell'arco, cioè la larghezza dei blocchi che lo costituiscono.
Caratteristiche	
Modellazione	Specifica il tipo di modellazione adottata nella definizione del modello strutturale. Sono possibili due tipi di modellazione: • *Blocchi e Giunti*. L'arco viene discretizzato in blocchi (elementi lineari ad asse curvilineo) e l'interfaccia tra un blocco e l'altro è realizzata per mezzo di quattro giunti (aste poste in corrispondenza dei vertici di due blocchi adiacenti). Il collegamento tra blocchi e giunti è realizzato per mezzo di link rigidi. Questo tipo di modellazione permette di eseguire verifiche di compressione e taglio nei blocchi e verifiche di trazione nei giunti. Pertanto, in analisi pushover permette la formazione di cerniere plastiche e l'individuazione del meccanismo di collasso dell'arco. • *Blocchi*. Simile alla modellazione a blocchi e giunti, ma senza i giunti. Permette verifiche a compressione e taglio nell'arco ma non la formazione di cerniere plastiche per superamento della resistenza a trazione. La modellazione a soli blocchi comporta un numero di aste nettamente minore rispetto alla modellazione blocchi e giunti, pertanto è più indicata per la schematizzazione degli archi nel modello globale dell'edificio. Per ulteriori approfondimenti si faccia riferimento alle proprietà dell'Apertura con forma Arco e al Manuale di ECS.

Materiale	Specifica il materiale associato agli elementi dell'arco. Possono essere selezionati solo materiali di tipologia *blocchi e giunti*.
Lunghezza blocchi	Specifica la lunghezza preferita dei blocchi nella discretizzazione dell'arco. La lunghezza dei blocchi non deve necessariamente riflettere la lunghezza reale degli elementi dell'arco, ma deve garantire una discretizzazione in grado di cogliere adeguatamente il comportamento dell'arco, soprattutto nel caso di modellazione a blocchi e giunti. Il parametro influenza notevolmente il numero delle aste nel modello strutturale e una discretizzazione troppo fitta comporterebbe un allungamento dei tempi di analisi.
Spessore giunti	Nella modellazione a blocchi e giunti specifica lo spessore dei giunti.
Rinfianco	
Rinfianco	Specifica se sopra l'arco è presente un elemento con funzione di rinfianco e riempimento. In fase di modellazione strutturale il rinfianco viene schematizzato in modo tale da garantire il trasferimento dei carichi verticali dall'orizzontamento all'arco, senza collaborare alla resistenza dello stesso.

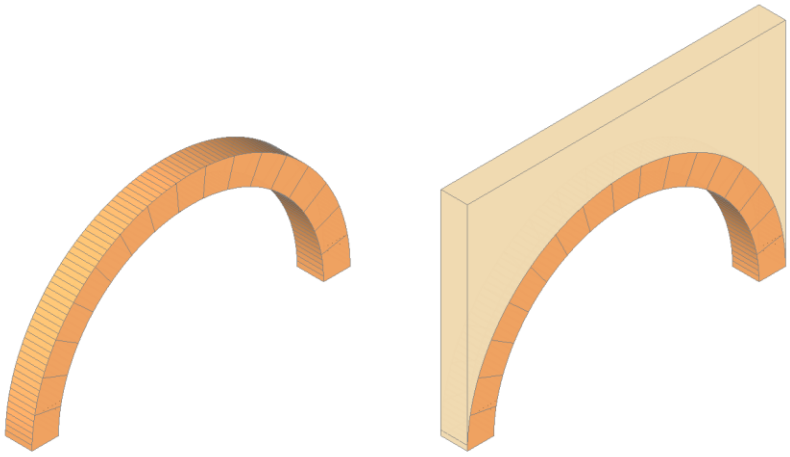


Figura 39. (a) Arco senza rinfianco. (b) Arco con rinfianco

Materiale	Specifica il materiale del rinfianco.
Profondità	Specifica la profondità del rinfianco, la quale può essere diversa rispetto alla profondità dell'arco.
Δh iniziale	Specifica l'offset tra la sommità del rinfianco all'estremo iniziale e la sommità del piano di elevazione.
Δh finale	Specifica l'offset tra la sommità del rinfianco all'estremo finale e la sommità del piano di elevazione.

Modellazione	
Modello strutturale	Indica se l'elemento prende parte al modello strutturale.
Modello cinematico	Indica se l'elemento prende parte al modello cinematico.
Struttura	
Paramento	Permette di raggruppare sotto la stessa sigla elementi dello stesso allineamento, anche appartenenti a piani diversi. La sigla viene ereditata dalle aste del modello strutturale relativa all'arco.
Gruppo strutturale	Specifica l'eventuale gruppo strutturale a cui appartiene l'arco.

3.1.8 Solai

Per inserire un solaio è necessario che la finestra attiva sia la Pianta del piano. Usare il comando *Solaio e s*pecificare con un click del mouse un punto interno ad una regione chiusa delimitata da muri, pilastri, travi o archi con rinfianco. La regione deve essere completamente visibile nella finestra grafica al momento dell'inserimento. Il solaio viene generato solo se è possibile individuare il contorno della regione.

Una volta inserito, il solaio viene rappresentato sia in Pianta che in Vista 3d. Un simbolo al centro del solaio rappresenta la direzione principale di orditura. Il simbolo può variare in funzione della tipologia di solaio e del metodo di distribuzione dei carichi.

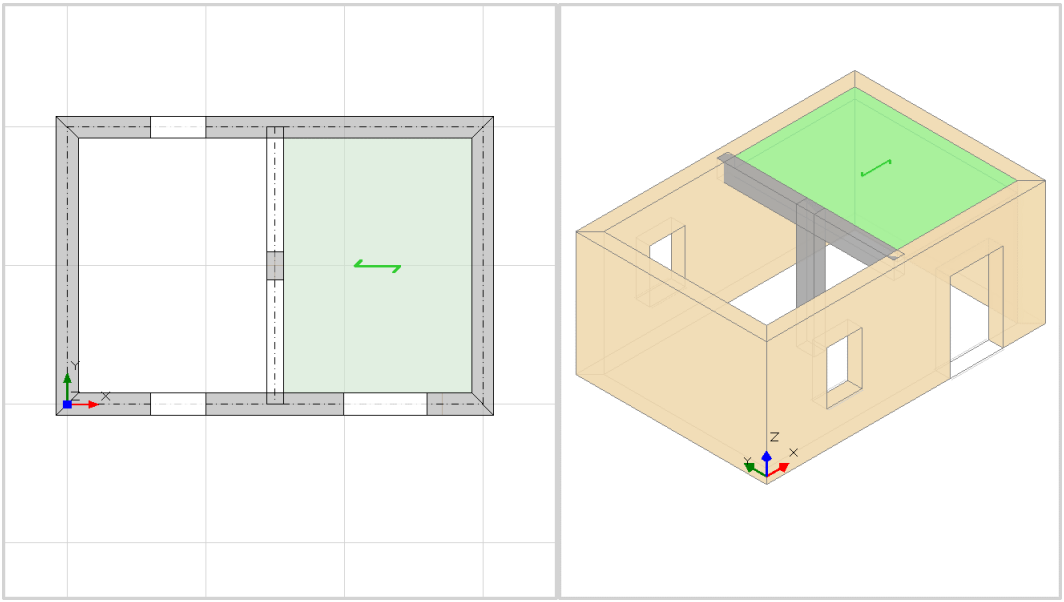


Figura 40. Visualizzazione del solaio

Modificando la proprietà Tipologia, il solaio può essere definito come Falda, Volta o Cupola. Nel caso della Falda, viene visualizzata la linea di riferimento e un trattino intermedio che rappresenta la

direzione di salita. La linea di riferimento deve essere posizionata in corrispondenza della gronda agendo sui grip agli estremi.

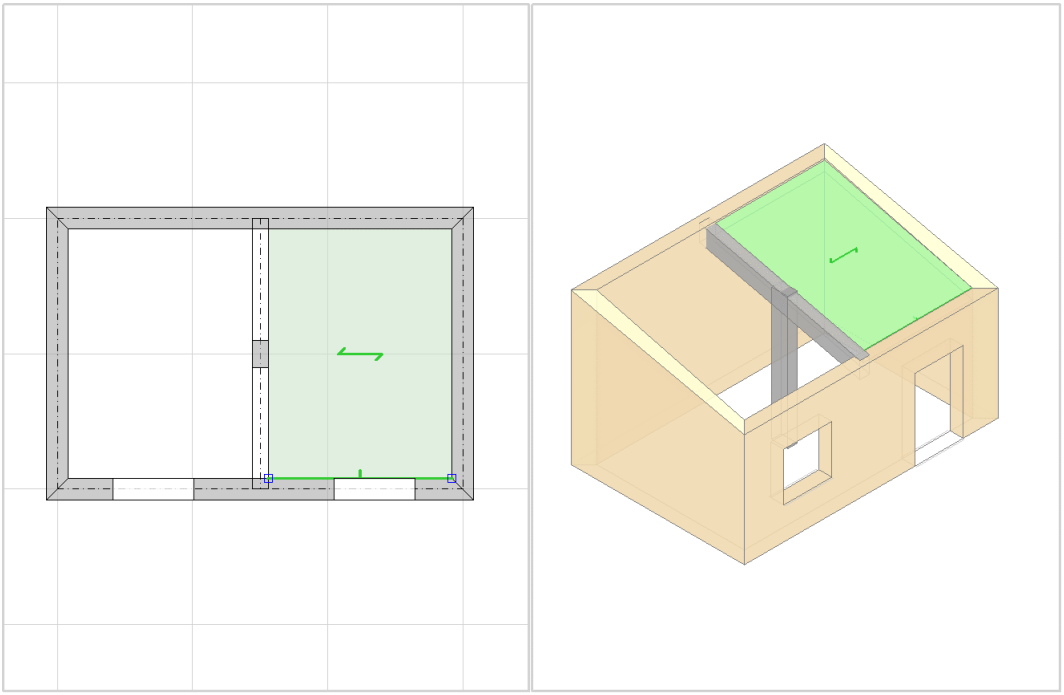


Figura 41. Visualizzazione della falda

Il solaio presenta le seguenti proprietà.

Caratteristiche	
Tipologia	Specifica la tipologia di solaio, che può essere: • Solaio Piano • Falda • Volta a botte • Volta a padiglione • Volta a crociera • Volta a vela • Cupola • Cupola con pennacchi Le tipologie Volta a crociera, volta a vela e cupola, richiedono il modulo ECS (Elementi Costruttivi Storici e monumentali). Per maggiori informazioni sulla distribuzione dei carichi da solaio, consultare il paragrafo dedicato.
Colore	Specifica il colore del solaio nel modello architettonico e nel modello strutturale (con colorazione per Oggetto).
Infinitamente rigido	Specifica se il solaio è considerato infinitamente rigido nel suo piano. Il parametro è rilevante solo nel caso il Livello non sia a sua volta

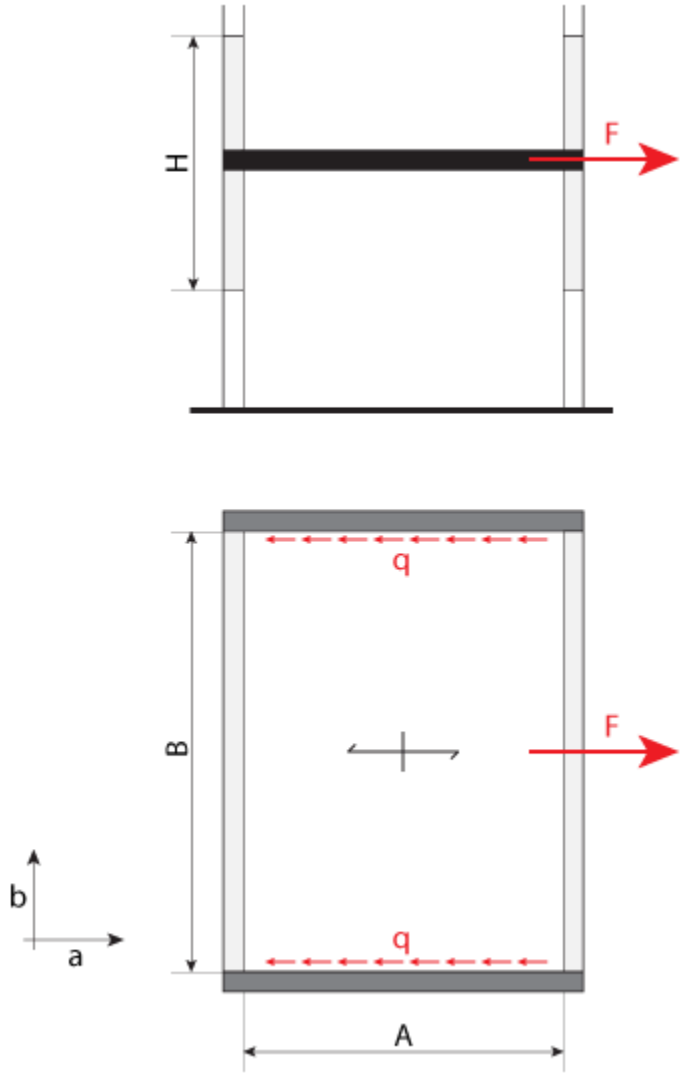
	infinitamente rigido. Nell'ambito di un impalcato deformabile, questa proprietà permette di rendere rigide solo determinate zone. In fase di modellazione strutturale, nella colorazione per tipologia, i solai rigidi vengono visualizzati con un colore blu più scuro
Geometria	
Area orizzontale	Indica l'area della proiezione orizzontale del solaio. Proprietà in sola lettura.
Spessore Solaio piano, Falda	Specifica lo spessore del solaio piano o della falda. Il parametro non influisce sui carichi in quanto, per queste tipologie di solaio, il peso proprio deve essere specificato manualmente nella sezione dedicata ai carichi. È importate ai fini dell'analisi cinematica dei meccanismi di collasso locale in quanto incide sulla quota di applicazione dei carichi da solaio sugli elementi di contorno.
Δh	Specifica l'offset tra l'estradosso del solaio e la sommità del piano. È importate ai fini dell'analisi cinematica dei meccanismi di collasso locale in quanto incide sulla quota di applicazione dei carichi da solaio sugli elementi di contorno.
Direzione principale	Specifica l'angolo relativo alla direzione principale del solaio.
Falda	
Area inclinata	Specifica l'area del solaio nel piano inclinato.
Pendenza	Specifica la pendenza espressa in percentuale.
Spingente	Specifica se la falda genera delle spinte sugli elementi di contorno.
Volta	
Freccia	Specifica la distanza verticale tra l'imposta della volta (o della cupola) e il punto più alto dell'intradosso (chiave).
Spessore	Specifica lo spessore strutturale della volta o della cupola.
Peso specifico	Peso specifico del materiale che costituisce la struttura della volta.
Costoloni	In caso di volta a crociera, specifica se questa presenta dei costoloni lungo gli archi diagonali.
- Sezione costoloni	Sezione trasversale dei costoloni.
- Peso specifico costoloni	Peso specifico del materiale che costituisce i costoloni.
Rinfianco	Indica se sull'estradosso della volta è presente materiale di rinfianco ed eventualmente un sottofondo di pavimentazione.

- Peso specifico rinfianco	Peso specifico del materiale di rinfianco.
- Spessore sottofondo	Specifica lo spessore di un eventuale strato di sottofondo per la pavimentazione che insiste sul rinfianco della volta.
- Peso specifico sottofondo	Peso specifico del materiale di sottofondo per la pavimentazione.
Spinta orizzontale	indica se la volta (o la cupola) trasferisce una spinta orizzontale alle strutture di imposta.
Carico	
Peso proprio	A seconda della tipologia, indica la modalità di definizione del peso proprio: • per solai piani e falde, il peso proprio deve essere **specificato manualmente** dall'utente sotto forma di carico superficiale permanente (Carico 1) • per volte o cupole, il peso proprio è **considerato automaticamente** dal software sulla base delle proprietà in input. In questo caso viene anche riportato il valore del peso proprio in kN.
Carichi	Indica il numero di carichi applicati al solaio. Si tratta di carichi per un'unità di superficie. Per impostazione di default sono presenti tre carichi relativi alle condizioni di carico Permanente, Permanente non strutturale e Variabile Cat. A. Il valore di questi carichi può essere specificato nelle proprietà seguenti. Se è selezionato un solo solaio, cliccando sul tasto [...], è possibile accedere alla finestra di gestione carichi, dove è possibile aggiungere ulteriori carichi e modificarne le proprietà. Ogni carico presenta le seguenti proprietà: • Condizione di carico elementare • Valore. Carico per unità di superficie in kN/m^2. I carichi sono sempre considerati gravitazionali cioè agenti verso il basso. • φ. Se la normativa di riferimento sono gli Eurocodici, in caso di carico variabile, specifica il fattore di riduzione per la combinazione sismica [EC8-1, §4.2.4].
Carico 1	Specifica il valore del primo carico, il quale si riferisce sempre alla condizione di carico Permanente. Questa proprietà permette di assegnare velocemente lo stesso carico a un gruppo di solai selezionati.
Carico 2	Specifica il valore del secondo carico, il quale si riferisce sempre alla condizione di carico Permanente non strutturale. Questa proprietà permette di assegnare velocemente lo stesso carico a un gruppo di solai selezionati.

Carico 3	Specifica il valore del terzo carico, il quale per impostazione di default si riferisce alla condizione di carico Variabile Cat. A. Questa proprietà permette di assegnare velocemente lo stesso carico al gruppo di solai selezionati.
Carichi 3 (CCE)	Specifica la condizione di carico elementare associata al terzo carico.
Distribuzione trasversale	Specifica la percentuale del carico totale che viene distribuita in direzione trasversale, cioè sugli elementi di contorno paralleli alla direzione principale. Può assumere valori compresi tra 0 e 50%.
Comportamento a piastra	Se il parametro è attivo, il carico viene distribuito uniformemente su tutto il contorno, cioè a tutti gli elementi di contorno viene applicato lo stesso carico per unità di lunghezza.

Connessioni

I diaframmi di piano assolvono il compito di raccogliere l'azione sismica relativa alle masse di loro competenza e trasferirla ai setti sismo resistenti costituiti dalle pareti orientate lungo la direzione del sisma.
Nell'organizzazione del diaframma riveste grande importanza la progettazione delle connessioni tra il solaio e i setti murari che si basa sull'azione di scambio tra i due elementi: il flusso di sforzi tangenziali q.



Il flusso di sforzi tangenziali agente tra setti e solaio viene valutato nelle direzioni *a* e *b*, che corrispondono rispettivamente alla direzione principale e trasversale del solaio. Consideriamo il calcolo del flusso in direzione a che si basa sull'azione sismica nella tessa direzione (il calcolo in direzione *b* sarà analogo).

Il calcolo del flusso di taglio *q* viene effettuato ad ogni passo della curva pushover e si basa sulla forza sismica F relativa alle masse portate dal solaio. La forza F viene determinata per mezzo della seguente formula:

$$F = F_{lev} \cdot W / W_{lev}$$

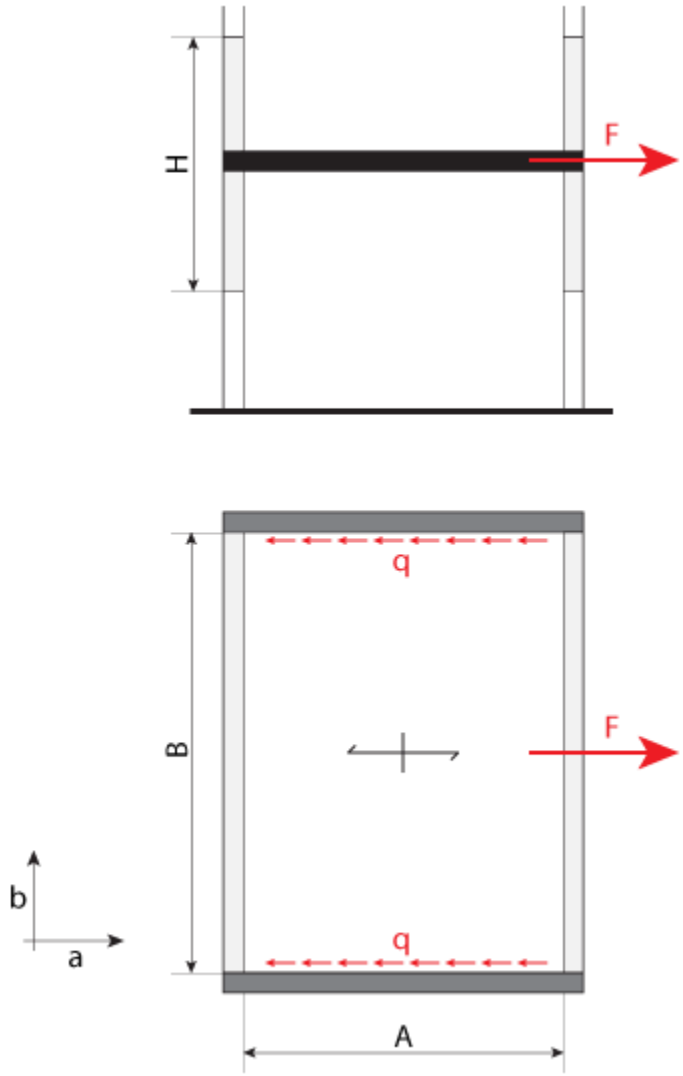
dove:

F_{lev} è la componente in direzione *a* della forza sismica totale agente sul livello di appartenenza del solaio;

W è uguale a W_1 la risultante dei carichi superficiali agenti sul solaio più W_2 il peso della muratura ortogonale al sisma nella fascia di competenza del solaio. Il peso della muratura

viene calcolato sommando i contributi di ogni lato con la seguente formula $W_2 = \sum_{i=0}^{n}(l_i * s * w * H)$ dove: l_i è la proiezione del lato in direzione ortogonale al sisma; s e w sono rispettivamente lo spessore e il peso specifico della muratura di contorno forniti in input come proprietà del solaio; H è l'altezza della fascia di competenza del solaio calcolata come la somma di metà altezza di interpiano inferiore e superiore;

W_{lev} è il peso totale del livello di appartenenza del solaio.



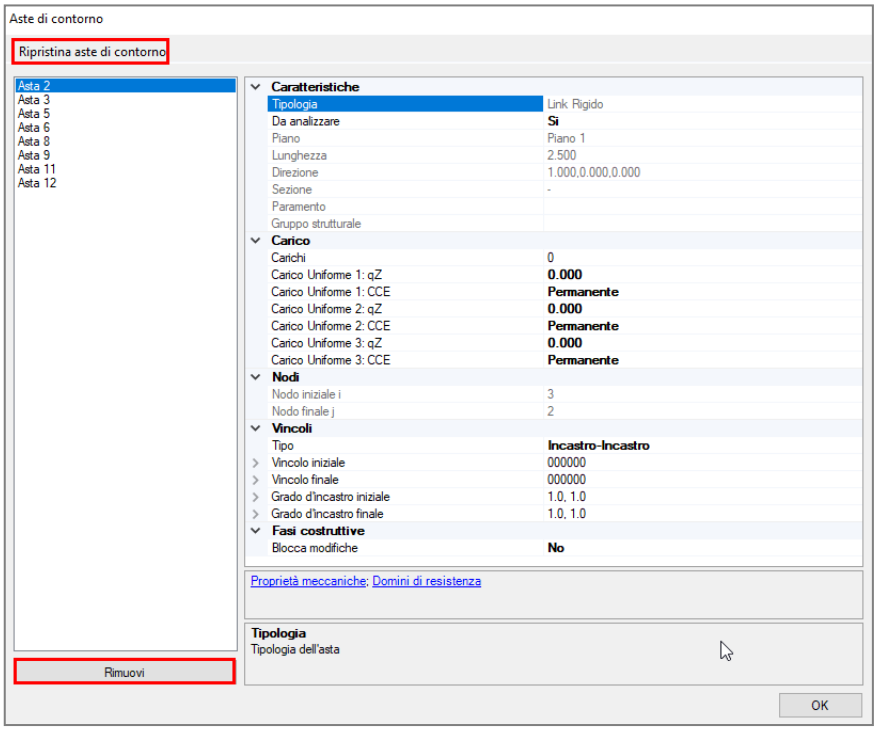
Una volta nota la forza sismica *F* il flusso di sforzi tangenziali q viene calcolato con la seguente formula:

$$q = \frac{F}{\sum_{i=0}^{n} l_i}$$

dove l_i è la lunghezza della proiezione del lato i, nella direzione parallela al sisma.

Nel caso particolare riportato in figura, $q = F/2A$.

I flussi di taglio nella direzione principale e trasversale del solaio relativi al passo corrente della curva pushover (e i parametri necessari per la loro determinazione) sono forniti nelle seguenti proprietà.

Muratura: s	Spessore della muratura di contorno in m.
Muratura: w	Peso specifico della muratura di contorno in kN/m^3.
Taglio A	Flusso di taglio lungo la direzione principale del sisma in kN/m. Valore in sola lettura aggiornato automaticamente in funzione del passo corrente della curva Pushover.
Taglio B	Flusso di taglio lungo la direzione trasversale del sisma in kN/m. Valore in sola lettura, aggiornato automaticamente in funzione del passo corrente della curva Pushover.
Modellazione	
Modello strutturale	Indica se l'elemento prende parte al modello strutturale.
Modello cinematico	Indica se l'elemento prende parte al modello cinematico.
Struttura	
Aste di contorno	Indica il numero di aste del modello strutturale che costituiscono il contorno del solaio e raccolgono il suo carico. Un click sul tasto [...] apre una finestra in cui è possibile visualizzare l'elenco delle aste e le rispettive proprietà.  *Figura 42. Aste di contorno del solaio* È inoltre possibile rimuovere alcune aste dall'elenco in modo da escluderle dalla distribuzione dei carichi del solaio. Per ripristinare l'elenco delle aste di contorno è disponibile il comando *Ripristina aste di contorno*.

	Se nella creazione del modello strutturale non è stato possibile individuare le aste di contorno, il simbolo del solaio viene segnalato di colore rosso. In questi casi è necessario annullare il modello strutturale e modificare gli elementi di contorno assicurandosi che vengano connessi correttamente.
Nodi di carico	In alcuni tipi di modellazione avanzata (ad esempio nella modellazione delle torri come gruppo strutturale) il carico dei solai viene assegnato a dei nodi invece che a delle aste. Questa proprietà indica il numero di nodi del modello strutturale che raccolgono il carico del solaio. Un click sul tasto [...] apre una finestra in cui è possibile visualizzare l'elenco dei nodi e le rispettive proprietà.
Gruppo strutturale	Specifica l'eventuale gruppo strutturale a cui appartiene il solaio.
Comandi	
Aggiorna Contorno	Permette di aggiornare il contorno del solaio nel caso in cui gli elementi di contorno siano stati modificati in seguito al suo inserimento. Il contorno potrà essere aggiornato solo se è possibile individuare una regione chiusa, completamente visibile, intorno al punto di inserimento del solaio. Durante la creazione del modello strutturale o del modello cinematico, il contorno dei solai viene aggiornato automaticamente.

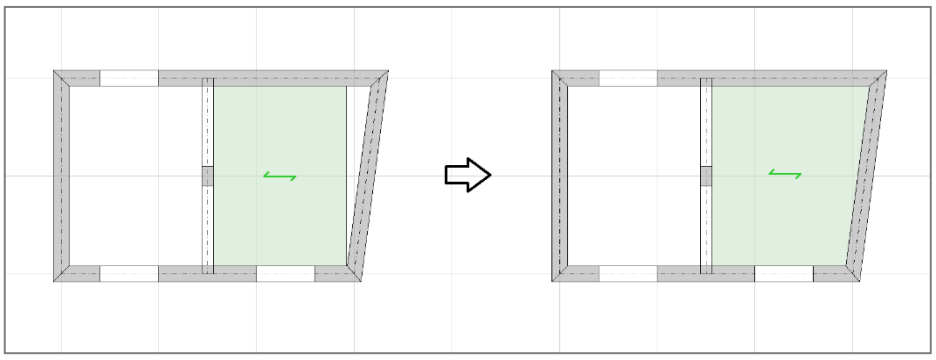


Figura 43. Aggiornamento del contorno

3.1.8.1 Criteri di distribuzione dei carichi del solaio

Illustriamo di seguito i criteri di distribuzione dei carichi del solaio agli elementi di contorno.

Si considerino le seguenti quantità:

A l'area della proiezione orizzontale del solaio

Q uno dei carichi per un'unità di superficie applicati al solaio

β la frazione del carico totale distribuita in direzione trasversale

n il numero delle aste di contorno

x_i l'i-esima asta (o lineadi carico) di contorno

l_i la lunghezza di x_i

l_{hi} la lunghezza della proiezione di x_i sul piano orizzontale

a_i la lunghezza della proiezione di x_i su una retta orizzontale, perpendicolare alla direzione principale del solaio

b_i la lunghezza della proiezione di x_i su una retta orizzontale, orientata nella direzione principale del solaio

3.1.8.1.1 Solaio piano

Il carico verticale assegnato all'asta x_i in funzione del carico Q è dato dalle seguenti espressioni:

- solaio monodirezionale, $q_i = \frac{Q \cdot A}{l_i} \cdot \frac{a_i}{\sum_{i=1}^{n} a_i}$
- solaio bidirezionale, $q_i = \frac{Q \cdot A}{l_i} \cdot \left(\frac{(1-\beta) \cdot a_i}{\sum_{i=1}^{n} a_i} + \frac{\beta \cdot b_i}{\sum_{i=1}^{n} b_i} \right), \quad 0 < \beta \leq 0.5$
- solaio con comportamento a piastra, $q_i = \frac{Q \cdot A}{l_i} \cdot \frac{l_{hi}}{\sum_{i=1}^{n} l_{hi}}$

Il carico verticale è gravitazionale, cioè agente in direzione -Z.

3.1.8.1.2 Falda (solaio inclinato)

Nel caso della falda, il parametro A assume significato di:

- area della falda sul piano inclinato, se Q è associato all'azione Permanente o Permanente non strutturale;
- area della proiezione orizzontale della falda, negli altri casi.

Se la falda non è spingente, il carico verticale agente sulle aste di contorno segue le stesse formulazioni fornite per il solaio piano.

Invece, se la falda è **spingente**, il carico verticale (q_i) e la spinta orizzontale (s_i) assegnati all'asta x_i in funzione del carico Q sono dati dalle seguenti espressioni:

$$q_i = \frac{R}{l_i} \cdot \frac{2 \cdot c_i}{\sum_{i=1}^{n} c_i}, \qquad \begin{matrix} R = \frac{Q \cdot A}{2} \cdot \frac{1}{1 + tan^2\,\alpha} & se\ x_i \text{ è } in\ basso \\ R = \frac{Q \cdot A}{2} \cdot \frac{1 + 2\,tan^2\,\alpha}{1 + tan^2\,\alpha} & se\ x_i \text{ è } in\ alto \end{matrix}$$

$$s_i = \frac{S}{l_i} \cdot \frac{2 \cdot c_i}{\sum_{i=1}^{n} c_i}, \qquad S = \frac{Q \cdot A}{2} \cdot \frac{tan\,\alpha}{1 + tan^2\,\alpha}$$

dove:

c_i è la lunghezza della proiezione di x_i su una retta orizzontale, perpendicolare alla direzione di massima pendenza della falda;

α è l'angolo di inclinazione della falda, quindi $\tan\alpha$ è la pendenza.

Il carico verticale è gravitazionale, cioè agente in direzione -Z. La spinta orizzontale è orientata secondo la direzione di massima pendenza della falda.

Queste formulazioni sono relative al caso in cui la direzione principale di orditura sia parallela alla direzione di massima pendenza. In caso contrario, la distribuzione dei carichi è una combinazione di due contributi, quello relativo alla falda spingente e quello relativo a un solaio piano monodirezionale:

$$q_i = q_i[falda\ spingente] \cdot \left(1 - \frac{2\gamma}{\pi}\right) + q_i[solaio\ piano] \cdot \left(\frac{2\gamma}{\pi}\right)$$

$$s_i = s_i[falda\ spingente] \cdot \left(1 - \frac{2\gamma}{\pi}\right)$$

dove:

γ è l'angolo sul piano orizzontale compreso tra la direzione principale di orditura e la direzione di massima pendenza.

3.1.8.1.3 Volta a botte

La volta a botte si sviluppa su una **pianta rettangolare** con dimensioni Lx e Ly. Nella sua concezione, la direzione x rappresenta l'asse principale della volta, lungo il quale si estende l'arco di cerchio che definisce la sua curva direttrice. Di conseguenza, **Lx** rappresenta la luce della volta, ossia la lunghezza della corda al livello dell'imposta, mentre **Ly** indica la sua profondità.

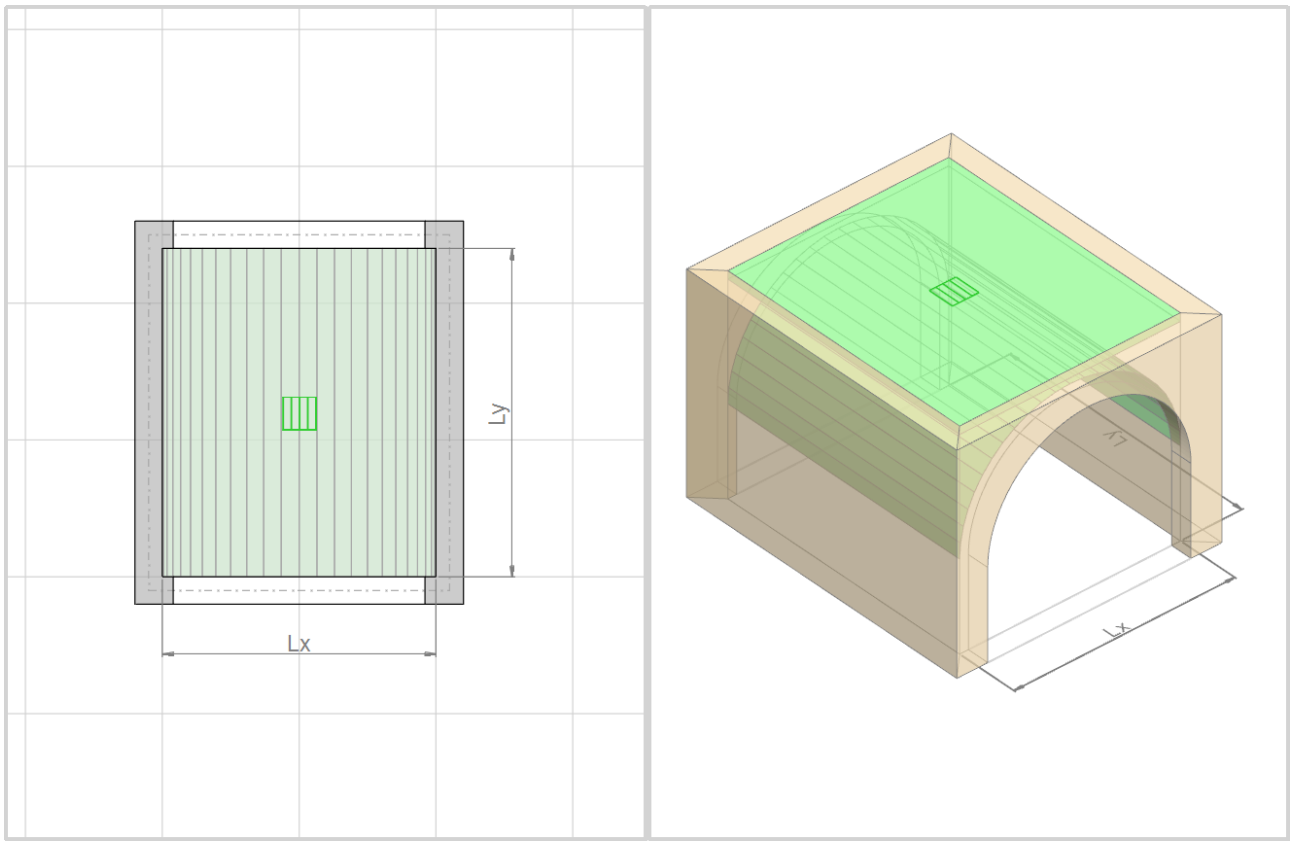


Figura 44. Volta a botte: rappresentazione in pianta e in assonometria

Qualora la regione su cui insiste la volta non sia perfettamente rettangolare, il software opera una **regolarizzazione** ai fini della rappresentazione grafica e della distribuzione del carico. In particolare, la dimensione Lx è data dalla semisomma delle proiezioni di ogni lato sulla direzione principale (direzione della curva direttrice), mentre la dimensione Ly è data da A/Lx, dove A è l'area della regione.

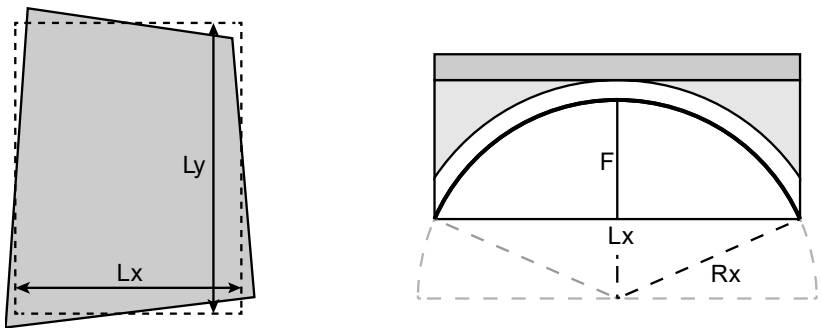


Figura 45. Volta a botte: (a) Regolarizzazione della pianta. (b) Sezione trasversale

La curva direttrice della volta a botte è un arco di cerchio la cui freccia **F** non può essere maggiore di Lx/2. Il raggio **R** dell'arco è dato dalla seguente espressione:

$$R = \frac{Lx^2}{8F} + \frac{F}{2}$$

Il **peso proprio** della volta è calcolato automaticamente dal software sulla base dei parametri in input e tiene conto dei seguenti contributi:

- volta in muratura;
- rinfianco (opzionale);
- sottofondo di pavimentazione (opzionale).

Il peso di un'eventuale pavimentazione e i carichi variabili devono essere definiti manualmente come carichi per unità di superficie orizzontale.

La **spinta orizzontale** esercitata dalla volta sugli elementi di contorno è calcolata sulla base dello schema statico illustrato nella figura seguente. Si considera il semiarco che costituisce la curva direttrice della volta, ipotizzando i seguenti vincoli: una cerniera in corrispondenza dell'imposta e un carrello scorrevole in direzione verticale in chiave.
Il peso proprio della volta in muratura è considerato come carico concentrato (Q) agente nel punto medio dell'arco. Il peso del rinfianco è considerato per mezzo di un carico distribuito triangolare (q'), mentre il peso del sottofondo e il resto dei carichi superficiali sono tenuti in conto attraverso carichi distribuiti uniformi (q").

Imponendo l'equilibrio per traslazioni e rotazioni si ottiene la reazione orizzontale all'imposta H, che risulta uguale in modulo alla spinta totale esercitata dalla volta (S).

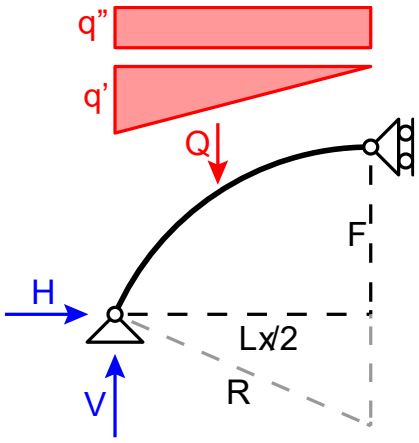


Figura 46. Volta a botte: schema statico per il calcolo della spinta

La risultante di carico verticale **P** e la spinta orizzontale totale **S** vengono distribuite agli elementi di contorno (aste nel modello strutturale, linee di carico nel modello cinematico) in funzione della proiezione di ognuno di essi sulla direzione perpendicolare alla direzione principale della volta.

Valgono le seguenti espressioni:

$$p_i = \frac{P}{l_i} \cdot \frac{a_i}{\sum_{i=1}^{n} a_i}$$

$$s_i = \frac{S}{l_i} \cdot \frac{a_i}{\sum_{i=1}^{n} a_i}$$

dove:

i identifica l'i-esimo elemento di contorno;

p_i è il carico distribuito verticale assegnato all'elemento i;

s_i è il carico distribuito orizzontale assegnato a i (lungo la direzione principale della volta);

l_i è la lunghezza dell'elemento i;

a_i è la lunghezza della proiezione dell'elemento i su una retta orizzontale, perpendicolare alla direzione principale della volta.

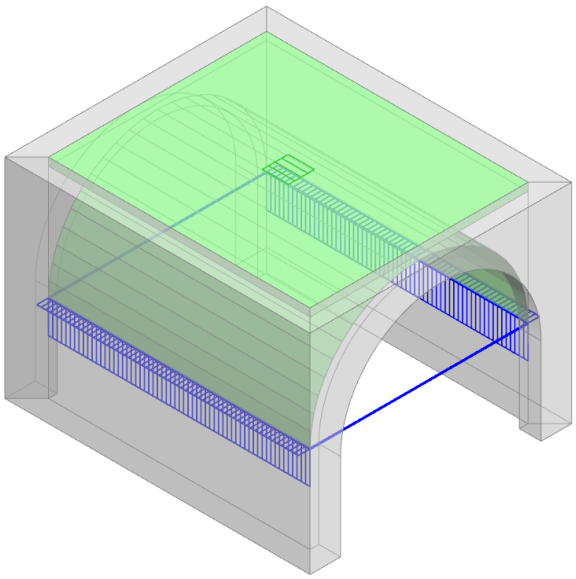


Figura 47. Volta a botte: distribuzione del carico agli elementi di contorno (modello cinematico)

3.1.8.1.4 Volta a padiglione

La volta a padiglione è una volta composta che deriva dall'intersezione di due volte a botte ortogonali. Quando si seziona una volta a botte lungo le sue diagonali, si ottengono due parti chiamate "fusi" e due parti chiamate "unghie". La volta a padiglione è la composizione di due coppie di fusi derivanti da due volte a botte distinte.

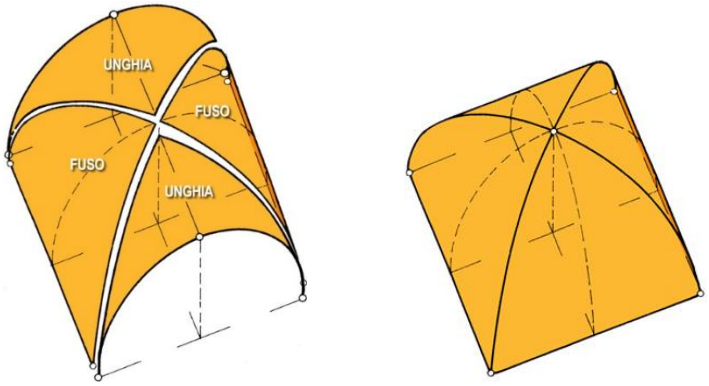


Figura 48. (a) Fusi e unghie di una volta a botte. (b) Volta a padiglione ottenuta dalla composizione di 4 fusi (immagini tratte da didatticarte.it)

La volta a padiglione si sviluppa, quindi, su una **pianta rettangolare** con dimensioni Lx e Ly.

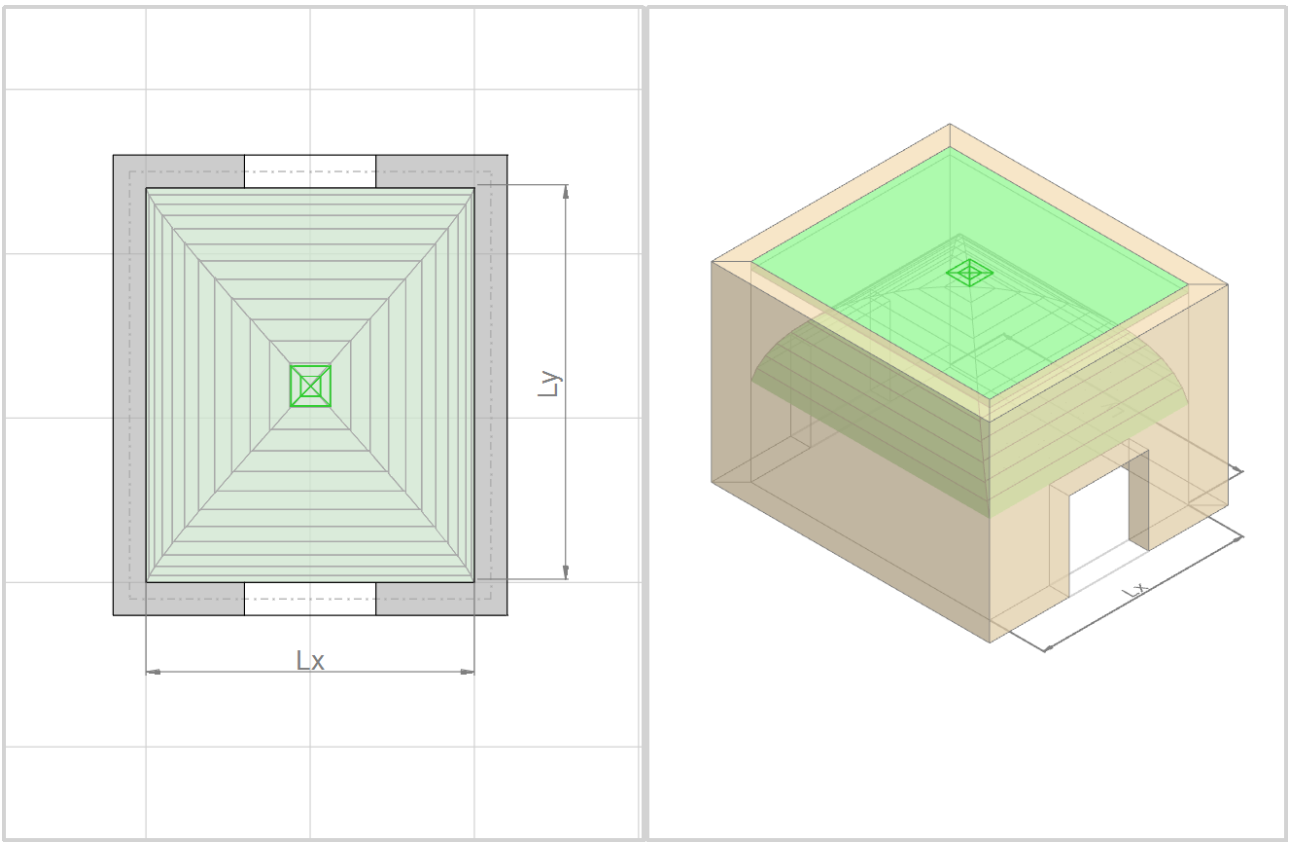


Figura 49. Volta a padiglione: rappresentazione in pianta e in assonometria

Qualora la regione su cui insiste la volta non sia perfettamente rettangolare, il software opera una **regolarizzazione** ai fini della rappresentazione grafica e della distribuzione del carico. In particolare,

la dimensione Lx è data dalla semisomma delle proiezioni di ogni lato sulla direzione, mentre la dimensione Ly è data da A/Lx, dove A è l'area della regione.

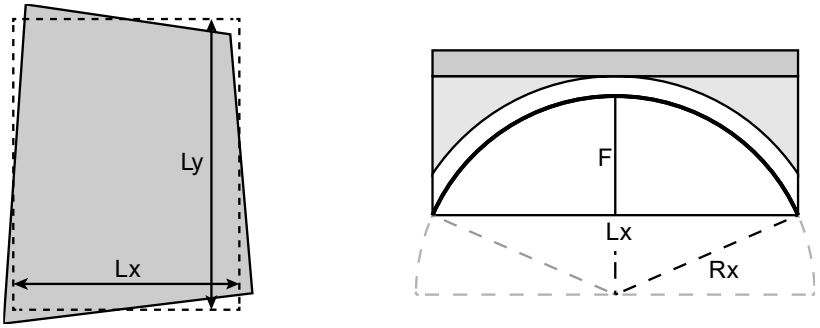


Figura 50. Volta a padiglione: (a) Regolarizzazione della pianta. (b) Sezione trasversale in direzione x

Le curve direttrici della volta a padiglione sono due archi di cerchio relativi alle due volte a botte ortogonali che compongono il padiglione. Di conseguenza, la freccia **F**, deve soddisfare la seguente condizione:

$$F \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{2}\right)$$

I raggi **Rx** e **Ry**, delle due volte a botte ortogonali sono dati dalle seguenti espressioni:

$$Rx = \frac{Lx^2}{8F} + \frac{F}{2} \qquad Ry = \frac{Ly^2}{8F} + \frac{F}{2}$$

Il **peso proprio** della volta è calcolato automaticamente dal software sulla base dei parametri in input e tiene conto dei seguenti contributi:

- volta in muratura;
- rinfianco (opzionale);
- sottofondo di pavimentazione (opzionale).

Il peso di un'eventuale pavimentazione e i carichi variabili devono essere definiti manualmente come carichi per unità di superficie orizzontale.

Per il calcolo del peso proprio e della spinta orizzontale, la volta a padiglione viene ricondotta ad una **cupola equivalente (calotta sferica)** avente in pianta la stessa area. La corda C e il raggio R della calotta sferica equivalente sono dati dalle seguenti espressioni:

$$C = \sqrt{\frac{4 \cdot Lx \cdot Ly}{\pi}} \qquad R = \frac{C^2}{8F} + \frac{F}{2}$$

Pertanto, la **spinta orizzontale** esercitata dalla volta sugli elementi di contorno è calcolata sulla base dello schema statico illustrato nella figura seguente. Si considera il semiarco corrispondente alla calotta sferica equivalente, ipotizzando i seguenti vincoli: una cerniera in corrispondenza dell'imposta e un carrello scorrevole in direzione verticale in chiave. Il peso proprio della volta in muratura è considerato come carico concentrato (Q) agente nel punto medio dell'arco. Il peso del rinfianco è considerato per mezzo di un carico distribuito triangolare (q'), mentre il peso del sottofondo e il resto

dei carichi superficiali sono tenuti in conto attraverso carichi distribuiti uniformi (q"). Imponendo l'equilibrio per traslazioni e rotazioni si ottiene la reazione orizzontale all'imposta H, che risulta uguale in modulo alla spinta totale esercitata dalla volta (S).

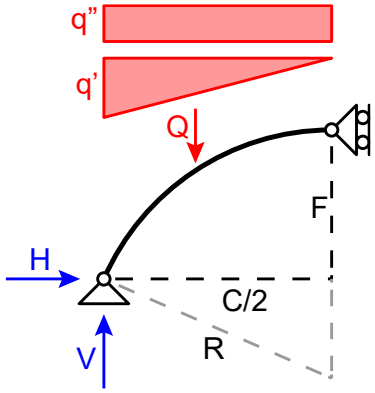


Figura 51. Volta a padiglione: schema statico per il calcolo della spinta (calotta sferica equivalente)

La risultante di carico verticale **P** e la spinta orizzontale totale **S** vengono distribuite agli elementi di contorno (aste nel modello strutturale, linee di carico nel modello cinematico) in funzione della proiezione orizzontale di ognuno di essi.

Valgono le seguenti espressioni:

$$p_i = \frac{P}{l_i} \cdot \frac{l_{hi}}{\sum_{i=1}^{n} l_{hi}} \qquad s_i = \frac{S}{l_i} \cdot \frac{l_{hi}}{\sum_{i=1}^{n} l_{hi}}$$

dove:

i identifica l'i-esimo elemento di contorno;

p_i è il carico distribuito verticale assegnato all'elemento i;

s_i è il carico distribuito orizzontale assegnato a i (in direzione trasversale);

l_i è la lunghezza dell'elemento i;

l_{hi} è la lunghezza della proiezione orizzontale dell'elemento i.

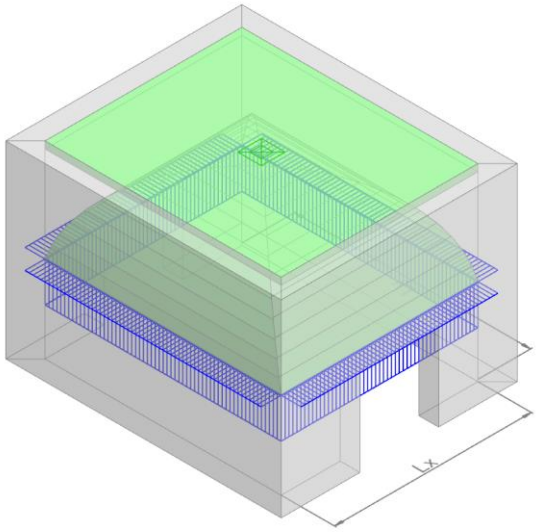


Figura 52. Volta a padiglione: distribuzione del carico agli elementi di contorno (modello cinematico)

3.1.8.1.5 Volta a crociera

La volta a crociera è una volta composta che deriva dall'intersezione di due volte a botte ortogonali. Quando si seziona una volta a botte lungo le sue diagonali, si ottengono due parti chiamate "fusi" e due parti chiamate "unghie". La volta a crociera è la composizione di due coppie di unghie derivanti da due volte a botte distinte.



Figura 53. (a) Fusi e unghie di una volta a botte. (b) Volta a crociera ottenuta dalla composizione di 4 fusi (immagini tratte da didatticarte.it)

La volta a crociera si sviluppa, quindi, su una **pianta rettangolare** con dimensioni Lx e Ly.

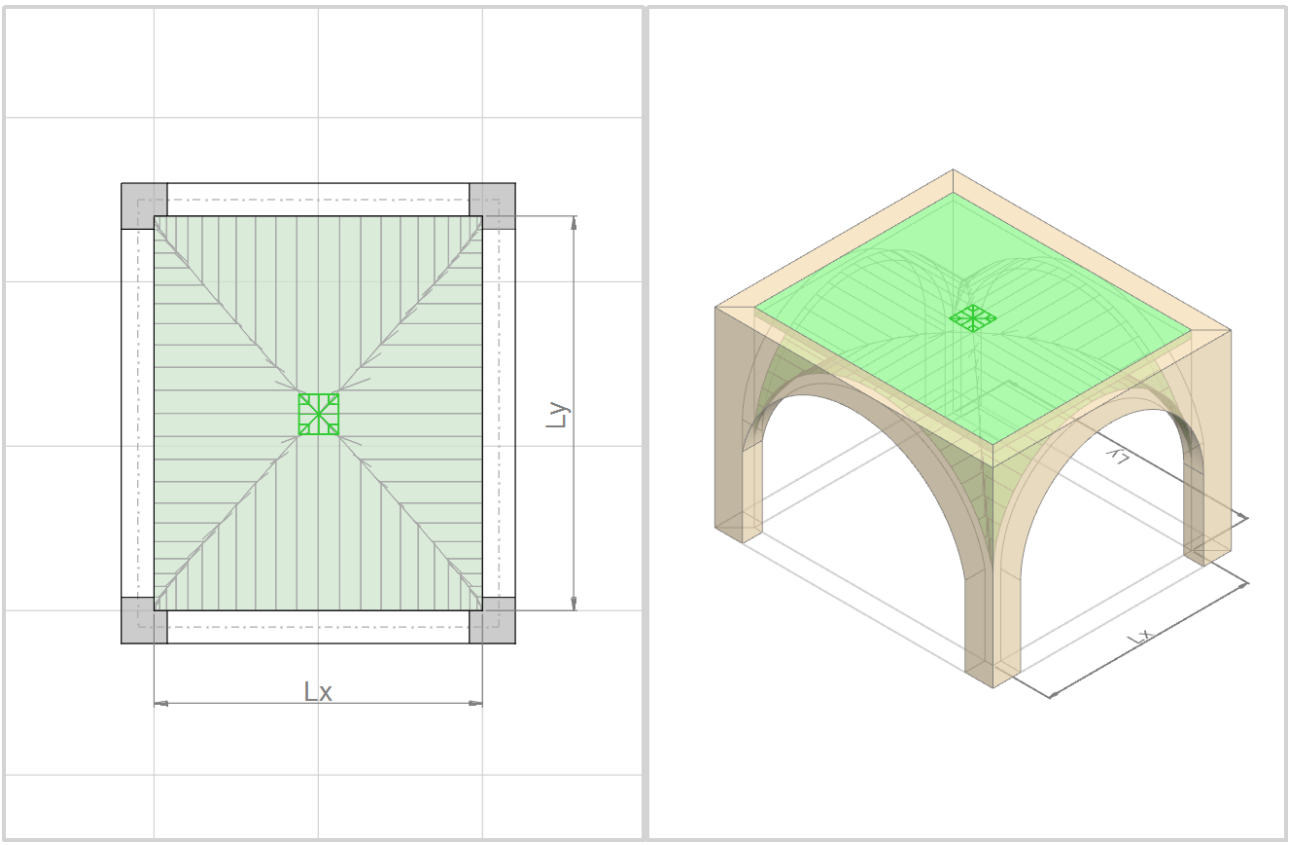


Figura 54. Volta a crociera: rappresentazione in pianta e in assonometria

Qualora la regione su cui insiste la volta non sia perfettamente rettangolare, il software opera una **regolarizzazione** ai fini della rappresentazione grafica e della distribuzione del carico. In particolare,

la dimensione Lx è data dalla semisomma delle proiezioni di ogni lato sulla direzione principale, mentre la dimensione Ly è data da A/Lx, dove A è l'area della regione.

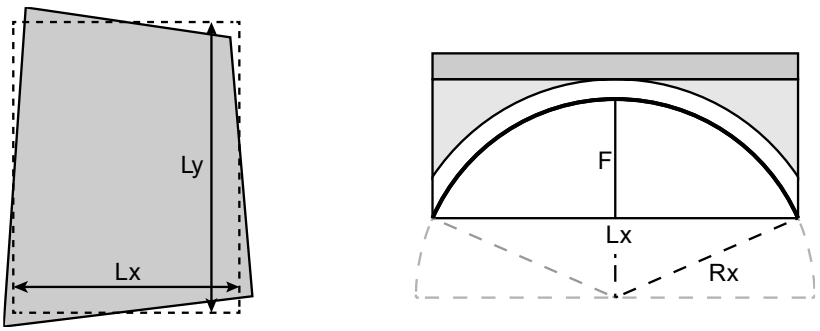


Figura 55. Volta a crociera: (a) Regolarizzazione della pianta. (b) Arco perimetrale in direzione x

Le curve direttrici della volta a crociera sono due archi di cerchio relativi alle due volte a botte ortogonali che compongono il padiglione. Di conseguenza, la freccia **F**, deve soddisfare la seguente condizione:

$$F \leq min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{2}\right)$$

I raggi **Rx** e **Ry**, delle due volte a botte ortogonali sono dati dalle seguenti espressioni:

$$Rx = \frac{Lx^2}{8F} + \frac{F}{2} \qquad Ry = \frac{Ly^2}{8F} + \frac{F}{2}$$

Il **peso proprio** della volta è calcolato automaticamente dal software sulla base dei parametri in input e tiene conto dei seguenti contributi:

- volta in muratura;
- costoloni (opzionale);
- rinfianco (opzionale);
- sottofondo di pavimentazione (opzionale).

Il peso di un'eventuale pavimentazione, così come i carichi variabili, deve essere definito manualmente come carico per unità di superficie.

Per il calcolo del peso proprio e delle azioni alle imposte, ognuna delle 4 unghie viene suddivisa in una serie di volte a botte affiancate, dette **lunette**. L'immagine seguente illustra, in pianta, la discretizzazione di una volta a crociera in lunette (5 per unghia) e si focalizza su una delle lunette in direzione x (rappresentata anche in sezione longitudinale), caratterizzata da corda **lx_i**, freccia **fx_i** e profondità **dx**.

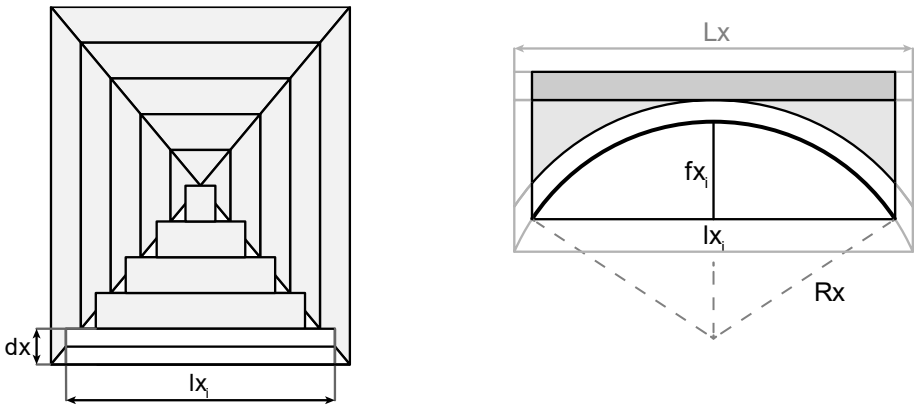


Figura 56. Volta a crociera: (a) in pianta, discretizzazione in lunette; (b) in sezione, lunetta in direzione x

Se **N** è il numero di lunette in cui viene discretizzata l'unghia, la corda lx_i e la profondità dx dell'i-esima lunetta in direzione x, a partire dalla chiave, sono date dalle seguenti espressioni:

$$lx_i = \frac{Lx}{N} \cdot \left(i - \frac{1}{2}\right) \qquad dx = \frac{Ly}{2N}$$

Dato che le lunette in una data direzione sono tutte caratterizzate dallo stesso raggio (il raggio del corrispondente arco perimetrale), tra freccia e corda della lunetta sussiste la seguente relazione:

$$fx_i = Rx - \sqrt{R_x^2 - \frac{lx_i^2}{4}}$$

Per ogni lunetta, vengono calcolate le reazioni all'imposta, con un procedimento analogo a quello descritto per la volta a botte. Quindi, si ottengono:

- per ogni lunetta in direzione x, il carico verticale **px_i** e la spinta orizzontale **sx_i;**
- per ogni lunetta in direzione y, il carico verticale **py_i** e la spinta orizzontale **sy_i**.

Successivamente, il calcolo del **carico verticale P** e della **spinta orizzontale S** esercitata dalla volta a crociera sui 4 vertici del perimetro viene svolto con riferimento a uno degli **archi diagonali** della volta. Per semplicità di calcolo, l'arco diagonale viene assunto coincidente con un arco di cerchio avente freccia **F** (pari a quella della volta), corda **C** e raggio **R** dati dalle seguenti espressioni:

$$C = \sqrt{Lx^2 + Ly^2} \qquad R = \frac{C^2}{8F} + \frac{F}{2}$$

Si considera lo schema statico illustrato nella figura seguente relativo al semiarco diagonale. Si ipotizzano i seguenti vincoli: una cerniera in corrispondenza dell'imposta e un carrello scorrevole in direzione verticale in chiave. Sull'arco sono applicate le azioni alle imposte delle lunette, cioè le forze verticali (p_i) e le spinte orizzontali (s_i), ottenute dalla combinazione delle forze relative alle lunette in direzione x e y, attraverso le seguenti relazioni:

$$p_i = px_i + py_i \qquad s_i = sx_i \cos\alpha + sy_i \sin\alpha \qquad a = \tan^{-1}\left(\frac{Lx}{Ly}\right)$$

Il peso proprio di eventuali costoloni è considerato come un carico concentrato (Q) agente nel punto medio dell'arco.

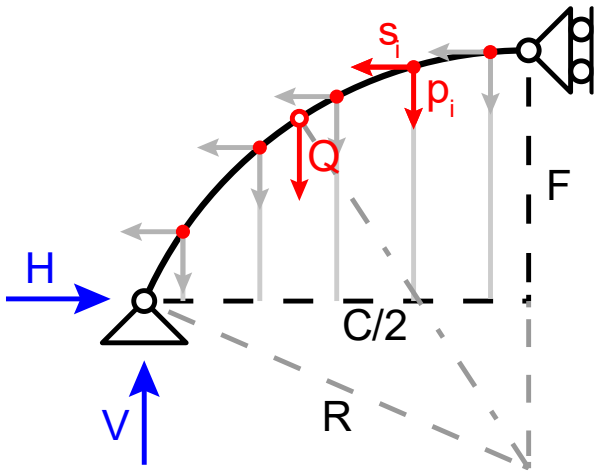


Figura 57. Volta a crociera: schema statico per il calcolo della spinta (arco diagonale)

Imponendo l'equilibrio per traslazioni e rotazioni si ottengono le reazioni verticale (V) e orizzontale (H) all'imposta, che risultano uguali in modulo rispettivamente alla forza verticale P e alla spinta orizzontale (S) esercitata dalla volta su ognuno dei 4 vertici del perimetro. La spinta orizzontale viene applicata in direzione diagonale.

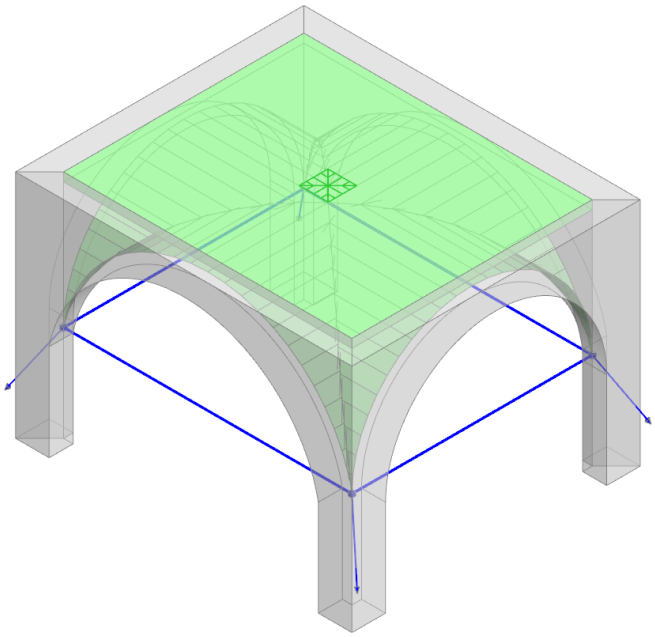


Figura 58. Volta a crociera: azioni della volta sui 4 vertici del perimetro (modello cinematico)

3.1.8.1.6 Volta a vela

La volta a vela è sostanzialmente una cupola circoscritta ad un vano quadrato a cui siano state rimosse le quattro sezioni esterne. Pertanto, la volta a vela si sviluppa su una **pianta quadrata** di dimensione L.

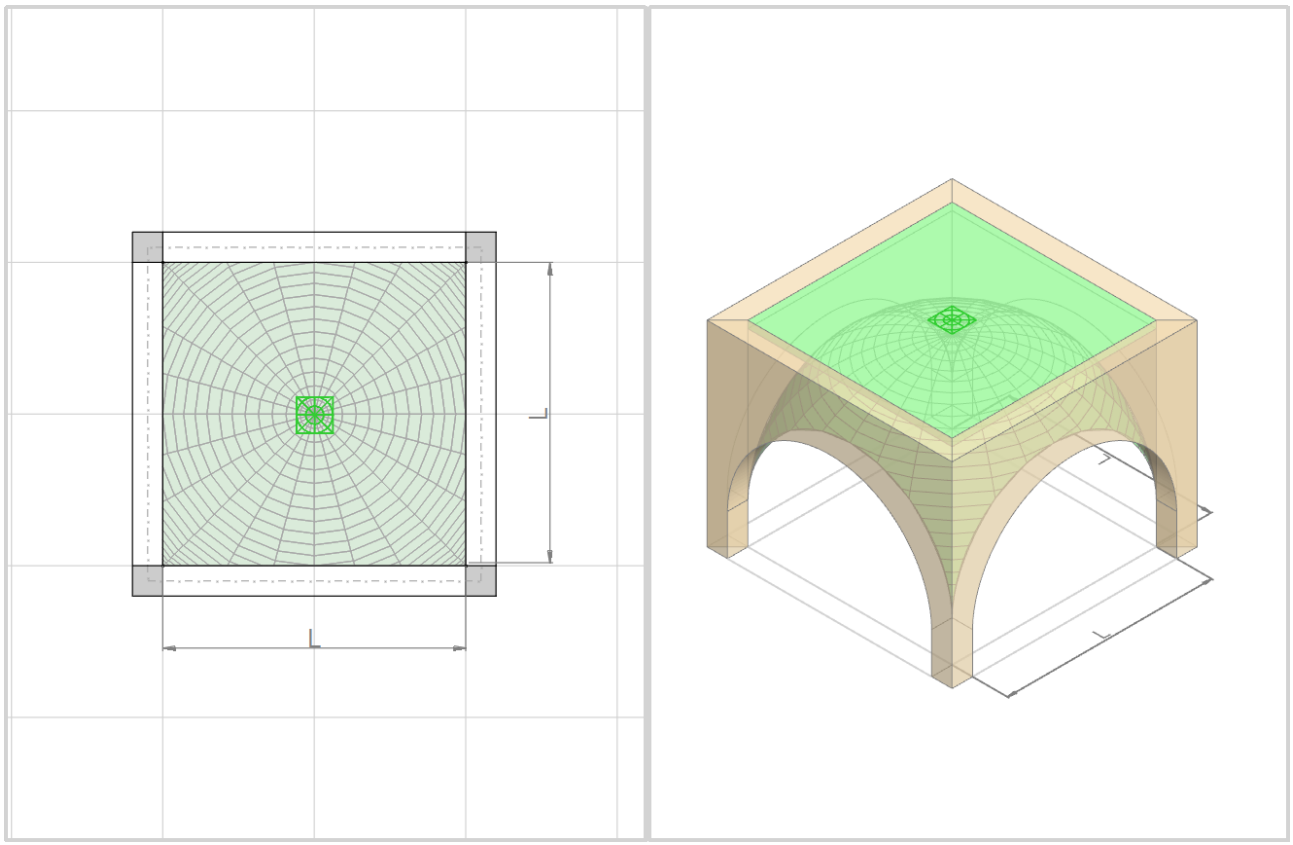


Figura 59. Volta a vela: rappresentazione in pianta e in assonometria

Qualora la regione su cui insiste la volta non sia perfettamente quadrata, il software opera una **regolarizzazione** ai fini della rappresentazione grafica e della distribuzione del carico. In particolare, la dimensione L della pianta è data dalla radice quadrata dell'area: $L = \sqrt{A}$.

In Aedes.PCM la volta a vela è considerata a tutto sesto, pertanto, la corda **C** e la freccia **F** dell'arco diagonale sono date dalle seguenti espressioni:

$$C = \sqrt{2} \cdot L \qquad F = \frac{C}{2}$$

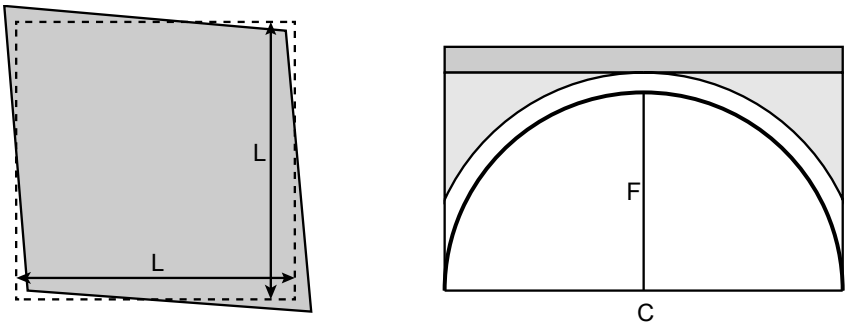


Figura 60. Volta a vela: (a) Regolarizzazione della pianta. (b) Sezione lungo la diagonale

Il **peso proprio** della volta è calcolato automaticamente dal software sulla base dei parametri in input e tiene conto dei seguenti contributi:

- volta in muratura;
- rinfianco (opzionale);
- sottofondo di pavimentazione (opzionale).

Il peso di un'eventuale pavimentazione e i carichi variabili devono essere definiti manualmente come carichi per unità di superficie orizzontale.

La **spinta orizzontale** esercitata dalla volta sui quattro vertici del perimetro è calcolata sulla base dello schema statico illustrato nella figura seguente. Si considera il semiarco diagonale, ipotizzando i seguenti vincoli: una cerniera in corrispondenza dell'imposta e un carrello scorrevole in direzione verticale in chiave. Il peso proprio della volta in muratura è considerato come carico concentrato (Q) agente nel punto medio dell'arco. Il peso del rinfianco è considerato per mezzo di un carico distribuito triangolare (q'), mentre il peso del sottofondo e il resto dei carichi superficiali sono tenuti in conto attraverso carichi distribuiti uniformi (q").

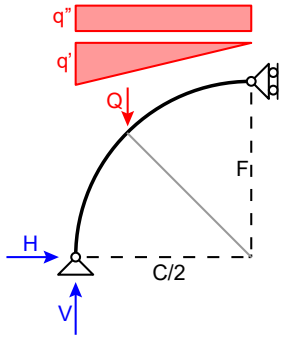


Figura 61. Volta a vela: schema statico per il calcolo della spinta (semiarco diagonale)

Imponendo l'equilibrio per traslazioni e rotazioni si ottengono le reazioni verticale (V) e orizzontale (H) all'imposta, che risultano uguali in modulo rispettivamente alla forza verticale (P) e alla spinta orizzontale (S) esercitata dalla volta su ognuno dei 4 vertici del perimetro. La spinta orizzontale viene applicata in direzione diagonale.

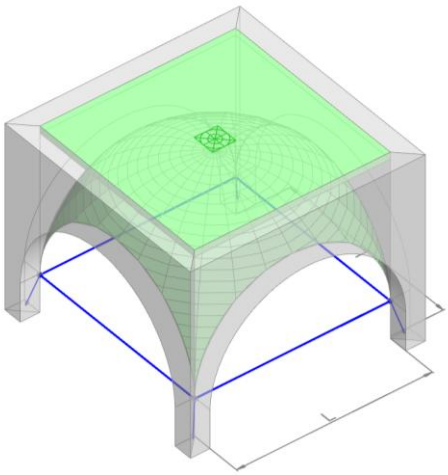


Figura 62. Volta a vela: azioni della volta sui 4 vertici del perimetro (modello cinematico)

3.1.8.1.7 Cupola

La cupola si sviluppa su una **pianta circolare** di diametro L.

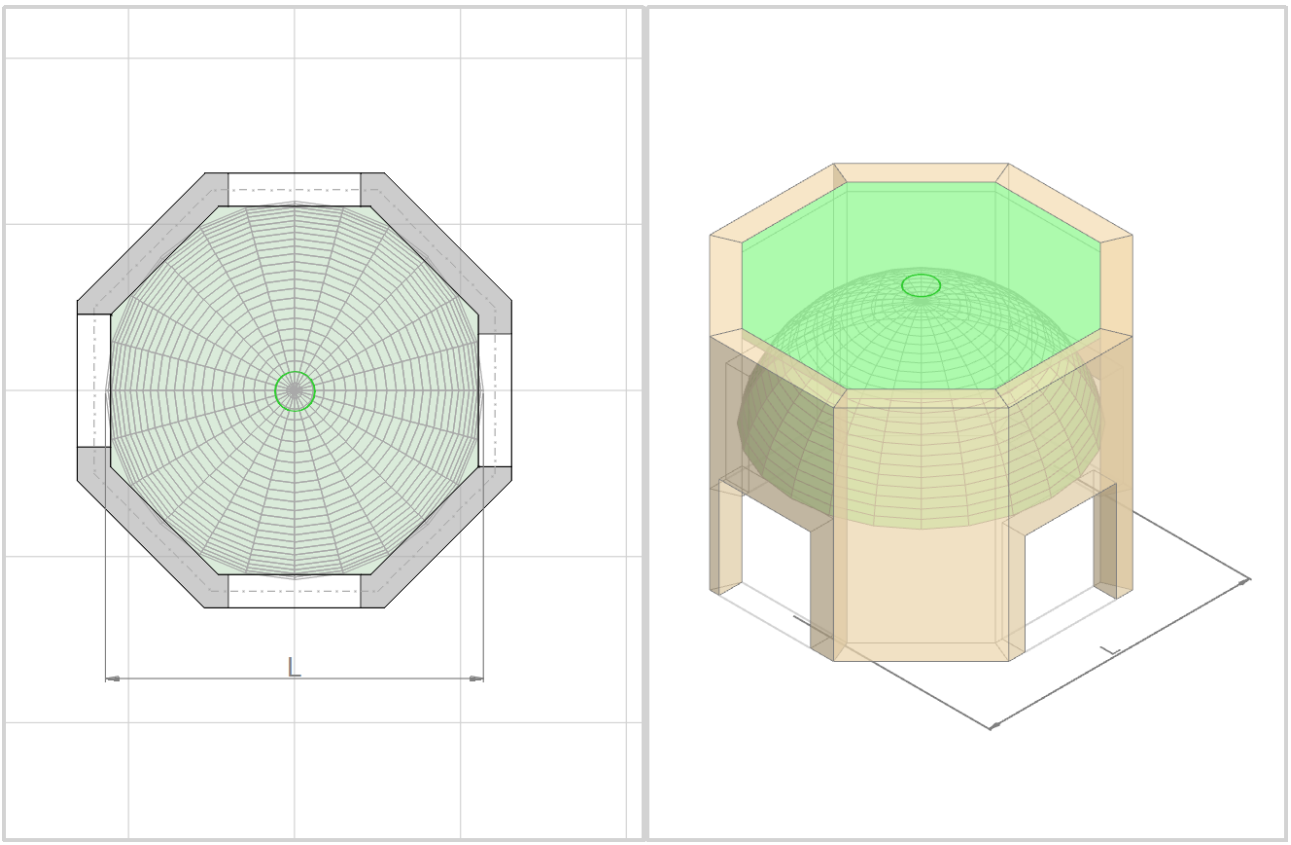


Figura 63. Volta a vela: rappresentazione in pianta e in assonometria

Qualora la regione su cui insiste la cupola non sia perfettamente circolare (come nel caso della pianta ottagonale illustrata in figura), il software opera una **regolarizzazione** ai fini della rappresentazione grafica e della distribuzione del carico. In particolare, il diametro L della pianta circolare è dato dalla seguente espressione:

$$L = 2 \cdot \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

dove A è l'area della regione su cui si sviluppa la cupola.

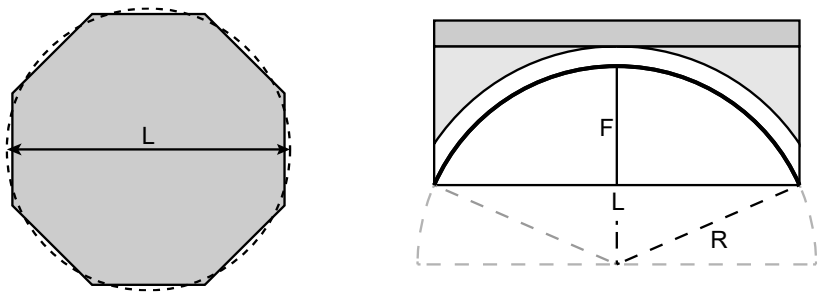


Figura 64. Cupola: (a) Regolarizzazione della pianta. (b) Sezione lungo il diametro L

La curva direttrice della cupola è un arco di cerchio la cui freccia **F** non può essere maggiore di L/2. Il raggio **R** dell'arco è dato dalla seguente espressione:

$$R = \frac{L^2}{8F} + \frac{F}{2}$$

Il **peso proprio** della cupola è calcolato automaticamente dal software sulla base dei parametri in input e tiene conto dei seguenti contributi:

- cupola in muratura;
- rinfianco (opzionale);
- sottofondo di pavimentazione (opzionale).

Il peso di un'eventuale pavimentazione e i carichi variabili devono essere definiti manualmente come carichi per unità di superficie orizzontale.

La **spinta orizzontale** esercitata dalla cupola sugli elementi di contorno è calcolata sulla base dello schema statico illustrato nella figura seguente. Si considera uno degli archi meridiani della cupola, ipotizzando i seguenti vincoli: una cerniera in corrispondenza dell'imposta e un carrello scorrevole in direzione verticale in chiave. Il peso proprio della cupola in muratura è considerato come carico concentrato (Q) agente nel punto medio dell'arco. Il peso del rinfianco è considerato per mezzo di un carico distribuito triangolare (q'), mentre il peso del sottofondo e il resto dei carichi superficiali sono tenuti in conto attraverso carichi distribuiti uniformi (q"). Imponendo l'equilibrio per traslazioni e rotazioni si ottiene la reazione orizzontale all'imposta H, che risulta uguale in modulo alla spinta totale esercitata dalla volta (S).

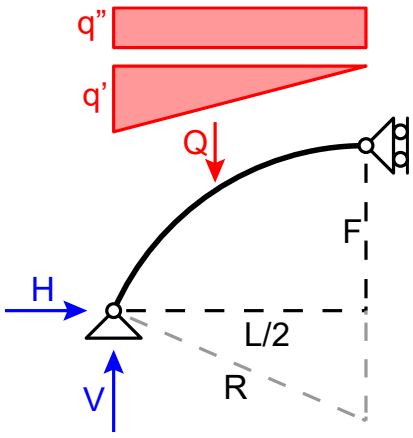


Figura 65. Volta a vela: schema statico per il calcolo della spinta (semiarco diagonale)

La risultante di carico verticale **P** e la spinta orizzontale totale **S** vengono distribuite agli elementi di contorno (aste nel modello strutturale, linee di carico nel modello cinematico) in funzione della loro proiezione orizzontale. Valgono le seguenti espressioni:

$$p_i = \frac{P}{l_i} \cdot \frac{l_{hi}}{\sum_{i=1}^{n} l_{hi}} \qquad s_i = \frac{S}{l_i} \cdot \frac{l_{hi}}{\sum_{i=1}^{n} l_{hi}}$$

dove:

i identifica l'i-esimo elemento di contorno;

p_i è il carico distribuito verticale assegnato all'elemento i;

s_i è il carico distribuito orizzontale assegnato a i (in direzione trasversale);

l_i è la lunghezza dell'elemento i;

l_{hi} è la lunghezza della proiezione orizzontale dell'elemento i.

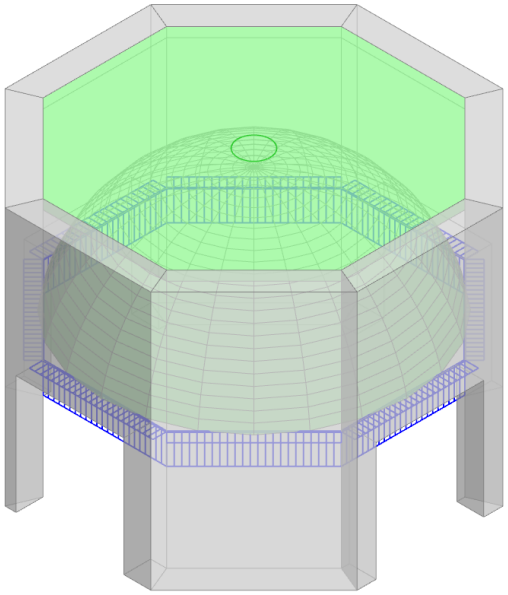


Figura 66. Cupola: : distribuzione del carico agli elementi di contorno (modello cinematico)

3.1.8.1.8 Cupola con pennacchi

I pennacchi sono elementi di raccordo sviluppati per la necessità di coprire con una cupola anche ambienti a pianta quadrata. Pertanto, la cupola con pennacchi si sviluppa su una **pianta quadrata** di lato L.

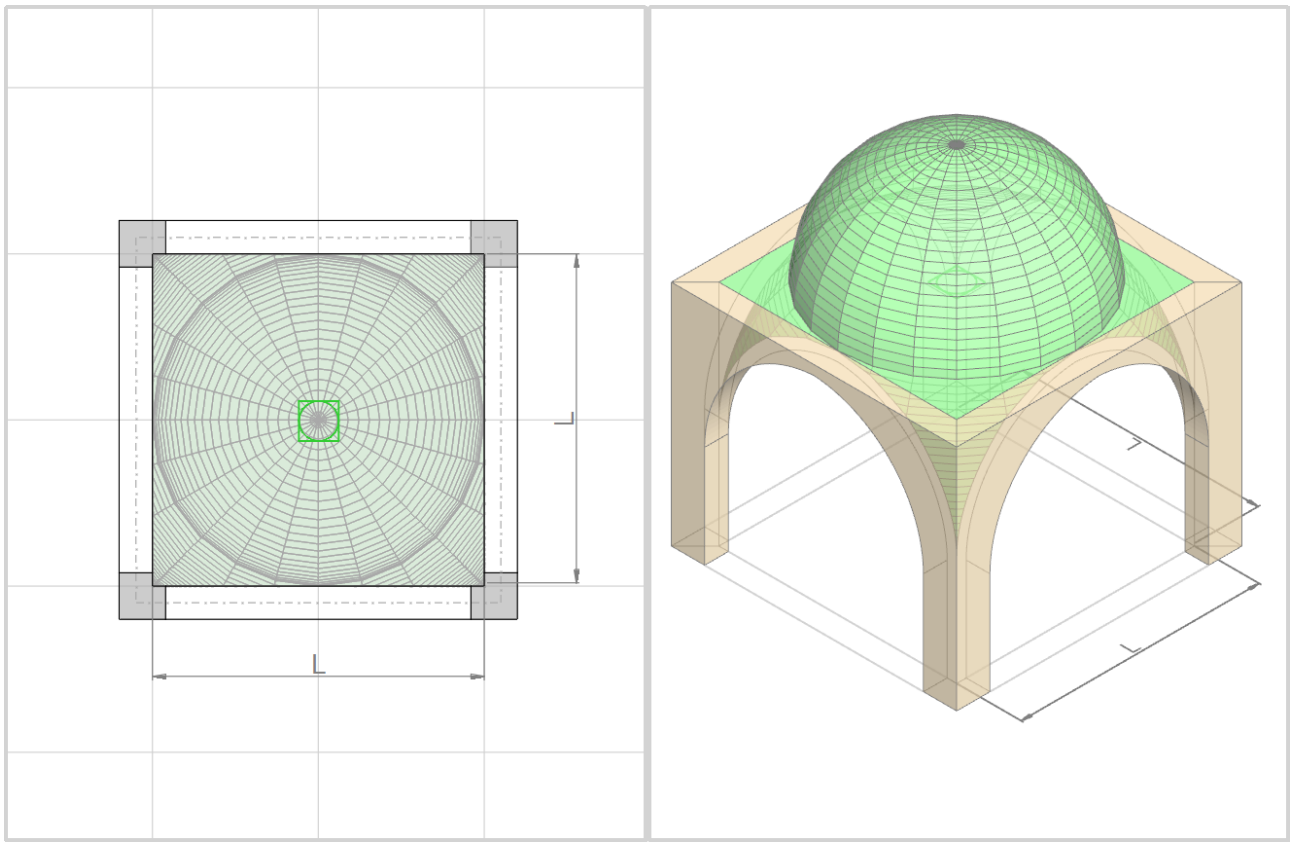


Figura 67. Cupola con pennacchi: rappresentazione in pianta e in assonometria

Qualora la regione su cui insiste la cupola non sia perfettamente quadrata, il software opera una **regolarizzazione** ai fini della rappresentazione grafica e della distribuzione del carico. In particolare, la dimensione L della pianta è data dalla radice quadrata dell'area: $L = \sqrt{A}$.

In Aedes.PCM, la forma dei pennacchi è assimilata pari ad una volta a vela a tutto sesto alla quale sia stata rimossa la calotta sferica superiore. Pertanto, la corda **Cp** e la freccia **Fp** di tale volta, e l'altezza dei pennacchi **Hp** (distanza verticale tra l'imposta dei pennacchi e l'imposta della cupola) sono date dalle seguenti espressioni:

$$C_p = \sqrt{2} \cdot L \qquad F_p = \frac{C_p}{2} \qquad H_p = \frac{L}{2}$$

La cupola, caratterizzata da una corda **L** pari al lato della pianta quadrata, può essere a tutto sesto o ribassata. La freccia **F** non può essere maggiore di L/2, mentre il raggio **R** è dato dalla seguente espressione:

$$R = \frac{L^2}{8F} + \frac{F}{2}$$

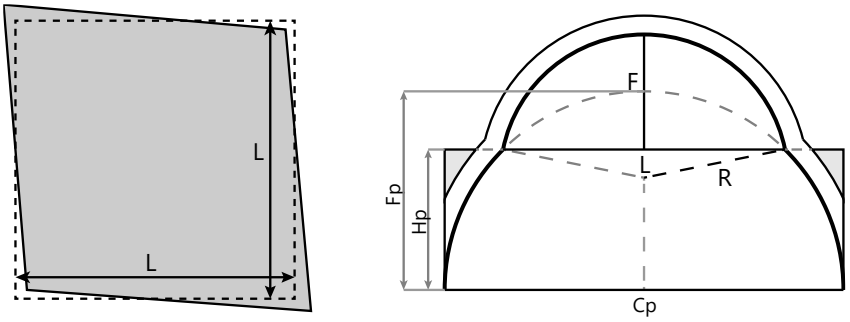


Figura 68. Cupola con pennacchi: (a) Regolarizzazione della pianta. (b) Sezione lungo la diagonale

Il **peso proprio** della volta è calcolato automaticamente dal software sulla base dei parametri in input e tiene conto dei seguenti contributi:

- volta in muratura;
- rinfianco dei pennacchi fino all'imposta della cupola.

Eventuali carichi permanenti e permanenti non strutturali, definiti come carichi per unità di superficie, si considerano applicati esclusivamente sulla superficie orizzontale esterna alla cupola.
I carichi variabili, invece, si considerano applicati all'intera area della pianta quadrata.

La **forza verticale P** e la **spinta orizzontale S** esercitate dalla cupola con pennacchi sui quattro vertici del perimetro vengono determinate come la somma dei contributi dovuti alla sola cupola (P_c, S_c) e dei contributi dovuti ai soli pennacchi (P_p, S_p):

$$P = P_c + P_p \qquad S = S_c + S_p$$

Per il calcolo delle azioni di imposta dovute alla **cupola** si adotta la procedura già descritta nel paragrafo precedente, tenendo conto che in questo caso si tratta di una cupola senza rinfianco né sottofondo di pavimentazione.
Per il calcolo delle azioni dovute ai **pennacchi** si adotta, invece, la seguente procedura. Inizialmente, si calcolano le azioni P_v e S_v che si avrebbero qualora la volta a vela da cui derivano i pennacchi fosse completa, considerando però il rinfianco solo fino al livello di imposta della cupola e i carichi superficiali agenti solo sulla superficie orizzontale esterna.
Per la **condizione di carico permanente** relativa al peso proprio, si calcola la forza verticale P_p dovuta ai soli pennacchi (P_v meno il peso della calotta sferica mancante) e si ottiene la spinta dovuta ai pennacchi ipotizzando che il rapporto tra carico verticale e spinta resti costante:

$$S_p = P_p \cdot \frac{S_v}{P_v}$$

Per **tutte le altre condizioni di carico**, le azioni dovute ai pennacchi si assumono coincidenti con quelle ottenute per la volta a vela completa:

$$P_p = P_v \qquad S_p = S_v$$

Una volta ottenute le azioni di imposta totali esercitate dalla cupola con pennacchi sulle strutture di imposta, queste vengono applicate ai 4 vertici del perimetro. La spinta orizzontale viene applicata in direzione diagonale.

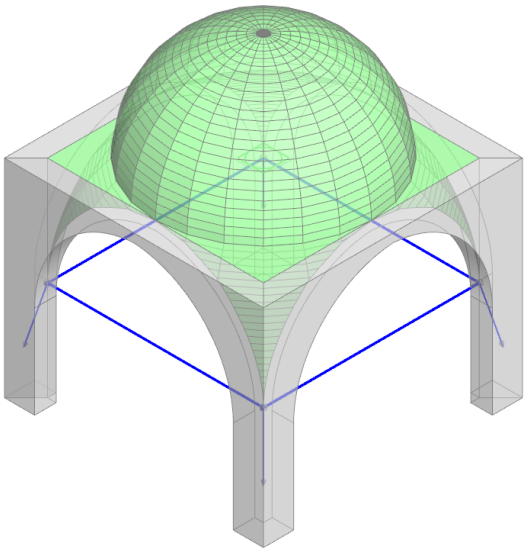


Figura 69. Cupola con pennacchi: azioni sui 4 vertici del perimetro (modello cinematico)

3.1.8.2 Eccentricità di appoggio del solaio

Per tenere conto dell'eccentricità di appoggio del solaio sulle pareti (e del suo effetto ribaltante) è possibile inserire dei momenti aggiuntivi sulle aste di contorno. Per farlo è sufficiente accedere alla finestra di gestione dei carichi dell'asta, inserire un carico concentrato, selezionare il sistema di riferimento Locale e specificare un opportuno momento Mx (momento torcente).

Queste coppie aggiuntive si traducono in momenti fuori piano nei maschi murari e quindi incidono sulle verifiche di resistenza a pressoflessione ortogonale.
I momenti dovuti al disassamento di maschi sovrastanti, invece, sono un risultato dello schema statico adottato. L'eventuale disassamento è gestito per mezzo di link rigidi che collegano la sommità del maschio sottostante alla base del maschio sovrastante: nello schema intelaiato, le azioni trasmesse dai link si traducono in momenti flettenti ortogonali nei maschi murari.

3.1.9 Materiali

La scheda Materiali del Navigatore contiene una lista di tutti i materiali presenti nel progetto suddivisi per tipologia. Selezionando un materiale è possibile visualizzarne le proprietà mentre attraverso il comando Gestione materiali è possibile accedere ad una finestra dedicata in cui è anche possibile aggiungere o rimuovere dei materiali.

3.1.9.1 Muratura esistente

Selezionando una Muratura esistente appaiono le seguenti proprietà.

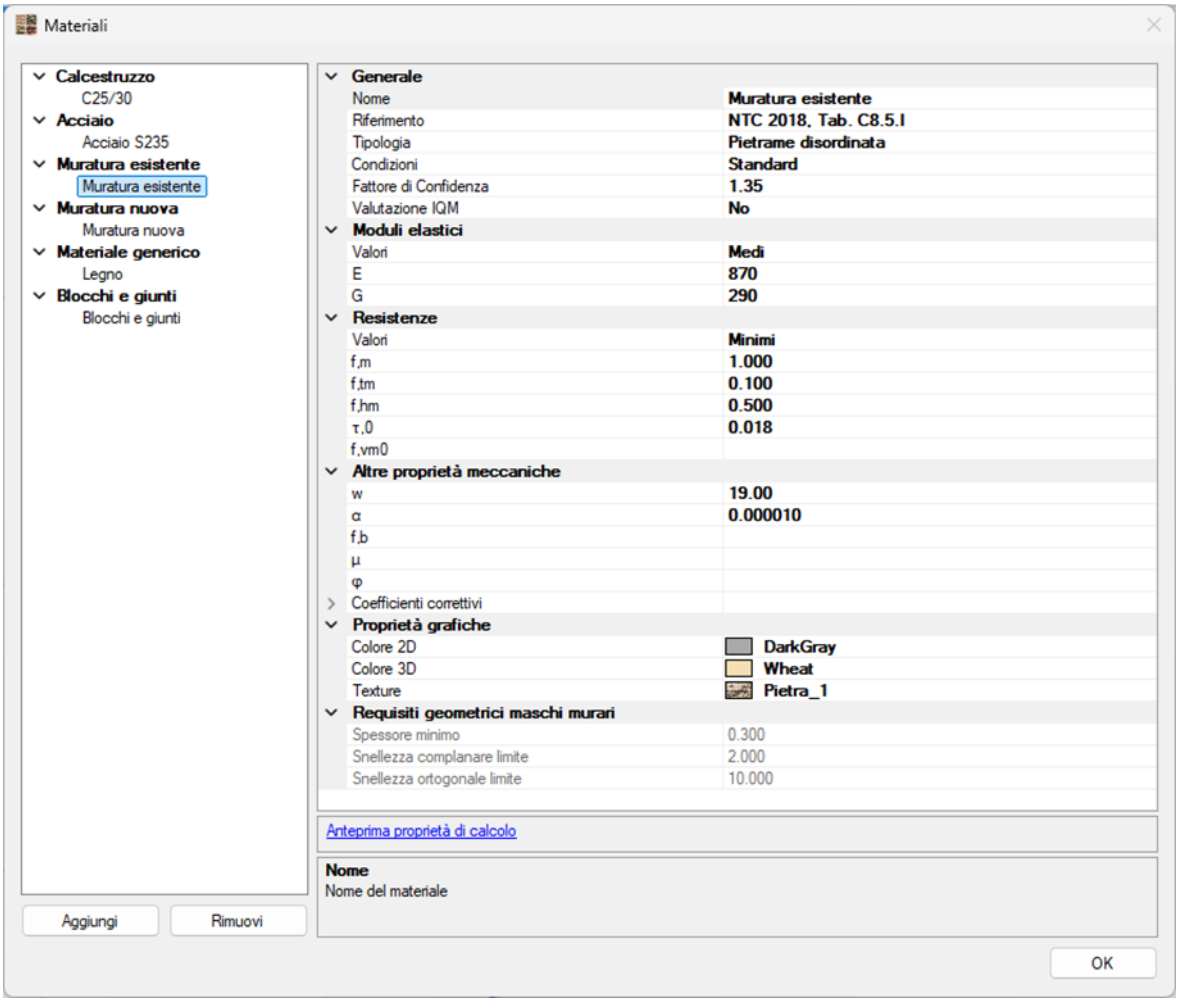
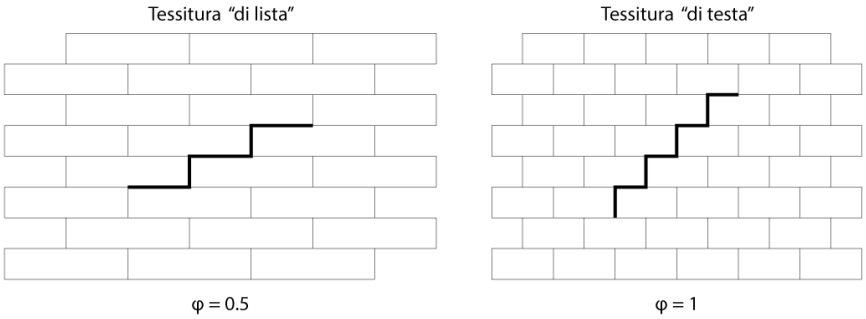


Figura 70. Finestra Materiali - Muratura esistente

Generale	
Nome	Modifica il nome del materiale per facilitarne l'identificazione.
Riferimento	Specifica la tabella di riferimento da cui attingere le caratteristiche meccaniche della muratura: • **NTC 2018, Tab. C8.5.I** (Circolare n.7 del 21.01.2019); • **NTC 2008, Tab. C8A.2.I** (Circolare n.617 del 2.02.2009).
Tipologia	Specifica la tipologia di muratura esistente tra quelle fornite nella tabella di riferimento. Qualora i valori dei moduli elastici o delle resistenze siano impostati pari ai valori Minimi, Medi o Massimi dell'intervallo di riferimento, il cambio di tipologia comporta un aggiornamento automatico dei valori. Se invece i valori sono stati specificati come valori Personali, non vi sarà alcun aggiornamento.

Condizioni	Specifica per determinate tipologie una condizione particolare che modifica i valori standard della tabella di riferimento. Ad esempio, in caso di NTC 2018, per la tipologia "Conci sbozzati" è possibile specificare la condizione "sistematica presenza di zeppe profonde in pietra", la quale, coerentemente con il riferimento normativo, applica un fattore migliorativo pari a 1.2 ai valori delle resistenze.
Fattore di confidenza	Specifica il Fattore di Confidenza associato al materiale in funzione del Livello di Conoscenza raggiunto (§C8.5.4).
Valutazione IQM	Indica se i valori di moduli elastici e resistenze associati alla muratura derivano dalla procedura di valutazione degli Indici di Qualità Muraria. Questa funzionalità è disponibile esclusivamente se è attivo il modulo ECS.
Indici di Qualità Muraria	Consente di accedere alla finestra di valutazione degli Indici di Qualità Muraria. Selezionando questa proprietà, è disponibile il pulsante [...], tramite il quale si apre la finestra di dialogo per la valutazione IQM.
Moduli elastici	
Valori	Specifica il criterio di definizione dei moduli elastici della muratura. È possibile selezionare se i moduli elastici sono assunti pari ai valori **minimi, medi** o **massimi** dell'intervallo di riferimento, oppure se vengono definiti come valori **personalizzati** inseriti dall'utente. Nel caso in cui sia attiva la **Valutazione IQM**, per ciascun parametro vengono mostrati separatamente i valori utilizzati per **Analisi Statica** e **Analisi Sismica**. La valutazione degli **Indici di Qualità Muraria (IQM)** consente infatti di tenere conto di una **riduzione della qualità meccanica della muratura** dovuta agli effetti delle vibrazioni indotte dall'accelerazione sismica. Di conseguenza, i parametri meccanici impiegati nell'**analisi sismica** possono risultare **inferiori** rispetto a quelli utilizzati nell'**analisi statica**.
E	Modulo di elasticità normale in N/mm^2.
G	Modulo di elasticità tangenziale in N/mm^2.
Resistenze	
Valori	Specifica il criterio di definizione delle resistenze della muratura. È possibile selezionare se i valori di resistenza sono assunti pari ai valori **minimi, medi** o **massimi** dell'intervallo di riferimento, oppure se vengono definiti come valori **personalizzati** inseriti dall'utente. Nel caso in cui sia attiva la **Valutazione IQM**, per ciascun parametro vengono mostrati separatamente i valori utilizzati per **Analisi Statica** e **Analisi Sismica**. La valutazione degli **Indici di Qualità Muraria (IQM)** consente infatti di tenere conto di una **riduzione della qualità meccanica della muratura** dovuta agli effetti delle vibrazioni indotte dall'accelerazione sismica.

	Di conseguenza, i parametri meccanici impiegati nell'**analisi sismica** possono risultare **inferiori** rispetto a quelli utilizzati nell'**analisi statica**.
f_m	Resistenza media a compressione in N/mm^2.
f_{tm}	Resistenza media a trazione in N/mm^2.
f_{hm}	Resistenza media a compressione in direzione orizzontale in N/mm^2.
τ_0	Resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali in N/mm^2 (§C8.7.1.3, muratura irregolare). La **verifica a taglio per fessurazione diagonale** viene eseguita **solo se il parametro è definito**. Se il campo è **nullo (vuoto)**, la verifica non viene effettuata. Attraverso il pulsante [...] è possibile annullare o ripristinare il valore del parametro**.**
f_{vm0}	Resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali in N/mm^2 (§C8.7.1.3, muratura regolare). Le **verifiche a taglio per scorrimento** e per **fessurazione diagonale (tessitura regolare)** vengono eseguite **solo se il parametro è definito**. Se il campo è **nullo (vuoto)**, la verifica non viene effettuata. Attraverso il pulsante [...] è possibile annullare o ripristinare il valore del parametro**.**
Altre proprietà meccaniche	
w	Peso specifico in kN/m^3.
α	Coefficiente di dilatazione termica in °^(-1).
f_b	Resistenza a compressione normalizzata del blocco in N/mm^2 (muratura regolare). Il valore di default è pari a 10 N/mm^2.
μ	Coefficiente d'attrito locale del giunto (muratura regolare). Il valore di default è pari a 0.577 (NTC 2018, §C8.7.1.3.1.1).
Φ	Coefficiente di ingranamento murario (muratura regolare). Definito come rapporto tra l'altezza del blocco e la lunghezza di sovrapposizione minima dei blocchi di due corsi successivi. Il valore di default è pari a 1. Il coefficiente di ingranamento murario permette di distinguere il comportamento della muratura al variare della tessitura. Ad esempio, in una muratura di mattoni pieni disposti "di lista" il valore di φ è pari a 0.5 perché la lunghezza minima del giunto è pari al doppio dell'altezza del blocco; nella tessitura "di testa" invece φ è pari a 1 essendo la lunghezza minima del giunto proprio uguale all'altezza del blocco.



Coefficienti correttivi	Specifica i coefficienti correttivi applicati ai moduli elastici e alle resistenze del materiale nel caso di condizioni particolari dello stato di fatto o presenza di interventi di rinforzo. I valori di default variano in funzione della tipologia specificata e vengono applicati coerentemente con il documento normativo di riferimento. I valori possono essere modificati ma vengono reimpostati ogni qual volta si cambi tipologia di muratura.

Coefficienti correttivi	
Malta scadente	
Malta buona	**1.50**
Giunti sottili	**1.00**
Ricorsi o listature	**1.30**
Connessione trasversale	**1.50**
Nucleo scadente o ampio	**0.90**
Iniezioni di malta	**2.00**
Intonaco armato	**2.50**
Ristilatura armata con connessione dei paramenti	
Massimo coefficiente complessivo	

Figura 71. Coefficienti correttivi

Attenzione. I coefficienti correttivi specificati in questa finestra non vengono applicati a meno che non sia esplicitamente richiesto nelle proprietà delle singole aste. Affinché i coefficienti siano tenuti in conto nelle analisi è quindi necessario generare il modello strutturale e attivare la corrispondente proprietà nelle Caratteristiche costruttive o negli Interventi delle singole aste che fanno riferimento al materiale corrente.

Proprietà grafiche	
Colore 2D	Specifica il colore del materiale adottato nelle viste 2D (pianta).
Colore 3D	Specifica il colore del materiale adottato nelle viste 3D.
Texture	Specifica la texture associata al materiale e visualizzabile nelle viste 3D in modalità Render. È possibile scegliere fra un campione di immagini prestabilite.

Requisiti geometrici maschi murari

Sono riportati i requisiti geometrici affinché un maschio murario del materiale corrente sia classificato sismicamente reagente (NTC 2018, Tab. 7.8.I).

Tab. 7.8.I – *Requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma*

Tipologie costruttive	t_{min}	$(\lambda=h_0/t)_{max}$	$(l/h')_{min}$
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata	300 mm	10	0,5
Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiali	240 mm	12	0,4
Muratura armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	15	Qualsiasi
Muratura confinata	240 mm	15	0,3
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in siti caratterizzati, allo *SLV*, da $a_g S \leq 0.15g$	240 mm	12	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in siti caratterizzati, allo *SLV*, da $a_g S \leq 0.075$ g	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in siti caratterizzati, allo *SLV*, da $a_g S \leq 0.075$ g	150 mm	20	0,3

Le condizioni riguardano spessore minimo, snellezza complanare e ortogonale limite. I maschi murari che non rispettano questi requisiti non dovrebbero contribuire alla resistenza sismica dell'edificio. Nel modello è possibile realizzare questa condizione definendo per tali elementi un vincolamento Cerniera-Cerniera. La modifica può essere effettuata manualmente elemento per elemento oppure automaticamente sfruttando il seguente comando: "Barra Multifunzione, Scheda Struttura, Gruppo Vincoli, Aste, Maschi: Applica requisiti geometrici". Il comando opposto "Maschi: Tutti di controvento" ripristina il vincolamento Incastro-Incastro in tutti i maschi che non soddisfano i requisiti geometrici.

Comandi

Anteprima proprietà di calcolo

Permette di visualizzare in anteprima l'effetto di uno o più coefficienti corretti sui parametri meccanici del materiale.

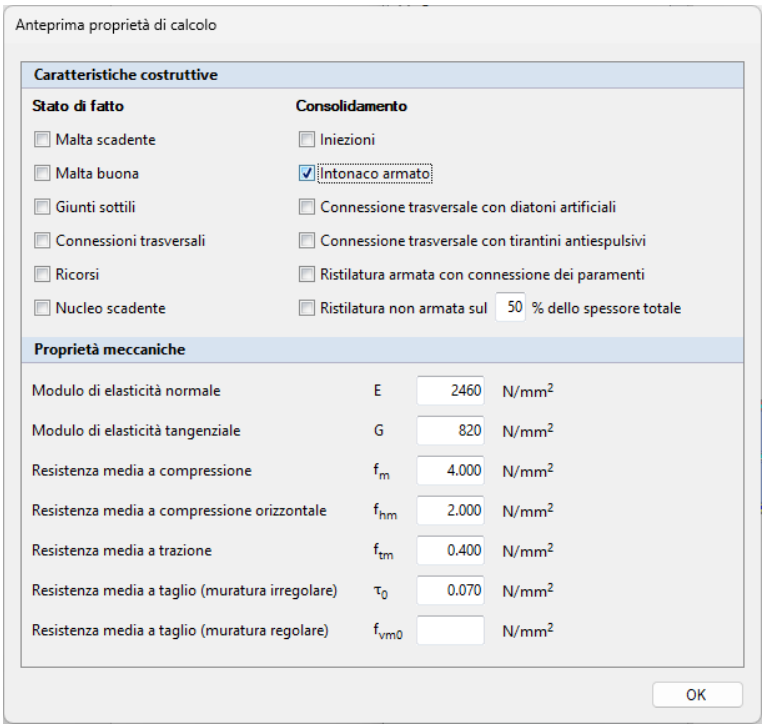


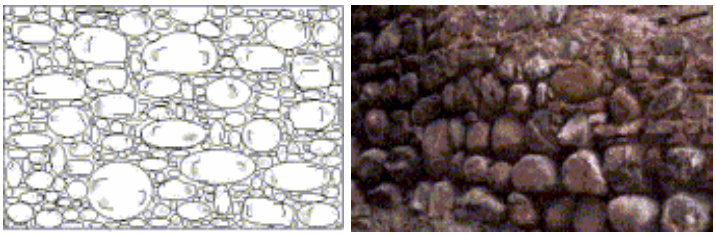
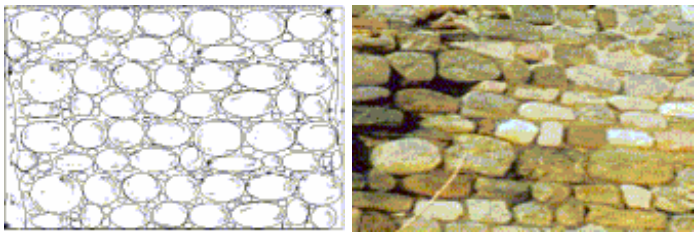
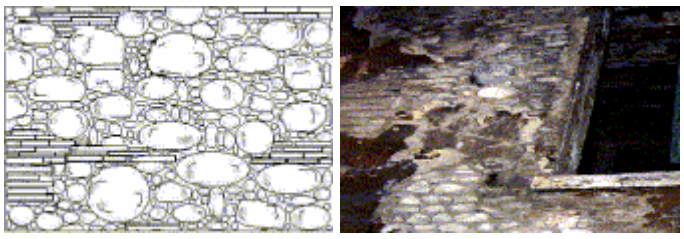
Figura 72. Anteprima proprietà di calcolo

Si tratta di una funzione che non apporta alcuna modifica alle proprietà del materiale ma fornisce informazioni su come sarebbero modificati i parametri meccanici nel caso in cui nelle proprietà delle aste siano attivate determinate caratteristiche costruttive dello stato di fatto o determinati interventi.

Nota. In caso di **Valutazione IQM**, le **caratteristiche** costruttive relative allo **Stato di Fatto** (malta buona, malta scadente, ricorsi, connessioni trasversali, nucleo scadente) sono **disabilitate**. Nel metodo IQM, infatti, queste caratteristiche sono tutte racchiuse nel giudizio espresso in merito al rispetto della regola dell'arte dei vari parametri esaminati.

3.1.9.1.1 Tipologie

La seguente tabella illustra le principali tipologie di muratura esistente.

Muratura irregolare, in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	
Costituita prevalentemente da elementi con superficie liscia e forma arrotondata, o da ciottoli di fiume di piccoli e medie dimensioni; si presenta tanto con tessitura disordinata quanto ordinata.	
Senza ricorsi	
	Figura 73. Ciottoli con tessitura disordinata. Senise (PZ)
	
	Figura 74. Ciottoli di varia natura con tessitura ordinata. Assisi
Con ricorsi	
	Figura 75. Ciottoli e mattoni. Sassuolo (MO)

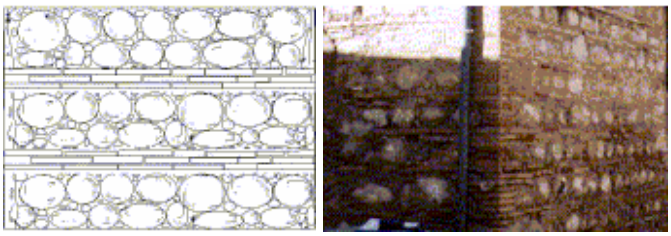


Figura 76. Muratura di pietrame con ricorsi laterizi. Benevento

Muratura irregolare, in pietra grezza o pietrame: scapoli di cava, scaglie, pietre di pezzatura varia

Costituita prevalentemente da pietra grezza generalmente non lavorata o di difficile lavorazione: elementi di forma irregolare di varie dimensioni come scapoli di cava e spezzoni di pietre.

Senza ricorsi

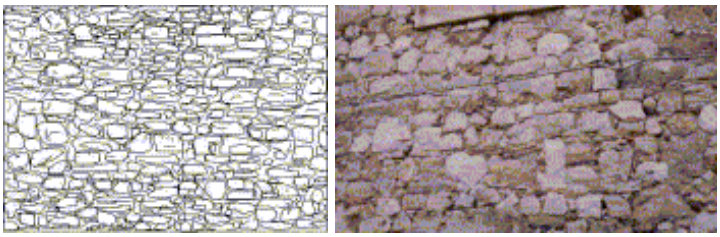


Figura 77. Pietrame con tessitura disordinata. San Biase (CB)

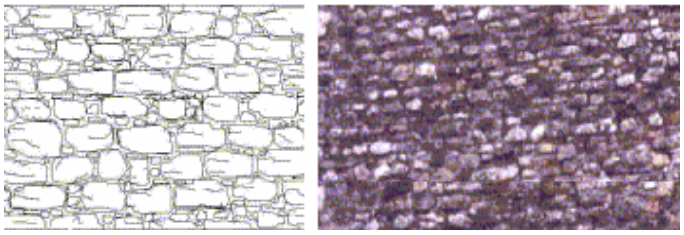


Figura 78. Pietrame a tessitura piuttosto ordinata. Benevento

Con ricorsi

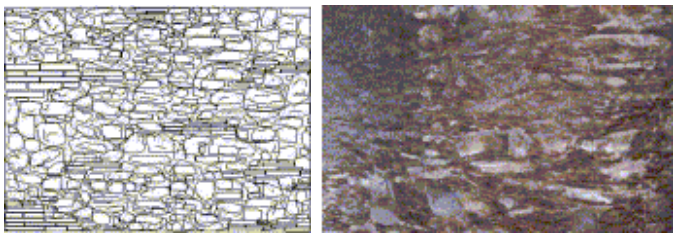


Figura 79. Muratura disordinata con embrici e calcare. Alia (PA)

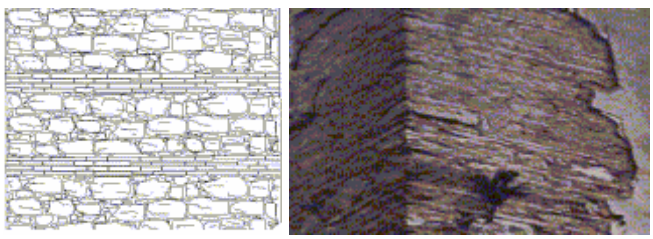


Figura 80. Muratura di pietrame con ricorsi laterizi. Benevento

Muratura sbozzata, in pietra lastriforme (pietra a soletti)

Costituita generalmente da elementi semilavorati, lastriformi (pietra a soletti) ottenuti da rocce di scarsa potenza che tendono a sfaldarsi lungo il loro piano orizzontale. La forma regolare degli elementi esclude quasi sempre la tessitura disordinata.

Senza ricorsi

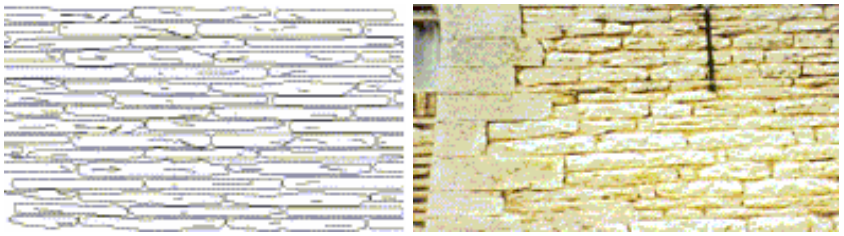


Figura 81. Nocera Umbra (PG)

Con ricorsi

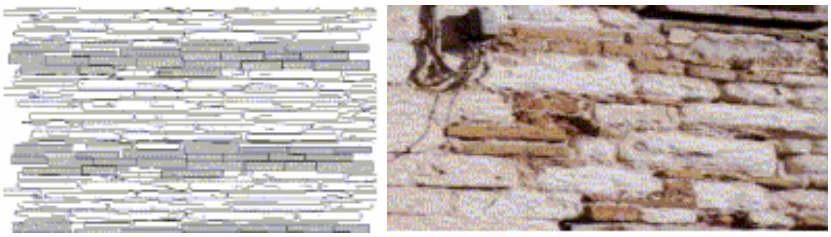


Figura 82. San Leo (PS)

Muratura sbozzata, in pietra pseudo-regolare (elementi pseudo regolari sommariamente lavorati)

Costituita da pietra semilavorata quasi regolare e di dimensioni maggiori rispetto alla pietra lastriforme. La pseudo-regolarità degli elementi esclude la tessitura disordinata.

Senza ricorsi

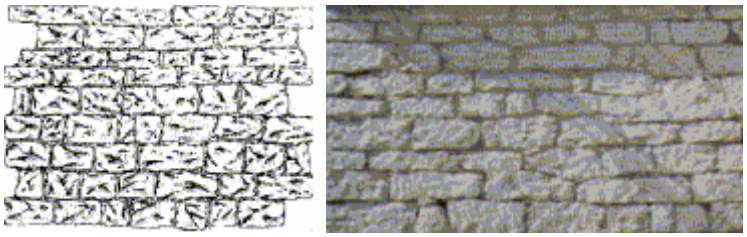


Figura 83. Pietra calcarea semilavorata. Cerchiara (CS)

Muratura regolare, in pietra naturale squadrata (tufo, calcare, arenaria, ecc.)

Costituita da pietre squadrate di forme prestabilite. La regolarità degli elementi esclude la tessitura disordinata.

Senza ricorsi

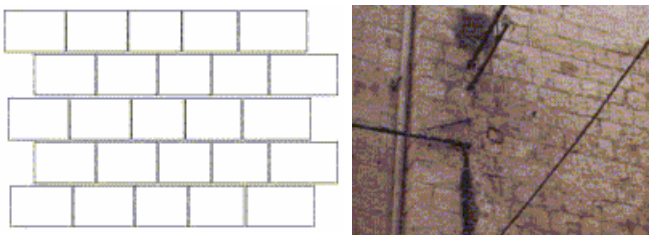


Figura 84. Tufo vulcanico. Benevento

Con ricorsi

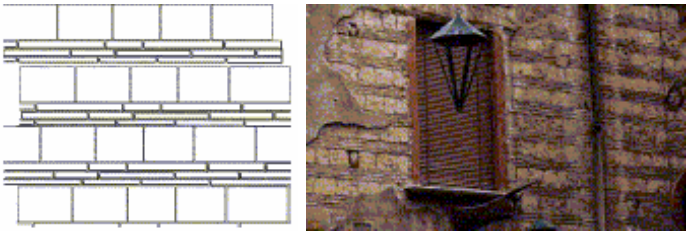


Figura 85. Tufo vulcanico e mattoni. Napoli

Muratura regolare, in pietra artificiale (mattoni)

Costituita da elementi laterizi che per la loro regolarità escludono la tessitura disordinata.



Figura 86. Nocera Umbra

Fonte: Manuale per la compilazione della scheda di I livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post-sismica, Servizio Sismico Nazionale, GNDT-INGV, http://gndt.ingv.it

3.1.9.1.2 Indici di Qualità Muraria (IQM)

Aedes.PCM in combinazione con il modulo ECS dedicato agli Elementi Costruttivi Storici e monumentali, permette di determinare le proprietà meccaniche delle murature esistenti attraverso il metodo IQM, Indici di Qualità Muraria [1, 2].

Il metodo IQM è nato nel 2002 presso l'Università di Perugia ed è stato perfezionato nel corso degli anni successivi anche grazie a ricerche condotte in ambito ReLUIS. Esso si basa su un esame visivo dei paramenti e della sezione di un pannello murario, con lo scopo di verificare il grado di rispetto delle regole dell'arte muraria. Sulla base di tali verifiche si perviene ad un indice numerico che appare ben correlato sia con i parametri meccanici più significativi della muratura in esame, sia con le risposte strutturali attese.

Inoltre, IQM consente una valutazione della maggiore o minore propensione alla disgregazione delle murature soggette alle azioni sismiche.
Per approfondimenti sulle caratteristiche e le modalità di applicazione del metodo è possibile fare riferimento al seguente documento:

Manuale per la valutazione dell'Indice di Qualità Muraria (IQM)

a cura di Antonio Borri e Alessandro De Maria.

Il documento è disponibile nella documentazione a Supporto del software Aedes, al seguente percorso: \Supporto\Documenti\Pubblicazioni\IT_IQM_Guida.pdf

Nelle proprietà delle murature esistenti è presente l'opzione **Valutazione IQM**.
Attivando questa opzione i parametri meccanici della muratura, cioè i moduli di elasticità (E, G) e le resistenze (f_m, τ_0, f_{vm0}) vengono determinati attraverso il metodo IQM. Per accedere alla finestra dedicata al metodo IQM è sufficiente cliccare sul pulsante [...] che appare nel campo denominato **Indici di Qualità Muraria**.

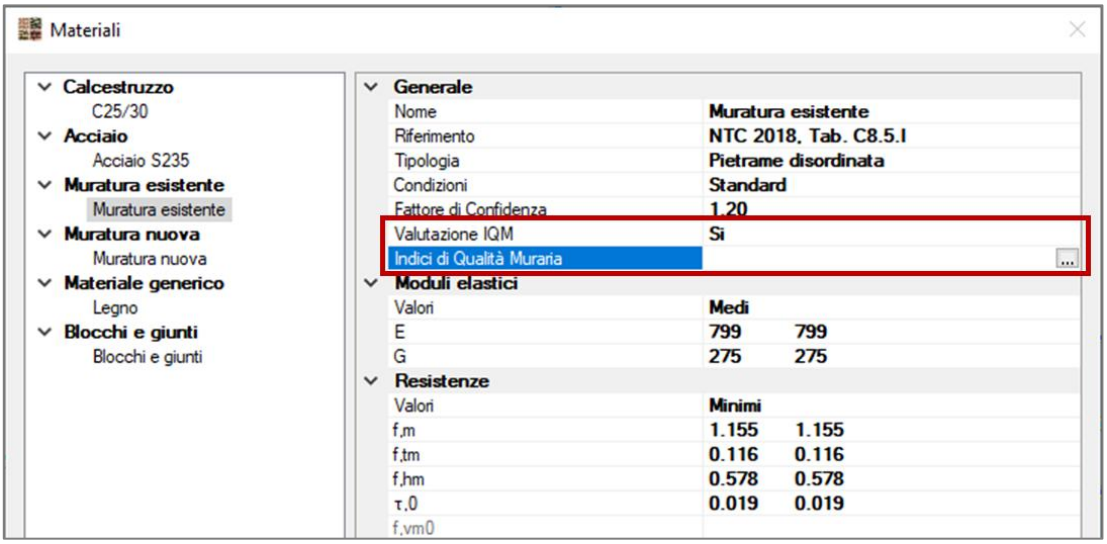


Figura 87. Proprietà del materiale Muratura Esistente: Valutazione IQM

La finestra degli Indici di Qualità Muraria si presenta come in figura seguente. È caratterizzata da 4 sezioni: Muratura, Parametri della Regola dell'Arte, Indici di Qualità Muraria, Proprietà meccaniche.

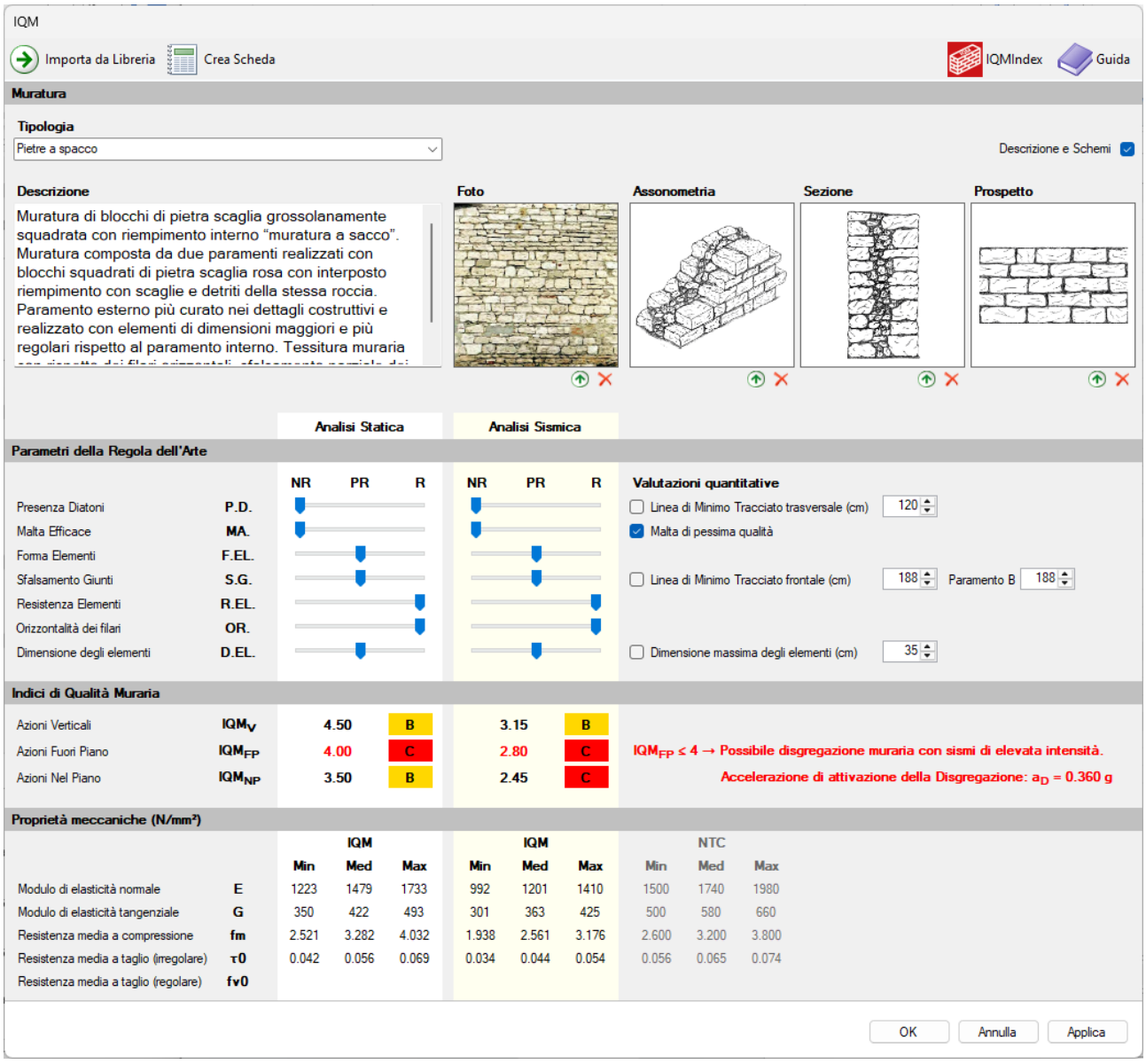


Figura 88. Finestra degli Indici di Qualità Muraria

Nella sezione **Muratura** è possibile modificare la **tipologia** di muratura scegliendo tra le 8 tipologie riportate nella Tabella C8.5.I della Circolare applicativa delle NTC 2018.

Selezionando una tipologia, i Parametri della Regola dell'Arte presenti nella sezione successiva vengono preimpostati sui valori di default previsti per tale tipologia.

Per alcune tipologie sono presenti caratteristiche opzionali che influiscono sulla valutazione della qualità muraria:

- per la muratura a "Conci sbozzati" è possibile specificare se vi è "sistematica presenza di zeppe profonde";
- per la muratura in "Mattoni pieni e malta di calce" è possibile specificare se i giunti di malta hanno spessore superiore a 13 mm.

Attivando l'opzione "Descrizione e Schemi" si attivano i campi dedicati a **Descrizione**, **Foto** e Schemi grafici della muratura in **Assonometria**, **Prospetto** e **Sezione**.

Le immagini possono essere caricate selezionando file esterni oppure possono essere importate da una libreria di murature attraverso il comando "Importa da libreria" che sarà descritto in seguito.

Nella sezione **Parametri della Regola dell'Arte** sono presenti sette parametri la cui valutazione determina gli Indici di Qualità Muraria:

P.D. Presenza dei Diatoni, ingranamento trasversale
MA. Qualità della Malta, Efficace contratto fra elementi, Zeppe
F.EL. Forma degli Elementi resistenti
S.G. Sfalsamento dei Giunti
R.EL. Resistenza degli Elementi
OR. Orizzontalità dei filari
D.EL. Dimensione degli Elementi resistenti

Ad ognuno di questi parametri è necessario attribuire un giudizio sul rispetto della regola dell'arte. Il giudizio può essere:

R. parametro rispettato
P.R. parametro parzialmente rispettato
N.R. parametro non rispettato

Per attribuire un giudizio ad un determinato parametro è sufficiente spostare il cursore della barra di scorrimento nella posizione desiderata. Indicazioni specifiche su come valutare ogni singolo parametro della regola dell'arte sono contenute nella **Guida** relativa al metodo IQM, accessibile attraverso un apposito pulsante nella barra degli strumenti.

Il giudizio assegnato a ogni parametro è distinto per **Analisi Statica** e **Analisi Sismica**.
In condizioni sismiche è infatti possibile **degradare la qualità della muratura** al fine di tenere conto degli effetti delle **vibrazioni ad alta frequenza associate al *Jerk* sismico**, che possono causare fenomeni di disgregazione progressiva della tessitura muraria, riducendo l'efficacia dell'ingranamento tra gli elementi e, conseguentemente, le proprietà meccaniche globali della muratura, come documentato in letteratura [4, 5].

Per alcuni parametri, il giudizio sul rispetto della regola dell'arte può essere determinato attraverso **Valutazioni quantitative**:

- La presenza di diatoni può essere valutata in base alla lunghezza della **Linea di Minimo Tracciato trasversale**.
- Nel caso in cui la malta abbia caratteristiche particolarmente scadenti (resistenza media a compressione inferiore a 0.7 N/mm^2), se il parametro MA in Analisi Statica è impostato come Non Rispettato, può essere attivata l'opzione "**Malta di pessima Qualità**".
  Coerentemente con le indicazioni normative (Circolare NTC 2018, §C8.5.3.1), ai soli fini dell'Analisi Sismica, nella determinazione degli Indici di Qualità Muraria viene applicato un coefficiente riduttivo m pari a 0.7 (questa impostazione si ripercuote quindi sulla determinazione delle proprietà meccaniche della muratura).

- Lo sfalsamento dei giunti può essere valutato in funzione della **Linea di Minimo Tracciato frontale**, specificando il valore sul paramento A e sul paramento B. In caso di parete a paramento unico, specificare lo stesso valore in entrambi i campi.
- La dimensione degli elementi resistenti può essere valutata in funzione **della Dimensione massima degli elementi**.

La valutazione dei parametri della regola dell'arte per Analisi Sismica segue fedelmente la valutazione svolta per l'Analisi Statica. Tuttavia, gli Indici di Qualità Muraria e le proprietà meccaniche della muratura potrebbero assumere valori distinti in caso di malta di pessima qualità.

Nella sezione **Indici di Qualità Muraria** vengono riportati i seguenti valori degli indici e la corrispondente **Categoria** (A, B, C):
IQM_V Indice di Qualità Muraria per azioni Verticali
IQM_{FP} Indice di Qualità Muraria per azioni Fuori Piano
IQM_{NP} Indice di Qualità Muraria per azioni Ne Piano

Qualora, in Analisi Sismica l'Indice di Qualità Muraria per azioni Fuori Piano sia **$IQM_{FP} \leq 4$**, un apposito messaggio indica la **possibile disgregazione muraria con sismi di elevata intensità** e fornisce il valore dell'**Accelerazione di attivazione della disgregazione a_D**.
L'accelerazione di attivazione della disgregazione è determinata in funzione dell'Indice **IQM_{FP}** attraverso la seguente relazione [4, 5]:

$$a_D = 0.150g \cdot \left(\frac{IQM_{FP}}{2} + 1\right)$$

Per maggiori informazioni in merito alla verifica di disgregazione muraria consultare il capitolo ad essa dedicato.

La sezione **Proprietà meccaniche** riporta i valori di riferimento per Analisi Statica e Analisi Sismica dei moduli di elasticità e delle resistenze della muratura, determinati attraverso il metodo IQM.
I valori sono forniti sottoforma di intervallo, caratterizzato da valori minimi, medi e massimi. In questo modo in funzione del livello di conoscenza raggiunto sarà possibile selezionare opportunamente il valore da adottare nelle analisi. A titolo di confronto vengono riportati anche i valori di riferimento forniti dalla normativa per la tipologia muraria specificata (Circolare NTC 2018, Tabella C8.5.I).

Il comando **Importa da Libreria** consente di importare la valutazione della qualità muraria da una Libreria di 22 murature predefinite. Le informazioni contenute nella Libreria sono tratte dalle schede di valutazione della Qualità Muraria pubblicate dagli autori del metodo IQM, nell'ambito di una ricerca ReLUIS [3]. Possono essere importati tutte le informazioni della muratura oppure solo gli schemi (Assonometria, Prospetto, Sezione).

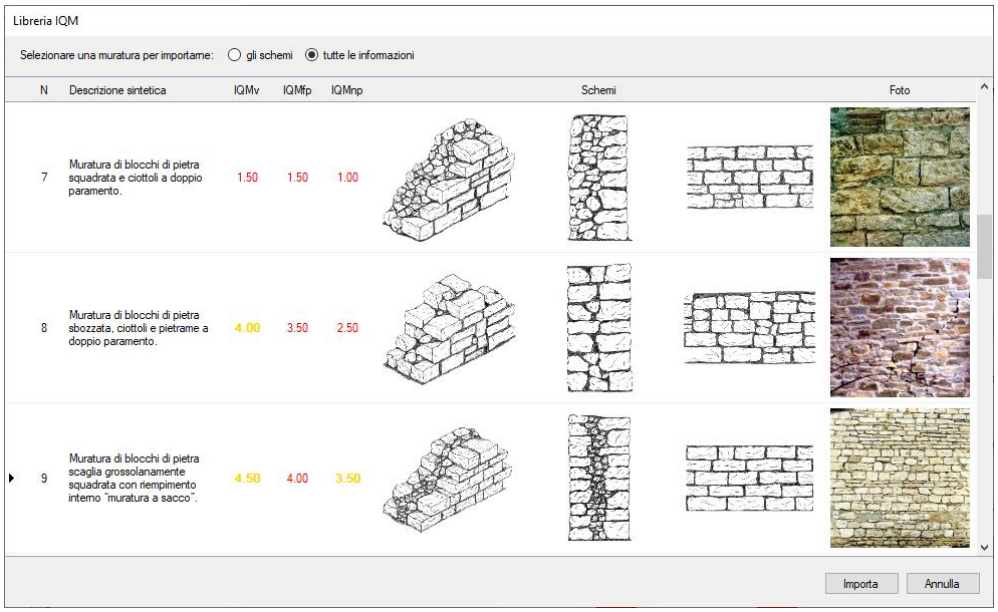
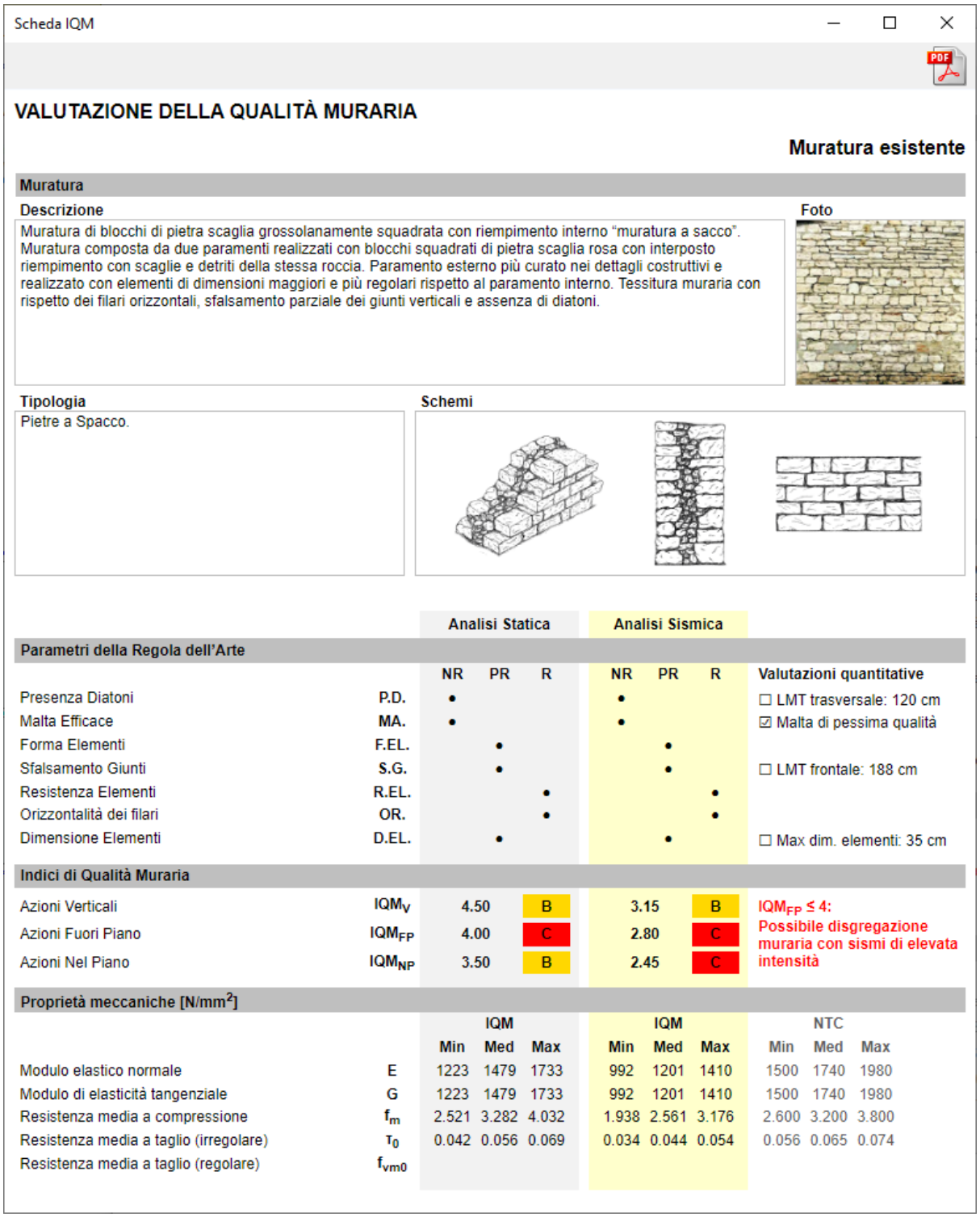


Figura 89. Libreria IQM

Dopo aver importato una muratura dalla Libreria, tutte le informazioni possono essere modificate dall'Utente per adeguarle al caso della muratura oggetto di studio.

Il comando **Crea Scheda** permette di creare una scheda riassuntiva della valutazione di Qualità Muraria in formato HTML. La scheda può essere quindi esportata in un file PDF cliccando sull'apposito pulsante nella barra degli strumenti.


Scheda IQM

VALUTAZIONE DELLA QUALITÀ MURARIA

Muratura esistente

Muratura

Descrizione

Muratura di blocchi di pietra scaglia grossolanamente squadrata con riempimento interno "muratura a sacco". Muratura composta da due paramenti realizzati con blocchi squadrati di pietra scaglia rosa con interposto riempimento con scaglie e detriti della stessa roccia. Paramento esterno più curato nei dettagli costruttivi e realizzato con elementi di dimensioni maggiori e più regolari rispetto al paramento interno. Tessitura muraria con rispetto dei filari orizzontali, sfalsamento parziale dei giunti verticali e assenza di diatoni.

Foto

Tipologia

Pietre a Spacco.

Schemi

		Analisi Statica			Analisi Sismica			
Parametri della Regola dell'Arte								
		NR	PR	R	NR	PR	R	Valutazioni quantitative
Presenza Diatoni	P.D.	•			•			☐ LMT trasversale: 120 cm
Malta Efficace	MA.	•			•			☑ Malta di pessima qualità
Forma Elementi	F.EL.		•			•		
Sfalsamento Giunti	S.G.		•			•		☐ LMT frontale: 188 cm
Resistenza Elementi	R.EL.			•			•	
Orizzontalità dei filari	OR.			•			•	
Dimensione Elementi	D.EL.		•			•		☐ Max dim. elementi: 35 cm

Indici di Qualità Muraria							
Azioni Verticali	IQM_V	4.50	B	3.15	B	$IQM_{FP} \leq 4$: Possibile disgregazione muraria con sismi di elevata intensità
Azioni Fuori Piano	IQM_{FP}	4.00	C	2.80	C	
Azioni Nel Piano	IQM_{NP}	3.50	B	2.45	C	

Proprietà meccaniche [N/mm²]		IQM			IQM			NTC		
		Min	Med	Max	Min	Med	Max	Min	Med	Max
Modulo elastico normale	E	1223	1479	1733	992	1201	1410	1500	1740	1980
Modulo di elasticità tangenziale	G	1223	1479	1733	992	1201	1410	1500	1740	1980
Resistenza media a compressione	f_m	2.521	3.282	4.032	1.938	2.561	3.176	2.600	3.200	3.800
Resistenza media a taglio (irregolare)	τ_0	0.042	0.056	0.069	0.034	0.044	0.054	0.056	0.065	0.074
Resistenza media a taglio (regolare)	f_{vm0}									

Figura 90. Scheda di Valutazione della Qualità Muraria

Il comando **IQMIndex** permette di accedere all'omonima applicazione web che implementa il metodo dell'Indice di Qualità Muraria, sviluppata da Aedes Software. L'applicazione permette di creare e salvare schede di valutazione della qualità muraria e presenta diversi video descrittivi del metodo IQM.

Il comando **Guida** consente l'accesso al Manuale per la valutazione dell'Indice di Qualità Muraria (IQM) a cura di Antonio Borri e Alessandro De Maria.

Una volta completata la valutazione della Qualità Muraria nella finestra dedicata al metodo IQM, è possibile **applicare le modifiche** alla muratura esistente in esame.

Nelle proprietà della muratura esistente vengono quindi riportati i valori dei moduli elastici e delle resistenze distinti per Analisi Statica e Analisi Sismica. L'Utente può scegliere se considerare i valori minimi, medi o massimi dell'intervallo di riferimento IQM, coerentemente con il Livello di conoscenza raggiunto.

Nota. In caso di Valutazione IQM, nelle proprietà degli elementi strutturali (maschi, colonne e fasce murarie) le caratteristiche costruttive relative allo Stato di Fatto (malta buona, malta scadente, ricorsi, connessioni trasversali, nucleo scadente) sono disabilitate. Nel metodo IQM, infatti, queste caratteristiche sono tutte racchiuse nel giudizio espresso in merito al rispetto della regola dell'arte dei vari parametri esaminati.

Riferimenti

[1] A. Borri, A. De Maria: L'Indice di Qualità Muraria (IQM) e la disgregazione delle murature per effetto del sisma, Structural n. 229. Maggio-giugno 2020.

[2] A. Borri, M. Corradi, A. De Maria: The Failure of Masonry Walls by Disaggregation and the Masonry Quality Index. Heritage 2020, 3(4), 1162-1198. ; https://doi.org/10.3390/heritage3040065 - 22 Oct. 2020.

[3] A. Borri, A. De Maria: Indice di Qualità Muraria (IQM) e correlazione con le caratteristiche meccaniche. ReLUIS 2015 – Report WP1_1-1_2015UNIPG. In precedenza disponibile sul sito ReLUIS all'indirizzo:
http://www.reluis.it/images/stories/divulgazione/WP1_1-1_2015UNIPG_IQM_Report.pdf
http://www.reluis.it/images/stories/divulgazione/WP1_1-1_2015UNIPG_IQM_Allegati .pdf
come indicato in:
https://www.ingenio-web.it/pdfs/metodo-iqm-borri-anidis-2019.pdf

[4] M. Mariani, F. Pugi: Acceleration, Jerk and Masonry Disaggregation: Seismic Effects on Existing Masonry Buildings. COMPDYN 2025, Rhodes, Greece, 15–18 June 2025.
File: \Supporto\Documenti\Ricerca\Mariani_Pugi_CompDyn2025.pdf
https://www.aedes.it/documents/20142/305149/Mariani_Pugi_Compdyn2025.pdf

[5] M. Mariani, F. Pugi: Accelerazione, Jerk e disgregazione muraria: effetti sismici sugli edifici esistenti in muratura. Ingenio-web, 17 luglio 2025.
File: \Supporto\Documenti\Ricerca\Mariani_Pugi_CompDyn2025_IT.pdf
https://www.ingenio-web.it/articoli/accelerazione-jerk-e-disgregazione-muraria-effetti-sismici-sugli-edifici-esistenti-in-muratura/

3.1.9.2 Muratura nuova

Selezionando una Muratura nuova appaiono le seguenti proprietà.

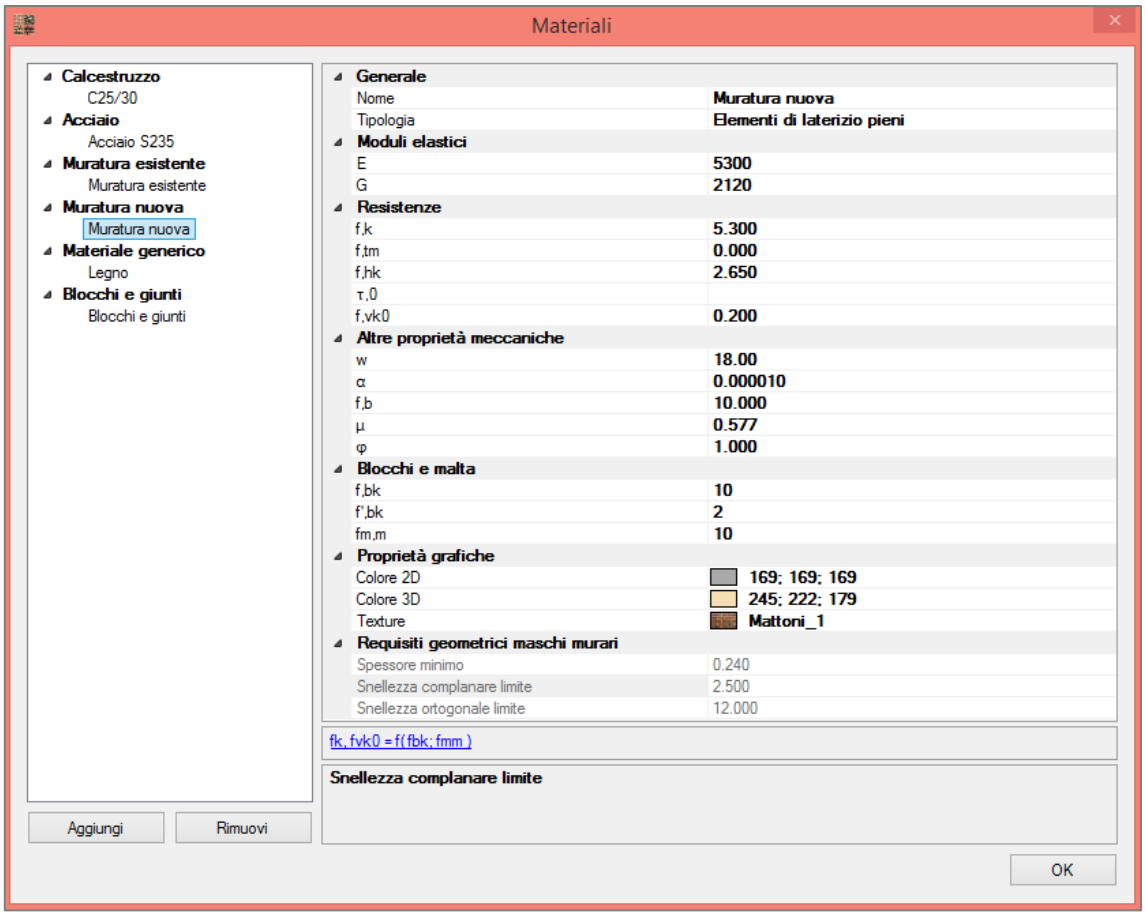


Figura 91. Finestra Materiali - Muratura nuova

Per la muratura nuova i parametri meccanici del materiale possono essere specificati manualmente sulla base delle informazioni riportate nelle schede tecniche dei materiali utilizzati. Tuttavia, la normativa (NTC 2018, §11.10.3) fornisce un metodo per ricavare la resistenza caratteristica a compressione e taglio della muratura a partire dai valori di resistenza dei blocchi e della malta.

Tab. 11.10.VI - *Valori di f_k per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in N/mm²)*

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento N/mm²	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	–

Figura 92. NTC 2018, Tab. 11.10.VI

Tab. 11.10.VII - *Valori di f_k per murature in elementi naturali di pietra squadrata (valori in N/mm²)*

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	–

Figura 93. NTC 2018, Tab. 11.10.VII

Tab. 11.10.VIII - *Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali f_{vk0} (valori in N/mm²)*

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

* valore valido per malte di classe M10 o superiore e resistenza dei blocchi $f_{bk} \geq 5.0$ N/mm²

** valore valido per malte di classe M5 o superiore e resistenza dei blocchi $f_{bk} \geq 3.0$ N/mm²

Figura 94. NTC 2018, Tab. 11.10.VIII

Il comando **f_k,f_{vk0} = f(f_{bk}; f_{mm})** permette di impostare automaticamente i valori della resistenza caratteristica a compressione e taglio della muratura coerentemente con la procedura illustrata in normativa e sulla base dei seguenti parametri di resistenza di Blocchi e Malta:

- **f_{bk}** resistenza caratteristica a compressione del blocco in N/mm²
- **f_{mm}** resistenza media a compressione della malta in N/mm²

I moduli di elasticità non vengono aggiornati automaticamente ma possono essere specificati in funzione della resistenza caratteristica a compressione f_k secondo quanto riportato in NTC 2018, §11.10.3.4.

11.10.3.4 MODULI DI ELASTICITÀ SECANTI

Il modulo di elasticità normale secante della muratura è valutato sperimentalmente su n muretti ($n \geq 6$), seguendo sia per la confezione che per la prova le modalità indicate nella norma UNI EN 1052-1:2001.

In sede di progetto, in mancanza di determinazione sperimentale, nei calcoli possono essere assunti i seguenti valori:

- modulo di elasticità normale secante $E = 1000\ f_k$ [11.10.8]
- modulo di elasticità tangenziale secante $G = 0.4\ E$ [11.10.9].

L'immagine seguente mostra la variazione della resistenza a compressione della muratura rispetto a quella dei blocchi che la costituiscono in funzione del tipo di malta utilizzato.

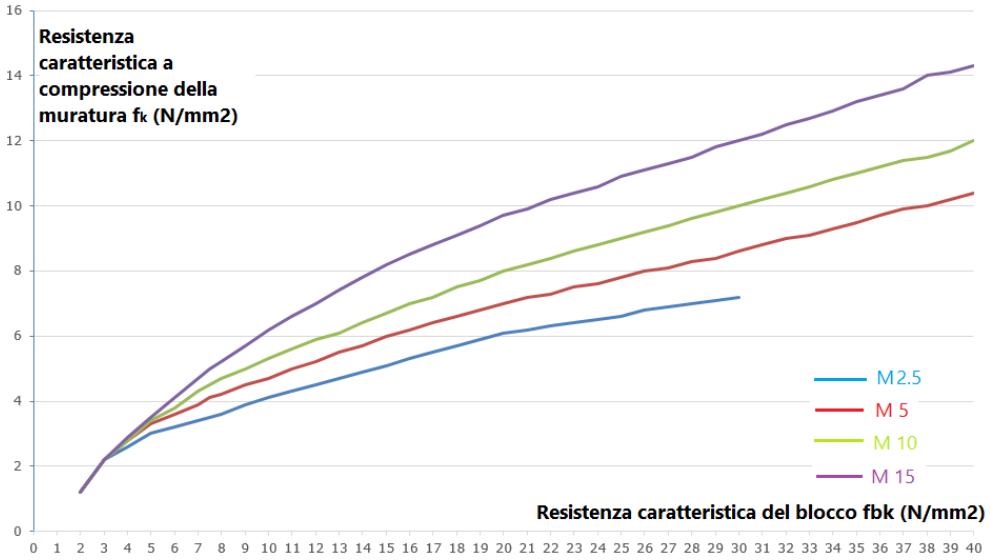
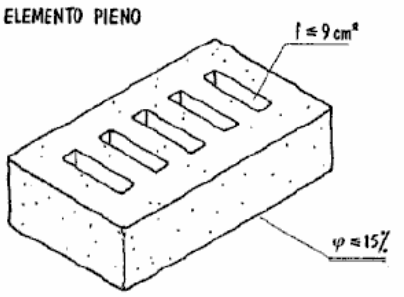


Figura 95. Resistenza a compressione della muratura in funzione della resistenza dei blocchi

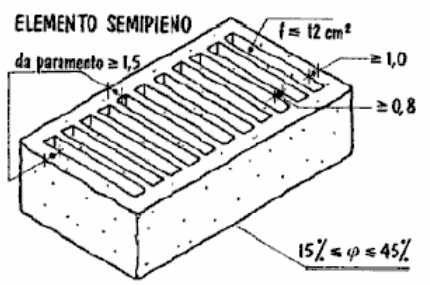
3.1.9.2.1 Tipologie

La seguente tabella illustra le principali tipologie di muratura nuova.

Muratura costituita da elementi resistenti artificiali	
Gli elementi resistenti artificiali hanno generalmente forma parallelepipeda, sono posti in opera in strati regolari di spessore costante e legati tra di loro tramite malta. Possono essere in laterizio, silicato di calcio, calcestruzzo vibrocompresso (aggregati pesanti e leggeri), calcestruzzo aerato autoclavato. Possono essere dotati di fori in direzione normale al piano di posa (foratura verticale) oppure in direzione parallela (foratura orizzontale). Si distinguono tre categorie in base alla percentuale di foratura ϕ e all'area media della sezione normale di un foro f. La percentuale di foratura è espressa dalla formula $\phi = 100\ F/A$ dove: F è l'area complessiva dei fori passanti e profondi non passanti; A è l'area lorda della faccia dell'elemento di muratura delimitata dal suo perimetro.	
Elementi pieni $\phi \leq 15\%$, $f \leq 9\ cm^2$	

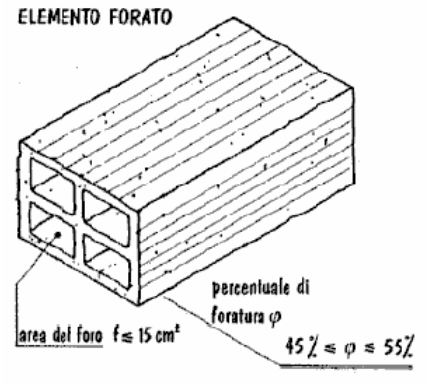
Elementi semipieni

15% < $\phi \leq$ 45%, f $\leq$ 12 cm^2



Elementi forati

45% < $\phi \leq$ 55%, f $\leq$ 15 cm^2

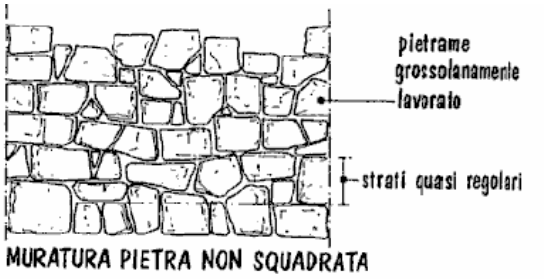


Muratura costituita da elementi resistenti naturali

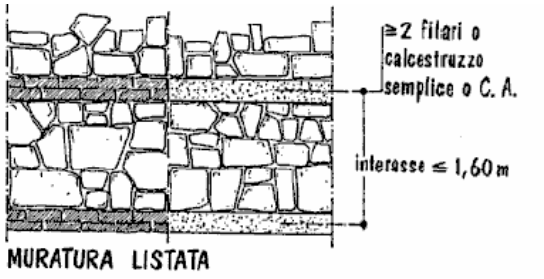
La muratura è costituita da elementi in pietra legati tra di loro tramite malta. Questi sono previsti lavorati grossolanamente oppure squadrati in forme pressoché parallelepipede; gli strati della muratura devono essere il più possibile regolari.

Le murature formate da elementi resistenti naturali si distinguono nei seguenti tipi:

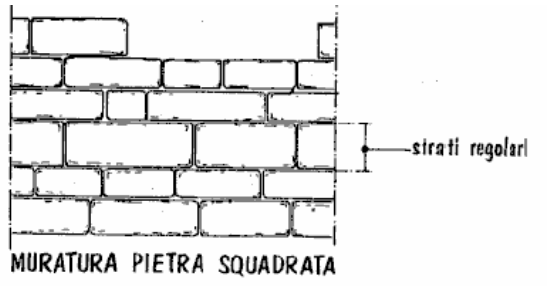
Muratura di pietra non squadrata, composta con pietrame di cava grossolanamente lavorato, posto in opera in strati pressoché regolari



Muratura listata, muratura di pietra non squadrata intercalata, ad interasse non superiore a 1.6 m e per tutta la lunghezza e lo spessore del muro, da fasce di calcestruzzo semplice o armato oppure da ricorsi orizzontali costituiti da almeno due filari di laterizio pieno



Muratura di pietra squadrata, composta con pietre di geometria pressoché parallelepipeda poste in opera in strati regolari



Fonte: Ministero delle Infrastrutture, Decreto 17 gennaio 2018, APPROVAZIONE DELLE NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI (G. U. n°42 del 20 febbraio 2018). Le illustrazioni, non presenti nel testo della norma, sono tratte da: "Legislazione tecnica", a cura di Biagio Furiozzi, Bollettino Ingegneri Firenze, n.3, 1988, pp. 19-27; originariamente elaborate per commentare il D.M. 20.11.1987, sono conformi anche al D.M. 17.1.2018.

3.1.9.3 Blocchi e giunti

I materiali *Blocchi e giunti* specificano le proprietà meccaniche delle aste relative alla modellazione avanzata degli archi. Presentano le seguenti proprietà:

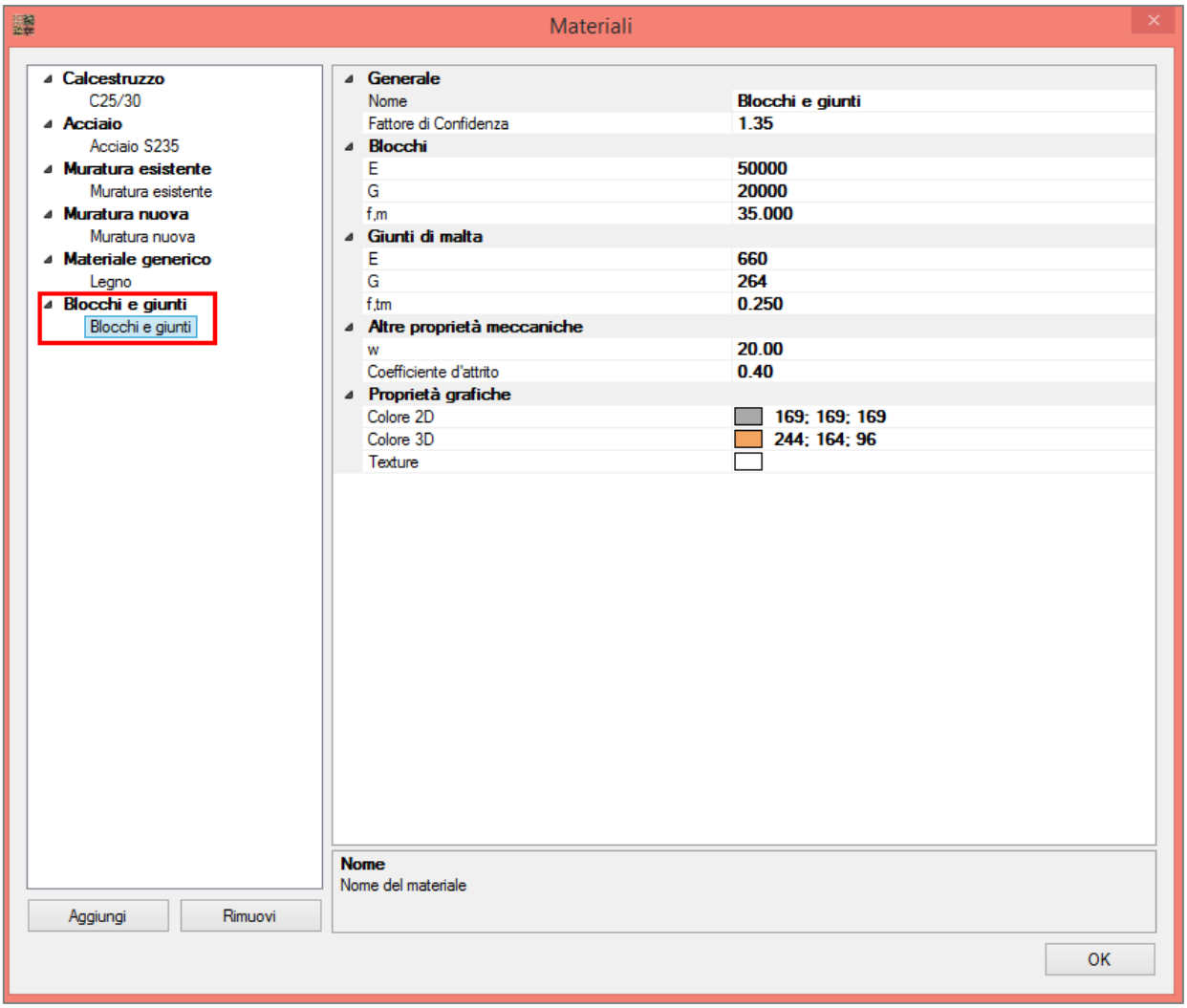


Figura 96. Finestra Materiali – Blocchi e giunti

Generale	
Nome	Modifica il nome del materiale per facilitarne l'identificazione.
Fattore di confidenza	Specifica il Fattore di Confidenza associato al materiale in funzione del Livello di Conoscenza raggiunto (§C8.5.4).
Blocchi	
E	Modulo di elasticità normale dei blocchi in N/mm^2.
G	Modulo di elasticità tangenziale dei blocchi in N/mm^2.
f_m	Resistenza media a compressione dei blocchi in N/mm^2.
Giunti di malta	
E	Modulo di elasticità normale dei giunti in N/mm^2.
G	Modulo di elasticità tangenziale dei giunti in N/mm^2.
f_{tm}	Resistenza media a trazione dei giunti in N/mm^2.

Altre proprietà meccaniche	
w	Peso specifico in kN/m^3
Coefficiente d'attrito	Coefficiente d'attrito per la verifica a taglio dei blocchi.

3.1.10 Sezioni

La scheda Sezioni del Navigatore contiene una lista di tutte le sezioni presenti nel progetto suddivise per tipologia. Selezionando una sezione è possibile visualizzarne le proprietà mentre attraverso il comando *Gestione sezioni* è possibile accedere ad una finestra dedicata in cui è possibile aggiungere o rimuovere delle sezioni.

Le sezioni possono essere Rettangolari, Circolari, Profilati, Sezioni a T, Sezioni a L o Generiche.

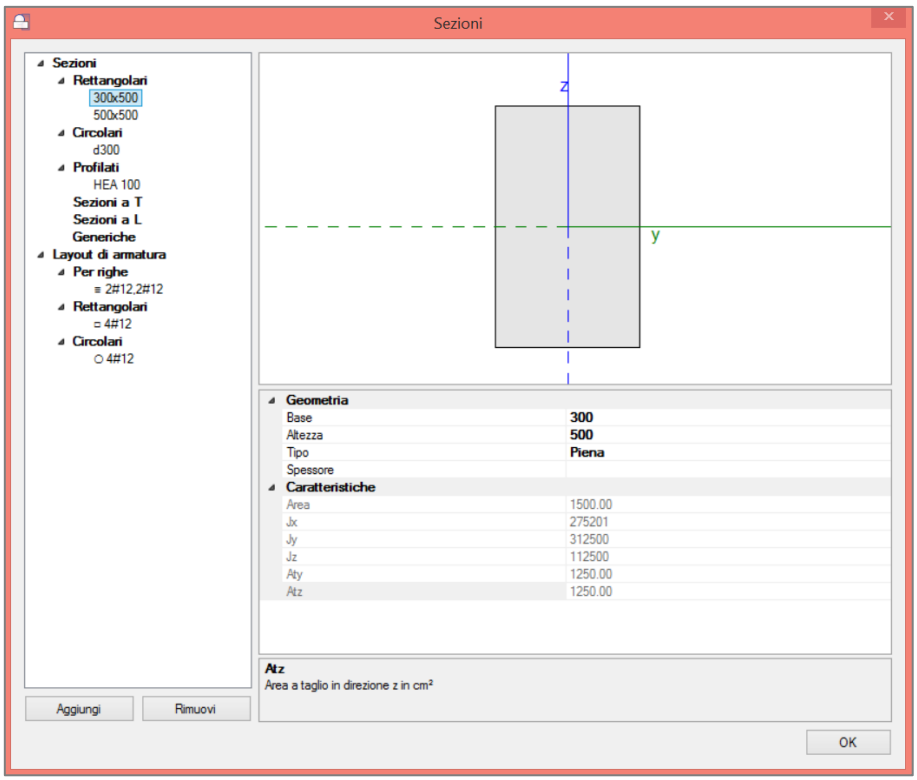


Figura 97. Finestra Sezioni - Rettangolari

Per definire la sezione di un profilato in acciaio è possibile scegliere un profilo tra quelli preimpostati. Le proprietà della sezione verranno aggiornate automaticamente. Inoltre, agendo sulle proprietà *Accoppiamento y* e *Accoppiamento z* è possibile definire una sezione con più profili accoppiati nella direzione y e z. Questa funzione è molto utile nella modellazione dei telai di cerchiatura che spesso sono costituiti da profili accoppiati. L'anteprima della sezione confermerà la correttezza dei dati inseriti.

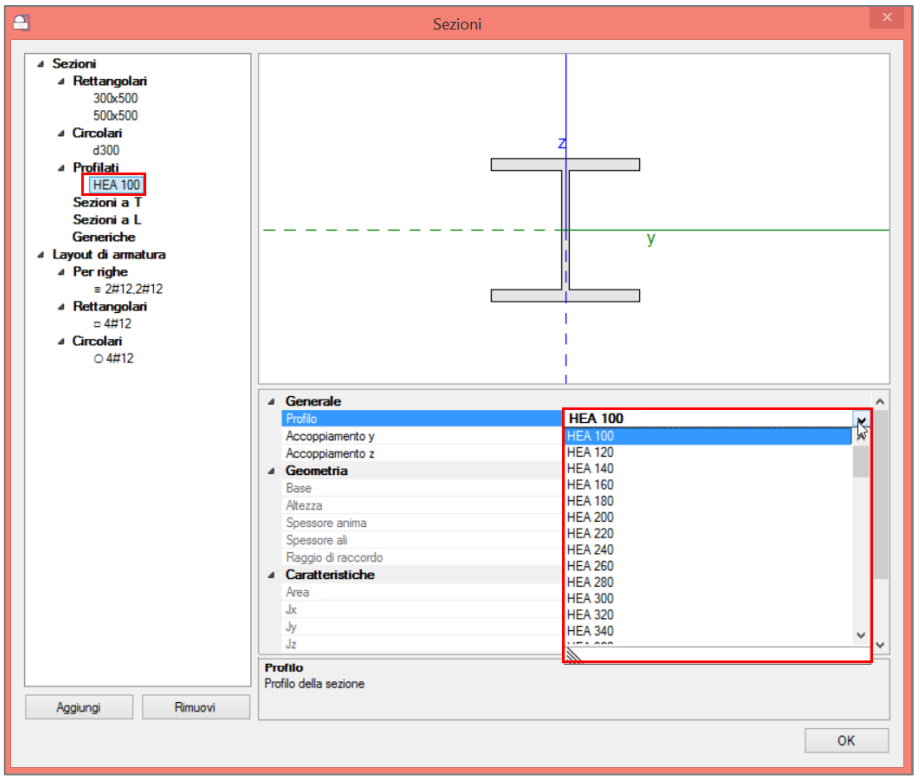


Figura 98. Finestra Sezioni - Profilati

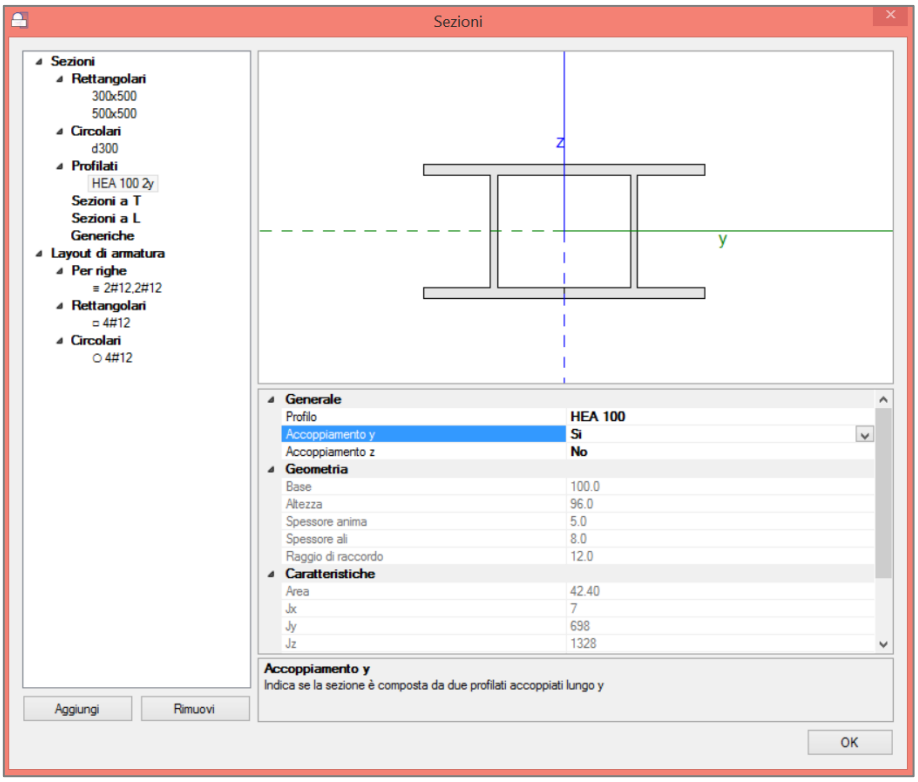


Figura 99. Finestra Sezioni - Accoppiamento profili metallici lungo y

Nelle Sezioni a T e nelle Sezioni a L, la proprietà *Tipo sezione* permette di specificare l'orientamento desiderato.

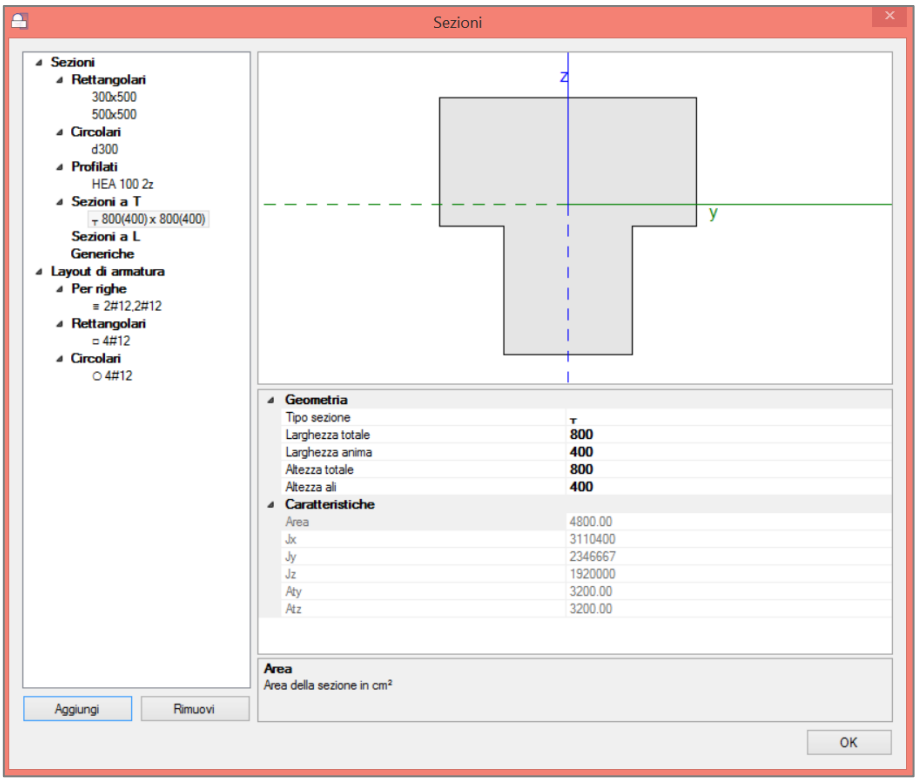


Figura 100. Finestra Sezioni - sezione a T

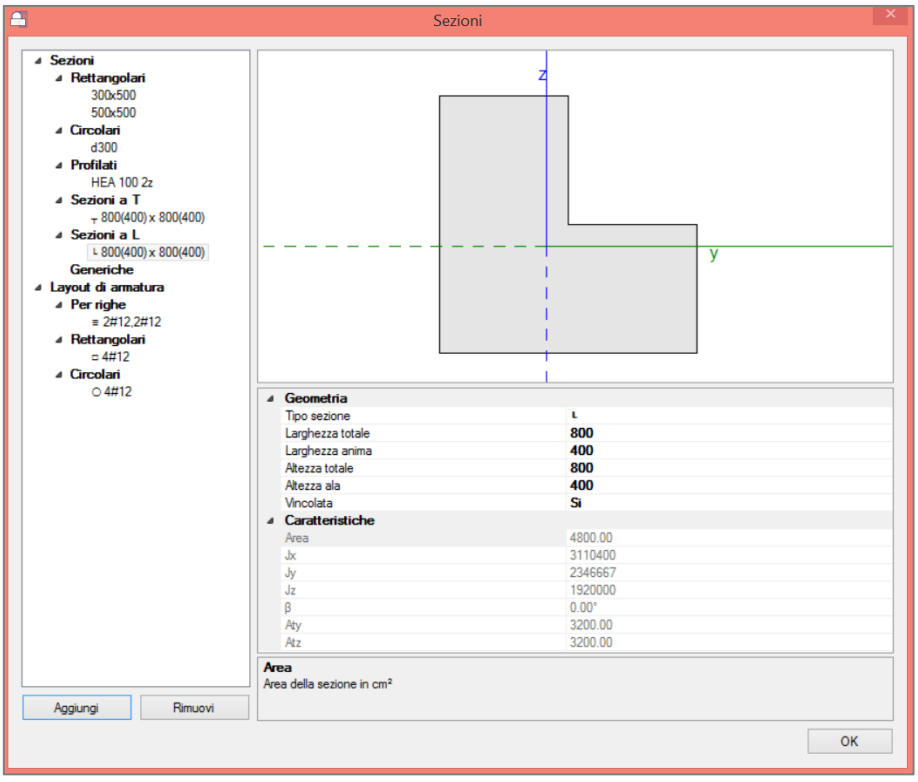


Figura 101. Finestra Sezioni - sezione a L

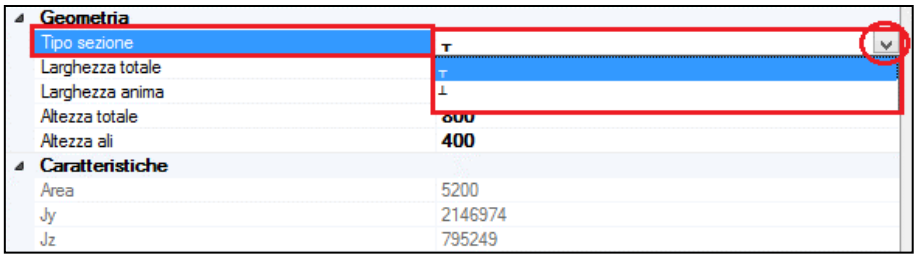


Figura 102. Finestra Sezioni - orientamento sezione a T

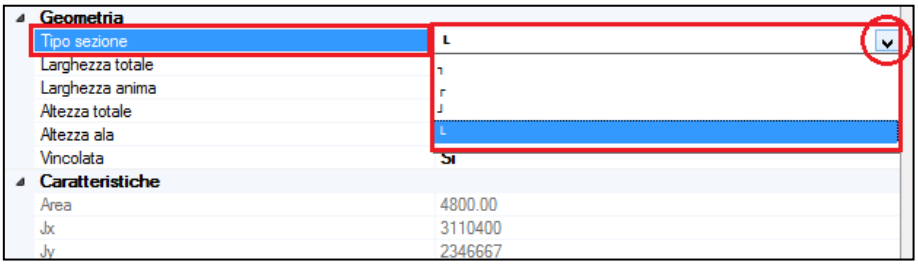


Figura 103. Finestra Sezioni - orientamento sezione a L

Nelle sezioni a L gli assi principali d'inerzia risultano ruotati rispetto ai lati della sezione di un angolo che chiamiamo β. In fase di creazione del modello strutturale l'angolo di rotazione viene tenuto in conto automaticamente dal software nel posizionamento del sistema di riferimento locale delle aste e le caratteristiche di deformazione e sollecitazione sono fornite nel sistema di riferimento principale. Tuttavia, una trave con sezione a L potrebbe essere vincolata a inflettersi nel solo piano verticale. In questo caso, definendo la sezione a L come Vincolata gli assi principali torneranno ad essere paralleli ai lati della sezione.

Si consideri il caso di travi di fondazione con sezione a L, tipico caso di travi zoppe al confine fra due unità strutturali. La sezione a L presenta le seguenti caratteristiche:

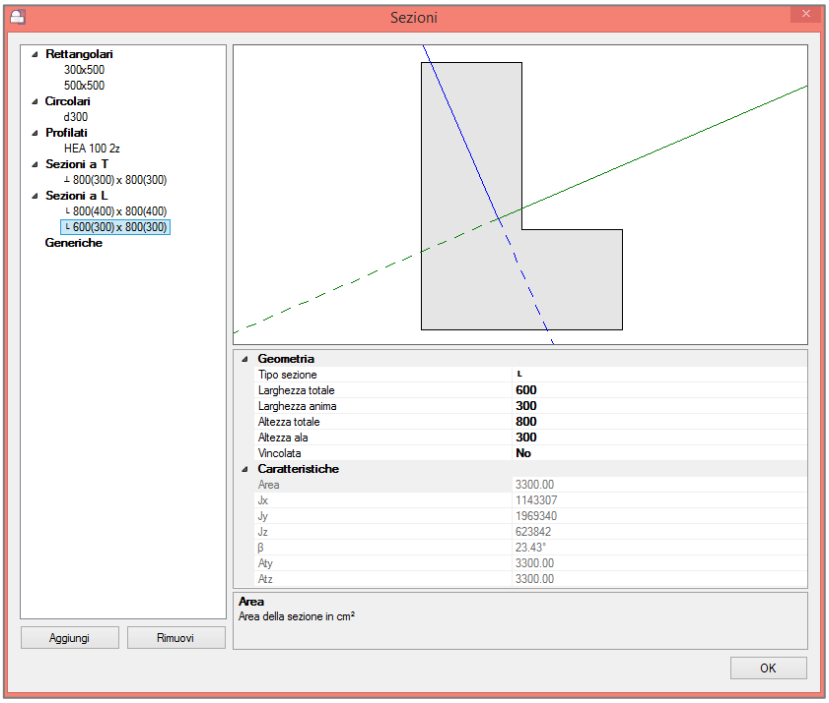


Figura 104. Sezione a L delle travi di fondazione

Le travi di fondazione possono inflettersi solo nel piano verticale. Se la sezione non è definita vincolata, il momento flettente avrà una componente My e una componente Mz. La figura seguente mostra il diagramma del momento My rappresentato nel piano xz del sistema di riferimento locale.

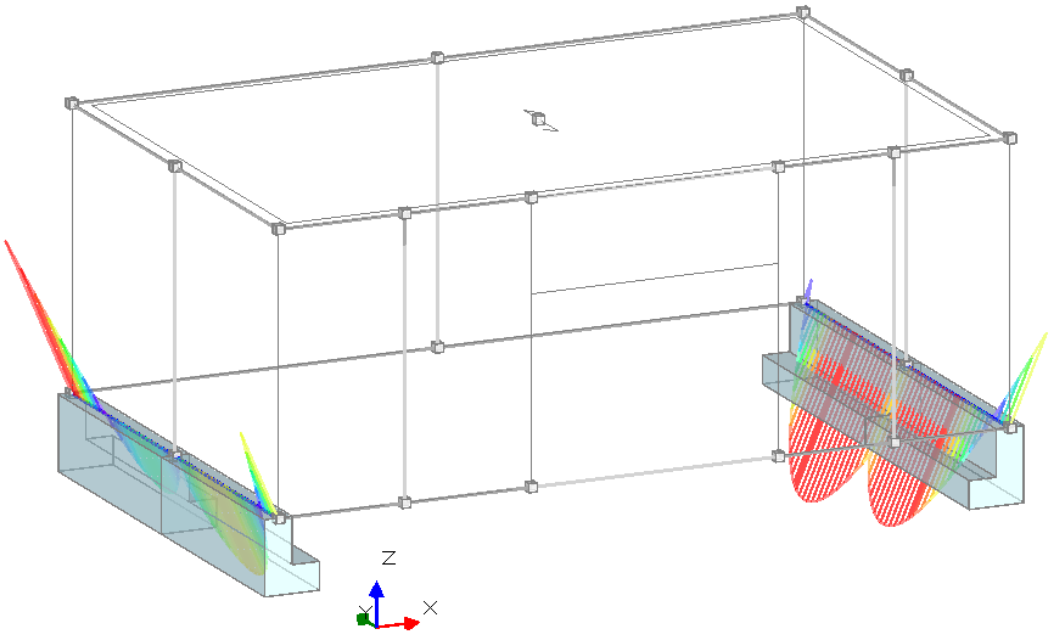


Figura 105. Momento My, agente nel piano xz, trave ad L non vincolata

Se invece la sezione a L viene definita come vincolata, gli assi principali di inerzia tornano ad essere paralleli ai lati della sezione e il momento flettente ha solo componente My. Il diagramma del momento My, illustrato nella figura seguente, giace sul piano xz del sistema di riferimento locale, cioè sul piano verticale.

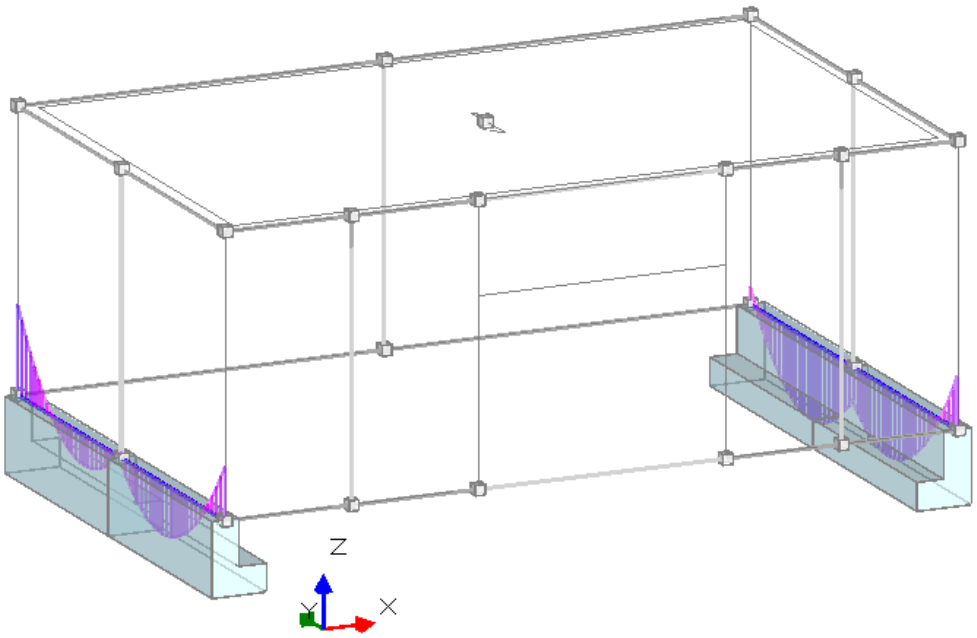


Figura 106. Momento My, agente nel piano xz ruotato, trave ad L vincolata

3.1.10.1 Sezione generica

In edifici storici o monumentali sono spesso presenti colonne la cui sezione trasversale può essere ricondotta ad una poligonale generica con tratti rettilinei e tratti curvi. In presenza del modulo ECS, sezioni di questo tipo possono essere definite come sezioni Generiche.

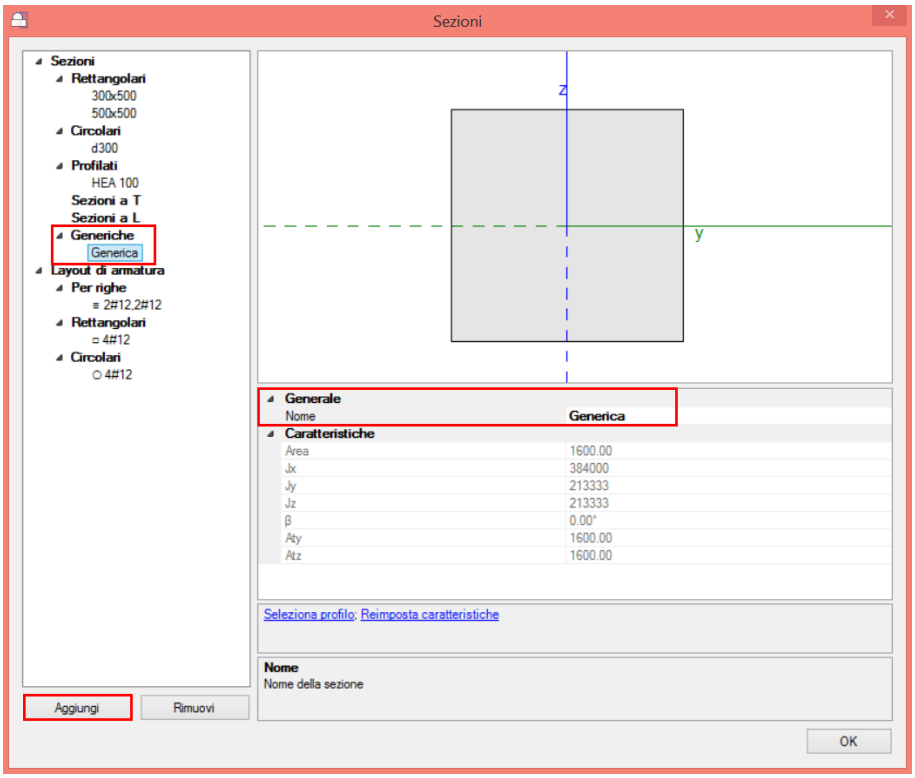


Figura 107. Finestra Sezioni - sezione generica

A differenza delle altre tipologie di sezione, il nome della sezione generica deve essere specificato dall'Utente. Il profilo che inizialmente è un quadrato di lato 40 cm può essere specificato sfruttando il comando *Seleziona profilo*.

Prima di utilizzare il comando è necessario aver tracciato, in qualsiasi punto della Pianta di piano, il profilo della sezione desiderata. Il profilo deve essere un contorno chiuso creato per mezzo di linee, archi e/o polilinee. In caso di sezioni cave è necessario disegnare anche il profilo della cavità.

Si supponga di voler definire la sezione di una colonna cruciforme, formata dall'unione di una colonna a sezione quadrata e da lesene semicircolari sui quattro lati. Colonne di questo tipo sono tipiche delle navate delle chiese. La figura seguente mostra il profilo della sezione ottenuto per mezzo di Linee e Archi (a sinistra) o per mezzo di un'unica Polilinea (a destra). Entrambe le modalità di disegno sono valide purché il profilo risulti chiuso.

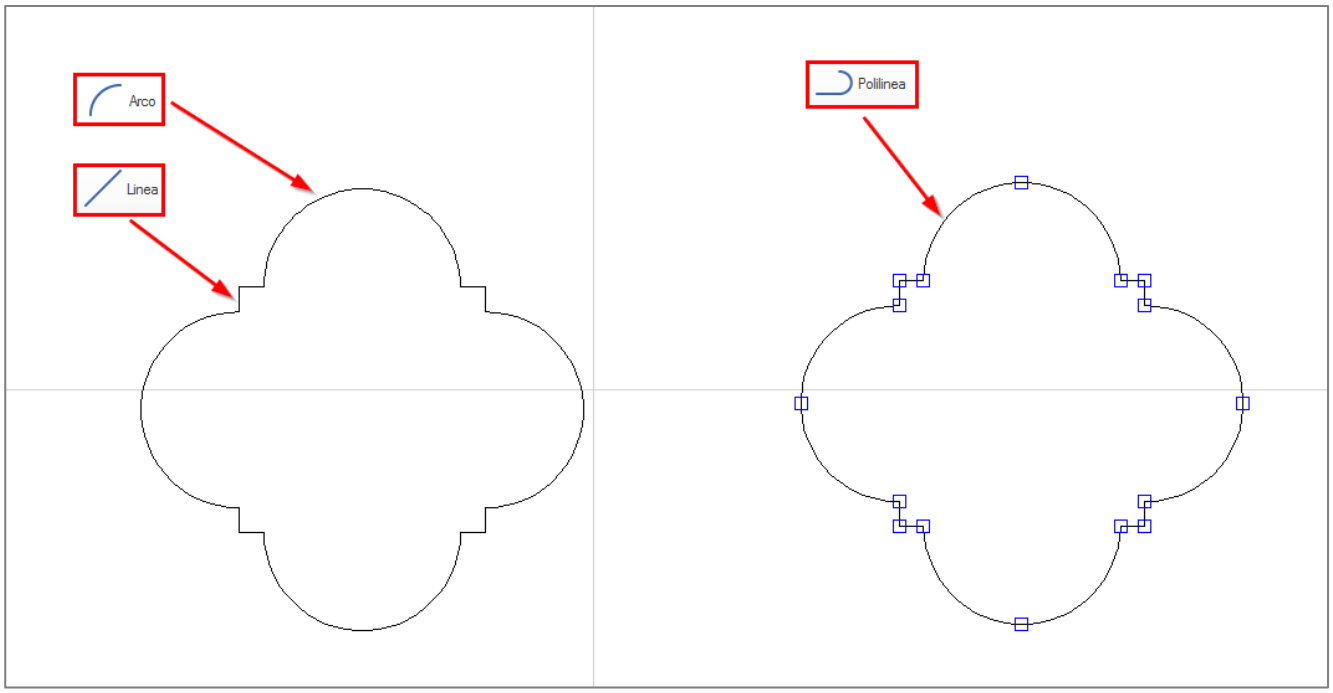


Figura 108. Creazione del profilo della sezione generica

Nell'utilizzo dei comandi grafici, comuni a qualsiasi ambiente CAD, è necessario seguire le indicazioni della riga di comando. Ogni volta che si passa un'istruzione alla riga di comando è necessario confermare con Invio. Le opzioni via via disponibili possono essere attivate digitando le lettere maiuscole che compaiono nel nome dell'opzione. Ad esempio, per tracciare una Polilinea possono essere necessarie le seguenti operazioni:

- specificare un punto con un click con il tasto sinistro del mouse
- specificare un punto inserendo le coordinate globali nel formato x,y,z
- specificare un punto inserendo le coordinate relative nel formato @x,y,z
- digitare AR per passare al disegno di un arco
- inserire il punto successivo dell'arco
- digitare AN per specificare l'angolo sotteso dalla corda
- digitare CE per specificare il centro dell'arco
- digitare R per specificare il raggio dell'arco
- digitare T per specificare la tangente dell'arco
- digitare L per tornare al disegno di una linea
- digitare A per annullare l'ultimo vertice inserito
- digitare C per chiudere la polilinea
- premere Esc, Invio o fare click con il tasto destro del mouse per terminare il comando

Una volta che il profilo è stato tracciato, è possibile attivare il comando Seleziona profilo. Sono disponibili due modalità:

- Selezionare un Profilo chiuso, nel caso questo sia costituito da un'unica polilinea
- Clic interno ad una regione chiusa, nel caso il profilo sia costituito da più elementi grafici

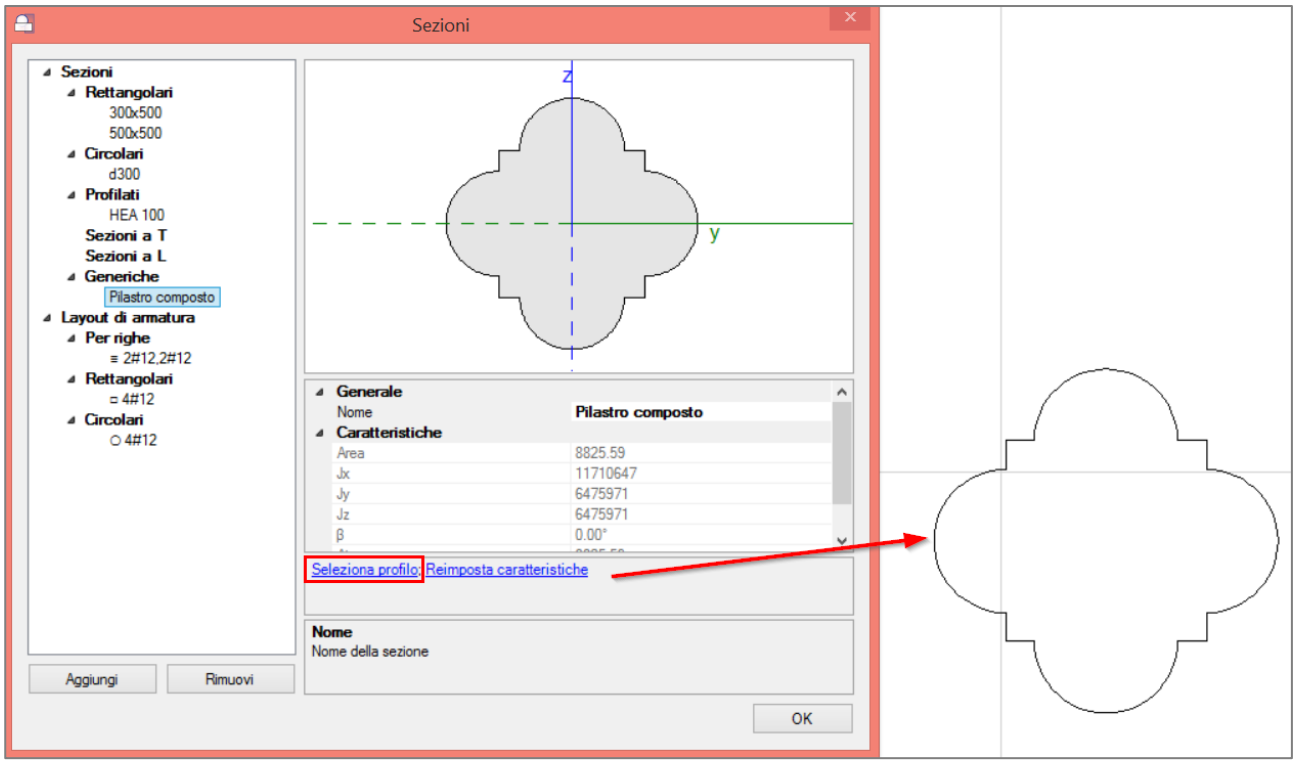


Figura 109. Finestra Sezioni - sezione generica seleziona profilo

Se si intende definire una sezione cava, una volta selezionato il profilo esterno è possibile selezionare il profilo della cavità. La selezione del profilo interno segue le stesse modalità di inserimento viste in precedenza.

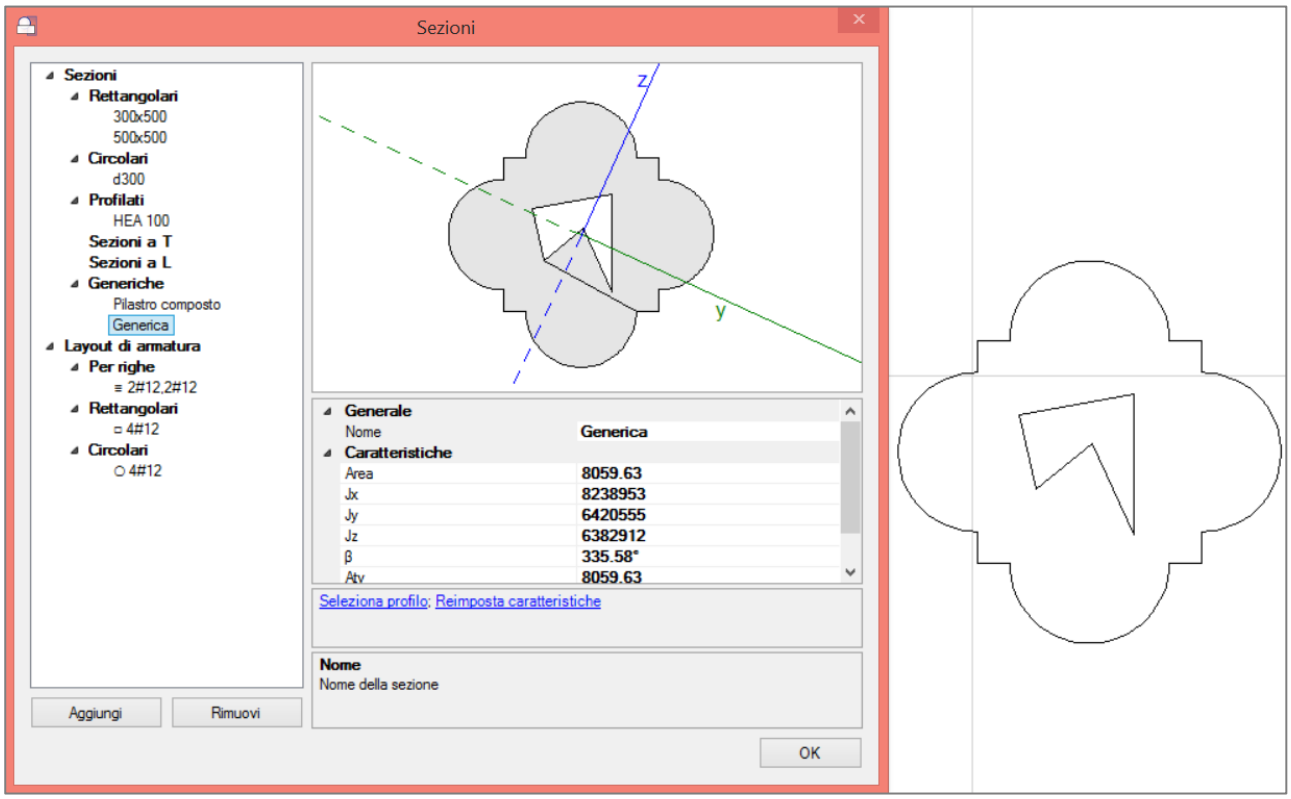


Figura 110. Finestra Sezioni - sezione generica con cavità

Dopo aver selezionato il profilo, le caratteristiche della sezione come Area, Momenti di inerzia, Angolo β, vengono impostate automaticamente dal software. Tuttavia, l'Utente può modificare liberamente questi valori e utilizzare il comando *Reimposta caratteristiche* per ripristinare i valori calcolati dal software.

3.1.11 Layout di armatura

La scheda Sezioni del Navigatore contiene, oltre alla lista delle sezioni trasversali, anche l'insieme dei layout di armatura che definiscono la posizione delle barre longitudinali nelle sezioni in c.a.
I layout di armatura possono essere assegnati alle sezioni di travi e colonne in c.a. nella fase di modellazione strutturale. Lo stesso layout può essere assegnato a sezioni diverse per forma e dimensioni, per questo motivo, nelle proprietà del layout è possibile modificare l'immagine di anteprima in modo da visualizzare il modo in cui il layout corrente verrebbe applicato ad una specifica sezione. Il nome del layout viene impostato automaticamente dal software sulla base dei parametri specificati.

Layout per righe	Questo tipo di layout è tipico delle travi dove barre inferiori e superiori corrispondono rispettivamente all'armatura longitudinale in intradosso ed estradosso. Il layout per righe permette di inserire le barre riga per riga specificando: • la posizione delle barre (inferiori o superiori) • il numero di barre della riga (N≥1) • il diametro delle barre (φ in mm) • le distanze dy e dz (in mm) Come evidente dall'immagine di anteprima le distanze dy e dz rappresentano il copriferro netto delle barre nella direzione y e z. Invece, nel caso in cui la riga contenga una sola barra, la distanza dy rappresenta lo scostamento del centro della barra rispetto all'asse z. Per eliminare una delle righe è sufficiente selezionare la riga corrispondente nella tabella e premere il tasto "Canc". Per inserire una nuova riga è sufficiente specificare un parametro qualsiasi nella riga identificata dal simbolo *.
Layout rettangolari	Questo tipo di layout è tipico delle colonne e dei setti in c.a. in quanto fornisce un'armatura simmetrica nei due piani di flessione xy e xz. Il layout rettangolare permette di specificare: • le distanze dy e dz in mm, che rappresentano il copriferro netto in direzione y e z • il diametro delle barre poste ai 4 vertici del rettangolo di armatura • il numero e il diametro delle barre aggiuntive poste sui lati paralleli all'asse y e all'asse z L'input delle barre è previsto nel formato n#φ, dove n è il numero di barre e φ il diametro in mm.

Layout circolari	Questo tipo di layout è normalmente applicato a colonne o travi di sezione circolare ma potrebbe essere applicato anche ad altre tipologie di sezione. Il layout circolare permette di specificare: • la distanza d in mm che rappresenta il copriferro netto delle barre longitudinali • il numero e il diametro delle barre disposte sulla circonferenza L'input delle barre è previsto nel formato n#φ, dove n è il numero di barre e φ il diametro in mm.

3.1.12 Terreni

La scheda Terreni del Navigatore contiene una lista di tutti i terreni presenti nel progetto. Attraverso il comando *Gestione terreni* si accede ad una finestra in cui è possibile aggiungere o rimuovere i terreni e modificarne le caratteristiche.

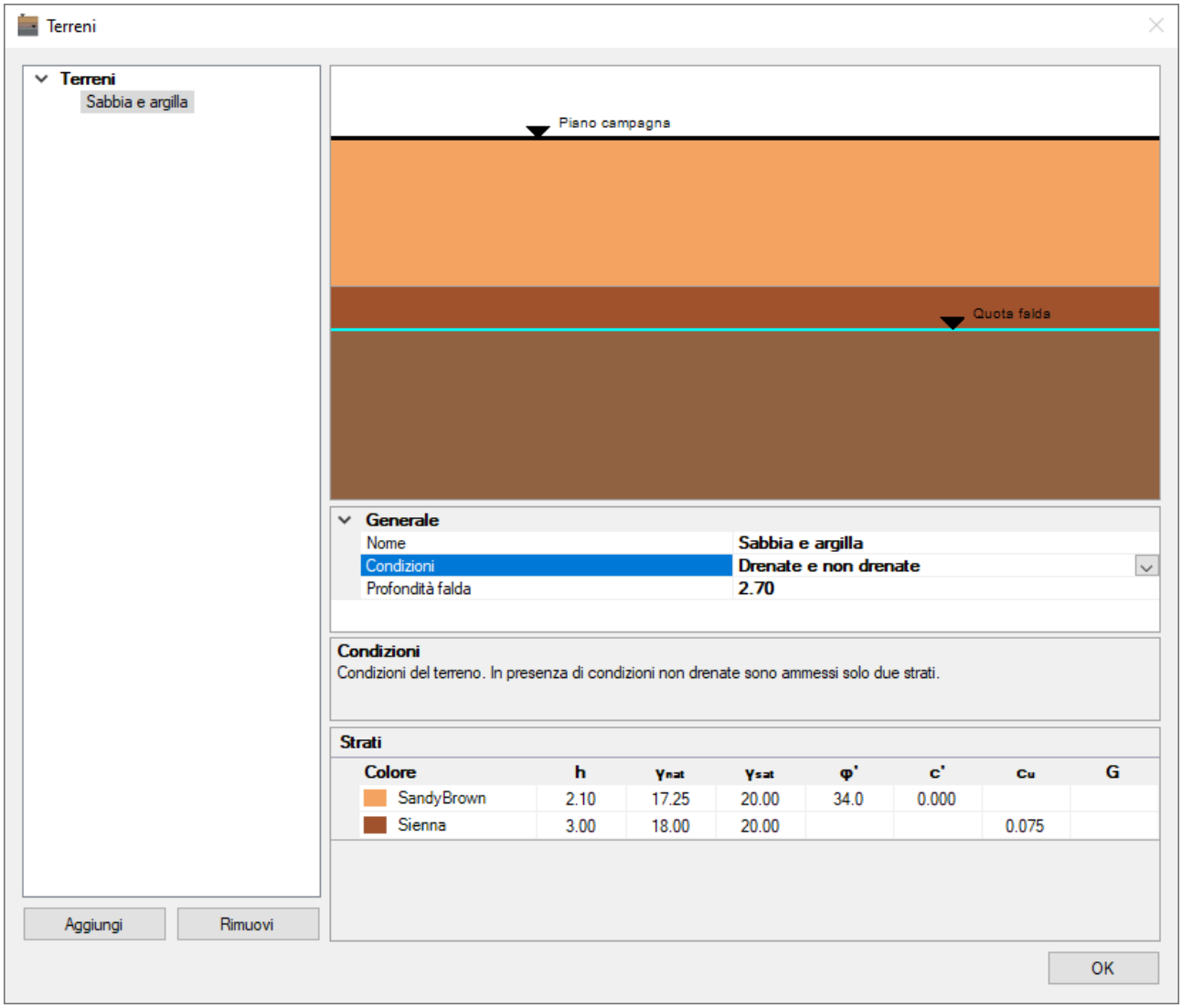


Figura 111. Finestra Terreni

Per ogni terreno, attraverso le seguenti proprietà è possibile definire un'opportuna stratigrafia e specificare le caratteristiche di ogni strato.

Generale	
Nome	Specifica il nome del terreno.
Condizione	Specifica le condizioni di drenaggio del terreno. Le opzioni disponibili sono: • **Drenate**. Permette di definire un numero indefinito di strati, specificando per ognuno l'angolo di attrito interno efficace (φ') e la coesione efficace (c'). • **Non drenate**. Permette di definire fino a due strati, specificando per ognuno la coesione in condizioni non drenate (c_u). • **Drenate e non drenate**. Permette di definire due strati, di cui il più superficiale in condizioni drenate e l'altro in condizioni non drenate. • **Non drenate e drenate**. Permette di definire due strati, di cui il più superficiale in condizioni non drenate e l'altro in condizioni drenate.
Profondità falda	Specifica la profondità della falda idrica in m.
Strati	
Per ogni strato di terreno è possibile specificare le seguenti proprietà:	
Colore	Colore associato allo strato.
h	Spessore dello strato in m. Lo spessore dell'ultimo strato è considerato infinito, indipendentemente dal valore specificato in input.
γ_{nat}	Peso specifico del terreno in condizioni naturali in kN/m^3.
γ_{sat}	Peso specifico del terreno saturo in kN/m^3.
φ'	Angolo di attrito interno efficace in °, in caso di condizioni drenate.
c'	Coesione efficace in N/mm^2, in caso di condizioni drenate.
c_u	Coesione in condizioni non drenate in N/mm^2.
G	Modulo di taglio del terreno in N/mm^2. Se viene specificato negli strati in condizioni drenate, permette di verificare l'insorgenza di rotture locali e se necessario ridurre opportunamente la capacità portante.

3.1.13 Condizioni di carico elementari (CCE)

Ogni Condizione di Carico elementare (CCE) è l'insieme dei carichi agenti sulla struttura relativi alla stessa tipologia di azione. Nella definizione delle combinazioni di carico (CCC), i carichi associati alla stessa CCE possono essere trattati con i medesimi coefficienti parziali di sicurezza (γ_G, γ_Q) e i medesimi coefficienti di combinazione (ψ_0, ψ_1, ψ_2).

Le CCE predisposte dal software comprendono 3 tipologie di carico permanente e 14 tipologie di carico definite in funzione delle categorie previste dalla normativa corrente per edifici civili e industriali (NTC2018, §2.5.2):

- Permanente (G1)
- Permanente non strutturale (G2)
- Precompressione (P)
- Variabile Cat. A – Ambienti ad uso residenziale
- Variabile Cat. B – Uffici
- Variabile Cat. C – Ambienti suscettibili di affollamento
- Variabile Cat. D – Ambienti ad uso commerciale
- Variabile Cat. E – Aree per immagazzinamento , uso commerciale e uso industriale
- Variabile Cat. F – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico (autoveicoli di peso ≤ 30 kN)
- Variabile Cat. G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico (autoveicoli di peso > 30 kN)
- Variabile Categoria H – Coperture accessibili per sola manutenzione
- Variazioni termiche
- Neve
- Vento +X
- Vento +Y
- Vento -X
- Vento -Y

Nelle CCE confluiscono tutte le tipologie di carico:

- carichi assegnati ai solai che vengono poi automaticamente distribuiti alle aste nella fase di modellazione strutturale e alle linee di carico nella fase di analisi cinematica;
- carichi automaticamente attribuiti alle aste: peso proprio, carichi da solai (verticali e orizzontali nel caso di solai a volta), carichi da vento, precompressione derivante da interventi di rinforzo attivo su elementi murari e archi. Eventuali modifiche ai parametri che condizionano questi carichi determinano l'aggiornamento automatico dei valori;
- carichi manualmente attribuiti ad aste e nodi in fase di modellazione strutturale.

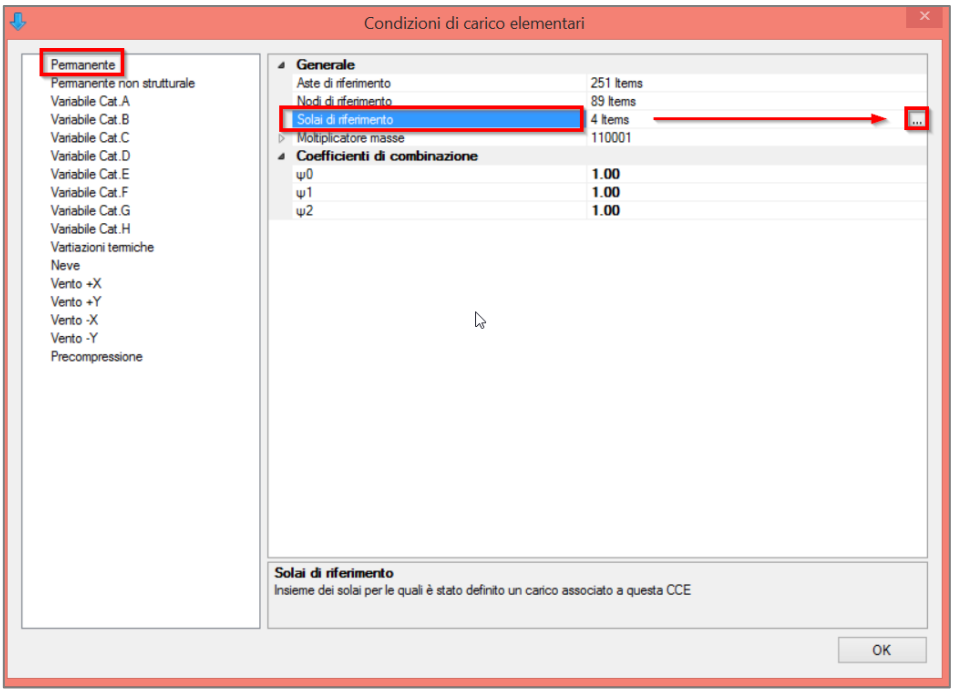


Figura 112. Finestra Condizioni di carico elementari

Ogni CCE presenta le seguenti proprietà:

Generale	
Aste di riferimento **Nodi di riferimento** **Solai di riferimento**	Insiemi degli elementi in cui è applicato almeno un carico associato alla CCE corrente. Il testo mostra il numero di elementi. Cliccando sul pulsante [...] che appare selezionando la proprietà è possibile accedere ad una finestra che elenca tutti gli elementi.
Moltiplicatore masse	Le masse nodali sono date dalla somma dei seguenti contributi: • masse derivanti dai carichi gravitazionali, cioè i carichi agenti in direzione -Z sul nodo e sulle aste che vi convergono • masse aggiuntive assegnate al nodo Il moltiplicatore delle masse specifica le componenti di spostamento a cui è associata la massa relativa alla CCE corrente. Il valore di default 111001, indica che le masse sono associate al moto traslazionale nelle tre direzioni e al moto torsionale (rotazione intorno a Z).
Coefficienti di combinazione	
ψ_0, ψ_1, ψ_2	Coefficienti di combinazione adottati nella definizione delle combinazioni di carico (NTC 2018, §2.5.2-3). I valori sono impostati coerentemente con le indicazioni normative ma possono essere modificati liberamente dall'Utente.

Tab. 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 – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
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

Per l'azione della Neve, la normativa prescrive coefficienti di combinazione diversi a seconda che il sito della struttura sia ad una quota maggiore o minore di 1000 m s.l.m. La quota del sito può essere specificata nella finestra Generalità accessibile dalla scheda Modello e i coefficienti di combinazione della CCE Neve vengono aggiornati di conseguenza.

3.1.14 Combinazioni di carico (CCC)

Le Combinazioni delle Condizioni di Carico (CCC) sono definite ai fini delle verifiche degli stati limite nell'Analisi Statica Non Sismica.

Le seguenti combinazioni previste da normativa (NTC 2018, §2.5.3) vengono generate automaticamente:

- Combinazioni fondamentali per gli stati limite ultimi (SLU)
- Combinazioni frequenti per gli stati limite di esercizio (SLE)
- Combinazione quasi permanente per gli stati limite di esercizio (SLE)
- Combinazione sismica (solo carichi statici con i coefficienti considerati in analisi sismica)

Il numero identificativo della combinazione è attribuito in base all'elenco di tutte le possibili combinazioni. Sono però visualizzate e considerate solo le combinazioni che tengono conto delle CCE cui è stato associato almeno un carico. L'elenco delle combinazioni necessarie viene aggiornato automaticamente in funzione die carichi inseriti.

Nella finestra di gestione delle CCC è possibile disattivare alcune tipologie di combinazione per non considerarle nelle verifiche di sicurezza, oppure creare delle combinazioni personalizzate.

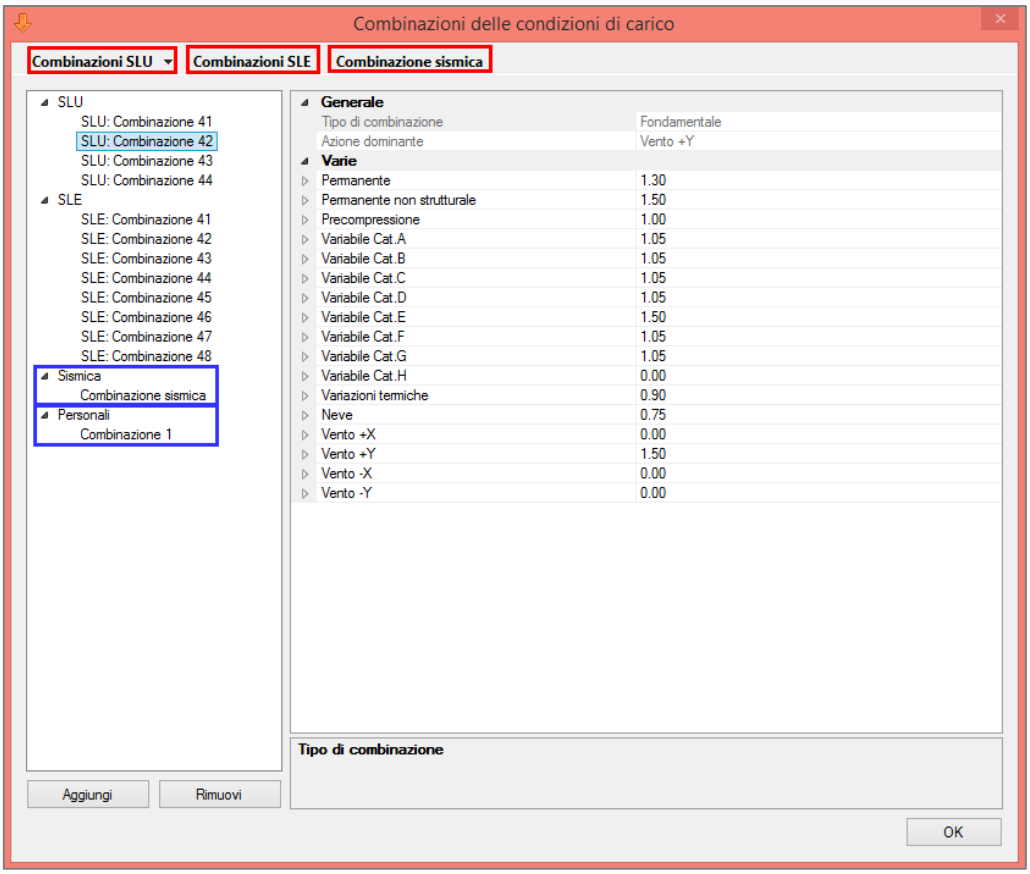


Figura 113. Finestra Combinazioni delle condizioni di carico

Ogni combinazione di carico presenta le seguenti proprietà:

Generale	
Tipo di combinazione	Specifica il tipo di combinazione tra: Fondamentale, Frequente, Quasi permanente, Generica.
Azione dominante	Nelle combinazioni fondamentali e frequenti indica qual è l'azione dominante della combinazione.
Varie	
Presenta l'elenco di tutte le CCE e per ognuna specifica il valore del moltiplicatore a essa associato nella combinazione corrente, dato dal prodotto tra il coefficiente parziale di sicurezza γ e il coefficiente di combinazione ψ. Questi valori possono essere visualizzati espandendo le righe delle varie CCE.	
γ	Coefficiente parziale di sicurezza. Nelle combinazioni automatiche viene preimpostato in base alle indicazioni normative ma può essere modificato dall'Utente.
ψ	Coefficiente di combinazione definito in base al tipo di combinazione: • Comb. Fondamentale: azione dominante $\psi=1$, altre azioni $\psi=\psi_0$ • Comb. Frequente: azione dominante $\psi=\psi_1$, altre azioni $\psi=\psi_2$ • Comb. Quasi permanente: $\psi=\psi_2$

- Comb. Generica: ψ=1

3.1.15 Piani di sezione

I piani di sezione sono dei piani verticali che tagliano il modello e permettono di ottenere sezioni 3D. Per definire un piano di sezione è sufficiente usare il comando *Sezione* nella scheda Modello e tracciare una linea che rappresenta la traccia del piano di sezione sul piano orizzontale XY.

Una volta inserito, il piano di sezione viene visualizzato per mezzo di una linea tratteggiata e due segmenti che indicano il semispazio visibile quando questa è attiva. La sezione appare anche nell'elenco *Sezioni*, nella scheda *Progetto* del Navigatore. Un doppio click col tasto sinistro del mouse sulla voce corrispondente, attiva la sezione nella finestra corrente e allinea la vista al piano di sezione. Un click con il tasto destro del mouse permette di accedere a una serie di comandi relativi alla sezione, con cui è possibile anche rinominarla o eliminarla.

Usando il comando Orbita 3D (Alt + Mouse Left) quando la sezione è attiva, è possibile ottenere una vista 3D del modello sezionato, cioè una sezione 3D.

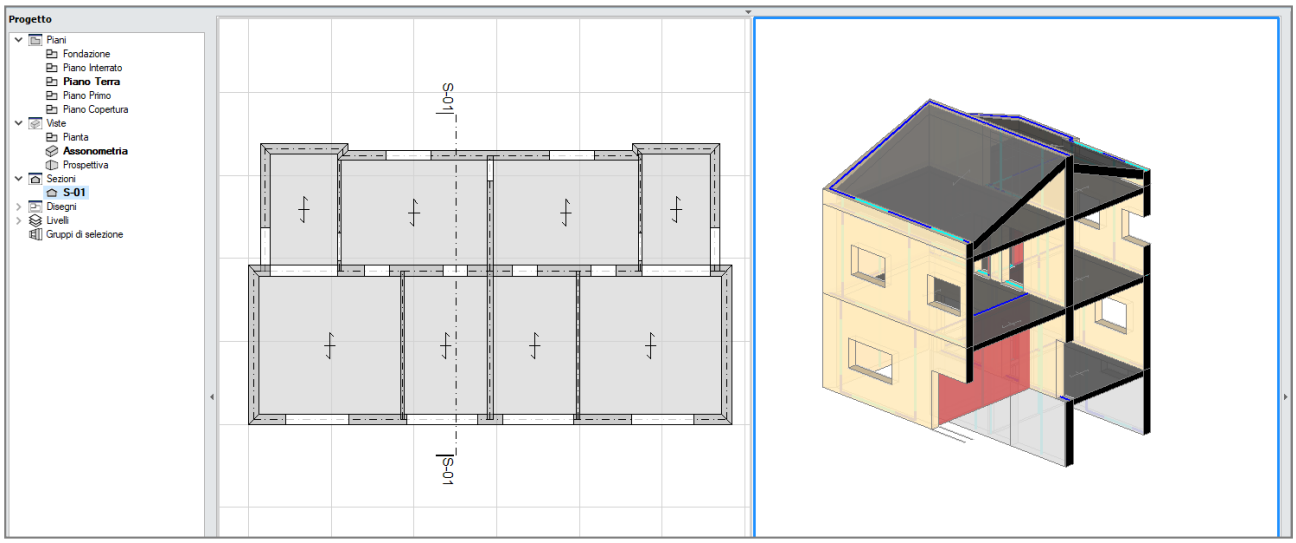


Figura 114. Definizione di un piano di Sezione

L'oggetto Sezione presenta le seguenti proprietà e comandi.

Generali	
Visibile	Permette di scegliere dove visualizzare la linea di riferimento della sezione. Le opzioni disponibili sono: • *No.* La linea di riferimento viene nascosta. • *solo in 2D.* La linea di riferimento viene visualizzata sono nelle piante di piano. • *anche in 3D.* La linea di riferimento viene visualizzata sia nelle piante di piano che nelle viste.

Comandi	
Inverti	Permette di invertire il verso della sezione, visualizzando l'altro semispazio.
Attiva/Disattiva	Attiva o disattiva la sezione nella finestra corrente.

3.1.16 Interoperabilità con IFC

IFC o "Industry Foundation Class" è un modello di dati standardizzato dell'ambiente costruito, sviluppato da BuildingSmart (www.buildingsmart.org), organizzazione internazionale con lo scopo di migliorare lo scambio di dati e l'interoperabilità tra i software coinvolti nell'industria delle costruzioni. Lo standard IFC è il formato di collaborazione comunemente usato nei progetti basati sul BIM (Building Information Modelling).

Aedes.PCM permette di importare o esportare file IFC. In particolare, vengono scambiate le informazioni relative al modello architettonico, cioè il modello composto dagli elementi costruttivi: muri, aperture, colonne, travi e solai.

È supportato lo schema IFC2x3 e il formato SPF (STEP Physical File, con estensione .ifc).



3.1.16.1 Importazione di un modello IFC

Il comando *"Importa modello IFC"* in [Menu File > Importa] permette di generare il modello architettonico sulla base delle informazioni contenute nel modello di un edificio in formato IFC (schema IFC2x3, formato SPF, estensione .ifc).

Nel corso dell'importazione vengono definiti i piani dell'edificio e generati gli elementi costruttivi che fanno capo alle seguenti tipologie:

- IfcWallStandardCase (muri di tipologia standard)
- IfcOpeningElement (aperture nei muri)
- IfcColumn (colonne o pilastri)
- IfcBeam (travi)

L'importazione del file IFC non ha come obbiettivo la rappresentazione fedele del modello dell'edificio, ma la generazione di elementi nativi di Aedes.PCM che rappresentino un punto di partenza per la modellazione. Pertanto, in funzione delle caratteristiche degli oggetti costruttivi, bisogna tener conto delle seguenti limitazioni.

Il modello da importare deve contenere **un solo edificio**. Qualora il file IFC sia relativo ad un complesso di edifici, verrà importato solo il primo edificio del modello. Se il modello IFC è relativo ad un solo edificio ma questo è in realtà un aggregato di edifici, può essere opportuno filtrare il modello (cioè creare una copia ridotta) in modo da importare solo un'unità strutturale per volta.

In caso di edificio con **piani sfalsati**, le differenze di quota fra i vari piani devono essere realizzate per mezzo di opportuni offset degli elementi costruttivi in elevazione, non attraverso la definizione di piani supplementari. Ad esempio, se il piano terra dell'edificio è costituito da una zona a quota 0.00 e un'altra a quota 1.00 m, il piano deve essere unico per entrambe le zone (p.es. a quota 0.00) e lo scostamento dei muri posti a quota più alta deve essere realizzato per mezzo di opportuni parametri che regolino l'elevazione; non deve essere creato un ulteriore piano a quota 1.00 m per contenere questi muri.

Possono essere importati solo **muri** di tipologia standard (IfcWallStandardCase), cioè muri verticali con spessore costante. È inoltre necessario che il muro abbia uno sviluppo rettilineo in pianta.
I muri costituiti da strati di materiale diverso vengono importati come muri con materiale omogeneo e spessore pari allo spessore totale. Ai fini dell'importazione in Aedes.PCM è opportuno che gli spessori dei muri si limitino alla parte strutturale, ignorando gli spessori di eventuali elementi di isolamento o finitura. Diversi software BIM consentono di esportare agevolmente nel modello IFC la sola parte strutturale del muro.
I muri con profilo superiore inclinato, come ad esempio i muri sottotetto, vengono importati come muri ad altezza costante pari a quella del muro originario (prima delle operazioni booleane di taglio per mezzo di falde). In alcuni casi, i muri oggetto di operazioni booleane potrebbero perdere la qualifica di muro con tipologia standard (IfcWallStandardCase) e non possono quindi essere importati in Aedes.PCM.

Le **aperture** nei muri (IfcOpeningElement) vengono importate con la reale geometria se hanno forma rettangolare o circolare. Aperture di forma qualunque vengono importate come aperture rettangolari che le inviluppano. Aperture che si estendono fino al bordo superiore del muro vengono ridimensionate in modo da rispettare l'altezza minima della fascia muraria prevista in PCM (10 cm).

Possono essere importate **colonne** (IfcColumn) con asse verticale. La rappresentazione della colonna nel file IFC deve essere quella di un solido di estrusione (IfcExtrudedAreaSolid) da cui sia possibile ricavare la sezione trasversale e l'altezza.

Possono essere importate **travi** (IfcBeam) a sviluppo rettilineo e sezione costante, orizzontali o inclinate. La rappresentazione della trave nel file IFC deve essere quella di un solido di estrusione (IfcExtrudedAreaSolid) da cui sia possibile ricavare la sezione trasversale e la lunghezza. Il criterio di modellazione adottato in PCM prevede che le travi siano inserite nella sommità del piano di appartenenza (dove il piano è inteso come porzione di spazio racchiusa tra due livelli di impalcato). Il criterio adottato in altri software BIM potrebbe essere differente, in questi casi è necessario ridefinire la trave secondo il criterio di PCM.

I materiali degli elementi non vengono importati, è quindi necessario ridefinirli manualmente.
Nel caso non sia stato possibile importare l'oggetto IFC come oggetto nativo di PCM, si tenta comunque di importare il solido rappresentativo in modo da avere un **riferimento** per l'inserimento manuale. I solidi di riferimento sono riconoscibili per il loro colore (nero) e sono assegnati al layer "IFC_Import". In qualsiasi momento è possibile nascondere questi elementi disattivando il layer in [Barra Multifunzione > Strumenti > Layers].

Al termine dell'operazione viene generato un **Report di importazione IFC** che elenca in dettaglio gli elementi importati e non importati. Per ogni entità IFC appartenente alle tipologie sopra citate sono riportate le seguenti informazioni: Tipo, Piano, Nome, Tag.
Per gli oggetti importati viene riportato anche l'identificativo del corrispondente Oggetto PCM.
Per gli oggetti non importati viene indicato se è stato possibile definire un solido di Riferimento.

3.1.16.1.1 Esempio

Supponiamo di voler importare in Aedes.PCM il modello di un edificio realizzato con il software Graphisoft Archicad v. 24. Si tratta di un edificio in muratura a due piani fuori terra, con un telaio interno in calcestruzzo armato e un tetto a doppia falda.
Le figure seguenti, tratte dal software Archicad, mostrano una vista 3D e la pianta del Piano Primo dell'edificio.



Figura 115. Vista 3D dell'edifico (Archicad)

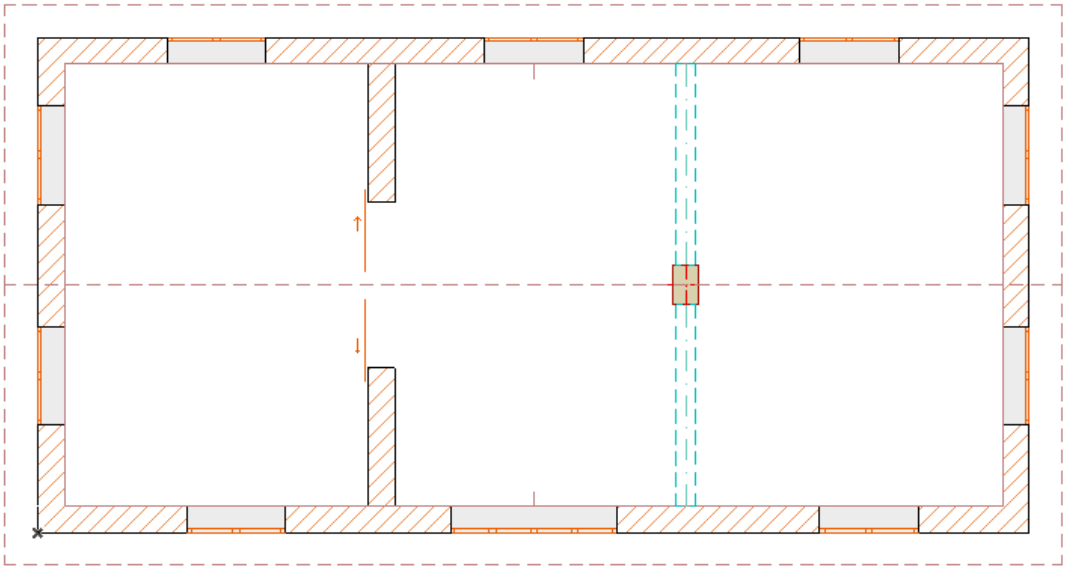


Figura 116. Pianta del Piano Primo (Archicad)

Il modello di Archicad viene esportato in un file IFC, in formato SPF (estensione .ifc), secondo lo schema IFC2x3. Nelle opzioni di esportazione è opportuno porre particolare attenzione alla rappresentazione geometrica degli oggetti, preferendo l'estrusione parametrica (IfcExtrudedAreaSolid) rispetto ad altri tipi di rappresentazione (come IfcFacetedBrep).
Importando il file IFC in Aedes.PCM, viene generato un modello contenente tutti gli elementi supportati (muri, aperture, colonne, travi) tranne i muri trasversali del Piano Primo aventi profilo inclinato.

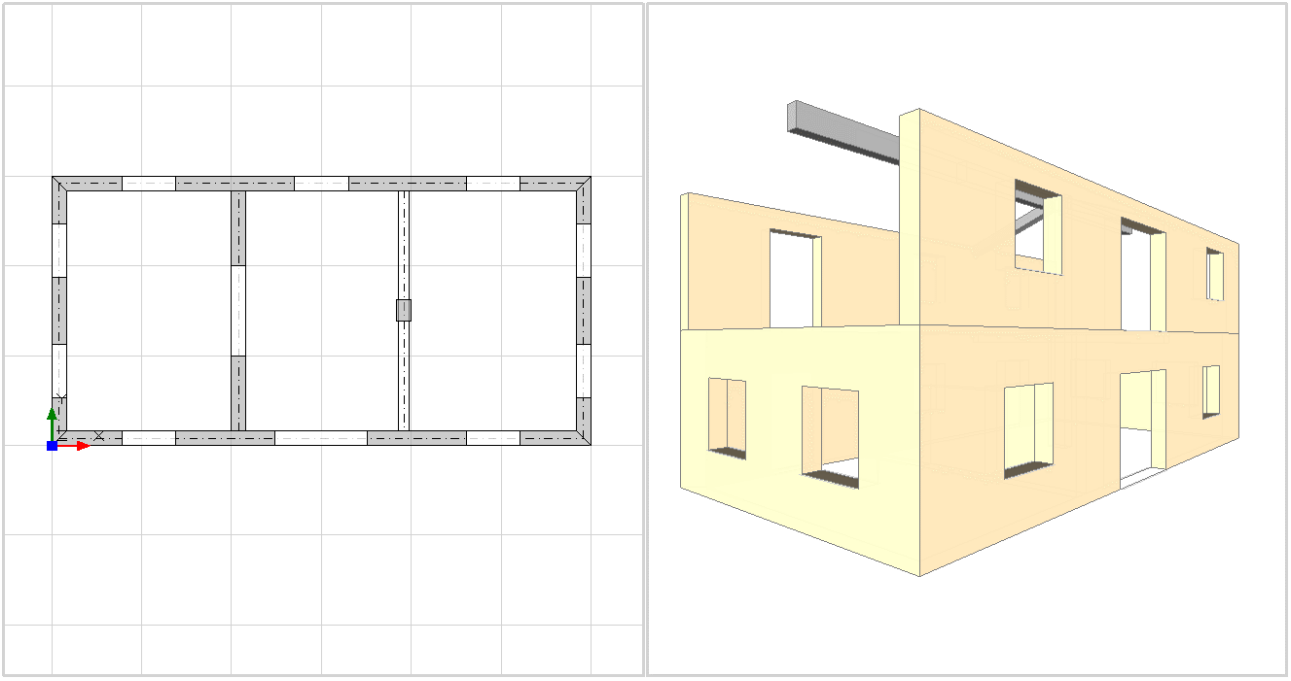


Figura 117. Pianta Piano Primo e vista 3D del modello in Aedes.PCM

Anche il Report di importazione IFC, di cui riportiamo un estratto, segnala che tre elementi del Piano Primo non sono stati importati. Qui notiamo che i muri sono classificati come IfcWall (non IfcWallStandardCase) e questo è il motivo per cui non possono essere importati in Aedes.PCM.

```
OGGETTI NON IMPORTATI

Tipo                Piano           Nome        Tag                                     Riferimento
IfcWall             2.Piano Primo   SW - 003    CA2070C9-FFBC-4F98-88E2-310E6BFA13A6    No
IfcWall             2.Piano Primo   SW - 005    AD609D95-C584-4FB2-8305-FA5D6EF828F9    No
IfcWall             2.Piano Primo   SW - 006    68EA0D51-990C-4D8C-9667-ECB346842C00    No
```

A questo punto è possibile seguire due strade:

1) inserire manualmente i muri mancanti;

2) modificare il modello in Archicad evitando il taglio dei muri per mezzo delle falde. Esportare quindi il modello su file IFC e reimportarlo in Aedes.PCM.

Supponiamo di procedere seguendo la strada B. Le figure seguenti illustrano i vari step che portano al completamento della modellazione in Aedes.PCM.

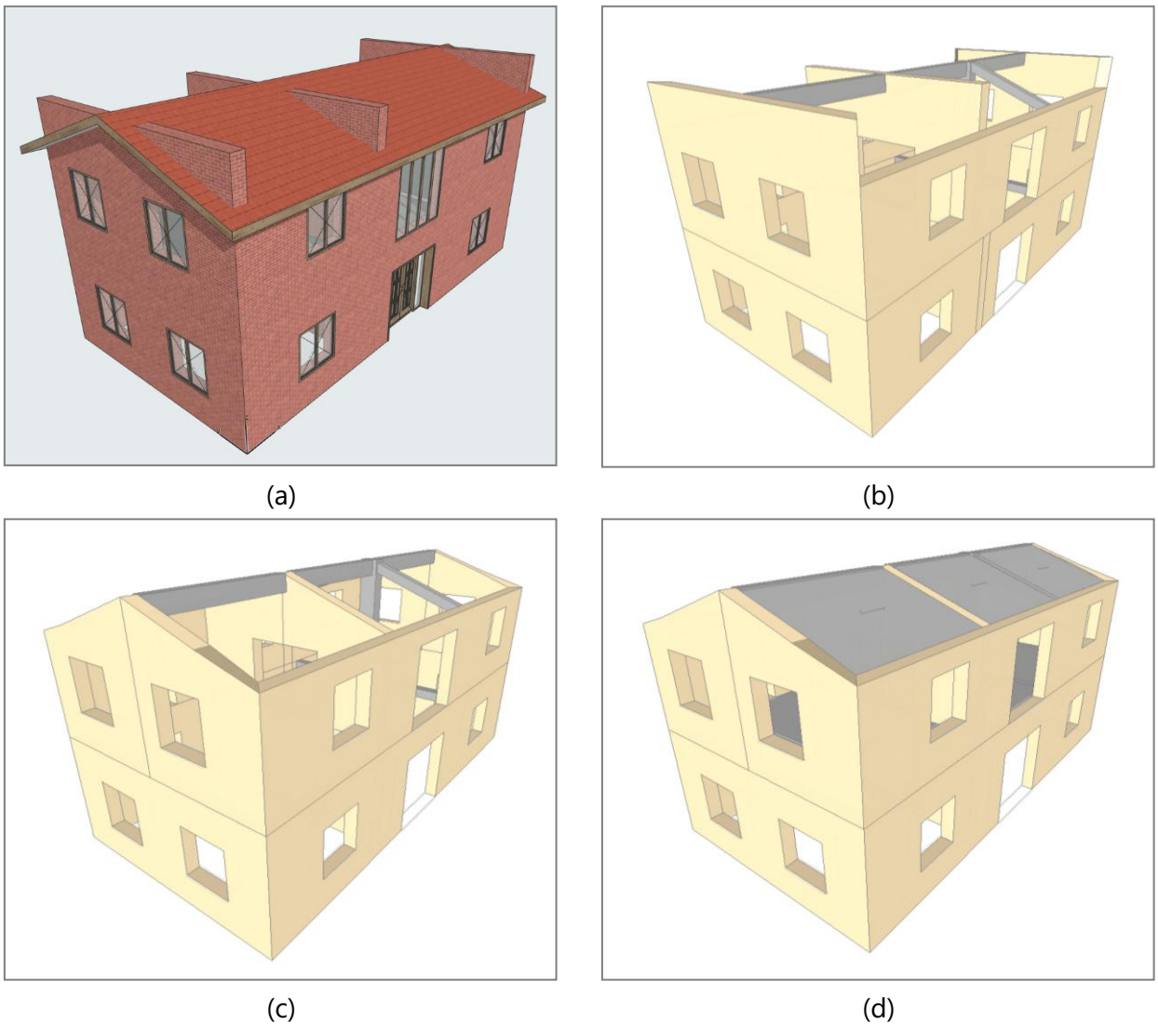


Figura 118. (a) Modifica del modello in Archicad. (b) Importazione in Aedes.PCM. (c) Suddivisione dei muri trasversali e adeguamento del profilo superiore per mezzo delle proprietà Δh. (d) Inserimento dei solai e delle falde.

3.1.16.2 Esportazione di un modello IFC

Il comando *"Esporta modello IFC"* in [Menu File > Esporta] permette di esportare il modello architettonico in un file IFC (schema IFC2x3, formato SPF, estensione .ifc).
Vengono esportati i piani e tutti gli elementi costruttivi che costituiscono il modello. In particolare, si applicano le seguenti associazioni tra oggetti di Aedes.PCM ed entità IFC:

- Muri → IfcWallStandardCase
- Aperture → IfcOpeningElement (aperture nei muri)
- Colonne → IfcColumn
- Travi → IfcBeam
- Solai → IfcSlab
- Archi → IfcDiscreteAccessory

Una volta esportato il modello in file IFC, questo può essere aperto con uno dei tanti visualizzatori IFC presenti sul mercato (molti dei quali gratuiti).
Le immagini seguenti illustrano a titolo di esempio due modelli realizzati in Aedes.PCM, i quali sono stati esportati su file IFC ed aperti in BIMvision, un visualizzatore di file IFC gratuito (www.bimvision.eu).
Il **primo esempio** è il modello di un edificio in muratura con un piano interrato, due piani fuori terra e un tetto inclinato.

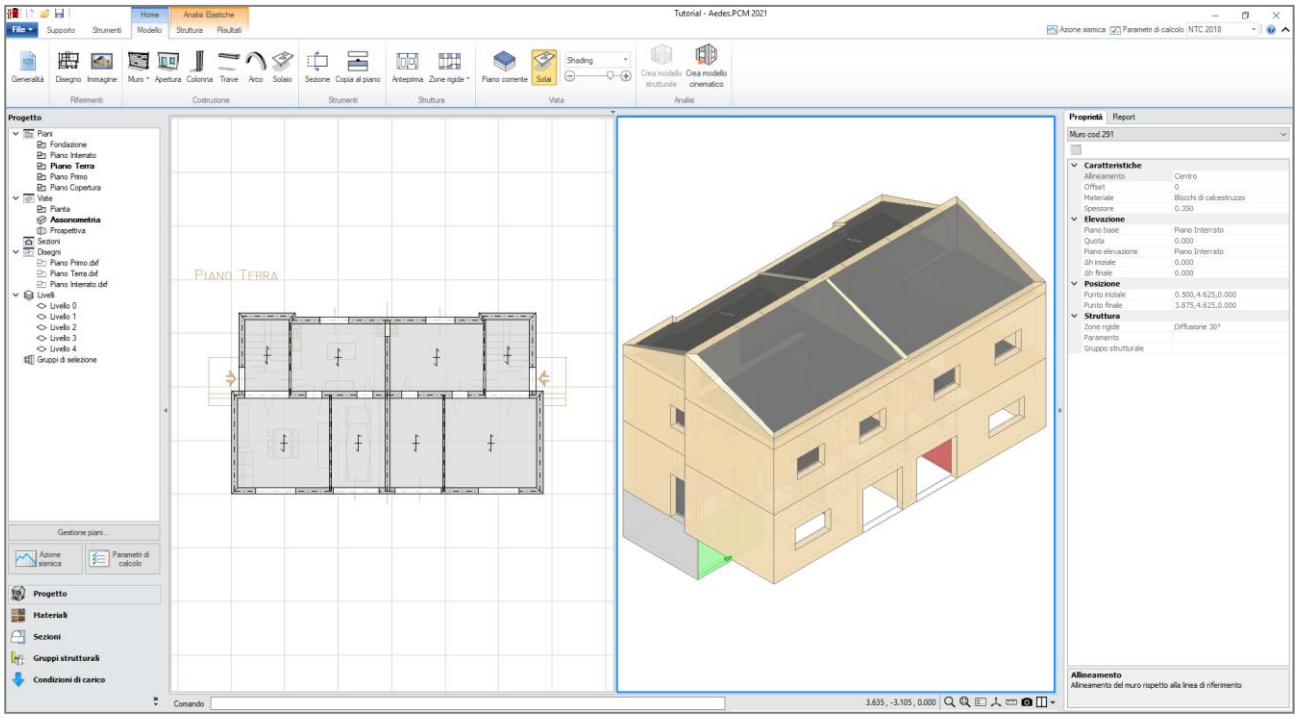


Figura 119. Edificio in muratura. Modello in Aedes.PCM

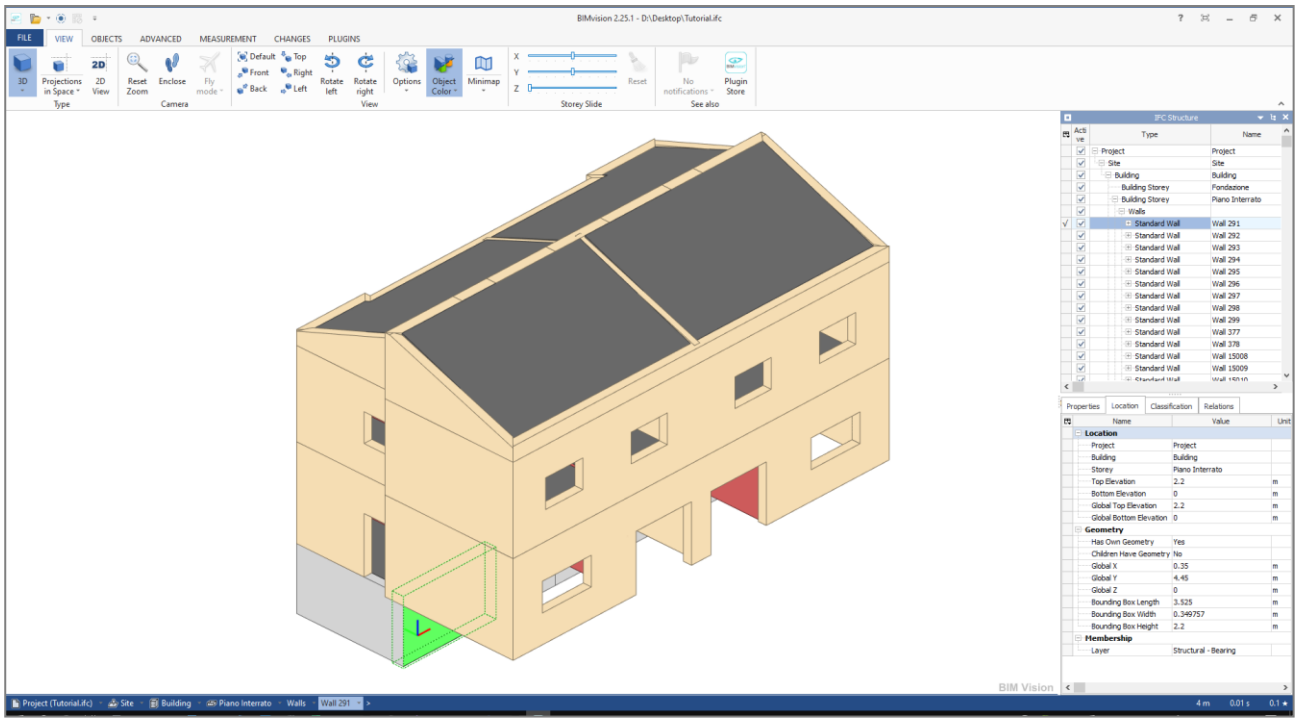


Figura 120. Edificio in muratura. Modello esportato su file IFC e aperto in BIMvision

Il **secondo esempio** è un modello dell'Abbazia di Sant'Antimo (Montalcino, Siena), realizzato con Aedes.PCM allo scopo di svolgere l'analisi cinematica dei meccanismi di collasso locale. Il modello esportato su file IFC include anche elementi dalla geometria più complessa come i pilastri cruciformi e gli archi a tutto sesto.

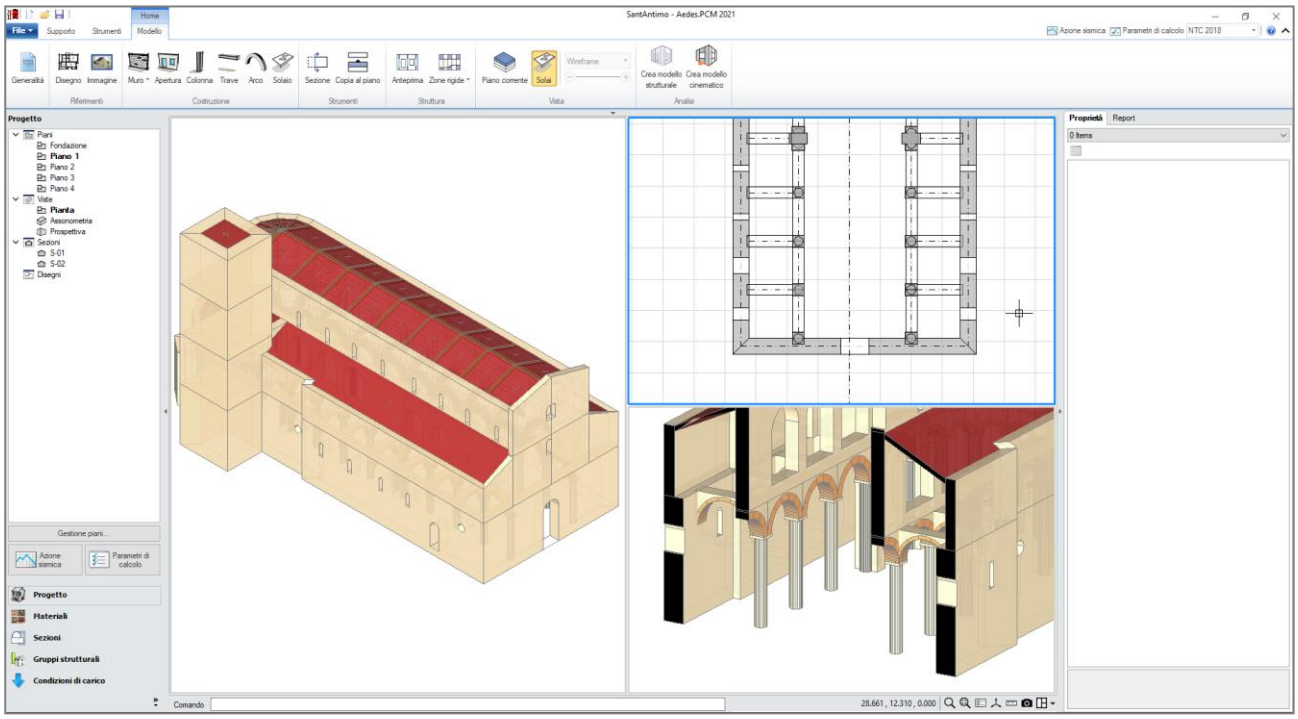


Figura 121. Abbazia di Sant'Antimo. Modello in Aedes.PCM

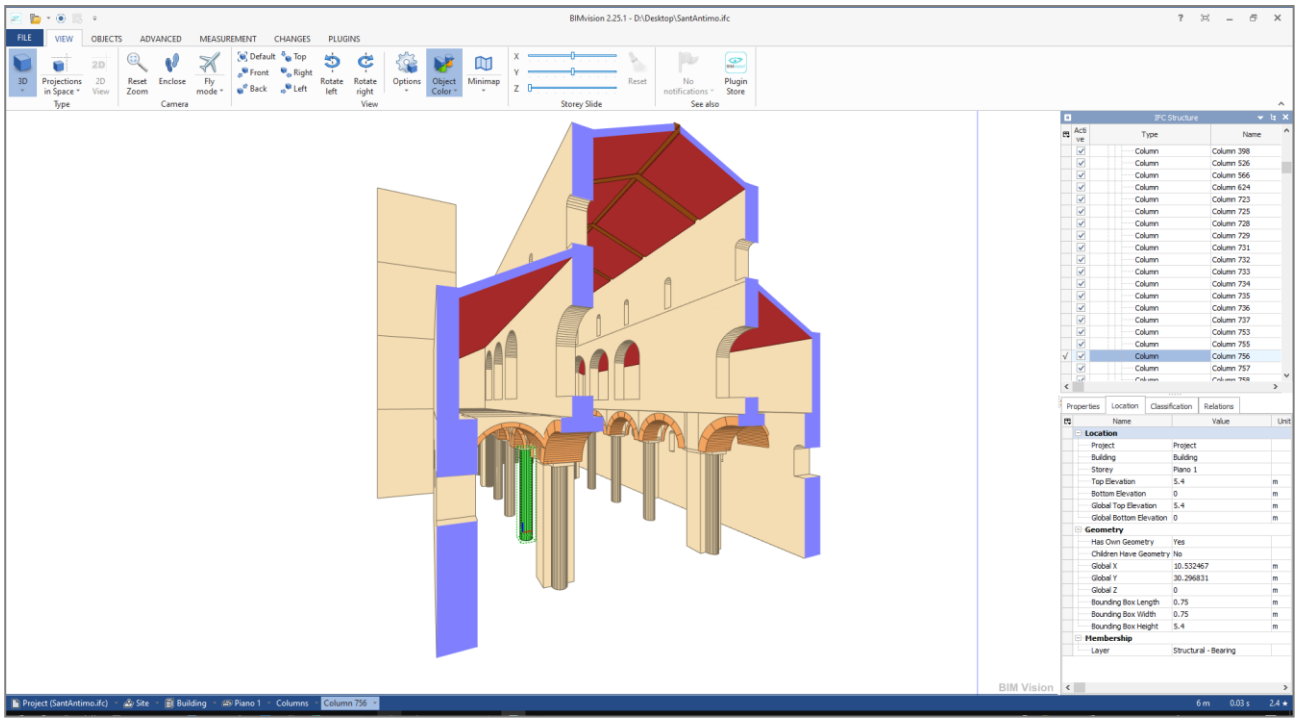


Figura 122. Abbazia di Sant'Antimo. Modello esportato su file IFC e aperto in BIMvision

3.1.17 Esclusione di alcuni elementi dal modello strutturale o cinematico

Una volta creato il modello architettonico, è possibile determinare quali elementi strutturali debbano essere inclusi nel Modello Strutturale per le analisi lineari e non lineari, e quali elementi debbano prendere parte al Modello Cinematico per l'analisi dei meccanismi di collasso locale.

All'interno delle proprietà dei vari elementi strutturali inseriti nel modello architettonico, come muri, colonne, travi, archi e solai, troviamo una categoria chiamata Modellazione, che comprende le opzioni booleane "**Modello strutturale**" e "**Modello cinematico**". Di default, entrambe le modellazioni sono attive per tutti gli elementi inseriti, consentendo così l'analisi completa di tutto il modello. Tuttavia, è possibile disattivare una o entrambe le modellazioni per escludere un dato elemento dall'analisi strutturale o dall'analisi cinematica.

Questa funzionalità offre la **flessibilità necessaria per modellare situazioni complesse**.

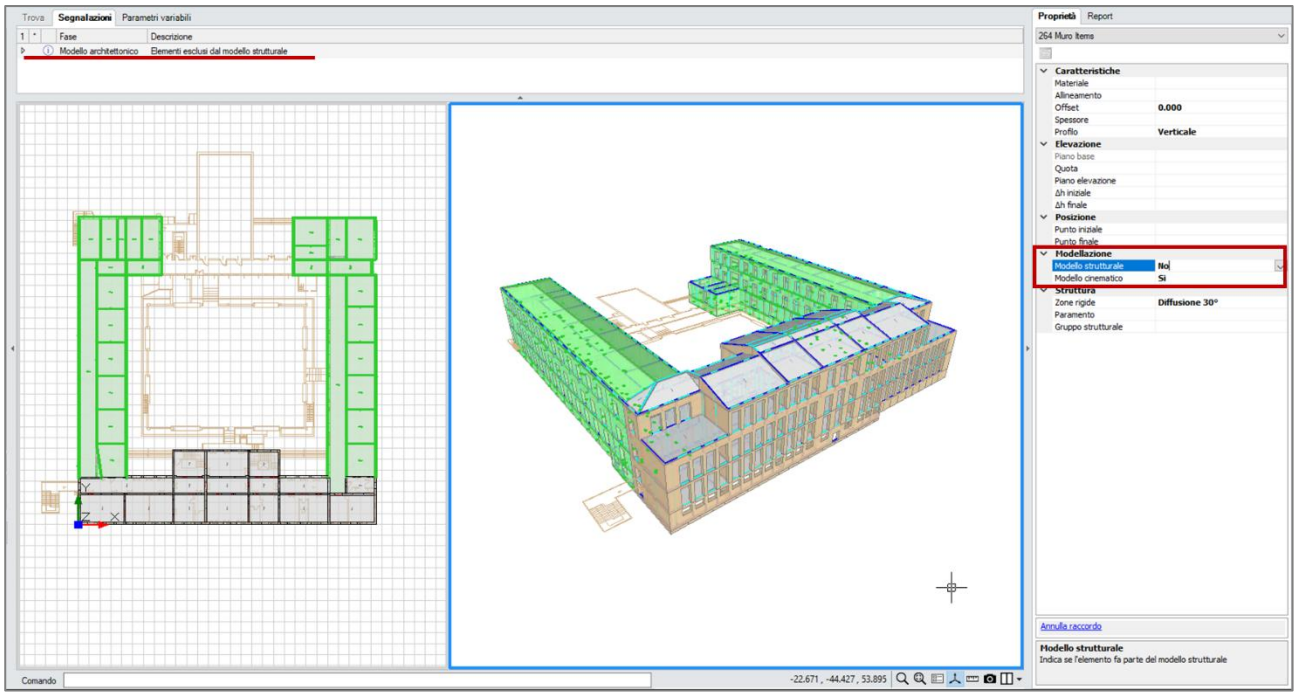


Figura 123. Esclusione di alcuni elementi dal modello strutturale per isolare una sottostruttura

Un'interessante applicazione riguarda gli edifici estesi o gli **aggregati edilizi**. Spesso, in questi contesti, diventa vantaggioso suddividere il modello complessivo in sottostrutture da analizzare separatamente, sia dal punto di vista statico che sismico.
Utilizzando le funzionalità di modellazione offerta da Aedes.PCM 2024, è possibile creare inizialmente un modello architettonico dell'intero edificio o aggregato, includendo tutti gli elementi strutturali. Successivamente, attraverso l'utilizzo di file distinti, è possibile realizzare modelli strutturali separati per ciascuna sottostruttura escludendo dal modello strutturale tutti gli elementi che non appartengono alla sottostruttura in esame. Questa metodologia è particolarmente utile durante la fase di progettazione e analisi strutturale, consentendo un approccio più preciso e mirato alla valutazione della sicurezza e della stabilità dell'intero edificio o aggregato edilizio.

Un'altra possibile applicazione di questa funzionalità è la possibilità di creare un modello architettonico che comprenda un edificio insieme alle sue **mura perimetrali**, e in seguito decidere di considerare le mura perimetrali solo ai fini dell'analisi cinematica, escludendole invece dal modello strutturale. Questo consente di analizzare i meccanismi di collasso locale delle mura perimetrali senza interferire con l'analisi strutturale globale dell'intero edificio, pur operando su un file unico.

3.2 ANALISI ELASTICHE

Una volta completata la modellazione architettonica è possibile richiedere la generazione automatica del modello strutturale (Barra multifunzione > Modello > Crea Modello strutturale) ed entrare così nella fase operativa relativa alle Analisi Elastiche.
In questa fase è possibile eseguire analisi modali, statiche, sismiche lineari e non lineari su un modello ad elementi finiti monodimensionali secondo il metodo del **telaio equivalente**.
Nella barra multifunzione compare un nuovo gruppo di schede dedicato alla fase delle Analisi Elastiche. La prima scheda a comparire è la scheda Struttura.
Il modello strutturale generato automaticamente dal software è composto da **Nodi**, **Aste** e **Solai**. Nodi e Aste vengono creati sulla base degli elementi costruttivi (muri, aperture, colonne, travi, archi). I solai, invece, sono gli stessi oggetti inseriti in fase di modellazione architettonica, ma ora contengono la lista delle aste di contorno su cui viene distribuito il carico.
Sulla base dei Piani del modello vengono generati i **Livelli**.

Nota. I nodi e le aste generati automaticamente in fase di creazione del modello non possono essere spostati o eliminati, al fine di mantenere la coerenza geometrica con il modello architettonico. È invece possibile creare nuovi elementi sfruttando i comandi in Barra multifunzione > Struttura > Inserisci. Se la schematizzazione strutturale, ottenuta a partire dal modello architettonico, non rappresenta adeguatamente la struttura portante, occorre annullare il modello strutturale e apportare le dovute modifiche al modello architettonico.

3.2.1 Livelli

I Livelli rappresentano gli impalcati dell'edificio e vengono generati automaticamente in fase di creazione del modello strutturale in funzione dei Piani. In particolare, per ogni Piano viene generato un Livello la cui quota corrisponde alla sommità del Piano.
La figura seguente illustra la definizione dei Livelli per l'esempio considerato nella trattazione dei Piani, un edificio con un piano interrato, due piani fuori terra e un piano copertura.

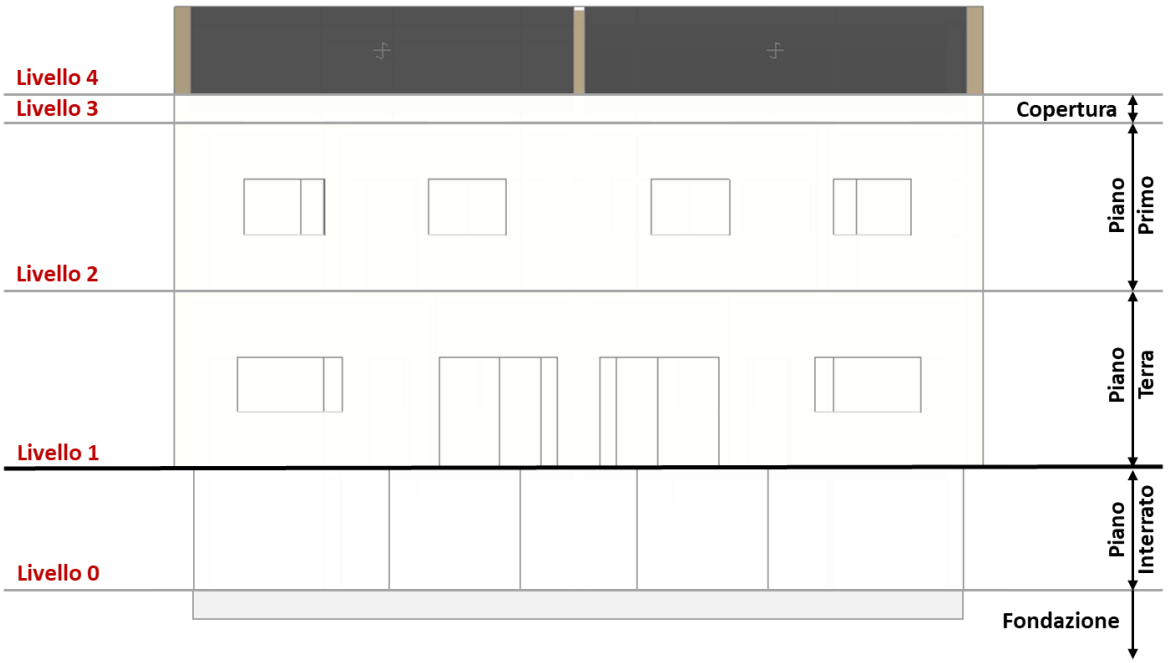


Figura 124. Esempio di definizione livelli

Le aste del modello strutturale sono associate ai Piani, mentre i Nodi sono associati ai Livelli. L'elenco dei Livelli è disponibile nella scheda Progetto del Navigatore.

Il Livello presenta le seguenti proprietà.

Generale	
Quota	Quota del livello rispetto allo zero di progetto.
Impalcato rigido	
Permette di definire l'impalcato infinitamente rigido nel piano orizzontale. La rigidezza è realizzata per mezzo di un vincolo cinematico tra i nodi del livello, tale da impedire spostamenti relativi dei nodi in direzione X e/o in direzione Y. I nodi vengono vincolati al nodo master del livello per mezzo di una relazione master-slave. Nell'ambito di un impalcato rigido è possibile svincolare alcuni nodi dalla relazione master-slave. Per farlo è sufficiente accedere alle proprietà dei nodi e specificare che sono *sempre sede di massa locale*, anche se il livello cui appartengono è rigido. Se l'impalcato può essere considerato rigido solo in determinate zone, oppure si tratta di un impalcato inclinato (tetto spiovente), è opportuno disattivare la rigidezza dell'impalcato e definire rigidi i singoli campi di solaio.	
Direzione X	Specifica se l'impalcato è infinitamente rigido in direzione X. Comporta l'applicazione di un vincolo cinematico tra i nodi del livello, tale da non permettere spostamenti relativi in direzione X.

Direzione Y	Specifica se l'impalcato è infinitamente rigido in direzione Y. Comporta l'applicazione di un vincolo cinematico tra i nodi del livello, tale da non permettere spostamenti relativi in direzione Y.

Eccentricità

Eccentricità accidentale in direzione X e Y. I valori impostati automaticamente in fase di creazione del modello strutturale sono pari al 5% della dimensione media dell'impalcato nella stessa direzione (NTC 2018, §7.2.6). I valori possono essere modificati dall'Utente.
L'eccentricità deve essere assunta costante su tutti gli orizzontamenti, pertanto quella effettivamente considerata nelle analisi è la media delle eccentricità dei vari livelli, pesata sull'altezza del piano corrispondente.
Per considerare gli effetti dell'eccentricità accidentale nelle analisi è necessario:

- per le analisi sismiche lineari, disattivare l'opzione "Ignorare gli effetti dei momenti torcenti dovuti all'eccentricità accidentale" in Parametri di Calcolo > Sismica;
- per l'analisi pushover, attivare l'elaborazione delle "Curve con momento torcente aggiuntivo", in Parametri di Calcolo > Pushover(1).

Gradi di libertà	
Traslazione X	In caso di impalcato rigido in direzione X, permette di bloccare la traslazione di tutto l'impalcato in direzione X.
Traslazione T	In caso di impalcato rigido in direzione Y, permette di bloccare la traslazione di tutto l'impalcato in direzione Y.
Rotazione Z	In caso di impalcato rigido in direzione X e Y, permette di bloccare la rotazione di tutto l'impalcato intorno all'asse verticale Z.

Pesi di piano

Peso totale delle masse nodali del Livello, associate a gradi di libertà dinamici di traslazione nelle direzioni sismiche X' e Y'. Valori in sola lettura, disponibili dopo se l'analisi corrente è un'analisi sismica lineare o non lineare

Forze sismiche	
Forza sismica	Risultante delle forze sismiche applicate ai nodi del livello in direzione X' e Y'. Valori in sola lettura, disponibili se l'analisi corrente è un'analisi simica, relativi allo stato limite corrente.
Taglio totale	Taglianti di piano dati dalla somma delle forze sismiche agenti sul Livello e su tutti i livelli superiori, in direzione X' e Y'. Valori in sola lettura, disponibili se l'analisi corrente è un'analisi simica lineare, relativi allo stato limite corrente.

Rigidezza	
Rigidezza complessiva del livello alla traslazione in direzione X e Y e alla torsione. Valori in sola lettura, disponibili se l'analisi corrente è un'analisi simica lineare (analisi statica lineare o dinamica modale).	
Baricentro e centro delle rigidezze	
G	Coordinate del baricentro del livello. Informazione disponibile se l'analisi corrente è un'analisi simica lineare (analisi statica lineare o dinamica modale).
R	Coordinate del centro delle rigidezze del livello. Informazione disponibile se l'analisi corrente è un'analisi simica lineare (analisi statica lineare o dinamica modale) e se il livello è definito rigido.
Eccentricità	Eccentricità del baricentro rispetto al centro delle rigidezze in direzione X e Y. Informazione disponibile se l'analisi corrente è un'analisi simica lineare (analisi statica lineare o dinamica modale) e se il livello è definito rigido.
Deformazione massima	
Massimi spostamenti nodali (effetti statici + sismici) in direzione +X, -X, +Y, -Y e informazione del nodo relativo. Informazione disponibile se l'analisi corrente è un'analisi simica, valori relativi allo stato limite corrente.	

3.2.2 Nodi

Le proprietà dei Nodi del modello strutturale sono organizzate in due schede accessibili per mezzo delle seguenti icone:

- Proprietà
- Risultati

3.2.2.1 Proprietà

Generale	
Livello	Specifica il Livello a cui appartiene il nodo. I nodi generati in fase di creazione del modello strutturale vengono automaticamente assegnati a un Livello in funzione del Piano delle aste connesse. I nodi inseriti successivamente sono sempre assegnati al Livello 0, per cui è necessario specificare manualmente il Livello di appartenenza del nodo.

	I nodi di fondazione devono sempre essere assegnati al Livello 0, anche quando le fondazioni sono su piani sfalsati o comunque collocate più in alto rispetto allo zero di progetto.
Aste connesse	Indica il numero di aste connesse al nodo. Un click sul pulsante […] permette di accedere ad una finestra con la lista delle aste e le relative proprietà.
Carichi	Indica il numero di carichi applicati al nodo. Un click sul pulsante […] permette di accedere alla finestra di gestione carichi. È possibile definire: • Forze e momenti • Spostamenti • Masse concentrate La categoria *Carichi automatici* raggruppa i carichi applicati automaticamente dal software (ad esempio, carichi nei nodi di strisce murarie con comportamento ad arco o carichi nei nodi di una torre modellata come gruppo strutturale). **Nota.** L'unità di misura da utilizzare per l'input delle masse nodali concentrate è il Megagrammo massa (1 Mg = 1000 kg). Considerando per semplicità un valore approssimato dell'accelerazione di gravita g (9.81 m/s^2 ≈ 10 m/s^2), una massa pari a 1 Mg ha un peso pari a circa $10\,kN = 1000\,kg \cdot 10\,m/s^2$. Pertanto, a un peso W pari a 1 kN corrisponde una massa $$M = \frac{1\,kN}{10\,m/s^2} = 0.1\,Mg$$
Posizione	
X, Y, Z	Coordinate del nodo nel sistema di riferimento globale XYZ. La posizione dei nodi generati automaticamente in fase di creazione del modello strutturale non può essere modificata.
Vincoli	
ID Master	Indica l'ID dell'eventuale nodo master a cui è associato il nodo, in caso di livello infinitamente rigido. Proprietà in sola lettura.
Sempre massa locale	Specifica se il nodo deve essere considerato sempre sede di massa locale e quindi svincolato da un'eventuale relazione master-slave imposta dal livello infinitamente rigido.
Vincoli esterni	Specifica il vincolamento esterno del nodo permettendo di liberare o bloccare le sei componenti dello spostamento (Traslazione X, Y, Z e Rotazione X, Y, Z). Il codice rappresentativo del vincolamento è

	costituito da 6 cifre, una per ogni componente dello spostamento: 1 indica componente libera, 0 indica componente bloccata. È possibile modificare le sei componenti singolarmente oppure scegliere un tipo di vincolamento predefinito scegliendo tra: • Libero 111111 • Incastro 000000 • Su suolo elastico 001110
Vincoli di calcolo	Indica il codice del vincolamento effettivamente considerato nelle analisi. Le componenti di spostamento collegate al nodo master vengono rappresentate come bloccate. Proprietà in sola lettura.
Vincoli elastici	Specifica la rigidezza di vincolo elastico per ognuna delle sei componenti dello spostamento. Il vincolo elastico è considerato nelle analisi solo se la relativa componente di spostamento è libera.

Nodo Trave-Pilastro

I nodi trave-pilastro vengono definiti automaticamente in fase di creazione del modello strutturale. Visualizzando i solidi delle aste nel modello strutturale e attivando la colorazione per tipologia, il nodo trave-pilastro viene rappresentato con un solido di colore rosso scuro (nodo strutturale posto in sommità del pilastro). La geometria del nodo trave-pilastro consiste in un prisma retto la cui sezione è uguale alla sezione trasversale del pilastro inferiore e la cui altezza viene impostata automaticamente in funzione della geometria delle travi che concorrono nel nodo. L'asta che rappresenta il pilastro in c.a. resta definita a tutta altezza, cioè la lunghezza totale dell'asta include l'altezza del nodo, ma la zona che si sovrappone al nodo viene considerata zona rigida. Lo stesso discorso vale per le travi che concorrono nel nodo: se l'asta della trave non si interrompe in corrispondenza della faccia del nodo ma si sovrappone ad esso, la zona di intersezione viene impostata come zona rigida riducendo di fatto la lunghezza deformabile della trave. Le zone rigide degli elementi nella visualizzazione "solida" del modello strutturale sono rappresentate "vuote" proprio per evitare la compenetrazione dei solidi. Altezza del nodo e zone rigide degli elementi concorrenti possono essere modificate manualmente agendo sulle relative proprietà. Inoltre, è possibile apportare le seguenti modifiche rispetto alla generazione automatica:

- annullare un nodo trave-pilastro per mezzo di un apposito comando nella scheda delle proprietà del nodo: Annulla nodo trave-pilastro
- definire nuovi nodi per mezzo di un apposito comando nella barra multifunzione: scheda Struttura, gruppo Inserisci, Nodi, Definisci nodo trave-pilastro

Una volta definiti i nodi trave-pilastro, è possibile scegliere quali nodi si intende sottoporre a verifica in analisi pushover.
Negli edifici esistenti devono essere sottoposti a verifica i nodi non interamente confinati, cioè i nodi in cui in almeno una delle facce verticali non si innesti una trave o che in generale non soddisfano le condizioni per cui un nodo si può definire interamente confinato (NTC 2018, §C8.7.2.3.5, §7.4.4.3).

La capacità a taglio del nodo è fornita da un meccanismo a traliccio che, a seguito della fessurazione diagonale, vede operare contemporaneamente un meccanismo di taglio compressione ed un meccanismo di taglio trazione. Sono pertanto previste due verifiche secondo le espressioni C8.7.2.11-12 della Circolare NTC 2018:

- per la resistenza a trazione

$$\sigma_{jt} = \left| \frac{N}{2A_j} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \right| \leq 0.3\sqrt{f_c} \ \ (f_c \ in \ MPa)$$

- per la resistenza a compressione

$$\sigma_{jc} = \frac{N}{2A_j} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \leq 0.5 f_c \ \ (f_c \ in \ MPa)$$

Una volta eseguita l'analisi Pushover, è possibile consultare ad ogni passo della curva di capacità lo stato di verifica dei vari nodi. I nodi per cui la verifica di resistenza non risulta soddisfatta sono rappresentati in colore rosso.
Il report "Storia evolutiva" contiene in formato tabulare i parametri relativi alle verifiche di resistenza non soddisfatte. In particolare, per ogni verifica vengono fornite le seguenti informazioni:

N numero identificativo del nodo
Passo passo della curva pushover in cui si verifica la crisi
Dir. direzione di verifica (assi locali Y o Z della colonna inferiore)
b larghezza effettiva del nodo in mm
h altezza effettiva del nodo in mm
f_d resistenza a compressione di progetto del materiale in N/mm^2
P azione assiale presente nel pilastro superiore in kN
V_c taglio trasmesso dal pilastro superiore in kN
V_b somma degli sforzi orizzontali trasmessi dalla parte superiore delle travi in kN
σ_t tensione di trazione nel nodo in N/mm^2
σ_c tensione di compressione nel nodo in N/mm^2
C.Sic. coefficiente di sicurezza

Elementi	Indica il numero di elementi che concorrono nel nodo trave-pilastro. Un click sul pulsante [...] permette di accedere ad una finestra con la lista delle aste e le relative proprietà.
Altezza	Specifica l'altezza del nodo trave-pilastro.
Da verificare	Specifica se il nodo trave-pilastro deve essere oggetto di verifica di sicurezza nel corso dell'analisi Pushover.
Comandi	
Equilibrio del nodo	Fornisce un report dettagliato delle forze agenti sul nodo nell'analisi corrente. Per ognuna delle sei componenti dello spostamento,

	vengono elencate le forze o i momenti portati dalle aste connesse al nodo e le eventuali reazioni vincolari. Viene inoltre riportata la risultante dei vari contributi che in situazione di equilibrio deve essere nulla.
Annulla nodo Trave-pilastro	Elimina il nodo trave-pilastro mantenendo comunque la connessione tra le aste coinvolte.

Nota. Ad analisi eseguita le proprietà dei nodi risultano bloccate. Per effettuare delle modifiche è necessario annullare le analisi con l'apposito comando nella Barra Multifunzione, scheda Analisi.

3.2.2.2 Risultati

La scheda dei Risultati elenca i seguenti risultati relativi al nodo selezionato, relativamente all'analisi corrente e in funzione della condizione esaminata (condizione o combinazione di carico, stato limite, effetto statico o sismico, passo della curva pushover).

Risultati	
Spostamento	Valori delle sei componenti di spostamento del nodo. Traslazioni XYZ in mm, Rotazioni XYZ in mrad.
Reazioni vincolari	Valori delle sei componenti di eventuali reazioni vincolari. Forze X Y Z in kN, Momenti X Y Z in kNm.
Verifiche	
Verifica	Indica lo stato di verifica di un eventuale nodo trave-pilastro (solo in analisi Pushover)

3.2.3 Aste

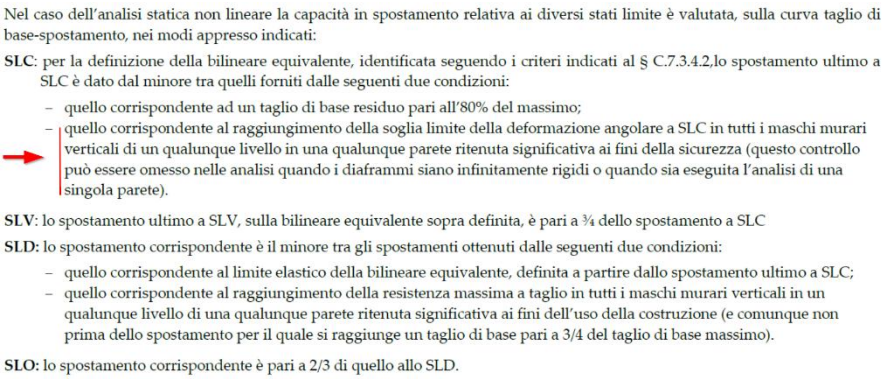
Le proprietà delle aste selezionate sono organizzate in tre insiemi accessibili per mezzo di altrettante icone presenti nella parte alta della scheda Proprietà:

- Proprietà
- Interventi
- Risultati

3.2.3.1 Proprietà

L'elenco delle proprietà della aste può variare in funzione della tipologia. Se una proprietà è specifica di un determinato gruppo di aste, questo viene chiarito all'inizio della descrizione con un testo in colore grigio (ad esempio, Aste in muratura: Maschi, Fasce, Sottofinestra).

Caratteristiche	
Tipologia	Indica la tipologia dell'asta, che può essere: Maschio, Striscia, Sottofinestra, Colonna, Trave, Architrave, Montante, Traverso inferiore, Blocco, Giunto, Concio, Asta generica, Link Rigido. Proprietà in sola lettura.
Da analizzare	Specifica se l'asta deve essere considerata nelle analisi strutturali. Grazie a questa proprietà è possibile limitare il modello analitico a determinate porzioni del modello strutturale e analizzare quindi delle sottostrutture o singole unità strutturali di un aggregato edilizio.
Piano	Indica il piano di appartenenza dell'asta. Proprietà in sola lettura per le aste generate automaticamente alla creazione del modello strutturale, editabile per le aste aggiuntive.
Lunghezza	Lunghezza dell'asta intesa come distanza tra il nodo iniziale e il nodo finale. Proprietà in sola lettura, non modificabile.
Direzione	Indica i coseni direttori dell'asta, cioè le coordinate nel sistema di riferimento globale del versore orientato nella direzione e verso dell'asta. Proprietà in sola lettura.
Posizione Travi	Specifica se l'asta è una trave in elevazione o in fondazione. In fase di creazione del modello strutturale la proprietà viene ereditata dalla Trave (elemento architettonico) che ha generato l'asta strutturale. Le Travi inserite al piano Fondazione sono automaticamente definite in fondazione, mentre la posizione deve essere specificata manualmente nel caso di travi di fondazione inserite ai piani superiori (fondazioni su piani sfalsati).
Colore	Specifica il colore con cui vengono rappresentati il solido o la superficie dell'asta nella colorazione per Oggetto (scheda Struttura, gruppo Modello).
Sezione	Specifica il nome della sezione trasversale associata all'asta. La proprietà è in sola lettura negli elementi generati automaticamente in fase di creazione del modello strutturale, mentre è editabile nelle aste inserite successivamente. Le sezioni di Maschi, Strisce e Sottofinestra sono riportate nel formato "A [b]x[h]" dove: A indica che si tratta di una sezione generata automaticamente in base alle dimensioni del muro di appartenenza e quindi non presente nell'elenco delle Sezioni (nel Navigatore); b e h sono rispettivamente la base e l'altezza della sezione rettangolare in mm.

Inerzia sezione Aste di cerchiatura: Architravi, Montanti, Traversi inferiori	Specifica se la sezione dell'asta di cerchiatura è orientata nella direzione di massima o minima inerzia nei riguardi della flessione nel piano del muro.
Angolo di rotazione	Specifica l'angolo di rotazione della sezione trasversale. Proprietà in sola lettura per gli elementi generati automaticamente in fase di creazione del modello strutturale, editabile nelle aste aggiuntive.
Materiale	Specifica il materiale associato all'asta. In alcune tipologie di asta sono consentite solo determinate tipologie di materiale. Le aste generate in fase di creazione del modello strutturale ereditano il materiale dai relativi elementi architettonici.
Rigidezza fessurata	Specifica la rigidezza dell'asta in condizioni fessurate come percentuale della rigidezza iniziale.
Infinitamente rigida	Specifica se l'asta deve essere considerata infinitamente rigida nelle analisi.
Comportamento ad arco Striscia, Sottofinestra	Specifica se la Striscia muraria o il Sottofinestra ha un comportamento ad arco per cui i carichi distribuiti lungo l'asse dell'asta (peso proprio, carichi da solaio) sono interpretati come carichi concentrati applicati agli estremi dell'asta. Per impostazione di Default tutte le strisce e i sottofinestra vengono considerati con comportamento ad arco.
Paramento	Permette di raggruppare sotto la stessa sigla elementi appartenenti allo stesso allineamento, anche di piani diversi. Proprietà ereditata dall'elemento architettonico che ha generato l'asta e editabile nelle aste aggiuntive. Il raggruppamento per mezzo della proprietà Paramento permette di individuare le pareti significative ai fini della sicurezza per eseguire i controlli previsti da normativa nella determinazione della capacità di spostamento ai diversi stati limite (NTC 2018, §C8.7.1.3.1):  Nel caso dell'analisi statica non lineare la capacità in spostamento relativa ai diversi stati limite è valutata, sulla curva taglio di base-spostamento, nei modi appresso indicati: **SLC**: per la definizione della bilineare equivalente, identificata seguendo i criteri indicati al § C.7.3.4.2,lo spostamento ultimo a SLC è dato dal minore tra quelli forniti dalle seguenti due condizioni: – quello corrispondente ad un taglio di base residuo pari all'80% del massimo; – quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di un qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza (questo controllo può essere omesso nelle analisi quando i diaframmi siano infinitamente rigidi o quando sia eseguita l'analisi di una singola parete). **SLV**: lo spostamento ultimo a SLV, sulla bilineare equivalente sopra definita, è pari a ¾ dello spostamento a SLC **SLD**: lo spostamento corrispondente è il minore tra gli spostamenti ottenuti dalle seguenti due condizioni: – quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente, definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC; – quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari verticali in un qualunque livello di una qualunque parete ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione (e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio di base pari a 3/4 del taglio di base massimo). **SLO**: lo spostamento corrispondente è pari a 2/3 di quello allo SLD.

Assemblaggio	Permette di raggruppare sotto la stessa sigla le aste adiacenti per cui deve essere eseguito l'assemblaggio della rigidezza flessionale. L'assemblaggio delle rigidezze viene eseguito solo se nei Parametri di calcolo, scheda Muratura, è attiva l'opzione "Assemblaggio rigidezza flessionale (EJ) per elementi contigui".
Gruppo strutturale	Indica l'eventuale gruppo strutturale a cui appartiene l'asta. Proprietà in sola lettura ereditata dall'elemento architettonico che ha generato l'asta.
Caratteristiche costruttive Aste in muratura esistente	Permette di specificare le caratteristiche costruttive della muratura esistente, che determinano amplificazioni e/o riduzioni delle proprietà meccaniche del materiale in funzione dei relativi coefficienti correttivi. È possibile applicare le seguenti caratteristiche: • Malta scadente • Malta buona • Giunti sottili • Ricorsi • Connessioni trasversali • Nucleo scadente I coefficienti correttivi sono specificati nelle proprietà del materiale (muratura esistente). Sono impostati automaticamente in funzione della tipologia di muratura e della tabella normativa di riferimento ma possono essere modificati dall'Utente. In accordo a NTC 2018, §C8.5.3.1: "*Nel caso di uso combinato di diverse tecniche di consolidamento, i coefficienti possono essere applicati in forma moltiplicativa; il valore del coefficiente complessivo non può superare il coefficiente massimo indicato nell'ultima colonna della tabella C8.5.II.*" Per consultare le proprietà meccaniche dell'asta in seguito all'applicazione dei coefficienti correttivi è disponibile in comando "Proprietà meccaniche" in fondo alla scheda delle proprietà dell'asta apposito comando in fondo alle proprietà dell'asta. **Nota.** Se le proprietà meccaniche della muratura esistente sono determinate attraverso la valutazione degli Indici di Qualità Muraria (IQM), le caratteristiche costruttive sono disabilitate. In questo caso, infatti, la caratterizzazione della muratura avviene in fase di giudizio dei parametri della regola dell'arte.
Carico	
Carichi	Indica il numero di carichi applicati all'asta. Un click sul pulsante [...] permette di accedere alla finestra di gestione carichi. I carichi sono suddivisi in:

	• Peso proprio • Carichi Concentrati • Carichi Uniformi • Carichi Lineari • Carichi Termici • Carichi da Solaio • Carichi da Vento I carichi devono essere associati ad una delle Condizioni di Carico Elementari (CCE) e possono essere definiti nel sistema di riferimento Globale o Locale. Il peso proprio e i carichi da solaio e da vento sono definiti automaticamente dal software e sono costantemente aggiornati ogni volta che interviene una modifica che condiziona il loro valore. Ad esempio, modificando il materiale o la sezione dell'asta, il suo peso proprio viene aggiornato automaticamente. **Nota.** I carichi da vento sono distribuiti automaticamente ai maschi in funzione della superficie investita dal vento, la quale è calcolata graficamente come superficie visibile quando si "guarda" il modello in direzione +X, -X, +Y, -Y. Tuttavia, può capitare che maschi collocati all'interno dell'edificio prendano vento in quanto la loro superficie risulta visibile dall'esterno. Situazioni di questo tipo si possono verificare quando l'involucro esterno è costituito da un telaio invece che da muri, o nel caso dei muri di spina del tetto. È opportuno quindi, controllare graficamente i carichi vento e disattivare i carichi non desiderati accedendo alle proprietà del carico da vento (Attivo > No).
Carico uniforme 1-3 Aste orizzontali: Strisce, Sottofinestra, Link ridi	Permettono di specificare rapidamente la componente verticale in kN/m (q_z) e la Condizione di Carico Elementare (CCE) dei primi tre carichi distribuiti uniformi. In questo modo è possibile selezionare un gruppo di aste e specificare il carico direttamente nella scheda Proprietà, senza dover accedere alla finestra di gestione carichi per ogni singola asta. La componente del carico è definita nel sistema di riferimento Globale, pertanto i carichi gravitazionali devono essere di segno negativo.
Fondazione	
Travi di fondazione	
Terreno	Specifica il terreno su cui si appoggia la trave di fondazione.
Profondità	Specifica la profondità del piano di posa rispetto al piano campagna, in m.

Larghezza	Specifica la larghezza dell'interfaccia tra fondazione e terreno, in m. Inizialmente viene impostata pari alla larghezza della sezione, ma può essere aumentata per tenere conto della larghezza di uno strato di ripartizione dei carichi (magrone).
Lunghezza	Specifica la lunghezza della fondazione, in m. Valgono le seguenti condizioni: • nelle aste generate automaticamente, viene impostata pari alla lunghezza della corrispondente trave del modello architettonico e non può essere modificata; • nelle aste inserite direttamente nel modello strutturale, viene impostata pari alla lunghezza stessa dell'asta e può essere aumentata per tenere conto che si tratta del segmento di una trave di fondazione più lunga.
K Winkler	Specifica il valore del coefficiente di sottofondo (costante di Winkler) in N/mm^3. Il valore deve essere specificato manualmente, non è aggiornato automaticamente in funzione delle caratteristiche della fondazione.
q limite, default	Capacità portante del terreno in N/mm^2. Valore calcolato automaticamente in funzione delle caratteristiche della fondazione, ignorando però gli effetti dell'azione di progetto (eccentricità e inclinazione del carico) i quali possono essere considerati solo in fase di analisi.
q limite, custom	Valore personalizzato della capacità portante del terreno in N/mm^2: • se il campo viene lasciato vuoto, la capacità portante del terreno sarà calcolata in fase di analisi tenendo conto delle caratteristiche della fondazione e dell'azione di progetto (eccentricità e inclinazione del carico). • se viene specificato un valore, questo sarà utilizzato in tutte le verifiche di capacità portante del terreno indipendentemente dalle caratteristiche della fondazione e dell'azione di progetto.
Rinforzo	
Forza Blocchi di Arco	Specifica il valore della forza in kN, relativa al rinforzo applicato all'intradosso o all'estradosso dell'arco. In caso di rinforzo di tipo passivo, il valore si riferisce alla resistenza a trazione del sistema di rinforzo. In caso di rinforzo di tipo attivo, si riferisce alla forza di precompressione impressa nell'arco, ad esempio per mezzo di trefoli in acciaio (tecnica dell'arco armato).
Tipo Blocchi di Arco	Specifica il tipo di rinforzo applicato all'intradosso o all'estradosso dell'arco, che può essere Attivo o Passivo.

	I rinforzi di tipo passivo determinano una resistenza a trazione che si oppone alla dilatazione dei giunti dell'arco. Rientrano in questa categoria le applicazioni di nastri FRP o FRCM. Il rinforzo di tipo attivo, invece, è una tecnica di intervento che instaura una forza di compressione per mezzo di tiranti ancorati in modo puntuale sull'intradosso o sull'estradosso dell'arco, in modo che lo scorrimento tra arco e tirante sia consentito (arco armato). La precompressione è quindi dovuta a forze radiali dirette verso il centro dell'arco associate alla CCE Precompressione. L'incremento di sforzo normale porta la curva delle pressioni ad essere più vicina all'asse dell'arco e ritarda quindi la formazione di cerniere. consente di tenere in conto una determinata resistenza a trazione.
T resistente Giunti di Arco	Indica la resistenza a trazione sostenibile dall'asta Giunto a seguito di un intervento di rinforzo di tipo Passivo definito nei blocchi adiacenti. Dato che all'interfaccia tra due blocchi vi sono due giunti in intradosso e due in estradosso, il valore della forza resistente è pari a metà della forza resistente specificata nei blocchi adiacenti. Proprietà in sola lettura.
Arco	
Blocchi di Arco	
Raggio	Indica il raggio dell'arco che costituisce l'asse curvilineo del bocco. Proprietà in sola lettura.
Angolo	Indica l'angolo al centro che insiste sull'asse del blocco (arco). Proprietà in sola lettura.
Nodi	
Nodo iniziale i	Indica l'ID del nodo iniziale dell'asta. Proprietà in sola lettura.
Nodo finale j	Indica l'ID del nodo finale dell'asta. Proprietà in sola lettura.
Momento resistente	
Aste di cerchiatura: Architravi, Montanti, Traversi inferiori	
Nelle aste di cerchiatura in acciaio è possibile specificare il momento resistente del giunto iniziale e finale, per tenere conto di collegamenti che non costituiscano un completo ripristino di resistenza. Il momento resistente effettivamente considerato nelle verifiche è il minimo tra quello del giunto e quello della membratura.	
Giunto iniziale	Momento resistente del giunto iniziale in kNm. Se il valore è nullo, il giunto è considerato a completo ripristino di resistenza.
Giunto finale	Momento resistente del giunto finale in kNm. Se il valore è nullo, il giunto è considerato a completo ripristino di resistenza.

Vincoli	
Tipo	Specifica il tipo di vincolamento dell'asta, impostando di conseguenza il vincolo iniziale e finale. Le opzioni disponibili sono: • Incastro-Incastro • Incastro-Cerniera • Cerniera-Incastro • Cerniera-Cerniera
Vincolo iniziale/finale	Specifica il vincolamento interno dell'asta alla sezione iniziale o finale permettendo di liberare o bloccare le sei componenti dello spostamento (Traslazione x, y, z e Rotazione x, y, z) nel sistema di riferimento locale. Il codice rappresentativo del vincolamento è costituito da 6 cifre, una per ogni componente dello spostamento: 1 indica componente libera, 0 indica componente bloccata.
Grado d'incastro iniziale/finale	Specifica il grado di incastro interno nella sezione iniziale o finale nei confronti della rotazione rispetto agli assi locali y e z. Permette di definire condizioni di incastro intermedio nel caso in cui la relativa componente di rotazione sia bloccata. Può assumere valori compresi tra 0 e 1, dove 1 rappresenta la condizione di incastro completo.
Interasse di irrigidimento Maschi murari	Specifica l'interasse dei muri trasversali al maschio, che costituiscono un irrigidimento nei confronti della flessione fuori piano. L'interasse di irrigidimento condiziona le verifiche a Pressoflessione Ortogonale svolte in Analisi Statica con metodo semplificato (NTC 2018, §4.5.6.2) e nelle Analisi Sismiche Lineari con azioni convenzionali (NTC 2018, §7.8.1.5.2) In caso di valore non nullo il comportamento fuori piano del muro è assimilato a quello di una piastra: il muro è considerato incernierato non solo a livello dei piani ma anche in corrispondenza dei muri trasversali. Questo determina una riduzione del momento sollecitante rispetto alla condizione di muro incernierato solo a livello dei piani. Per le formulazioni che coinvolgono questo parametro si faccia riferimento alle descrizioni delle verifiche a pressoflessione ortogonale sopra citate.
Fasi costruttive	
Blocca modifiche	Permette di escludere l'asta dalle modifiche apportate allo schema strutturale nel corso dell'Analisi per Fasi Costruttive.
Cordolo e Architrave	
Strisce e Sottofinestra in muratura	

Resistenza a trazione	Specifica la capacità a trazione in kN di un eventuale elemento orizzontale dotato di resistenza a trazione, abbinato alla fascia muraria (cordolo, architrave, catena). La presenza dell'elemento resistente a trazione condiziona le verifiche di resistenza a taglio e a pressoflessione (NTC 2018, §7.8.2.2.4).
Coefficiente di sicurezza γ	Coefficiente parziale di sicurezza relativo alla capacità a trazione dell'elemento teso. I coefficiente è applicato nelle verifiche in analisi lineare.
Snellezza	
Maschi murari	
Complanare	Snellezza del maschio nel piano complanare, dato dal rapporto tra l'altezza deformabile nel piano complanare e la larghezza del maschio.
Ortogonale	Snellezza del maschio nel piano ortogonale, dato dal rapporto tra l'altezza deformabile nel piano ortogonale e lo spessore del maschio.
Zone rigide	
Maschi, Travi, Colonne, Aste generiche	
Lunghezze delle zone rigide iniziali e finali. Nei maschi murari le zone rigide si distinguono anche per piano di flessione complanare e ortogonale.	
Resistenza e Capacità	
Maschi, Strisce e Sottofinestra in muratura	
Drift Pressoflessione/Taglio	Deformazioni angolari limite in caso di crisi per pressoflessione o taglio. I valori sono aggiornati automaticamente ad ogni modifica che condiziona il loro valore, in modo da essere coerenti con le indicazioni della normativa corrente. I parametri che causano l'aggiornamento automatico dei drift sono: Materiale, Tipo di muratura (ordinaria o armata), Interventi di rinforzo e ovviamente la Normativa. Tuttavia, i valori possono essere modificati dall'Utente prima di eseguire le analisi e rimangono invariati finché non intervengono modifiche che ne causano l'aggiornamento. Una Segnalazione informerà di eventuali difformità rispetto alle indicazioni normative. Nei **maschi murari**, la deformazione limite in caso di crisi per pressoflessione viene ridotta in caso di alti valori dello sforzo normale di compressione (NTC 2018, §C7.8.2.2.1). Pertanto, la deformazione angolare limite effettivamente considerata nelle analisi è data dalla seguente espressione:

$$\theta_u = \theta_{u,0} \cdot 1.25 \cdot (1 - \nu) \leq \theta_{u,0}$$

dove:

$\theta_{u,0}$	è la deformazione angolare limite specificata in input;
$\nu = \sigma_0 / f_d$	è lo sforzo normale di compressione normalizzato;
σ_0	è la tensione di compressione media;
f_d	è la resistenza a compressione di progetto.

Nelle **Strisce** e nei **Sottofinestra** sono presenti due deformazioni limite in caso di crisi per taglio, in quanto il comportamento può essere di tipo multilineare. Consultare la descrizione dei Parametri di Calcolo relativi al comportamento delle Fasce di Piano.

Drift SLD
Maschi murari

Deformazione angolare oltre il quale si considera raggiunto l'SLD locale per il maschio murario.
Il comportamento della proprietà varia in funzione del valore assegnato:

- **Campo vuoto**: deformazione indefinita.
  In questo caso **non viene eseguito alcun controllo** sul raggiungimento di SLD locale.
- **Valore = 0.00**: deformazione al limite elastico.
  L'SLD locale si considera raggiunto al **superamento del limite elastico**, ovvero in corrispondenza della prima crisi per taglio o pressoflessione complanare.
- **Valore > 0.00**: deformazione angolare limite esplicita.
  L'SLD locale si considera raggiunto al **superamento della deformazione angolare specificata** (espressa in percentuale).

Per impostazione predefinita, il campo è vuoto, pertanto non viene applicato alcun limite aggiuntivo in termini di deformazione per SLD, oltre a quelli già previsti dalla normativa.
Durante l'**analisi pushover**, per ogni maschio con Drift SLD valorizzato (campo non vuoto), viene individuato il punto della curva di capacità corrispondente al raggiungimento dell'SLD locale.
Nel caso in cui lo spostamento relativo al primo SLD locale risulti inferiore alla capacità di spostamento dell'intera struttura associata agli Stati Limite di Danno (SLD) o di Operatività (SLO), determinati secondo le indicazioni della normativa vigente (*NTC 2018*, §C8.7.1.3.1 per edifici esistenti, §C7.8.1.5.4 per edifici nuovi), tali limiti globali vengono arretrati fino a coincidere con il punto di SLD locale.

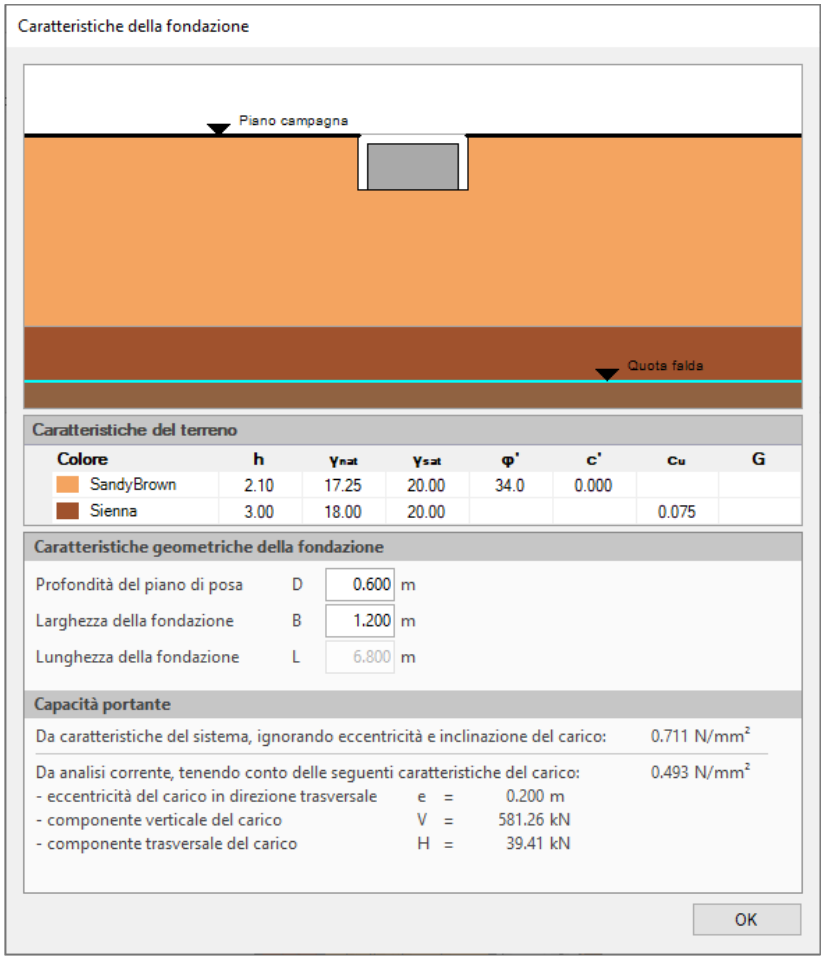
Estensione della verifica SLD allo Stato Limite di Danno per Beni Artistici (SLA)

	Grazie a questa funzionalità, è possibile valutare anche la capacità di spostamento relativa allo **Stato Limite di Danno per Beni Artistici (SLA)**, in accordo con le indicazioni contenute nella **Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9.02.2011**, "*Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14 gennaio 2008.*" Riportiamo di seguito un estratto del documento (§2.3): "*...possono sussistere ragioni di tutela di specifiche opere d'arte (affreschi, stucchi, ecc.), per la protezione delle quali è opportuno introdurre uno specifico Stato Limite di Danno ai beni artistici, **SLA**, così definito: a seguito di un terremoto di livello opportuno (in genere quello preso in considerazione per lo stato limite di danno), i beni artistici contenuti nel manufatto, intesi come apparati decorativi, superfici pittoriche, elementi architettonici di pregio (altari, organi, balaustre, pavimentazioni, ecc.) nonché beni mobili pertinenziali (pale d'altare, fonti battesimali, statue, ecc.) subiscono danni di modesta entità, tali da poter essere restaurati senza una significativa perdita del valore culturale.* *[...]* *In genere i danni agli apparati decorativi diventano significativi e non accettabili in presenza di danni gravi agli elementi strutturali, quelli che vengono presi come riferimento per decidere in merito all'agibilità della costruzione. In questi casi, per le verifiche dello SLA possono essere adottati i modelli di verifica dello SLD, precisando specifici valori limite per fessurazioni e deformazioni.*" Pertanto, grazie alla proprietà "Drift SLD", è possibile definire un limite di deformazione angolare per maschi murari contenenti elementi decorativi di pregio, come ad esempio affreschi o stucchi. Quando tale limite viene superato, la capacità di spostamento per SLD viene arretrata, e la verifica dell'SLA può essere condotta in analogia alla verifica dell'SLD, semplicemente definendo valori di soglia più restrittivi, specificamente calibrati per la tutela del bene artistico.
Duttilità Pressoflessione/Taglio Maschi murari	Valori di duttilità in caso di crisi per pressoflessione o taglio. Su opzione disponibile nei Parametri di Calcolo, scheda Pushover (2), la deformazione angolare limite dei maschi murari può essere definita a partire dalla deformazione al limite elastico fissando il valore della duttilità. In Normative previgenti (Circ. 21745 del 30.7.1981) la duttilità ha un valore variabile da 1.5 a 2.0. Tuttavia, occorre

	considerare che i moduli elastici delle murature nelle vecchie Normative si riferivano a condizioni fessurate. Nell'ambito della modellazione attuale, nel caso di moduli elastici più elevati lo spostamento al limite elastico è minore. Pertanto, a parità di spostamento ultimo, la duttilità dovrebbe assumere valori maggiori.
Da considerare per α_1 Maschi murari	Specifica se il maschio deve essere considerato nella determinazione del taglio di prima plasticizzazione. In analisi Pushover viene calcolato il rapporto α_u/α_1, necessario per la definizione del fattore di comportamento q da utilizzare nelle analisi lineari (NTC 2018, §7.8.1.3), dove α_1 è "il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima". Può accadere che alcuni pannelli poco significativi rispetto alla struttura nel suo complesso raggiungano la resistenza ultima molto presto condizionando così il calcolo del rapporto α_u/α_1. Questo parametro permette di escludere determinati pannelli nella determinazione di α_1.
Resistenza a taglio residua Strisce, Sottofinestra	Specifica la resistenza a taglio residua come percentuale della resistenza massima (NTC 2018, §C8.7.1.3.1.1). Consultare la descrizione dei Parametri di Calcolo relativi al comportamento delle Fasce di Piano.
Verifiche	
Da Verificare	Specifica se le verifiche di sicurezza devono essere svolte per l'asta corrente.
Pressoflessione Travi, Colonne, Conci	Specifica se deve essere svolta la verifica a pressoflessione. Per le travi si riferisce alla verifica a pressoflessione retta nel piano locale xz. Per le colonne si riferisce alla verifica a pressoflessione deviata. Nei Conci di colonna in muratura (ECS) la verifica può essere svolta: • *con controllo geometrico*, verificando che la curva delle pressioni sia interna alla sezione • *con controllo di resistenza*, sulla base di un dominio di resistenza tridimensionale
Pressoflessione complanare Maschi, Strisce, Sottofinestra	Specifica se deve essere svolta la verifica a pressoflessione complanare.
Pressoflessione ortogonale	Specifica se deve essere svolta la verifica a pressoflessione ortogonale.

Maschi murari	
Taglio	Specifica se deve essere svolta la verifica a taglio.
Trazione Blocchi di arco	Specifica se nel blocco di arco deve essere svolta la verifica di trazione. La verifica può essere svolta solo se l'arco è stato modellato con il metodo blocchi e giunti. Le aste sottoposte a verifica sono infatti i giunti di malta adiacenti al blocco.
Compressione Blocchi di arco	Specifica se nel blocco di arco deve essere svolta la verifica di compressione.
C.A. Armatura I-J	
Aste in calcestruzzo armato	
Definizione dell'armatura longitudinale e trasversale nella sezione iniziale (I) e finale (J) di elementi in c.a. (travi, pilastri, setti). Nelle travi è possibile differenziare l'armatura delle due sezioni. **Attenzione.** Aprendo un file di progetto elaborato con versioni precedenti a Aedes.PCM 2020, potrebbe essere necessario ridefinire l'armatura longitudinale e trasversale degli elementi in c.a.	
Layout	Specifica il layout di armatura longitudinale, scegliendo tra quelli definiti nella finestra di Gestione sezioni. Vedi Sezioni
Staffe y - z	Specifica l'armatura trasversale resistente taglio in direzione locale y e z. Le staffe devono essere specificate nel formato n#φ, dove n è il numero dei bracci e φ è il diametro della barra.
Passo	Passo delle staffe in mm.
M.A. Armatura	
Aste in muratura armata: Maschi, Strisce, Sottofinestra	
Definizione dell'armatura longitudinale in maschi e fasce di muratura armata.	
As xy - xz Maschi	Area dell'armatura longitudinale da considerare nella flessione ortogonale (piano xy) e complanare (piano xz) in mm^2. L'area è relativa all'armatura di un solo lato.
Copriferro xy - xz Maschi	Copriferro dell'armatura longitudinale da considerare nella flessione ortogonale (piano xy) e complanare (piano xz).
As intr. - estr. Strisce, Sottofinestra	Area dell'armatura longitudinale all'intradosso e all'estradosso della fascia muraria.
Copriferro intr. - estr. Strisce, Sottofinestra	Copriferro dell'armatura longitudinale all'intradosso e all'estradosso della fascia muraria.

Comandi	
Armatura C.A.	Apre una finestra che rappresenta sezione per sezione l'armatura longitudinale dell'asta. Le righe della tabella riassumono le proprietà delle varie sezioni (iniziale e finale per le travi, sezione unica per gli elementi verticali). La proprietà "Offset" rappresenta la distanza della sezione rispetto all'estremo iniziale dell'asta. L'immagine rappresenta l'armatura della sezione selezionata in tabella.
Proprietà meccaniche	Apre una finestra che fornisce i valori delle proprietà meccaniche dell'asta. I valori sono relativi al materiale dell'asta e tengono conto di eventuali coefficienti correttivi legati alle caratteristiche costruttive (muratura esistente). Nel caso in cui l'asta sia oggetto di interventi di consolidamento che prevedono la modifica delle proprietà meccaniche, vengono elencati i valori prima e dopo gli interventi.
Domini di resistenza	Apre la finestra dei Domini di resistenza, selezionando quelli relativi all'asta corrente.
Caratteristiche della fondazione	Per le travi di fondazione, apre una finestra che riporta in modo sintetico le caratteristiche del terreno, della fondazione (ed eventualmente dell'azione di progetto) che influiscono sul calcolo della capacità portante del terreno.



L'immagine nella parte alta della finestra rappresenta la sezione trasversale della fondazione. È possibile riconoscere la stratigrafia del terreno, l'eventuale presenza della falda idrica e le caratteristiche geometriche della fondazione.
La tabella sottostante riporta in sola lettura le caratteristiche del terreno, cioè i parametri meccanici dei vari strati che lo compongono. Più in basso sono riportate le caratteristiche geometriche della fondazione, che coincidono con le proprietà delle aste di fondazione e sono editabili anche in questa finestra. L'immagine si aggiorna automaticamente ad ogni modifica.

In fondo alla finestra, viene riportata la capacità portante del terreno. Innanzitutto, ritroviamo il valore calcolato automaticamente in base alle caratteristiche del sistema, ignorando le caratteristiche dell'azione di progetto (q limite, default). Ad analisi eseguita, viene riportato anche il valore della capacità portante effettivamente considerato nell'analisi corrente (q limite, analisi). Viene chiarito se si tratta di un valore personalizzato, specificato manualmente dall'Utente o se invece è un valore calcolato automaticamente in funzione delle seguenti caratteristiche dell'azione di progetto:

	eccentricità del carico in direzione trasversale, componente verticale del carico, componente trasversale del carico. Il calcolo della capacità portante viene svolto considerando le caratteristiche dell'intera trave di fondazione, cioè della trave inserita nel modello architettonico non delle singole aste che la schematizzano nel modello strutturale. Pertanto, anche le caratteristiche del carico valutate in fase di analisi sono ottenute considerando le sollecitazioni degli elementi strutturali che gravano sull'intera trave di fondazione. **Nota.** La finestra "Caratteristiche della fondazione" rappresenta in modo esaustivo tutte le proprietà e i parametri che condizionano il calcolo della capacità portante del terreno. Può essere utile acquisire uno screenshot di questa finestra per corredare, ad esempio, la relazione di calcolo. Per acquisire uno screenshot è sufficiente attivare la finestra e digitare il comando da tastiera Alt+Stamp. Successivamente digitare il comando Ctrl+V per incollare l'immagine nel documento desiderato. In alternativa è possibile utilizzare specifiche applicazioni per la cattura dello schermo, come, ad esempio, "Cattura e Annota" di Windows.

3.2.3.2 Interventi

La scheda Interventi permette di specificare le proprietà di eventuali interventi di consolidamento applicati all'asta. Le aste cui è stato applicato un intervento di consolidamento sono contraddiste da un retino o dal disegno dei rinforzi: quest'ultima rappresentazione è disponibile solo per determinate tipologie di intervento, nel caso sia attiva la visualizzazione dei solidi delle aste.
Per ulteriori approfondimenti sulle funzionalità del software in merito agli interventi di consolidamento si faccia riferimento al documento *Guida Interventi*, accessibile da Barra multifunzione > Supporto > Manuali.

Interventi	
Iniezioni	Specifica se l'asta è consolidata con iniezioni di miscele leganti. In caso affermativo alle proprietà meccaniche dell'asta vengono applicati i coefficienti correttivi specificati nelle proprietà del materiale in accordo con le indicazioni normative (NTC 2018, §C8.5.3.1). Quanto alla loro applicabilità, si rimanda a testi autorevoli presenti in letteratura, che, in funzione del tipo di tessitura muraria, specificano le modalità esecutive.

Intonaco armato	Specifica se l'asta è consolidata con intonaco armato. In caso affermativo alle proprietà meccaniche dell'asta vengono applicati i coefficienti correttivi specificati nelle proprietà del materiale in accordo con le indicazioni normative (NTC 2018, §C8.5.3.1). La Circolare riporta: "*Si rileva che il consolidamento con intonaco armato non ha alcuna efficacia in assenza di sistematiche connessioni trasversali e la sua efficacia è ridotta quando realizzato su un solo paramento*". Pertanto, nel caso di intonaco armato su un solo paramento, si consiglia di modificare i coefficienti correttivi da applicare, all'interno della finestra "Gestione materiali".
Diatoni o tirantini	Specifica se l'asta è consolidata per mezzo di diatoni artificiali o tirantini antiespulsivi. In caso affermativo, alle proprietà meccaniche dell'asta viene applicato il coefficiente correttivo per connessione trasversale specificato nelle proprietà del materiale in accordo con le indicazioni normative (NTC 2018, §C8.5.3.1). Testi autorevoli presenti in letteratura, specificano le modalità esecutive in funzione del tipo di tessitura muraria. Per i diatoni, ad esempio, indicano il numero di diatoni da considerare e la loro eventuale massima distanza per non perdere di efficacia.
Ristilatura	Specifica se l'asta è consolidata con ristilatura non armata o ristilatura armata con connessione dei paramenti. In caso di ristilatura armata, alle proprietà meccaniche della muratura viene applicato il relativo coefficiente correttivo specificato nelle proprietà del materiale in accordo con le indicazioni normative (NTC 2018, §C8.5.3.1). In caso di ristilatura non armata dei giunti di malta, le proprietà meccaniche della muratura vengono incrementate applicando il coefficiente correttivo relativo alla malta di buona qualità, pesato sulla percentuale di spessore effettivamente consolidato (parametro successivo).
Altri interventi	Specifica se l'asta è consolidata con una delle seguenti tecniche di intervento: • Rinforzo a taglio • Precompressione • FRP • FRCM • CAM • Reticolatus • Acciaio • Reti FRP e altro Una volta selezionato il tipo di intervento, le proprietà per la sua caratterizzazione appaiono in basso.

Rinforzo a taglio

L'intervento consiste nel rinforzo del pannello murario per mezzo di armatura trasversale collocata nei giunti orizzontali (ad es. tralicci in acciaio). La rigidezza e la resistenza a pressoflessione restano invariate mentre la resistenza a taglio V_t viene incrementata secondo la seguente relazione:

$$V_t = V_{tM} + V_{tS}$$

$$V_{tS} = (0.6\ h\ A_{sw}\ f_{yd})/s$$

dove:

V_{tM} è la resistenza a taglio del pannello non rinforzato;

V_{tS} è il contributo dell'armatura trasversale;

h è l'altezza della sezione trasversale del pannello;

A_{sw} è l'area dell'armatura resistente a taglio nel singolo corso orizzontale;

f_{yd} è la resistenza di calcolo dell'acciaio ($=f_{yk}/\gamma_s$);

s è il passo, cioè la distanza verticale tra i livelli di armatura.

A_{sw} e f_{yd} devono essere specificati in Parametri di Calcolo > Interventi > Rinforzi a Taglio, mentre s è un parametro della singola asta.

Passo	Specifica la distanza verticale tra i livelli di armatura trasversale.

Precompressione

L'intervento consiste nell'applicazione di una precompressione orizzontale e/o verticale al fine di migliorare il comportamento a pressoflessione (riducendo l'eccentricità dovuta al momento) e a taglio (incrementando la resistenza, che dipende dalla tensione normale).

Verticale	Specifica la tensione di precompressione verticale in N/mm^2.
Orizzontale	Specifica la tensione di precompressione orizzontale in N/mm^2.

FRP (Maschi e fasce in muratura)

L'intervento consiste nel rinforzo di pannelli murari con l'applicazione di compositi fibrorinforzati a matrice polimerica (FRP), in accordo con il documento *CNR-DT 200 R1/2012 "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati"*.

I parametri meccanici dei nastri FRP devono essere specificati in Parametri di Calcolo > Interventi > FRP. Tali parametri sono univoci per tutta la struttura, si presuppone quindi che la stessa tipologia di materiale composito sia utilizzata nel rinforzo degli elementi strutturali, siano essi travi o pilastri in c.a. o strutture murarie.

I seguenti parametri sono, invece, proprietà delle singole aste.

Larghezza nastri	Specifica la larghezza dei nastri in mm.
Nastri a pressoflessione	Specifica il tipo di disposizione dei nastri longitudinali con funzione di rinforzo a pressoflessione. I nastri vengono disposti in modo simmetrico e su entrambe le facce della parete. Le opzioni disponibili sono: • **No**. Non viene applicato alcun nastro.

	• **Solo ai bordi**. Vengono disposti solo due nastri ai bordi del pannello alla distanza specificata. • **In base al passo**. I nastri vengono disposti lungo il pannello in modo da avere il passo specificato. • **A partire dai bordi**. I nastri vengono disposti lungo il pannello in modo che la distanza dal bordo del primo nastro sia pari a quella specificata. Il valore del passo viene aggiornato automaticamente in modo da essere maggiore o uguale al valore specificato.
Nastri a taglio	Specifica il tipo di disposizione dei nastri trasversali con funzione di rinforzo a taglio. I nastri vengono disposti in modo simmetrico e su entrambe le facce della parete. Le opzioni disponibili sono: • **No**. Non viene applicato alcun nastro. • **Solo ai bordi**. Vengono disposti solo due nastri ai bordi del pannello alla distanza specificata. • **In base al passo**. I nastri vengono disposti lungo il pannello in modo da avere il passo specificato. • **A partire dai bordi**. I nastri vengono disposti lungo il pannello in modo che la distanza dal bordo del primo nastro sia pari a quella specificata. Il valore del passo viene aggiornato automaticamente in modo da essere maggiore o uguale al valore specificato. • **Diagonali**. Vengono applicati due nastri disposti in diagonale.
- Layout	Specifica l'area di applicazione dei nastri a taglio sui maschi murari. Le opzioni disponibili sono: • su tutta la parete • su luce deformabile
- Numero strati	Specifica il numero di strati per ogni nastro.
- Distanza bordo	Specifica la distanza netta del primo nastro dal bordo del pannello. In caso di disposizione in base al passo, la distanza dal bordo è impostata automaticamente in base allo spazio residuo.
- Passo	Specifica il passo dei nastri in mm. Presente solo in caso di disposizione in base al passo e a partire dai bordi. In quest'ultimo caso viene aggiornato automaticamente in modo da essere maggiore o uguale al valore specificato (comanda la distanza dal bordo).
- ε_{fd}	Specifica la deformazione di calcolo del rinforzo (‰). Viene preimpostata pari alla deformazione di calcolo a rottura per trazione del nastro (definita nei Parametri di Calcolo). Può essere ridotta per tenere conto di crisi per distacco dal supporto, in base alle indicazioni fornite nella descrizione dei Parametri di Calcolo per FRP.

FRP (Colonne in muratura)

L'intervento consiste nel rinforzo di colonne in muratura con l'applicazione di compositi fibrorinforzati a matrice polimerica (FRP), in accordo con il documento *CNR-DT 200 R1/2012 "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati"*.

I parametri meccanici dei nastri FRP devono essere specificati in Parametri di Calcolo > Interventi > FRP. Tali parametri sono univoci per tutta la struttura, si presuppone quindi che la stessa tipologia di materiale composito sia utilizzata nel rinforzo degli elementi strutturali, siano essi travi o pilastri in c.a. o strutture murarie.

I seguenti parametri sono, invece, proprietà delle singole aste. Il metodo di input varia in funzione del tipo di sezione trasversale:

- **Colonne con sezione rettangolare.** È possibile inserire nastri di rinforzo longitudinali e trasversali (per confinamento). I nastri longitudinali si distinguono tra quelli applicati sulle facce parallele al piano xz e quelli applicati sulle facce parallele al piano xy (sistema di riferimento locale). In entrambi i casi è necessario specificare il numero di nastri per faccia, la distanza dei nastri dal bordo della sezione e il numero di strati con cui viene realizzato ogni nastro.
- **Colonne con sezione circolare.** È possibile inserire nastri di rinforzo longitudinali e trasversali (per confinamento). Per i nastri di rinforzo longitudinali è necessario specificare il numero di nastri, l'angolo iniziale e il numero di strati per ogni nastro. L'angolo iniziale rappresenta l'angolo compreso tra l'asse locale y e la retta che congiunge il punto medio del primo nastro con il centro della sezione, positivo se in senso antiorario.
- **Colonne con sezione generica.** È possibile inserire solo nastri trasversali per confinamento.

La deformazione di calcolo dei compositi FRP è assunta pari alla deformazione di calcolo a rottura per trazione del nastro.

Larghezza nastri	Specifica la larghezza dei nastri in mm.
Numero	Specifica il numero di un determinato gruppo di nastri di rinforzo longitudinali.
Distanza dal bordo	Specifica la distanza netta dei nastri longitudinali dal bordo della sezione.
Angolo iniziale	Nei nastri longitudinali di aste con sezione circolare, specifica l'angolo compreso tra l'asse locale y e la retta che congiunge il punto medio del primo nastro con il centro della sezione, positivo se in senso antiorario.
Numero strati	Specifica il numero di strati per ogni nastro di rinforzo.
Passo	Passo dei nastri trasversali. In assenza di nastri trasversali, specificare 0.

FRP (Calcestruzzo armato)

L'intervento consiste nel rinforzo di travi e pilastri in c.a. con l'applicazione di compositi fibrorinforzati a matrice polimerica (FRP), in accordo con il documento *CNR-DT 200 R1/2012*

"Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati".

I parametri meccanici dei nastri FRP devono essere specificati in Parametri di Calcolo > Interventi > FRP. Tali parametri sono univoci per tutta la struttura, si presuppone quindi che la stessa tipologia di materiale composito sia utilizzata nel rinforzo degli elementi strutturali, siano essi travi o pilastri in c.a. o strutture murarie. Negli interventi di rinforzo a taglio e confinamento è opportuno procedere ad un arrotondamento degli spigoli rinforzati allo scopo di evitare una rottura prematura del composito. Per gli elementi in c.a. il raggio di curvatura dell'arrotondamento è considerato sempre pari a 20 mm (CNR-DT 200/2013, §4.8.2.2).

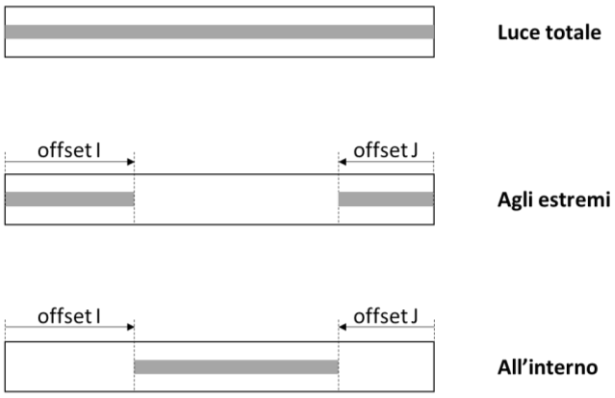
La modellazione geometrica del rinforzo avviene per mezzo delle seguenti proprietà delle singole aste. Il metodo di input varia in funzione del tipo di elemento (pilastro o trave) e del tipo di sezione trasversale (rettangolare, circolare, a T):

- **Pilastri con sezione rettangolare**. È possibile specificare le caratteristiche dei nastri di rinforzo longitudinali distinguendo tra quelli applicati sulle facce parallele al piano xz e quelli applicati sulle facce parallele al piano xy (sistema di riferimento locale). In entrambi i casi è necessario specificare il numero di nastri per faccia, la distanza dei nastri dal bordo della sezione e il numero di strati con cui viene realizzato ogni nastro.
- **Pilastri con sezione circolare**. Per definire i nastri di rinforzo longitudinali è necessario specificare il numero di nastri, l'angolo iniziale e il numero di strati per ogni nastro. L'angolo iniziale rappresenta l'angolo compreso tra l'asse locale y e la retta che congiunge il punto medio del primo nastro con il centro della sezione, positivo se in senso antiorario.
- **Travi con sezione rettangolare**. I nastri di rinforzo longitudinali devono essere specificati distinguendo tra nastri in intradosso e nastri in estradosso. In entrambi i casi è possibile specificare il numero di nastri, la distanza dal bordo e il numero di strati per ogni nastro. Inoltre, è possibile limitare l'applicazione dei nastri a determinate zone della trave per mezzo della proprietà Layout. I nastri trasversali con funzione di rinforzo a taglio possono essere definiti analogamente a quanto visto per i pilastri specificando il passo dei nastri e il numero di strati per ogni nastro. È inoltre possibile specificare il tipo di avvolgimento scegliendo tra "Avvolgimento a U" e "Avvolgimento completo", nell'ultimo caso i nastri trasversali svolgono anche funzione di confinamento. Per completare l'input è necessario specificare la larghezza dei singoli nastri e il tipo di ancoraggio dei nastri longitudinali nelle sezioni iniziale e finale.
- **Travi con sezione a T**. La definizione dei nastri di rinforzo è simile al caso della sezione Rettangolare. I nastri di rinforzo longitudinali devono essere specificati distinguendo tra nastri in intradosso e nastri in estradosso. Nel caso i nastri in intradosso siano più di uno, grazie alla proprietà "Distanza dal bordo" è possibile disporre i nastri sulla faccia inferiore delle ali o sulla faccia inferiore dell'anima. I nastri trasversali con funzione di rinforzo a taglio possono essere definiti specificando il passo dei nastri e il numero di strati per ogni nastro. In questo caso il tipo di avvolgimento può solo essere "a U".

Il comando Armatura C.A. in fondo alla scheda delle Proprietà permette di visualizzare le sezioni di verifica dell'asta e verificare la correttezza dei parametri in input.

Larghezza nastri Specifica la larghezza dei nastri in mm.

Numero	Specifica il numero di un determinato gruppo di nastri di rinforzo longitudinali.
Distanza dal bordo	Specifica la distanza netta dei nastri longitudinali dal bordo della sezione.
Angolo iniziale	Nei nastri longitudinali di aste con sezione circolare, specifica l'angolo compreso tra l'asse locale y e la retta che congiunge il punto medio del primo nastro con il centro della sezione, positivo se in senso antiorario.
Numero strati	Specifica il numero di strati per ogni nastro di rinforzo.
Passo	Specifica il passo dei nastri trasversali. 0 indica che non sono presenti nastri trasversali.
Ancoraggio	Il tipo di ancoraggio può essere: • **Standard.** Si riferisce a sezioni di estremità in cui i nastri sono ancorati per mezzo di una zona di incollaggio (Lunghezza di ancoraggio nelle proprietà dell'elemento). In questi casi il meccanismo di rottura può essere il distacco dal supporto di estremità (Modo 1) o la rottura per trazione dei nastri. (CNR-DT 200/2013, §4.1.2-3) • **Meccanico.** Si riferisce a sezioni di estremità in cui i nastri sono ancorati per mezzo di sistemi di ancoraggio meccanici. In questi casi il meccanismo di rottura è la rottura per trazione dei nastri. • **In continuità.** Si riferisce a sezioni intermedie in cui i nastri di rinforzo sono continui e proseguono verso altre zone dell'elemento. In questi casi il meccanismo di rottura può essere il distacco dal supporto intermedio (Modo 2) o la rottura per trazione dei nastri. (CNR-DT 200/2013, §4.1.4). Nelle travi è possibile distinguere il tipo di ancoraggio alla sezione iniziale (I) e finale (J).
Layout	Nelle travi è possibile limitare l'applicazione dei nastri a determinate zone. Le varie opzioni disponibili sono: • **Luce totale.** I nastri vengono applicati sull'intera lunghezza della trave. • **Agli estremi.** I nastri vengono applicati all'esterno di una zona individuata dagli offset iniziale e finale. • **All'interno.** I nastri vengono applicati all'interno di una zona individuata dagli offset iniziale e finale.



Offset I - J	Nelle travi specificano gli offset iniziale e finale in caso di layout di applicazione agli estremi o all'interno.
Tipo di avvolgimento	Specifica il tipo di avvolgimento dei nastri trasversali. Le opzioni disponibili sono: • **Completo.** I nastri svolgono anche funzione di confinamento. • **Avvolgimento ad U.** I nastri svolgono solo funzione di rinforzo a taglio.

FRCM (Maschi e fasce in muratura)

L'intervento consiste nel rinforzo di pannelli murari con l'applicazione di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica (FRCM), in accordo con il documento *CNR-DT 215/2018 "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a Matrice Inorganica"*.
I parametri meccanici dei nastri FRCM devono essere specificati in Parametri di Calcolo > Interventi > FRCM. I seguenti parametri sono, invece, proprietà delle singole aste.

Applicazione	Specifica l'area di applicazione del rinforzo. Le opzioni disponibili sono: • **Su entrambe le facce.** Il rinforzo viene applicato in modo simmetrico su entrambe le facce del pannello murario. • **Su faccia A.** Il rinforzo viene applicato solo sulla faccia con asse locale y entrante. • **Su faccia B.** Il rinforzo viene applicato solo sulla faccia con asse locale y entrante. **Nota.** L'intervento con sistema FRCM prevede l'uso di connettori trasversali per rendere solidale il rinforzo alla muratura. Pertanto, in caso di applicazione del rinforzo su entrambe le facce del pannello murario, alla resistenza a compressione della muratura viene applicato automaticamente il coefficiente correttivo relativo alla connessione trasversale. In questo modo è possibile registrare un miglioramento nei confronti delle verifiche statiche, su cui altrimenti l'intervento con FRCM non avrebbe alcun effetto.
Larghezza nastri	Specifica la larghezza dei nastri in mm.

Nastri a pressoflessione	Specifica il tipo di disposizione dei nastri longitudinali con funzione di rinforzo a pressoflessione. I nastri vengono disposti in modo simmetrico e su entrambe le facce della parete. Le opzioni disponibili sono: • **No**. Non viene applicato alcun nastro. • **Solo ai bordi**. Vengono disposti solo due nastri ai bordi del pannello alla distanza specificata. • **In base al passo**. I nastri vengono disposti lungo il pannello in modo da avere il passo specificato. • **A partire dai bordi**. I nastri vengono disposti lungo il pannello in modo che la distanza dal bordo del primo nastro sia pari a quella specificata. Il valore del passo viene aggiornato automaticamente in modo da essere maggiore o uguale al valore specificato.
Nastri a taglio	Specifica il tipo di disposizione dei nastri trasversali con funzione di rinforzo a taglio. I nastri vengono disposti in modo simmetrico e su entrambe le facce della parete. Le opzioni disponibili sono: • **No**. Non viene applicato alcun nastro. • **Solo ai bordi**. Vengono disposti solo due nastri ai bordi del pannello alla distanza specificata. • **In base al passo**. I nastri vengono disposti lungo il pannello in modo da avere il passo specificato. • **A partire dai bordi**. I nastri vengono disposti lungo il pannello in modo che la distanza dal bordo del primo nastro sia pari a quella specificata. Il valore del passo viene aggiornato automaticamente in modo da essere maggiore o uguale al valore specificato.
- Layout	Specifica l'area di applicazione dei nastri a taglio sui maschi murari. Le opzioni disponibili sono: • su tutta la parete • su luce deformabile
- Numero strati	Specifica il numero di strati per ogni nastro.
- Distanza bordo	Specifica la distanza netta del primo nastro dal bordo del pannello. In caso di disposizione in base al passo, la distanza dal bordo è impostata automaticamente in base allo spazio residuo.
- Passo	Specifica il passo dei nastri in mm. Presente solo in caso di disposizione in base al passo e a partire dai bordi. In quest'ultimo caso viene aggiornato automaticamente in modo da essere maggiore o uguale al valore specificato (comanda la distanza dal bordo).
- ε_{fd}	Specifica la deformazione di calcolo del rinforzo (‰). Viene preimpostata pari alla deformazione di calcolo a rottura per trazione del tessuto

($\eta_a \, \varepsilon_{uf}/\gamma_m$, definita nei Parametri di Calcolo). Può essere ridotta per tenere conto di crisi per distacco dal supporto, in base alle seguenti indicazioni.
Per i **nastri a pressoflessione**:

- $\varepsilon_{fd} = \eta_a \, \varepsilon_{lim,conv}/\gamma_m$
  nel caso in cui la modalità di crisi attesa sia per distacco o scorrimento in zona di estremità (consigliato, a favore di sicurezza);
- $\varepsilon_{fd} = \eta_a \, \varepsilon^{(\alpha)}_{lim,conv}/\gamma_m$
  nel caso in cui la modalità di crisi attesa sia per distacco o scorrimento in zona intermedia, cioè qualora il rinforzo venga esteso fino ad una significata distanza dalla sezione di verifica.

Per i nastri a taglio:

- $\varepsilon_{fd} = \eta_a \, \varepsilon^{(\alpha)}_{lim,conv}/\gamma_m$

Dove, con riferimento a CNR-DT 215/2018:

ε_{uf}	è la deformazione ultima a rottura per trazione del tessuto secco;
$\varepsilon_{lim,conv}$	è la deformazione limite convenzionale (situazioni di estremità);
$\varepsilon^{(\alpha)}_{lim,conv}$	è la deformazione limite convenzionale (situazione intermedia), pari a $\alpha \cdot \varepsilon_{lim,conv}$;
α	è il coefficiente amplificativo per le situazioni di distacco dal supporto e/o di scorrimento tessuto-matrice di tipo intermedio, normalmente assunto pari a 1.5;
η_a	è il fattore di conversione ambientale (Tab. 3.1);
γ_m	è il coefficiente parziale di sicurezza, pari a 1.5 per SLU.

FRCM (Colonne in muratura)

L'intervento consiste nel rinforzo di colonne in muratura con l'applicazione di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica (FRCM), in accordo con il documento *CNR-DT 215/2018 "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a Matrice Inorganica"*.
I parametri meccanici dei nastri FRCM devono essere specificati in Parametri di Calcolo > Interventi > FRCM. I seguenti parametri sono, invece, proprietà delle singole aste.
Normalmente le colonne sono rinforzate attraverso la predisposizione di un rivestimento continuo di composito. Ciononostante, la definizione del rinforzo prevede l'inserimento di nastri trasversali e longitudinali, permettendo di disaccoppiare i due contributi. Il metodo di input varia in funzione del tipo di sezione trasversale:

- **Colonne con sezione rettangolare.** È possibile inserire nastri di rinforzo longitudinali e trasversali (per confinamento). I nastri longitudinali si distinguono tra quelli applicati sulle facce parallele al piano xz e quelli applicati sulle facce parallele al piano xy (sistema di riferimento locale). In entrambi i casi è necessario specificare il numero di nastri per faccia, la distanza dei nastri dal bordo della sezione e il numero di strati con cui viene realizzato ogni nastro.

- **Colonne con sezione circolare.** È possibile inserire nastri di rinforzo longitudinali e trasversali (per confinamento). Per i nastri di rinforzo longitudinali è necessario specificare il numero di nastri, l'angolo iniziale e il numero di strati per ogni nastro. L'angolo iniziale rappresenta l'angolo compreso tra l'asse locale y e la retta che congiunge il punto medio del primo nastro con il centro della sezione, positivo se in senso antiorario.
- **Colonne con sezione generica.** È possibile inserire solo nastri trasversali per confinamento.

La deformazione di calcolo dei compositi FRCM è assunta pari alla deformazione di calcolo a rottura per trazione del tessuto secco.

Larghezza nastri	Specifica la larghezza dei nastri in mm.
Numero	Specifica il numero di un determinato gruppo di nastri di rinforzo longitudinali.
Distanza dal bordo	Specifica la distanza netta dei nastri longitudinali dal bordo della sezione.
Angolo iniziale	Nei nastri longitudinali di aste con sezione circolare, specifica l'angolo compreso tra l'asse locale y e la retta che congiunge il punto medio del primo nastro con il centro della sezione, positivo se in senso antiorario.
Numero strati	Specifica il numero di strati per ogni nastro di rinforzo.
Passo	Passo dei nastri trasversali. Il confinamento di colonne in muratura con sistema FRCM richiede che il rinforzo sia disposto in modo continuo, pertanto il passo dei nastri trasversali è sempre uguale alla larghezza dei nastri a meno che non sia specificato pari a 0 (assenza di nastri trasversali).

CAM

L'intervento consiste nel rinforzo di colonne e pannelli murari con il sistema brevettato CAM (Cuciture attive per la muratura). È un intervento di tipo attivo, che si traduce nell'applicazione di nastri in acciaio, i quali vengono adeguatamente pretensionati con una forza determinata, e sono quindi in grado di creare un effetto di confinamento, aiutando di fatto la muratura nelle verifiche soprattutto a pressoflessione e taglio.
I parametri meccanici e geometrici dei nastri CAM devono essere specificati in Parametri di Calcolo > Interventi > CAM. I seguenti parametri sono, invece, proprietà delle singole aste.
Nei pannelli murari è possibile disporre nastri orizzontali e verticali mentre nelle colonne in muratura con sezione rettangolare, circolare e generica è possibile disporre nastri di cerchiatura.

Passo	Specifica il passo dei nastri in mm.
Avvolgimento	Specifica il numero di avvolgimenti dei nastri.
Pretensionamento	Specifica la tensione di pretensionamento dei nastri in N/mm^2.
Spigoli ad alte prestazioni	Specifica se i nastri verticali in corrispondenza degli spigoli dei maschi murari sono ad alte prestazioni di resistenza.

Tipo migliorato	Specifica se i nastri orizzontali in maschi e fasce sono del tipo migliorato duttile.
Foratura a quinconce	Nei pannelli murari, I nastri CAM sono posizionati a formare maglie chiuse con forature secondo un reticolo regolare o a quinconce (Linee guida CAM). Questa proprietà specifica se le forature seguono un reticolo a quinconce.

Reticolatus

L'intervento consiste nel rinforzo di elementi murari per mezzo di trefoli in acciaio che possono essere disposti anche lungo i giunti di malta.
Nei pannelli murari (maschi e fasce) è possibile disporre un reticolo di trefoli orizzontali e verticali e l'intervento comporta un miglioramento della resistenza a pressoflessione e a taglio.
Nelle colonne in muratura con sezione rettangolare, circolare e generica è possibile disporre trefoli di cerchiatura per instaurare un effetto di confinamento della muratura.
I parametri meccanici e geometrici dei trefoli Reticolatus devono essere specificati in Parametri di Calcolo > Interventi > Reticolatus. I seguenti parametri sono, invece, proprietà delle singole aste.

Passo trefoli	Specifica il passo dei trefoli verticali o orizzontali in mm.

Acciaio

L'intervento consiste nel rinforzo di elementi murari per mezzo di un incamiciatura in acciaio costituita da angolari (rinforzo longitudinale) e calastrelli (cerchiatura).
La cerchiatura per mezzo di fasce in acciaio può essere applicata a colonne con sezione rettangolare, circolare e generica.
Nelle colonne a sezione rettangolare è anche possibile disporre quattro angolari in acciaio lungo in corrispondenza degli spigoli della colonna.
I parametri meccanici e geometrici degli elementi di rinforzo devono essere specificati in Parametri di Calcolo > Interventi > Acciaio per rinforzo pilastri. I seguenti parametri sono, invece, proprietà delle singole aste.

Longitudinale	Specifica se la colonna è rinforzata con angolari in acciaio.
Cerchiatura	Specifica se la colonna è rinforzata con una cerchiatura in fasce d'acciaio.
- Passo	Specifica il passo delle fasce di cerchiatura.

Reti FRP e altro

Questa tipologia di intervento permette di specificare nuovi i parametri meccanici del pannello murario consolidato. Interventi che possono essere schematizzati in questo modo sono ad esempio i rinforzi con reti in fibra di vetro (GFRP), particolarmente utilizzati tempi in alternativa al classico rinforzo con betoncino armato, in quanto comportano maggiori risultati in termini di duttilità e minor influenza in termini di rigidezza.
I seguenti parametri meccanici sovrascrivono quelli del materiale originario. Alle resistenze di progetto viene comunque applicato il fattore di confidenza FC specificato nelle proprietà del materiale.

E	Specifica il modulo di elasticità normale in N/mm^2.
G	Specifica il modulo di elasticità tangenziale in N/mm^2.
f_m	Specifica la resistenza media a compressione in N/mm^2.
f_{tm}	Specifica la resistenza media a trazione in N/mm^2.
f_{hm}	Specifica la resistenza media a compressione orizzontale in N/mm^2.
f_{vm0}	Specifica la resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali in N/mm^2 (muratura regolare).
τ_0	Specifica la resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali in N/mm^2 (muratura irregolare).

3.2.3.3 Risultati

La scheda Risultati permette di consultare i valori di deformazione, le caratteristiche di sollecitazione e lo stato di verifica dell'asta, relativamente all'analisi corrente e in funzione della condizione esaminata (condizione o combinazione di carico, stato limite, effetto statico o sismico, passo della curva pushover).

Sezioni	
Estremi della luce Aste con zone rigide	• Totale • Deformabile • Deformabile complanare • Deformabile ortogonale Specifica per quali sezioni si intende consultare i valori di deformazione e sollecitazione forniti in basso.
Deformazioni	
dy	Traslazione lungo l'asse y in mm agli estremi iniziale e finale.
dz	Traslazione lungo l'asse z in mm agli estremi iniziale e finale.
φy	Rotazione intorno all'asse y in mrad agli estremi iniziale e finale.
φz	Rotazione intorno all'asse z in mrad agli estremi iniziale e finale.
Sollecitazioni	
N	Sforzo normale in kN agli estremi iniziale e finale.
Ty	Taglio lungo l'asse y in kN agli estremi iniziale e finale.
Tz	Taglio lungo l'asse z in kN agli estremi iniziale e finale.
Mx	Momento torcente in kNm agli estremi iniziale e finale.
My	Momento intorno all'asse y in kNm agli estremi iniziale e finale.

Mz	Momento intorno all'asse z in kNm agli estremi iniziale e finale.
Tensioni sul terreno	
Tensione sul terreno (A)	Tensione sul terreno all'estremo iniziale e finale dell'asta di fondazione in N/mm^2. Tensione riferita all'area effettiva della fondazione (A = B · L).
Tensione sul terreno (A')	Tensione sul terreno all'estremo iniziale e finale dell'asta di fondazione in N/mm^2. Tensione riferita all'area effettiva della fondazione (A' = B' · L'), che tiene conto dell'eventuale riduzione di larghezza per effetto dell'eccentricità del carico.
q limite, analisi	Valore della capacità portante del terreno effettivamente considerato nell'analisi corrente in N/mm^2. Non è applicato il coefficiente di sicurezza previsto dalla verifica.

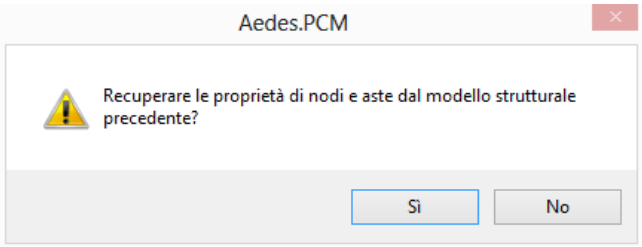
Disgregazione muraria	
IQM_{FP}	Riporta il valore dell'Indice di Qualità Muraria per azioni Fuori Piano. In assenza di valutazione della qualità muraria con metodo IQM, l'indice viene comunque stimato in funzione della tipologia muraria e delle caratteristiche costruttive specificate. La verifica di disgregazione è automaticamente soddisfatta per IQM_{FP}>4.
a_D	Accelerazione di attivazione della disgregazione (g), determinata in funzione dell'Indice IQM_{FP} attraverso la seguente relazione: $$a_D = 0.150g \cdot \left(\frac{IQM_{FP}}{2} + 1\right)$$
a(Z)	Accelerazione spettrale alla quota di base della parete. Il valore è confrontato con l'accelerazione di attivazione della disgregazione (a_D).
PGA_C / PGA_D	Rapporto tra capacità e domanda in termini di PGA (per SLV).
TR_C / TR_D	Rapporto tra capacità e domanda in termini di TR (per SLV).
ζ_E	Indicatore di rischio sismico in termini di PGA. Questo valore determina lo stato della verifica. Se è minore dell'obiettivo in termini di ζ_E la verifica è soddisfatta, viceversa non è soddisfatta. Se la verifica di Disgregazione muraria è la verifica correntemente rappresentata nella finestra grafica, il risultato della verifica risulta evidente dalla colorazione del maschio murario e dalle indicazioni contenute nel sottostante gruppo "Verifiche".
Verifiche	
Coefficiente di sicurezza	Coefficiente di sicurezza per la verifica corrente.
Verifica	Risultato della verifica corrente.

3.2.4 Aspetti di modellazione

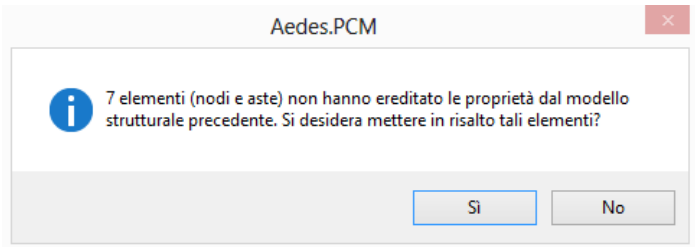
3.2.4.1 Rigenerazione del modello strutturale

Nel corso della modellazione potrebbero essere necessario modificare la geometria degli elementi costruttivi del modello architettonico. In questi casi è necessario annullare il modello strutturale per rigenerarlo dopo aver apportato le modifiche necessarie.

Se queste operazioni vengono svolte all'interno della stessa sessione di lavoro, quando si richiede nuovamente la generazione del modello strutturale, è possibile scegliere di recuperare le proprietà di nodi e aste del modello strutturale precedente.



Rispondendo Sì a questa domanda, le porzioni del modello strutturale che non sono interessate dalle modifiche geometriche apportate al modello architettonico ereditano le proprietà e i carichi aggiuntivi dal modello strutturale precedente. In particolare, vengono recuperate le proprietà dei Livelli e le proprietà e i carichi aggiuntivi di nodi e aste che si trovano nella stessa posizione rispetto alla precedente modellazione strutturale.
Un'ulteriore finestra di dialogo permette di mettere in risalto gli elementi del nuovo modello che non hanno ereditato le proprietà dal modello strutturale precedente, ad esempio perché si trovano in posizione diversa.



Nota. Le proprietà del modello strutturale risiedono in memoria e non vengono archiviate nel file di progetto. Pertanto, è possibile recuperare le proprietà di modelli precedenti solo se l'annullamento e la rigenerazione del modello strutturale avviene nella stessa sessione di lavoro.

Nota. Supponiamo di aver generato il modello strutturale di un edificio senza inserire le aste di fondazione (i nodi alla base dell'edificio risultano automaticamente incastrati). Supponiamo ora di voler modellare le travi di fondazione su suolo elastico. Per farlo è necessario annullare il modello strutturale e inserire le travi nel modello architettonico. Quando si rigenera il modello strutturale, se si sceglie di ereditare le proprietà del modello precedente, alcuni nodi di fondazione vengono incastrati poiché lo erano i nodi ad essi coincidenti del modello strutturale precedente. In questi casi conviene non ereditare le proprietà del modello strutturale precedente, altrimenti è necessario modificare manualmente il vincolo dei nodi di fondazione, che deve essere quello tipico dei nodi su suolo elastico (001110).

3.2.4.2 Comportamento trilineare degli elementi murari

In Analisi Statica Non Lineare, maschi e fasce in muratura, per cui sia stata specificata la rigidezza fessurata (come percentuale della rigidezza iniziale elastica), sono caratterizzati da una legge di comportamento trilineare.

Consideriamo un pannello murario incastrato alla base e sollecitato nel piano da una forza orizzontale V agente in sommità. La curva caratteristica del pannello è la relazione che lega la forza V allo spostamento δ della sezione di sommità rispetto alla sezione di base. In Aedes.PCM tale curva è schematizzata mediante una poligonale individuata dai seguenti spostamenti notevoli:

- δ_1 corrispondente alla prima fessurazione ovvero la parzializzazione di una sezione del pannello;
- δ_e corrispondente alla plasticizzazione per superamento della resistenza a taglio o a pressoflessione;
- δ_u spostamento ultimo oltre il quale il pannello esaurisce la sua capacità di resistere ad azioni orizzontali.

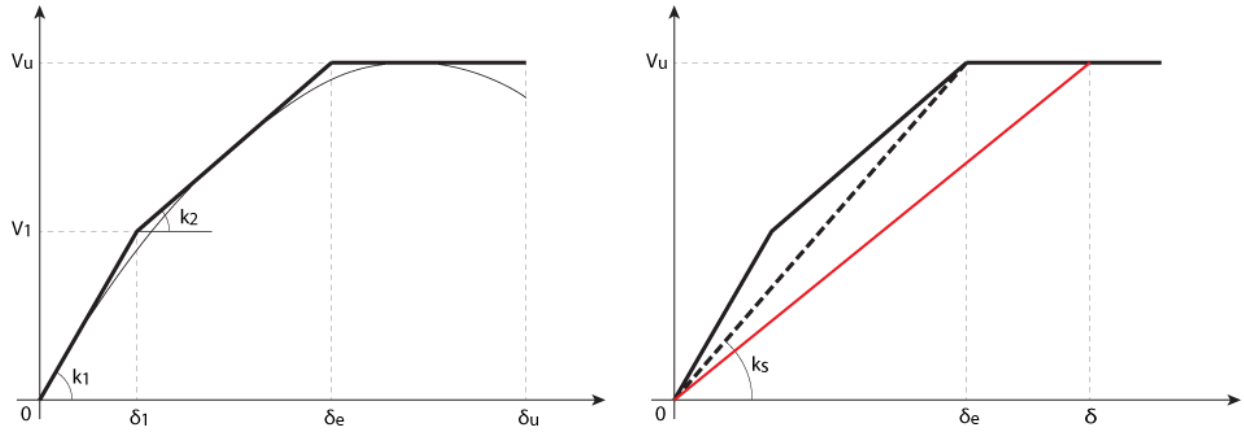


Figura 125. Curve caratteristiche del pannello murario

Nell'intervallo [0-δ_1] lungo il quale le sezioni del pannello sono completamente reagenti la curva caratteristica presenta un tratto elastico con rigidezza k_1 pari alla rigidezza iniziale non fessurata.

Nell'intervallo [δ_1-δ_e] la parzializzazione delle sezioni del pannello si traduce in un secondo tratto elastico con rigidezza fessurata k_2 comunemente posta pari al 50% di k_1.

Dopo la plasticizzazione, nell'intervallo [δ_e–δ_u] l'introduzione di cerniere plastiche annulla la rigidezza tangente del pannello, il quale continua a supportare il taglio ultimo V_u fino al collasso per raggiungimento dello spostamento ultimo definito secondo i criteri di drift ultimo o duttilità massima.

Nell'analisi Pushover di una struttura muraria condotta per incrementi di forze, il collasso di un pannello murario determina l'interruzione della sottocurva corrente e la ripartenza con una nuova sottocurva condotta a partire da uno schema strutturale che tenga conto dei collassi e delle crisi intervenute fino a quel punto.

Con riferimento alla figura sulla destra, un pannello murario in fase plastica, che abbia raggiunto lo spostamento δ, nella curva successiva descriverà il tratto di colore rosso. Per ottenere tale comportamento è necessario anzitutto calcolare la rigidezza secante k_s (linea tratteggiata) secondo la seguente formula:

$$k_s = \frac{k_1 \cdot \delta_1 + k_2 \cdot (\delta_e - \delta_1)}{\delta_e}$$

Successivamente, in caso di crisi a taglio, la rigidezza k_s verrà ulteriormente ridotta per mezzo del fattore δ_e/δ. Invece, se il pannello è andato in crisi per pressoflessione la riduzione di rigidezza sarà ottenuta per mezzo di opportuni gradi di incastro che tengano conto delle rotazioni plastiche rilevate in corrispondenza dello spostamento δ.

La seguente tabella riassume i valori di rigidezza considerati nelle varie analisi per gli elementi in muratura (Maschi e Fasce) e per tutti gli altri elementi per i quali sia stato specificato un valore di rigidezza fessurata. Come si evince dalla tabella il comportamento trilineare (rigidezza non fessurata seguita da rigidezza fessurata dopo la parzializzazione) è adottato per maschi e fasce in muratura in Analisi Pushover.

	Maschi e Fasce in muratura	**Altri elementi**
Analisi Modale	Fessurata	Fessurata
Analisi Statica Non Sismica	Non Fessurata	Fessurata
Analisi Sismiche Lineari	Fessurata	Fessurata
Analisi Pushover	Non Fessurata / Fessurata	Fessurata

La legge trilineare consente un'adeguata descrizione del comportamento dei pannelli murari, come evidenziato dal Prof. Augenti nell'opera "Il calcolo sismico degli edifici in muratura" (UTET, 2000). È inoltre prevista da Eurocodice 8-1 (UNI EN 1998-1:2005, §4.3.3.4.1(2)), che relativamente ai metodi non lineari indica:

> *"Come minimo, si raccomanda di utilizzare una relazione bilineare forza-deformazione a livello dell'elemento. In edifici di calcestruzzo e di muratura, si raccomanda che la rigidezza elastica di una relazione bilineare forza-deformazione corrisponda a quella di sezioni fessurate. In elementi duttili, attesi esibire escursioni in campo plastico durante la risposta, si raccomanda che la rigidezza elastica di una relazione bilineare sia la rigidezza secante al punto di snervamento. Sono permesse relazioni trilineari forza-deformazione, che tengono conto di rigidezze prima della fessurazione e dopo la fessurazione."*

Con il comportamento trilineare, Aedes.PCM implementa quindi in modo completo il comportamento descritto dall'Eurocodice, fermo restando che la legge bilineare resta ancora applicabile semplicemente evitando che la rigidezza fessurata è pari al 100% della rigidezza elastica.

3.2.4.3 Verifica a taglio dei pannelli murari

I meccanismi di rottura per taglio sono i seguenti:

- **taglio per scorrimento**;
- **taglio per fessurazione diagonale**, nelle murature a **tessitura irregolare**, con rottura per trazione diagonale (governata dal parametro τ_0);

- **taglio per fessurazione diagonale**, nelle murature a **tessitura regolare**, con fessurazione "a scaletta" attraverso i giunti di malta (governata dal parametro f_{v0}), oppure diagonale attraverso gli inerti della muratura (governata dal parametro di resistenza $f_{v,lim}$).

Il criterio di resistenza per la verifica a taglio per scorrimento è (NTC 2018, §7.8.2.2.2):

$$V_t = l \cdot t \cdot f_{vd} \qquad [7.8.3]$$

I criteri di resistenza per la verifica a taglio per fessurazione diagonale nelle murature a tessitura irregolare e nelle murature a tessitura regolare sono indicati nella Circolare delle NTC 2018:

- tessitura irregolare $$V_t = l \cdot t \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = l \cdot t \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \qquad [C8.7.1.16]$$
- tessitura regolare $$V_t = \frac{l\,t}{b}\left(\tilde{f}_{v0d} + \tilde{\mu}\sigma_0\right) = \frac{l\,t}{b}\left(\frac{f_{v0d}}{1+\mu\phi} + \frac{\mu}{1+\mu\phi}\sigma_0\right) \le V_{t,\lim} \qquad [C8.7.1.17]$$

La Tabella C8.5.I, fornendo i valori di riferimento per τ_0 e f_{v0}, suggerisce quale criterio adottare in funzione della tipologia muraria.
Per ogni pannello in muratura (maschi, fasce di piano) la verifica a taglio viene eseguita se è richiesta nelle proprietà dell'asta. Il tipo di meccanismo di rottura dipende dalla tipologia di asta e dai parametri del materiale. Si faccia riferimento al seguente schema riassuntivo.

		Taglio per scorrimento	**Taglio per fessurazione diagonale**	
			Tessitura irregolare	**Tessitura regolare**
Muratura esistente	**Maschi**	se f_{v0} non è nullo	se τ_0 non è nullo	in murature regolari, se f_{v0} non è nullo
	Fasce	mai		
Muratura nuova	**Maschi**	se f_{v0} non è nullo		
	Fasce			

Specificando o annullando i valori relativi a τ_0 e f_{v0} nelle proprietà del materiale è quindi possibile indicare che tipo di verifica a taglio si intende svolgere per un determinato pannello murario.

Se l'analisi tiene conto della **componente sismica verticale**, nei maschi murari la verifica a taglio per scorrimento viene comunque eseguita in termini di attrito. Se il valore di f_{v0} è nullo (muratura irregolare) si considera f_{v0} = 0.07 N/mm^2 (il valore tiene conto della disgregazione indotta dal sisma verticale). Per disattivare la verifica d'attrito in caso di sisma verticale è necessario accedere alle opzioni avanzate e disattivare l'opzione "**Ez: Verifica d'attrito**". Vedi Opzioni avanzate.

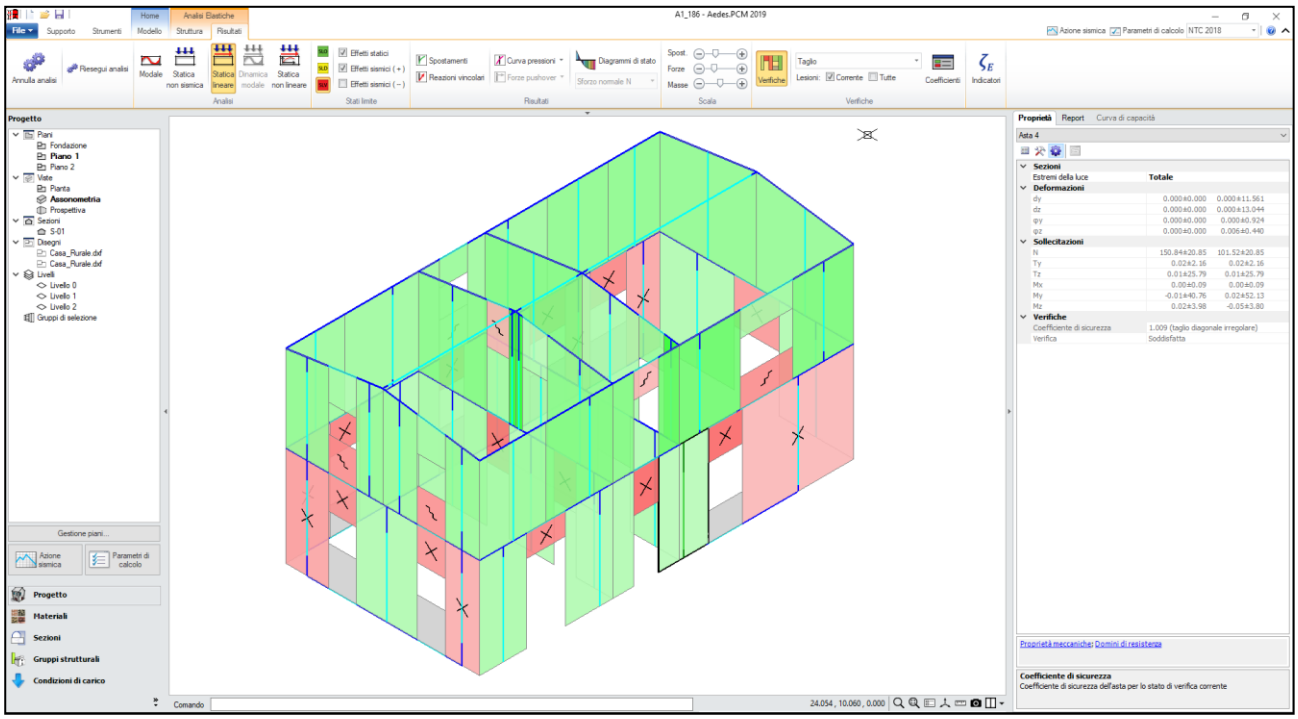
La rappresentazione grafica dello stato di verifica permette di visualizzare in un'unica soluzione le aste che non soddisfano la verifica a taglio per uno dei tre meccanismi di rottura. Nel caso in cui un'asta sia sottoposta a più tipi di verifica a taglio, lo stato di verifica è relativo al meccanismo che ha prodotto il coefficiente di sicurezza minore (come indicato nella griglia delle proprietà, scheda

Risultati). In caso di verifica non soddisfatta un apposito simbolo chiarisce qual è il meccanismo di rottura a taglio che è intervenuto.


Taglio per scorrimento


Taglio per fessurazione diagonale, tessitura irregolare


Taglio per fessurazione diagonale, tessitura regolare



3.2.4.4 Comportamento delle fasce murarie

Nella modellazione delle fasce murarie (strisce, sottofinestra) è possibile distinguere due casi:

- **elemento debole**, poiché non dotato di elementi resistenti a trazione. In questo caso, la fascia può essere modellata come una biella nel piano complanare, liberando le rotazioni y all'estremo iniziale e finale. Da questa scelta deriva la possibilità di escludere la fascia dalle verifiche di sicurezza: il §4.5.6 delle NTC 2018 indica, infatti, che *"oltre alle verifiche sulle pareti portanti, si deve eseguire anche la verifica di travi di accoppiamento in muratura ordinaria, quando prese in considerazione dal modello della struttura"*. Da cui si deduce che, se la resistenza della fascia non è considerata nel modello, non è necessario svolgere le verifiche di sicurezza.
  Per impostare tutte le fasce murarie come elementi deboli, è disponibile un apposito comando nella Barra Multifunzione: Struttura>Vincoli>Aste>Fasce: Tutte non collaboranti. Il comando esegue in automatico gli svincolamenti necessari ed esclude le aste dalle verifiche di sicurezza.
- **elemento resistente**, poiché accoppiato ad un elemento orizzontale resistente a trazione (cordolo, architrave, catena) o poiché è possibile tener conto della resistenza a trazione che si genera nelle sezioni di estremità per effetto dell'ingranamento con le porzioni di muratura

adiacente. In questo caso, è possibile considerare i seguenti criteri di resistenza, relativi ai possibili meccanismi di rottura nel piano: pressoflessione e taglio.

Un aspetto critico della modellazione delle fasce è la valutazione dell'azione assiale, influenzata dall'interazione con i diaframmi orizzontali talvolta assunti rigidi. Per questo motivo nelle verifiche di sicurezza lo sforzo normale viene assunto nullo a meno che la fascia non sia stata consolidata con interventi che inducano una precompressione nella fascia stessa.

Pressoflessione

Per le fasce in muratura ordinaria, in presenza di elementi resistenti a trazione (cordolo, architrave), il criterio di resistenza è indicato al §7.8.2.2.4 delle NTC 2018:

$$M_u = H_p \cdot \frac{h}{2} \cdot \left[1 - \frac{H_p}{(0{,}85 \cdot f_{bd} \cdot h \cdot t)}\right] \qquad [7.8.5]$$

dove

H_p è il minimo tra la capacità a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0{,}4\ f_{hd}\ ht$

$f_{hd} = f_{hk} / \gamma_M$ è la resistenza di progetto a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete). Nel caso di analisi statica non lineare essa può essere posta uguale al valore medio ($f_{hd} = f_{hm}$).

Nelle proprietà delle Strisce e dei Sottofinestra, nel gruppo "Cordolo e Architrave", è quindi possibile specificare la resistenza a trazione dell'elemento teso e il relativo coefficiente parziale di sicurezza applicato alle verifiche in analisi lineare.

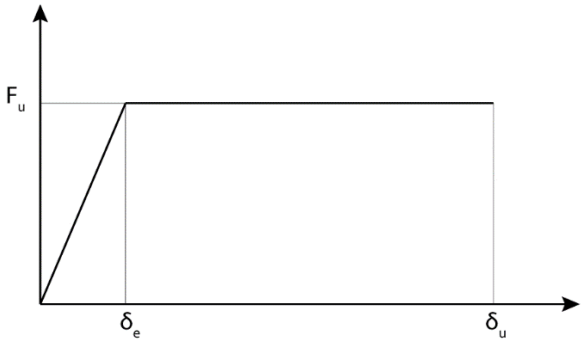
In assenza di un elemento resistente a trazione per le fasce in muratura ordinaria è comunque possibile tener conto di una certa resistenza a trazione del materiale che si genera nelle sezioni di estremità per effetto dell'ingranamento con le porzioni di muratura adiacenti. I meccanismi di rottura possono coinvolgere la resistenza per trazione dei blocchi o avvenire per scorrimento lungo i giunti orizzontali. La resistenza a trazione è quindi data dalla seguente formula (Circolare NTC 2018):

$$f_{ft} = \min\left(\frac{f_{btd}}{2} \; ; \; f_{v0d} + \frac{\mu \sigma_y}{\phi} \right) \qquad [8.7.1.15]$$

Il paragrafo della Circolare specifica il significato dei termini presenti nella formula e indica come calcolare il dominio di resistenza della fascia per entrambi i meccanismi di rottura.

Nelle fasce consolidate per mezzo di rinforzi longitudinali e nelle fasce in muratura armata, il momento ultimo viene calcolato per mezzo del dominio di resistenza che tiene conto della resistenza e dell'esatta posizione dei rinforzi.

In analisi Pushover, in caso di crisi per pressoflessione, il comportamento della fascia è di tipo bilineare come illustrato nella figura seguente, dove F_u indica il taglio corrispondente al momento ultimo, δ_e indica la deformazione angolare al momento della crisi a pressoflessione e δ_u indica la deformazione angolare limite che per le fasce è pari a 0.020 in presenza di elementi resistenti a trazione e 0.015 negli alti casi.



Taglio

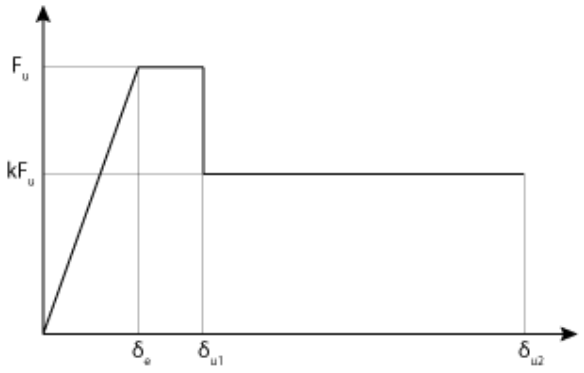
Negli edifici esistenti in muratura il meccanismo di rottura per taglio nelle fasce è il taglio per fessurazione diagonale. La verifica viene condotta in accordo alla Circolare secondo quanto specificato nel capitolo precedente riguardo la verifica a taglio nei pannelli murari.

Per le fasce in muratura nuova, oltre alla verifica a taglio per fessurazione diagonale viene condotta una verifica semplificata a taglio per scorrimento secondo quanto riportato al §7.8.2.2.4 delle NTC 2018.

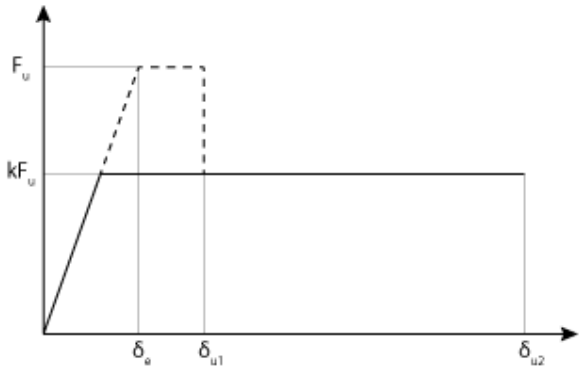
In analisi Pushover, in caso di crisi per taglio, il comportamento della fascia può essere di tipo multilineare o bilineare. Si consideri la figura seguente. Nel **comportamento multilineare** una volta raggiunta la prima deformazione angolare limite δ_{u1} pari a 0.005 la fascia mantiene una resistenza residua pari a kF_u fino alla seconda deformazione angolare limite δ_{u2} pari a 0.015. Il rapporto tra la resistenza iniziale e la resistenza residua è specificato nella Circolare ed è pari: al 60% in presenza di architrave in CA o acciaio, al 40% in presenza di architrave in legno e al 10% in caso di arco in muratura.

Nel **comportamento bilineare** la resistenza a taglio della fascia viene assunta direttamente pari alla resistenza residua e la fascia mantiene questa resistenza fino alla seconda deformazione angolare limite δ_{u2}.

I parametri necessari per descrivere il comportamento multilineare o bilineare sono forniti nelle proprietà della fascia nel gruppo "Resistenza e Capacità". Invece, la scelta del tipo di comportamento può essere effettuata nei Parametri di Calcolo nella scheda "Pushover(2)". Il comportamento bilineare permette di cogliere con giusta approssimazione la resistenza e la capacità della fascia, rimanendo a favore di sicurezza e senza incidere sui tempi di elaborazione delle analisi; per questo motivo è la scelta consigliata.



Comportamento Multilineare



Comportamento Bilineare

Ulteriori considerazioni

Nella modellazione a telaio equivalente la verifica di sicurezza delle fasce murarie in Analisi Statica Non Sismica risulta spesso non soddisfatta. Questo deriva dal considerare per la fascia un comportamento a trave, svolgendo per i carichi statici verifiche analoghe a quelle previste in condizioni sismiche (NTC 2018, §7.8.2.2.4). Sotto l'azione del carico distribuito dovuto al solaio e al peso proprio, la fascia è soggetta a taglio e a momento, generalmente in assenza di sforzo normale: è quindi molto difficile che le verifiche a pressoflessione e taglio siano soddisfatte.

Dal punto di vista sismico, la conseguenza è notevole. In analisi lineare, si ottengono coefficienti di sicurezza praticamente nulli (già sotto i carichi verticali la verifica della striscia risulta non soddisfatta, e quindi essa non è in grado di sostenere ulteriori sollecitazioni prodotte dalle azioni sismiche). In analisi pushover, le fasce vengono degradate fin dal passo iniziale e l'accoppiamento fra i maschi si indebolisce, con successive possibili premature labilità.

Si può osservare che le formulazioni della Normativa (NTC 2018, §7.8.2.2.4) si riferiscono propriamente ai meccanismi che si generano all'interno della fascia per effetto delle forze sismiche. Queste formulazioni non sembrano invece adatte a descrivere il comportamento delle fasce per effetto dei soli carichi verticali. Sotto l'azione dei carichi verticali, le forze sono riportate ai maschi murari o attraverso un comportamento ad arco o attraverso l'azione di un architrave (se presente).

Questa osservazione è stata resa ufficiale dal documento *"Alcune considerazioni sull'utilizzo del software tecnico nella Ricostruzione dell'Abruzzo", Di Ludovico M., Fico R., Cordasco E.A., Prota A., Verderame G.M., Manfredi G., a cura dell'Università di Napoli Federico II e del Consorzio ReLUIS*.
Da tale documento è estratta l'immagine seguente, descrittiva del problema.



Figura 126. Modellazione delle fasce di piano

Come affermato nel documento citato, una possibile soluzione a questo problema di modellazione consiste nel considerare i carichi verticali agenti sulla fascia come due forze concentrate applicate all'estremità della stessa.
In Aedes.PCM è possibile attivare per ogni singola fascia la proprietà **Comportamento ad arco**: i carichi distribuiti uniformi agenti sula fascia (peso proprio e carichi da solaio) vengono tramutati in carichi concentrati nei nodi di estremità, trasferendosi direttamente ai maschi adiacenti. In questo modo è possibile che la verifica di sicurezza in analisi statica risulti soddisfatta, aderendo maggiormente alla realtà fisica dell'edificio.

Si deve tenere presente che la fascia appartiene comunque ad uno schema intelaiato. Specialmente in edifici multipiano, gli effetti di deformazioni differenziali dei maschi di appoggio possono indurre azioni taglianti e flessionali di tipo statico sulla fascia anche se questa non è direttamente caricata lungo la sua luce, con possibile permanente difficoltà di verifica in analisi statica non sismica. La questione può essere affrontata, e generalmente risolta, attraverso l'**Analisi per Fasi Costruttive**.

3.2.4.5 Trazioni nei maschi murari

Nel modello a telaio equivalente l'insorgenza di trazione nei maschi murari sotto i carichi statici è una conseguenza dello schema statico adottato. Può essere dovuta alla dissimmetria delle aste nel loro sviluppo in altezza o alla presenza di maschi murari in falso, cioè maschi che insistono su travi del piano inferiore. In quest'ultimo caso, il nodo inferiore è "meno supportato" rispetto al nodo superiore, quindi il maschio va in trazione.
Solitamente, le trazioni nei maschi murari possono essere risolte adottando uno o più dei seguenti metodi:

- in caso di muri in falso, **definire infinitamente rigida la trave** che supporta il muro;
- attivare l'**Analisi per Fasi Costruttive** (Parametri di Calcolo > Generale);
- **svincolare a traslazione verticale** l'estremità dei link rigidi in corrispondenza della sommità del maschio in trazione, come illustrato nella figura seguente. Per farlo è sufficiente liberare opportunamente la traslazione z nelle proprietà del vincolo interno iniziale o finale (codice

vincolo 001000). In caso di link inclinati, se non è possibile svincolare la traslazione verticale nei link orizzontali adiacenti, occorre svincolare anche la traslazione assiale (codice vincolo 101000);

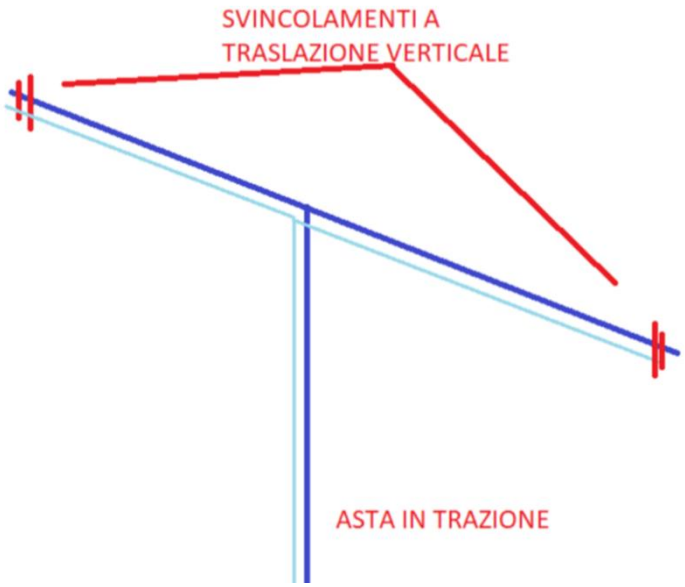


Figura 127. Svincolamento a traslazione verticale dei link rigidi

- **svincolare automaticamente la traslazione verticale nei link d'angolo**, cioè nei link rigidi tra pareti ortogonali, usando il comando "Link: libera traslazione verticale" in [Bara multifunzione > Struttura > Vincoli > Aste];
- **svincolare a dilatazione** gli elementi in trazione liberando la traslazione x nel vincolo finale (codice vincolo 100000). In questo modo, però, il maschio non prenderà carico e risulterà molto scarico. Conviene quindi, se possibile, svincolare a dilatazione solo i maschi su cui non insistono altre murature ed eventualmente valutare se considerare o meno la verifica dei maschi murari nella sezione di sommità (Parametri di Calcolo > Verifiche.
- **vincolare come cerniera-cerniera** i link rigidi di sommità, soprattutto quando il link rigido collega maschi murari senza aperture intermedie (codice vincolo 000111 – 000011).

Nota. Durante queste operazioni è molto utile visualizzare gli assi locali dell'asta (tasto F4) e la rappresentazione grafica degli svincolamenti, attivando il pulsante "Aste" in [Bara multifunzione > Struttura > Vincoli].



Nota. Le trazioni che si registrano nelle analisi sismiche lineari sono dovute alla natura delle azioni e al fatto che la combinazione dei carichi statici prevede coefficienti di combinazione minimi. In questi casi non è possibile intervenire in quanto si tratta di analisi lineari e le trazioni sono dovute all'effetto di alleggerimento causato dall'azione sismica su una porzione della struttura.

3.2.4.6 Verifica dei maschi murari per sforzi assiali

In analisi pushover, la verifica dei maschi murari per sforzi assiali (trazione e compressione) è complementare alla verifica a pressoflessione complanare e ortogonale, ed è finalizzata a garantire configurazioni equilibrate delle caratteristiche di sollecitazione (sforzo normale, momento) dopo che è stata in precedenza raggiunta la crisi a pressoflessione.

Il comportamento dei maschi murari sotto sforzo normale di trazione o compressione resta incluso nelle verifiche a pressoflessione che, qualunque siano i valori correnti delle caratteristiche di sollecitazione (N, M), controllano il soddisfacimento delle condizioni di resistenza.
Nel corso dell'analisi pushover, durante la costruzione di una curva, ad un certo passo può manifestarsi una crisi a pressoflessione o a taglio che comporta la plasticizzazione della parete , con formazione di una biella che nei passi successivi consente il mantenimento di taglio e momento costanti, con spostamenti via via crescenti fino al raggiungimento dello spostamento ultimo.
Raggiunta la crisi, nei passi successivi della curva corrente le verifiche a pressoflessione e a taglio non vengono più eseguite: tuttavia, si deve tener presente che lo sforzo normale, sotto azioni orizzontali crescenti, può variare (tranne alcuni casi in cui ad esempio è stato ipotizzato a priori un comportamento di tipo shear-type). Anche ad avvenuta plasticizzazione, si richiede quindi un ulteriore controllo sullo sforzo assiale: a parità di momento, che rimane costante sul valore registrato al passo della crisi, lo sforzo normale deve corrispondere a una configurazione equilibrata. In caso contrario, è necessario effettuare uno svincolamento anche a sforzo normale, per mantenere la sollecitazione della parete su una configurazione in equilibrio. Rimanendo sulla sottocurva corrente, viene mantenuto uno stato di sollecitazione equilibrato e in caso di trazione si calcola la progressiva riduzione di rigidezza assiale dovuta all'allontanamento dei vertici del maschio: tale riduzione di rigidezza caratterizzerà la parete alla ripartenza, per altre cause, con la sottocurva successiva, in modo del tutto analogo alle crisi a pressoflessione e a taglio.
È molto importante osservare che l'algoritmo non dipende dalla resistenza a trazione. Se è stata specificata una resistenza a trazione non nulla, l'elaborazione controlla il superamento del limite a trazione; in caso di resistenza a trazione nulla, ovviamente si controlla se lo sforzo normale è di compressione.

Più in dettaglio, si faccia riferimento alla crisi a pressoflessione e al dominio di resistenza di una parete avente lunghezza di base L e spessore t. Per semplicità si fa riferimento alla legge stress block, che definisce la frontiera del dominio di resistenza (Figura 128. più sotto).
La frontiera del dominio di resistenza M-N è espressa dall'equazione:

$$M = N \cdot \left(\frac{L}{2}\right) \cdot \left(1 - \frac{N}{N_{uc}}\right)$$

dove lo sforzo normale ultimo a compressione è dato da:

$$N_{uc} = 0.85\, f_d\, L\, t$$

La relazione M-N è equivalente a quanto proposto nella Normativa vigente (NTC 2018, §7.8.2.2.1):

$$M = \left(L^2\, t \frac{\sigma_0}{2}\right) \cdot \left[1 - \frac{\sigma_0}{0.85\, fd}\right]$$

Il momento ultimo massimo si consegue per $N = N_{uc}/2$ e vale $M = N_{uc}\, L/8$.

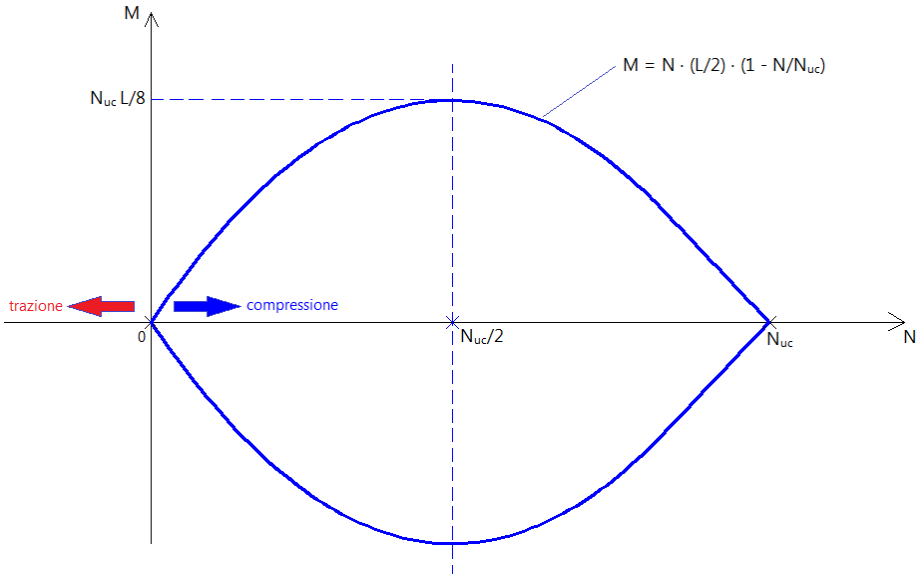


Figura 128. Dominio di resistenza a pressoflessione per muratura ordinaria

Per un dato maschio, nel corso dei passi successivi della curva pushover, la combinazione di sforzo normale e momento sollecitanti (N, M) parte da un punto iniziale (determinato dalla forza sismica nulla, quindi generalmente posto sull'asse delle ascisse) e si muove internamente al dominio, con un momento crescente (se lo sforzo normale è costante, si muove lungo la verticale, altrimenti secondo un andamento variabile che segue la sollecitazione di pressoflessione ai vari passi). Ad un certo punto viene raggiunta la frontiera: si attinge quindi alla resistenza a pressoflessione, ovvero alla crisi che determina il successivo svincolamento della parete (equivalente all'annullamento della sua rigidezza tangente).
Per descrivere il comportamento assiale dopo il raggiungimento di una crisi, si fa riferimento ad una parete avente lunghezza di base L e spessore t.
Si osservi che facendo riferimento alla crisi a pressoflessione, il punto di crisi si trova sulla frontiera del dominio; se la crisi a taglio precede la pressoflessione, il punto corrispondente alla crisi è interno al dominio, ma le considerazioni riportate nel seguito sono analoghe.
Dopo la crisi è necessario controllare l'azione assiale, nell'ipotesi che lo sforzo normale possa variare. Si distinguono i due casi di sforzo normale in aumento (incremento di compressione) o in diminuzione (decompressione). Il primo caso richiede una verifica a compressione, il secondo a trazione.

3.2.4.6.1 Verifica a compressione

Con riferimento alla Figura 129. , supponiamo che la configurazione di crisi coincida col punto A.
Poiché la parete non può più sostenere incrementi di azioni flessionali e taglianti, il momento sollecitante resta costante, pari al valore ultimo $M_{u(A)}$, mentre lo sforzo normale cresce. L'incremento di N può procedere fino al raggiungimento del punto A', cui corrisponde il valore limite di N; dalla relazione che lega M a N segue:

$$N_{lim(A)} = N_{uc}/2 \cdot \left[1 + \sqrt{1 - 8 \cdot M_{u(A)}/(N_{uc}\, L)}\right]$$

Raggiunto tale punto, si manifesta una crisi a compressione, nel senso che non sono consentiti incrementi di sforzo normale. Pertanto, nei passi successivi al raggiungimento della crisi a pressoflessione, il software controlla la condizione $N \leq N_{lim(A)}$; come evidente in figura, l'incremento di compressione è consentito solo se il punto A si trova nella parte sinistra del diagramma, ossia se $N_{(A)} < N_{uc}/2$. Diversamente (vd. punto B) un qualsiasi incremento di compressione provoca la fuoriuscita dal dominio e quindi la crisi.

Lo stato di crisi per incremento di compressione viene descritto dall'inserimento di uno svincolamento assiale, che evita nei passi successivi della curva corrente la variazione dello sforzo normale, mantenendo una configurazione equilibrata.

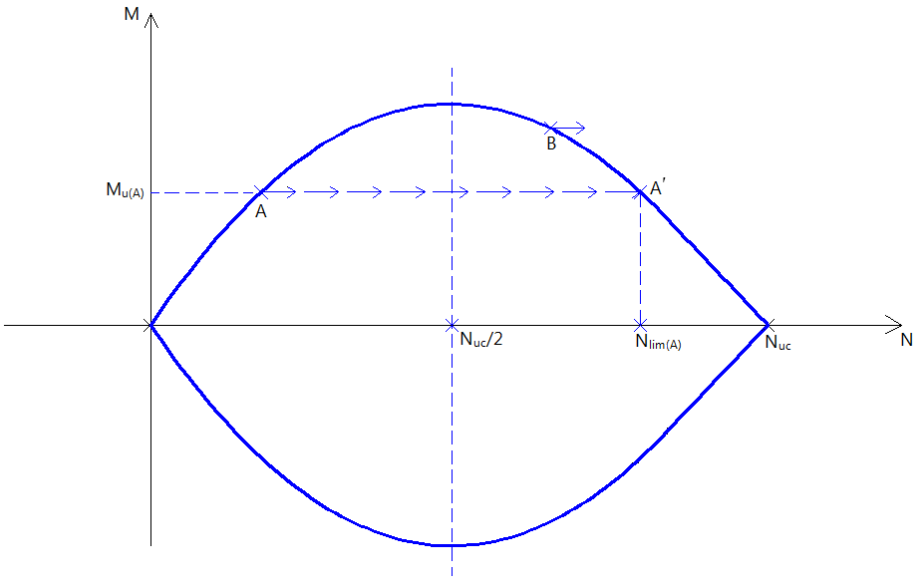


Figura 129. Verifica a compressione dopo la crisi a pressoflessione

3.2.4.6.2 Verifica a trazione

Questo controllo può essere anche definito come "verifica a decompressione". Nei passi successivi alla crisi per pressoflessione, infatti, lo sforzo normale può diminuire, ed è necessario controllare se le sollecitazioni sono equilibrate. La verifica di "decompressione" viene condotta con considerazioni analoghe alla verifica per incremento di compressione; in aggiunta, sorge la necessità di definire una eventuale resistenza a trazione.

Normalmente, la muratura viene schematizzata come non reagente a trazione. Come osservato da alcuni Autori [1], la resistenza a trazione, pur debole, non può essere ignorata, altrimenti non sarebbe possibile giustificare la diffusione delle sollecitazioni nelle masse murarie. Questo però non significa che non sia opportuno prescindere da tale resistenza in alcuni tipi di verifiche. La resistenza a trazione può essere schematizzata con un breve tratto lineare seguito da una rottura fragile. Un esempio è il caso studiato in [2], cui si riferisce la Figura 130. , dove è stato definito un legame σ–ε del tipo elasto-plastico in compressione (con deformazione ultima del 0.35%, alternativo al legame parabola-rettangolo) ed elastico lineare a trazione fino ad una resistenza pari ad 1/10 di quella a compressione; il tratto lineare a trazione è seguito da una rottura fragile.

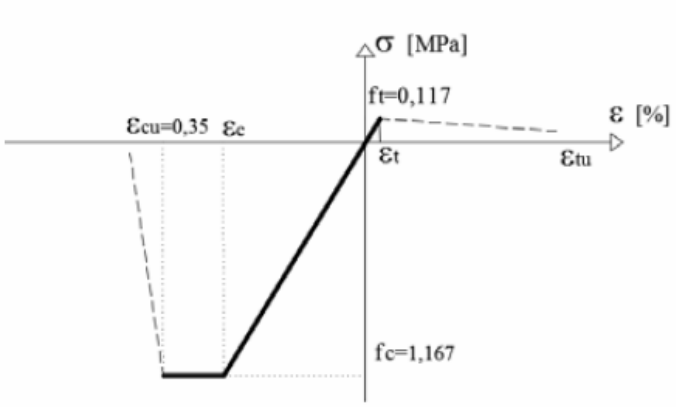


Figura 130. Legge costitutiva della muratura [2]

D'altra parte, si deve anche considerare che le sollecitazioni di trazione nella muratura sono consentite finché non si manifesta il distacco tra malta e blocchi [3]. Si tratta di distacchi per perdita di adesione della malta e non di rottura a trazione della malta stessa. Questo tipo di comportamento è ben evidente nel caso di murature di mattoni pieni (Figura 131.).



Figura 131. Distacco tra malta e laterizio per effetto della trazione [3]

Per alcune tipologie di materiale murario esistente, a seconda dello stato di degrado della malta, la resistenza di adesione può essere molto bassa, e questo induce a considerare nei modelli di comportamento una resistenza a trazione minima o nulla.

Lo studio degli effetti della decompressione su una parete in crisi per pressoflessione viene condotto, per generalità, sotto l'ipotesi di una certa resistenza a trazione; il percorso di verifica resta comunque valido anche nel caso di resistenza a trazione nulla.
In Figura 132. è riportata l'espansione del dominio di resistenza dovuta ad una certa resistenza a trazione; la nuova frontiera coincide con quella dell'ipotesi di resistenza a trazione nulla solo nella zona di alti valori dello sforzo normale, dove la sezione è interamente compressa.

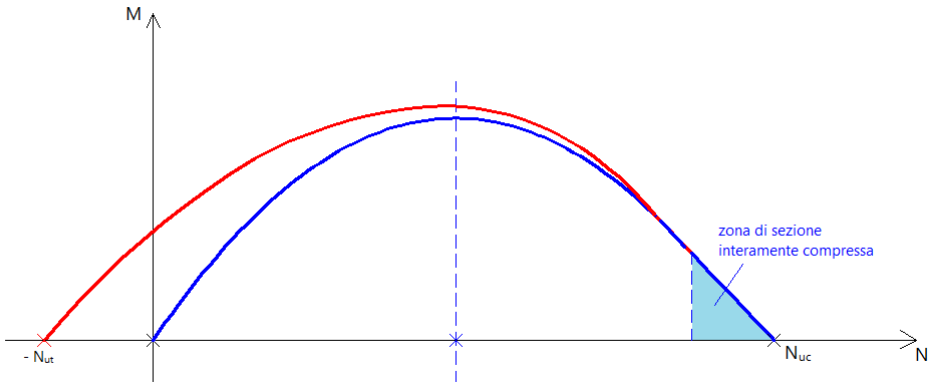


Figura 132. Dominio di resistenza: in blu, per resistenza a trazione f_{td} nulla; in rosso, per $f_{td}>0$

Il valore dello sforzo normale ultimo per trazione può essere espresso come:

$$N_{ut} = f_{td}\, L\, t, \qquad con\ f_{td} = \frac{f_{tm}}{F_C}$$

Il dominio di resistenza per $f_{td}>0$ in via semplificata può essere approssimato eseguendo una semplice traslazione verso sinistra del dominio per $f_{td}=0$, raccordando le due curve con un breve tratto rettilineo in corrispondenza del momento massimo (Figura 133.).

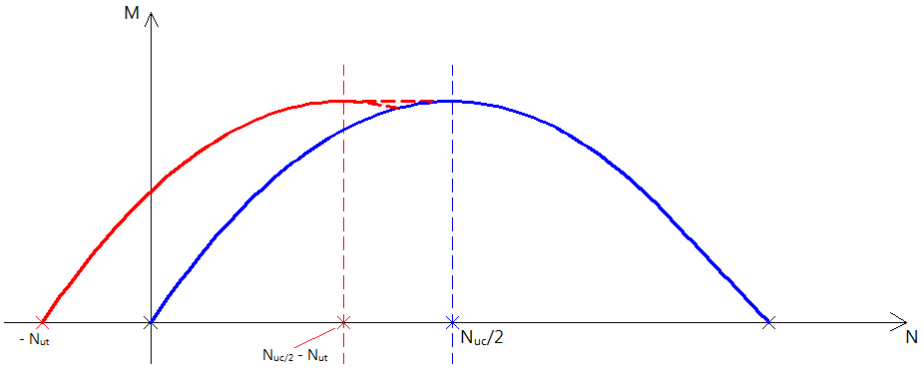


Figura 133. Dominio di resistenza utilizzato per le verifiche in caso di $f_{td}>0$

L'equazione del dominio diviene la seguente:

$M = (N + N_{ut}) \cdot (L/2) \cdot (1 - (N + N_{ut})/N_{uc})$ per $-N_{ut} \le N \le (N_{uc}/2 - N_{ut})$

$M = M_{max} = N_{uc}\, L/8$ per $(N_{uc}/2 - N_{ut}) \le N \le N_{uc}/2$

$M = N \cdot (L/2) \cdot (1 - N/N_{uc})$ per $N_{uc}/2 \le N \le N_{uc}$

Con riferimento alla Figura 134. , supponiamo che la configurazione di crisi coincida col punto F, sul lato del dominio a prevalente compressione. La decompressione fa muovere il punto rappresentativo dello stato di sollecitazione dentro al dominio, e a momento costante raggiunge la frontiera dal lato opposto, in una situazione di tipo D o E: a partire da questo punto, la decompressione può proseguire fino a raggiungere la frontiera (in colore rosso) che tiene conto della resistenza a trazione non nulla nei punti, rispettivamente, D' o E'.

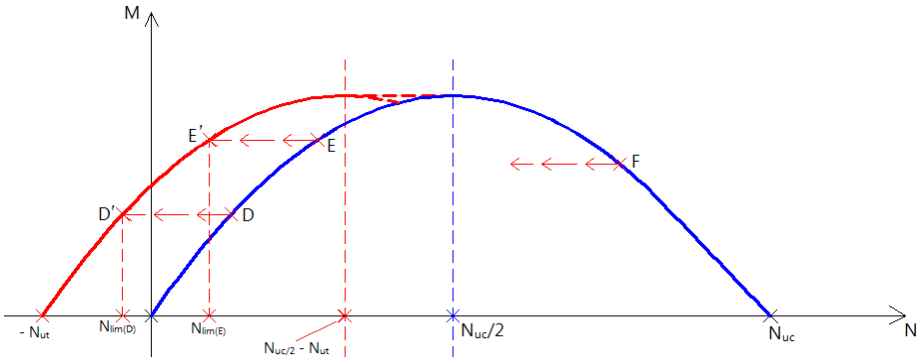


Figura 134. Verifica per decompressione dopo la crisi a pressoflessione

Lo sforzo normale limite corrispondente alla situazione del punto E' è sempre di compressione (crisi assiale per eccessiva decompressione), invece al punto D' corrisponde uno sforzo normale di trazione (crisi assiale per eccessiva decompressione e superamento del limite a trazione). In entrambi i casi, la formula dello sforzo normale limite è data da:

$$N_{lim} = N_{uc}/2 \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 8\,M_u/(N_{uc}\,L)}\right]$$

Raggiunto il punto di crisi assiale, l'asta viene svincolata assialmente (vincolo interno di traslazione assiale in sommità) e la curva corrente prosegue; nei passi successivi viene valutata - in base all'allontanamento dei vertici della parete - la riduzione di rigidezza assiale, che sarà poi utilizzata nell'eventuale sottocurva successiva.
Risulta chiaro come il ragionamento sia immediatamente applicabile ai casi di resistenza a trazione nulla: le crisi nei punti D,E non consentono in tal caso alcuna decompressione e la diminuzione di sforzo normale provoca un immediato svincolamento assiale; la crisi nel punto F consente decompressioni fino al valore limite di N corrispondente al simmetrico rispetto all'asse di simmetria $N = N_{uc}/2$.

Fin qui per la muratura ordinaria (non armata, non rinforzata). Nel caso di muratura nuova armata, oppure esistente, rinforzata con nastri a pressoflessione in FRP, FRCM, CAM o Reticolatus, il dominio di resistenza a pressoflessione tiene implicitamente conto della resistenza a trazione offerta dalle armature o dai rinforzi.
Dopo una crisi a pressoflessione, la verifica per eccessivo incremento di compressione (lato compressione) o per decompressione (lato trazione), sotto momento costante pari al momento ultimo raggiunto in corrispondenza della crisi, viene condotta in modo del tutto analogo a quanto sopra esposto, facendo riferimento al dominio normalmente calcolato tenendo conto della resistenza a trazione delle armature o dei rinforzi (e prescindendo in tal caso dall'eventuale resistenza a trazione della muratura, molto inferiore rispetto alla capacità a trazione delle armature o dei rinforzi).

3.2.4.6.3 Bibliografia di riferimento

[1] Lenza P., Ghersi A.: "Edifici in muratura alla luce della nuova normativa sismica", Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2011.

[2] Calderoni B., Cordasco E.A., Sandoli A., Onotri V., Tortoriello G.: "Problematiche di modellazione strutturale di edifici in muratura esistenti soggetti ad azioni sismiche in relazione all'utilizzo di software commerciali", Convegno ANIDIS 2015, L'Aquila. https://www.researchgate.net/publication/282704132_Problematiche_di_modellazione_strutturale_di_edifici_in_muratura_esistenti_soggetti_ad_azioni_sismiche_in_relazione_all'utilizzo_di_software_commerciali
[3] Como M.: "Statica delle costruzioni storiche in muratura", Aracne, Roma, 2011.

3.2.4.7 Comportamento degli elementi in acciaio

Per le aste in acciaio con sezione profilato viene condotta la verifica a pressoflessione deviata nelle sezioni di estremità. In analisi Pushover, nel momento in cui l'azione sollecitante supera la resistenza della sezione viene introdotta una cerniera plastica.
Le aste in acciaio di sezione qualsiasi per le quali sia stato impostato il vincolamento Cerniera-Cerniera sono considerate in analisi Pushover come aste in grado di reagire solo a trazione (un caso tipico è quello dei diagonali di controvento). Tali aste subiscono uno svincolamento assiale se sono soggette a sforzo di compressione oppure se lo sforzo di trazione supera la tensione di snervamento di progetto del materiale.

3.2.4.8 Analisi per Fasi costruttive

L'Analisi per Fasi Costruttive è una tecnica di schematizzazione strutturale che permette una più corretta rappresentazione degli stati di sollecitazione degli elementi murari.
Diversificando i parametri meccanici e vincolari degli elementi strutturali nel corso delle fasi di edificazione del fabbricato, alle quali corrispondono diverse tipologie di carico, è possibile descrivere in modo appropriato gli schemi statici che meglio corrispondono ai carichi applicati.
In particolare, l'effetto dei pesi propri e dei carichi verticali permanenti, competente alla prima fase costruttiva dell'edificio, viene valutato in modo distinto rispetto a quello delle azioni orizzontali e dei carichi verticali variabili, corrispondenti invece alla fase finale di esercizio. È così possibile giungere, attraverso la ricombinazione degli effetti, a risultati più corretti. Ciò appare con particolare evidenza nelle verifiche di sicurezza in analisi lineare statica non sismica.

3.2.4.8.1 Problematiche dei modelli per la muratura

Fra i vari metodi proposti per l'analisi strutturale degli edifici in muratura, il "telaio equivalente" è attualmente la tecnica di modellazione più diffusa a livello professionale, grazie alla semplicità di utilizzo degli elementi monodimensionali e alla buona capacità di descrizione del comportamento reale.
Metodologie ad elementi finiti più accurate, che si avvalgono dell'uso di elementi piani (shell) o spaziali (brick), sono affidate essenzialmente al campo della Ricerca, e per la progettazione professionale risultano piuttosto onerose e comunque affette da incertezze su vari parametri (in particolare, le leggi costitutive).

Inoltre, quando si considerano edifici esistenti occorre comunque tener presente che la tecnica fondamentale di studio è in tal caso l'analisi per meccanismi di collasso, con cui si coglie la stabilità strutturale.
Le modellazioni 'elastiche', destinate ad analisi statiche e dinamiche lineari e non lineari, intervengono solo a valle dell'analisi cinematica, e vengono condotte al fine di cogliere il comportamento per resistenza, generalmente secondario rispetto alla stabilità. È opportuno evitare un'eccessiva complessità di queste modellazioni, e per tale motivo nella Normativa vigente, incluso gli Eurocodici, il telaio equivalente viene adottato come metodo di riferimento.
D'altra parte, la rappresentazione di una struttura scatolare spaziale con elementi finiti monodimensionali espone il modello ad alcune criticità, la cui comparsa è legata in generale all'adozione di un modello univoco (per parametri meccanici e vincoli) sotto l'azione di tutti i tipi di carico.
Pareti adiacenti con dimensioni tra loro significativamente differenti corrispondono ad una disomogeneità locale della distribuzione delle rigidezze; ciò determina una migrazione delle tensioni sugli elementi più rigidi, con conseguenti sollecitazioni non realistiche sotto l'azione dei pesi propri delle pareti stesse.
Sotto l'azione dei carichi verticali, risultano inoltre poco realistici maschi murari e fasce di piano soggetti a sollecitazioni significative di taglio e momento flettente. Possono manifestarsi inoltre elementi murari in trazione, effetto dovuto, solitamente, a forti variazioni di rigidezza tra piani così da far rimanere 'appesi' alcuni elementi, o a spostamenti differenziali dipendenti dalle fondazioni.
Queste problematiche dipendono non dal metodo a telaio equivalente, ma da come esso viene applicato.
Nel rispetto di tale modalità di modellazione, è possibile infatti adottare una metodologia operativa che consenta una più realistica distribuzione delle tensioni all'interno degli elementi strutturali.

3.2.4.8.2 Fasi costruttive e tipologie di carico

In Ingegneria delle Strutture, per alcune tipologie specifiche (ad esempio, i ponti), già da tempo sono in uso le analisi per fasi costruttive. In generale, prima che una costruzione sia terminata, la struttura resistente può presentare configurazioni statiche anche molto diverse da quella finale. Le caratteristiche meccaniche e le condizioni vincolari possono quindi essere considerate variabili durante le fasi della costruzione, fasi caratterizzate peraltro da carichi di diversa natura.
PCM introduce anche per i fabbricati in muratura il concetto delle Fasi Costruttive, con riferimento al metodo adottato: il telaio equivalente (ma considerazioni analoghe potrebbero essere svolte anche per modellazioni FEM più avanzate).
L'evoluzione nasce dalla seguente considerazione: generalmente quando studiamo una struttura assegniamo allo schema strutturale finale tutti i carichi, verticali e orizzontali, sia che essi siano di natura permanente o variabile (inclusi vento, sisma); vengono quindi risolte le varie combinazioni di carico.
In schemi a telaio sufficientemente regolari, sia in termini geometrici che di rigidezza, tipici ad esempio delle strutture in acciaio o in calcestruzzo armato, questa metodologia comporta approssimazioni accettabili; per le strutture in muratura possono invece sorgere problematiche rilevanti sugli stati di sollecitazioni degli elementi resistenti (maschi, fasce).

L'idea principale quindi si basa sul differenziare lo schema strutturale a seconda della natura dei carichi agenti, che intervengono in tempi diversi durante la vita della struttura. Mentre la struttura viene costruita, non possiamo immaginare che reagisca all'azione dei pesi propri come se fosse un telaio, in quanto quest'ultimo entrerà in forza solo a costruzione ultimata e di fatto reagirà nel suo insieme solo per le azioni che da quel momento in poi solleciteranno la costruzione (carichi variabili, incluso il vento, e azioni sismiche).
Si definiscono così 3 fasi costruttive, denominate con 0, 1 e 2.

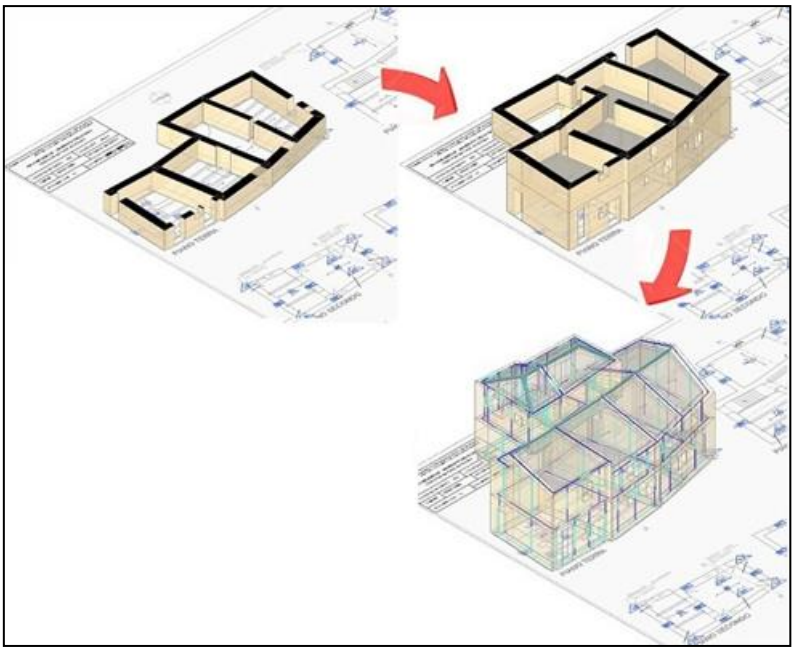


Figura 135. Fasi costruttive

Fase 0: Costruzione dell'edificio
Mentre la struttura viene edificata, si assesta sotto il peso proprio, e questo fa sì che ogni parete sia soggetta prevalentemente a sforzo normale, con valore tendenzialmente vicino a quello calcolato con il classico metodo delle aree d'influenza; sono possibili sollecitazioni flessionali o taglianti in casi particolari come la presenza di pareti disassate fra piano superiore e inferiore, che comporta momenti fuori piano, oppure solai a volta o archi, la cui spinta andrà a sollecitare nel piano le pareti adiacenti.
In questa fase consideriamo agenti solo i carichi permanenti, strutturali e non (secondo la Normativa vigente, sono indicati come G1 e G2). Per descrivere il comportamento suddetto, i maschi vengono studiati con il modello incastro-cerniera nel piano, e sono collegati da fasce incernierate agli estremi aventi comportamento ad arco. Le fasce risultano quindi scariche sotto le sole azioni verticali.
Queste due sole ipotesi, applicate ad un telaio spaziale, non assicurano il raggiungimento dell'obiettivo prefissato, in quanto rimane il problema della migrazione di sollecitazioni dovute a forti variazioni di rigidezza tra elementi adiacenti; si manifestano momenti parassiti all'interno di telai irregolari, dove non si possono riconoscere maschi continui dalle fondazioni alla sommità dell'edificio; possono nascere labilità nel piano delle pareti e nel piano dei solai a seconda della successione di aperture o alla presenza di elementi spingenti.
Sono state studiate le modalità per ovviare a queste problematiche.

- Migrazione di sollecitazioni dovuti a brusche variazioni di rigidezza. Oltre ai maschi incastrati alla base ed incernierati (nel piano complanare) in sommità, nella fase 0 vengono utilizzati valori dei moduli elastici longitudinale (E) e tangenziale (G) amplificati in modo da considerare elementi molto rigidi, per cui si annulla l'effetto di ridistribuzione delle sollecitazioni dovuto alle differenze di sezione. Inoltre, vengono svincolati alla traslazione verticale i link di piano d'angolo, portando ad una più veritiera distribuzione dei carichi provenienti dai solai in quanto anche le migrazioni di sollecitazione tra pareti ortogonali viene inibita.
- Insorgenza di cinematismi locali. A causa degli svincolamenti imposti, possono crearsi dei meccanismi nel piano delle pareti, come indicato in figura sottostante. Per ovviare a questo problema i nodi di sommità dei pannelli hanno un vincolamento Shear Type evitando peraltro che i momenti parassiti all'interno dei link di piano confluiscano nelle pareti.

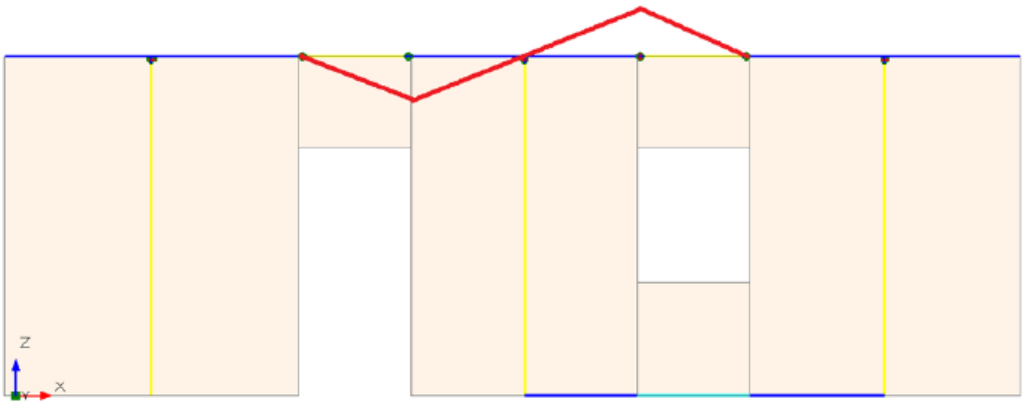


Figura 136. Possibili labilità evitate nella Fase 0

Per ovviare a questo problema i nodi di sommità dei pannelli hanno un vincolamento Shear Type evitando peraltro che i momenti parassiti all'interno dei link di piano confluiscano nelle pareti.

A questo punto è doveroso fare alcune considerazioni riguardanti le fondazioni. Nelle strutture in muratura esse sono in generale molto rigide e non inflesse ma bensì schiacciate; durante la costruzione dell'opera poi anch'esse si assestano sotto il peso proprio della struttura. Possiamo quindi supporre che in questa fase le tensioni sul terreno si distribuiscano in condizioni di corpo rigido e che i cedimenti differenziali che possano creare stati di sollecitazione sono quelli relativi alle fasi successive, una volta entrato in forza il telaio.
Per raggiungere questo obiettivo i nodi delle pareti sul piano di fondazione vengono incastrati, così che sarà possibile determinare la risultante delle azioni ed il momento risultante. A quel punto utilizzando le formule della presso-flessione sarà possibile determinare le tensioni sul terreno:

$$\sigma(\xi,\eta) = N/A + N \cdot \eta_N \cdot \eta \,/\, J_\xi \; + \; N \cdot \xi_N \cdot \xi \,/ J_\eta$$

dove: ξ e η sono le coordinate del vertice di ogni singola fondazione nel riferimento globale principale.
Riepilogando, quindi, le ipotesi per la **Fase 0** sono le seguenti:

- Maschi murari incastrati alla base ed incernierati in testa
- Fasce incernierate agli estremi
- Modulo elastico della muratura molto elevato

- Uso di cerniere “pseudo” sferiche, che impediscono le rotazioni nel piano ortogonale all’elemento considerato
- Comportamento Shear Type per i nodi in sommità ai maschi murari
- Traslazione verticale libera dei link d’angolo
- Fondazione Rigida

Fase 1: Condizioni di esercizio sotto carichi verticali

La Fase 1 corrisponde al telaio completato su cui agiscono i carichi variabili verticali.
Essi intervengono a costruzione ultimata, e a causa della loro natura variabile e temporanea non possiamo suppore che la struttura abbia il tempo di assestarsi, quindi consideriamo ammissibile la presenza di momenti o azioni taglianti all’interno dei pannelli in muratura. Dal momento che si tratta di azioni verticali di natura statica, si ritiene che le fasce siano caratterizzate dal comportamento ad arco, e quindi neppure nella fase 1 possano essere sollecitate da flessione e taglio.
Per quanto riguarda le fondazioni, in questa fase, verranno considerate su suolo alla Winkler, in quanto data la natura variabile delle azioni non possiamo pensare che la struttura riesca a ridistribuire le sollecitazioni. Diventa inoltre fondamentale in questa fase lo studio dei cedimenti differenziali.
Per ottenere il comportamento descritto è sufficiente apportare al telaio completo una modifica già adottata anche nella fase 0:

- Fasce incernierate agli estremi, e con comportamento ad arco: in tal modo, tali elementi non sono soggetti ad azioni di flessione o taglio; ancora una volta le cerniere sono “pseudo” sferiche, come definite in precedenza.

Fase 2: Condizioni di esercizio sotto azioni orizzontali

Nella Fase 2 agiscono le sole azioni orizzontali, vento e sisma, su un telaio entrato in forza, quindi sono possibili azioni taglianti e flettenti in tutti gli elementi, comprese le fasce. Si tratta quindi della fase finale, ed il telaio utilizzato è quello completo, così come definito in input, senza modifiche aggiuntive.
Ovviamente, alcune modifiche introdotte nelle fasi iniziali (0, 1) possono corrispondere a ipotesi già scelte in input per la struttura nel suo complesso: ad esempio, la traslazione verticale libera ai link d'angolo. In tali casi, semplicemente le fasi iniziali non comportano alcuna ulteriore modifica, in quanto viene confermata l'ipotesi già adottata per il modello completo della fase finale.

3.2.4.8.3 Considerazioni varie

La procedura esposta è finalizzata ad eliminare alcune criticità del metodo del telaio equivalente seguendo le fasi costruttive dell’opera, in relazione alle azioni che la sollecitano nell’arco della vita utile della stessa. Per perseguire questo scopo, l’analisi della singola struttura viene scissa nello studio di tre modelli diversi (le fasi 0, 1 e 2), su ognuno dei quali agiscono i carichi relativi alla propria fase costruttiva; infine, vengono ricombinati i risultati.
È molto importante sottolineare come l’uso di tre differenti modelli, sotto il punto di vista dei vincoli interni, moduli elastici ed azioni sollecitanti, non rappresenta una “via d'uscita” per soddisfare le verifiche, ma si tratta di un vero e proprio metodo pratico, spendibile in un programma di calcolo, atto a seguire un principio logico per il quale il modello matematico rappresentativo dell'edificio viene modificato al fine di ottenere una distribuzione di tensioni più attinente alla realtà fisica.

La procedura implementata in Aedes.PCM offre il grande vantaggio di consentire al Progettista lo sforzo di preparare un'unica modellazione (il telaio completo) lasciando al software il compito di generare e risolvere le strutture corrispondenti alle tre fasi costruttive. Durante la modellazione generale, è possibile inoltre "bloccare" le modifiche per alcune parti della struttura: il Progettista mantiene quindi di fatto il controllo sull'operatività dell'analisi per fasi costruttive.
In sintesi, si osserva che:

- la fase 0 trova la sua giustificazione nelle modalità costruttive dell'edificio;
- la fase 1 è invece giustificata dal comportamento ad arco delle fasce sotto i carichi verticali.

La trattazione per fasi costruttive fin qui esposta è esaustiva per tutte le strutture che non hanno subito ampliamenti volumetrici (che per definizione sono condotti in fase successiva rispetto alla struttura originaria):

- né per storia costruttiva (ciò riguarda lo Stato Attuale),
- né per progetto di adeguamento (ciò riguarda lo Stato di Progetto, ad esempio le sopraelevazioni).

3.2.4.8.4 Analisi modale

L'analisi modale, oltre ad essere necessaria per lo svolgimento dell'analisi sismica dinamica lineare, è importante per una valutazione di massima della validità del modello e per una migliore comprensione del comportamento strutturale. Data l'introduzione della nuova metodologia appena descritta, per la quale abbiamo diversi modelli a seconda della fase costruttiva, nasce la necessità di fare chiarezza su quale sia più rappresentativo del comportamento dinamico dell'opera.
Come descritto, i modelli si diversificano a causa del fatto che la struttura subisce una variazione del comportamento statico durante la costruzione, corrispondente a una differenziazione delle tipologie di carico.
Per lo studio del comportamento dinamico è ragionevole fare riferimento al telaio definitivo, cioè alla Fase 2, sulla quale vengono applicate le masse corrispondenti a tutti i carichi (G1, G2, Q, vento, sisma).

3.2.4.8.5 Analisi lineari

In analisi per fasi costruttive, l'analisi statica viene condotta combinando i carichi come da Normativa a seconda dello Stato Limite considerato. Tale combinazione avverrà prendendo le sollecitazioni dal relativo modello, quindi quelle relative ai carichi permanenti verranno prese dalla Fase 0, quelle relative ai variabili verticali dalla Fase 1 e quelle relative alle azioni orizzontali dalla Fase 2 ed infine combinate. In questo modo otteniamo per ogni Stato Limite le sollecitazioni sulla struttura con il quale verranno eseguite le verifiche di sicurezza.
Per le analisi sismiche lineari (statica con forze equivalenti, e dinamica modale), come per l'analisi statica non sismica, le sollecitazioni relative a ciascuna tipologia di carico (e quindi alla condizione elementare corrispondente) vengono prese dal relativo modello strutturale e combinate. In particolare, gli effetti statici sono determinati dalla combinazione sismica dei carichi verticali ($G + \psi_2 Q$) definiti dalle Fasi 0 e 1; gli effetti sismici sono invece prodotti dalla Fase 2.

Per l'analisi dinamica, ricordiamo ancora che l'analisi modale viene effettuata sul modello in Fase 2, quindi su di esso vengono calcolate le sollecitazioni di natura sismica (forze dinamiche corrispondenti ai modi di vibrare considerati).

3.2.4.8.6 Analisi statica non lineare

In analisi statica non lineare al primo passo della curva di capacità ritroviamo il sistema soggetto a sole forze statiche, come da combinazione quasi permanente: tali sollecitazioni proverranno dai modelli in Fase 0 e Fase 1. A partire da questa condizione viene applicato il carico incrementale orizzontale su di un modello a telaio completo, quindi sulla Fase 2, dando così inizio al classico algoritmo di calcolo di costruzione delle curve di capacità.

3.2.4.9 Analisi per Sottostrutture

Un'ampia di 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 rigidezza degli elementi verticali portanti. Per tali tipologie la normativa 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.
Altri casi in cui l'analisi per sottostrutture assume un ruolo significativo sono gli **edifici in aggregato**, con edifici realizzati in epoche diverse, non del tutto indipendenti (p.es. accostati, senza giunto sismico), e gli **edifici monumentali di grandi dimensioni**. In questi casi può 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.

Nella terminologia di Aedes.PCM, si definiscono:

- **padre**, il modello del fabbricato complessivo originario.
  Il nome del file deve terminare con il carattere "@", p.es. *Edificio@* (nome completo *Edificio@.vdml*)
- **figli**, le sottostrutture costituite da porzioni del fabbricato.
  Il nome dei file deve essere uguale al nome del file "padre" seguito dal nome del "figlio", p.es. *Edificio@ProspettoEst* (nome completo *Edificio@ProspettoEst.vdml*)

Con riferimento ad un esempio fornito a corredo del software (nella cartella \PCM\Esempi) si illustra la metodologia di modellazione e analisi. Il file di esempio è denominato *Edificio_7692@* ed è elaborato sulla base di un caso reale tratto dalla documentazione della Regione Marche.
Il caso è trattato a titolo esemplificativo per illustrare la procedura di calcolo per sottostrutture. 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).
Il modello architettonico del fabbricato nel suo complesso è stato creato usando come riferimento le

piante dei vari piani, importate come immagini. Successivamente è stato creato il modello strutturale a telaio equivalente.
Si tratta di un edificio con impalcati deformabili, che può essere analizzato per sottostrutture. Il modello strutturale complessivo viene messo a punto in ogni suo aspetto, come se fosse destinato ad una normale analisi del comportamento globale: vengono quindi definiti i solai e gli eventuali carichi agenti su nodi e aste.
Questo file "padre" viene utilizzato per l'analisi modale e l'analisi cinematica dei meccanismi di collasso locale. Le analisi delle sottostrutture (paramenti) vengono invece svolte su diversi file "figli" generati a partire dal file "padre".
Al termine di tutte le analisi sui file delle sottostrutture, nel file "padre" sarà possibile consultare la scheda di sintesi relativa agli Indicatori di Rischio Sismico, la quale viene elaborata tenendo conto dei risultati delle analisi svolte nei file "figli". I risultati complessivi sono assunti pari a quelli più sfavorevoli tra tutte le sottostrutture analizzate.

I vantaggi di questa procedura, rispetto alla definizione delle varie sottostrutture, su file completamente indipendenti, sono i seguenti:
ogni sottostruttura può essere ottenuta come porzione del modello complessivo dell'edificio, quindi i carichi dei solai sono definiti automaticamente. Diversamente, modellando ogni paramento da zero i carichi dei solai devono essere attribuiti manualmente alle aste. Le masse aggiuntive relative alle strutture contigue (necessarie, ad esempio, nello studio delle unità strutturali di testata, negli edifici in aggregato) devono, invece, essere inserite manualmente in entrambi i casi.
I parametri generali messi a punto nel file "padre" (Azione Sismica, Parametri di Calcolo) vengono automaticamente ereditati dai "figli" e non si rischia di considerare parametri incongruenti;
la scheda di sintesi complessiva (Indicatori di Rischio Sismico) viene elaborata automaticamente.

A partire dal file "padre" si salvano n copie (File > Salva una copia...), ciascuna destinata all'analisi di una sottostruttura. Per l'esempio considerato vengono creati i seguenti file:

- *Edificio_7692@sottostruttura_1*. Parte del prospetto principale dell'edificio
- *Edificio_7692@sottostruttura_2*. Un prospetto laterale
- *Edificio_7692@sottostruttura_3*. Una porzione spaziale (le sottostrutture non devono essere necessariamente paramenti piani, ma possono rappresentare qualunque porzione dell'edificio).

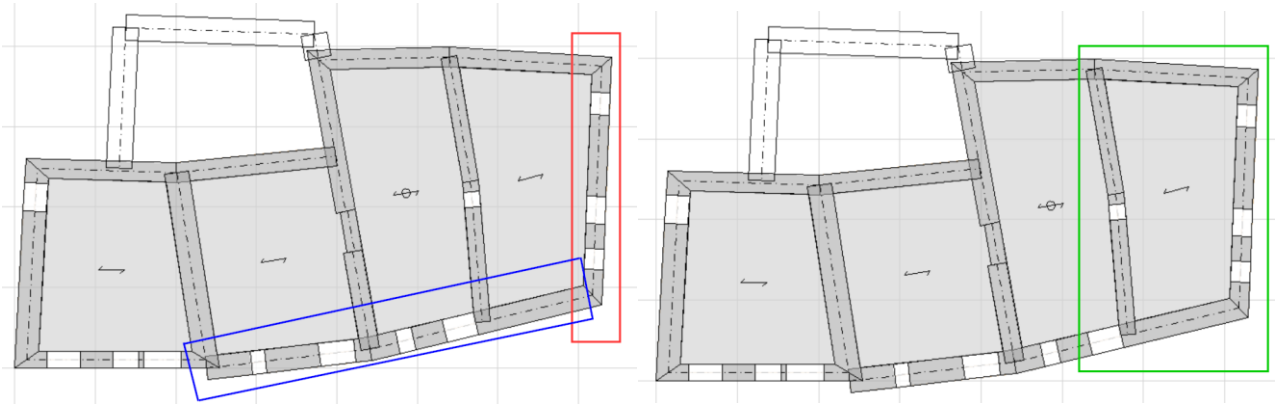


Figura 137. Sottostruttura 1 (blu), Sottostruttura 2 (rosso), Sottostruttura 3 (verde)

Nell'esempio considerato, il file "padre" incorpora i disegni usati come riferimento per la modellazione. Nei file "figli" è possibile rimuovere tali disegni in modo da semplificare la navigazione del modello.

Procedura per definire la **prima sottostruttura**:

1. Aprire il file Edificio_7692@sottostruttura_1.
2. Disattivare la visualizzazione di nodi e solai, visualizzando solo le aste (Barra multifunzione > Struttura > Modello).
3. Selezionare tutte le aste e impostare la proprietà "Da analizzare" su No.
4. Selezionare le aste relative alla sottostruttura da analizzare e impostare per esse la proprietà "Da analizzare" su Si.

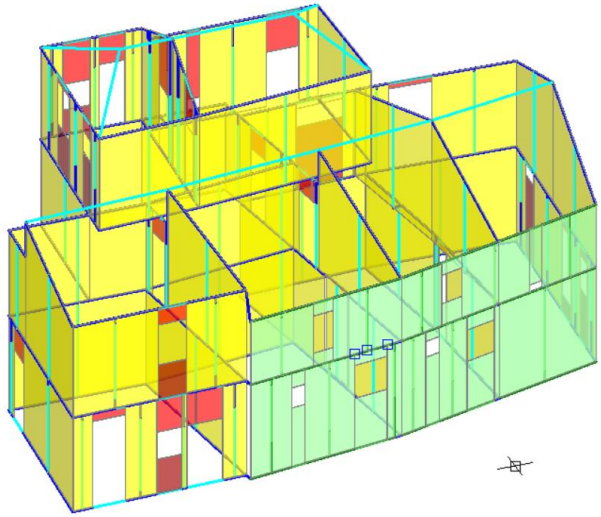


Figura 138. Sottostruttura 1. Selezione elementi del prospetto

Nei Parametri di Calcolo è necessario apportare le modifiche necessarie per analizzare correttamente la sottostruttura. Ad esempio, è possibile limitare la pushover alla sola direzione X e impostare l'incremento di taglio appropriato, più basso rispetto a quello che potrebbe essere adottato per il modello globale (Parametri di Calcolo > Pushover 1). Anche in caso di analisi sismiche lineari è possibile limitare le direzioni di analisi alla sola direzione X (Parametri di Calcolo > Sismica).
Si osservi che pur trattandosi di un prospetto, la struttura non è esattamente piana in quanto vi è un lieve disallineamento in pianta. Pertanto, è necessario limitare le direzioni di analisi manualmente. Se

invece la struttura fosse stata perfettamente piana (p.es. tutti i nodi aventi la stessa coordinata Y), l'analisi sarebbe stata comunque condotta solo nel piano del paramento. Qualora il paramento fosse obliquo in pianta, sarebbe possibile modificare adeguatamente l'angolo di riferimento dell'azione sismica (Parametri di calcolo > Sismica > Angolo α tra sistema di riferimento XY e direzioni sismiche X'Y').
A questo punto, il modello della sottostruttura è pronto per eseguire l'analisi.

Nota. I progetti "figli" sono a tutti gli effetti normali progetti di Aedes.PCM, possono quindi essere messi a punto nel modo desiderato. Ovviamente, sarà cura dell'Utente non introdurre incongruenze nei confronti del progetto 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".

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 Sismico dell'edificio nel suo complesso, identificati come i minimi valori tra tutti i casi esaminati.

Questi risultati "complessivi" possono essere composti automaticamente consultando la scheda di sintesi del progetto "**padre**", dove può essere svolta l'**analisi cinematica** dei meccanismi di collasso locale. A titolo esemplificativo si esaminano due cinematismi relativi ai ribaltamenti semplici di due prospetti.
Nel progetto "padre" può anche essere svolta la sola **analisi modale**. Tale analisi riveste un ruolo significativo anche per gli edifici studiati per sottostrutture, generalmente caratterizzati da piani deformabili, dove singole porzioni della struttura presentano spesso un comportamento dinamico che può essere considerato indipendente da altre parti. Le deformate modali dei singoli modi, le masse partecipanti ed i periodi di vibrazione forniscono utili indicazioni per convalidare le scelte adottate nella scomposizione in sottostrutture.

Riepilogando, la **procedura operativa del calcolo per sottostrutture con Aedes.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 @ (p.es. *Edificio@)*
2. Creazione dei progetti "figli" (ognuno corrispondente ad una sottostruttura), ottenuti come copia del "padre". Il nome del file è composto dal nome del "padre" seguito dal nome del "figlio" (p.es. *Edificio@ProspettoEst)*
3. Per ogni "figlio":
   - **3.1.** eventuali modifiche (p.es. per limitare l'analisi solo al piano del paramento, oppure opportune modifiche sui vincolamenti di aste e nodi, ecc.)
   - **3.2.** esecuzione delle analisi sismiche lineari e/o pushover
4. Tornando al "padre":
   - **4.1.** Analisi cinematica dei meccanismi di collasso locale
   - **4.2.** Eventuale Analisi Modale

4.3. Consultazione della scheda di sintesi che tiene conto anche delle analisi svolte sulle sottostrutture (Indicatori di Rischio Sismico) .

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 il modello allo Stato Attuale sia quello allo Stato di Progetto, valgono le seguenti considerazioni:

1. L'analisi dello **Stato Attuale** può essere svolta per Sottostrutture (nelle modalità illustrate sopra) o su un modello 3D unitario.
2. L'analisi dello **Stato di Progetto** può essere svolta per Sottostrutture o su un modello 3D unitario. In entrambi i casi è necessario specificare il nome del file dello Stato Attuale che a sua volta può essere il file di un modello 3D unitario o il file "padre" di un'analisi per Sottostrutture (contrassegnato dal carattere finale @).

Nota. Gli interventi di consolidamento tendono in genere a garantire un buon ammorsamento tra pareti ortogonali, e questo - indipendentemente dalla rigidità o meno dell'impalcato nel piano orizzontale - può giustificare l'opportunità di un'analisi su un modello 3D unitario. 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.

3.2.4.10 Analisi di un singolo paramento

Gli edifici possono essere studiati attraverso una modellazione spaziale tridimensionale, oppure attraverso l'analisi di singoli paramenti 2D. In particolare, la normativa corrente permette di analizzare le singole pareti separatamente in caso di impalcati con rigidezza trascurabile.
In Aedes.PCM, per studiare un edificio per paramenti 2D è necessario creare un file per ogni paramento. Ogni file deve contenere il modello di un solo paramento, tipicamente orientato lungo l'asse globale X o Y. Per studiare la sottostruttura solo nel suo piano, ignorando gli spostamenti e le sollecitazioni in direzione ortogonale è necessario modificare il vincolamento dei nodi come segue:

- Paramento orientato lungo X
  Nei nodi in elevazione (cioè tutti i nodi tranne quelli del Livello 0) è necessario bloccare la traslazione Y, la rotazione X e la rotazione Z (codice vincolo 101010). Inoltre, è necessario che tutti i Livelli non siano rigidi in direzione Y.
- Paramento orientato lungo Y
  Nei nodi in elevazione (cioè tutti i nodi tranne quelli del Livello 0) è necessario bloccare la traslazione X, la rotazione Y e la rotazione Z (codice vincolo 011100). Inoltre, è necessario che tutti i Livelli non siano rigidi in direzione X.

3.2.4.11 Edifici in aggregato

Gli edifici esistenti in muratura, soprattutto quelli nei centri storici, fanno spesso parte di un tessuto edilizio più ampio, cioè di un aggregato di edifici, risultato di un processo di accrescimento protratto nel tempo.

In questi casi è necessario innanzitutto individuare le Unità Strutturali che compongono l'aggregato (NTC 2018, §C8.7.1.3.2):

> *"Un aggregato edilizio di edifici è il risultato di una genesi articolata e sovente non unitaria, dovuta a molteplici fattori (sequenza costruttiva, uso di materiali diversi, mutate esigenze, etc.). Nell'analisi di un aggregato edilizio occorre individuare, in via preliminare, le Unità Strutturali (US) che compongono l'aggregato, evidenziando le azioni che su ciascuna di esse possono derivare dalle Unità Strutturali contigue. Ove necessario, tale analisi preliminare può estendersi all'intero aggregato, al fine di individuare le relazioni tra ciascuna US e il resto dell'aggregato, con particolare attenzione al contesto ed ai meccanismi di giustapposizione e di sovrapposizione."*

Occorre tener conto dei seguenti aspetti:

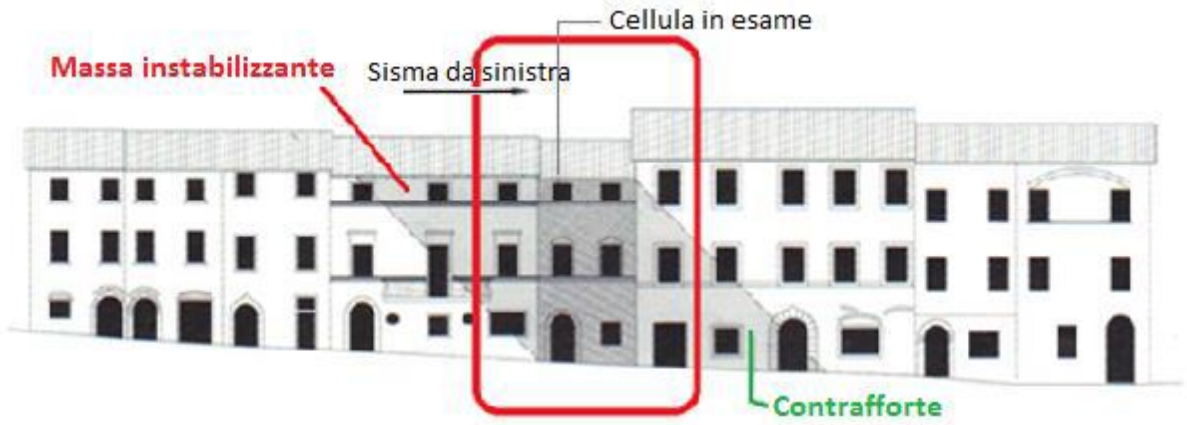
> *"L'US è caratterizzata da comportamento strutturale unitario nei confronti dei carichi orizzontali e verticali per cui, nell'individuarla, si terrà conto della tipologia costruttiva e del permanere di elementi caratterizzanti, anche al fine di definire interventi coerenti con la configurazione strutturale.*
>
> *L'US deve comunque garantire con continuità il trasferimento dei carichi in fondazione e, generalmente, è delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui costruiti, ad esempio, con tipologie costruttive e strutturali diverse, o con materiali diversi, oppure in epoche diverse."*

L'analisi della risposta sismica dell'aggregato può essere condotta separatamente per ogni US purché si considerino le azioni scambiate con le US contigue.

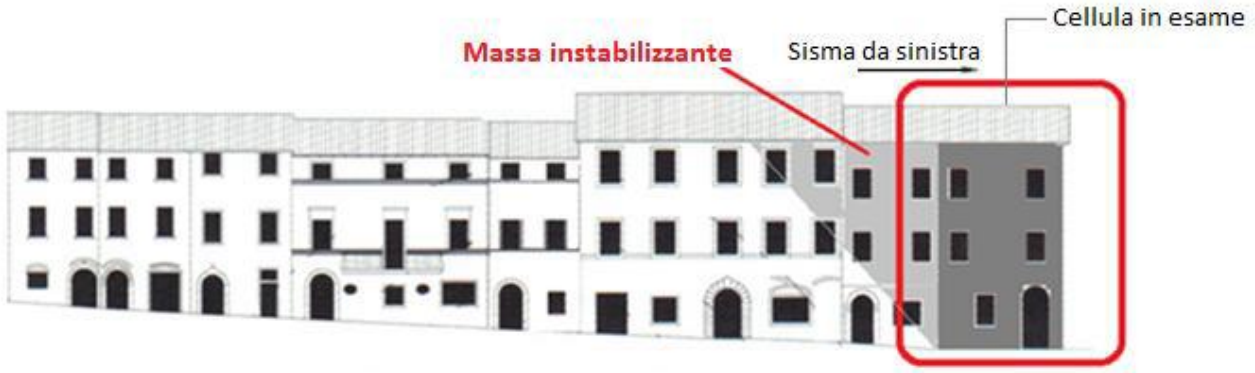
> *"Tra le interazioni strutturali con gli edifici adiacenti occorre considerare: le azioni (sia verticali che orizzontali) provenienti da solai o da pareti di US adiacenti; le spinte di archi e volte appartenenti ad US contigue; le spinte provenienti da archi di contrasto o da tiranti ancorati su altri edifici; i martellamenti tra US adiacenti."*

Per la valutazione delle interazioni con le pareti di US adiacenti si faccia riferimento alle figure seguenti [1].

Per le **US intermedie**, le US precedenti nella direzione del sisma costituiscono una massa instabilizzante, mentre le US che seguono si comportano come un contrafforte fornendo un contributo stabilizzante. L'analisi rigorosa del comportamento strutturale dovrebbe tener conto di questi aspetti; tuttavia, in prima approssimazione, si può ipotizzare che l'effetto negativo portato dall'unità strutturale precedente sia bilanciato dall'effetto positivo portato dall'unità strutturale che segue, e ignorare così entrambi gli effetti. Inoltre, per le US intermedie, data la loro posizione confinata è possibile trascurare gli effetti torsionali, ipotizzando che i solai possano unicamente traslare nella direzione considerata dell'azione sismica. Sui muri di confine è comunque necessario tener conto dei carichi da solaio portati dalle unità strutturali contigue.



Nelle **US d'angolo o di testata**, invece, in una direzione viene meno il contributo stabilizzante del contrafforte; pertanto, è opportuno tener conto in modo esplicito dell'azione instabilizzante portata dall'unità strutturale precedente.



Si consideri l'esempio di un'unità strutturale di testata. Una possibile procedura operativa per determinare la massa instabilizzante dovuta all'US adiacente è descritta nella figura seguente (la figura è relativa a una parete esterna. Per le pareti interne si può operare in analogia tenendo conto delle dovute aree di influenza e dei nodi coinvolti). Si considera un cuneo con angolo di 45° ipotizzando, per semplicità, che sia costituito da muratura piena. Si calcola la sua massa per poi distribuirla in parti uguali ai due nodi indicati. La massa viene inserita come massa nodale aggiuntiva, da considerarsi nella sola direzione longitudinale dell'aggregato.

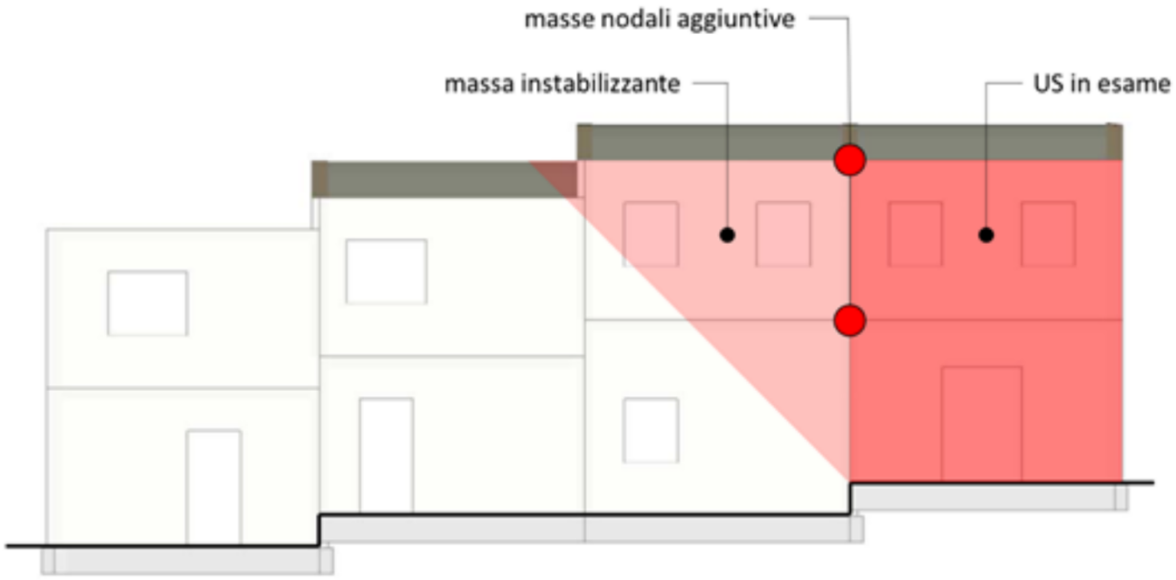
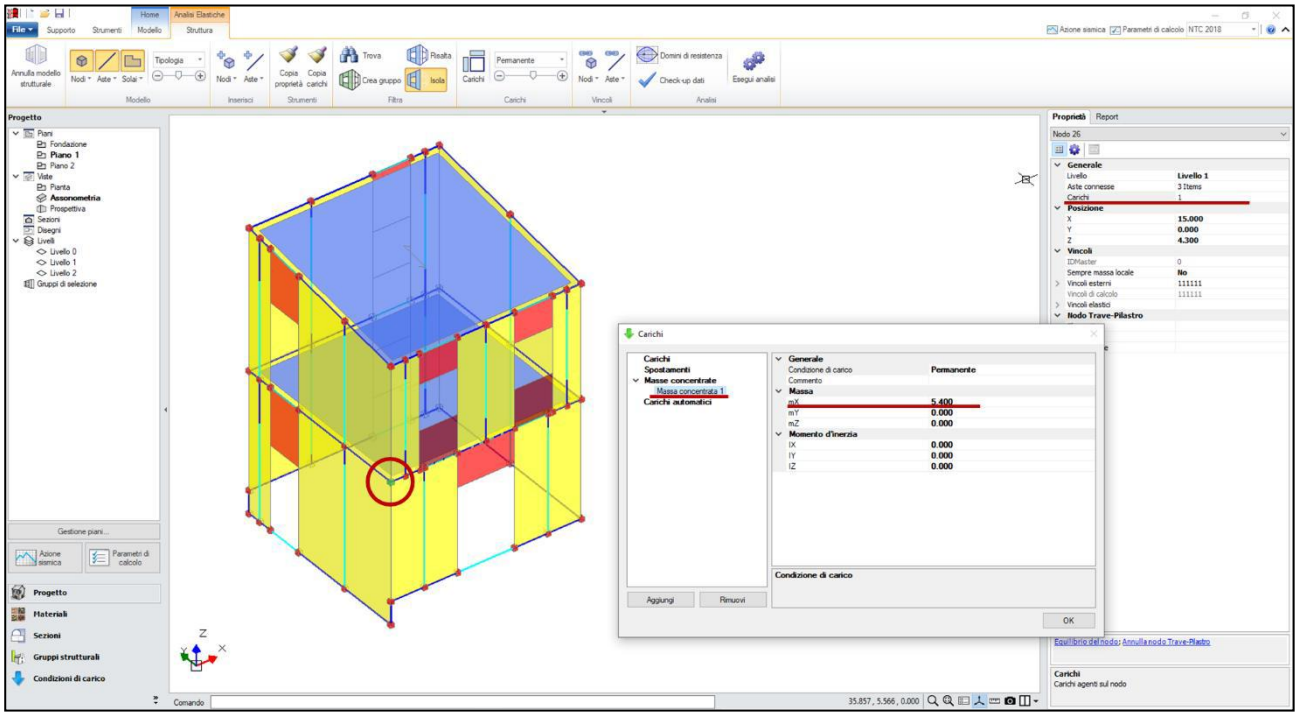


Figura 139. Massa instabilizzante

Per inserire una massa nodale aggiuntiva è sufficiente selezionare il nodo interessato, accedere alla finestra di gestione Carichi e aggiungere una massa concentrata specificandone il valore nella direzione desiderata (mX in questo caso).



In questo caso, la valutazione della risposta sismica viene svolta per mezzo di un'Analisi Statica non Lineare (Pushover) tralasciando l'elaborazione delle curve di capacità con spinta in direzione -X. In quella direzione, infatti, l'US adiacente si comporta come un contrafforte con contributo stabilizzante, mentre la spinta in direzione +X sarà sicuramente più severa tenendo conto del contributo instabilizzante.

Per concludere, riportiamo alcune considerazioni tratte da [1], che riteniamo molto importanti per il corretto inquadramento degli edifici storici, con particolare riguardo alle "schiere" (edifici in aggregato). In sostanza:

- I **metodi cinematici** sono i più importanti per le tipologie "storiche" senza solai in c.a. (intendendo per storici non solo gli edifici monumentali ma anche i fabbricati residenziali edificati tempo fa nei vari paesi o centri storici). Non chiamano in causa le resistenze ma la stabilità dell'equilibrio, soprattutto per i comportamenti fuori-piano (la maggior parte delle cause di dissesto rilevate a seguito degli eventi sismici).
  È qui che si progetta l'influenza dei tiranti, dei collegamenti fra le strutture (fra pareti tra loro e fra pareti e solai), dell'eliminazione delle spinte da sistemi voltati.
- Assicurata la stabilità della struttura nei confronti dei cinematismi, può essere importante valutare la **capacità in termini elastici-non lineari**. Qui si chiama in causa la resistenza e vari tipi di modellazione, fra cui i macro-elementi a telaio. Vi è però una grande eterogeneità di proposte, e quindi di fatto, almeno per ora, si opera in un campo soggetto ad approssimazioni significative, a fronte di una importanza spesso "secondaria" nei confronti del reale comportamento degli edifici esistenti sotto azioni sismiche.
  Lo studio della rigidezza elastica equivalente degli orizzontamenti voltati finalizzato alla modellazione a telaio equivalente dell'intero edificio è certamente interessante, ma sembra secondario nei confronti della valutazione di vulnerabilità degli edifici esistenti. L'importante è essere consapevoli che un grande onere computazionale in questa direzione non corrisponde automaticamente ad una migliore stima di vulnerabilità o a un miglior progetto di consolidamento.

Nota. Nei modelli 3D degli edifici (finalizzati alle analisi globali di resistenza) la deformazione della scatola muraria non è determinata solo dalla rigidezza dell'impalcato nel suo piano orizzontale, ma anche dalla natura dei collegamenti (ammorsamenti) fra pareti ortogonali. In un corretto modello 3D riteniamo che si debba tener conto non solo del comportamento elastico-non lineare nel piano ma anche del fuori piano (come del resto la Normativa suggerisce per la pressoflessione ortogonale, e come indicato dai documenti del Prof. Magenes sui metodi a telaio equivalente), e si deve valutare con attenzione la modellazione dei collegamenti fra le pareti.

In definitiva, per l'analisi del comportamento globale, che chiama in causa la resistenza delle pareti, è possibile delineare il seguente schema operativo:

- **Edifici con pareti tra loro non collegate**
  Modello 3D non idoneo. Si possono studiare singoli paramenti ma facendo attenzione a non modellare estensioni di decine di metri! Inoltre, questi paramenti isolati saranno comunque più vulnerabili alle azioni di ribaltamento ortogonali, e quindi lo studio nel piano appare comunque secondario. In questi casi la natura dell'impalcato conta poco (anche perché quasi sempre si riscontrano pareti mal collegate in presenza di solai non rigidi).
- **Edifici con pareti tra loro ben collegate**
  a) piani rigidi (solai in c.a.): modello 3D

b) piani deformabili (solai in legno, ecc.): modello 3D determinato dal buon collegamento fra le pareti. I solai potranno essere con rigidezza trascurabile o con rigidezza finita: quest'ultimo caso può essere schematizzato per mezzo di aste che "collegano" i nodi della maglia di solaio per rappresentare la rigidezza nel piano orizzontale.

- **Edifici a schiera**

  In caso di solai non rigidi (come quasi sempre accade) è comunque preferibile (come indicato in [1]) non addentrarsi in analisi 3D elastico-non lineari troppo complesse e solo parzialmente attendibili: molto meglio studiare le modalità di collasso tramite cinematismi delle varie parti degli edifici interessati.

Bibliografia di riferimento

[1] Manuale delle murature storiche, Direttore scientifico: Antonio Borri, a cura di Chiara Donà, con la collaborazione di Alessandro De Maria, 2011, DEI Tipografia del Genio Civile.

[2] M. Altilia: Analisi FEM di edifici in muratura in aggregato edilizio, Grafill, I ed. novembre 2020, ISBN: 13 978-88-277-0191-1

[3] Sicurezza e conservazione dei centri storici. Il caso Ortigia, a cura di Antonino Giuffrè, Laterza

3.2.4.12 Verifiche di stabilità nelle strutture murarie

Lo studio della stabilità dell'equilibrio degli elementi costruttivi è molto importante in analisi strutturale ed assume valenza primaria per alcune tipologie (strutture metalliche, elementi snelli in genere). Anche gli edifici in muratura sono interessati dalla problematica, in quanto le pareti snelle possono manifestare problemi di stabilità in corrispondenza di geometrie e di condizioni di carico sfavorevoli.

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 a edifici nuovi. Viene utilizzato un coefficiente (Φ) di riduzione della resistenza a compressione del materiale dipendente dalla snellezza dell'elemento e dall'eccentricità del carico verticale.

Ma situazioni potenzialmente rischiose possono presentarsi negli edifici esistenti, dove frequentemente si trovano pareti sufficientemente snelle (p.es. mattoni pieni ad una testa) per evidenziare problemi di stabilità, non solo sotto l'azione di carichi verticali. Durante l'evento sismico, infatti, le azioni fuori piano possono crescere notevolmente, amplificando la possibilità di instabilizzazione delle pareti.

Data la difficoltà di adattare il metodo del coefficiente di riduzione della resistenza del materiale al caso delle pareti esistenti, si è scelto di applicare la metodologia derivante dagli studi di Schultz e Mueffelman, che hanno affrontato in maniera organica il problema della stabilità di pareti snelle in muratura sollecitate da azioni verticali e orizzontali fuori piano. Tale 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.

Nei paragrafi seguenti sono descritti i parametri implementati in Aedes.PCM per l'analisi di stabilità dell'equilibrio; alcuni casi di studio sono riportati nel Manuale degli Esempi Applicativi.

3.2.4.12.1 Modellazione dei fenomeni di instabilità

I fenomeni d'instabilità che possono verificarsi sono distinti in due tipologie:

- instabilità per carico di punta: si verifica per alti valori dello sforzo assiale di compressione e bassi valori di momento flettente, ricadendo nel caso di piccola eccentricità. Un collasso di questo tipo, caratteristico di pareti snelle molto compresse, non frequente, determina il collasso fragile dell'elemento, con totale sconnessione dell'elemento in analisi pushover;
- instabilità progressiva: tale fenomeno è legato dal rapporto tra sforzo normale di compressione e momento flettente, e comporta la rottura locale del pannello. Data la natura oscillatoria del fenomeno sismico, instabilità di questo tipo "rientrano" e difficilmente comportano il collasso della struttura. Per queste ragioni, la parete in crisi viene modellata in analisi pushover con l'inserimento di svincolamenti alla rotazione e conseguentemente non vi è una diretta relazione con l'interruzione dell'analisi.

3.2.4.12.2 Implementazione in Aedes.PCM

Per eseguire le verifiche di stabilità è necessario attivare l'opzione "Riduzione della resistenza per gli effetti dell'instabilità" in Parametri di Calcolo > Verifiche.

Nel caso in cui un elemento raggiunga la crisi per instabilità, progressiva o per carico di punta, verrà colorato di celeste, come mostrato in figura seguente.

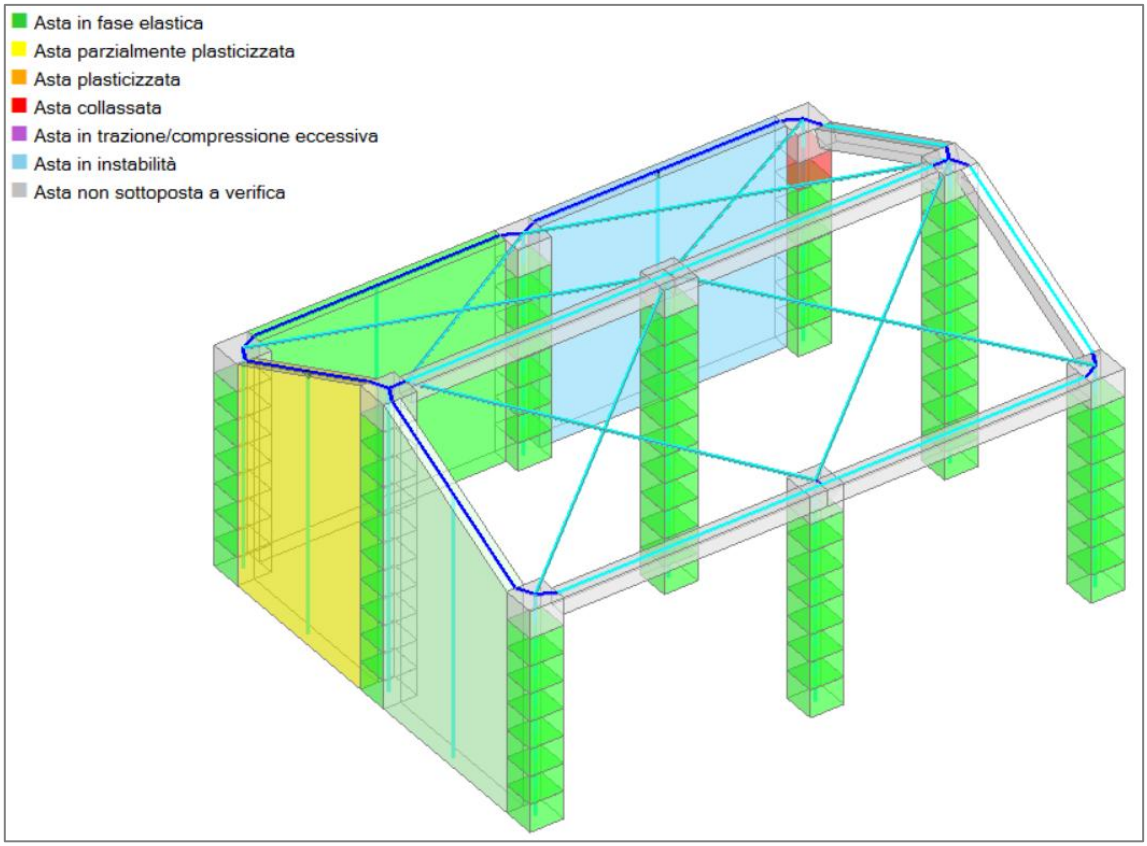


Figura 140. Verifiche - Rappresentazione grafica del collasso per instabilità

In analisi sismica non lineare la verifica di stabilità viene controllata attivando la visualizzazione delle verifiche a pressoflessione nel piano o fuori dal piano, mentre in analisi sismica lineare le verifiche di stabilità possono essere evidenziate attivando la visualizzazione delle verifiche a pressoflessione ortogonale.

3.2.4.12.3 Considerazioni di carattere applicativo

Lo svolgimento delle verifiche di stabilità in analisi sismica comporta un aggravio dei risultati che è stato messo in evidenza nel manuale degli esempi applicativi, cui si rimanda per approfondimenti.
Ciò dipende da due aspetti: queste verifiche sono in effetti maggiormente restrittive, ma inoltre tendono ad esaltare eventuali errori di modellazione. È quindi necessario porre una maggiore attenzione nella generazione della struttura, ricordando di seguire regole di buona modellazione che possiamo brevemente ricapitolare:

- Scegliere un livello di dettaglio del modello adeguato al problema che deve essere affrontato.
- Porre attenzione nella discretizzazione degli elementi, spezzando le pareti in modo da regolarizzare il più possibile il corrispondente telaio equivalente.
- Porre estrema attenzione nella modellazione dei tetti, per quanto riguarda soprattutto il grado di vincolo degli elementi che lo costituiscono.
- Inserire il carico relativo a balconi e cornicioni (avente effetto stabilizzante sulle pareti).
- Porre attenzione nella scelta della lunghezza deformabile degli elementi, sia nel piano della parete che in quello ortogonale. La presenza di solai con funzione di ritegno al ribaltamento può essere modellata tramite un'adeguata zona rigida fuori piano.

Oltre a questo, è sempre buona norma verificare la bontà di un modello analizzandone i risultati dell'analisi modale e dell'analisi statica non sismica, che mettono in evidenza la presenza di eventuali errori grossolani.

3.2.4.13 Vincolamento dei nodi

Esaminiamo il vincolamento dei nodi attraverso i parametri che lo condizionano:

- Proprietà del Livello
  - Impalcato rigido
  - Gradi di libertà
- Proprietà del Nodo
  - Livello
  - Sempre sede di massa locale
  - Vincoli esterni
  - Vincoli di calcolo

Per verificare il corretto vincolamento dei nodi conviene focalizzare l'attenzione sulla sola analisi modale, osservando le componenti di spostamento dei singoli nodi nelle deformate modali.
In particolare, per le componenti bloccate risulteranno spostamenti nulli. Eventuali labilità saranno evidenziate dall'interruzione dell'analisi o attraverso risultati anomali dei modi di vibrare (periodo di vibrazione e/o la frazione di massa partecipante).

Distinguiamo i seguenti casi:

A) Livello non rigido

Il vincolamento del nodo non è influenzato dalle proprietà del livello di appartenenza. Il vincolo di calcolo è uguale al vincolo esterno (vincolo in input). La proprietà "Sempre sede di massa locale" è ininfluente.

B) Livello rigido

In fase di analisi, viene creato il nodo master del livello, posizionato nel baricentro delle masse nodali dei nodi ad esso riferiti (masse generatrici) e caratterizzato dalla massa complessiva di tali nodi (massa generata). La posizione del nodo master è univoca in quanto si deve considerare una sola combinazione di carico sismica (NTC 2018, §2.5.3).

B.1) Livello rigido in direzione X e Y

Se il nodo non è "Sempre sede di massa locale" si tratta di un nodo slave. Traslazione X/Y e Rotazione Z sono rigidamente collegate al nodo master (0 nel vincolo di calcolo), mentre le altre componenti dipendono dal vincolo esterno del nodo.

Se il nodo è "Sempre sede di massa locale" non è un nodo slave. Il vincolo di calcolo coincide con il vincolo esterno.

Nelle proprietà del livello, gruppo Gradi di Libertà, è possibile bloccare le seguenti componenti di spostamento: Traslazione X/Y e Rotazione Z. Il vincolo è imposto al nodo master e ha effetto su tutti i nodi slave.

B.2) Livello rigido in direzione X

Se il nodo non è "Sempre sede di massa locale" si tratta di un nodo slave. La Traslazione X è rigidamente collegata al nodo master (0 nel vincolo di calcolo), mentre le altre componenti dipendono dal vincolo esterno del nodo.

Se il nodo è "Sempre sede di massa locale" non è un nodo slave. Il vincolo di calcolo coincide con il vincolo esterno.

Nelle proprietà del livello, gruppo Gradi di Libertà, è possibile bloccare la Traslazione X. Il vincolo è imposto al nodo master e ha effetto su tutti i nodi slave.

B.3) Livello rigido in direzione Y

Se il nodo non è "Sempre sede di massa locale" si tratta di un nodo slave. La Traslazione Y è rigidamente collegata al nodo master (0 nel vincolo di calcolo), mentre le altre componenti dipendono dal vincolo esterno del nodo.

Se il nodo è "Sempre sede di massa locale" non è un nodo slave. Il vincolo di calcolo coincide con il vincolo esterno.

Nelle proprietà del livello, gruppo Gradi di Libertà, è possibile bloccare la Traslazione Y. Il vincolo è imposto al nodo master e ha effetto su tutti i nodi slave.

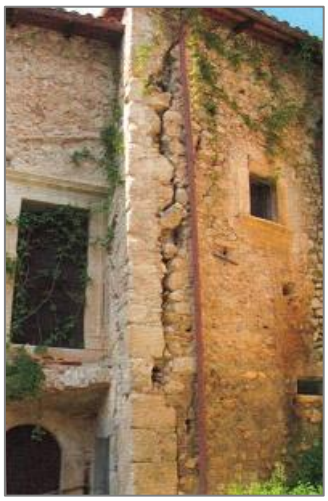
3.2.4.14 Rigidezza degli impalcati

Aedes.PCM è stato sviluppato come software generico ad elementi finiti monodimensionali (aste) che per la muratura modella il sistema a telaio equivalente.

Il vincolamento esterno e interno di tutte le aste è sotto controllo dell'Utente, che può operare le scelte che ritiene più opportune per rappresentare la struttura esaminata.
Proprio questa generalità di schematizzazione costituisce un aspetto vantaggioso per Aedes.PCM: non c'è alcun modello (macroelemento o similari) il cui comportamento costituisca un'impostazione predefinita per la schematizzazione dell'edificio. Nella generazione del modello strutturale, il software posiziona le aste del telaio equivalente in corrispondenza di muri, travi e colonne definiti nel modello architettonico. Le aste vengono quindi ricollegate per mezzo di link rigidi che rappresentano il comportamento d'insieme della struttura e sui quali si può intervenire in vario modo, in particolare nell'impostazione del vincolamento interno.

Ciò premesso, vediamo alcuni approfondimenti sull'utilizzo di Aedes.PCM per modellare edifici in muratura, a partire dai casi di edifici esistenti più vulnerabili, con varie criticità, a quelli di edifici consolidati o nuovi.

A) Edificio esistente con pareti ortogonali non collegate o non correttamente ammorsate agli angoli e alle intersezioni dei muri. Impalcati deformabili.
È il caso di edifici dove i paramenti murari sono stati semplicemente accostati, magari perché realizzati in tempi successivi, o dove comunque lesioni verticali indicano nello stato di fatto un'assenza di collegamento efficace fra paramenti murari (vedi figura). In questo caso, lo stato di fatto non deve essere modellato con un telaio globale 3D, in quanto l'edificio è assimilabile ad un assemblaggio di paramenti ognuno con comportamento piano 2D.



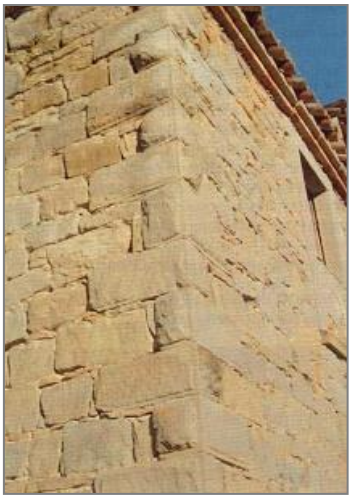
Per valutare la vulnerabilità di paramenti murari "distaccati" tra loro si dovrà procedere secondo i seguenti punti:

- **Comportamento fuori piano**
  Analisi cinematica dei meccanismi di collasso per ribaltamento.
- **Comportamento nel piano**
  - Analisi cinematica dei meccanismi di collasso nel piano, oppure
  - Analisi pushover di paramenti isolati (più frequentemente utilizzata). Possono essere generati tanti modelli quanti sono i singoli paramenti oggetto di studio. Non ci sono quindi link di collegamento fra parti diverse dell'edificio.

Uno stato di progetto dovrà provvedere necessariamente al ripristino o alla creazione del corretto ammorsamento tra muri.

B) Edificio esistente con pareti ortogonali correttamente ammorsate tra loro. Impalcati deformabili.

È il caso di edifici dove i paramenti murari sono ben collegati tra loro (o per effetto di un consolidamento agli ammorsamenti d'angolo e alle intersezioni dei muri). Questi collegamenti "verticali" (lungo le intersezioni) fra pareti tra loro ortogonali creano già di per sé una "scatola" muraria, cioè una struttura che ha comportamento spaziale. Nel modello a telaio equivalente, i collegamenti fra i diversi muri sono rappresentati, a livello di impalcato, dai link rigidi.



Nota. La presenza di cordoli di ammorsamento dei solai sulle pareti (o comunque di strutture perimetrali, anche in acciaio, che vincolano correttamente il solaio e ne impediscono il movimento indipendente nel corso dell'evento sismico) rafforza questa ipotesi, ma non ha effetto sulla rigidezza dell'impalcato (questa è determinato dalla configurazione di superficie del solaio stesso: tavolato ligneo, soletta in c.a., semplici travi o putrelle in ferro, ecc.). L'effetto dei cordoli perimetrali si esplica soprattutto sulle strutture portanti: p.es. grazie ai cordoli le fasce murarie presentano maggiore resistenza alla pressoflessione. Nel modello di Aedes.PCM, si propone un comportamento unitario, con un unico elemento orizzontale che rappresenta sia il cordolo che la fascia muraria: la resistenza a trazione offerta dal cordolo può essere specificata nelle proprietà della fascia muraria. Un'altra influenza dei cordoli riguarda le zone rigide in sommità ai maschi murari (che possono essere modificate liberamente).

L'impalcato è deformabile: ogni massa vibra localmente (nei nodi sedi di carico). L'analisi modale mostrerà deformazioni compatibili sia con le connessioni tra i muri che con la deformabilità del piano.

B.1) I link sono considerati incastrati: gli ammorsamenti sono ben realizzati ed efficaci (è questa la situazione più frequente dopo un consolidamento nei confronti dei meccanismi di collasso). Il solaio flessibile mostrerà scostamenti dalla deformazione rigida solo nelle zone delle pareti dove ci sono aperture (travi, fasce) cioè dove effettivamente le masse locali possono vibrare senza rispettare condizioni di legame rigido di piano. È evidente che se si modella una scatola

senza aperture, i link rigidi che simulano la connessione fra le pareti sono già di per sé sufficienti a garantire un'indeformabilità di piano anche nel caso di piani flessibili.

B.2) Gli ammorsamenti ci sono, le pareti non possono allontanarsi reciprocamente (e quindi le traslazioni differenziali orizzontali sono impedite), però gli angoli potrebbero "aprirsi", cioè si potrebbero avere rotazioni differenziali. In questo caso, è sufficiente svincolare la rotazione dei link in corrispondenza dell'angolo. La deformata modale evidenzierà la variazione dell'angolo (p.es. a partire da un angolo iniziale di 90°, si ha una diminuzione o un aumento), e quindi si discosta anche per questo aspetto dalla deformazione che si avrebbe in caso di piano rigido.

C) Edificio esistente con pareti ortogonali correttamente ammorsate tra loro. Impalcati rigidi (questo è anche il caso più frequente per gli edifici nuovi).

C.1) In questo caso, i link sono considerati incastrati e gli implacati rigidi: tutte le deformate modali evidenziano il mantenimento degli angoli (rigidità) negli spostamenti orizzontali. Le masse non sono più locali ma vengono concentrate nei nodi master.

D) Situazioni intermedie

Aedes.PCM consente l'analisi di tutte le situazioni intermedie possibili:

- alcuni impalcati rigidi (p.es. solai intermedi) e altri no (p.es. copertura)
- nell'ambito di uno stesso impalcato, zone di solaio rigide e altre deformabili. Si possono modellare in due modi distinti:
  - livello rigido, ma con alcuni nodi non collegati al nodo master. Si avrà quindi una massa baricentrica (nel baricentro dei nodi collegati al master, quindi il baricentro non di tutto l'impalcato ma quello effettivo della parte considerata rigida) e masse locali nei nodi non collegati al master;
  - livello non rigido, con alcuni solai definiti rigidi. È possibile definire porzioni di solaio rigide, che automaticamente generano un contorno rigido cioè capace di mantenere la forma sotto azioni orizzontali.

Discutibile è la pretesa (avanzata da altri software) di quantificare in modo preciso una rigidezza di impalcato alle azioni orizzontali. Poiché si tratta di un parametro strutturale difficile da definire, nell'incertezza conviene muoversi tra le due ipotesi estreme (assumendo come risultato quello più sfavorevole). Eventualmente, quando sia consentito da un assetto strutturale definito attraverso indagini approfondite, nel modello si possono inserire elementi di controvento di solaio (non rigidi) per "collegare" i contorni della maglia di solaio e contribuire quindi a una minore deformabilità sotto azioni orizzontali. Aedes.PCM consente queste modellazioni attraverso l'inserimento di aste di controvento di solaio genericamente definibili dall'Utente (in legno, acciaio, ecc.).

Inoltre, tutte queste funzionalità sono arricchite dal poter considerare ogni massa agente solo in direzione X o solo in direzione Y. Il caso più generale è quello di masse agenti lungo entrambe le direzioni, ma possono esservi situazioni di vincolo e di interferenza di edifici adiacenti che consigliano di modellare masse che si attivano solo in una direzione.

Conclusioni

Tutto ciò premesso, unito alla assoluta generalità dei vincolamenti esterni ed interni, consente la realizzazione del miglior modello possibile, ovviamente nell'ambito del metodo a telaio equivalente (metodo adottato da Aedes.PCM e consigliato, oltre che dalla Normativa nazionale vigente, anche dagli Eurocodici e da numerosi lavori internazionali). Si ribadisce che il metodo adottato in Aedes.PCM è il **telaio equivalente puro**, senza l'utilizzo (come in altri software) di alcun macroelemento particolare di fronte al quale l'Utente potrebbe non comprendere pienamente il comportamento (soprattutto nelle analisi pushover). In Aedes.PCM l'Utente ha il pieno controllo delle caratteristiche della struttura attraverso le proprietà di nodi e aste. Le aste sono elementi frame (beam o truss), ben note come bagaglio culturale ad ogni progettista strutturale, che quindi è perfettamente in grado di adattare il software all'edificio esaminato e comprendere i risultati delle analisi.

Allegati

A titolo esemplificativo di quanto sopra illustrato, si faccia riferimento a due modelli reperibili sul sito Aedes: https://www.aedes.it/web/guest/-/solai-rigidi-e-deformabili

Si tratta dei modelli di una scatola muraria senza aperture (Scatola_Chiusa) e di una con aperture (Scatola_Con_Aperture), schematizzati secondo i punti B.1, B.2 e C.1, e con riferimento a due configurazioni murarie:

- una con materiale omogeneo (mattoni pieni), e quindi con perfetta simmetria;
- una con materiali diversi (una parete X e una Y in mattoni pieni, l'altra parete X e l'altra Y in pietrame disordinato. La scelta di materiali nettamente distinti permette di apprezzare gli effetti della dissimmetria).Per tutti questi esempi, il modello strutturale è stato già generato, e si può eseguire direttamente l'analisi. Consultando i risultati dell'analisi modale, si confrontino periodi, masse partecipanti e deformate per evidenziare l'effetto delle diverse ipotesi.

In particolare, visualizzando le deformate modali si evidenziano le seguenti osservazioni.

- B1 (link incastrati). La scatola chiusa conserva la forma rettangolare grazie ai link anche se il piano è flessibile, questo indipendentemente da materiali omogenei o diversi. La scatola con aperture conserva gli angoli a 90° ma lungo il parametro si vedono, in corrispondenza delle masse locali determinate dalle aperture, le deformazioni locali che rendono non più rettangolare la deformata.
- B2 (link con rotazioni consentite). La scatola chiusa mostra l'effetto del solaio deformabile attraverso la deformazione angolare, e quindi la forma non resta rettangolare neppure nei modi fondamentali traslazionali.
- In B1 e B2 nella scatola con aperture, lungo il paramento X (contenente l'apertura) l'effetto del piano flessibile è evidente, mentre gli angoli rispettano la condizione imposta dal vincolamento interno dei link d'angolo (indeformato nel caso di incastro interno, deformato nel caso di rotazioni consentite).
- C1 (piano rigido). Sia per la scatola chiusa che per quella con aperture, la deformata modale evidenzia la conservazione della forma rettangolare.

3.2.4.15 Combinazioni di carico sismiche

Alcuni Autori evidenziano che le combinazioni di carico da considerare nelle analisi sismiche lineari siano 32. Questo paragrafo illustra le modalità con cui opera Aedes.PCM e come consultare i risultati delle analisi.

Il numero di 32 combinazioni è una conseguenza dell'impostazione normativa vigente. Facciamo riferimento al seguente schema, pubblicato su Internet dal Prof. Ghersi.

Quante combinazioni di carico?

In presenza di sisma:

1 • carico verticale con valore ridotto ($g_k + \psi_2 q_k$) su tutte le campate di trave

2 • forze sismiche (statiche o modali) in direzione x / y

4 • verso delle forze sismiche: positivo / negativo

8 • eccentricità accidentale: positiva / negativa

16 • forze in una direzione più 0.3 forze nell'altra direzione, prese col segno: positivo / negativo

32 • eccentricità nell'altra direzione: positiva / negativa

Azione sismica principale	segno	eccentricità	Azione sismica secondaria	eccentricità	N° comb.
E_x	+	$+ e_y$	$+ 0.3\ E_y$	$+ e_x$	1
				$- e_x$	2
			$- 0.3\ E_y$	$+ e_x$	3
				$- e_x$	4
		$- e_y$	$+ 0.3\ E_y$	$+ e_x$	5
				$- e_x$	6
			$- 0.3\ E_y$	$+ e_x$	7
				$- e_x$	8
	−	$+ e_y$	$+ 0.3\ E_y$	$+ e_x$	9
				$- e_x$	10
			$- 0.3\ E_y$	$+ e_x$	11
				$- e_x$	12
		$- e_y$	$+ 0.3\ E_y$	$+ e_x$	13
				$- e_x$	14
			$- 0.3\ E_y$	$+ e_x$	15
				$- e_x$	16
E_y	+	$+ e_x$	$+ 0.3\ E_x$	$+ e_y$	17
				$- e_y$	18
			$- 0.3\ E_x$	$+ e_y$	19
				$- e_y$	20
		$- e_x$	$+ 0.3\ E_x$	$+ e_y$	21
				$- e_y$	22
			$- 0.3\ E_x$	$+ e_y$	23
				$- e_y$	24
	−	$+ e_x$	$+ 0.3\ E_x$	$+ e_y$	25
				$- e_y$	26
			$- 0.3\ E_x$	$+ e_y$	27
				$- e_y$	28
		$- e_x$	$+ 0.3\ E_x$	$+ e_y$	29
				$- e_y$	30
			$- 0.3\ E_x$	$+ e_y$	31
				$- e_y$	32

Figura 141. Combinazioni di carico sismiche

In Aedes.PCM per "Combinazione di Carico in Analisi Sismica" si intende l'espressione comprensiva di tutti i contributi, corrispondente alla formulazione contenuta in NTC 2018, §2.5.3 (2.5.7).

La combinazione sismica è univoca, e gli effetti sismici si indicano con "E".

È per calcolare gli effetti "E" che si generano tutte le combinazioni sismiche riportate nella figura soprastante.

La procedura adottata in di Aedes.PCM è la seguente:

1. si risolvono le condizioni elementari sismiche in direzione X e Y, considerando +/- gli effetti torcenti (durante questa fase, in Analisi Dinamica Modale, avvengono le sovrapposizioni modali);
2. per una data direzione, si determinano i massimi effetti e si combinano con il 30% dei massimi effetti ottenuti per l'altra direzione. Ne derivano gli effetti sismici complessivi Esism;
3. si combinano con gli effetti statici Estat secondo [NTC 2018, §2.5.3 (2.5.7)] e il risultato definitivo viene riportato come Estat +/- Esism.

In presenza di sisma verticale, c'è in aggiunta il fatto che gli effetti sismici risentono anche del sisma verticale.

3.2.4.16 Effetti torcenti dovuti all'eccentricità accidentale

Le indicazioni normative sulla modellazione dell'azione sismica prevedono che (NTC 2018, §7.26):

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

Non sono presenti indicazioni specifiche per edifici in muratura con piani deformabili, sono necessarie, quindi, alcune considerazioni.
Riportiamo un estratto del volume "La valutazione delle prestazioni sismiche di strutture esistenti in cemento armato: indicazioni dalle linee guida NEHRP" di G.C. Beolchini, G. Di Pasquale, L. Gizzarelli (2002):

> ***3.4.1 Effetti torsionali***
> *I modelli analitici devono tener conto degli effetti torsionali risultanti dalla differente posizione nel piano del centro delle masse e delle rigidezze della struttura.*
> *Il momento torsionale risultante ad un dato livello è dato dalla somma dei seguenti contributi:*
> *· Torsione effettiva. È definita dal momento dovuto all'eccentricità tra il centro della massa del piano considerato e dei piani superiori, ed il centro di rigidezza degli elementi verticali resistenti sottostanti il livello considerato.*
> *· Torsione accidentale. Viene quantificata mediante un momento torsionale prodotto da una traslazione orizzontale convenzionale dei centri di massa, ai piani superiori ed incluso il piano di verifica, pari al 5% della dimensione orizzontale del piano; la traslazione è perpendicolare alla direzione dell'azione che realizza tale condizione.*

Quanto detto può essere valido per qualsiasi sistema strutturale, sia il telaio in c.a. sia il telaio equivalente della muratura. Tuttavia, in un impalcato deformabile il centro delle rigidezze non esiste. Non c'è alcuna torsione legata all'eccentricità del baricentro rispetto al centro delle rigidezze. Le masse vibrano localmente e non esiste una relazione master-slave. Esiste ovviamente il centro di

massa inteso come baricentro delle masse, ma non è un nodo strutturale di tipo master in cui si concentra l'azione sismica.

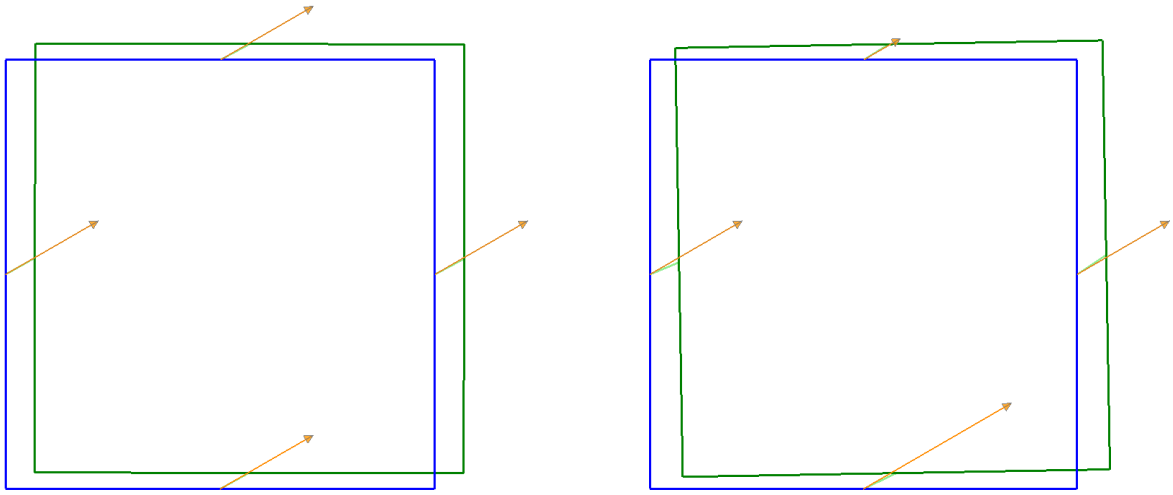
Inoltre, proviamo a quantificare il reale ruolo svolto dall'incertezza delle masse nei confronti dei risultati dell'analisi. Per gli edifici in muratura e in particolare per gli edifici esistenti, che in genere presentano murature molto spesse, le incertezze sulla posizione delle masse sono molto poco significative: la gran parte delle masse sismiche è determinata dalla massa delle pareti portanti e dai carichi permanenti univocamente posizionati, e queste non possono essere soggette a incertezza. Le masse corrispondenti ai permanenti strutturali (pesi propri, strutture portanti di solaio) sono dove sono, senza incertezze. L'unica incertezza può riguardare le azioni variabili (p.es. carichi accidentali), le quali in analisi sismica sono comunque affette da un coefficiente ψ_2 che contribuisce a ridurre l'influenza di possibili variazioni posizionali (diverso è il caso dei telai in c.a. dove i carichi variabili o i permanenti non strutturali possono essere rilevanti).

In pratica, negli edifici in muratura l'adozione di effetti torcenti dovuti all'eccentricità accidentale è discutibile sia in caso di impalcati deformabili che in caso di impalcati rigidi. Gli effetti torcenti, usati in modo inappropriato (cioè considerando l'incertezza sul posizionamento delle masse che invece sono posizionate in modo fisso), possono alterare i risultati allontanandoli dalla realtà.

Inoltre, gli edifici esistenti in muratura con impalcati deformabili possono essere studiati per singoli sistemi di pareti complanari (NTC 2018, §8.7.1). Dove finiscono in tal caso gli effetti torcenti aggiuntivi? È evidente che in questo caso non vengono considerati.

Per questi motivi Aedes.PCM consente di ignorare gli effetti dell'eccentricità accidentale sia nelle analisi sismiche lineari che in quelle non lineari.

Tuttavia, se si sceglie di considerare gli effetti dell'eccentricità accidentale, questi sono ottenuti in modo diverso a seconda che l'impalcato sia rigido o deformabile.
Nel caso di livello rigido, l'effetto è ottenuto applicando un momento torcente aggiuntivo in corrispondenza del nodo master del livello.
Nel caso di livello deformabile, le forze sismiche agenti sui nodi dotati di massa locale vengono rimodulate in modo da generare la stessa risultante traslazionale ma anche una coppia torcente equivalente all'effetto dell'eccentricità accidentale. La figura seguente illustra un esempio di come vengono rimodulate le forze. La figura mostra la vista dall'alto di una struttura scatolare caratterizzata da quattro masse uguali poste al centro di ogni lato. Senza gli effetti dell'eccentricità accidentale (a), le forze simiche sono tutte uguali i modulo perché relative a masse uguali e la struttura trasla nella direzione sismica. Con gli effetti dell'eccentricità accidentale (b) è evidente la rimodulazione delle forze sismiche che porta sempre ad una traslazione nella direzione sismica ma anche ad una torsione della struttura.



(a) (b)

Figura 142. Forze sismiche in caso di impalcato deformabile: (a) senza gli effetti dell'eccentricità accidentale; (b) con gli effetti dell'eccentricità accidentale (rimodulazione delle forze sismiche)

3.2.4.17 Componente sismica verticale

Riportiamo un estratto di NTC 2018, §C7.3.5:

> *"Risposta alle diverse componenti dell'azione sismica ed alla variabilità spaziale del moto.*
> *Nel caso di analisi statiche non lineari e possibile applicare separatamente ciascuna delle due componenti orizzontali (insieme a quella verticale ove necessario ed agli spostamenti relativi prodotti della variabilità spaziale del moto ove necessario), riconducendo quindi la valutazione unitaria degli effetti massimi ai valori più sfavorevoli così ottenuti."*

Si nota quindi che anche nell'analisi statica non lineare così come nelle analisi lineari è prevista l'applicazione della componente sismica verticale "ove necessario". Per valutare se gli effetti della componente sismica verticale siano o meno significativi è quindi necessario svolgere le analisi che includano anche tale componente per poi poterne trarre un giudizio finale.

Per approfondimenti sugli effetti della componente sismica verticale si rinvia alla documentazione pubblicata da Massimo Mariani e Francesco Pugi nel sito web Ingenio e negli atti della conferenza internazionale Compdyn 2019. Gli Autori hanno prodotto una serie di articoli fornendo un quadro generale sull'argomento, a partire dalla constatazione dei danni rilevati nei recenti eventi sismici, fino alla possibilità di includere gli effetti del "sisma verticale" nelle analisi strutturali professionali, in completa conformità con i contenuti normativi vigenti.
In particolare, è stato prodotto un algoritmo (presentato nell'articolo 4), che consente l'implementazione in analisi pushover del contributo della componente sismica verticale in qualsiasi software dedicato agli edifici esistenti in muratura.
Aedes.PCM accoglie ed implementa questo algoritmo, permettendo così di considerare gli effetti della componente verticale dell'azione sismica in analisi pushover oltre che nelle altre analisi disponibili. Parametri specifici consentono di attivare il contributo del sisma verticale in modo

distinto per l'Analisi Dinamica Modale, per l'Analisi Statica non Lineare (Pushover) e per l'Analisi Cinematica dei meccanismi di collasso.

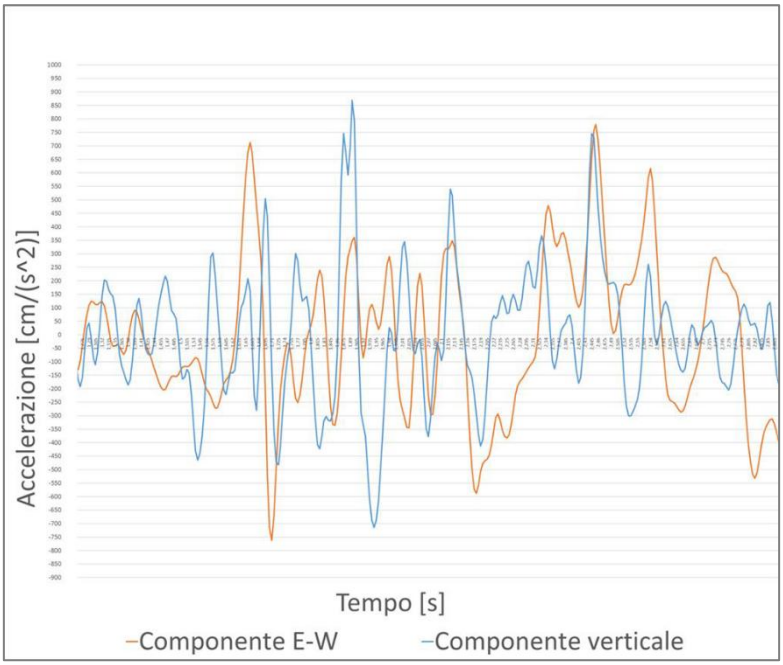
Gli articoli del percorso di ricerca sono elencati di seguito, con link che permetto di accedervi e un breve estratto dei loro contenuti.

Articolo 1

23.12.2017. Massimo Mariani:

Terremoto e caos: un nuovo percorso di analisi del comportamento dei sismi.

Il percorso di studio è partito dall'esame dei danni prodotti dai recenti terremoti nel Centro Italia, danni dovuti principalmente alla scarsa qualità della muratura. Si è potuto constatare come le accelerazioni sismiche verticali abbiano svolto un ruolo cruciale. Gli edifici ubicati in zone vicine alla faglia attiva ricevono accelerazioni sussultorie i cui effetti si compongono con quelli dovuti alle accelerazioni orizzontali. Nell'ambito della valutazione di vulnerabilità sismica è molto importante considerare questo aspetto per non rischiare la sovrastima della capacità e un conseguente giudizio di sicurezza inappropriato.



Si è quindi dato inizio ad un'indagine volta a quantificare l'entità degli effetti negativi della componente sismica verticale, considerando il comportamento non lineare degli elementi resistenti murari, e seguendo una metodologia coerente con la Normativa tecnica vigente (D.M. 17.1.2018).

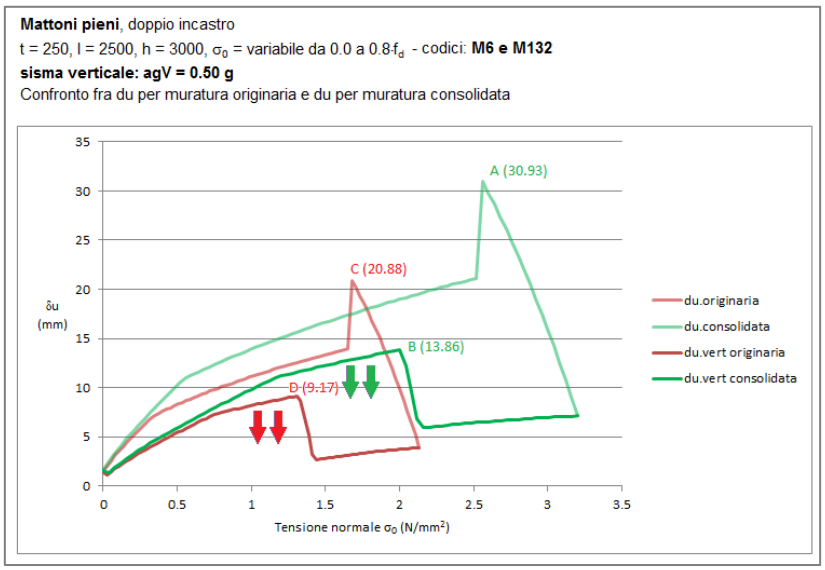
Articolo 2

25.07.2018. Massimo Mariani, Francesco Pugi:

Effetti negativi del sisma verticale sul comportamento delle pareti esistenti in muratura

In questa prima parte dell'indagine si è evidenziata la diminuzione di capacità sia in termini di resistenza che di spostamento ultimo mostrata dai pannelli murari sottoposti a sisma verticale. Sono

state registrate riduzioni percentuali significative a causa della variazione di carico assiale prodotta dalle accelerazioni verticali.



Articolo 3

01.10.2018. Massimo Mariani, Francesco Pugi, Alessio Francioso:

Sisma verticale: amplificazione della vulnerabilità degli edifici esistenti in muratura

Si è quindi reso opportuno il trasferimento dell'indagine da singoli pannelli verso edifici reali, cioè organismi murari composti da più pareti e da strutture complementari fra loro interagenti, con la finalità di focalizzare gli effetti negativi delle azioni sismiche verticali sulla valutazione di sicurezza degli edifici stessi.

Si è indagato sugli effetti delle accelerazioni verticali in relazione sia all'entità dell'evento sismico, sia a diversi livelli di qualità muraria (includendo gli effetti dei principali interventi di consolidamento), con riferimento alle murature irregolari.

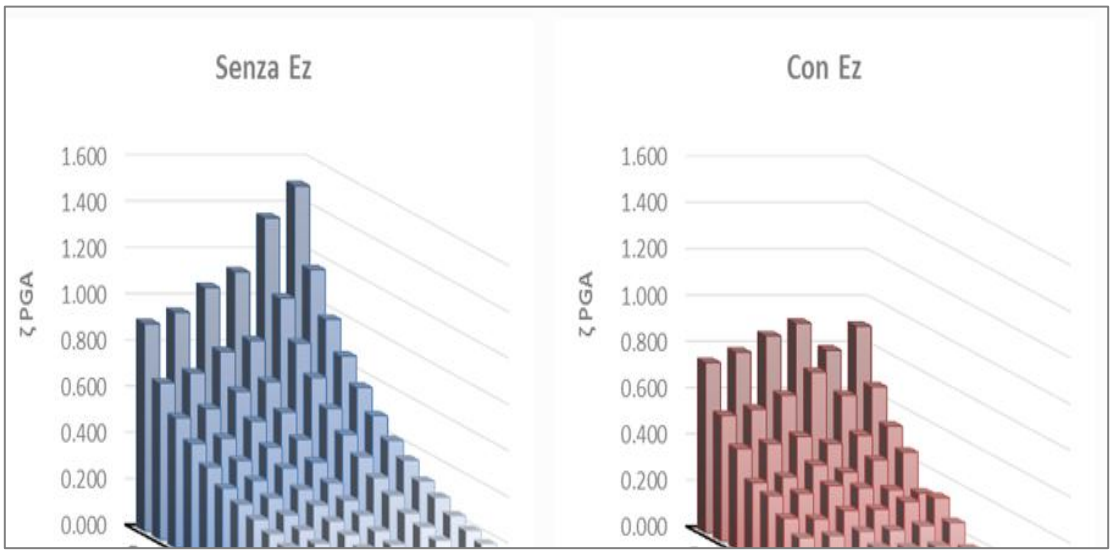


Figura 143. ζ_E in funzione dell'accelerazione al suolo e della qualità muraria

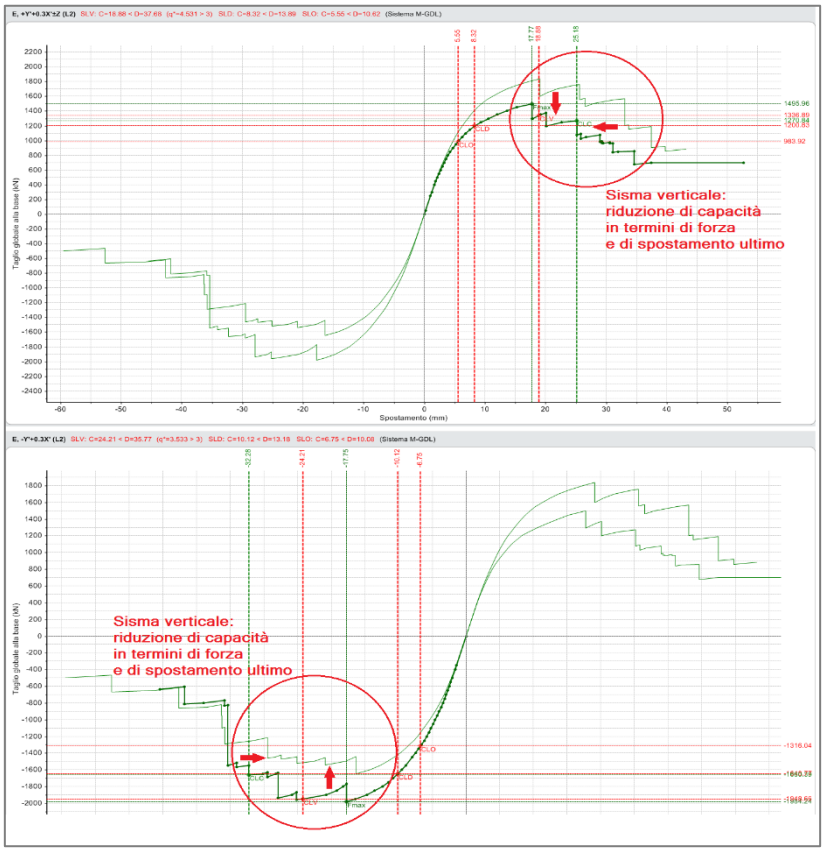
Articolo 4

20.12.2018. Massimo Mariani, Francesco Pugi, Alessio Francioso:

Sisma verticale: modellazione e analisi in ambito professionale sugli edifici esistenti in muratura

Il percorso di studio è stato orientato verso le applicazioni professionali, attraverso i seguenti punti:

- Influenza delle fessurazioni da cicli di compressione e decompressione del sisma verticale su rigidezza, resistenza e capacità di deformazione.
- Contributi singoli o simultanei delle componenti sismiche orizzontali e verticale.
- Definizione di un algoritmo conforme alle Norme vigenti implementabile in qualsiasi software professionale.
- Conseguenze del sisma verticale sulla Perdita Annuale Media attesa (PAM)



Articolo 5

18.02.2019. Massimo Mariani, Francesco Pugi:

Circolare NTC2018: finalmente si dovrà progettare considerando il sisma verticale

In questo articolo si è infine evidenziato come la nuova Circolare contenga riferimenti al sisma verticale che implicano importanti progressi nella progettazione, e conseguentemente esortano alla verifica da parte degli organismi di controllo e tutela affinché questo nuovo fronte sia praticato.



Le analisi pushover non possono prescindere dal considerare la multidirezionalità e la componente verticale. Il combinato disposto del D.M. 17.1.2018 e della Circ.7 del 21.1.2019 non può fornire giustificazioni per omissioni sullo studio degli effetti della contemporaneità delle componenti sismiche.

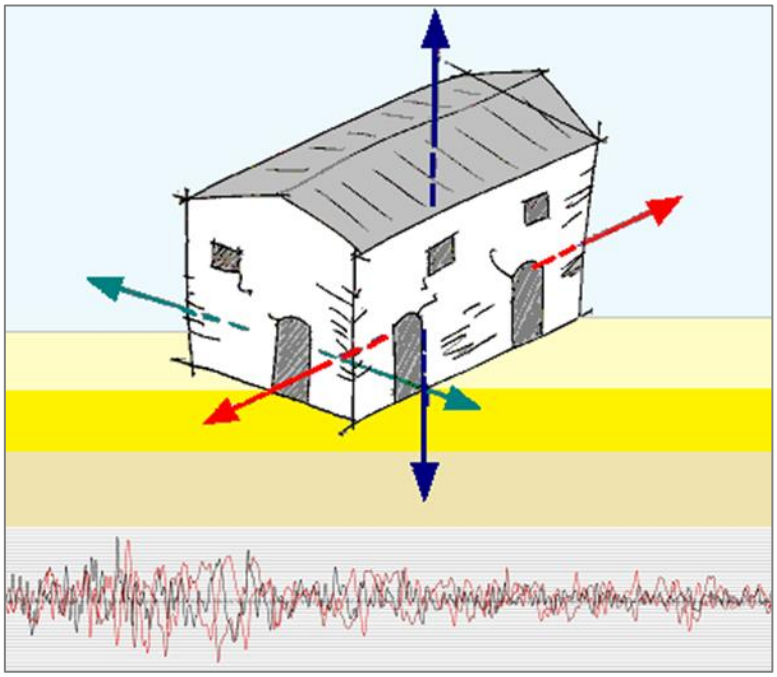


Figura 144. Contemporaneità delle componenti sismiche orizzontali e verticali

Articolo 6

24.06.2019. Massimo Mariani, Francesco Pugi, Alessio Francioso:

Vertical component of the seismic action: amplified vulnerability of existing masonry buildings

CompDyn 2019, 7th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 24-26 June 2019, Crete, Greece

L'articolo riepiloga il percorso di studio illustrato ai punti precedenti.

Dall'abstract: "Ad ogni passo dell'analisi pushover, le forze inerziali causate dal terremoto verticale vengono prese in considerazione nelle verifiche di sicurezza degli elementi: si registra una caduta della resistenza globale e della capacità di spostamento della struttura. La metodologia proposta è applicata al caso di studio di un edificio in muratura modellato secondo il metodo del telaio equivalente. Le analisi sono eseguite per diversi livelli di azione sismica e per diverse qualità della muratura, e sono stati discussi e confrontati i risultati delle analisi in assenza e in presenza della componente sismica verticale."

3.2.4.18 Verifiche per carichi concentrati

Le verifiche allo stato limite ultimo per carichi concentrati possono essere svolte con riferimento a normative di comprovata validità (NTC 2018, §4.5.6.2).

Riportiamo i paragrafi di due normative che forniscono i criteri di verifica per carichi concentrati:

- D.M. 14.9.2005, §5.4.6.2.4
- Eurocodice 6, §4.4.8

5.4.6.2.4 CARICHI CONCENTRATI

La verifica è soddisfatta se risulta:

$$N_{dc} \le N_{Rdc} = \beta_c A_c f_d \qquad [5.4.6.7]$$

dove

N_{dc} è il valore di progetto del carico concentrato;

N_{Rdc} è la resistenza di progetto;

A_c è l'area di appoggio;

β_c è un coefficiente di amplificazione per i carichi concentrati, valutato in funzione del tipo di muratura come di seguito indicato

f_d è la resistenza di progetto a compressione della muratura;

Se gli elementi resistenti sono di *Categoria I* (vedi par.11.9), il fattore β_c può essere valutato come segue:

$$\beta_c = \left(1 + 0.3\frac{a_1}{h_c}\right)\left(1.5 - 1.1\frac{A_c}{A_{eff}}\right) \qquad [5.4.6.8]$$

in cui:

a_1 è la minima distanza fra l'estremo dell'appoggio ed il termine della parete;

h_c è l'altezza del muro a livello dell'appoggio;

A_{eff} è l'area efficace dell'appoggio, valutata come $l_{efm}\, t$;

l_{efm} è la lunghezza efficace dell'appoggio, valutata come in Figura 5.4.1, comunque $l_{eff} \le 2.2\, A_c / t$.;

t è lo spessore del muro, tenendo conto delle rientranze praticate in corrispondenza dei nodi maggiori di 5mm

In ogni caso deve risultare:

$$1 \le \beta_c \le \begin{cases} 1.25 + \dfrac{a_1}{2h_c} \\ 1.5 \end{cases}$$

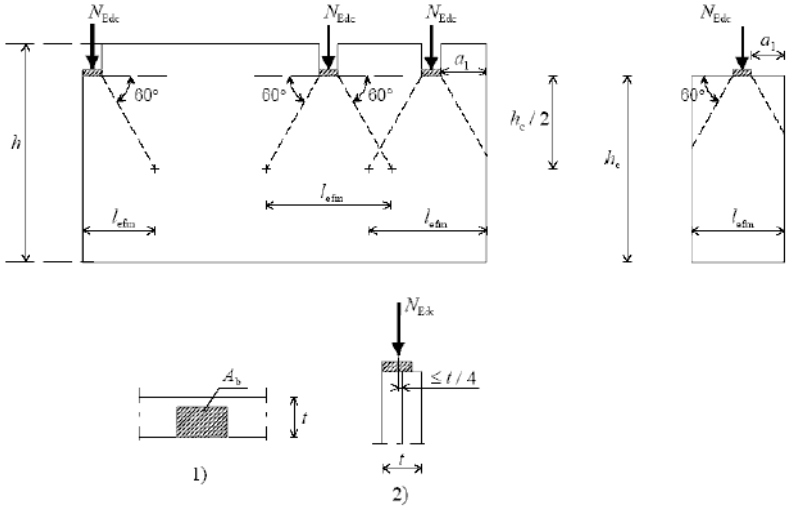


Figura 5.4.1 – *Pareti soggette a carichi concentrati. 1) pianta, 2) sezione*

Se gli elementi resistenti *non sono di Categoria I* (vedi par.11.9), il fattore β_c può essere assunto pari ad 1.

L'eccentricità del carico rispetto alla linea d'asse della parete non deve essere maggiore di $t/4$.

In ogni caso le verifiche di cui al punto 5.4.6.2.1 devono essere soddisfatte a livello della metà dell'altezza della parete al di sotto degli appoggi.

I carichi concentrati devono essere direttamente sostenuti da elementi resistenti di categoria I, o mediante idonei appoggi o elementi di ripartizione.

4.4.8 Carichi concentrati

P(1) Sotto lo stato limite ultimo, la resistenza al carico di progetto di un muro non armato soggetto a carichi concentrati deve essere maggiore del carico concentrato di progetto sul muro.

(2) Quando un muro, costruito con elementi del gruppo 1 con dettagli secondo il punto 5 di questa ENV 1996-1-1 e diverso da un muro con letto di malta interrotto, è soggetto ad un carico concentrato, si deve di regola verificare che, localmente, sotto l'impronta del carico concentrato, la resistenza a compressione di progetto non superi il valore calcolato dalla seguente:

$$\frac{f_k}{\gamma_M}\left[(1+0{,}15\,x)\left(1{,}5-1{,}1\,\frac{A_b}{A_{ef}}\right)\right] \qquad [4.18]$$

e non sia né minore di f_k/γ_M né maggiore di:

$$1{,}25\,\frac{f_k}{\gamma_M} \text{ per } x=0 \qquad [4.19]$$

e

$$1{,}5\,\frac{f_k}{\gamma_M} \text{ per } x=1{,}0 \qquad [4.20]$$

con il limite superiore che si ottiene interpolando linearmente $1{,}25\,f_k/\gamma_M$ e $1{,}5\,f_k/\gamma_M$ per $0 < x < 1$;

dove:

f_k è la resistenza caratteristica a compressione della muratura, ottenuta in 3.6.2;

γ_M è il fattore di sicurezza parziale per il materiale, ottenuto in 2.3.3.2;

x $= 2a_1 / H$ e comunque non maggiore di 1,0;

a_1 è la distanza dalla fine della parete al bordo più vicino all'impronta del carico (vedere figura 4.4);

H è l'altezza della parete al livello del carico;

A_b è l'area dell'impronta del carico, non maggiore di 0,45 A_{ef};

A_{ef} è l'area effettiva della parete $L_{ef}\,t$ (vedere figura 4.4);

L_{ef} è la lunghezza effettiva determinata a metà altezza della parete o del pilastro (vedere figura 4.4);

t è lo spessore del muro, tenendo conto della profondità delle rientranze nei giunti maggiori di 5 mm.

Nota *I valori del fattore di miglioramento f_k/γ_M sono riportati sotto forma di grafico nell'appendice D.*

(3) Per i muri costruiti con elementi del gruppo 2a, del gruppo 2b e del gruppo 3, e quando vengano utilizzati elementi per murature con letto di malta interrotto si deve di regola verificare che, localmente, sotto l'impronta di un carico concentrato, la resistenza a compressione di progetto non superi:

$$\frac{f_k}{\gamma_M} \qquad [4.21]$$

(4) L'eccentricità del carico dall'asse della parete non deve di regola essere maggiore di $t/4$ (vedere figura 4.4).

(5) In tutti i casi, i requisiti del 4.4.2 devono di regola essere soddisfatti sull'altezza media della parete sotto l'impronta del carico, includendo gli effetti di ogni altro carico verticale imposto in sommità, in modo particolare per il caso in cui i carichi concentrati siano sufficientemente vicini da dover tener conto degli effetti di sovrapposizione.

(6) Il carico concentrato deve di regola essere portato da elementi del gruppo 1 o da altro materiale pieno, aventi lunghezza uguale a quella richiesta per l'appoggio del carico, più un tratto da ciascun lato dell'impronta ottenuto dalla diffusione a 60° del carico alla base del materiale; per un'impronta di estremità la lunghezza aggiuntiva è richiesta da una sola parte.

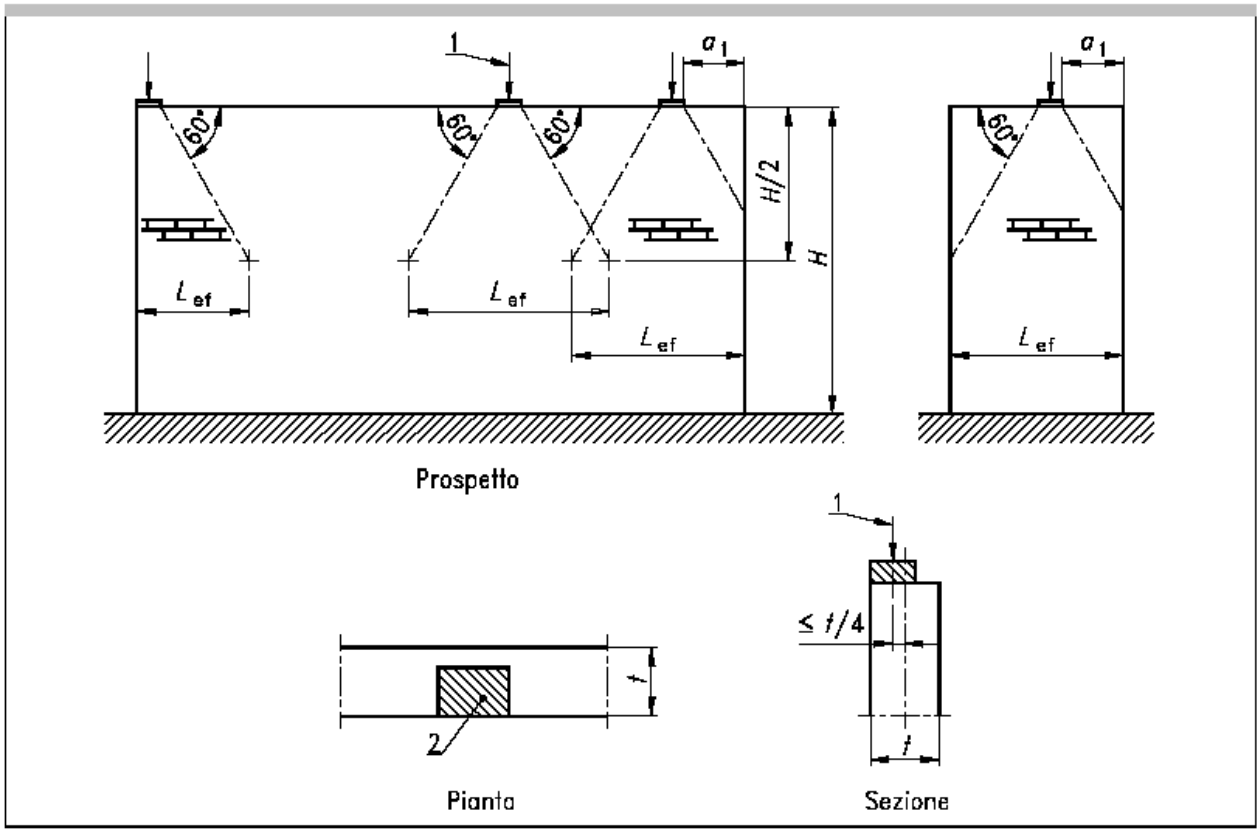
(7) Quando il carico concentrato è applicato attraverso una idonea trave di ripartizione di larghezza t, di altezza maggiore di 200 mm e di lunghezza maggiore di tre volte quella corrispondente all'appoggio del carico, la tensione di compressione di progetto al di sotto dell'area caricata (non diffusa) non deve di regola superare il valore di $1{,}5\ f_k/\gamma_M$.

(8) Gli appoggi che soddisfano lo stato limite ultimo, verificati secondo le equazioni [4.18], [4.19], [4.20] o [4.21], possono essere considerati in grado di soddisfare lo stato limite di esercizio.

figura 4.4 **Muri soggetti a carico concentrato**

Legenda

1 Carico
2 Area caricante A_b



Suggerimenti per lo svolgimento delle verifiche

A favore di sicurezza, la resistenza a compressione di progetto può essere in ogni caso assunta pari a $f_d = f_k / \gamma_M$, ponendo pari a 1 il fattore moltiplicativo β_c espresso in D.M. 14.9.2005 [5.4.6.8] e analogamente in EC6 [4.18].

β_c è un fattore migliorativo in quanto assume sempre valori maggiori di 1 e amplifica quindi la resistenza di progetto. Esso risulta però applicabile solo per particolari tipi di blocchi. Per la generalità delle verifiche si può quindi assumere β_c=1.

Analisi Statica NON Sismica

Per ogni CCC calcolata, si rilevano i valori dell'azione concentrata esercitata sulla parete interessata. Tale azione sarà frequentemente fornita da una trave che si appoggia sulla parete. Nello schema a telaio equivalente, la trave inciderà in un nodo che generalmente non coincide con il nodo di sommità del maschio murario. L'azione da rilevare è il taglio verticale che può essere letto dalle sollecitazioni della trave o dalla verifica di equilibrio del nodo.

Per la verifica, si considera γ_M statico (che può assumere valori diversi da γ_M sismico, come specificato nei Parametri di Calcolo). Moltiplicando l'area di appoggio per la resistenza di progetto f_d si ottiene la resistenza di progetto, che deve essere non inferiore al carico applicato.

Analisi Sismica Lineare (Statica o Dinamica Modale)

Si procede analogamente al caso statico, con riferimento alla combinazione dei carichi più gravosa (azione statica + azione sismica). Il coefficiente γ_M da utilizzare è quello sismico.

Se il carico concentrato corrisponde all'azione di estremità fornita da una trave in cemento armato o acciaio, interpretando tale configurazione nell'ambito delle strutture miste, occorre maggiorare del 30% il carico rilevato dai risultati dell'analisi (NTC 2018, §7.8.5). Tale maggiorazione è riportata solo nel §7.8.5, quindi nell'ambito della progettazione per azioni sismiche; peraltro, le strutture miste sono trattate solo in tale ambito e non nel capitolo dedicato in generale alle costruzioni in muratura (§4.5). A favore di sicurezza, la maggiorazione del 30% si può applicare anche nelle verifiche in analisi statica non sismica.

3.2.4.19 Analisi della capacità portante del terreno

Le verifiche di sicurezza delle **fondazioni superficiali** devono considerare meccanismi di stato limite ultimo determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno (SLU di tipo geotecnico) e della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa (SLU di tipo strutturale).

Aedes.PCM esegue verifiche di sicurezza nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza a pressoflessione e/o taglio, nelle travi di fondazione in c.a.

Le verifiche sono effettuate con riferimento al secondo approccio progettuale previsto dalla normativa (Approccio 2), applicando la combinazione (A1+M1+R3) dei coefficienti parziali di sicurezza (NTC 2018, §2.61, §6.4.2.1). Questo approccio prevede che siano incrementate le azioni (A1), siano invariati i parametri geotecnici (M1) e sia ridotta la resistenza globale del sistema (R3).

Il modello di analisi è costituito dalla struttura in elevazione e dalle travi di fondazione, schematizzate come aste su suolo elastico e normalmente considerate rigide sotto i maschi murari e deformabili in corrispondenza delle aperture. Le sollecitazioni sono calcolate tenendo conto dell'interazione tra fondazioni e struttura sovrastante.

Nella verifica allo stato limite di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno, o **verifica di capacità portante del terreno**, l'effetto dell'azione di progetto sono le tensioni sul terreno normali al piano di posa (il quale è assunto sempre orizzontale). La resistenza di progetto è funzione delle caratteristiche di resistenza del terreno, delle condizioni di drenaggio (condizioni drenate o non drenate), della presenza della falda idrica, di fattori geometrici come profondità del piano di posa e dimensioni della fondazione, delle caratteristiche dell'azione di progetto (inclinazione ed eccentricità del carico), del meccanismo di raggiungimento della condizione ultima (rottura generale, locale o punzonamento).

Aedes.PCM esegue il **calcolo automatizzato della capacità portante** del terreno (q_{lim} o q_{ult}), tenendo conto di tutti gli aspetti di cui sopra.
A questo scopo, è necessario definire le caratteristiche del terreno o dei terreni su cui è fondato l'edificio. Per ogni terreno è possibile specificare le condizioni di drenaggio, le caratteristiche di resistenza di ogni suo strato e la profondità della falda idrica.
Quindi, per ogni trave di fondazione è necessario specificare il terreno corrispondente e le caratteristiche geometriche della fondazione (larghezza, profondità del piano di posa).
Nelle proprietà della trave di fondazione viene quindi riportato il valore del carico limite (q limite, default) che tiene conto di tutte le caratteristiche della fondazione, tranne eccentricità ed inclinazione del carico. Questi ultimi aspetti, infatti, richiedono la conoscenza delle azioni trasmesse dalla struttura alla fondazione, e possono essere tenuti in conto solo in fase di analisi.

In generale, il carico limite del terreno considerato nelle verifiche sarà minore di quello esposto nelle proprietà della trave di fondazione, in quanto terrà conto in modo automatizzato delle caratteristiche dell'azione di progetto (eccentricità ed inclinazione del carico). Tale valore (q limite, analisi) viene esposto nelle Proprietà delle aste di fondazione > scheda Risultati, relativamente all'analisi corrente. L'utente può scegliere se optare per il calcolo automatizzato del carico limite, o specificare invece un valore personalizzato (q limite, custom) che resterà invariato in tutte le analisi eseguite.

I **meccanismi di rottura** del terreno per superamento del carico limite possono ricondursi alle seguenti tre modalità:

a) Rottura generale. Caratterizzata dalla formazione di superfici di scorrimento ben definite, a partire dal piano di posa fino al piano campagna. Tipica di terreni poco compressibili (sabbia densa o argilla sovraconsolidata). Il diagramma carico-cedimento presenta chiaramente un massimo in corrispondenza di q_{lim}.

b) Rottura locale. Caratterizzata dalla formazione di superfici di scorrimento ben definite solo in prossimità della fondazione. Tipica di terreni mediamente compressibili (sabbia mediamente densa o argilla debolmente sovraconsolidata). Modalità intermedia tra rottura generale e punzonamento.

c) Punzonamento. Caratterizzato dall'affondamento della fondazione con compressione del terreno sottostante e formazione di piani di taglio verticali in corrispondenza del perimetro della fondazione. Meccanismo tipico di terreni molto compressibili (sabbia sciolta o argilla molle).

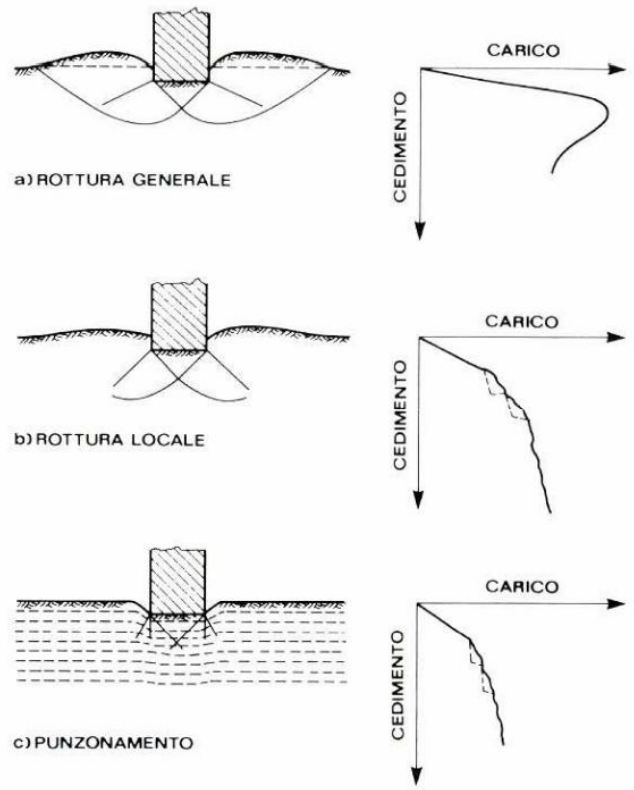


Figura 145. Meccanismi d rottura del terreno

Nei paragrafi che seguono sarà illustrato il calcolo della capacità portante nel caso di rottura generale del terreno. Successivamente in un paragrafo specifico saranno fornite le indicazioni su come tener conto di possibili differenti modalità di rottura in funzione della compressibilità del terreno.

3.2.4.19.1 Capacità portante in condizioni drenate

Quando la fondazione è realizzata su un terreno granulare, è lecito assumere che il processo di carico avvenga così lentamente da consentire la dissipazione delle sovrapressioni interstiziali. Pertanto, l'analisi può essere effettuata in termini di tensioni efficaci ed è indicata come analisi in condizioni drenate (Lancellotta & Cavalera, 1999).

L'espressione originaria per la valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali in condizioni drenate assume la seguente forma trinomia:

$$q_{lim} = c' N_c + q' N_q + 0.5 \gamma' B' N_\gamma$$

dove:

c' è la coesione efficace del terreno;

q' è la pressione verticale efficace (o sovraccarico laterale) al livello del piano di posa;

γ' è il peso specifico efficace del volume di terreno al disotto del piano di posa;

B' è la larghezza effettiva della fondazione;

N sono i fattori di capacità portante, funzione solo di φ';

φ' è l'angolo di attrito efficace del terreno.

L'espressione deriva da un modello di riferimento con diverse approssimazioni ma ha il vantaggio di evidenziare la dipendenza della capacità portante da tre contributi principali:

- la coesione agente lungo la superficie di scorrimento;
- il sovraccarico applicato a lato della fondazione;
- il peso del terreno all'interno della superficie di scorrimento.

È evidente che l'espressione non permette di tener conto di tutte le possibili condizioni che possono presentarsi nei casi reali, come le caratteristiche geometriche della fondazione, l'inclinazione del carico, ecc. Nel corso degli anni, numerosi autori hanno contribuito a perfezionare la formulazione originaria al fine di ottenere un'espressione più generale applicabile ad un'ampia gamma di casi; fra gli altri: Prandtl (1921), Terzaghi (1943), Meyerhof (1963), Brinch Hansen (1970), Vesić (1973).

In Aedes.PCM il calcolo della capacità portante in condizioni drenate segue la formulazione proposta da Eurocodice 7 (EN 1997-1:2005, §D.4):

$$q_{lim} = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0.5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

dove:

N sono i fattori di capacità portante:

$N_c = \left(N_q - 1\right) \cot \varphi'$

$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45 + \varphi' /2)$

$N_\gamma = 2 \left(N_q - 1\right) \tan \varphi'$

b sono i fattori di inclinazione della base, assunti sempre pari a 1 in Aedes.PCM;

s sono i fattori di forma della fondazione:

$s_c = (s_q \, N_q - 1)/(N_q - 1)$

$s_q = 1 + (B'/L') \sin \varphi'$

$s_\gamma = 1 - 0.3(B'/L')$

i sono i fattori di inclinazione del carico:

$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_c \tan \varphi')$

$i_q = \left[1 - H/(V + A' c' \cot \varphi')\right]^m$

$i_\gamma = \left[1 - H/(V + A' c' \cot \varphi')\right]^{m+1}$

In Aedes.PCM si considera esclusivamente la componente orizzontale del carico in direzione trasversale, pertanto $m = m_B = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$

B' è la larghezza effettiva della fondazione;

L' è la lunghezza effettiva della fondazione;

A' è l'area effettiva della fondazione, $A' = B'L'$;

H è la componente orizzontale del carico (in direzione trasversale);

V è la componente verticale del carico.

La formulazione proposta dall'Eurocodice coincide essenzialmente con quella di Vesić. Le principali differenze si riscontrano nei fattori di forma e nel fattore N_y, che è leggermente più cautelativo rispetto a quello proposto da Vesić.

La formula fondamentale, al netto dei vari fattori correttivi, si riferisce ad una fondazione nastriforme ($L' = \infty$) soggetta a carico centrato. In queste condizioni si ipotizza che la rottura del terreno avvenga lungo la superficie illustrata nella figura seguente.

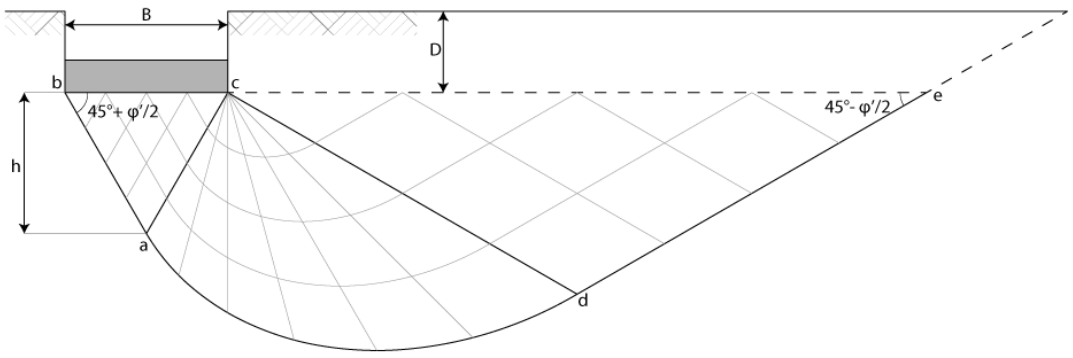


Figura 146. Superficie di rottura in condizioni drenate (fondazione nastriforme)

Sotto la fondazione si forma un cuneo in condizioni di spinta attiva di Rankine (triangolo abc) le cui facce formano un angolo di $45° + \varphi'/2$ con l'orizzontale. L'altezza del cuneo è quindi data da:

$$h = 0.5\, B\ tan(45° + \varphi'/2\,)$$

Il cuneo spinto verso il basso produce la rottura del terreno circostante secondo una superficie di scorrimento a forma di spirale logaritmica con anomalia φ' (zona di taglio radiale, acd). Tra i lati di questo settore vige la seguente relazione:

$$\overline{cd} = \overline{ac}\ \cdot e^{\left(\frac{\pi}{2}\ tan\,\varphi'\ \right)}$$

A sua volta la zona di taglio radiale spinge il volume di terreno latistante causando lo scorrimento di un cuneo in condizioni di spinta passiva di Rankine (triangolo cde), le cui facce risultano inclinate di un angolo pari a $45° - \varphi'/2$ rispetto all'orizzontale.

3.2.4.19.2 Capacità portante in condizioni non drenate

Quando si realizza una fondazione su un terreno argilloso, l'applicazione del carico instaura un processo di consolidazione caratterizzato da deformazioni differite nel tempo, con progressiva

riduzione del contenuto d'acqua e aumento delle tensioni efficaci. Dato che la resistenza al taglio aumenta nel tempo, le condizioni critiche sono quelle iniziali. Inoltre, poiché la velocità di applicazione dei carichi è maggiore della velocità di dissipazione delle sovrapressioni interstiziali, si suppone che il carico avvenga in condizioni non drenate, cioè senza cambio del contenuto d'acqua o dissipazione delle pressioni interstiziali.
In questo caso, il calcolo della capacità portate viene condotto in termini di tensioni totali ovviando così alla difficoltà di prevedere l'entità delle sovrapressioni interstiziali (Lancellotta & Cavalera, 1999).

In Aedes.PCM il calcolo della capacità portante in condizioni non drenate segue la formulazione proposta da Eurocodice 7 (EN 1997-1:2005, §D.3):

$$q_{lim} = c_u N_c b_c s_c i_c + q$$

dove:

c_u è la coesione del terreno in condizioni non drenate;
N_c è il fattore di capacità portante par a $(2 + \pi)$
b_c è il fattore di inclinazione del piano di posa, assunto sempre pari a 1 in Aedes.PCM;
s_c è il fattore di forma della fondazione, $s_c = 1 + 0.2\ (B'/L')$;
i_c è il fattore di inclinazione del carico, $i_c = 0.5\left(1 + \sqrt{1 - H/(A'c_u)}\right)$ con $H \leq A'c_u$;
q è la pressione verticale o sovraccarico laterale al livello di base della fondazione;
B' è la larghezza efficace della fondazione;
L' è la lunghezza efficace della fondazione;
A' è l'area effettiva della fondazione, $A' = B'L'$;
H è la componente orizzontale del carico (in direzione trasversale).

3.2.4.19.3 Fondazioni soggette a carico non baricentrico

Maschi murari e pilastri che gravano sulla fondazione, ma non esattamente sul suo asse baricentrico, le trasmettono un carico verticale eccentrico. L'eccentricità può essere anche dovuta ai momenti flettenti agenti alla base di questi elementi. Le formulazioni per il calcolo della capacità portante sono state elaborate nell'ipotesi di carico centrato; pertanto, è sempre necessario ricondurre il problema a quello di una fondazione fittizia soggetta a carico centrato. Meyerhof (1953) ha introdotto il concetto di dimensioni effettive della fondazione, da utilizzare nelle formule per il calcolo della capacità portante in luogo delle sue reali dimensioni:

$$B' = B - 2e_B$$
$$L' = L - 2e_L$$

dove:

B è la larghezza reale della fondazione
L è la lunghezza reale della fondazione
e_B è l'eccentricità del carico in direzione trasversale
e_L è l'eccentricità del carico in direzione longitudinale

Negli edifici in muratura travi di fondazione sostengono i maschi murari per tutta la loro lunghezza, pertanto, in Aedes.PCM si considera l'eccentricità del carico nella sola direzione trasversale. La figura seguente mostra in grigio l'area effettiva della fondazione in caso di carco con eccentricità pari a e_B.

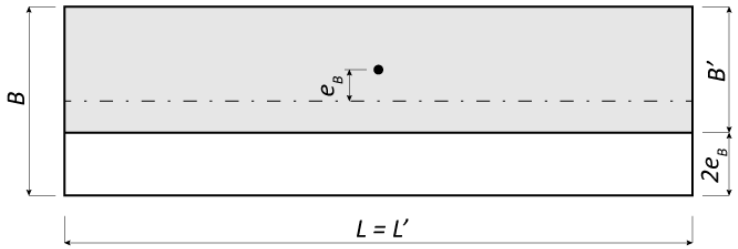


Figura 147. Dimensioni effettive della fondazione

Il calcolo dell'eccentricità trasversale è effettuato in fase di analisi considerando tutti gli elementi strutturali che gravano sulla trave di fondazione (per trave di fondazione si intende l'intera trave inserita nel modello architettonico, non le singole aste che derivano dalla sua schematizzazione nel modello strutturale). L'eccentricità è quindi data dalla seguente espressione

$$e_B = \frac{\sum(N_i d_i + Mi)}{\sum N_i}$$

dove:

N_i è lo sforzo normale di compressione agente alla base dell'i-esimo elemento strutturale gravante sulla trave di fondazione;

d_i è la distanza del nodo di base dell'i-esimo elemento strutturale dall'asse della fondazione stessa;

Mi è la componente del momento flettente agente alla base dell'i-esimo elemento strutturale, nella direzione longitudinale della trave. Cioè la componente del momento che provoca la torsione della trave.

Le dimensioni effettive della fondazione (B' e L') vengono utilizzate sia nel calcolo della capacità portante del terreno (resistenza) che nel calcolo delle tensioni sul terreno (azione). Quest'ultime, infatti, vengono riferite all'area effettiva della fondazione (A') invece che alla sua area reale (A).

In alcuni casi, la riduzione di larghezza della fondazione per effetto dell'eccentricità del carico, può determinare un netto aumento delle tensioni sul terreno e, di conseguenza, l'impossibilità di soddisfare la verifica di capacità portante. Nelle travi di fondazione facenti parte di un graticcio di travi, questa valutazione potrebbe risultare eccessivamente conservativa in quanto si ignora che parte degli effetti dell'eccentricità possa essere "assorbita" dalle travi di fondazione ortogonali. Qualora la connessione tra travi di fondazione ortogonali goda di buona resistenza flessionale, può essere opportuno ignorare gli effetti dell'eccentricità del carico e riferirsi sempre alle dimensioni reali della fondazione, sia nel calcolo della capacità portante che nel calcolo delle tensioni su terreno. In Aedes.PCM, tramite un apposito parametro (Parametri di Calcolo > Verifiche > Resistenza del Terreno) è possibile scegliere se **considerare o meno gli effetti dell'eccentricità del carico**.

3.2.4.19.4 Fondazioni soggette a carico inclinato

L'inclinazione del carico trasferito dalla sovrastruttura alla trave di fondazione è tenuta in conto nel calcolo della capacità portante per mezzo di opportuni coefficienti riduttivi, che sono funzione delle componenti verticale ed orizzontale del carico (rispettivamente V e H).

In Aedes.PCM si considera l'inclinazione del carico nella sola direzione trasversale alla trave di fondazione, per cui la componente orizzontale del carico (H) è considerata pari alla componente del carico in direzione trasversale, ignorando, quindi, la componente longitudinale.
Gli effetti dell'inclinazione del carico sono tenuti in conto in fase di analisi e le componenti orizzontale e verticale sono calcolate considerando le sollecitazioni alla base degli elementi strutturali che gravano sulla fondazione (anche in questo caso, come per la valutazione dell'eccentricità, il calcolo si effettua considerando l'intera trave inserita nel modello architettonico e non le singole aste che derivano dalla sua schematizzazione nel modello strutturale).

$$V = \sum N_i$$
$$H = \sum T_i$$

dove:

N_i è lo sforzo normale di compressione agente alla base dell'i-esimo elemento strutturale gravante sulla trave di fondazione;

T_i è la componente del taglio agente alla base dell'i-esimo elemento strutturale, in direzione orizzontale, ortogonale all'asse della trave.

3.2.4.19.5 Influenza della falda idrica

Nelle considerazioni che seguono, oltre ai parametri già definiti nei paragrafi precedenti, siano:

D la profondità del piano di posa della fondazione rispetto al piano campagna;

d_w la profondità della falda idrica rispetto al piano campagna;

h l'altezza del cuneo di terreno sotto il piano di posa (triangolo abc), data dalla seguente espressione $h = 0.5\, B' \tan(45° + \varphi'/2)$;

γ_{nat} il peso specifico del terreno in condizioni naturali;

γ_{sat} il peso specifico del terreno saturo;

γ_w il peso specifico dell'acqua, assunto pari a $9.81\ kN/m^3$.

Il calcolo della capacità portante in condizioni drenate richiede il peso specifico efficace del terreno γ'. Questo parametro compare sia nel termine di sovraccarico ($q' = \gamma' D$) che nel termine che tiene conto del peso proprio del cuneo di terreno sotto la fondazione ($0.5\, \gamma' B'$).
Quando la falda idrica si trova al di sotto del cuneo abc, cioè $d_w \geq (D + h)$, la sua presenza non influenza il calcolo della capacità portante e può essere trascurata. Il peso specifico efficace coincide con il peso specifico in condizioni naturali, $\gamma' = \gamma_{nat}$.
Quando il livello della falda cade all'interno del cuneo, cioè $D < d_w < (D + h)$, il sovraccarico tiene conto del peso specifico del terreno in condizioni naturali, mentre il peso specifico efficace medio del terreno nel cuneo può essere calcolato come

$$\gamma' = \gamma_{nat}\frac{(d_w - D)(2h - d_w + D)}{h^2} + (\gamma_{sat} - \gamma_w)\frac{(h - d_w + D)^2}{h^2}$$

Nel caso raro in cui la falda idrica sia al di sopra del piano di posa della fondazione, cioè $0 \leq d_w \leq D$, il peso specifico efficace del terreno nel cuneo è dato da $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$, mentre il sovraccarico q' può essere calcolato come

$$q' = \gamma_{nat} d_w + (\gamma_{sat} - \gamma_w)(D - d_w)$$

Il calcolo della capacità portante in condizioni non drenate richiede il peso specifico del terreno per determinare il sovraccarico q in termini di tensioni totali.
Quando la falda idrica si trova al di sotto del piano di posa della fondazione il sovraccarico tiene conto del peso specifico del terreno in condizioni naturali, $q = \gamma_{nat} D$.
Nel caso raro in cui la falda idrica sia ad una profondità inferiore a quella del piano di posa, il sovraccarico tiene conto del volume di terreno in condizioni naturali e del volume di terreno saturo, e può essere calcolato come

$$q = \gamma_{nat} d_w + \gamma_{sat}(D - d_w)$$

3.2.4.19.6 Calcolo in caso di terreno stratificato

Quando la fondazione è realizzata su un terreno stratificato e l'altezza del primo strato sotto il piano di posa è minore dell'altezza di riferimento $h = 0.5\, B' \tan(45 + \varphi'/2)$, la superficie di rottura interessa più strati di terreno e il calcolo della capacità portante richiede opportune modifiche (Bowles, 1991).

In un terreno stratificato può presentarsi uno dei seguenti casi:

1. più strati in condizioni non drenate;
2. più strati in condizioni drenate;
3. uno strato in condizioni drenate e uno in condizioni non drenate, o viceversa.

Terreni con **più strati in condizioni non drenate** sono, ad esempio, terreni costituiti da argille stratificate. In questo caso possono essere definiti al massimo due strati e il calcolo della capacità portante dipende dal rapporto tra le coesioni non drenate dei due strati $C_R = c_2/c_1$.

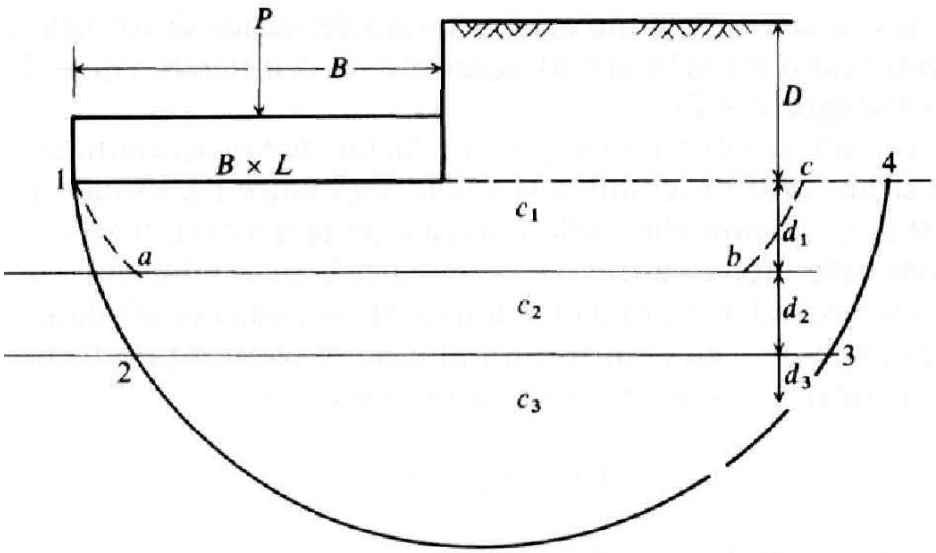


Figura 148. Fondazione su argille stratificate (Bowles, 1991)

Se il rapporto C_R soddisfa la limitazione $0.6 < C_R \leq 1.3$, il calcolo viene effettuato utilizzando il metodo dei cerchi di prova proposto da Button (1953). Si suppone che la rottura avvenga secondo un arco di cerchio con centro sulla retta verticale passante per il lato destro della fondazione. Si ricerca, quindi, l'arco di cerchio cui corrisponde il minimo valore del carico di rottura. Per ogni cerchio di prova viene imposto l'equilibrio alla rotazione considerando il momento sollecitante dovuto alla pressione della fondazione e il momento resistente dovuto al sovraccarico laterale e alla resistenza del terreno. L'espressione di equilibrio alla rotazione per ogni arco di cerchio considerato assume la seguente forma:

$$q_{lim}\frac{B'^2}{2} = q\,\frac{B'^2}{2} + \sum c_i \alpha_i R^2$$

dove:

q_{lim} è il carico di rottura relativo al cerchio di prova considerato;
B' è la larghezza effettiva della fondazione;
q è il sovraccarico laterale in termini di pressioni totali;
c_i è la coesione non drenata dell'i-esimo strato di terreno attraversato dall'arco di prova;
α_i è l'angolo al centro totale spazzato dall'arco di prova all'interno dell'i-esimo strato;
R è il raggio dell'arco di prova considerato.

Se C_R è esterno all'intervallo di cui sopra, i due strati possiedono resistenze al taglio nettamente diverse. In questi casi viene applicato il metodo proposto da Brown e Meyerhof (1969) che permette di ricavare un valore del fattore di capacità portante N_c che tenga conto della resistenza di entrambi gli strati. Il valore di N_c così ottenuto può essere utilizzato nella classica formula della capacità portante in condizioni non drenate insieme alla coesione non drenata c_u dello strato più superficiale.
Se $C_R \leq 0.6$

$$N_c = \frac{1.5\,d_1}{B'} + 5.14\,C_R$$

Se $C_R > 1.3$

$$N_c = 2 \cdot \frac{N_1 \, N_2}{N_1 + N_2}$$
$$N_1 = 4.14 + \frac{0.5B'}{d_1}$$
$$N_2 = 4.14 + \frac{1.1B'}{d_1}$$

In ogni caso la capacità portante viene assunta sempre minore di quella di un terreno omogeneo costituito dal solo strato più resistente.
Se lo strato superficiale è molto tenero e il rapporto d_1/B' è piccolo, la fondazione dovrebbe essere realizzata a maggiore profondità, ad esempio sull'argilla più dura, o bisognerebbe ricorrere a tecniche di rinforzo per migliorare le caratteristiche del terreno. Le prove su modelli indicano che, quando lo strato superficiale è molto tenero, tende ad essere espulso fuori dalla zona sotto la fondazione mentre quando è rigido tende a punzonare lo strato inferiore più tenero (Bowles, 1991).

Il calcolo della capacità portante secondo i metodi di cui sopra viene completato applicando i coefficienti di forma e inclinazione del carico previsti dalla formulazione generale in condizioni non drenate.

Terreni con **più strati in condizioni drenate** sono, ad esempio, terreni costituiti da strati sottili di sabbia. Può essere definito un numero illimitato di strati e il calcolo della capacità portante viene effettuato assumendo valori medi dei parametri di resistenza c' e φ'. Vengono considerati tutti gli strati presenti sotto il piano di posa per una profondità massima pari all'altezza di riferimento $h = 0.5\, B' \tan(45 + \varphi'/2)$. Dato che l'altezza di riferimento dipende dall'angolo di attrito efficace medio, possono essere necessarie alcune iterazioni prima di arrivare alla stima definitiva dei parametri di resistenza medi.
Il valore medio dell'angolo di attrito efficace è ottenuto come arcotangente della media delle tangenti.

$$c' = \frac{\sum c_i' h_i}{\sum h_i}$$
$$\varphi' = \tan^{-1} \frac{\sum h_i \tan \varphi_i'}{\sum h_i}$$

dove:

h_i è l'altezza dell'i-esimo strato incluso nell'altezza di riferimento h;
c_i' è la coesione efficace dell'i-esimo strato;
φ_i' è l'angolo di attrito efficace dell'i-esimo strato.

Terreni costituiti da sabbia sovrastante argilla o argilla sovrastante sabbia possono essere trattati come terreni con **uno strato in condizioni drenate e uno in condizioni non drenate, o viceversa**. In questi casi è possibile definire al massimo due strati e il calcolo della capacità portante si basa sulla seguente procedura (Bowles, 1991):

1. Si calcola la capacità portante dello strato superiore (q_{lim}) considerando le sue condizioni di drenaggio e i suoi parametri di resistenza.

2. Si calcola la capacità portante dello strato inferiore (q''_{lim}) analogamente a quanto fatto per lo strato superiore, ma tenendo conto del sovraccarico aggiuntivo dovuto a quest'ultimo.
3. Si suppone che la rottura avvenga per punzonamento, secondo una superficie di rottura limitata dal perimetro della base. La capacità portante del terreno stratificato (q'_{lim}) è ottenuta, quindi, sommando alla capacità portante dello strato inferiore una frazione della resistenza a taglio che si sviluppa lungo la superficie di punzonamento. Il valore definitivo non deve comunque essere maggiore della capacità portante dello strato superiore.

In forma analitica, i punti precedenti si traducono nella seguente formula:

$$q'_{lim} = q''_{lim} + \frac{pP_v K_s \tan\varphi}{A_f} + \frac{pd_1 c}{A_f} \leq q_{lim}$$

dove:

q'_{lim} è la capacità portante del terreno stratificato;

q_{lim} è la capacità portante dello strato superiore;

q''_{lim} è la capacità portante dello strato inferiore;

p è il perimetro della superficie di punzonamento, $p = 2(B' + L')$;

P_v è la spinta verticale totale (forza per unità di lunghezza) dalla base della fondazione allo strato inferiore calcolata come $\int_0^{d_1} \gamma h(dh) + \bar{q} d_1$;

K_s è il coefficiente di spinta laterale del terreno, assunto pari a $K_0 = 1 - \sin\varphi$ (strato superiore);

$\tan\varphi$ è il coefficiente d'attrito lungo la superficie perimetrale della zona punzonata (strato superiore);

$pd_1 c$ è la risultante degli sforzi legati alla coesione agente sulla superficie perimetrale della zona punzonata (strato superiore);

A_f è l'area della fondazione, $A_f = B'L'$.

3.2.4.19.7 Calcolo in caso di terreni compressibili

Come già anticipato all'inizio di questo capitolo, il meccanismo di rottura del terreno dipende dalla compressibilità del terreno.

Le formule generali per il calcolo della capacità portante sono state elaborate con riferimento al meccanismo di rottura generale assumendo che il terreno non si deformi e che i blocchi che identificano il cinematismo di rottura abbiano moto rigido. Quando questa ipotesi non è verificata, cioè per terreni molto compressibili, il meccanismo di rottura potrebbe essere di tipo locale o per punzonamento e il calcolo della capacità portante richiede opportuni accorgimenti.

Vesić (1975) ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento di una fondazione diretta introducendo l'indice di rigidezza (Viggiani, 1999):

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \tan\varphi'}$$

dove:

G è il modulo di elasticità trasversale del terreno;

σ è la tensione litostatica effettiva a profondità $B'/2$ dal piano di posa della fondazione.

Secondo Vesić, la rottura locale o per punzonamento può verificarsi quando l'indice di rigidezza è inferiore al seguente valore critico:

$$I_{r,crit} = \frac{1}{2} e^{\left[\left(3.30-0.45\frac{B'}{L'}\right) cot\left(45-\frac{\varphi'}{2}\right)\right]}$$

Se $I_r < I_{r,crit}$, il calcolo della capacità portante con la formula trinomia generale deve tener conto di tre ulteriori coefficienti correttivi ψ, detti coefficienti di punzonamento:

$$\psi_c = \psi_q - \frac{1-\psi_q}{N_q \tan\varphi'}$$

$$\psi_q = e^{\left[\left(0.6\frac{B'}{L'}-4.4\right)\tan\varphi' + \frac{3.07\,sin\,\varphi\,log_{10}(2I_r)}{1+sin\,\varphi'}\right]}$$

$$\psi_\gamma = \psi_q$$

In Aedes.PCM, il controllo di rottura locale o punzonamento viene effettuato nei terreni in condizioni drenate qualora sia stato specificato il valore di G, modulo di elasticità trasversale. Se l'indice di rigidezza risulta minore del valore critico, nel calcolo della capacità portante vengono applicati i coefficienti riduttivi ψ.
Nei terreni con più strati in condizioni drenate, il controllo sull'indice di rigidezza viene effettuato considerando i valori medi dei parametri di resistenza (c' e φ') e il minimo valore del modulo elastico trasversale (G), tra quelli specificati per gli strati inclusi nel volume di riferimento sotto il piano di posa.

3.2.4.19.8 Bibliografia

Bowles, J. E. (1991). Fondazioni Progetto e Analisi. Milano: McGraw-Hill Libri Italia.
Lancellotta, R., & Cavalera, J. (1999). Fondazioni. Milano: McGraw-Hill Libri Italia.
Viggiani, C. (1999). Fondazioni. Hevelius.

3.2.5 Segnalazioni

Le segnalazioni rilevate dal controllo del modello (*Check-up dati*) o durante l'esecuzione delle analisi sono raccolte nella scheda Segnalazioni.
Il *Check-up dati* costituisce un'utile funzionalità per individuare gli aspetti del modello che richiedono particolare attenzione. Alcune segnalazioni sono semplici **messaggi** che contengono informazioni utili, altre sono **avvertenze** che comunque non impediscono le analisi, altre ancora sono **errori** e richiedono necessariamente un azione da parte dell'Utente.
Le operazioni di Check-up non possono rilevare tutte le possibili cause d'errore ma certamente aiutano l'Utente nella corretta modellazione della struttura. Non sono previste correzioni automatiche: è l'Utente a dover intervenire seguendo le indicazioni delle segnalazioni.

Riportiamo di seguito un commento per le segnalazioni più comuni.

Nodi coincidenti con altri

Nella creazione automatica del modello strutturale è possibile che alcuni nodi pur essendo distinti si trovino a coincidere con altri nodi. Situazioni di questo tipo sono frequenti nei modelli contenenti archi o torri.

È solo un'avvertenza che non impedisce l'analisi e in genere non richiede alcuna azione da parte dell'Utente.

Aste coincidenti con altre

Situazioni di questo tipo sono frequenti in modelli di edifici multipiano con aperture ben allineate e spessore dei muri costante in elevazione. In questi casi, infatti, le aste relative alla fascia muraria inferiore e superiore (striscia e sottofinestra) coincidono, essendo definite tra gli stessi nodi.

È solo un'avvertenza che non impedisce l'analisi e in genere non richiede alcuna azione da parte dell'Utente. Tuttavia, è bene consultare l'insieme delle aste coincidenti perché potrebbe svelare la presenza di elementi erroneamente "raddoppiati" in fase di modellazione.

Nodi con quota diversa da quella del Master cui sono riferiti

Situazioni di questo tipo possono verificarsi in caso di piani sfalsati o coperture inclinate, qualora il corrispondente Livello sia definito infinitamente rigido nelle sue proprietà (Impalcato rigido, in direzione X e/o Y). In questi casi, il nodo Master, attraverso il quale viene modellata la rigidezza nel piano dell'impalcato, si troverebbe ad una quota diversa rispetto ai nodi ad esso vincolati (nodi Slave). Se le differenze di quota sono considerevoli, la relazione di rigidità Master-Slave non dovrebbe essere applicata. Quindi, è opportuno rimuovere la definizione di impalcato rigido nelle proprietà del Livello e irrigidire invece le singole maglie di solaio (proprietà del solaio > Infinitamente rigido). Infatti, la rigidezza del solaio

Maschi murari senza zona rigida complanare finale

I maschi murari senza zona rigida finale sono in genere quelli senza aperture adiacenti. Infatti, i metodi di definizione delle zone rigide del telaio equivalente si basano tutti sulla dimensione delle aperture nei muri. Questa segnalazione non impedisce l'analisi e in genere non richiede alcuna azione da parte dell'Utente. In alcuni casi, ad esempio quando il centro delle rigidezze si discosta troppo dalla posizione preventivata, può essere opportuno intervenire, definendo manualmente le zone rigide dei maschi.

Nodi con Traslazione Z libera collegati solo superiormente

Vengono segnalati i nodi di base di aste verticali non adeguatamente supportate da strutture sottostanti, cioè i nodi di elementi "in falso". In questi casi, il nodo di base è libero e l'asta risulta "appesa" alle aste dell'orizzontamento superiore.

Questa segnalazione è un errore di modellazione che impedisce l'analisi.

Si consideri il caso evidenziato nella figura seguente. Il muro del piano primo è in falso, supportato solo dal solaio, e i nodi di base dei relativi maschi murari vengono segnalati. In questi casi è necessario annullare il modello strutturale e inserire nel modello architettonico una trave fittizia a supporto del muro in falso. La trave può avere altezza pari allo spessore del solaio e in fase di

modellazione strutturale deve essere definita infinitamente rigida per evitare l'insorgenza di trazione nei maschi murari.
Vedi Trazioni nei maschi murari.

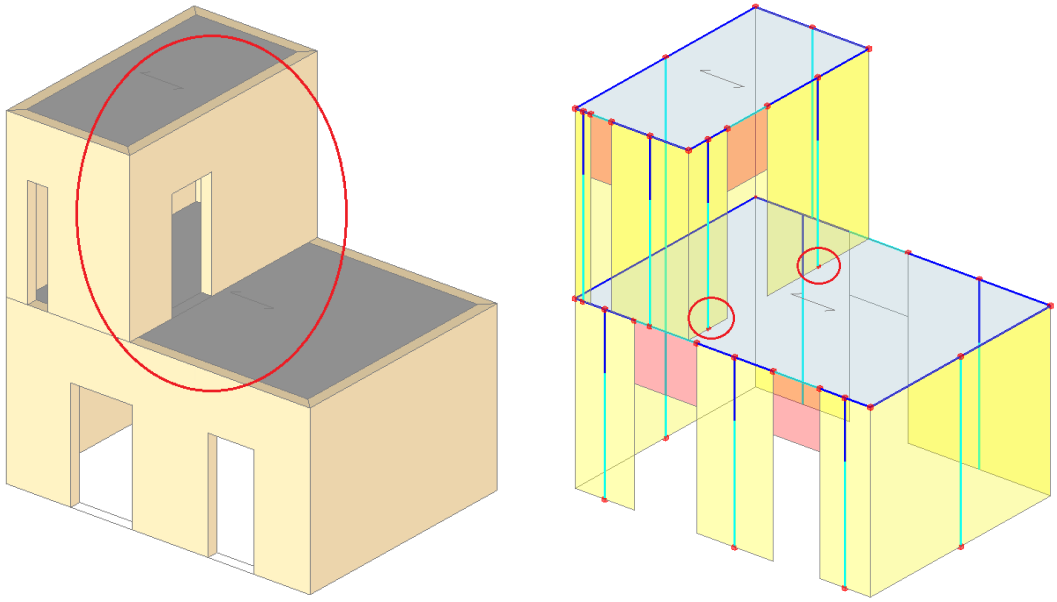


Figura 149. Muro in falso senza trave fittizia sottostante

Link rigidi fra livelli diversi

Vengono segnalati i link rigidi definiti tra nodi di livelli diversi. È bene risalire al motivo della presenza di questi link perché potrebbero influire sul comportamento dinamico della struttura.
Una situazione di questo tipo si potrebbe verificare quando le travi di fondazione sono su piani sfalsati. I questi casi, per non condizionare il comportamento dinamico della struttura, è opportuno che le travi di fondazione inserite ai piani superiori non entrino in contatto con le strutture in elevazione dello stesso piano. Vedi Travi di fondazione.
Si consideri il caso illustrato nelle figure seguenti. Si tratta di una struttura a due piani fuori terra dove una parte del Piano Primo insiste su travi di fondazione poste ad una quota leggermente inferiore a quella dell'implacato intermedio.
Se nel modello architettonico le travi di fondazione entrano in contatto con i muri del Piano Terra, nella creazione del modello strutturale vengono generati dei link rigidi verticali che collegano nodi del Livello 0 (fondazione) con nodi del Livello 1 (impalcato intermedio).

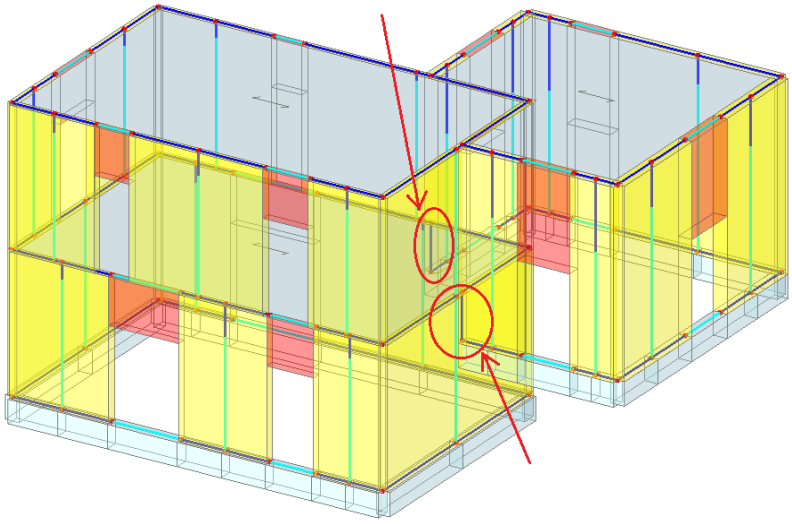


Figura 150. Link rigidi fra piani diversi

Quindi, la modellazione corretta per evitare la creazione di questi link è illustrata nella figura seguente.

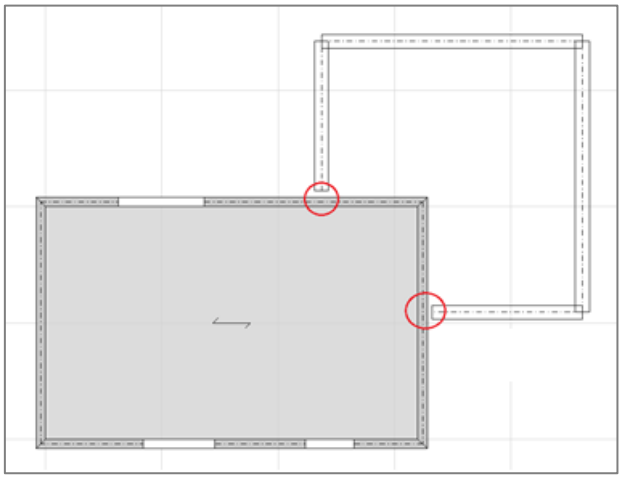


Figura 151. Corretta modellazione delle travi di fondazione a livelli sfalsati

Aste verticali infinitamente rigide

Solitamente si tratta di link rigidi che collegano aste dello stesso piano ma poste a quota sfalsata. È un'avvertenza che non impedisce l'analisi e in genere non richiede alcuna azione da parte dell'Utente. La segnalazione permette comunque di individuare questi link e valutare se è necessario modificarne il vincolamento interno per ottenere uno schema statico più rappresentativo della realtà.

Travi infinitamente rigide

Vengono segnalate le travi definite infinitamente rigide attraverso la relativa proprietà. È un'avvertenza che non impedisce l'analisi.

Analisi Statica. Elementi in trazione

Vengono segnalate le aste che in analisi statica non sismica presentano sforzo normale di trazione nella sezione iniziale. Se la trazione si verifica in maschi murari o altri elementi strutturali verticali, è

necessario capirne le cause e intervenire sullo schema statico per ottenere uno stato di sollecitazione più aderente alla realtà. Vedi Trazioni nei maschi murari.

Aste verticali con svincolamenti a traslazione lungo gli assi locali y o z
Svincolamenti a traslazione y o z sono inconsueti nelle aste verticali e possono essere il frutto di un errore di definizione. Per questo motivo le aste verticali con questo tipo di vincolamento vengono segnalate. Se si intendeva svincolare le aste a traslazione assiale, è necessario ripristinare il vincolamento Incastro-Incastro e liberare la traslazione x all'estremo finale.

Analisi Pushover. Elementi che causano l'interruzione dell'analisi
Se al primo passo dell'analisi Pushover, con l'applicazione dei soli carichi statici, si verificano delle crisi di tipo fragile, l'analisi viene interrotta e gli elementi che vanno in crisi vengono segnalati.
Infatti, non ha senso valutare la capacità sismica della struttura se questa non è in grado di resistere nemmeno ai carichi statici. In questi casi è necessario intervenire in modo evitare crisi di tipo fragile negli elementi. Le verifiche di sicurezza svolte al primo passo dell'analisi pushover sono le stesse verifiche svolte in Analisi Statica Non Sismica per la Combinazione sismica (combinazione dei carichi statici da adottare in analisi di tipo sismico).

Livelli senza nodi
Vengono segnalati i livelli in cui non è presente alcun nodo strutturale. Situazioni di questo tipo possono capitare quando sono stati definiti più piani di quelli effettivamente necessari per la realizzazione del modello o quando la struttura analizzata è una sottostruttura con meno piani in elevazione rispetto alla struttura complessiva. In questi casi l'analisi può comunque essere svolta.

Analisi Pushover. Punto di controllo impostato su livello senza nodi
Una situazione di questo tipo impedisce l'analisi Pushover in quanto non sarebbe possibile elaborare la curva di capacità della struttura. In questi casi è necessario modificare la posizione del punto di controllo in Parametri di calcolo > Pushover (1).

Muratura esistente: Drift a taglio diverso da 0.5%
Vengono segnalate le aste in muratura per cui è stata specificata una deformazione angolare limite in caso di crisi per taglio non coerente con le indicazioni della normativa di riferimento. Se non si tratta di una scelta intenzionale, è possibile selezionare tutte le aste della segnalazione e impostare la proprietà "Drift taglio" pari a 0.5% (NTC 2018, §7.8.2.2.2).

Muratura rinforzata: Drift a taglio diverso da 0.8%
Vengono segnalate le aste in muratura armata o rinforzata per cui è stata specificata una deformazione angolare limite in caso di crisi per taglio non coerente con le indicazioni della normativa di riferimento. Se non si tratta di una scelta intenzionale, è possibile selezionare tutte le aste della segnalazione e impostare la proprietà "Drift taglio" pari a 0.8% (NTC 2018, §7.8.3.2.2).

Muratura esistente: Drift a pressoflessione diverso da 1.0%
Vengono segnalate le aste in muratura per cui è stata specificata una deformazione angolare limite, in caso di crisi per pressoflessione, non coerente con le indicazioni della normativa di riferimento. Se

non si tratta di una scelta intenzionale, è possibile selezionare tutte le aste della segnalazione e impostare la proprietà "Drift pressoflessione" pari a 1.0% (NTC 2018, §7.8.2.2.1).

Altezza edificio minore della massima quota dei nodi
Questa segnalazione indica che l'altezza della costruzione a partire dal piano di fondazione, specificata in Parametri di Calcolo > Sismica, è minore della massima quota dei nodi del modello. Se non si tratta di è una scelta intenzionale, è necessario modificare opportunamente il valore nei Parametri di Calcolo.

Analisi Pushover. Distribuzione Unimodale (B o F) con modo fondamentale avente massa partecipante inferiore a 60%
L'analisi Pushover può essere condotta considerando una distribuzione di forze unimodale (B) o unimodale adattiva (F) nel caso in cui il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata abbia una massa partecipante non inferiore al 60% (NTC 2018, §7.8.1.5.4).
In caso contrario, questa segnalazione informa dell'inadeguatezza di queste distribuzioni. Per gli edifici nuovi l'analisi può essere condotta considerando come distribuzione principale la distribuzione dinamica (C), mentre per edifici in muratura esistenti, possono essere utilizzate le distribuzioni lineare (A) e uniforme (E), indipendentemente dalla massa partecipante del primo modo di vibrare (NTC 2018, §C8.7.1.3.1).
Vedi Distribuzione di forze.

Intervento di miglioramento. Valutazione dello stato attuale non disponibile
Per la progettazione di un intervento di miglioramento devono essere realizzati due modelli, uno relativo alla valutazione dello Stato Attuale e uno relativo allo Stato di Progetto. Per generare una scheda di sintesi che faccia riferimento ai risultati delle analisi svolte per entrambi i modelli, è necessario specificare nel file dello Stato di Progetto il nome del file dello Stato Attuale in Parametri di calcolo > Valutazione.
Questa segnalazione informa che non è stato specificato il file dello Stato Attuale o per questo non sono disponibili i risultati della valutazione sismica.
Vedi Valutazione.

Elementi strutturali la cui analisi richiede il modulo ACM
Viene segnalata la presenza di elementi strutturali che possono essere analizzati solo se la licenza d'uso del software include il modulo ACM (Aperture e Cerchiature in Murature portanti).

Elementi strutturali la cui analisi richiede il modulo ECS
Viene segnalata la presenza di elementi strutturali che possono essere analizzati solo se la licenza d'uso del software include il modulo ECS (Elementi Costruttivi Storici e monumentali).

Elementi strutturali la cui verifica richiede il modulo ECS
Viene segnalata la presenza di elementi strutturali per cui la verifica di sicurezza viene svolta solo se la licenza d'uso del software include il modulo ECS (Elementi Costruttivi Storici e monumentali).

Fasce di piano contigue

Vengono segnalate le fasce murarie (strisce o sottofinestra) che sono contigue ad altre fasce. Situazioni di questo tipo si possono verificare quando la fascia muraria è interrotta da una trave o quando vengono modellate due aperture adiacenti. In questi casi è necessario ignorare il contributo delle fasce alla resistenza dei maschi murari. In particolare, è necessario apportare le seguenti modifiche:

- liberare la rotazione y agli estremi della fascia complessiva, mantenendo rotazioni bloccate negli estremi in comune tra più fasce;
- bloccare le eventuali modifiche dovute all'analisi per fasi costruttive (Proprietà dell'asta > Fasi Costruttive > Blocca modifiche);
- escludere le verifiche dalle verifiche di sicurezza (Proprietà dell'asta > Verifiche > Da verificare > No).

Analisi Modale. Il numero di modi calcolati non è sufficiente per movimentare l'85% della massa

La segnalazione indica che il numero di modi indicati come da calcolare all'interno della finestra "Modale" dei Parametri di Calcolo, non sono sufficienti a movimentare l'85% della massa dell'edificio. Si consiglia di aumentare il numero di modi da calcolare.

Matrice di rigidezza singolare

La segnalazione indica che non è possibile eseguire le analisi in quanto la struttura è labile. Si consiglia di controllare lo schema statico e i particolare il vincolamento di nodi e aste.

Muri con aperture sovrapposte

Segnala la presenza di muri con aperture sovrapposte. Questo tipo di modellazione non è consentito. È necessario correggere il modello architettonico eventualmente inserendo un'unica apertura che inviluppa le due aperture sovrapposte.

Analisi Pushover. Non è stato possibile completare l'analisi preliminare

La segnalazione indica che l'Analisi Pushover non può essere eseguita perché la struttura non è in grado di sostenere i carichi statici. Si consiglia di controllare lo stato delle verifiche in Analisi Statica Non Sismica, Combinazione Sismica (cioè la combinazione dei carichi statici da adottare in analisi di tipo sismico).

Livelli con eccentricità accidentale non costante [§7.2.6]

La segnalazione indica che l'eccentricità accidentale cambia fra i vari livelli. Per visualizzare il valore dell'eccentricità è sufficiente selezionare i livelli dal Navigatore.

Pushover: maschi con rigidezza trasversale ma senza verifica a pressoflessione ortogonale

La segnalazione indica che è stata disattivata la verifica a pressoflessione ortogonale per l'analisi pushover, in Parametri di calcolo > Verifiche.

Nodi sedi di massa locale con Traslazione X bloccata
La segnalazione indica che per i nodi riportati è stato modificato il vincolamento del nodo, in particolare è bloccata la traslazione X.

Nodi sedi di massa locale con Traslazione Y bloccata
La segnalazione indica che per i nodi riportati è stato modificato il vincolamento del nodo, in particolare è bloccata la traslazione Y.

Maschi murari di piccola lunghezza (< 300 mm)
La segnalazione riporta i maschi murari che hanno una lunghezza minore di 300 mm. Tali elementi possono essere modellati come bielle ed escludi dalle verifiche.

Maschi murari di piccola altezza (< 1000 mm)
La segnalazione riporta i maschi murari che hanno un'altezza minore di 1000 mm. Tali elementi possono essere modellati come bielle ed escludi dalle verifiche.

Maschi murari con sezione trasversale di piccole dimensioni
La segnalazione indica che nel modello alcuni maschi murari hanno una sezione trasversale di piccole dimensioni. Tali elementi possono essere modellati come bielle ed esclusi dalle verifiche.

Aste con sezione non correttamente definita
Indica che nel modello sono presenti delle aste con sezioni degeneri (ad esempio, con dimensioni infinitesime). In questi casi è necessario modificare il modello evitando la formazione di queste sezioni.

Nodi di trave di fondazione incastrati
Per impostazione di default i nodi delle travi di fondazione vengono vincolati come nodi su suolo elastico (001110). Vengono segnalati i nodi di fondazione che, invece, sono completamente incastrati. Se non si tratta dell'impostazione desiderata è possibile selezionare questi nodi e ripristinare il vincolamento " su suolo elastico".

Nodi di trave di fondazione non appartenenti al livello 0
Situazioni di questo tipo sono comuni in caso di fondazioni su piani sfalsati. I nodi alle estremità delle aste di fondazione devono essere sempre riferiti al Livello 0.

Accesso ai file negato
Nel corso dell'elaborazione delle analisi è necessario disporre di accesso esclusivo ai file dei risultati, i quali non possono essere aperti da altre applicazioni. Se appare questa segnalazione che interrompe le analisi è necessario assicurarsi che i file e le cartelle relativi al progetto corrente siano chiusi.

3.2.6 Domini di resistenza

I domini di resistenza, cioè i domini di interazione N-M, permettono di svolgere le verifiche a pressoflessione di elementi in muratura e in c.a., nelle analisi lineari e non lineari. I domini vengono

generati i in fase di analisi ma possono anche essere richiesti preventivamente attraverso il comando "Domini di Resistenza" in [Barra multifunzione > Struttura].
Vedi Domini di resistenza.

I domini di resistenza sono elaborati per le sezioni di verifica delle seguenti tipologie di elementi:

- **maschi in muratura ordinaria**
  se il diagramma di calcolo tensione deformazione è del tipo parabola-rettangolo o triangolo-rettangolo (non stress block), oppure se consolidati con rinforzi a pressoflessione FRP, FRCM, CAM o Reticolatus
- **fasce in muratura ordinaria**
  se consolidate con rinforzi a pressoflessione FRP, FRCM, CAM o Reticolatus
- **maschi in muratura armata**
  se è stata definita l'armatura nel piano di flessione complanare (A_s xz)
- **fasce in muratura armata**
  se è stata definita l'armatura di intradosso (A_s intr.)
- **colonne in muratura**
- **pilastri, setti e travi in c.a.**
  se l'armatura longitudinale è correttamente definita

In assenza di elementi che ricadono nelle tipologie sopracitate, non viene elaborato alcun dominio di resistenza.

Per ogni sezione di verifica vengono generati più domini che si differenziano per:

- tipo di analisi (in quanto le resistenze dei materiali possono variare da un'analisi all'altra);
- piano di flessione complanare o ortogonale (nel caso dei maschi murari).

Nella scheda dedicata ai Domini di Resistenza, una volta selezionata la sezione desiderata è possibile consultare i vari domini elaborati. (Barra multifunzione > Domini di Resistenza > Selezione).

Se si consultano i domini di resistenza dopo aver svolto le analisi, una apposita segnalazione nel titolo del dominio informa se il dominio è coerente con l'analisi corrente. In tal caso, il grafico del dominio riporta i **punti di sollecitazione** relativi alle verifiche svolte nell'analisi corrente. In analisi statica non lineare, i punti di sollecitazione rappresentano le verifiche svolte ad ogni passo dell'analisi incrementale. È particolarmente interessante osservare l'evoluzione del punto di sollecitazione: un punto interno al dominio potrebbe spostarsi verso la frontiera per un progressivo aumento del momento flettente o per la variazione di sforzo normale. Se nel dominio i punti di sollecitazione sono allineati sulla retta verticale (N=0), l'elemento strutturale è soggetto a flessione semplice (sforzo normale nullo).

Il colore del punto di sollecitazione rappresenta lo stato della verifica: è rosso il punto è fuori dal dominio di resistenza (verifica non soddisfatta), è verde se il punto è interno al dominio (verifica soddisfatta).

In caso di elementi in muratura o in c.a. consolidati con varie tecniche di rinforzo a pressoflessione, il grafico del dominio di resistenza contiene il **dominio di resistenza della sezione non rinforzata** (visualizzato in colore grigio). In questo modo è possibile apprezzare il contributo in termini di resistenza offerto dagli elementi di rinforzo. In particolare, l'espansione nella parte sinistra del dominio relativa a bassi valori dello sforzo normale (trazione o piccola compressione) è dovuta a rinforzi longitudinali resistenti a trazione, mentre l'espansione nella parte destra relativa ad alti sforzi di compressione è legata alla pressione efficace di confinamento dovuta alla presenza di cerchiature.

3.2.6.1 Maschi e fasce in muratura

Le verifiche a pressoflessione di maschi e fasce in muratura sono verifiche a pressoflessione retta nel piano complanare e, nel caso dei maschi, anche nel piano ortogonale. Pertanto, i domini di resistenza sono domini 2D nei piani N-M_y (flessione complanare) o N-M_z (flessione ortogonale).
Il grafico del dominio è suddiviso in campi di comportamento individuati dai seguenti sforzi normali notevoli: N_1, N_{2A}, N_{2B}, N_3, N_{4A}, N_{4B}, N_5, N_{max}. Nelle sezioni in muratura ordinaria gli sforzi normali notevoli si riducono a: N_{4B}= 0, N_5 e N_{max}.
La colorazione dei domini di resistenza rispetta la convenzione illustrata nelle figure seguenti.

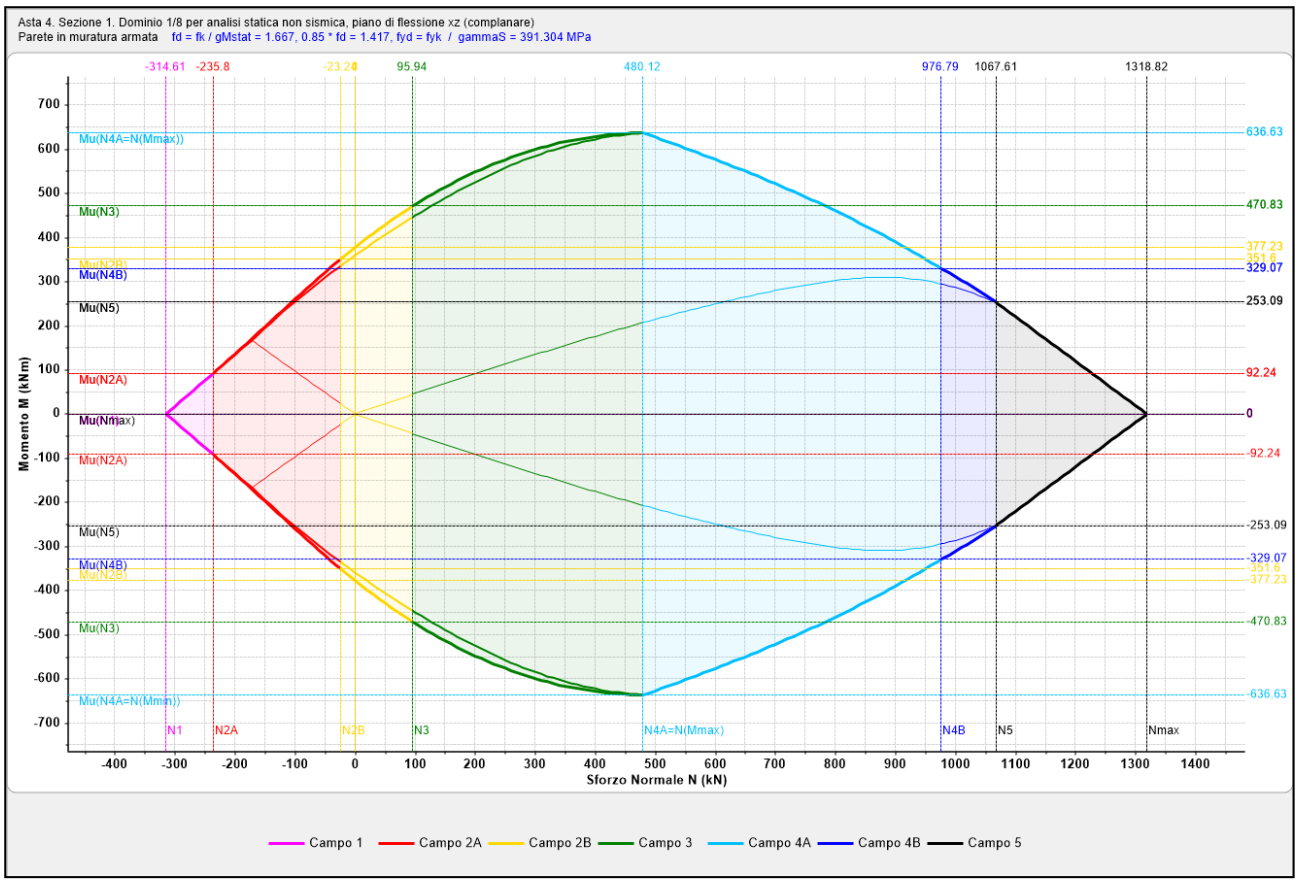


Figura 152. Dominio di Resistenza

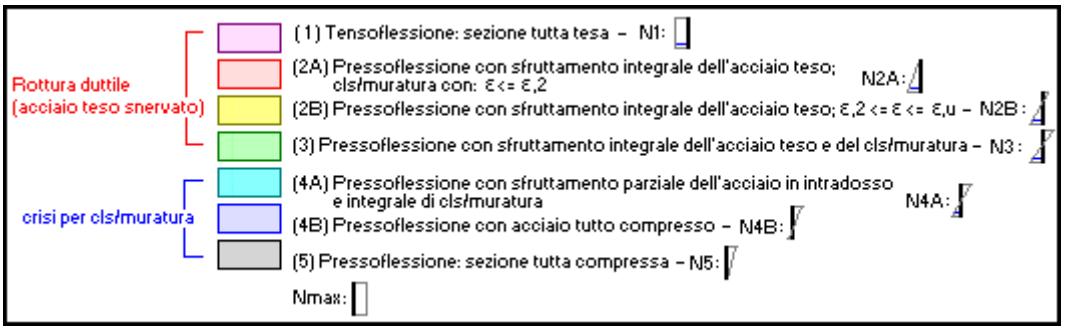


Figura 153. Legenda dei vari campi

Nei domini di resistenza delle sezioni armate o rinforzate sono presenti tre curve notevoli:

- la curva esterna, che rappresenta il **momento ultimo**
- la curva ad essa vicina, costruita nelle zone a crisi duttile, che rappresenta il **momento di snervamento**
- la curva ancora più interna con tratto sottile, che rappresenta il **momento di parzializzazione**.

Per un dato sforzo normale di compressione e per valori crescenti del momento, il punto della curva di parzializzazione segna il passaggio da sezione interamente reagente (tutta compressa) a sezione parzializzata. Per un dato sforzo normale di trazione e per valori crescenti del momento, la curva di parzializzazione segna il passaggio da sezione tutta tesa (dove quindi reagiscono le sole armature) a sezione parzializzata (dove la sezione ha una zona compressa).

Noto il dominio di resistenza della sezione e il punto di sollecitazione (N_{sd}, M_{sd}), la **verifica di resistenza** viene condotta come segue:

- si determina in quale campo ricade N_{sd};
- utilizzando la relazione non lineare, si individua la posizione ξ dell'asse neutro corrispondente alla configurazione di rottura;
- noto ξ, si calcola il momento ultimo corrispondente (M_{rd}) corrispondente;
- si confronta M_{sd} con M_{rd}:
  - $\mathbf{M_{sd} \leq M_{rd}} \Rightarrow$ **verifica soddisfatta**. In Analisi Pushover la verifica è soddisfatta al passo corrente e verrà eseguita nuovamente al passo successivo.
  - $\mathbf{M_{sd} > M_{rd}} \Rightarrow$ **verifica non soddisfatta**. In Analisi Pushover nella sezione di verifica si forma una cerniera plastica a pressoflessione e l'analisi prosegue tenendo conto del degrado di rigidezza.

Nelle operazioni di verifica, per una data sollecitazione, vengono inoltre determinati il momento di parzializzazione e la lunghezza della zona compressa. In questo modo in base alla scelta effettuata nei Parametri di Calcolo, è possibile condurre la verifica a taglio per scorrimento sulla reale zona reagente della sezione.

3.2.6.2 Colonne in muratura ed elementi in c.a.

Per colonne in muratura e pilastri e setti in c.a. vengono svolte verifiche a pressoflessione deviata. Pertanto, il dominio di resistenza delle sezioni è un dominio 3D definito nello spazio N-M_y-M_z.

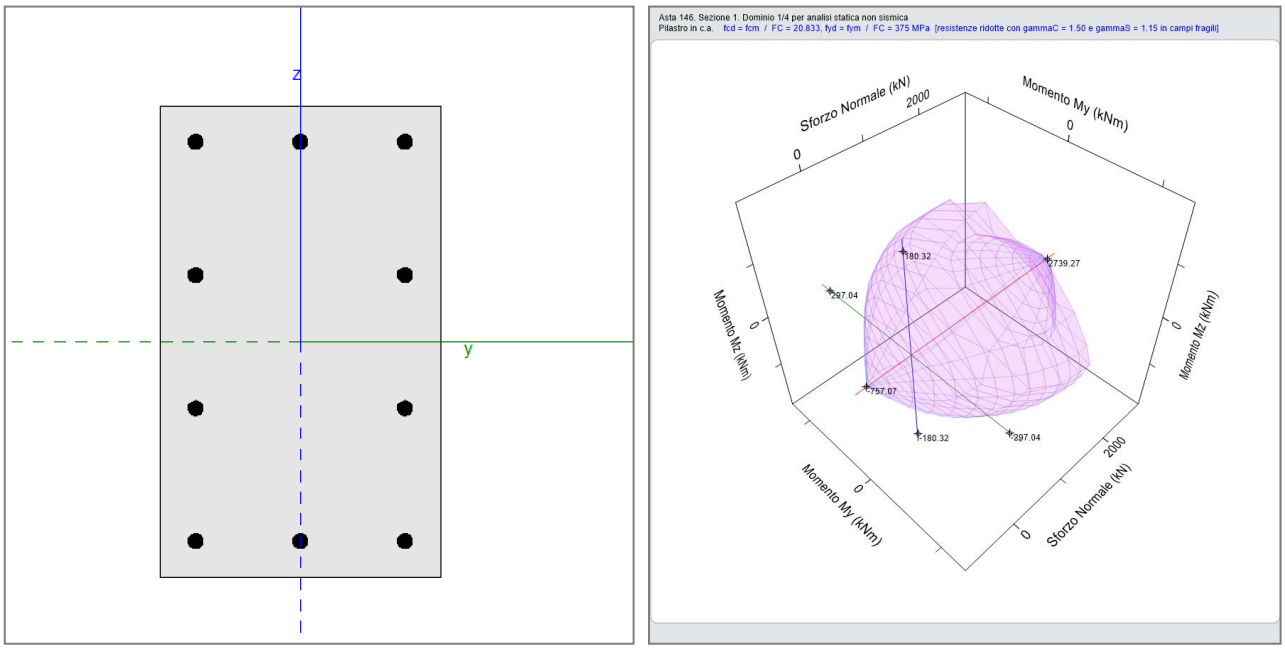


Figura 154. Sezione trasversale di un pilastro in c.a. e relativo dominio di resistenza 3D

Per le travi in c.a. viene invece svolta una verifica a pressoflessione retta nel piano individuato dagli assi locali xz (generalmente il piano di flessione verticale). Pertanto, il dominio di resistenza della sezione è un dominio 2D definito nel piano N-M_z.

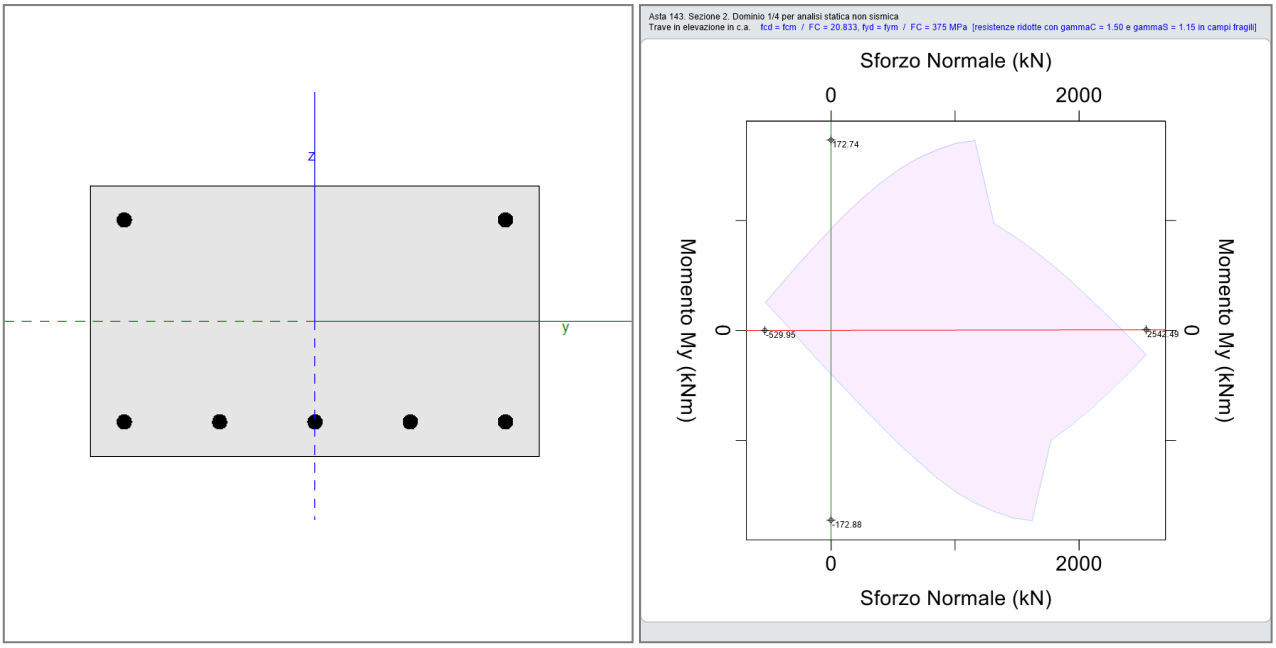


Figura 155. Sezione trasversale di una trave in c.a. e relativo dominio di resistenza 2D

Come si evince dalla figura, il dominio di resistenza della trave può essere asimmetrico in quanto la sezione può essere armata in modo diverso fra intradosso ed estradosso. Nei domini non simmetrici

i punti di intersezione della frontiera con l'asse orizzontale (M=0) individuano i valori limite dello sforzo normale.

3.2.6.3 Resistenze di progetto

Per ogni sezione di verifica vengono elaborati domini distinti per ogni tipo di analisi:

- Analisi Statica Non Sismica
- Analisi Sismica Lineare (SLU)
- Analisi Sismica Lineare (SLE)
- Analisi Sismica Pushover

Le differenze tra un'analisi e l'altra sono dovute al valore delle resistenze di progetto adottate.

La seguente tabella fornisce un quadro riassuntivo delle resistenze di progetto utilizzate per gli **elementi in muratura** nuova o esistente con riferimento alle NTC 2018 e relativa Circolare applicativa. Viene specificato il valore di progetto della resistenza a compressione della muratura f_d e in caso di muratura armata anche il valore di progetto della resistenza di snervamento dell'acciaio f_{yd}. Le resistenze di progetto differiscono in base al tipo di analisi.

Muratura	Analisi Lineare	Analisi non Lineare
Nuova	$f_d = f_k / \gamma_M$ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$	$f_d = f_m = f_k / 0.7$ $f_{yd} = f_{ym} = f_{yk} / 0.93$
Esistente	$f_d = f_m / F_C / \gamma_M$	$f_d = f_m / F_C$

Alcune considerazioni:

1. **Analisi lineare**. Per i materiali nuovi si fa riferimento alla resistenza caratteristica (§7.8.2, §7.8.3) mentre per i materiali esistenti si fa riferimento alla resistenza media (§C8.5.3.1, Tab.C8.5.I).
2. **Analisi non lineare**. Anche per i materiali nuovi si fa riferimento alla resistenza media (§7.8.3.2.1 indica resistenza media per i materiali e quindi si riferisce a entrambi muratura e acciaio).
   Per la muratura, in assenza di indicazioni normative specifiche, si assume $f_m=f_k/0.7$ in analogia con la formulazione della resistenza media a taglio della muratura ($f_{vm0} = f_{vk0}/0.7$) riportata in §7.8.2.2.2. Per l'acciaio in muratura armata, in assenza di indicazioni normative specifiche, si assume $f_{ym}=f_{yk}/0.93$, valore ritenuto accettabile in base ai dati sperimentali attualmente disponibili.
3. **Coefficienti parziali di sicurezza dei materiali (γ_M, γ_S)**. Vengono applicati solo in analisi lineare (§7.8.2, §7.8.3, §C8.7.1.3.1.1). Il valore dei coefficienti è distinto per tipo di analisi, in particolare:
   - **analisi statica**: γ_M compreso fra 2.0 e 3.0 (§4.5.6.1, Tab. 4.5.II), γ_S=1.15 (§4.1.2.1.1.3)
   - **analisi sismica**: $\gamma_M \geq 2.0$ (§7.8.1.1), γ_S=1.15 (§4.1.2.1.1.3)

   In analisi statica di edifici esistenti, per ottenere la condizione di massima sicurezza si potrà utilizzare γ_M = 3.0, considerando peraltro che per questo tipo di edifici non sarà possibile, in generale, applicare i criteri di valutazione descritti in §4.5.6.1 per la muratura nuova. In questo

modo si rischia, però di sopravvalutare le verifiche statiche, rispetto alle sismiche, un rischio tuttavia che può essere compensato attraverso altri aspetti. Ad esempio, analizzando l'edificio per fasi costruttive, è possibile inquadrare più correttamente le verifiche statiche evitando eccessive sottostime della sicurezza.

4. **Fattore di confidenza F_C**. Viene applicato in tutte le analisi per i materiali esistenti (§C7.8.7.1.5).
5. **Muratura: sollecitazione massima pari a 0.85 f_d**. Il coefficiente 0.85 tiene conto della distribuzione degli sforzi nella zona compressa ed è indicato dalla Normativa vigente sia per la muratura ordinaria sia per la muratura armata (§7.8.2.2.1, §7.8.2.2.3, §7.8.3.2.1), con riferimento ad un diagramma di calcolo delle compressioni rettangolare. Per la verifica con dominio di resistenza elaborato su legge di comportamento parabola-rettangolo o triangolo-rettangolo si applicano alla muratura considerazioni analoghe al calcestruzzo (§4.1.2.1.2.1), quindi anche in questi casi la sollecitazione massima viene assunta pari a $0.85f_d$.

La seguente tabella riassume le resistenze di progetto di calcestruzzo e acciaio (f_d, f_{yd}) adottate nella verifica degli **elementi in c.a**.

C.A.	Meccanismo	Resistenze
Nuovo		$f_d = 0.85\ f_k/\gamma_c$ $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
Esistente	**Duttile**	$f_d = f_m/F_C$ $f_{yd} = f_{ym}/F_C$
	Fragile	$f_d = f_m/F_C/\gamma_c$ $f_{yd} = f_{ym}/F_C/\gamma_s$

Per gli elementi in c.a. di un edificio esistente si adottano resistenze di progetto diverse a seconda che il meccanismo sia duttile o fragile. In particolare, i coefficienti parziali di sicurezza per calcestruzzo e acciaio (γ_c e γ_s) vengono applicati solo per i meccanismi fragili. Negli elementi in c.a., si considera meccanismo fragile oltre alla crisi per taglio anche la crisi per pressoflessione in assenza di snervamento delle barre in acciaio.
Nelle analisi sismiche lineari per le verifiche di resistenza per SLE non si applicano i coefficienti parziali di sicurezza dei materiali.

3.2.7 Esecuzione delle analisi

Una volta messo a punto il modello strutturale è possibile richiedere l'esecuzione delle analisi attraverso il comando "Esegui analisi" in [Barra multifunzione > Struttura]. Vengono eseguite le analisi selezionate nei Parametri di Calcolo:

- Analisi Modale
- Analisi Statica Non Sismica
- Analisi Sismica Statica Lineare
- Analisi Sismica Dinamica Modale

- Analisi Sismica Statica Non Lineare (Pushover)

Inoltre, vengono sempre eseguite le analisi semplificate. Al termine dell'elaborazione, nella Barra multifunzione compare la scheda "Risultati" attraverso la quale è possibile consultare i risultati delle analisi svolte.

3.2.7.1 Solutore ad elementi finiti

Il solutore di Aedes.PCM si compone di due parti.
La prima parte, sviluppata direttamente da Aedes Software provvede alla creazione della matrice di rigidezza del sistema. È così possibile tenere conto di aspetti tipici degli edifici in muratura spesso non gestiti da solutori destinati ad altro utilizzo (p.es. deformabilità a taglio, indispensabile per strutture tozze quali i maschi murari; rigidezze fessurate; zone rigide agli estremi dell'asta distinte nei due piani di flessione; gradi d'incastro interno, per schematizzare aste semi-incastrate; aste infinitamente rigide; eventuali assemblaggi di rigidezze per maschi murari adiacenti per i quali si voglia comunque considerare la continuità strutturale). Nella costruzione delle matrici di rigidezza, Aedes.PCM segue algoritmi ampiamente testati, analoghi alle procedure SAP (Berkeley, California) reperibili anche in open-source su Internet.
La seconda parte è costituita dal solutore numerico. Al fine di garantire la massima robustezza di calcolo e rispettare i requisiti di qualità richiesti al software, Aedes.PCM integra un solutore di livello internazionale e ampio spettro applicativo: NMath prodotto da Centerspace Software. NMath è utilizzato per la risoluzione dei sistemi lineari con la tecnica delle matrici sparse e per la soluzione del problema agli autovalori con il metodo di Lanczos.

3.2.7.2 Assemblaggio delle matrici delle rigidezze e delle masse

Si descrive la costruzione della **matrice di rigidezza K** della struttura, definendo anzitutto la matrice di rigidezza locale di una singola asta:

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	$\frac{EA}{\ell}$	0	0	0	0	0	$-\frac{EA}{\ell}$	0	0	0	0	0
2		$\frac{12\,EJ_z}{\ell^3(1+\Phi_y)}$	0	0	0	$\frac{6\,EJ_z}{\ell^2(1+\Phi_y)}$	0	$-\frac{12\,EJ_z}{\ell^3(1+\Phi_y)}$	0	0	0	$\frac{6\,EJ_z}{\ell^2(1+\Phi_y)}$
3			$\frac{12\,EJ_y}{\ell^3(1+\Phi_z)}$	0	$-\frac{6\,EJ_y}{\ell^2(1+\Phi_z)}$	0	0	0	$-\frac{12\,EJ_y}{\ell^3(1+\Phi_z)}$	0	$-\frac{6\,EJ_y}{\ell^2(1+\Phi_z)}$	0
4				$\frac{GJ_x}{\ell}$	0	0	0	0	0	$-\frac{GJ_x}{\ell}$	0	0
5					$\frac{(4+\Phi_z)\,EJ_y}{\ell(1+\Phi_z)}$	0	0	0	$\frac{6\,EJ_y}{\ell^2(1+\Phi_z)}$	0	$\frac{(2-\Phi_z)\,EJ_y}{\ell(1+\Phi_z)}$	0
6						$\frac{(4+\Phi_y)\,EJ_z}{\ell(1+\Phi_y)}$	0	$-\frac{6\,EJ_z}{\ell^2(1+\Phi_y)}$	0	0	0	$\frac{(2-\Phi_y)\,EJ_z}{\ell(1+\Phi_y)}$
7							$\frac{EA}{\ell}$	0	0	0	0	0
8								$\frac{12\,EJ_z}{\ell^3(1+\Phi_y)}$	0	0	0	$-\frac{6\,EJ_z}{\ell^2(1+\Phi_y)}$
9									$\frac{12\,EJ_y}{\ell^3(1+\Phi_z)}$	0	$\frac{6\,EJ_y}{\ell^2(1+\Phi_z)}$	0
10										$\frac{GJ_x}{\ell}$	0	0
11											$\frac{(4+\Phi_z)\,EJ_y}{\ell(1+\Phi_z)}$	0
12												$\frac{(4+\Phi_y)\,EJ_z}{\ell(1+\Phi_y)}$

Figura 156. Matrice di rigidezza k di un'asta spaziale (beam). La lunghezza ℓ corrisponde alla lunghezza deformabile.

In figura è illustrata la matrice di rigidezza **k** dell'**asta spaziale 3D** di tipo *beam*, un elemento monodimensionale con rigidezza flessionale e torsionale. La matrice di rigidezza k è simmetrica:

$$k_{ij} = k_{ji} \quad \forall i,j \in \{1,2,\dots,12\}$$

Nelle espressioni dei coefficienti della matrice, sono utilizzati i termini Φ_y e Φ_z che tengono conto della **deformabilità a taglio**, di fondamentale importanza per gli edifici in muratura:

$$\Phi_y = \frac{12EJ_z}{GA_{Ty}\,\ell^2} \qquad \Phi_y = \frac{12EJ_y}{GA_{Tz}\,\ell^2}$$

L'elemento *beam* è collegato agli altri elementi della struttura tramite vincoli di continuità (incastri interni) e costituisce il classico elemento "trave" delle strutture intelaiate. Le caratteristiche di sollecitazione sono riferite ad una terna destrorsa (assi locali) con l'asse x coincidente con l'asse geometrico (baricentrico) dell'elemento e gli assi y e z coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione trasversale.

La matrice di rigidezza illustrata in figura si riferisce al **tratto deformabile dell'asta**, cioè la luce interna dell'asta depurata dalle zone rigide di estremità. Si noti che per gli schemi a ''telaio equivalente'' ha fondamentale importanza considerare aste a comportamento misto rigido-deformabile.
Le aste in muratura, come noto, possono essere caratterizzate da **zone rigide** distinte nei due piani di flessione: un maschio murario, ad esempio, trova l'irrigidimento in sommità a causa della fascia di piano: questo irrigidimento interessa il piano complanare della parete; ma lo stesso maschio non presenta normalmente irrigidimenti significativi nel piano ortogonale.
In generale, si dovranno considerare lunghezze di deformazione diverse nei due piani di flessione.
I coefficienti della matrice di rigidezza devono quindi essere corretti in base a tale aspetto.

Più in dettaglio, ciò significa:

- sostituire ℓ con ℓ_{xz} (lunghezza deformabile nel piano locale xz) nei termini flessionali contenenti EJ_y;
- sostituire ℓ con ℓ_{xy} (lunghezza deformabile nel piano locale xy) nei termini flessionali contenenti EJ_{yz};
- per i termini assiale e torsionale è possibile fare riferimento ad una lunghezza deformabile media fra le due diverse lunghezze deformabili nei due piani di flessione: ℓ viene sostituito da $\frac{\ell_{xy}+\ell_{xz}}{2}$ nei termini in EA e GJ_x.

Per un'asta **infinitamente rigida**, i moduli di elasticità E e G vengono adeguatamente amplificati.
I coefficienti della matrice di rigidezza subiscono ulteriori modifiche qualora l'asta sia affetta da una **riduzione della rigidezza elastica** (rigidezza fessurata o rigidezza secante per pareti che hanno superato il limite elastico ma non sono ancora collassate nel corso delle analisi non lineari).
Per aste aventi tipologie di pareti (maschi e fasce murari) i fattori riduttivi delle rigidezze vengono applicati ai termini flessionale (EJ) e tagliante (GA) complanari. La fessurazione dell'elemento può essere infatti riferita essenzialmente al comportamento nel piano dell'elemento (comportamento elasto-plastico delle pareti murarie).
Per le bielle di controvento, che possono superare il limite elastico durante l'analisi non lineare, la riduzione viene applicata al termine assiale.
Nessuna riduzione di rigidezza è prevista per fondazioni e collegamenti rigidi.
La riduzione della rigidezza nella costruzione della matrice dipende dal valore specificato in input nella proprietà "Rigidezza fessurata" nelle proprietà delle Aste e dalla fase di analisi in cui tale valore viene effettivamente applicato.

Un altro aspetto che determina modifiche sui coefficienti della matrice di rigidezza è determinato dai **Gradi d'incastro** specificati nelle proprietà delle Aste. È infatti possibile definire un semincastro interno al vertice iniziale e/o al vertice finale, nel piano xy e/o nel piano xz, sempre con riferimento alla luce deformabile del piano del semincastro. Il semincastro equivale alla rigidezza di una molla di torsione posta nell'estremo. Al di là delle specifiche fornite in input nelle proprietà delle Aste, nell'esecuzione delle successive sotto-curve in Analisi Non Lineare, presentano semincastri tutte le aste che hanno manifestato la formazione di una cerniera plastica (alla base o in sommità) per pressoflessione, ma non sono collassate al termine della sotto-curva precedente (la curva è terminata per il collasso di altri elementi), e quindi devono ripartire, all'inizio della sotto-curva successiva, con una configurazione degradata, rappresentata appunto dal vertice ancora internamente incastrato ma con rigidezza ridotta.

Nella costruzione della matrice di rigidezza, particolari relazioni devono inoltre essere applicate alle travi su suolo elastico alla Winkler.
Nel caso di aste non internamente incastrate ma caratterizzate da **svincolamenti interni**, cioè da una o più componenti di spostamento libere agli estremi (un esempio è la "biella", elemento incernierato agli estremi), la matrice k viene ridotta alle sole componenti vincolate, tramite metodi di condensazione statica.

Successivamente, interviene una **trasformazione** per tenere conto delle **zone rigide** di estremità, riconducendo la matrice - inizialmente costruita sulla luce deformabile - all'asta completa. La matrice di trasformazione **t** è costruita a partire dalla matrice identità **I**:

$$t_{ij} = 1 \quad per\ i = j$$

$$t_{ij} = 0 \quad per\ i \neq j$$

con le seguenti modifiche:

$$t(5,3) = -ZR_{ixz}$$

$$t(6,2) = ZR_{ixy}$$

$$t(11,9) = ZR_{jxz}$$

$$t(12,8) = -ZR_{jxy}$$

dove i termini $ZR_{ixz}, ZR_{ixy}, ZR_{jxz}, ZR_{jxy}$ coincidono con le zone rigide definite nelle proprietà delle Aste per il tratto iniziale i e il tratto finale j nei due piani di flessione xy e xz. La relazione di trasformazione è la seguente:

$$\boldsymbol{k' = t\ k\ t^t}$$

k' è la matrice di rigidezza locale ricondotta all'asta a comportamento misto rigido-deformabile.
La matrice di rigidezza viene infine ricondotta dal riferimento locale al globale tramite la matrice di rotazione λ:

$$\boldsymbol{k_{glob} = \lambda\ k'\ \lambda^t}$$

La matrice di rigidezza dell'asta nel riferimento globale deve subire inoltre un'altra **trasformazione** di rigidità nel caso che i nodi di vertice dell'asta abbiano componenti di spostamento rigidamente vincolate al nodo master (schematizzazione **master-slave**).
A questo punto avviene l'**assemblaggio** delle singole matrici di rigidezza delle aste **nella matrice di rigidezza K della struttura**.

La **matrice delle masse M**, utilizzata per l'analisi modale, viene costruita con le masse nodali ed è pertanto una matrice diagonale. Ai gradi di libertà dinamici corrispondono generalmente masse traslazionali m_X, m_Y, m_Z e inerzie torsionali I_Z.
Le masse considerate sono quelle appartenenti a CCE sismicamente attive, riconosciute da un coefficiente ψ_2 non nullo.
Anzitutto, vengono processate le masse concentrate inserite direttamente nei nodi; in caso di relazione master-slave, le eventuali masse specificate su nodi slave vengono normalmente ricondotte al nodo master, rispetto al quale generano anche inerzia torsionale.
Successivamente, sono esaminati i carichi concentrati sui nodi e i carichi concentrati e distribuiti sulle aste (esclusi eventuali carichi applicati su aste su suolo elastico), agenti in direzione Z globale (carichi gravitazionali): tali carichi vengono automaticamente trasformati in masse nodali (riconducendo i pesi a masse tramite la divisione per l'accelerazione di gravità).

Inerzie rotazionali I_X e I_Y non nulle sono inconsuete, e non vengono gestite nella generazione automatica. Eventuali inerzie I_X e I_Y, che si vogliano considerare nella struttura, devono essere definite direttamente come masse nodali concentrate. Nel caso di schematizzazione master-slave, l'inerzia rotazionale I_Z viene invece normalmente definita insieme alle masse traslazionali m_X, m_Y, m_Z. Per un dato carico agente su un'asta, I_Z è formata dall'inerzia rotazionale del carico più il momento di trasporto verso il nodo di concentrazione della massa.
La definizione delle masse tiene conto dei moltiplicatori per la generazione delle masse definiti nelle proprietà delle CCE: se, ad esempio, il moltiplicatore traslazionale Y è nullo, vengono generate solo masse traslazionali secondo X.
Durante il calcolo, viene determinata anche la posizione del baricentro (centro delle masse) per ogni livello. In caso di livello rigido, se il nodo master non coincide con un nodo della struttura (cioè non è collegato ad alcuna asta), la sua posizione viene automaticamente ricalibrata facendola coincidere con il baricentro.

3.2.8 Analisi Modale

L'analisi modale viene sempre eseguita in quanto permette di valutare il comportamento dinamico della struttura e rappresenta un ottimo metodo per controllare la correttezza delle modellazione. Svolta l'analisi è possibile visualizzare le masse nodali (generatrici e generate) e consultare le caratteristiche dei modi di vibrare della struttura: periodo, percentuale di massa partecipante, deformata modale.
Se è stata eseguita anche l'Analisi Sismica Statica Non Lineare, è possibile consultare il comportamento dinamico della struttura originaria (elastica) ma anche quello della struttura con degrado di rigidezza determinato nel corso dell'analisi Pushover (al passo Pushover). In quest' ultimo caso, viene rappresentato il comportamento dinamico della struttura al passo iniziale della curva pushover e, se la distribuzione di forze adottata nell'analisi è di tipo adattivo, anche il comportamento relativo ad ogni passo successivo.
I risultati possono essere consultati sia per via grafica che in formato tabulare attraverso la scheda Report.
Vedi Risultati.

3.2.9 Analisi Statica Non Sismica

L'Analisi Statica Non Sismica permette di consultare, per ognuna delle Condizioni di Carico Elementare (CCE) e delle Combinazioni delle Condizioni di Carico (CCC): gli spostamenti nodali, le reazioni vincolari, i diagrammi di stato e la curva delle pressioni in archi e colonne in muratura.
È inoltre possibile consultare l'esito delle Verifiche di sicurezza svolte per ogni CCC e la situazione più gravosa per ogni asta attraverso l'Inviluppo delle verifiche.
I risultati dell'analisi possono essere consultati per via grafica, nelle proprietà di Nodi e Aste (scheda Risultati) e in formato tabulare attraverso la scheda Report.
Vedi Barra multifunzione: Risultati, Nodi: Risultati, Aste: Risultati.

3.2.10 Analisi Sismiche Lineari

Una volta eseguita un Analisi Sismica Lineare (Statica Lineare o Dinamica Modale) è possibile consultare per ogni stato limite considerato (SLV, SLD, SLO) gli effetti statici e i massimi effetti sismici in termini di spostamenti nodali, reazioni vincolari, diagrammi di stato.
È inoltre possibile consultare l'esito delle Verifiche di sicurezza e una scheda di sintesi che riporta l'Indicatore di Rischio Sismico della struttura.
I risultati dell'analisi possono essere consultati per via grafica, nelle proprietà di Nodi e Aste (scheda Risultati) e in formato tabulare attraverso la scheda Report.
Vedi Barra multifunzione: Risultati, Nodi: Risultati, Aste: Risultati.

3.2.11 Analisi Sismica Statica Non Lineare

Una volta eseguita l'Analisi Sismica Statica Non Lineare, per ogni curva Pushover elaborata e per il passo corrente della curva è possibile consultare gli spostamenti nodali, le reazioni vincolari e i diagrammi di stato.
È inoltre possibile consultare l'esito delle Verifiche di sicurezza di Aste e Nodi trave-pilastro in c.a. e una scheda di sintesi che riporta l'Indicatore di Rischio Sismico della struttura.
Attraverso la scheda "Curve di capacità", è possibile consultare in dettaglio le curve di capacità nel piano Taglio-Spostamento, ma anche nel grafico ADRS (per avere una migliore rappresentazione della verifica in termini di spostamento) e nel grafico 3D (per poter valutare lo spostamento del punto di controllo anche in direzione ortogonale alla direzione di spinta).
I risultati dell'analisi possono essere consultati per via grafica, nelle proprietà di Nodi e Aste (scheda Risultati) e in formato tabulare attraverso la scheda Report.
Vedi Barra multifunzione: Risultati, Nodi: Risultati, Aste: Risultati.

3.2.11.1 Procedura di analisi

L'Analisi Statica Non Lineare viene condotta in accordo ai seguenti riferimenti normativi: NTC 2018, §7.3.4.2, §7.8.1.5.4, $7.8.1.6, §C7.3.4.2, §C7.8.1.5.4, §C8.7.1.3.1.

3.2.11.1.1 Criteri generali

Il concetto alla base dell'Analisi Sismica Statica Non Lineare è che la capacità complessiva della struttura di sostenere le azioni sismiche può essere descritta dal comportamento della stessa sottoposta ad un sistema di forze statiche equivalenti incrementate fino a raggiungere il collasso, inteso come incapacità di continuare a sostenere i carichi verticali. **Analisi Pushover** significa "**analisi di spinta**", intendendo appunto per "spinta" l'applicazione delle forze orizzontali progressivamente incrementate.
Il sistema di forze in questione deve simulare in modo il più possibile realistico gli effetti di inerzia prodotti dal sisma nel piano orizzontale. Essi, a loro volta, dipendono dalla risposta stessa della

struttura, per cui il sistema di forze dovrebbe cambiare durante l'analisi: ciò corrisponde ad un adattamento della distribuzione delle forze al livello di danneggiamento (pushover adattivo).

La procedura può essere svolta attraverso una serie di analisi elastiche sequenziali sovrapposte dove il modello matematico della struttura (più precisamente la matrice di rigidezza), viene continuamente aggiornato, per tener conto della riduzione di rigidezza degli elementi che entrano in campo plastico. La capacità di una struttura è pertanto rappresentata mediante una curva che ha come grandezze di riferimento il taglio alla base e lo spostamento di un punto di controllo dell'edificio (p.es. baricentro dell'ultimo piano).
Attraverso l'equivalenza dinamica tra sistema a più gradi di libertà (M-GDL) e sistema a un grado di libertà (1-GDL), la curva di capacità così ottenuta viene ricondotta ad un legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà, rendendo possibile un diretto confronto con la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta.

Sinteticamente, quindi, il metodo pushover è basato su un processo incrementale che simula la spinta orizzontale di forze statiche, equivalenti al sisma, su una struttura. Dopo ogni incremento del sistema di forze applicate, si verificano le condizioni dei componenti della struttura e si effettuano gli opportuni aggiornamenti del modello. L'analisi si arresta quando vengono raggiunte particolari condizioni limite.
Per individuare la causa della conclusione dell'Analisi Sismica Statica Non Lineare (Pushover), occorre approfondire i degradi progressivi ai diversi step delle curve. Plasticizzazioni e collassi sono riportati nel report Storia Evolutiva: per le diverse verifiche è presente l'elenco di tutte le crisi con indicazione della sottocurva e del passo in cui si verificano. È inoltre possibile visualizzare graficamente il degrado progressivo dei diversi elementi.

Il metodo numerico implementato in Aedes.PCM è un algoritmo di calcolo la cui traccia metodologica deriva da "ATC 40" e dall'opera:
G. C. Beolchini, G. Di Pasquale, L. Gizzarelli, "La valutazione delle prestazioni sismiche di strutture esistenti in cemento armato: indicazioni dalle Linee Guida NEHRP", Roma, dicembre 2002.
In tale ambito, agli elementi murari viene attribuito comportamento trilineare con un primo tratto elastico (rigidezza iniziale elastica), un secondo tratto elastico con rigidezza ridotta (rigidezza fessurata) e un ultimo tratto perfettamente plastico (rigidezza nulla) fino al raggiungimento della deformazione limite.
Il modello, ove non sia applicata l'ipotesi shear-type, tiene conto degli effetti connessi alla variazione delle forze verticali dovuta all'azione sismica e garantisce gli equilibri locali e globali.

3.2.11.1.2 Distribuzione di forze

L'analisi statica non lineare (pushover) è caratterizzata da un sistema di forze statiche orizzontali applicate a livello dei solai, crescenti proporzionalmente secondo una delle seguenti distribuzioni:
Gruppo 1 (distribuzioni principali)

(A) **Lineare**: forze proporzionali alle forze statiche applicate in analisi statica lineare
(B) **Unimodale**: forze modali, proporzionali alle masse e alla deformata del primo modo di vibrare

nella direzione di spinta

(C) **Dinamica**: forze proporzionali alle forze modali applicate in analisi dinamica lineare

Gruppo 2 (distribuzioni secondarie)

(D) **Multimodale**: forze proporzionali alle masse e alla deformata corrispondete ad una forma modale equivalente

(E) **Uniforme**: forze proporzionali alle masse

(F) **Unimodale adattiva**

(G) **Dinamica adattiva**

(H) **Multimodale adattiva**

Nelle distribuzioni adattive il profilo di forze viene aggiornato ad ogni passo dell'analisi incrementale previa riesecuzione dell'analisi modale. Le distribuzioni dalla A alla F sono espressamente citate in §7.3.4.2. Le distribuzioni G e H possono considerarsi come alternative alle distribuzioni C e D.

Per edifici in muratura nuovi, occorre considerare almeno una distribuzione del Gruppo 1 e una del Gruppo 2 con le seguenti indicazioni: A e B sono applicabili solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha massa partecipante non inferiore al 60% (NTC 2018, §7.8.1.5.4); C è obbligatoria se il periodo fondamentale è maggiore di 1.3 T_C.

Per edifici in muratura esistenti, possono essere utilizzate le distribuzioni A ed E indipendentemente dalla massa partecipante del primo modo di vibrare (NTC 2018, §C8.7.1.3.1).

3.2.11.1.3 Direzioni di analisi

L'analisi deve essere condotta nelle due direzioni sismiche ortogonali (X' e Y') con eventuale combinazione direzionale secondo §7.3.5. Opzionalmente è possibile considerare la componente sismica verticale per mezzo di forze inerziali in direzione ±Z tenendo conto degli effetti più sfavorevoli nelle verifiche di sicurezza. Le forze inerziali in direzione Z non sono affette dal moltiplicatore progressivo del taglio orizzontale.

In base al tipo di edifico è possibile seguire una delle seguenti procedure:

- **Analisi piane (2D).** Gli edifici vengono scomposti in singoli telai, p.es. un telaio rappresentativo in direzione X (analisi pushover in direzione X) e un telaio rappresentativo in direzione Y (analisi pushover in direzione Y).
- **Analisi spaziali (3D).** Considerando il modello nel suo complesso (modello tridimensionale dell'edificio) l'analisi è condotta separatamente secondo X' e secondo Y', con eventuali momenti torcenti aggiuntivi dovuti all'eccentricità accidentale, tenendo conto della combinazione direzionale e/o della componente sismica verticale.

3.2.11.1.4 Combinazione direzionale

Nel corso dell'Analisi Pushover possono essere elaborate le curve che tengono conto della combinazione direzionale secondo la regola del 30%, conformemente a quanto richiesto in NTC 2018, §7.3.5. L'elaborazione di queste curve può essere richiesta in Parametri di Calcolo > Pushover.

Ad esempio, se è stata scelta la distribuzione A e la direzione +X, saranno elaborate le curve A+X+0.3Y e A+X-0.3Y. L'elaborazione di queste curve registra comunque il taglio alla base e lo spostamento in direzione X ma alla struttura viene applicato un campo di forze anche in direzione Y secondo la distribuzione scelta.

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

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

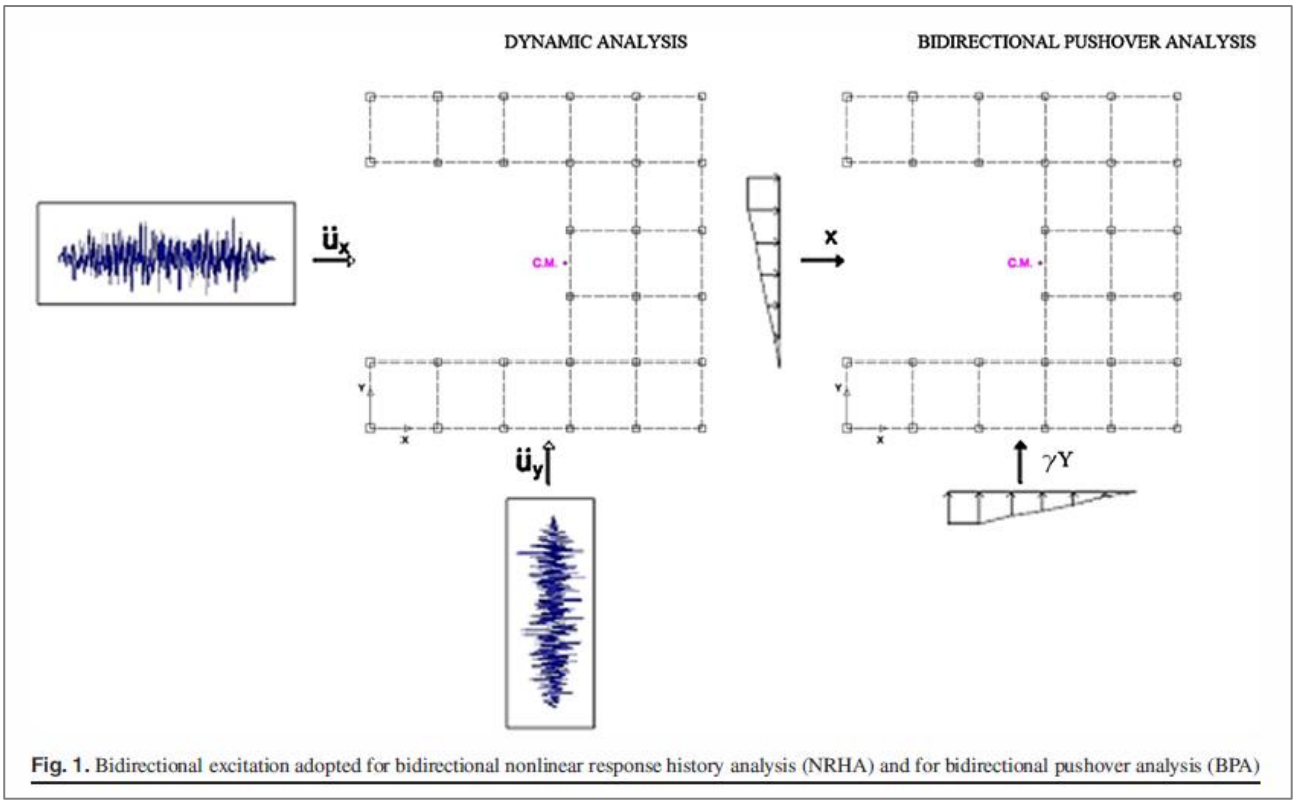


Fig. 1. Bidirectional excitation adopted for bidirectional nonlinear response history analysis (NRHA) and for bidirectional pushover analysis (BPA)

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

3.2.11.1.5 Componente sismica verticale

Nel corso dell'Analisi Pushover possono essere elaborate le curve che tengano conto degli effetti della componente sismica verticale. L'elaborazione di queste curve può essere richiesta in Parametri di Calcolo > Pushover.

Le curve con componente sismica verticale saranno riconoscibili dal termine ±Z contenuto nel nome della curva.

Vengono sempre elaborate anche le curve che ignorano gli effetti del sisma verticale. In questo modo, dal confronto tra le due curve è possibile apprezzare come gli effetti della componente verticale del sisma si traducano in una riduzione di resistenza e capacità di spostamento della struttura (vedi figura seguente).

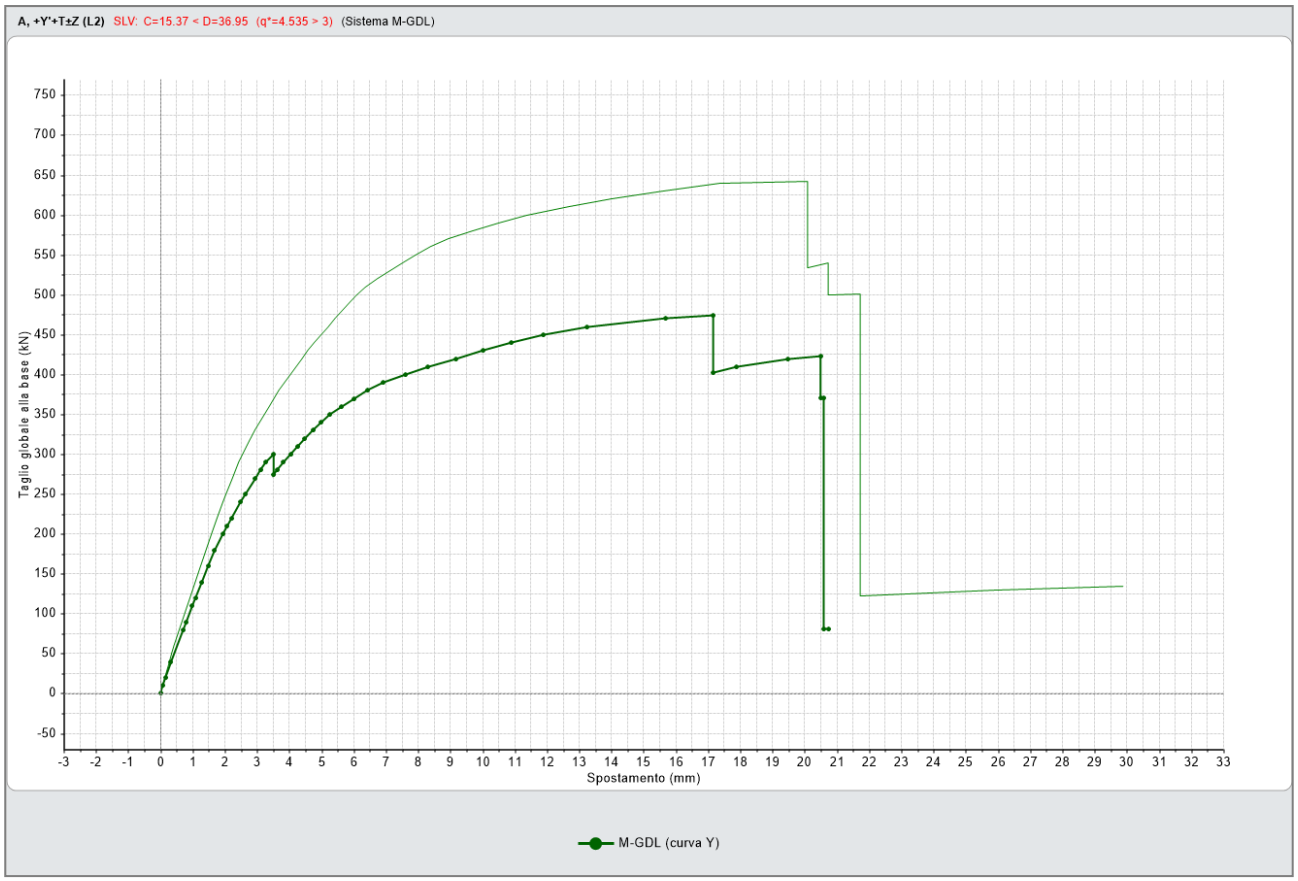


Figura 157. Curva Pushover: con componente sismica verticale (linea spessa) e senza (linea sottile)

3.2.11.1.6 Algoritmo di calcolo

Nel corso dell'Analisi Statica Non Lineare viene elaborata una serie di curve Pushover, le quali di differenziano per:

- distribuzione delle forze incrementali (A. B, C, D, E, F, G, H);
- direzione di analisi (direzioni sismiche +X', +Y', -X', -Y');
- eventuali effetti torcenti dovuti all'eccentricità accidentale (+T, -T);
- eventuale analisi bidirezionale con il 30% della spinta in direzione ortogonale (p.es. +0.3Y')
- eventuale componente verticale dell'azione sismica (±Z)

Per l'**elaborazione** di una curva Pushover sono disponibili due metodi risolutivi:

- **metodo Incrementale**
- **metodo Incrementale-Iterativo**

Il **metodo Incrementale** valuta la risposta sismica delle strutture attraverso una serie di passi incrementali. Ad ogni passo, si applicano incrementi di forze esterne e si calcolano le sollecitazioni negli elementi. Le sollecitazioni dovute agli incrementi di forze esterne vengono accettate senza correzioni e la rigidezza della struttura viene aggiornata di conseguenza. Questo metodo richiede l'elaborazione di **curve secondarie** per determinare le cadute di taglio globale in corrispondenza dei

collassi strutturali, come le crisi fragili o il superamento della capacità deformativa degli elementi strutturali.

Il **metodo Incrementale-Iterativo** è basato sulla combinazione di **incrementi di forze esterne e iterazioni in controllo di spostamento**. Ad ogni passo dell'analisi, viene applicato un incremento di forze esterne, seguito da successive iterazioni per ristabilire l'equilibrio tra il carico esterno e le forze interne (sollecitazioni negli elementi strutturali). Le iterazioni adeguano l'incremento di taglio tenendo costante lo spostamento del punto di controllo. Per questa loro caratteristica si parla di iterazioni a spostamento costante o iterazioni in controllo di spostamento (Displacement control).
Il metodo Incrementale-Iterativo può essere applicato in **due modalità**:

- Iterazioni ad ogni passo incrementale;
- Iterazioni solo in presenza di collassi.

Nel secondo caso le iterazioni vengono effettuate solo quando si verifica un collasso strutturale in un elemento (crisi fragile o raggiungimento della deformazione ultima). Questa modalità comporta tempi di calcolo più brevi e permette di ottenere curve pushover più simili a quelle elaborate attraverso il metodo puramente incrementale.

L'**elaborazione** di una curva Pushover si articola quindi nei seguenti punti:

1 Analisi statica con applicazione dei soli carichi statici secondo la combinazione di tipo sismico (§2.5.3): $G_1 + G_2 + P + \sum_j (\psi_{2j} \cdot Q_{kj})$. Determinazione dei risultati statici.

2 Verifiche di sicurezza degli elementi (aste e nodi trave-pilastro in c.a.).

Inizio Loop (ciclo incrementale)

3 Aggiornamento del modello per tener conto delle plasticizzazioni o del cambio di rigidezza degli elementi con verifica non soddisfatta. Se la matrice di rigidezza è singolare la struttura è labile e si esce dal Loop.

4 Se necessario, in funzione della distribuzione di forze adottata, viene eseguita l'analisi modale. Le distribuzioni adattive richiedo la riesecuzione dell'analisi modale ad ogni passo.

5 Determinazione delle forze sismiche relative all'incremento di taglio alla base. Le forze dipendono da: distribuzione di forza, direzione di analisi, presenza di effetti torcenti dovuti all'eccentricità accidentale, presenza della componente di spinta ortogonale in caso di analisi bidirezionale.

6 Analisi statica equivalente con applicazione delle sole forze sismiche incrementali. Determinazione dei risultati incrementali (spostamenti, reazioni vincolari, deformazioni e sollecitazioni).

7 Calcolo dei risultati totali come somma dei risultati ottenuti fino al passo precedente e dei risultati incrementali. Se gli spostamenti sono eccessivi (oltre la soglia di labilità) si esce dal Loop.

8 Verifiche di sicurezza degli elementi (aste e nodi trave-pilastro in c.a.). Se le verifiche sono tutte soddisfatte, i risultati incrementali vengono scalati per tenere conto di un ulteriore incremento di taglio globale e si riprende dal punto 7.

9 In caso di metodo Incrementale-Iterativo con iterazioni ad ogni passo:
iterazioni per ristabilire l'equilibrio tra sollecitazione e resistenza nelle sezioni di verifica.

10 Archiviazione dei risultati e registrazione del punto sulla curva.

11 Se uno o più elementi collassano:

- nel metodo Incrementale la sottocurva si interrompe e si parte con una nuova sottocurva che tenga conto fin dall'inizio degli elementi collassati e della diminuzione di rigidezza degli elementi plasticizzati.
- nel metodo Incrementale-Iterativo intervengono nuove iterazioni per determinare lo stato della struttura immediatamente dopo il collasso degli elementi.

Termine Loop

12 Elaborazione della curva di capacità a partire dalle varie sottocurve elaborate.

13 Verifica di sicurezza attraverso oscillatore elastoplastico equivalente.

3.2.11.1.7 Risultati dell'elaborazione

Le curve di capacità della struttura reale analizzata (M-GDL) vengono rappresentate in diagrammi che riportano in ascisse lo Spostamento del punto di controllo ed in ordinate il Taglio globale alla base. Per ogni curva, attraverso le relazioni di equivalenza dinamica, riportate al §C7.3.4.2, viene definita la corrispondente curva del sistema equivalente ad un grado di libertà (1-GDL) e successivamente il diagramma bilineare, attraverso il quale è possibile definire la domanda sismica (spostamento richiesto secondo lo spettro di risposta) del sistema 1-GDL, ricondotta infine alla domanda per il sistema M-GDL.

Le verifiche di compatibilità degli spostamenti per il sistema reale M-GDL consistono nel confronto tra la domanda sismica e la capacità deformativa della struttura.

Per il calcolo della domanda sismica, l'espressione degli spettri di risposta elastico $S_e(T)$ e degli spettri di progetto per SLV, SLD e SLO è fornita in §3.2.3.

Lo spettro di risposta elastico in termini di spostamento è dato da (§3.2.3.2.3):

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2$$

La **capacità di spostamento** relativa ai diversi stati limite è identificata sulla curva forza-spostamento in corrispondenza dei seguenti punti:

SLC per la definizione della bilineare equivalente, lo spostamento ultimo a SLC è dato dal minore tra quelli forniti dalle seguenti due condizioni:

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

SLV lo spostamento ultimo a SLV, sulla bilineare equivalente sopra definita, è pari a 3/4 dello spostamento a SLC

SLD Per edifici nuovi (§C7.8.1.5.4): spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due piani consecutivi eccede i valori riportati al §7.3.6.1.
Per edifici esistenti (§C8.7.1.3.1): spostamento minore tra gli spostamenti ottenuti dalle seguenti due condizioni:

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

SLO Per edifici nuovi (§C7.8.1.5.4): spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due piani consecutivi eccede i 2/3 dei valori riportati al §7.3.6.1.
Per edifici esistenti (§C8.7.1.3.1): lo spostamento corrispondente è pari a 2/3 di quello allo SLD.

Inoltre, la capacità di spostamento tiene conto delle limitazioni imposta su $q^* = S_e(T^*)m^*/F_y^*$, cioè $q^* \leq 4$ per SLC e $q^* \leq 3$ per SLV (§C8.7.1.3.1).

La verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità e la domanda di spostamento. Per ogni curva Pushover ed ogni stato limite analizzato, il risultato della verifica è esprimibile attraverso l'**Indicatore di Rischio Sismico ζ_E**, dato dal rapporto tra capacità e domanda in termini di azione sismica. La verifica è soddisfatta quando l'indicatore è maggiore o uguale al valore di riferimento in relazione al tipo di intervento (nuovo edificio, adeguamento o miglioramento di edificio esistente).

Per ogni stato limite, i risultati di Aedes.PCM evidenziano la capacità della struttura in termini di PGA. Unitamente al valore PGA, sono forniti il corrispondente periodo di ritorno T_R e la probabilità di superamento P_{VR} relativa al periodo di riferimento V_R. Il calcolo della capacità della struttura viene effettuato tramite un ciclo iterativo condotto sul periodo di ritorno T_R: si varia il valore di T_R fra 1 e 2475 anni, ricercando il periodo di ritorno cui corrisponde la massima accelerazione a_g tale da soddisfare la verifica di sicurezza.

Nota. PGA può essere intesa come accelerazione di picco su roccia (a_g) oppure come accelerazione di picco al suolo tenendo conto degli effetti di sito (a_g S). La scelta di questa opzione determina il valore di capacità e domanda in termini di PGA (PGA_{CLV} e PGA_{DLV}). Pertanto, l'Indicatore di Rischio Sismico $\zeta_{E,PGA}$ può assumere valori leggermente diversi in funzione del significato attribuito a PGA (parametri dell'azione sismica). Nessuna variazione corrispondente si ha invece per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno $\zeta_{E,TR}$.

Nota. Le NTC 2008 definiscono periodi di ritorno compresi tra 30 e 2475 anni. Se dal calcolo risulta una capacità in termini di T_R superiore a 2475 anni, si pone T_R = 2475 come limite superiore. Per

quanto riguarda il limite inferiore, è possibile considerare valori di T_R minori di 30 anni, facendo riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIS (Unità di Ricerca CNR-ITC): viene adottata un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard $a_g(30)$, $a_g(50)$ e $a_g(75)$, effettuata con la funzione di potenza $a_g\ (T_R) = k \cdot T_R^{\alpha}$. L'intervallo di calcolo di T_R è quindi [1, 2475].

L'analisi statica non lineare fornisce, inoltre, il valore del **fattore di comportamento q** (§7.8.1.3), attraverso il calcolo del rapporto α_u/α_1, dove:

α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione);

α_u è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente.

Il valore di α_u/α_1 non può in ogni caso essere superiore a 2.5.

Quindi, il valore del fattore di comportamento è determinato come segue.

- Per edifici nuovi (§7.8.1.3), $q = q_0 \cdot K_R$, dove:
  - $q = 1.75 \cdot \alpha_u/\alpha_1$, per costruzioni in muratura ordinaria;
  - $q = 2.50 \cdot \alpha_u/\alpha_1$, per costruzioni in muratura armata;
  - $q = 3.00 \cdot \alpha_u/\alpha_1$, per costruzioni in muratura armata con progettazione in capacità.
  - $K_R = 1.0$ per edifici regolari in altezza;
  - $K_R = 0.8$ per edifici non regolari in altezza.
- Per gli edifici in muratura esistenti:
  - $q = 2.00 \cdot \alpha_u/\alpha_1$, in caso di muratura in pietra e/o mattoni pieni;
  - $q = 1.75 \cdot \alpha_u/\alpha_1$, in caso di muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura > 15%;
  - nel caso di edificio non regolare in elevazione i valori di q sono ridotti del 25%.

La definizione di regolarità per un edificio esistente in muratura è quella indicata al §7.2.1.

3.2.11.1.8 Limitazione della capacità di spostamento per effetto dei requisiti su q*

In Analisi Statica Non Lineare (pushover), la verifica di sicurezza ai vari stati limite consiste nel confronto tra capacità e domanda di spostamento della struttura.

Con riferimento alle NTC 2018, per le strutture in muratura la capacità di spostamento è determinata secondo §C7.8.1.5.4 (per edifici nuovi) e secondo §C8.7.1.3.1 (per edifici esistenti). Riportiamo un estratto di quest'ultimo paragrafo:

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

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

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

SLV: lo spostamento ultimo a SLV, sulla bilineare equivalente sopra definita, è pari a ¾ dello spostamento a SLC

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

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

SLO: lo spostamento corrispondente è pari a 2/3 di quello allo SLD.

Figura 158. Edifici in muratura. Capacità di spostamento secondo la normativa vigente

La domanda di spostamento è determinata secondo §C7.3.4.2, con le precisazioni fornite in §7.8.1.6, attraverso l'associazione del sistema strutturale reale ad un sistema bilineare equivalente ad un grado di libertà.

Per le strutture in muratura valgono inoltre le indicazioni fornite in §C7.8.1.6, in particolare:
"Per SLC vale inoltre il requisito q≤4, ovvero la capacità di spostamento del sistema allo SLC non potrà mai eccedere lo spostamento corrispondente al valore q*=4 per tutte le tipologie di muratura (…). Si raccomanda inoltre che la capacità di spostamento del sistema allo SLV non ecceda lo spostamento corrispondente al valore q*=3 per tutte le tipologie di muratura (…)."*

Come indicato in §C7.3.4.2, ***q**** **è il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema bilineare equivalente**:

$$q^* = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*}$$

Imporre un limite superiore a q* equivale a imporre un limite inferiore alla forza di snervamento F_y^*. Si tratta quindi di un requisito in termini di forza. Tuttavia, grazie all'interpretazione data al §C7.8.1.6, **il requisito è espresso in termini di spostamento, attraverso una limitazione della capacità di spostamento del sistema**.
Allo Stato Limite di Collasso (SLC), la capacità di spostamento del sistema non può superare lo spostamento corrispondente a q*=4, cioè la domanda di spostamento che si avrebbe qualora q* fosse uguale a 4. Analogamente, allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), la capacità di spostamento del sistema non può superare lo spostamento corrispondente a q*=3, cioè la domanda di spostamento che si avrebbe qualora q* fosse uguale a 3.

Si faccia riferimento alla figura seguente che illustra la curva bilineare associata alla curva di capacità del sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà (§C7.3.4.2).

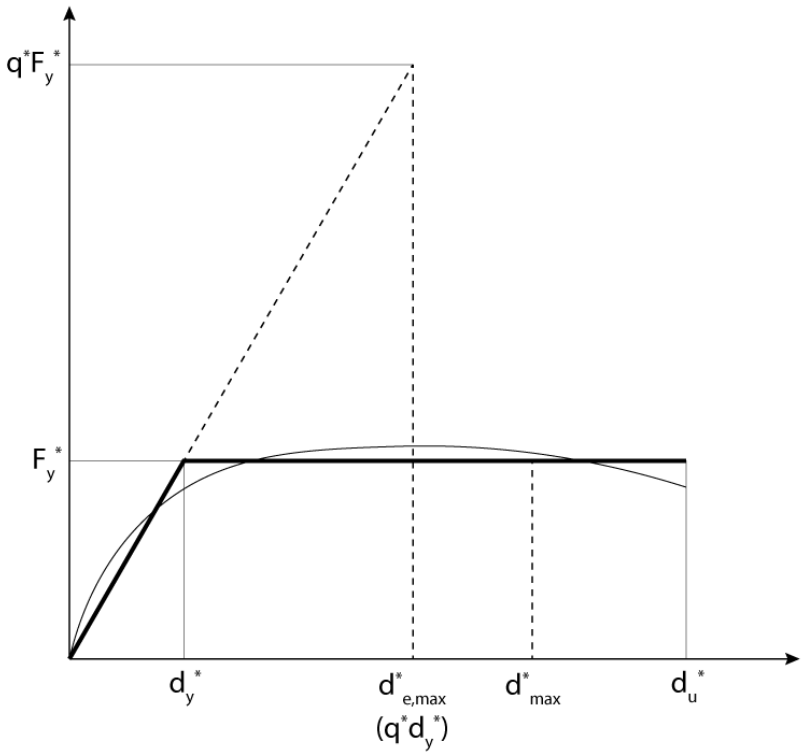


Figura 159. Curva bilineare dell'oscillatore monodimensionale equivalente

F_y^* e d_y^* sono rispettivamente la forza e lo spostamento corrispondenti al punto di snervamento del sistema bilineare equivalente, d_u^* è lo spostamento ultimo, $d_{e,max}^*$ e d_{max}^* sono rispettivamente la domanda di spostamento elastica e anelastica.
Dato che q^* è il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema bilineare equivalente F_y^*, per similitudine dei triangoli la stessa proporzione si applica agli spostamenti. Quindi:

$$d_{e,max}^* = q^* \cdot d_y^*$$

La domanda di spostamento per il sistema bilineare equivalente è data dalle seguenti espressioni:

$se \;\; T^* \geq T_C,$ $\qquad d_{max}^* = d_{e,max}^*$

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

Infine, la domanda di spostamento del sistema strutturale reale è data da:

$$d_{max}^* \cdot \Gamma$$

dove Γ è il fattore di partecipazione modale che caratterizza la relazione tra il sistema strutturale reale e il sistema bilineare equivalente ad un grado di libertà.

Quindi, la capacità di spostamento definitiva a SLC è pari al minimo tra la capacità di spostamento iniziale CLC' (ossia la capacità determinata sulla curva taglio-spostamento) e la domanda di spostamento che si ottiene imponendo q* = 4. Analogamente, la capacità di spostamento definitiva a SLV è pari al minimo tra la capacità di spostamento iniziale CLV' e la domanda di spostamento che

si ottiene imponendo q* = 3. In sostanza, valgono le seguenti espressioni:

$$CLC = Min\left(CLC', \mathrm{d}^{*}_{\max(\mathrm{q}^{*}=4)} \cdot \Gamma\right)$$
$$CLV = Min\left(CLV', \mathrm{d}^{*}_{\max(\mathrm{q}^{*}=3)} \cdot \Gamma\right)$$

In Aedes.PCM, la capacità di spostamento del sistema reale a SLC e SLV tiene sempre conto della limitazione legata ai requisiti su q*. In alcuni casi, nel grafico della curva pushover questa limitazione viene resa evidente attraverso l'arretramento della capacità di spostamento (ad esempio per SLV si passa dalla capacità di spostamento iniziale CLV' alla capacità di spostamento definitiva CLV). In altri casi, lo spostamento corrispondente al valore limite di q* è maggiore della capacità di spostamento iniziale, quindi non è necessario alcun arretramento.

Si osservi che la capacità di spostamento iniziale è una caratteristica intrinseca della struttura, che non dipende dall'azione sismica (a meno che nell'analisi non sia stata considerata la componente sismica verticale). Invece, la capacità di spostamento definitiva, che tiene conto del requisito su q*, dipende dall'azione sismica e in particolare dal valore del periodo T_C.

Nel calcolo dell'indicatore di rischio sismico ζ_E, si ricerca la capacità del sistema in termini di PGA, attraverso un procedimento iterativo basato sul tempo di ritorno T_R. L'obbiettivo di queste iterazioni è individuare l'azione sismica (T_R e PGA) per cui la domanda di spostamento coincide proprio con la capacità. Quindi, dato che la capacità di spostamento che tiene conto del requisito su q* dipende dall'azione sismica, ad ogni iterazione è necessario ricalcolare sia la domanda che la capacità di spostamento.

Esempio

Per comprendere a pieno le modalità con cui il requisito su q* si traduce in una limitazione della capacità di spostamento della struttura, si consideri il caso dell'edificio illustrato in figura seguente. Si tratta di un edificio in muratura di pietrame disordinata, a due piani fuori terra, situato nei pressi di Perugia.

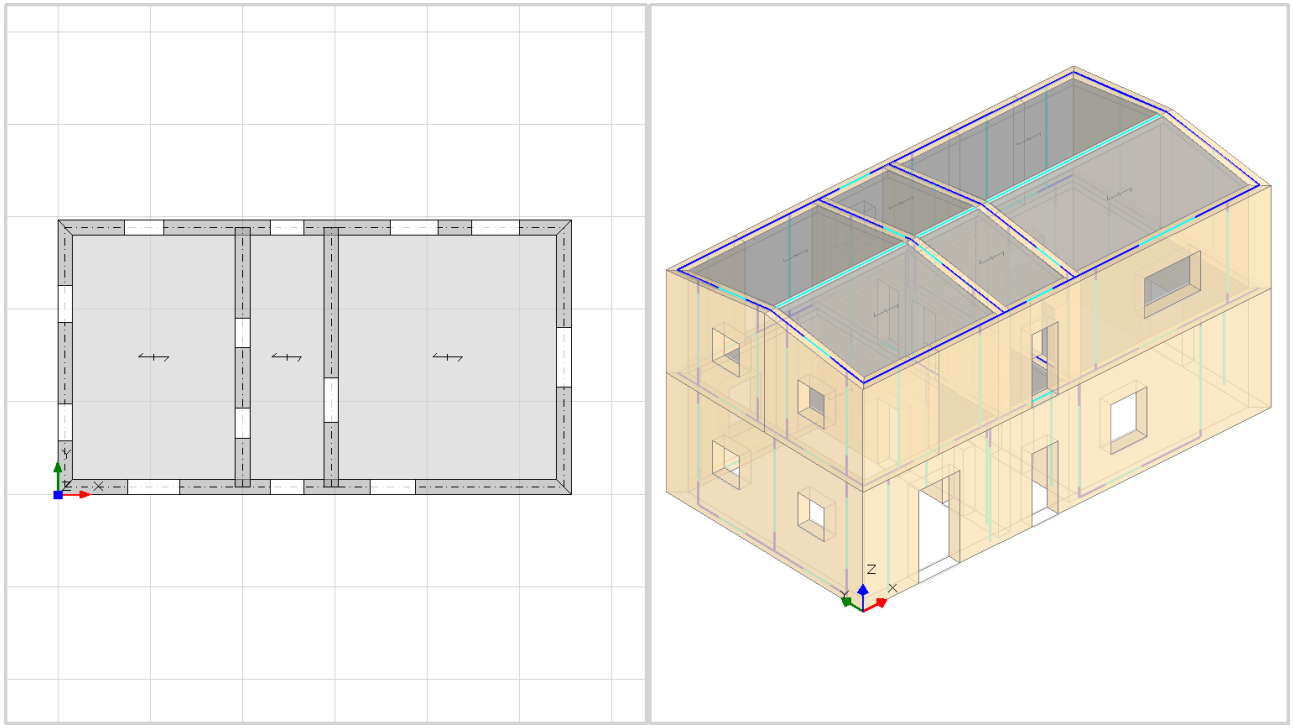


Figura 160. Caso studio: edificio in muratura di pietrame disordinato

Saranno discussi i risultati dell'Analisi Statica Non Lineare (pushover) concentrando l'attenzione sull'analisi di spinta in direzione longitudinale con distribuzione di forze lineare (forze proporzionali a massa ed elevazione). Al fine di descrivere diverse situazioni in cui il requisito su q* condiziona la capacità della struttura, saranno presi in considerazione tre casi differenti, ottenuti a partire dallo stesso modello ma modificando leggermente i dati in input.

Caso 1

Inizialmente si considera che l'edificio appartenga alla Classe d'uso III. I parametri dell'azione sismica e lo spettro di risposta elastico in accelerazione sono illustrati nella figura seguente.

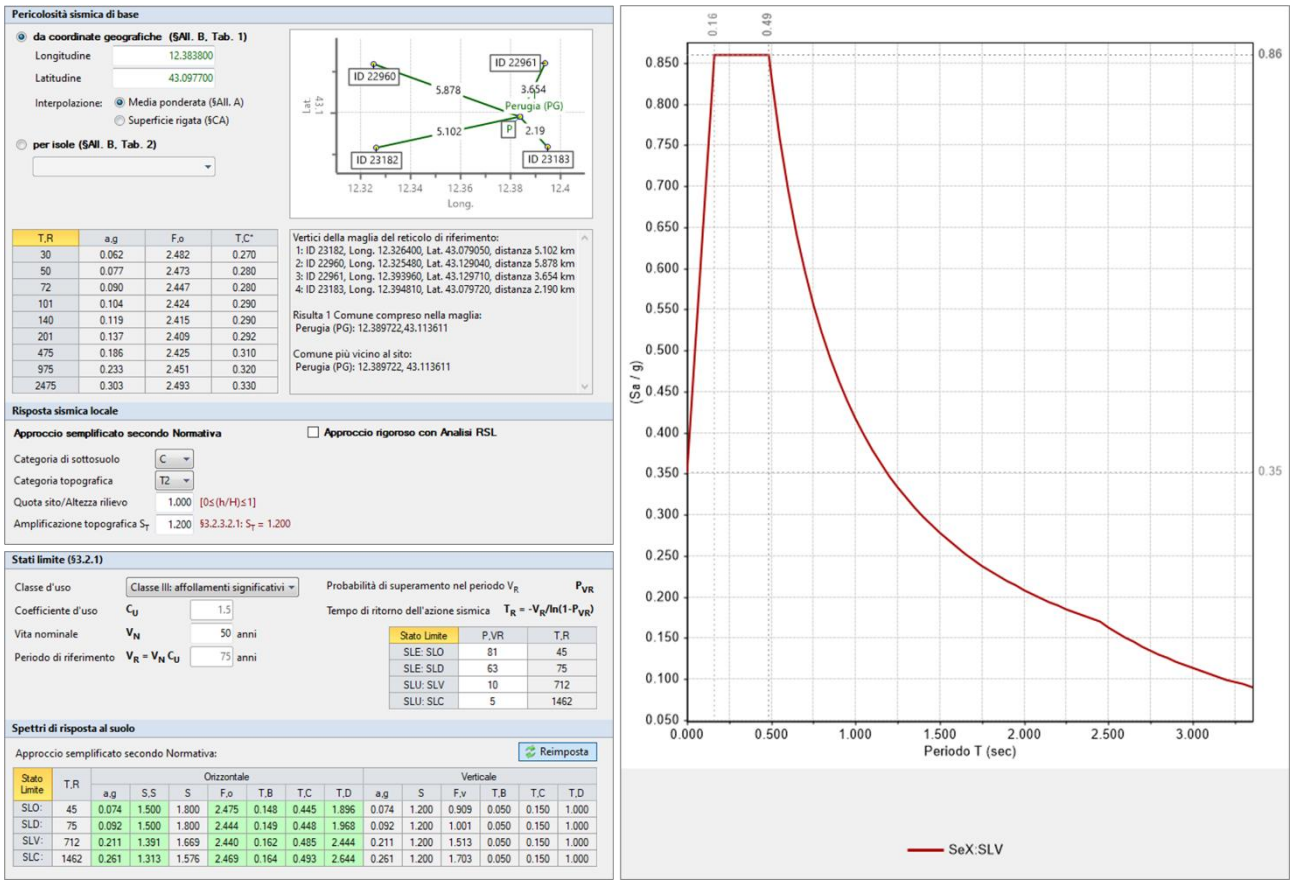


Figura 161. Caso 1. Parametri dell'azione sismica e spettro di risposta elastico

In seguito a prove limitate sulle caratteristiche meccaniche della muratura, si intende raggiunto un livello di conoscenza LC1; pertanto, con riferimento all'intervallo di valori forniti in Tab. C8.5.I, si adottano valori medi dei moduli elastici, valori minimi delle resistenze e un fattore di confidenza FC pari a 1.35.

Generale	
Nome	**Muratura esistente**
Riferimento	**NTC 2018, Tab. C8.5.I**
Tipologia	**Pietrame disordinata**
Condizioni	**Standard**
Fattore di Confidenza	**1.35**
Moduli elastici	
Valori	**Medi**
E	**870**
G	**290**
Resistenze	
Valori	**Minimi**
f,m	**1.000**
f,tm	**0.100**
f,hm	**0.500**
τ,0	**0.018**
f,vm0	

Figura 162. Caso 1. Parametri meccanici della muratura

I risultati dell'analisi Pushover sono riassunti nella figura seguente. In particolare, la tabella fornisce l'Indicatore di rischio sismico per SLV (ζ_{PGA}) e i valori di q*(DLV) e q*(CLV), cioè i valori di q* in corrispondenza dell'azione sismica di domanda e di capacità. Il grafico sulla sinistra rappresenta la curva di capacità nel piano taglio–spostamento, mentre il grafico sulla destra rappresenta la curva di capacità del sistema bilineare equivalente e la domanda (elastica e anelastica) nel piano ADRS (accelerazione-spostamento).

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	F/W	q	q*(DLV)	q*(CLV)	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV
1	◉	☐	A	+X'				L2	0.218	**3.910**	3.90	3.00	0.274	282	23.353	**0.778**	0.396	20

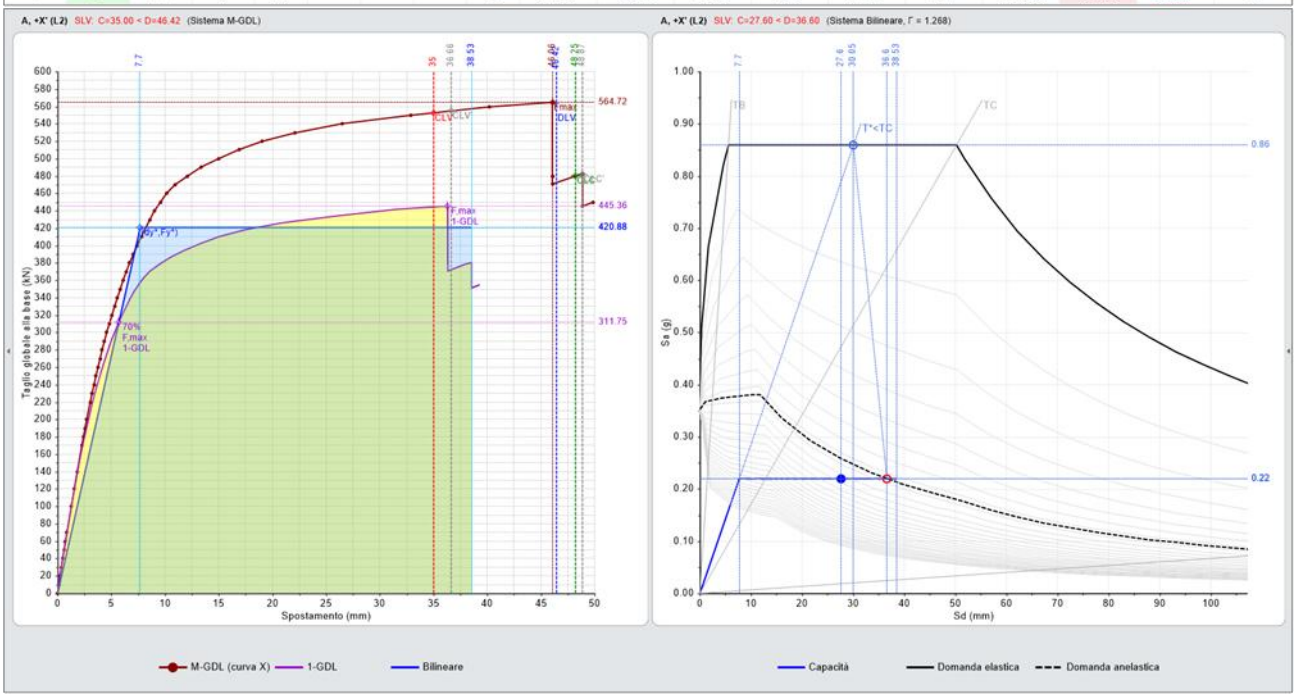


Figura 163. Caso 1. Risultati dell'analisi pushover

Il valore di q*(DLV) è pari a 3.90 (>3). Quindi, la verifica di sicurezza non è soddisfatta e l'indicatore di rischio sismico ζ_E risulta pari a 0.778 (<1).

Il grafico della curva pushover nel piano taglio-spostamento evidenzia l'arretramento della capacità di spostamento per effetto dei requisiti su q*. Per SLV, la capacità di spostamento iniziale è fissata pari a CLV' = 36.66 mm, pari a ¾ della capacità di spostamento iniziale a SLC, CLC' = 48.87 mm. Per tenere conto del requisito $q^* \leq 3$, la capacità di spostamento viene arretrata in corrispondenza di CLV = 35.00 mm.

Il calcolo della capacità di spostamento definitiva è svolto attraverso le seguenti espressioni:

$$d^*_{e,max} = q^* \cdot d^*_y = 3 \cdot 7.7 = 23.1\ mm$$

$$T^* < T_C \Rightarrow d^*_{max} = \frac{d^*_{e,max}}{q^*}\left[1 + (q^* - 1)\frac{T_C}{T^*}\right] = \frac{23.1}{3}\left[1 + (3-1)\frac{0.485}{0.375}\right] = 27.62\ mm$$

$$CLV = Min(CLV', d^*_{max} \cdot \Gamma) = Min(36.66, 27.62 \cdot 1.268) = 35.0\ mm$$

Nel calcolo dell'indicatore di rischio sismico ζ_E, si ricerca la capacità in termini di PGA attraverso una procedura iterativa basata sul tempo di ritorno dell'azione sismica. L'obbiettivo è trovare l'azione

sismica per cui domanda e capacità di spostamento si equivalgono. In questo calcolo il requisito su q* è considerato implicitamente attraverso la limitazione della capacità di spostamento.
Infatti, il valore di q* in corrispondenza della capacità CLV è proprio q*(CLV) = 3.00.
Per dimostrare che l'indicatore di rischio calcolato tenga effettivamente conto anche del requisito su q*, è possibile modificare l'azione sismica in input considerando un tempo di ritorno per SLV proprio pari alla capacità individuata ($T_{R,CLV}$ = 282 anni). Per farlo è sufficiente modificare i parametri sismici specificando che per SLV, la probabilità di superamento dell'azione sismica nel periodo di riferimento è proprio pari alla capacità $P_{VR,CLV}$ = 23.353%.

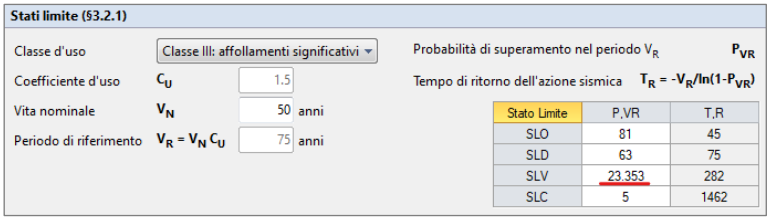


Figura 164. Caso 1. Definizione di PVR per SLV corrispondente alla capacità

Rieseguendo l'analisi pushover si ottengono i seguenti risultati.

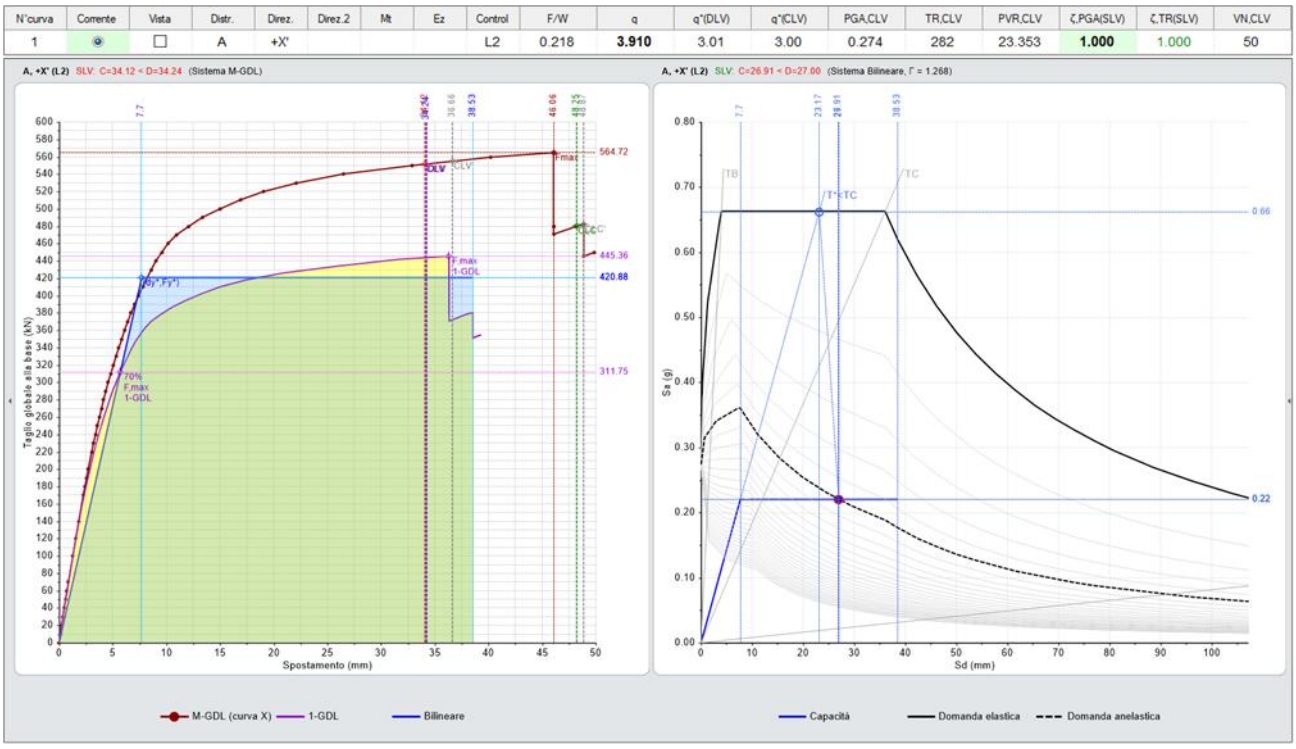


Figura 165. Caso 1. Riesecuzione analisi pushover dopo la modifica su PVR per SLV

Ovviamente la verifica è soddisfatta e l'indicatore di rischio sismico risulta pari a 1.00, in quanto è stata impostata una domanda in termini di azione sismica proprio pari alla capacità (T_R = 282 anni). Come mostrato nell'immagine, nella tabella in alto, per una domanda uguale alla capacità si ottiene $q^* = 3.01 \simeq 3$, a meno dell'arrotondamento imposto sui valori di T_R. Il passaggio da q*(DLV) = 3.90 a q*(DLV=CLV) = 3.00 dimostra che il requisito su q* ha determinato la capacità della struttura: con un'azione sismica leggermente superiore in intensità, q* sarebbe risultato maggiore di 3 e la verifica non soddisfatta.

La capacità e la domanda di spostamento della struttura coincidono: CLV = DLV ≈ 34.2 mm. Il fatto che CLV sia cambiato rispetto a quando si considerava l'azione sismica di progetto (prima era CLV = 35 mm) dimostra come la capacità di spostamento definitiva, che tiene conto dei requisiti su q* dipenda dall'azione sismica (in particolare dal valore del periodo notevole T_C). La capacità di spostamento iniziale, invece, è indipendente dall'azione sismica, infatti, rimane fissa su CLV' = 36.66 mm.

Caso 2

Nel caso precedente abbiamo visto come il requisito su q* non fosse soddisfatto (q*>3) e come la capacità di spostamento della struttura sia stata limitata per tenerne conto. Questo comportamento si verifica nei casi in cui la struttura non ha una resistenza adeguata. A dimostrazione di ciò, si prova a migliorare la resistenza della muratura considerando che sia caratterizzata da malta di buone caratteristiche e dalla presenza di ricorsi o listature. Quindi, si applicano i coefficienti correttivi forniti in Tabella C8.5.II, e le caratteristiche meccaniche della muratura vengono aggiornate come da figura seguente:

Proprietà meccaniche			
Modulo di elasticità normale	E	1305	N/mm²
Modulo di elasticità tangenziale	G	435	N/mm²
Resistenza media a compressione	f_m	1.950	N/mm²
Resistenza media a compressione orizzontale	f_{hm}	0.975	N/mm²
Resistenza media a trazione	f_{tm}	0.195	N/mm²
Resistenza media a taglio (muratura irregolare)	τ_0	0.035	N/mm²

Figura 166. Caso 2. Proprietà meccaniche della muratura con coefficienti correttivi

Rieseguendo l'analisi Pushover, si ottengono i seguenti risultati.

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	F/W	q	q*(DLV)	q*(CLV)	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV
1			A	+X'				L2	0.264	**4.563**	3.24	2.59	0.285	319	20.952	**0.810**	0.448	22

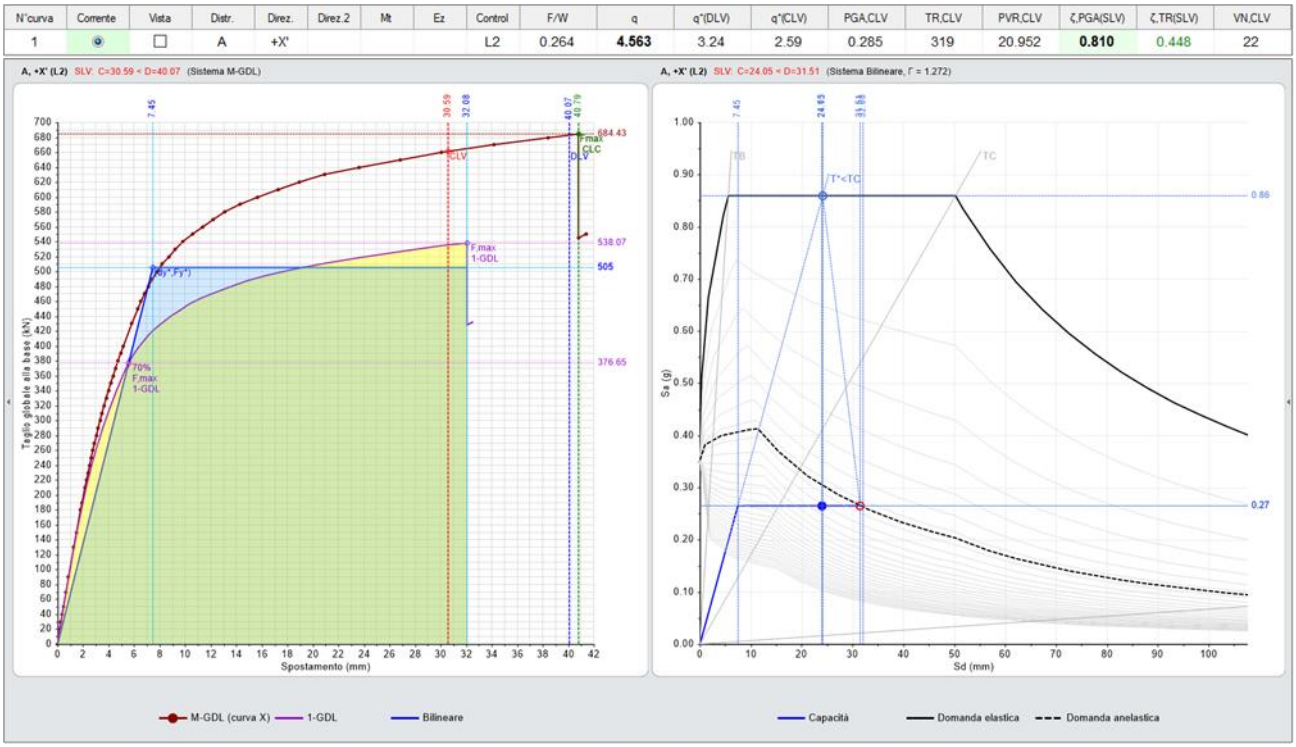


Figura 167. Caso 2. Risultati analisi pushover

La forza di snervamento del sistema bilineare equivalente (F_y^*) aumenta, passando da 421 kN a 505 kN. Quindi, il valore di q*(DLV) diminuisce ed è ora pari a 3.24, ma rimane maggiore di 3. La verifica di sicurezza non è soddisfatta e l'indicatore di rischio sismico ζ_E risulta pari a 0.810 (<1).

La capacità di spostamento a SLV è CLV = 30.59 mm. Questa volta, nel piano taglio-spostamento, non si evidenzia alcun arretramento della capacità di spostamento per effetto dei requisiti su q*.

Questo è dovuto al fatto che lo spostamento corrispondente a q*=3, risulta maggiore della capacità di spostamento iniziale, come dimostrato dal seguente calcolo:

$$d^*_{e,max} = q^* \cdot d^*_y = 3 \cdot 7.45 = 22.35\ mm$$

$$T^* < T_C \Rightarrow d^*_{max} = \frac{d^*_{e,max}}{q^*}\left[1 + (q^* - 1)\frac{T_C}{T^*}\right] = \frac{22.35}{3}\left[1 + (3 - 1)\frac{0.485}{0.336}\right] = 28.96\ mm$$

$$CLV = Min(CLV', d^*_{max} \cdot \Gamma) = Min(30.59, 28.96 \cdot 1.272) = 30.59\ mm$$

In questo caso, il valore di q* in corrispondenza della capacità CLV è q*(CLV) = 2.59.

Caso 3

Per individuare un caso in cui il requisito su q* risulti soddisfatto si opta per una riduzione della domanda sismica. L'edificio che prima era considerato in Classe d'uso III (affollamenti significativi), viene ora considerato in Classe d'uso II (normali affollamenti). Il nuovo spettro di risposta elastico in accelerazione è rappresentato in figura seguente:

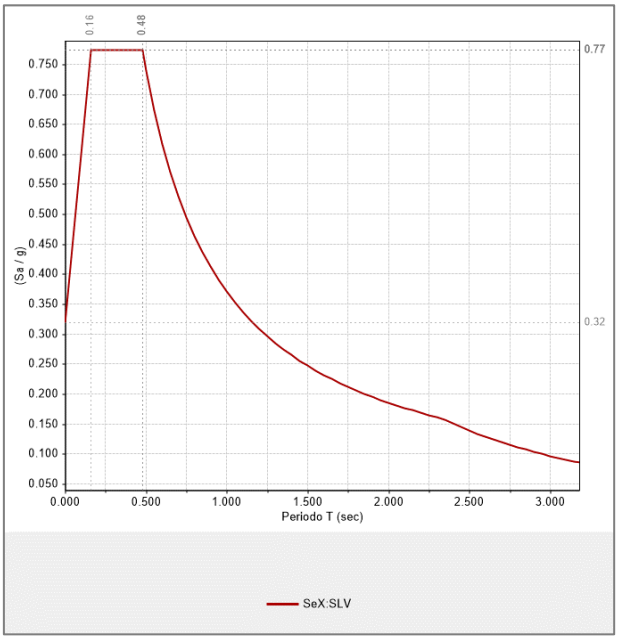


Figura 168. Caso 3. Spettro di risposta elastico

Rieseguendo l'analisi Pushover si ottengono i seguenti risultati.

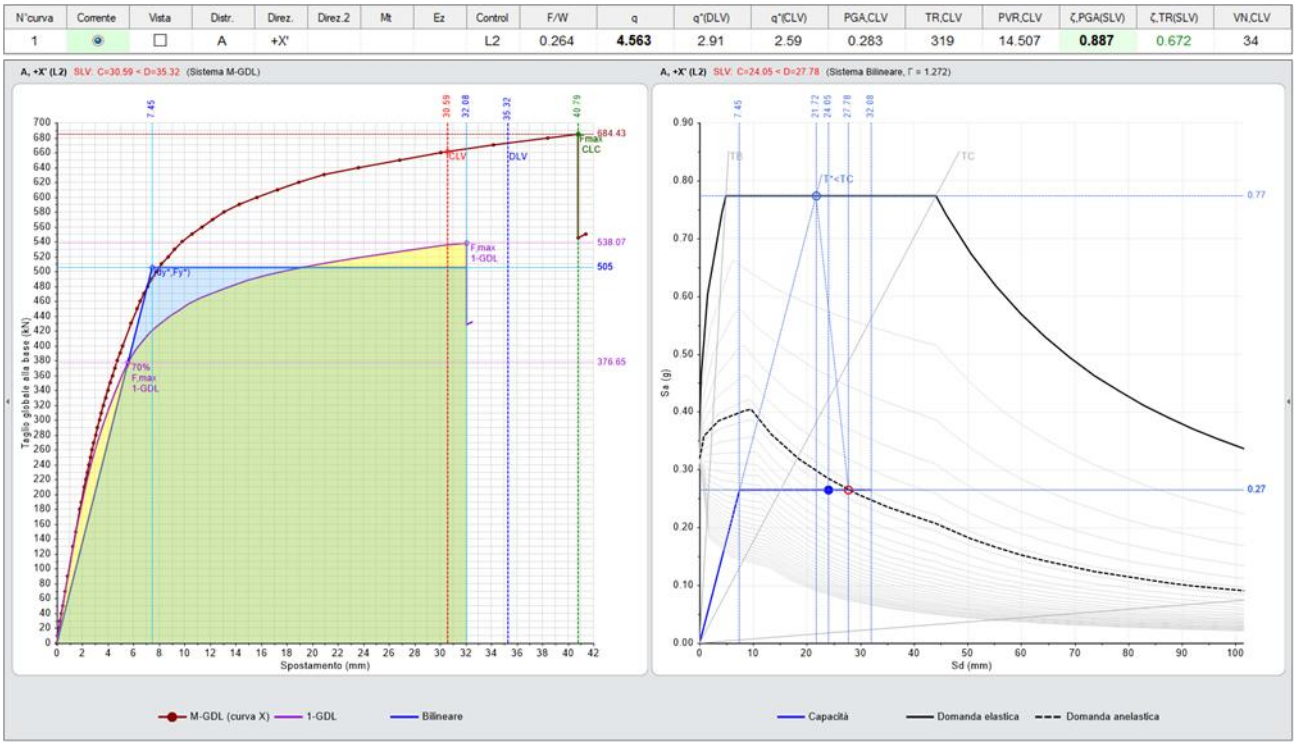


Figura 169. Caso 3. Risultati analisi pushover

Questa volta il valore di q*(DLV) è pari a 2.91 (<3), quindi, il requisito su q* è soddisfatto. Tuttavia, la verifica di sicurezza intesa come confronto tra capacità e domanda di spostamento non è soddisfatta e l'indicatore di rischio sismico ζ_E risulta pari a 0.887 (<1).

La capacità di spostamento a SLV rimane CLV = 30.59 mm. Nel piano taglio-spostamento, non si evidenzia alcun arretramento della capacità di spostamento per effetto dei requisiti su q*. Questo perché lo spostamento corrispondente a q*=3 risulta maggiore della capacità di spostamento iniziale, come dimostrato dal seguente calcolo:

$$d^*_{e,max} = q^* \cdot d^*_y = 3 \cdot 7.45 = 22.35\ mm$$

$$T^* < T_C \Rightarrow d^*_{max} = \frac{d^*_{e,max}}{q^*}\left[1 + (q^* - 1)\frac{T_C}{T^*}\right] = \frac{22.35}{3}\left[1 + (3 - 1)\frac{0.479}{0.336}\right] = 28.69\ mm$$

$$CLV = Min(CLV', d^*_{max} \cdot \Gamma) = Min(30.59, 28.69 \cdot 1.272) = 30.59\ mm$$

Il valore di q* in corrispondenza della capacità CLV rimane q*(CLV) = 2.59.

Conclusioni

La capacità di spostamento definitiva a SLC è pari al minimo tra la capacità di spostamento iniziale (determinata secondo §C7.8.1.5.4 o §C8.7.1.3.1) e la domanda di spostamento che si ottiene imponendo q* = 4. Analogamente, la capacità di spostamento definitiva a SLV è pari al minimo tra la capacità di spostamento iniziale e la domanda di spostamento che si ottiene imponendo q* = 3.

In Aedes.PCM, la capacità di spostamento del sistema reale a SLC e SLV tiene sempre conto della limitazione legata ai requisiti su q*. Mentre la capacità di spostamento iniziale è una caratteristica intrinseca della struttura, che non dipende dall'azione sismica, la capacità di spostamento definitiva, (che tiene conto del requisito su q*) dipende dall'azione sismica e in particolare dal valore del periodo T_C.

Nel calcolo dell'indicatore di rischio sismico ζ_E, si ricerca la capacità del sistema in termini di PGA, attraverso un procedimento iterativo basato sul tempo di ritorno T_R. L'obbiettivo è individuare l'azione sismica (T_R e PGA) per cui la domanda di spostamento coincide proprio con la capacità. Quindi, dato che la capacità di spostamento che tiene conto del requisito su q* dipende dall'azione sismica, ad ogni iterazione è necessario ricalcolare sia la domanda che la capacità di spostamento.

3.2.11.1.9 Calcolo parallelo su processori multicore

Aedes.PCM permette di eseguire le analisi strutturali in parallelo, sfruttando a pieno le potenzialità dei processori di ultima generazione dotati di core multipli.
In particolare, nel corso dell'Analisi Statica Non Lineare, le varie **curve pushover** vengono eseguite **in contemporanea** invece che in sequenza, con conseguente accorciamento del tempo totale di elaborazione.

Il vantaggio è notevole e dipende dal tipo di processore utilizzato: a parità di architettura e velocità di clock, processori con un più alto numero di core fanno registrare tempi di elaborazione minori.
I test prestazionali sono stati svolti su processori hexa-core, considerando modelli di varia dimensione e registrando i tempi di esecuzione dell'Analisi Statica Non Lineare. In tutti i casi considerati, il calcolo parallelo ha portato al dimezzamento dei tempi di elaborazione rispetto al calcolo sequenziale. Pertanto, la velocità di esecuzione delle analisi è più che raddoppiata.

Nel corso dell'esecuzione dell'Analisi Statica Non Lineare, la finestra di dialogo informa sullo stato di elaborazione delle varie curve Pushover. Per ogni curva in corso di elaborazione viene indicato il passo corrente nella forma [sottocurva-passo]. Il testo OK informa invece che l'elaborazione della Pushover è stata completata con successo.

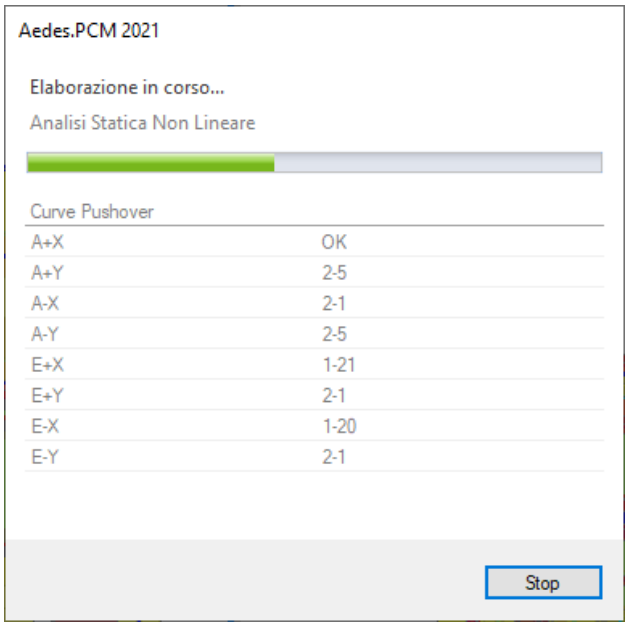


Figura 170. Stato delle curve Pushover in elaborazione

3.2.11.2 Curve di capacità

Le curve di capacità costituiscono la rappresentazione grafica del processo di spinta tipico dell'Analisi Non Lineare (Pushover): la loro consultazione permette di comprendere, passo dopo passo, come la struttura risponde al progressivo aumento del taglio globale.

Le curve di Capacità possono essere consultate attraverso i seguenti controlli:

- grafico interattivo, nella scheda di servizio dedicata alla *Curva di Capacità*
- grafico 2D, grafico 3D e grafico ADRS nella scheda *Curve di Capacità* della Barra multifunzione

Contestualmente, nella scheda Report è possibile consultare per ogni curva una descrizione dettagliata dell'elaborazione. In particolare, il report *Storia evolutiva* fornisce la sequenza delle crisi registrate durante il processo incrementale, mentre il report *Verifiche di sicurezza*, illustra i calcoli necessari per operare il confronto tra capacità e domanda in termini di spostamento e definire gli indicatori di rischio sismico.

3.2.11.2.1 Grafico interattivo

I risultati dell'Analisi Statica Non Lineare possono essere consultati attraverso la scheda Risultati della Barra multifunzione. Sulla parte destra dell'interfaccia è presente una scheda di servizio dedicata alle curve di Capacità.

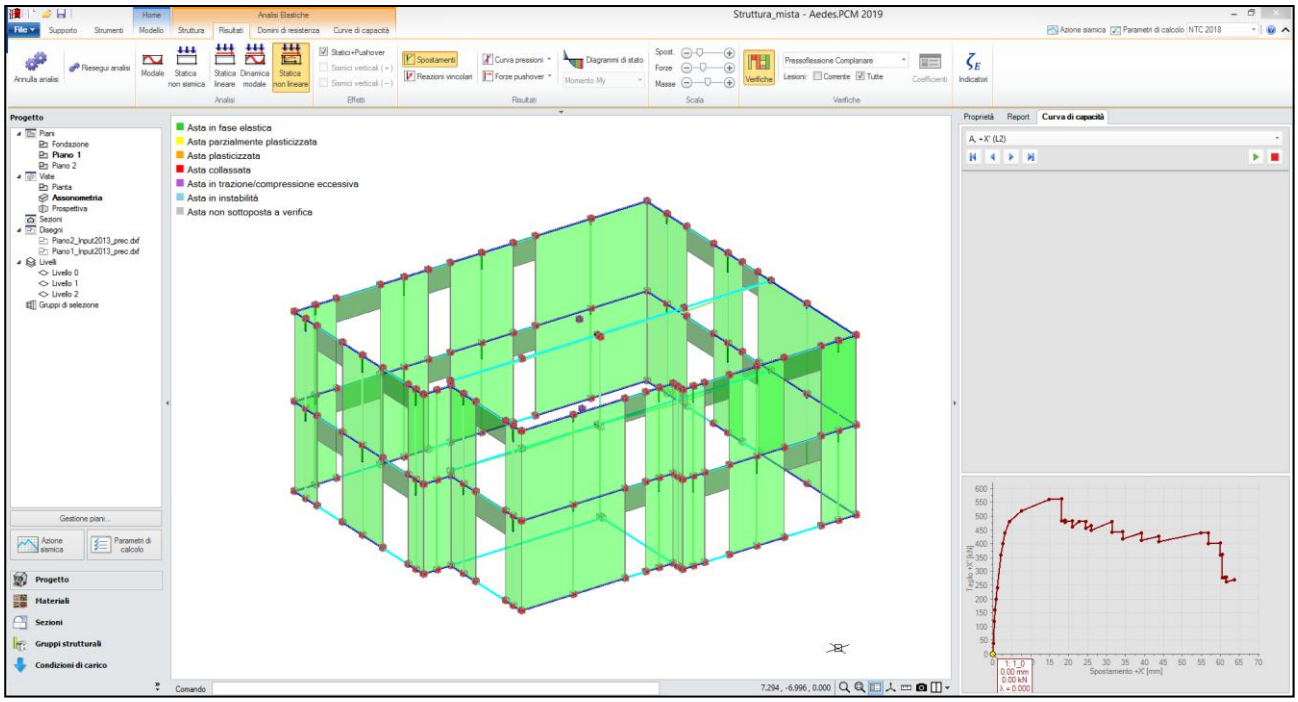


Figura 171. Curva di capacità

Attraverso un menu a discesa, posto nella parte alta della scheda, è possibile scegliere la curva desiderata tra tutte quelle elaborate. Il grafico della curva Pushover permette di consultare, passo per passo, il comportamento della struttura al crescere del taglio alla base. Il passo corrente della curva può essere scelto per mezzo dei tasti a forma di freccia o direttamente sul grafico (con un clic col tasto destro del mouse).

È utile al contempo attivare la rappresentazione grafica delle *Verifiche* e dei *Diagrammi di stato*, in modo da cogliere il comportamento della struttura. La figura seguente mostra la legenda della colorazione delle aste per stato di verifica:

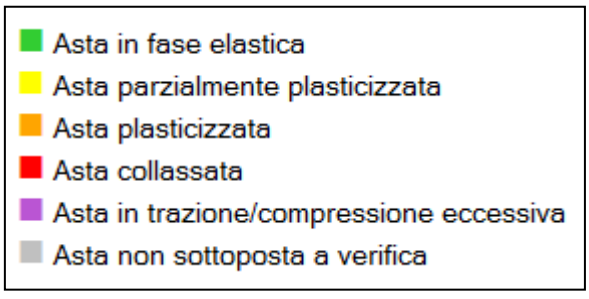


Figura 172. Legenda verifiche in Analisi Pushover

Nelle aste in fase elastica (con verifica di sicurezza soddisfatta) la gradazione del verde corrisponde al valore del coefficiente di sicurezza: il verde più intenso indica coefficienti di sicurezza elevati, mentre il verde molto chiaro indica un coefficiente di sicurezza prossimo a 1. Ovviamente, lo stato delle verifiche varia nel corso della curva: è interessante scorrere i vari passi per osservare l'evoluzione delle aste che passano dalla fase elastica alla fase plastica ed eventualmente al collasso.

Le aste parzialmente plasticizzate sono aste con una crisi a pressoflessione (cerniera plastica) solo in una delle sezioni di verifica, mentre l'altra sezione è ancora in fase elastica.
Un'asta è definita collassata quando raggiunge la deformazione ultima o è interessata da una crisi di tipo fragile. Aste in trazione o compressione eccessiva vengono evidenziate con una particolare colorazione: nel caso dei maschi murari la presenza di trazione potrebbe celare difetti di modellazione che richiedono un intervento da parte dell'Utente (vedi Trazioni nei maschi murari).

Un'altra interessante rappresentazione grafica permette di visualizzare le forze sismiche che agiscono durante il processo di carico, ai vari passi della curva Pushover (Barra multifunzione > Risultati > Forze Pushover). In particolare, è possibile visualizzare l'incremento di forza registrato ad ogni step (forze incrementali) o in alternativa il valore totale delle forze (forze totali). Nei livelli rigidi, la forza sismica è concentrata nel *nodo master* e in eventuali *nodi sede di massa locale*. Nei livelli deformabili ad ogni massa nodale sismicamente attiva è associata la corrispondente forza pushover.

Inoltre, in presenza di archi o colonne in muratura, è sempre possibile controllare l'andamento della curva delle pressioni ai vari passi della Pushover (Barra multifunzione > Risultati > Curva pressioni).

3.2.11.2.2 Grafico 2D

La scheda *Curve di Capacità* della Barra multifunzione permette di accedere ad una rappresentazione più dettagliata delle curve pushover e delle relative verifiche di spostamento.

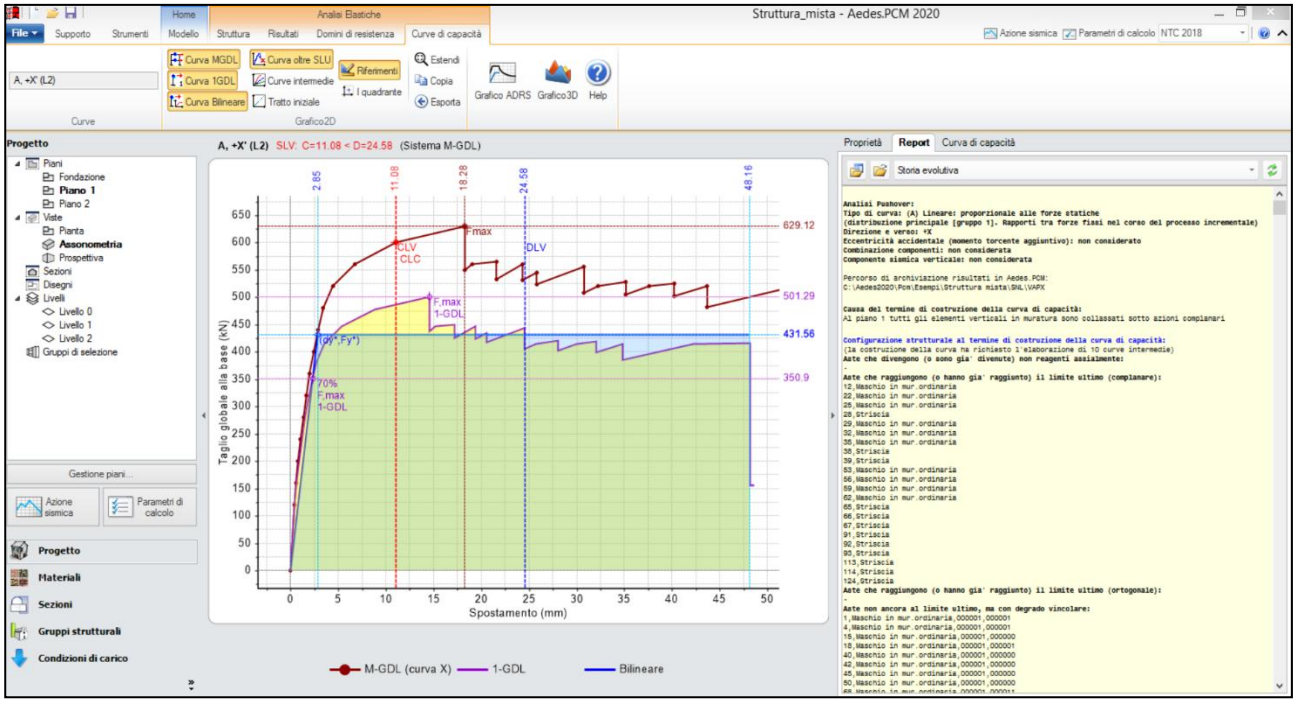


Figura 173. Scheda Curve di capacità

La casella di testo posta sulla parte sinistra della scheda indica il nome della curva Pushover corrente. Attraverso il tasto [...] che appare all'interno della casella (cliccando al suo interno) permette di accedere alla finestra *Gestione risultati* che riassume le caratteristiche e i principali risultati delle varie

curve elaborate. In questa finestra è possibile selezionare la curva corrente e le curve da visualizzare nei grafici.

Nella tabella è possibile applicare un **filtro** alle varie colonne in modo da visualizzare solo le curve che soddisfano determinate condizioni. Per farlo, è sufficiente accedere al menu filtro dal titolo di una o più colonne (vedi figura seguente), specificare le condizioni desiderate e cliccare su "Applica". Per visualizzare la tabella completa è necessario annullare tutti i filtri o chiudere e riaprire la finestra dei risultati. Inoltre, è possibile esportare la tabella in un file di **Excel** (file .xls). Per farlo è sufficiente cliccare sul tasto con l'icona di Excel in fondo alla finestra e specificare il percorso del file nella posizione desiderata.

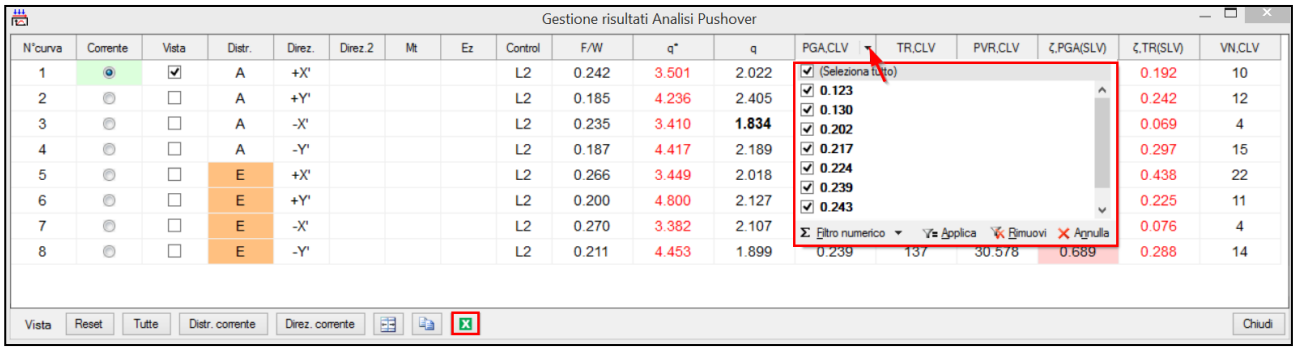


Figura 174. Gestione dei risultati Analisi Pushover

Attraverso i comandi della scheda Curve di Capacità è possibile gestire la visualizzazione del grafico 2D. In particolare, è possibile attivare o disattivare la visualizzazione dei seguenti elementi: curva del sistema reale a più gradi di libertà (curva MGDL), curva del sistema equivalente ad un grado di libertà (curva 1GDL), curva del sistema bilineare equivalente (curva bilineare).

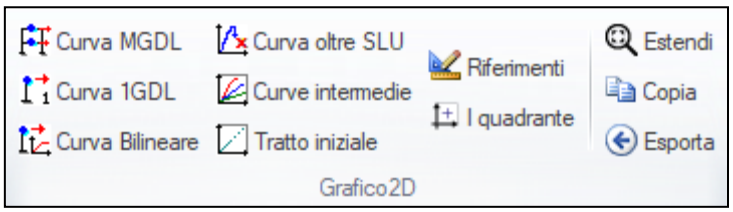


Figura 175. Curve di capacità. Comandi Grafico 2D

Opportuni comandi permettono di muovere o scalare il grafico:

Tasto centrale del mouse	Pan
Shift + Rotellina del mouse	Zoom ascisse
Ctrl + Tasto sinistro del mouse	Zoom finestra
Estendi	Zoom estensione

Per impostazione di default, le curve relative alle direzioni negative (-X' e -Y') vengono rappresentate nel terzo quadrante del digramma cartesiano per evidenziare il fatto che la direzione di spinta è opposta rispetto a quella delle curve positive (+X' e +Y'). Tuttavia, per facilitare la lettura del diagramma è possibile rappresentare il grafico di tutte le curve nel primo quadrante, indipendentemente che si tratti di curve con direzione positiva o negativa. Per farlo è sufficiente attivare l'opzione ***I quadrante***.

Attraverso il comando ***Esporta*** è possibile salvare velocemente una serie di immagini di tutte e curve elaborate. Le immagini vengono salvate nella cartella del progetto, nella sottocartella "CurvePushover". Durante l'esportazione, le opzioni di visualizzazione della curva corrente vengono applicate anche ai grafici di tutte le altre curve.

3.2.11.2.3 Grafico 3D

Il grafico della curva Pushover visto nello spazio tridimensionale è uno strumento innovativo proposto da Aedes.PCM. Per visualizzarlo è sufficiente attivare il comando *Grafico 3D*.

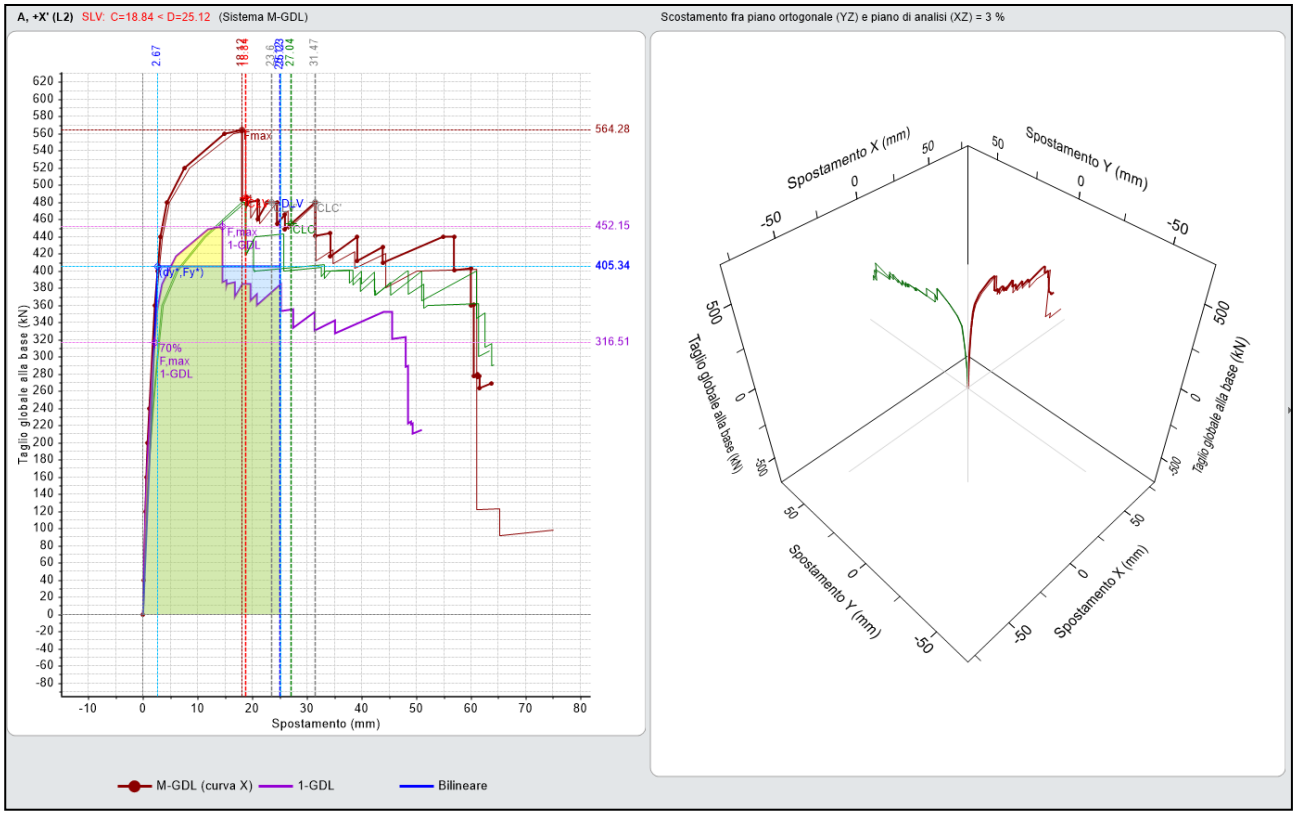


Figura 176. Curve di capacità. Comandi Grafico 3D

Attraverso la rappresentazione tridimensionale delle curve è possibile valutare l'eventuale spostamento del punto di controllo nella direzione ortogonale alla direzione di spinta.
Questa informazione è utile per convalidare l'effettiva bontà ed accuratezza dell'analisi: una struttura che presenta forti componenti di spostamento in direzione ortogonale si allontana dal comportamento ipotizzato nell'analisi di spinta piana, essendo fortemente influenzata da componenti torcenti.
Si tratta di un'informazione complementare allo studio dei modi torsionali in Analisi Modale: mentre l'analisi modale si riferisce al campo elastico, la deflessione ortogonale della curva pushover fotografa il comportamento fuori piano durante tutta la fase ultra-elastica.

Opportuni comandi permettono di ruotare o scalare il grafico tridimensionale.

Alt + Tasto sinistro del mouse	Orbita3D
Shift + Tasto sinistro del mouse	Zoom continuo
Ctrl + Tasto sinistro del mouse	Zoom finestra
Estendi	Zoom estensione
Vista 3D	Vista in prospettiva 3D
Piano XY	Vista dall'alto
Piano XZ	Vista frontale
Piano YZ	Vista da destra



Figura 177. Comandi Grafico 3D

Attivando la visualizzazione dall'alto (*Piano XY*) è possibile apprezzare agevolmente l'eventuale scostamento delle curve dal loro piano di riferimento. Il comando Mostra *box curva* rappresenta un parallelepipedo che inviluppa la curva pushover permettendo di evidenziare ulteriormente l'eventuale spostamento ortogonale.

3.2.11.2.4 Grafico ADRS

Il grafico ADRS permette di visualizzare sullo stesso piano la curva di capacità del sistema bilineare equivalente e gli spettri di domanda elastica e anelastica. Questo tipo di rappresentazione agevola la comprensione della verifica di sicurezza svolta in termini di spostamento.

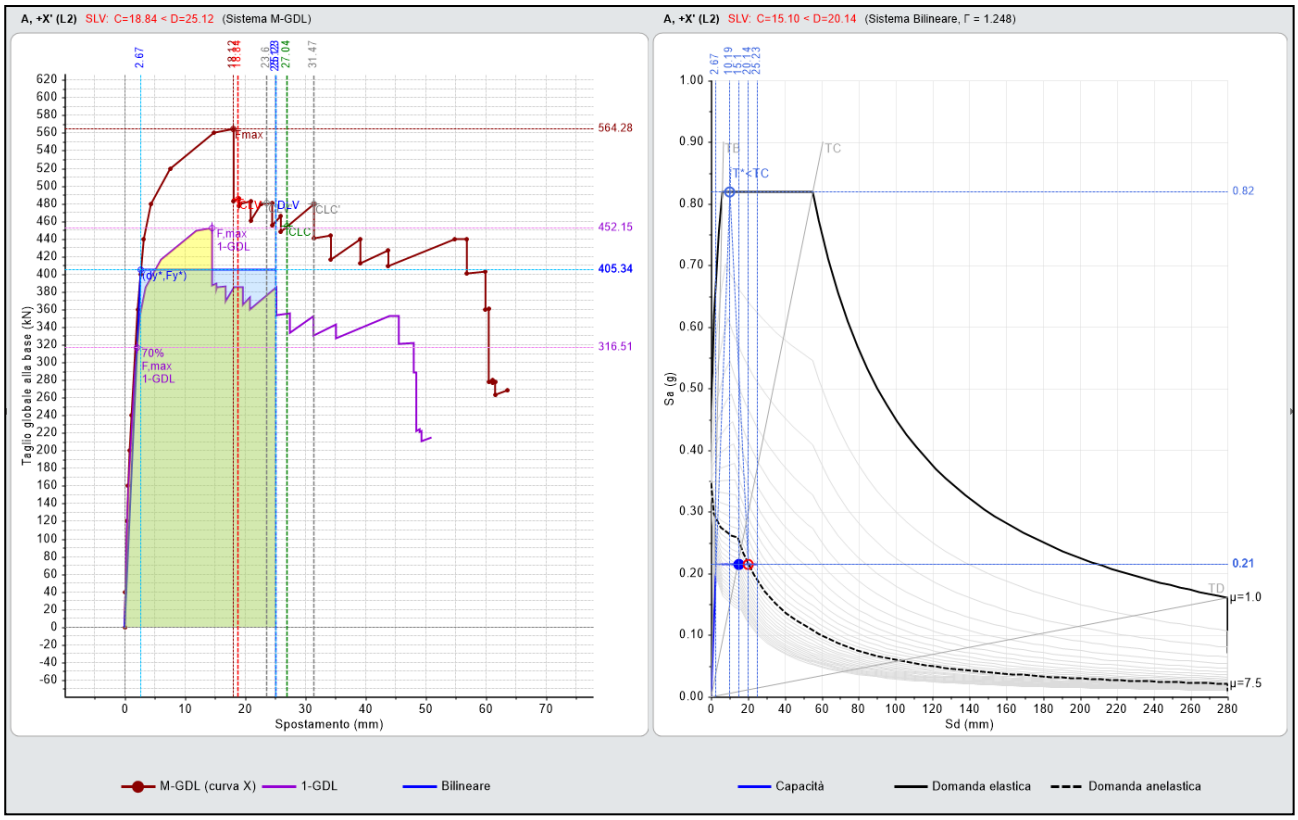


Figura 178. Grafico ADRS

L'analisi statica non lineare (pushover) richiede le seguenti operazioni:

- **costruzione della curva di capacità**, che ha come grandezze di riferimento lo spostamento di un punto di controllo (in genere in copertura) ed il taglio alla base; in questa curva viene individuato il punto corrispondente allo stato limite ultimo (in corrispondenza del quale viene definita la capacità in termini di spostamento)
- **confronto tra capacità e domanda** in termini di spostamento. La procedura per determinare la domanda richiede di individuare la curva di capacità di un oscillatore equivalente ad un grado di libertà da cui ricavare una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico. La curva bilineare consente di determinare il periodo caratteristico della struttura e successivamente la domanda in termini di spostamento come illustrato dalla normativa corrente [1, 2] fondata sulle relazioni proposte dal metodo N2, sviluppato all'Università di Lubiana [3].

Il confronto tra capacità e domanda in termini di spostamento avviene in modo diretto sul piano taglio - spostamento. Alla domanda di spostamento corrisponde un punto sulla curva, che può essere considerato il **punto di funzionamento** della struttura per una data azione sismica.

In alternativa al piano taglio - spostamento, è possibile determinare il punto di funzionamento della struttura operando nel piano accelerazione spettrale - spostamento spettrale (**ADRS Acceleration-Displacement Response Spectrum**) rappresentando in tale piano contemporaneamente sia la curva di capacità, sia lo spettro di risposta. È così possibile cogliere graficamente l'origine della domanda e la determinazione del punto di funzionamento.

La classica rappresentazione dell'azione sismica attraverso lo spettro elastico di risposta: pseudo accelerazione in ordinate e periodo in ascisse, viene trasformata riportando in ascisse lo spostamento. Parallelamente la curva di capacità, espressa come taglio alla base in ordinate e spostamento in ascisse, viene riportata in ordinate in termini di accelerazione equivalente.

La **curva di capacità bilineare nel formato S_a - S_d** si ricava dalla curva originale nel formato *F** - *d** dividendo le forze per la massa equivalente m*:

$$S_a = \frac{F^*}{m^*}$$

Indichiamo con a_y^* e d_y^* i valori di accelerazione e spostamento in corrispondenza del punto di snervamento e con d_u^* lo spostamento massimo della curva di capacità.

Lo **spettro di risposta elastico nel formato S_a - S_d** si ricava dallo spettro di risposta nel formato S_a - *T* applicando la seguente relazione:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a$$

Nel formato S_a - S_d i periodi corrispondono a linee radiali passanti per l'origine degli assi.
I periodi caratteristici dello spettro (T_B, T_C, T_D) individuano i vari tratti dello spettro, tra cui quello ad accelerazione costante ($T_B<T<T_C$) e a spostamento costante ($T>T_D$).

A questo punto occorre distinguere il caso di risposta elastica da quello di risposta anelastica.
Se il tratto elastico della curva bilineare interseca lo spettro di domanda elastica, la risposta del sistema è elastica e la domanda di spostamento d_t^* è data dal punto di intersezione (Figura 1a).

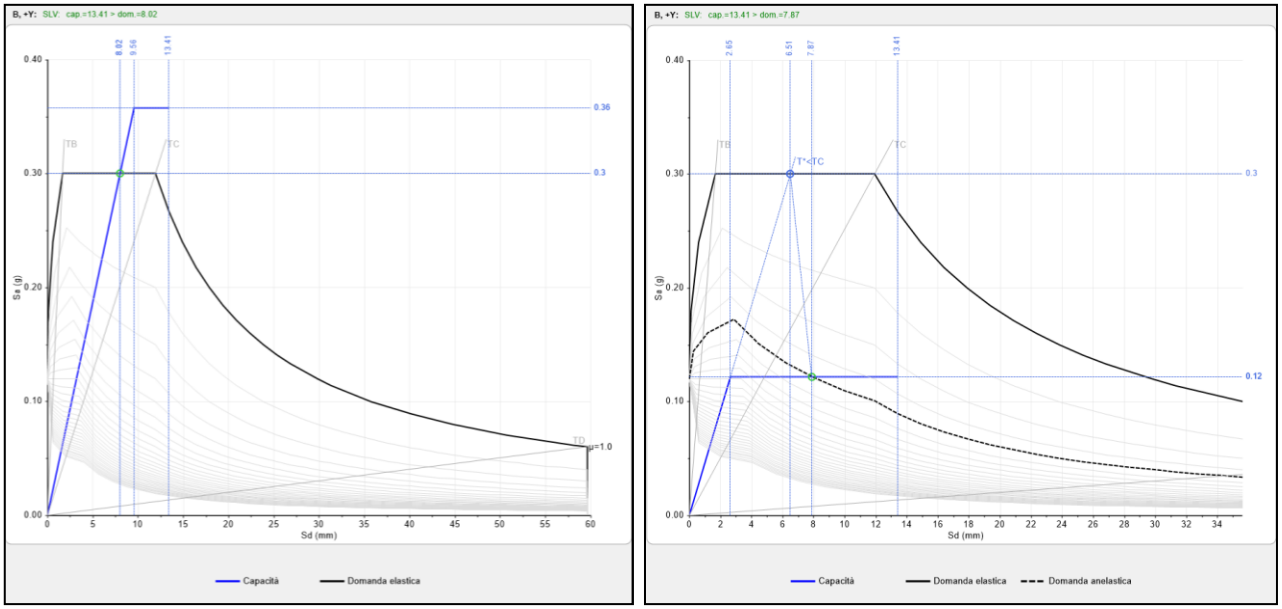


Figura 179. (a) il tratto elastico della bilineare interseca lo spettro di domanda elastico; (b) caso T<Tc*

Nel caso contrario, la risposta del sistema è anelastica e la domanda di spostamento d_t^* si ottiene con la seguente procedura:

- l'intersezione della linea radiale corrispondente a T^* (periodo elastico del sistema bilineare) con lo spettro di domanda elastica definisce la domanda elastica di accelerazione $S_{ae}(T^*)$ e spostamento $S_{de}(T^*)$;
- si definisce il fattore $q^* = S_{ae}(T^*) / a_y^*$
- la domanda di spostamento S_{dt} differisce a seconda che T^* sia maggiore o minore di T_C:

$$d_t^* = \frac{S_{de}(T^*)}{q^*}\left(1 + (q^* - 1)\frac{T_C}{T^*}\right) \geq S_{de}(T^*), \quad T^* < T_C$$
$$d_t^* = S_{de}(T^*), \quad T^* \geq T_C$$

- il fattore di duttilità è dato dal rapporto tra domanda di spostamento e spostamento allo snervamento:

$$\mu = \frac{d_t^*}{d_y^*}$$

- lo spettro di domanda anelastica si ottiene a partire dallo spettro elastico applicando le seguenti relazioni:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu}, \qquad S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de}$$

dove R_μ è il fattore di riduzione per duttilità dato dalle seguenti formule:

$$R_\mu = (\mu - 1)\frac{T}{T_C} + 1, \quad T^* < T_C$$
$$R_\mu = \mu, \quad T^* \geq T_C$$

Una volta individuata la domanda di spostamento d_t^*, questa può essere confrontata con la capacità di spostamento del sistema bilineare equivalente d_u^*. La verifica è soddisfatta se $d_u^* > d_t^*$.

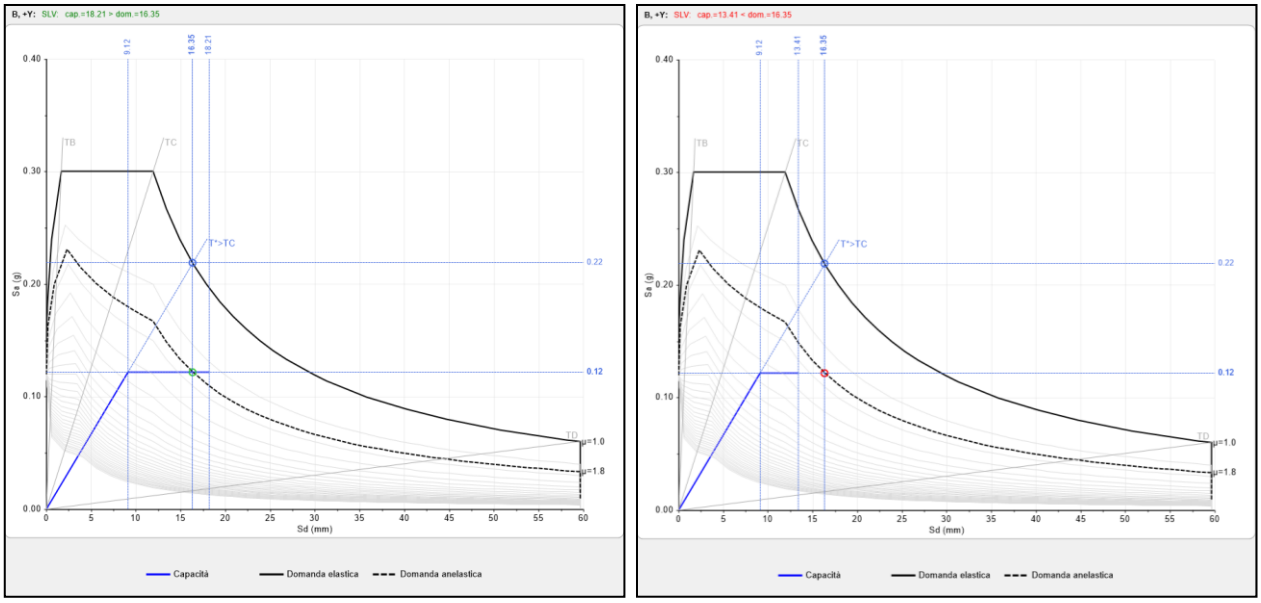


Figura 180. (a) Caso $T^*>T_c$ con verifica soddisfatta; (b) caso $T^*>T_c$ con verifica non soddisfatta

Nota. Per quanto riguarda la simbologia, si osservi che le relazioni illustrate coincidono con la Normativa vigente, con le seguenti posizioni:

- NTC 2018, §C7.3.4.2: $d^*_{max} \equiv d^*_t$, $d^*_{e,max} \equiv S_{de}(T^*)$, $S_e \equiv S_{ae}$;
- Eurocodice 8, §B.5: $d^*_{et} \equiv S_{de}(T^*)$, $q_u \equiv q^*$.

Bibliografia di riferimento

[1] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Circolare. n. 7 del 21.01.2019. Istruzioni per l'applicazione dell'"Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018", Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana n. 35 del 11 febbraio 2019.

[2] EN 1998-1:2004, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part1: General rules, seismic actions and rules for buildings

[3] P. Fajfar, M. Eeri, A nonlinear analysis method for performance based seismic analysis, Earthquake Spectra, 16:3, 573-592, 2000. (http://www.ikpir.com/data/bibliografije/att/1085537.fulltext.pdf)

[4] Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, D.M. 17.01.2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni", Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana n° 42 del 20 febbraio 2018.

3.2.12 Diagrammi di sollecitazione

Un'importante funzionalità, comune a tutte le analisi lineari e non lineari, è la possibilità di visualizzare i diagrammi di sollecitazione delle aste. La visualizzazione può essere attivata per mezzo del pulsante *Diagrammi di Stato* in Barra multifunzione > Analisi.

In Analisi Statica Non Sismica è possibile consultare i diagrammi di sollecitazione per ognuna delle condizioni di carico elementari (CCE) e per le combinazioni di carico (CCC). Nelle analisi sismiche lineari è possibile visualizzare i diagrammi di sollecitazione per ogni stato limite considerato (SLV, SLD, SLO) filtrando gli effetti statici e gli effetti sismici (questi ultimi producono diagrammi di inviluppo delle varie combinazioni sismiche considerate nelle analisi). In Analisi Statica Non Lineare è possibile visualizzare i diagrammi di sollecitazione relativi ad ogni passo della curva pushover, filtrando gli effetti statici e di spinta orizzontale (effetti Statici+Pushover) e gli eventuali effetti della componente sismica verticale considerata come sistema di forze modali agente verso l'alto (effetti sismici verticali +) e verso il basso (effetti sismici verticali -).

Attraverso il menu a discesa, è possibile scegliere la caratteristica della sollecitazione da visualizzare: Sforzo normale **N**, Taglio **Ty**, Taglio **Tz**, Momento **Mx**, Momento **My**, Momento **Mz**. È inoltre possibile visualizzare diagrammi di tensione normale **σ(N)** e tangenziale **τ(Tz)**, nonché i diagrammi di **tensione sul terreno**.

Sono inoltre presenti le seguenti opzioni di visualizzazione:

- **Scala di Colori.** Se l'opzione è attiva, il colore dei diagrammi varia in funzione del valore puntuale, sulla base di un ampio spettro di colori. L'intervallo di valori associato ad ogni gradazione di

colore è chiarito nella Legenda (F11). Se l'opzione non è attiva i diagrammi sono rappresentati con una colorazione verde uniforme. In quest'ultimo caso i diagrammi di tensione su terreno appaiono di colore rosso nei tratti in cui la verifica di capacità portante del terreno non è soddisfatta.

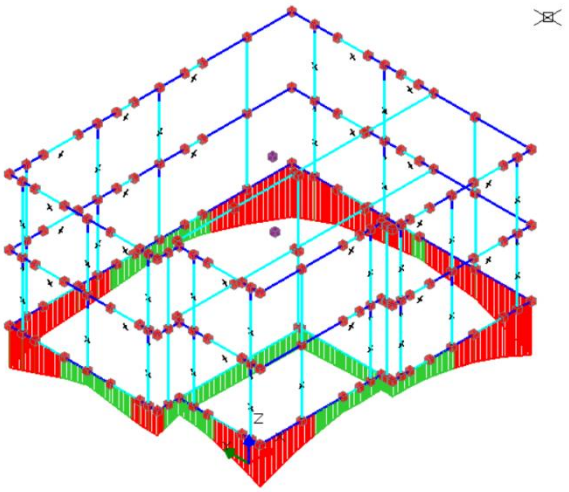


Figura 181. Rappresentazione grafica della Verifica di Capacità portante del terreno

- **Diagramma solido.** Se l'opzione è attiva, i diagrammi sono rappresentati per mezzo di superfici, altrimenti sono rappresentati per mezzo di linee.
- **Aste rigide.** Specifica se visualizzare o meno i diagrammi di stato delle aste infinitamente rigide.
- **Valori.** Permette di visualizzare i valori dei punti notevoli del diagramma sottoforma di etichetta. I valori dei diagrammi possono essere visualizzati per tutte le aste o solo per le aste correntemente selezionate.

Un altro metodo per consultare i valori delle caratteristiche di sollecitazione è accedere alle Proprietà di un'asta e consultare la scheda Risultati.

In presenza di archi con modellazione a blocchi e giunti o colonne in muratura è utile fare riferimento anche ad un altro tipo di diagramma, la **Curva delle Pressioni**, la cui visualizzazione per mezzo dell'omonimo pulsante in Barra multifunzione > Analisi.
La curva delle pressioni esprime di fatto il rapporto tra il Momento e lo Sforzo Normale sollecitanti l'arco o la colonna: infatti $M = N \cdot e$, dove "e" rappresenta l'eccentricità dello sforzo normale rispetto all'asse baricentrico della generica asta.

La curva delle pressioni può essere rappresentata graficamente per mezzo di una linea spezzata o per mezzo di una curva, se nel menu a discesa è attiva l'opzione "Spline". La rappresentazione per mezzo di Spline ha carattere puramente grafico: i punti della curva delle pressioni effettivamente calcolati sono quelli in corrispondenza delle sezioni di estremità dell'asta.

3.2.13 Verifiche

Nella consultazione dei risultati delle analisi lineari e non lineari è di fondamentale importanza la rappresentazione grafica delle verifiche di sicurezza svolte per le aste del modello ed eventualmente per i nodi trave-pilastro in c.a. La visualizzazione può essere attivata per mezzo del pulsante *Verifiche* in Barra multifunzione > Analisi.

Il corrispondente menu a discesa permette di selezionare il tipo di verifica per cui si richiede la rappresentazione grafica.

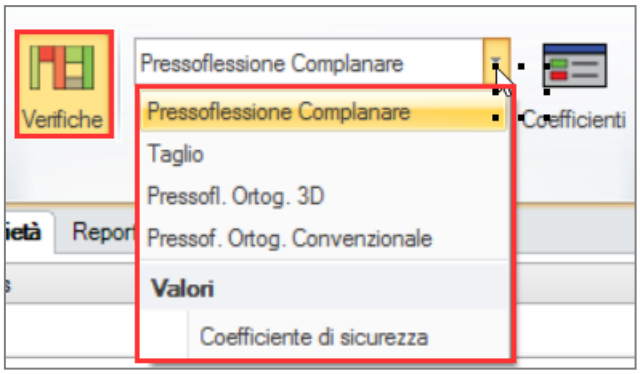


Figura 182. Verifiche di sicurezza

La Legenda della colorazione delle aste per stato di verifica è illustrata nelle figure seguenti relativamente alle analisi lineari (statica e sismica) e non lineari.



Figura 183. Legenda verifiche: (a) in Analisi lineare; (b) in Analisi non lineare

In caso di verifica soddisfatta (o asta in fase elastica) la gradazione del verde corrisponde al valore del coefficiente di sicurezza: il verde più intenso indica coefficienti di sicurezza elevati, mentre il verde molto chiaro indica un coefficiente di sicurezza prossimo a 1.
Nelle Analisi Lineari, in caso di verifica non soddisfatta, la gradazione del rosso corrisponde al valore del coefficiente di sicurezza: il rosso più intenso indica coefficienti di sicurezza molto bassi, mentre il rosso chiaro indica coefficienti di sicurezza prossimi (ma inferiori) a 1 .
"Verifica non soddisfatta per azioni non consentite" riguarda la casistica di sollecitazioni non consentite per un dato elemento strutturale: p.es. la presenza di trazione in un maschio in muratura ordinaria.

Nel gruppo di comandi dedicato alle Verifiche di sicurezza è inoltre possibile attivare la rappresentazione delle **Lesioni**. I simboli segnalano le aste che mostrano crisi associate alla verifica

corrente o a tutte le verifiche svolte. Il simbolo si differenzia per meccanismo di rottura secondo la seguente Legenda.

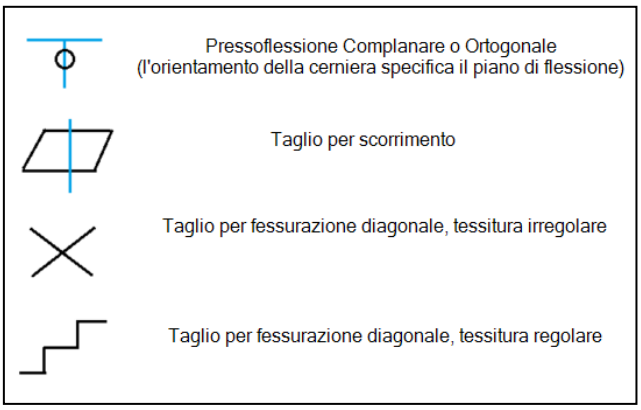


Figura 184. Legenda lesioni

Il menu a discesa nel gruppo verifiche permette, inoltre, di attivare la visualizzazione dei **coefficienti di sicurezza** sotto forma di etichette associate alle varie aste. La loro rappresentazione segue le regole di visualizzazione delle Etichette, come specificato in Menu File > Preferenze.

3.2.14 Coefficienti di sicurezza

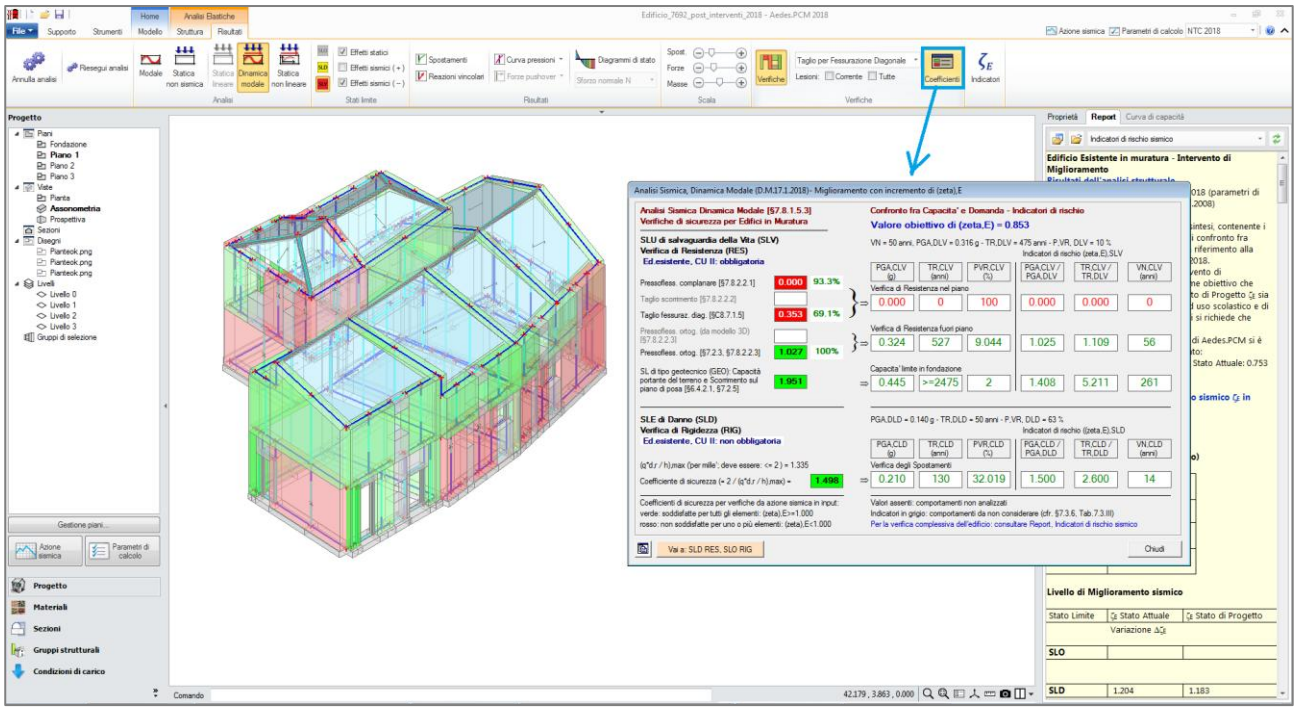
Nell'Analisi Statica Non Sismica e nelle Analisi Sismiche Lineari, il comando Coefficienti di Sicurezza permette di accedere ad una finestra in cui sono riassunti i coefficienti di sicurezza relativi ai vari comportamenti e meccanismi di rottura. Nell'analisi statica non sismica il report è relativo alla combinazione di carico corrente, mentre nelle analisi sismiche si differenzia per stato limite considerato e fornisce anche gli indicatori di rischio sismico associati a vari comportamenti della struttura.

Quindi, nelle analisi sismiche lineari, la finestra riporta:

- a sinistra, i **coefficienti di sicurezza** con risultati in etichette rosse o verdi;
- a destra, gli **indicatori di rischio** sismico corrispondenti.

Gli indicatori di rischio sismico sono:

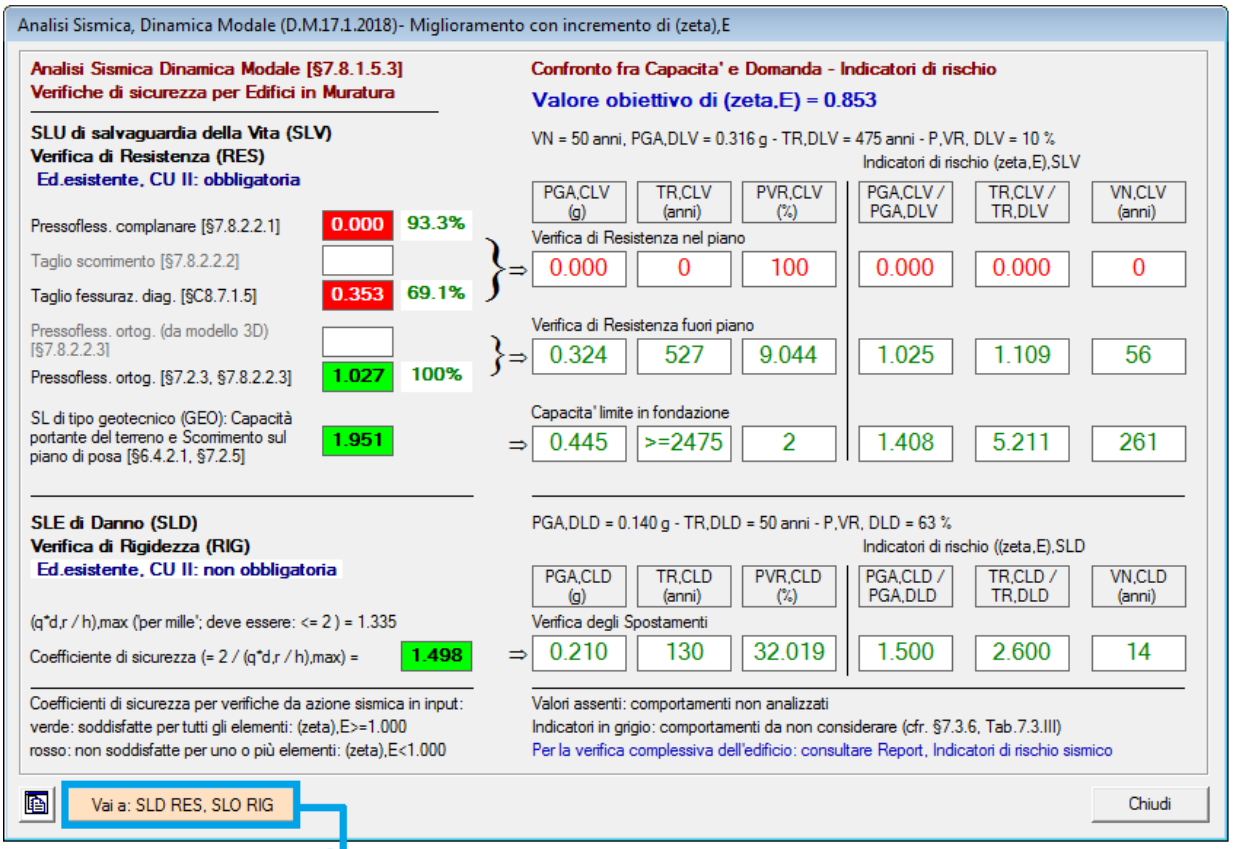
- assenti, laddove le verifiche non sono state richieste;
- in verde o rosso, a seconda che la verifica sia soddisfatta o meno in relazione al target per ζ_E (valore obiettivo);
- in grigio, se riferiti a comportamenti da non considerare

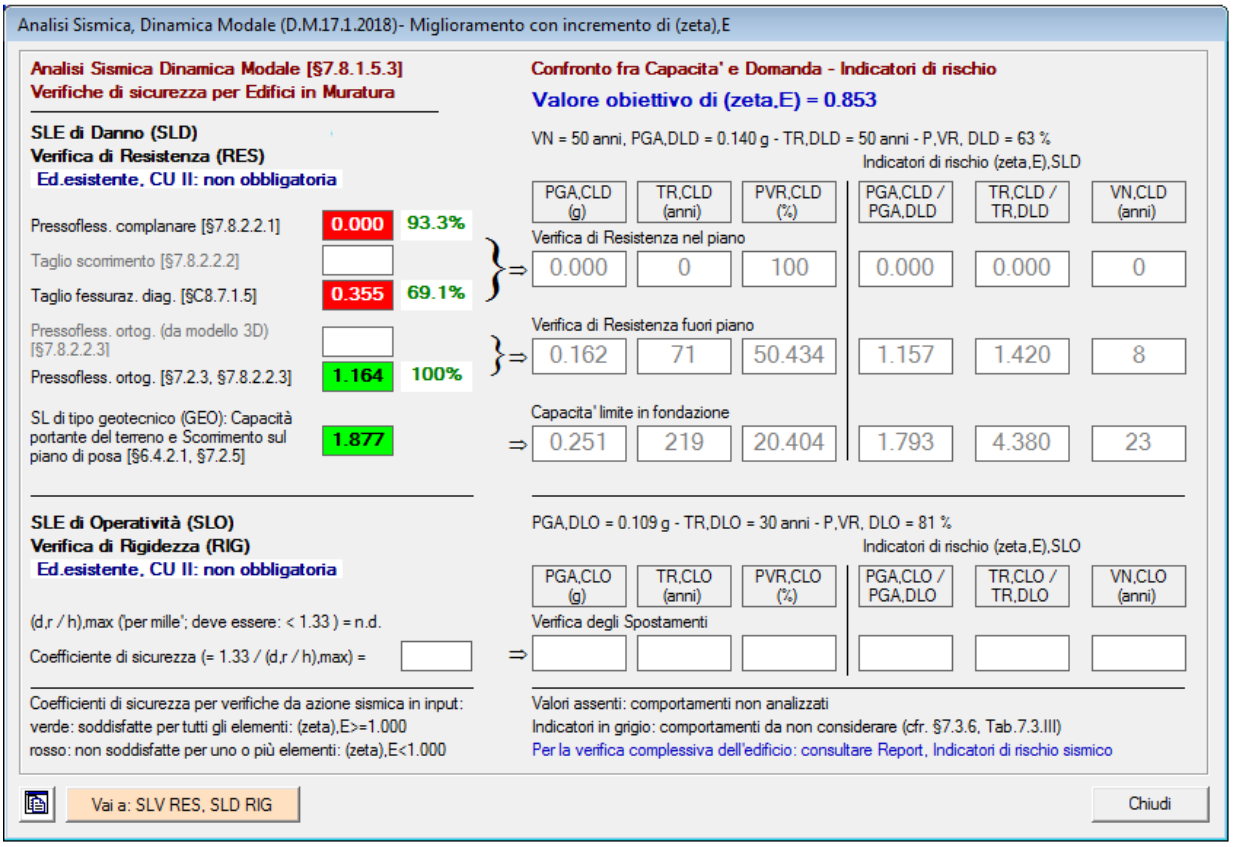


Ad esempio, il caso in figura seguente si riferisce a un edificio esistente in classe II per il quale:

- è obbligatorio solo SLV (e le segnalazioni sulla parte sinistra dei coefficienti lo evidenziano);
- è stato però richiesto dall'Utente anche SLD, che viene tenuto in considerazione ai fini dei risultati complessivi.

SLD genera sia verifiche di rigidezza (RIG) che verifiche di resistenza (RES). Trattandosi di un edificio in classe II, sono significative solo le verifiche di rigidezza (NTC 2018, §7.3.6): gli indicatori corrispondenti sono colorati in rosso o verde (quadro superiore nella figura seguente), mentre le verifiche di resistenza per SLD i risultati sono colorati in grigio (quadro inferiore nella figura seguente) in quanto non significativi ai fini della valutazione di sicurezza dell'edificio.
Questo criterio di colorazione è identico a quello applicato per mostrare la gerarchia dei comportamenti strutturali nella scheda di sintesi.


Analisi Sismica, Dinamica Modale (D.M.17.1.2018)- Miglioramento con incremento di (zeta),E
Analisi Sismica Dinamica Modale [§7.8.1.5.3]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura
SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifica di Resistenza (RES)
Ed.esistente, CU II: obbligatoria
Pressofless. complanare [§7.8.2.2.1] 0.000 93.3%
Taglio scorrimento [§7.8.2.2.2]
Taglio fessuraz. diag. [§C8.7.1.5] 0.353 69.1%
Pressofless. ortog. (da modello 3D) [§7.8.2.2.3]
Pressofless. ortog. [§7.2.3, §7.8.2.2.3] 1.027 100%
SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1, §7.2.5] 1.951
Confronto fra Capacita' e Domanda - Indicatori di rischio
Valore obiettivo di (zeta,E) = 0.853
VN = 50 anni, PGA,DLV = 0.316 g - TR,DLV = 475 anni - P,VR, DLV = 10 %
Indicatori di rischio (zeta,E),SLV
PGA,CLV (g) | TR,CLV (anni) | PVR,CLV (%) | PGA,CLV / PGA,DLV | TR,CLV / TR,DLV | VN,CLV (anni)
Verifica di Resistenza nel piano
0.000 | 0 | 100 | 0.000 | 0.000 | 0
Verifica di Resistenza fuori piano
0.324 | 527 | 9.044 | 1.025 | 1.109 | 56
Capacita' limite in fondazione
0.445 | >=2475 | 2 | 1.408 | 5.211 | 261
SLE di Danno (SLD)
Verifica di Rigidezza (RIG)
Ed.esistente, CU II: non obbligatoria
(q*d,r / h),max ('per mille'; deve essere: <= 2) = 1.335
Coefficiente di sicurezza (= 2 / (q*d,r / h),max) = 1.498
PGA,DLD = 0.140 g - TR,DLD = 50 anni - P,VR, DLD = 63 %
Indicatori di rischio ((zeta,E),SLD
PGA,CLD (g) | TR,CLD (anni) | PVR,CLD (%) | PGA,CLD / PGA,DLD | TR,CLD / TR,DLD | VN,CLD (anni)
Verifica degli Spostamenti
0.210 | 130 | 32.019 | 1.500 | 2.600 | 14
Coefficienti di sicurezza per verifiche da azione sismica in input:
verde: soddisfatte per tutti gli elementi: (zeta),E>=1.000
rosso: non soddisfatte per uno o più elementi: (zeta),E<1.000
Valori assenti: comportamenti non analizzati
Indicatori in grigio: comportamenti da non considerare (cfr. §7.3.6, Tab.7.3.III)
Per la verifica complessiva dell'edificio: consultare Report, Indicatori di rischio sismico
Vai a: SLD RES, SLO RIG
Chiudi


Analisi Sismica, Dinamica Modale (D.M.17.1.2018)- Miglioramento con incremento di (zeta),E
Analisi Sismica Dinamica Modale [§7.8.1.5.3]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura
SLE di Danno (SLD)
Verifica di Resistenza (RES)
Ed.esistente, CU II: non obbligatoria
Pressofless. complanare [§7.8.2.2.1] 0.000 93.3%
Taglio scorrimento [§7.8.2.2.2]
Taglio fessuraz. diag. [§C8.7.1.5] 0.355 69.1%
Pressofless. ortog. (da modello 3D) [§7.8.2.2.3]
Pressofless. ortog. [§7.2.3, §7.8.2.2.3] 1.164 100%
SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1, §7.2.5] 1.877
Confronto fra Capacita' e Domanda - Indicatori di rischio
Valore obiettivo di (zeta,E) = 0.853
VN = 50 anni, PGA,DLD = 0.140 g - TR,DLD = 50 anni - P,VR, DLD = 63 %
Indicatori di rischio (zeta,E),SLD
PGA,CLD (g) | TR,CLD (anni) | PVR,CLD (%) | PGA,CLD / PGA,DLD | TR,CLD / TR,DLD | VN,CLD (anni)
Verifica di Resistenza nel piano
0.000 | 0 | 100 | 0.000 | 0.000 | 0
Verifica di Resistenza fuori piano
0.162 | 71 | 50.434 | 1.157 | 1.420 | 8
Capacita' limite in fondazione
0.251 | 219 | 20.404 | 1.793 | 4.380 | 23
SLE di Operatività (SLO)
Verifica di Rigidezza (RIG)
Ed.esistente, CU II: non obbligatoria
(d,r / h),max ('per mille'; deve essere: < 1.33) = n.d.
Coefficiente di sicurezza (= 1.33 / (d,r / h),max) =
PGA,DLO = 0.109 g - TR,DLO = 30 anni - P,VR, DLO = 81 %
Indicatori di rischio (zeta,E),SLO
PGA,CLO (g) | TR,CLO (anni) | PVR,CLO (%) | PGA,CLO / PGA,DLO | TR,CLO / TR,DLO | VN,CLO (anni)
Verifica degli Spostamenti
Coefficienti di sicurezza per verifiche da azione sismica in input:
verde: soddisfatte per tutti gli elementi: (zeta),E>=1.000
rosso: non soddisfatte per uno o più elementi: (zeta),E<1.000
Valori assenti: comportamenti non analizzati
Indicatori in grigio: comportamenti da non considerare (cfr. §7.3.6, Tab.7.3.III)
Per la verifica complessiva dell'edificio: consultare Report, Indicatori di rischio sismico
Vai a: SLV RES, SLD RIG
Chiudi

Alcune osservazioni

I valori a sinistra fanno riferimento al rapporto fra capacità e domanda, in termini di verifica della singola parete, dove la domanda è quella prevista dalla Normativa per lo stato limite considerato, indipendentemente dal tipo di progetto e dall'obiettivo su ζ_E.

Ad esempio, 0.353 per il taglio per fessurazione diagonale (quadro superiore) significa che eseguendo l'analisi lineare (dinamica modale, in questo caso) sotto l'azione prevista per SLV, e poi le corrispondenti verifiche, il coefficiente di sicurezza minimo, fornito dal rapporto fra taglio resistente e taglio sollecitante, è pari a 0.353.

Ciò mostra che la verifica per azione sismica secondo input per SLV NON è soddisfatta. La percentuale indicata a lato (69.1%) evidenzia il numero di elementi per i quali invece la verifica è soddisfatta: è evidente che più la percentuale è alta, minore è il numero di pareti in condizioni critiche. Si osservi bene che il solo valore 0.353 non dà informazioni sullo stato complessivo della verifica, mentre la **percentuale di pareti con verifica soddisfatta** fornisce un quadro immediato sul comportamento globale dell'edificio.

Potrebbe definirsi **'miglioramento' in analisi lineare** un intervento su un gruppo di pareti, che pur mantenendo invariato il valore del coefficiente di sicurezza (perché dipendente da una parete su cui non si interviene) aumenta però il numero di pareti con verifica soddisfatta (aumento della percentuale); un altro tipo di miglioramento è ovviamente quello che incrementa il minimo coefficiente di sicurezza.

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

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

3.2.15 Spettri di piano

Gli elementi costruttivi non strutturali si distinguono in due gruppi (NTC 2018, §7.2.3):

1. elementi con rigidezza, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale;
2. elementi che influenzano la risposta strutturale solo attraverso la loro massa.

Nel primo caso, l'analisi sismica può essere condotta inglobando gli elementi non strutturali nel modello della struttura principale (Combined Prime-Secondary System Approach).

Per gli elementi del secondo gruppo, invece, l'analisi può essere disaccoppiata da quella della struttura principale. In questo caso l'input sismico può essere valutato per mezzo degli **spettri di piano** (Floor Response Spectrum Approach).

In questa sezione si fa riferimento proprio a quest'ultimo approccio.

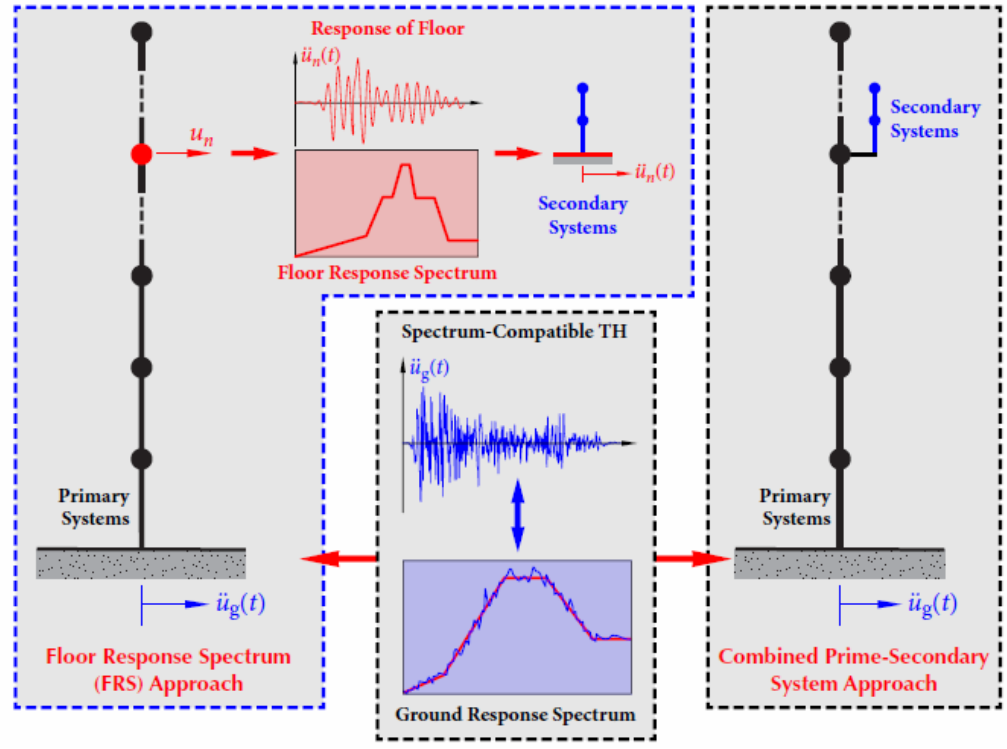


Figura 185. Due approcci per l'analisi sismica di elementi costruttivi non strutturali (da Wei Jiang: Direct Method of Generating Floor Response Spectra, a thesis presented to the University of Waterloo, 2016)

La domanda sismica sugli elementi strutturali può essere determinata applicando loro una forza orizzontale F_a definita come segue:

$$F_a = \frac{S_a W_a}{q_a}$$

dove:

S_a è l'accelerazione massima (adimensionalizzata rispetto a quella di gravità) che l'elemento non strutturale subisce durante il sisma per lo stato limite in esame;

W_a è il peso dell'elemento;

q_a è il fattore di comportamento dell'elemento.

Gli spettri di piano rappresentano un modello per la valutazione di S_a, cioè l'azione sismica in un predeterminato punto della struttura principale.

Aedes.PCM consente di elaborare gli spettri di piano secondo le tre formulazioni fornite dalla Circolare applicativa delle NTC 2018 (§C7.2.3).
I paragrafi seguenti illustrano la funzionalità di **elaborazione degli spettri di piano** a partire dall'analisi modale della struttura principale, e la possibilità di eseguire **analisi sismiche lineari con spettri di piano**.

3.2.15.1 Elaborazione spettri di piano

Una volta eseguita l'analisi modale della struttura principale, attraverso il seguente comando della Barra multifunzione è possibile accedere ad una finestra dedicata all'elaborazione degli spettri di piano:

Risultati > Analisi Modale > Spettri di Piano

La finestra si presenta come in figura seguente e contiene:

- un grafico per la rappresentazione degli spettri;
- una tabella per la definizione degli spettri di piano in funzione di formulazione, posizione, e parametri caratteristici (in basso);
- una barra degli strumenti per la scelta degli spettri da visualizzare (in alto).

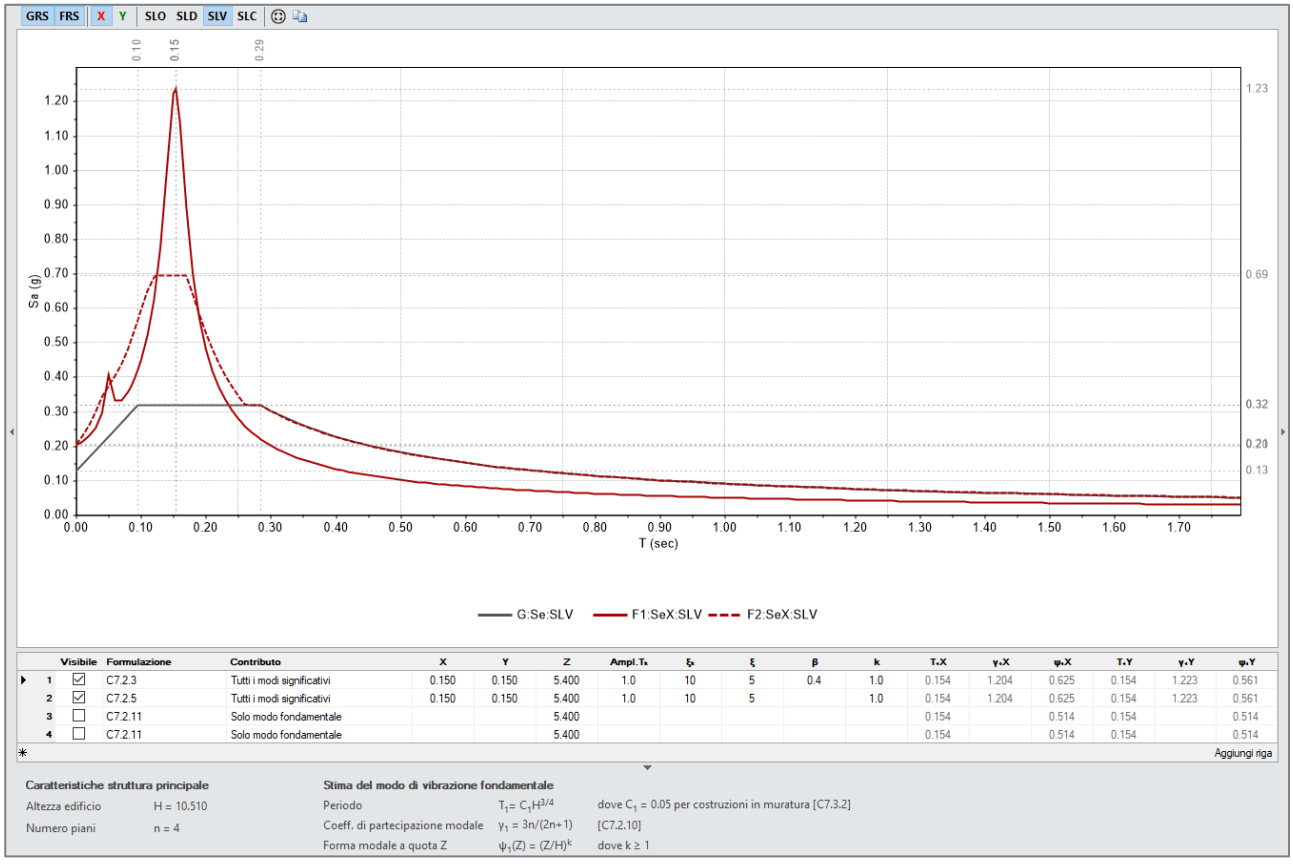


Figura 186. Finestra degli Spettri di Piano

Nella tabella di definizione, in basso, ogni riga rappresenta una "regola" di definizione degli spettri di piano in funzione di formulazione, contributo modale, posizione nel sistema di riferimento della struttura principale e altri parametri caratteristici. Per ogni riga vengono generati gli spettri di piano in direzione X e Y per tutti gli stati limite considerati (SLO, SLD, SLV, SLC).
Per aggiungere una nuova regola è sufficiente iniziare la compilazione dell'ultima riga della tabella (Aggiungi riga).
Vediamo in dettaglio il significato delle varie colonne della tabella.

Visibile	Stabilisce se gli spettri di piano relativi a una determinata regola debbano essere rappresentati, oppure no, nel grafico.
Formulazione	Formulazione adottata nella definizione degli spettri di piano corrispondente a una delle formule proposte in NTC 2018, §C7.2.3: • **C7.2.3** Formulazione generica. • **C7.2.5** Formulazione semplificata per elementi non strutturali, impianti, meccanismi locali. • **C7.2.11** Formulazione semplificata per costruzioni con struttura a telai.
Contributo	Determina il contributo modale, cioè i modi di vibrare della struttura principale considerati nel calcolo dello spetro di piano: • **Tutti i modi significativi.** Si tiene conto dei modi di vibrare calcolati nell'analisi modale della struttura principale; e in particolare di tutti i modi da considerare, secondo quanto specificato in Parametri di Calcolo > Modale. • **Solo il modo fondamentale.** Si tiene conto del modo di vibrare della struttura principale con la maggior massa partecipante nella direzione sismica considerata. • **Modo fondamentale stimato.** Si considera un modo fondamentale con periodo, forma modale, e coefficiente di partecipazione specificati manualmente dall'utente. I valori iniziali sono ottenuti con le formule semplificate riportate in fondo alla finestra.
X, Y, Z	Coordinate nel sistema di riferimento della struttura principale del punto in cui si vuole calcolare l'accelerazione sismica e quindi lo spettro di piano. Le coordinate permettono di determinare la forma modale per ogni modo considerato. Si distinguono due casi in base al contributo modale selezionato. **1. Tutti i modi significativi / Solo modo fondamentale** La forma modale deriva dall'analisi modale della struttura principale. Se le coordinate coincidono con un nodo della struttura, la forma modale viene assunta pari allo spostamento modale del nodo. In caso contrario la forma modale viene calcolata come media pesata degli spostamenti modali di tutti i nodi della struttura. Concettualmente, ogni

	nodo contribuisce alla media con un peso inversamente proporzionale alla sua distanza dal punto specificato, ma allo scostamento verticale viene attribuito un'importanza maggiore rispetto allo scostamento orizzontale. Precisamente, il peso con cui ogni nodo contribuisce alla media è dato dalla seguente espressione: $$w_i = \frac{1}{\sqrt{(x_i - X)^2 + (y_i - Y)^2 + (z_i - Z)^8}}$$ dove: x_i, y_i, z_i sono le coordinate del nodo i-esimo; X, Y, Z sono le coordinate del punto specificato. **2. Modo fondamentale stimato** La forma modale è calcolata con la seguente formula: $$\psi = \left(\frac{Z}{H}\right)^k$$ dove: Z è la coordinata specificata in input; H è l'altezza della struttura principale specificata in Parametri di Calcolo > Sismica; k è un coefficiente in input, pari a 1 se si vuole assumere una deformata modale con andamento lineare.
Ampl. Tk	Fattore di amplificazione dei periodi propri della struttura principale. Gli spettri di piano sono fortemente influenzati dal livello di non-linearità della struttura principale. Infatti, presentano una forte amplificazione in corrispondenza del periodo fondamentale della struttura elastica; ma tale amplificazione si riduce considerevolmente quando la struttura entra in campo non lineare perché le progressive plasticizzazioni determinano un incremento dei periodi propri di vibrazione. Grazie a questo parametro è possibile amplificare i periodi di vibrare calcolati in fase elastica tenendo conto del comportamento non lineare della struttura principale. Solo per formulazione C7.2.3 e C7.2.5.
ξ_k	Smorzamento viscoso equivalente della struttura principale in %. Gli spettri di piano sono fortemente influenzati dal livello di non-linearità della struttura principale. È possibile tener conto di questo comportamento grazie ad un maggior smorzamento viscoso, ad esempio specificando 10% invece che 5%. Solo per formulazione C7.2.3 e C7.2.5.
ξ	Smorzamento viscoso equivalente dell'elemento strutturale (o della struttura secondaria) in %. Solo per formulazione C7.2.3 e C7.2.5.

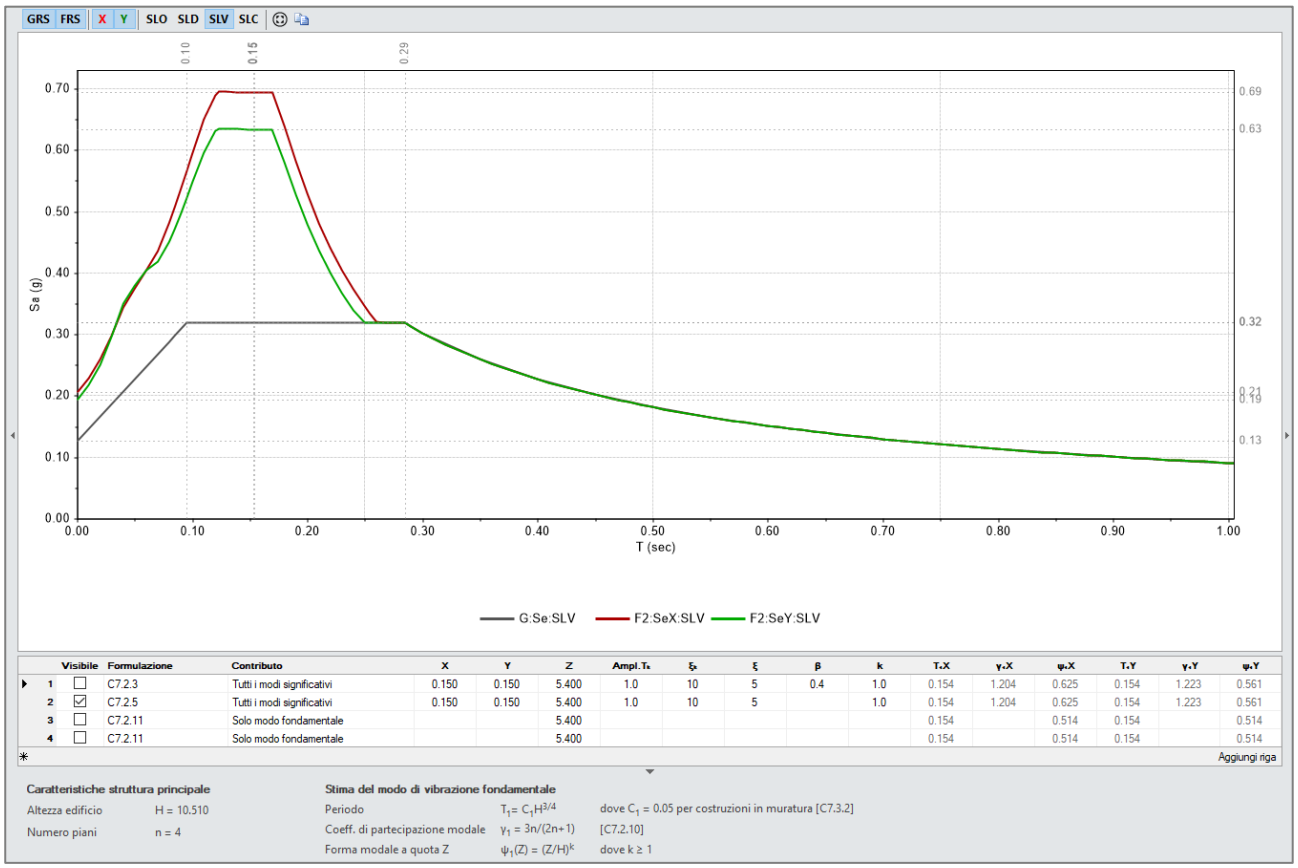
β	Coefficiente di accoppiamento tra i modi di vibrare della struttura principale e secondaria (variabile tra 0.4 e 0.5). Solo per formulazione C7.2.3.
k	Coefficiente per la stima della forma modale come da seguente espressione: $$\psi = \left(\frac{Z}{H}\right)^k$$ Solo in caso di contributo modale con modo fondamentale stimato.
T_{1X}, T_{1Y}	Periodo di vibrazione fondamentale della struttura principale in direzione X e Y. In input in caso di modo fondamentale stimato.
γ_{1X}, γ_{1Y}	Coefficiente di partecipazione modale del modo fondamentale della struttura principale in direzione X e Y. In input in caso di modo fondamentale stimato. Non rilevante in caso di formulazione C7.2.11.
ψ_{1X}, ψ_{1Y}	Forma modale a quota Z del modo di vibrare fondamentale della struttura principale, in direzione X e Y.

La barra degli strumenti nella parte alta della finestra permette di scegliere quali spettri di risposta visualizzare nel grafico, e contiene alcuni utili comandi. Vediamo in dettaglio le varie opzioni.

GRS	Attiva (o disattiva) la rappresentazione degli spettri di risposta al suolo (Ground Response Spectra).
FRS	Attiva (o disattiva) la rappresentazione degli spettri di risposta di piano (Floor Response Spectra).
X, Y	Attivano (o disattivano) la rappresentazione degli spettri in direzione X e Y.
SLO, SLD, SLV, SLC	Attivano (o disattivano) la rappresentazione degli spettri relativi ai vari stati limite.
Estendi	Fa in modo che il grafico inquadri completamente tutti gli spettri da visualizzare nell'intervallo 0 - 4 sec.
Copia	Copia negli appunti l'immagine del grafico degli spettri con la corrente impostazione di visualizzazione.

Attraverso le varie opzioni di visualizzazione, il grafico permette di operare qualsiasi tipo di confronto tra vari spettri di risposta: spettri al suolo o di piano, in direzione X o Y, con varie formulazioni, vario contributo modale, varie posizioni in pianta e in elevazione, vari stati limite.
Ad esempio, l'immagine precedente mette a confronto lo spettro al suolo per SLV con gli spettri di piano a quota 5.4 m e in direzione X, ottenuti attraverso le formulazioni C7.2.3 e C7.2.5 considerando il contributo di tutti i modi significativi.

Nell'immagine seguente, invece, il confronto è tra lo spettro al suolo e gli spettri di piano a quota 5.4 m, in direzione X e Y, ottenuti attraverso la formulazione C7.2.5.



	Visibile	Formulazione	Contributo	X	Y	Z	Ampl.Tₛ	ξₚ	ξ	β	k	T₁X	γ₁X	ψ₁X	T₁Y	γ₁Y	ψ₁Y
1	☐	C7.2.3	Tutti i modi significativi	0.150	0.150	5.400	1.0	10	5	0.4	1.0	0.154	1.204	0.625	0.154	1.223	0.561
2	☑	C7.2.5	Tutti i modi significativi	0.150	0.150	5.400	1.0	10	5		1.0	0.154	1.204	0.625	0.154	1.223	0.561
3	☐	C7.2.11	Solo modo fondamentale			5.400						0.154		0.514	0.154		0.514
4	☐	C7.2.11	Solo modo fondamentale			5.400						0.154		0.514	0.154		0.514

Figura 187. Confronto tra spettri di piano in direzione X e Y

Il comando **Esporta XLS** nella Barra multifunzione permette di esportare gli spettri di risposta al suolo e tutti gli spettri di piano elaborati, in formato tabulare su file XLS. Il file esportato può essere aperto per successive elaborazioni con qualsiasi programma che gestisce fogli elettronici, come ad esempio Microsoft Excel.

3.2.15.2 Analisi sismiche lineari con spettri di piano

Piccole strutture realizzate sulla copertura di un edificio, come ad esempio una pergola, un gazebo o una tettoia in legno o in acciaio, possono essere analizzate separatamente rispetto alla struttura principale. È possibile quindi realizzare un modello strutturale che includa la sola struttura secondaria, e svolgere analisi sismiche lineari (statica lineare o dinamica modale) utilizzando gli spettri di piano invece che lo spettro di risposta al suolo.

Per attuare questa procedura in modo rigoroso occorre innanzitutto svolgere l'analisi modale della struttura principale. Successivamente, nel file della struttura secondaria, sarà possibile definire l'azione sismica sulla base di opportuni spettri di piano che tengano conto del comportamento dinamico della struttura principale (vedi figura seguente).

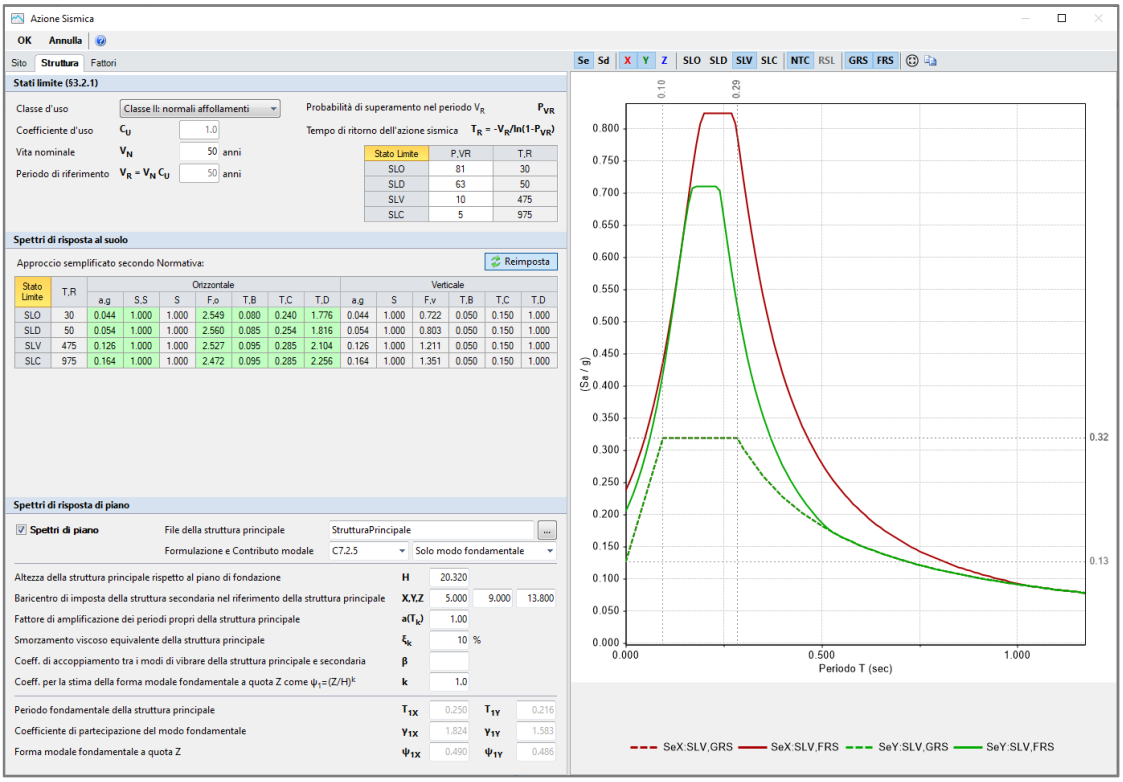


Figura 188. Definizione spettri di piano per analisi sismiche lineari

Nel file della struttura secondaria, finestra Azione sismica, scheda Struttura, è necessario attivare l'opzione "Spettri di piano" e specificare i seguenti parametri.

File della struttura principale	Attraverso il tasto (…) è possibile selezionare il file relativo al modello della struttura principale su cui sia stata svolta l'analisi modale. In assenza di un'analisi di questo tipo, è comunque possibile definire opportuni spettri di piano sulla base di una stima dei modi fondamentali.
Formulazione	Formulazione adottata nella definizione degli spettri di piano corrispondente a una delle formule proposte in NTC 2018, §C7.2.3: • **C7.2.3** Formulazione generica. • **C7.2.5** Formulazione semplificata per elementi non strutturali, impianti, meccanismi locali. • **C7.2.11** Formulazione semplificata per costruzioni con struttura a telai.
Contributo	Determina il contributo modale, cioè i modi di vibrare della struttura principale considerati nel calcolo dello spetro di piano: • **Tutti i modi significativi.** Si tiene conto dei modi di vibrare calcolati nell'analisi modale della struttura principale; e in particolare di tutti i modi

	da considerare, secondo quanto specificato in Parametri di Calcolo > Modale. • **Solo il modo fondamentale.** Si tiene conto del modo di vibrare della struttura principale con la maggior massa partecipante nella direzione sismica considerata. • **Modo fondamentale stimato.** Si considera un modo fondamentale con periodo, forma modale, e coefficiente di partecipazione specificati manualmente dall'utente.
H	Altezza della struttura principale rispetto al piano di fondazione.

I restanti parametri sono descritti in dettaglio nel paragrafo "Elaborazione Spettri di Piano". Il coefficiente di smorzamento viscoso ξ e il fattore di comportamento q della struttura secondaria possono essere normalmente definiti nella scheda "Fattori" della finestra "Azione Sismica".
Una volta definiti gli spettri di piano, questi possono essere visualizzati nel grafico degli spettri e saranno utilizzati nel corso delle analisi sismiche lineari (statica lineare e dinamica modale) per caratterizzare l'azione sismica agente sulla struttura secondaria.
Il collegamento tra i file di struttura secondaria e struttura principale è costantemente aggiornato. Supponiamo che nel file della struttura principale intervengano delle modifiche che alterino i risultati dell'analisi modale. Tornando nel file della struttura secondaria, gli spettri di piano saranno automaticamente aggiornati sulla base del nuovo comportamento della struttura principale.

3.2.16 Report

3.2.16.1 Condizioni di regolarità

I criteri di regolarità descritti in NTC 2018, §7.2.1, sono generali e riguardano quindi anche gli edifici in muratura.

Una costruzione è ***regolare in pianta*** se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:
a) la distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;
b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;
c) ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenza in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.

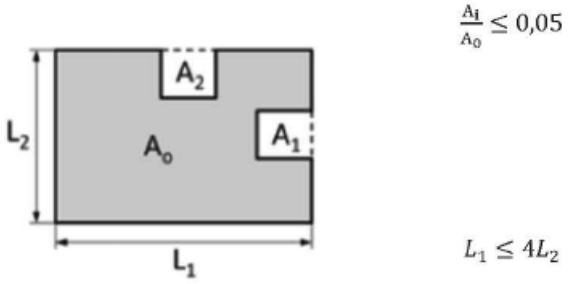


Figura 189. Condizioni di regolarità in pianta

Una costruzione è ***regolare in altezza*** se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:
d) tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;
e) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
f) il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dell'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare accezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;

g) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

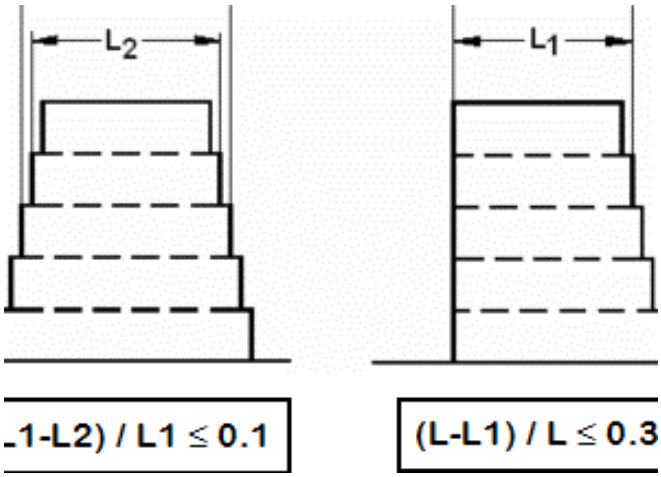


Figura 190. Condizioni di regolarità in altezza

3.2.16.2 Verifica statica semplificata per costruzioni semplici

Riferimento normativo: NTC 2018, §4.5.6.4

Per edifici semplici è consentito eseguire le verifiche, in via semplificativa, adottando le azioni previste nelle NTC 2018, con resistenza del materiale di cui al §4.5.6.1, ponendo il coefficiente γ_M = 4.2, ed utilizzando il dimensionamento semplificato di seguito riportato con le corrispondenti limitazioni:

a) le pareti strutturali della costruzione siano continue dalle fondazioni alla sommità;

b) nessuna altezza interpiano sia superiore a 3,5 metri;

c) il numero di piani non sia superiore a 3 (entro e fuori terra) per costruzioni in muratura ordinaria ed a 4 per costruzioni in muratura armata;

d) la planimetria dell'edificio sia inscrivibile in un rettangolo con rapporti fra lato minore e lato maggiore non inferiore a 1/3;

e) la snellezza della muratura non sia in nessun caso superiore a 12:

$$\lambda = h_0 / t <= 12$$

dove h_0 è la lunghezza libera di inflessione della parete valutata in base alle condizioni di vincolo ai bordi ($h_0 = \rho h$, §4.5.6.2) e t è lo spessore della parete.

f) il carico variabile per i solai non sia superiore a 3,00 kN/m^2.

g) devono essere rispettate le percentuali minime, calcolate rispetto alla superficie totale in pianta dell'edificio, di sezione resistente delle pareti, calcolate nelle due direzioni ortogonali, specificate in Tab. 7.8.II.

La verifica si intende soddisfatta se risulta:

$$\sigma = \frac{N}{(0.65 * A)} \leq \frac{f_k}{\gamma_M}$$

in cui N è il carico verticale totale alla base di ciascun piano dell'edificio corrispondente alla somma dei carichi permanenti e variabili (valutati ponendo γ_G=γ_Q=1) della combinazione caratteristica e A è l'area totale dei muri portanti allo stesso piano.

3.2.16.3 Verifica sismica semplificata per costruzioni semplici

Riferimento normativo: NTC 2018, §7.8.1.9

Si definiscono "costruzioni semplici" quelle che rispettano le condizioni di cui al §4.5.6.4 integrate con le caratteristiche descritte nel seguito, oltre a quelle di regolarità in pianta e in elevazione definite al §7.2.1 e quelle definite ai successivi §7.8.6.1, 7.8.6.2 e 7.8.6.3, rispettivamente per le costruzioni di muratura ordinaria, di muratura armata e di muratura confinata. Per le costruzioni semplici per cui, allo SLV, ag S ≤ 0.35g non è obbligatorio eseguire alcuna analisi e verifica di sicurezza, ma è richiesto il soddisfacimento delle seguenti condizioni integrative:

➔ in ciascuna delle due direzioni siano previsti almeno due sistemi di pareti di lunghezza complessiva, al netto delle aperture, ciascuno non inferiore al 50% della dimensione della costruzione nella medesima direzione. Nel conteggio della lunghezza complessiva possono essere inclusi solamente setti murari che rispettano i requisiti geometrici della Tab. 7.8.II.

➔ La distanza tra questi due sistemi di pareti in direzione ortogonale al loro sviluppo longitudinale in pianta sia non inferiore al 75 % della dimensione della costruzione nella medesima direzione (ortogonale alle pareti).

➔ Almeno il 75 % dei carichi verticali sia portato da pareti che facciano parte del sistema resistente alle azioni orizzontali;

➔ in ciascuna delle due direzioni siano presenti pareti resistenti alle azioni orizzontali con interasse non superiore a 7 m, elevabili a 9 m per costruzioni in muratura armata;

➔ per ciascun piano il rapporto tra area della sezione resistente delle pareti e superficie lorda del piano non sia inferiore ai valori indicati nella Tab. 7.8.II, in funzione del numero di piani della costruzione e della sismicità del sito, per ciascuna delle due direzioni ortogonali:

Tabella 7.8.II – *Area pareti resistenti in ciascuna direzione ortogonale per costruzioni semplici.*

Accelerazione di picco del terreno a_gS (1)		≤0,07g	≤0,10g	≤0,15g	≤0,20g	≤0,25g	≤0,30g	≤0,35g	≤0,40g	≤0,45g	≤0,50g
Tipo di struttura	Numero piani										
Muratura ordinaria	1	3,5%	3,5%	4,0%	4,5%	5,5%	6,0%	6,0%	6,0%	6,0%	6,5%
	2	4,0%	4,0%	4,5%	5,0%	6,0%	6,5%	6,5%	6,5%	6,5%	7,0%
	3	4,5%	4,5%	5,0%	6,0%	6,5%	7,0%	7,0%			
Muratura armata	1	2,5%	3,0%	3,0%	3,0%	3,5%	3,5%	4,0%	4,0%	4,5%	4,5%
	2	3,0%	3,5%	3,5%	3,5%	4,0%	4,0%	4,5%	5,0%	5,0%	5,0%
	3	3,5%	4,0%	4,0%	4,0%	4,5%	5,0%	5,5%	5,5%	6,0%	6,0%
	4	4,0%	4,5%	4,5%	5,0%	5,5%	5,5%	5,5%	6,0%	6,5%	6,5%

(1) S_T si applica solo nel caso di strutture di Classe d'uso III e IV (v. § 2.4.2)

➔ Per le costruzioni semplici il numero di piani non può essere superiore a 3 per le costruzioni in muratura ordinaria ed a 4 per costruzioni in muratura armata.

➔ Deve inoltre risultare, per ogni piano:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq 0.25 * \frac{f_k}{\gamma_M}$$

in cui N è il carico verticale totale alla base di ciascun piano dell'edificio corrispondente alla somma dei carichi permanenti e variabili (valutati ponendo $\gamma_G = \gamma_Q = 1$), A è l'area totale dei muri portanti allo stesso piano e f_k è la resistenza caratteristica a compressione in direzione verticale della muratura.

Il dimensionamento delle fondazioni può essere effettuato in modo semplificato tenendo conto delle tensioni normali medie e delle sollecitazioni sismiche globali determinate con l'analisi statica lineare.

La condizione di edificio semplice ai fini della verifica sismica richiede inoltre il rispetto dei seguenti requisiti (Regole di dettaglio, §7.8.6).

Per muratura ordinaria (§7.8.6.1):
➔ Ad ogni piano deve essere realizzato un **cordolo** continuo all'intersezione tra solai e pareti.
➔ I cordoli devono avere altezza minima pari all'altezza del solaio e larghezza almeno pari a quella del muro; è consentito un arretramento massimo non superiore a 60 mm e a 0,25*t dal filo esterno per murature di spessore t fino a 300 mm. Per murature di spessore t superiore, l'arretramento può essere maggiore di 60 mm, ma non superiore a 0,2*t. L'area dell'armatura corrente non deve essere inferiore a 8 cm^2, le staffe devono avere diametro non inferiore a 6 mm ed interasse non superiore a 250 mm. Travi metalliche o prefabbricate costituenti i solai devono essere prolungate nel cordolo per almeno la metà della sua larghezza e comunque per non meno di 120 mm e adeguatamente ancorate ad esso.
➔ A meno di idonei provvedimenti atti a garantire un efficace collegamento fra le pareti ed il comportamento scatolare della struttura, in corrispondenza di **incroci d'angolo** tra due pareti perimetrali sono prescritte, su entrambe le pareti, zone di parete muraria di lunghezza non inferiore ad un terzo dell'altezza e comunque non inferiore ad a 1 m, compreso lo spessore del muro trasversale.
➔ Al di sopra di ogni apertura deve essere realizzato un **architrave** resistente a flessione efficacemente ammorsato alla muratura.

Per muratura armata (§7.8.6.2):
Quanto indicato al §7.8.6.1 per la muratura ordinaria si applica anche alla muratura armata, con le seguenti eccezioni e le pertinenti prescrizioni di cui al §4.5.7.
➔ Gli architravi soprastanti le aperture possono essere realizzati in muratura armata.
➔ Le **barre di armatura** devono essere esclusivamente del tipo a aderenza migliorata e devono essere ancorate in modo adeguato alle estremità mediante piegature attorno alle barre verticali. In alternativa possono essere utilizzate, per le armature orizzontali, armature a traliccio o conformate in modo da garantire adeguata aderenza ed ancoraggio.
➔ La **percentuale di armatura orizzontale**, calcolata rispetto all'area lorda della sezione verticale della parete, non può essere inferiore allo 0,04 %, né superiore allo 0,5%.
➔ **Parapetti ed elementi di collegamento tra pareti diverse** debbono essere ben collegati alle pareti adiacenti, garantendo la continuità dell'armatura orizzontale e, ove possibile, di quella verticale.

➔ Agli **incroci delle pareti perimetrali** è possibile derogare dal requisito di avere su entrambe le pareti zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m.

Per muratura confinata (§7.8.6.3):
Le costruzioni di muratura confinata dovranno essere progettate rispettando i seguenti requisiti:
➔ Gli elementi di confinamento orizzontale e verticale dovranno essere collegati fra loro e ancorati agli elementi del sistema strutturale principale;
➔ Per garantire un collegamento efficace fra gli elementi di confinamento e la muratura, il calcestruzzo degli elementi di confinamento dovrà essere gettato dopo la realizzazione della muratura;
➔ La minima dimensione trasversale degli elementi di confinamento orizzontali e verticali non dovrà essere inferiore a 150 mm. Nelle pareti a doppio foglio lo spessore degli elementi di confinamento deve garantire la connessione dei due fogli ed il loro confinamento;
➔ Gli elementi di confinamento verticali dovranno essere posizionati:

a) lungo i bordi liberi di ogni parete strutturale;
b) su entrambi i lati delle aperture aventi area maggiore di 1.5 mq;
c) all'interno delle pareti strutturali, in tutti i casi in cui gli elementi di confinamento più vicini siano ad una distanza superiore a 1.5m.

➔ Gli elementi di confinamento orizzontali dovranno essere posizionati nel piano della parete ad ogni piano e, in ogni caso, ad un passo non maggiore di 4 m;
➔ L'armatura longitudinale degli elementi di confinamento deve avere un'area non inferiore a 300 mq o all'1% della sezione dell'elemento di confinamento;
➔ Le staffe dovranno avere diametro non inferiore a 5 mm e passo non maggiore di 15 cm;
➔ Le lunghezze di sovrapposizione delle barre longitudinali non dovranno essere minori di 60 diametri.

3.2.16.4 Verifica sismica semplificata per palazzi e ville

Riferimento normativo: Direttiva P.C.M. 9.2.2011, §5.4.2, modello meccanico semplificato (LV1)

Una particolare classe di costruzioni esistenti in muratura è costituita da **edifici a tipologia monumentale: palazzi, ville** ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi (tipologie analoghe alla tradizionale tipologia di 'edificio' relativo all'edilizia non tutelata). Per tali costruzioni, le norme specifiche (Direttiva P.C.M. 9.2.2011 [cui fanno riferimento le formule ed i paragrafi indicati nel seguito, se non diversamente specificato], e prec. Dir. P.C.M. 12.10.2007) prevedono un **metodo di verifica semplificato**.
Il metodo richiede che siano noti gli sforzi di compressione su ogni singola parete, relativamente alla combinazione di carichi verticali agenti in fase sismica (cfr. (5.9)), in modo che conseguentemente venga correttamente stimata la resistenza a taglio della parete stessa. Se è stata eseguita un'analisi sismica lineare, gli sforzi sono noti. Poiché tuttavia si tratta di un metodo semplificato, è possibile, in alternativa, stimare la tensione normale agente in ogni parete attraverso calcoli manuali.
Quando si opera nell'ambito dei modelli meccanici semplificati (LV1), il giudizio sulla capacità sismica della struttura monumentale si può trarre dai risultati del metodo semplificato, e l'eventuale analisi globale (che PCM comunque esegue prima della verifica semplificata) resta finalizzata solo alla corretta valutazione delle tensioni normali in fase sismica e alla definizione delle coordinate del centro delle rigidezze.

MECCANISMI DI COLLASSO E CALCOLO DELLA CAPACITA'

Secondo il testo normativo citato, è possibile fare riferimento a due meccanismi di collasso ricorrenti nel caso dei palazzi:
- collasso uniforme, che coinvolge la totalità dell'edificio (a questa tipologia di collasso è dedicato esplicitamente il paragrafo §5.4.2 dell'edizione 2011 della Norma);
- collasso di un interpiano debole (modalità presente solo nell'edizione 2007 della Direttiva).
La verifica in PCM viene sempre svolta considerando entrambe le modalità di collasso, e comunque riportando i risultati anche per il solo

collasso uniforme, qualora si desideri attenersi strettamente all'edizione 2011 della Direttiva.

Con riferimento a SLV, la 'capacità' dell'edificio può essere rappresentata con l'ordinata dello spettro di risposta corrispondente alla forza di taglio sostenibile (cfr. formula (5.1)).
Secondo la (5.1), noto il taglio resistente F_{SLV}, per una data direzione (X o Y), per una data modalità di collasso ipotizzata (uniforme o piano debole) e ad un dato piano, l'ordinata dello spettro di progetto è pari a:
$S_{d,SLV} = F_{SLV} / (e^* M)$
dove la massa partecipante al moto dinamico M* è definita attraverso il parametro: 'frazione di massa partecipante' e* = M*/M, con M massa totale dell'edificio (l'origine della formula (5.1) e le sue modalità applicative vengono descritte nel seguito).

A partire dal valore minimo di $S_{d,SLV}$, fra tutti i piani e le due direzioni X e Y, in base alla formulazione dell'azione sismica secondo il D.M.14.1.2008 (tramite reticolo dove sono correlati i valori dei periodi di ritorno T_R e dei parametri di spettro a_g, F_o e T_C^*), mediante un procedimento iterativo è possibile determinare il periodo di ritorno sostenibile, ossia il valore di T_R corrispondente alla capacità calcolata: $S_{d,SLV}$ e quindi alla massima accelerazione sostenibile (P_{GA}), definendo così anche l'indicatore di rischio (=rapporto fra capacità e domanda, in termini di T_R o di P_{GA}).
La formulazione dello spettro di risposta elastico e di progetto per SLV, adottata in PCM, è esattamente quella riportata in §3.2.3.2.1, §3.2.3.5 (DM 2008); con riferimento alle relazioni (5.2) della Direttiva, anche per i periodi minori di T_B e per quelli maggiori di T_D si utilizzano le espressioni complete dello spettro (3.2.4, DM 2008), in modo del tutto analogo a qualunque progettazione strutturale tramite spettri di risposta. Il periodo fondamentale dell'edificio, da utilizzare nello spettro di risposta, può essere calcolato in via semplificata tramite la relazione (7.3.5) (§7.3.3.2, DM 2008).

FRAZIONE DI MASSA PARTECIPANTE e*

La frazione di massa partecipante e* risulta definita dall'ipotesi sul modo di collasso identificato con lo spostamento Φ_i del piano i-esimo. L'espressione generale della frazione di massa partecipante è data dalla (5.10):

$$e^* = \frac{\left(\sum_1^N m_j \phi_j\right)^2}{M \sum_1^N m_j \phi_j^2}$$

Se le masse sono tutte uguali (m_j = m per ogni piano; M = N·m), l'espressione generale della frazione di massa partecipante assume la forma della (5.12):

$$e^* = \frac{\left(\sum_1^N \phi_j\right)^2}{N \sum_1^N \phi_j^2}$$

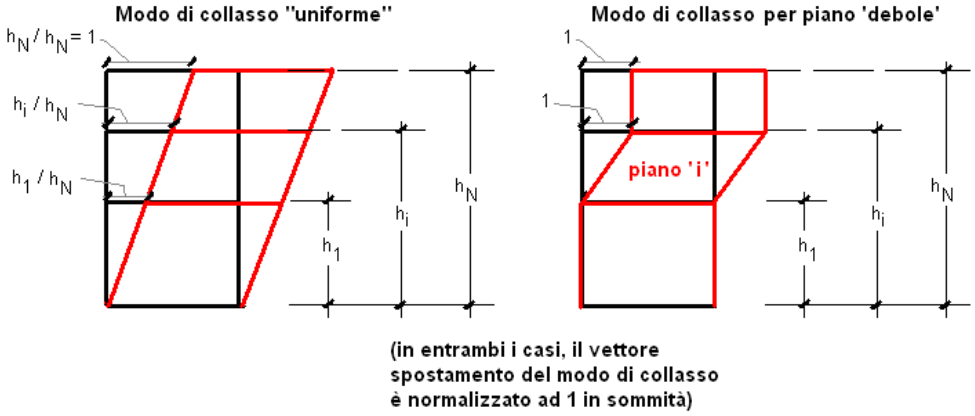


Fig. 1

Nel caso di collasso 'uniforme' (fig. 1), che investe cioè le strutture dell'edificio nel suo complesso, il modo di collasso viene approssimato da una legge lineare, con normalizzazione ad 1 in sommità.
In tal caso: $\Phi_j = h_j/h_N$, le sommatorie sono estese da 1 a N (perché tutte le masse di piano sono coinvolte dal moto), e le espressioni della frazione di massa partecipante diventano:
- in generale:
$e^* = [\Sigma\, m_j\, (h_j / h_N)]^2 / [M \cdot \Sigma\, (m_j\, (h_j / h_N)^2)] \Rightarrow e^* = (\Sigma\, m_j\, h_j)^{\,2} / [M \cdot \Sigma\, (m_j\, h_j^{\,2})]$
- nel caso di masse tutte uguali:
$e^* = (\Sigma\, (h_j / h_N))^2 / [\, N \cdot \Sigma\, ((h_j / h_N)^2)] \Rightarrow e^* = (\Sigma\, h_j)^2 / [N \cdot \Sigma\, (h_j^{\,2})]$
- se inoltre tutte le altezze di interpiano sono uguali ad h: $h_j = j \cdot h$, $h_N = N \cdot h$, si ha:
$e^* = (\Sigma\, j)^2 / [N \cdot \Sigma\, (j^2)]$
ed essendo:
$\Sigma\, (j) = N \cdot (N+1) / 2$; $\Sigma\, (j^2) = (N / 6) \cdot (N+1) \cdot (2N+1)$
segue:
$e^* = [N \cdot (N+1) / 2]^2 / [N \cdot (N / 6) \cdot (N+1) \cdot (2N+1)] = (3/2) \cdot (N+1)/(2N+1)$
Questa formula di e* è espressa nel testo normativo in modo approssimato dalla (5.14): $e^* = 0.75 + 0.25\, N^{-0.75}$

In pratica: per il **collasso 'uniforme'**, nella generalità dei casi, senza necessità di calcolare la forma di collasso, è possibile formulare e* considerando che i diversi piani abbiano massa e altezza di interpiano diverse. In PCM si adotta pertanto l'espressione:
$e^* = (\Sigma\, m_j\, h_j)^{\,2} / [M \cdot \Sigma\, (m_j\, h_j^{\,2})]$

formula di cui la (5.14) rappresenta un'approssimazione per il caso di masse e altezze di interpiano costanti.

Nel caso di collasso di piano debole (indicato con 'i': 1≤i≤N), le sommatorie che definiscono la massa partecipante si estendono dal piano i al piano N (per gli i-1 piani sottostanti la deformata di collasso è nulla), e lo spostamento normalizzato in sommità risulta pari a 1 per il piano i ed i sovrastanti. Pertanto si ha:
- in generale:
$e^* = (\Sigma_{i,N}\, m_j\, \Phi_j)^2 / [\, M \cdot \Sigma_{i,N}\, (m_j\, \Phi_j^2)] = (\Sigma_{i,N}\, m_j)^2 / [\, M \cdot \Sigma_{i,N}\, (m_j)] = (\Sigma_{i,N}\, m_j) / M$
(con M massa totale dell'edificio, relativa cioè a tutti i piani da 1 a N: $M = \Sigma_{1,N}\, m_j$)
- nel caso di masse tutte uguali, si ottiene la formula semplificata:
$e^* = [N-(k-1)] / N = (N+1-k)/N$

In pratica: per il **collasso per piano debole**, nella generalità dei casi, è possibile formulare e* considerando che i diversi piani abbiano massa diversa. In PCM si adotta pertanto l'espressione:
$e^* = (\Sigma_{i,N}\, m_j) / M$
formula di cui la e*=(N+1-k)/N rappresenta la semplificazione per il caso di masse costanti.

FORZE SISMICHE E TAGLIO RESISTENTE

Per chiarire l'origine della formula (5.1) riportata nel testo normativo, e per comprendere le modalità applicative con PCM, si considera anzitutto la forza sismica al piano i-esimo, che, con riferimento alla direzione X, secondo la dinamica delle strutture, è data da:
$F_{Xi} = m_j\, \Phi_j\, \gamma\, S_d$
dove γ è il coefficiente di partecipazione: $\gamma = \Sigma_{1,N}\, m_j\, \Phi_j / \Sigma_{1,N}\, (m_j\, \Phi_j^2)$
Vale la seguente relazione: $e^*\, M = \gamma \cdot (\Sigma_{1,N}\, m_j\, \Phi_j) \Rightarrow \gamma = e^* M / (\Sigma_{1,N}\, m_j\, \Phi_j)$, da cui:
$F_{Xi} = [m_j\, \Phi_j / (\Sigma_{1,N}\, m_j\, \Phi_j)] \cdot e^*\, M\, S_d$
Il tagliante sismico agente al piano i-esimo è data dalla somma delle forze sismiche di piano estesa a tutti i piani sovrastanti, incluso il piano stesso:
$T_{xi} = \Sigma_{i,N}\, F_{xj} = \Sigma_{i,N}\, \{ [m_j\, \Phi_j / (\Sigma_{1,N}\, m_j\, \Phi_j)] \cdot e^*\, M\, S_d \} = (\Sigma_{i,N}\, m_j\, \Phi_j) / (\Sigma_{1,N}\, m_j\, \Phi_j) \cdot e^*\, M\, S_d$
e definendo il coefficiente κ_i dato dal rapporto tra la risultante delle forze sismiche fino al piano i-esimo incluso e la forza sismica totale (5.11):
$\kappa_i = (\Sigma_{i,N}\, m_j\, \Phi_j) / (\Sigma_{1,N}\, m_j\, \Phi_j)$
segue:
$T_{xi} = e^*\, M\, S_d / \kappa_i$

κ_i è un coefficiente indipendente dalla direzione X/Y e, analogamente alla frazione di massa partecipante e*, deriva dalla forma modale scelta, rappresentata dal vettore spostamento Φ normalizzato al valore unitario in sommità.
Per il collasso uniforme: $\Phi_j = h_j/h_N$, e le espressioni del coefficiente κ_i diventano:
- in generale:
$\kappa_i = [\Sigma_{i,N}\, m_j\, (h_j / h_N)] / [\Sigma_{1,N}\, m_j\, (h_j / h_N)] \Rightarrow \kappa_i = (\Sigma_{i,N}\, m_j\, h_j) / (\Sigma_{1,N}\, m_j\, h_j)$
- nel caso di masse tutte uguali:
$\kappa_i = (\Sigma_{i,N}\, h_j) / (\Sigma_{1,N}\, h_j)$
- se inoltre tutte le altezze di interpiano sono uguali ad h: $h_j = j \cdot h$, $h_N = N \cdot h$, si ha:
$\kappa_i = (\Sigma_{i,N}\, j) / (\Sigma_{1,N}\, j) = 1 - [\, i \cdot (i-1)\,] / [\, N \cdot (N+1)\,]$
(cfr. (5.15)).
Per il collasso per piano debole 'i', κ_i assume valore unitario: al denominatore, infatti, gli spostamenti Φ_j per j<i (i piani sottostanti al piano debole) sono supposti nulli, e quindi le sommatorie a numeratore e denominatore vengono a coincidere.

Il tagliante sismico viene eguagliato al taglio resistente del piano $R_{SLV,Xi}$ in modo da ottenere il valore della capacità come ordinata dello spettro di risposta:
$T_{Xi} = R_{SLV,Xi} \Rightarrow S_d = R_{SLV,Xi} / (e^*\, M\, \kappa_i)$
Questa formula mostra come utilizzando direttamente il taglio resistente del piano e la massa totale è possibile calcolare la capacità spettrale S_d; essa deve essere applicata per ogni piano e anche in direzione Y; il minimo valore di S_d ottenuto dal confronto tra tutti i piani e tra le due direzioni X e Y, fornisce la capacità dell'edificio.
Si osservi che la formulazione è del tutto equivalente alla (5.1) di Normativa; le differenze formali stanno nel fatto che nella (5.1) si fa riferimento allo spettro elastico anziché di progetto ed inoltre il coefficiente κ_i viene incorporato nella forza resistente di piano $F_{SLV,\,Xi}$ ($F_{SLV,\,Xi} = R_{SLV,Xi} / \kappa_i$).

Il taglio resistente $R_{SLV,Xi}$ per il piano i-esimo, riferito alla direzione X (con formulazioni analoghe per la direzione Y), è dato da:
$R_{SLV,Xi} = (\mu_{Xi} \cdot \xi_{Xi} \cdot \zeta_X \cdot A_{Xi} \cdot \tau_{di}) / \beta_{Xi}$
[la (5.3) utilizza l'espressione che incorpora κ_i: $F_{SLV,Xi} = (\mu_{Xi} \cdot \xi_{Xi} \cdot \zeta_X \cdot A_{Xi} \cdot \tau_{di}) / (\beta_{Xi} \cdot \kappa_i)$]
dove:
μ_{xi} = coefficiente che considera l'omogeneità di rigidezza e resistenza dei maschi murari, valutato secondo la (5.8):

$$\mu_{xi} = 1 - 0.2\sqrt{\frac{N_{mxi}\sum_j A_{xi,j}^2}{A_{xi}^2} - 1} \geq 0.8$$

ξ_{xi} = coefficiente legato al tipo di rottura, posto pari a 0.8 nell'ipotesi di maggiore probabilità di collasso per pressoflessione, pari a 1.0 se invece risulta determinante il comportamento a taglio;
ζ_x = coefficiente legato alla resistenza delle fasce murarie di piano poste nella direzione considerata;
A_{xi} = area di calcolo della parete per analisi in direzione X. Le pareti con piano medio parallelo agli assi di riferimento, orientate cioè secondo X o secondo Y, hanno nulla l'area nella direzione ortogonale al piano medio. Pareti oblique in pianta hanno invece valori non

nulli per entrambe le aree: conformemente a quanto indicato nella Direttiva, per la verifica in direzione X PCM considera i pannelli il cui piano medio ha inclinazione α compresa tra +45° e -45° ai quali attribuisce un'area efficace ridotta del coefficiente cosα; per la verifica in direzione Y si procede analogamente con α compresa fra 45° e 135°;
$A_{xi}\,\tau_{di}$ = taglio resistente di riferimento per il piano i-esimo. Questo taglio di piano è fornito dalla sommatoria dei contributi ($A_{xik}\cdot\tau_{dik}$) essendo k l'indice delle pareti del piano; analogamente, per la direzione Y, il taglio è dato dalla somma dei contributi ($A_{yik}\cdot\tau_{dik}$);
β_{xi} = coefficiente di irregolarità in pianta definito dalla (5.7):

$$\beta_{xi} = 1 + \frac{e_{yi}\, d_{yi} A_{xi}}{\sum_k (y_k - y_{Ci})^2 A_{xi,k}} \le 1.25$$

Per quanto riguarda il taglio resistente di ogni singola parete è calcolato secondo la formula della resistenza a taglio per fessurazione diagonale (5.4):

$$\tau_{di} = \tau_{0d}\sqrt{1 + \frac{\sigma_{0i}}{1.5\tau_{0d}}}$$

dove:
τ_{od} = valore di calcolo della resistenza a taglio di riferimento (=resistenza a taglio puro, cioè in assenza di sforzo normale) per fessurazione diagonale = (τ_o / γ_M / F_C), essendo:
τ_o = resistenza media a taglio della muratura (Tab. C8A.2.1, Circ. 617/2009);
σ_o = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione.
Secondo §C8.7.1.5 (Circ.2009) i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza F_C e per il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali γ_M (il metodo di verifica semplificata proposto non è un'analisi non lineare, in quanto non prevede redistribuzioni dei tagli sismici, e quindi si adotta la stessa metodologia di calcolo dell'analisi lineare, che prevede l'applicazione di γ_M).
Il Fattore di Confidenza F_C (§8.5.4, §C.8.7.1.5, Tab.C8A.1, Circ.2009), specificato in input nei Parametri di Calcolo, assume normalmente i valori 1.35, 1.20, 1.00 in corrispondenza rispettivamente dei livelli di conoscenza LC1,LC2,LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per τ_o).
I valori medi delle resistenze sono definiti in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8A.2, Tab.C8A.2.1, Circ.2009).

Simbologia adottata dal software PCM (risultati verifica sismica semplificata per palazzi e ville):

Parametri relativi alle pareti

N. = numero della parete (sono elencate le sole pareti murarie verticali di controvento, cioè reagenti ad azioni sismiche orizzontali)
G.X, G.Y = coordinate in pianta del baricentro della sezione trasversale della parete
Area X, Area Y = area di calcolo della parete per analisi in direzione X e in direzione Y
sigma,0 = σ_o = tensione normale media riferita all'intera sezione. La tensione normale viene valutata nella sezione di mezzeria della luce deformabile, e corrisponde allo sforzo normale agente sulla parete in condizioni sismiche (cioè con carichi verticali determinati dai permanenti più la quota parte ψ_2 dei variabili), calcolato durante la risoluzione sismica statica lineare della struttura (risoluzione che nell'analisi di PCM precede la verifica sismica semplificata per palazzi e ville)
tau,0d, tau,d = τ_{od}, τ_d = valori di calcolo (o: di progetto) per la resistenza a taglio, come sopra indicato

Parametri relativi ai piani

(prima tabella: parametri di calcolo per la verifica in direzione X, Y)
N. = numero del piano
n°par = numero di pareti di controvento del piano
n°snelle = numero di pareti di controvento snelle, aventi cioè rapporto [altezza (=luce deformabile) / base] maggiore della snellezza di riferimento indicata nei Parametri di Calcolo di PCM, in: Muratura, Verifiche, PressoFlessione Complanare (§7.8.2.2.1, DM 2008)
Ax, Ay = area resistente a taglio delle pareti del piano, rispettivamente per analisi X e per analisi Y
yR, xR = coordinate del centro delle rigidezze (nel testo normativo di riferimento sono indicate con y_C, x_C). In caso di piano flessibile, il centro delle rigidezze è ignorato e le coordinate sono poste uguali a zero. Le rigidezze alla traslazione delle pareti sono valutate in condizioni sismiche, tenendo quindi conto di eventuali rigidezze fessurate (definite come: '% di K elastica' nei Dati Aste)
ey, ex = eccentricità del baricentro delle masse sismiche rispetto al centro delle rigidezze. In caso di piano flessibile, il parametro è ignorato e viene annullato
dy, dx = distanza tra centro delle rigidezze e parete in direzione rispettivamente X o Y più esterna. In caso di piano flessibile, il parametro è ignorato e viene annullato
beta,X - Y = coefficiente β_{xi}, β_{yi} di irregolarità in pianta (5.7). In caso di piano flessibile, il coefficiente β è posto pari a 1
mi,X - Y = coefficiente μ_{xi}, μ_{yi} che considera l'omogeneità di rigidezza e resistenza dei maschi murari (5.8).
csi,X - Y = coefficiente ξ_{xi}, ξ_{yi} legato al tipo di rottura, posto pari a 0.8 nell'ipotesi di maggiore probabilità di collasso per pressoflessione, pari a 1.0 se invece risulta determinante il comportamento a taglio. Attribuendo la maggior debolezza a pressoflessione alle pareti snelle, PCM adotta il valore 0.8 qualora i maschi snelli siano maggioranza nell'insieme delle pareti di controvento, 1.0 altrimenti
zX, zY = coefficiente ζ_x, ζ_y legato alla resistenza delle fasce murarie di piano poste nella direzione considerata. Tale coefficiente, uguale per tutti i piani dell'edificio, vale 1 nel caso di fasce resistenti (rottura dei maschi murari verticali), mentre può assumere un valore minore (fino a 0.8) nel caso di fasce deboli, non in grado di bloccare la rotazione alle estremità dei maschi murari. PCM attribuisce il valore minimo (0.8) qualora per almeno un maschio murario, orientato nella direzione considerata, sia libera la rotazione nei piani verticali del nodo di sommità. Qualora per tutto l'edificio sia stato adottato lo schema shear-type (nodi liberi di traslare ma con rotazioni impedite), ζ vale 1

k = coefficiente κ_i, relativo al modo di collasso uniforme (per il modo di collasso per piano debole: κ_i=1 per ogni piano), caratteristico del piano i-esimo ed indipendente dalla direzione X/Y. Questo coefficiente rappresenta il rapporto tra la risultante delle forze sismiche fino al piano i-esimo incluso, e la forza sismica totale
Ax·(tau)d, Ay·(tau)d = taglio resistente complessivo del piano i-esimo non affetto dai coefficienti correttivi β, μ, ξ, ζ. Questo taglio di riferimento è fornito dalla sommatoria dei contributi ($A_{xik}\cdot\tau_{dik}$) per la direzione X, e ($A_{yik}\cdot\tau_{dik}$) per la Y, essendo k l'indice delle pareti del piano

(seconda tabella: parametri calcolati per la verifica)
N. = numero del piano
Peso sism. = peso sismico del piano i-esimo, corrispondente alle masse sismiche: $G_k + \Sigma\ \psi_{2i}Q_{ki}$. Il peso sismico viene determinato nel corso dell'analisi sismica statica lineare preliminare.
H = altezza del piano rispetto alle fondazioni (eventualmente depurata della quota di inizio degli effetti sismici, se specificata non nulla nei Parametri di Calcolo, Sismica, Opzioni di analisi)
e*,unif = frazione di massa partecipante secondo il modo di collasso uniforme (per tale modo di collasso, e* assume un unico valore per l'edificio nel suo complesso, e quindi è un parametro uguale per tutti i piani), calcolata secondo la relazione:
$e^* = (\Sigma\ m_i\ h_i)^2 / [M \cdot \Sigma\ (m_i\ h_i^2)]$
F,SLV,unif.X - Y = resistenza a taglio del singolo piano per modo di collasso uniforme, in direzione X e Y (5.3)
Sd,SLV,unif.X - Y = ordinata dello spettro di risposta di progetto per modo di collasso uniforme, in direzione X e Y.
In analogia con (5.1): $S_{d,SLV} = F_{SLV,unif} / (e^*_{unif}\ M)$
e*,deb = frazione di massa partecipante secondo il modo di collasso per piano debole. Per tale modo di collasso, e* assume un valore diverso per ogni piano, ed è calcolata secondo la relazione:
$e^* = (\Sigma_{i,N}\ m_j) / M$, per il collasso per piano i-esimo debole
F,SLV,deb.X - Y = resistenza a taglio del singolo piano per modo di collasso per piano debole, in direzione X e Y (5.3)
Sd,SLV,deb.X - Y = ordinata dello spettro di risposta di progetto per modo di collasso per piano debole, in direzione X e Y.
In analogia con (5.1): $S_{d,SLV} = F_{SLV,deb} / (e^*_{deb}\ M)$

Risultati della verifica di sicurezza

Considerando tutti i piani, i due modi di collasso uniforme e per piano debole, e le due direzioni X e Y, si identifica la capacità dell'edificio con la situazione più sfavorevole (minore accelerazione sostenibile). Tale configurazione è caratterizzata dai seguenti parametri.
Collasso: tipo = uniforme o per piano debole, **piano, direzione** = X o Y
Spettro di progetto (Sd,SLV): domanda, capacità = capacità (definita da Sd,SLV ricavato in analogia con (5.1)), e domanda in termini di spettro di progetto
PGA: domanda, capacità = la capacità in termini di P_{GA} è l'accelerazione al suolo (su suolo rigido oppure contenente gli effetti di sito rappresentati dal fattore di suolo S, secondo quanto specificato) che porta al raggiungimento del collasso (stato limite ultimo SLV), definibile anche come accelerazione sostenibile allo stato limite ultimo. Questa accelerazione deve essere confrontata con la domanda (parametro sismico ag in input per SLV).
TR: domanda, capacità = analogamente alla PGA, si definiscono la domanda e la capacità in termini di T_R
Indicatore di Rischio allo stato limite SLV: in termini di PGA (IR_{PGA}), e di TR (IR_{TR}) = il rapporto fra P_{GA} sostenibile e ag in input fornisce l'indicatore di rischio sismico in termini di P_{GA}, cioè in definitiva il coefficiente di sicurezza: se superiore a 1.000, indica che l'edificio è in grado di sostenere il terremoto di progetto senza raggiungere lo stato limite ultimo. Analogamente ad IR_{PGA}, si definisce l'indicatore di rischio sismico in termini del periodo di ritorno T_R: IR_{TR}. I due indicatori, in generale, assumono valori distinti a causa della relazione non lineare che li lega, ma risultano contemporaneamente entrambi >= 1 (verifica soddisfatta) o < 1 (verifica non soddisfatta):

Nel caso in cui la modalità di collasso più sfavorevole sia risultata per piano debole, si riportano anche i risultati relativi alla sola modalità di collasso uniforme (la sola modalità prevista dalla Direttiva 2011).

3.2.16.5 Calcoli semplici per controllo risultati

I calcoli semplici per controllo dei risultati forniscono la somma delle reazioni vincolari. Nel caso dell' Analisi Statica Non Sismica i risultati si riferiscono alle singole combinazioni di carico. Nel caso delle Analisi Sismiche Lineari i risultati si riferiscono agli effetti statici e ai massimi effetti sismici.

3.2.17 Relazione di calcolo

Attraverso il comando *File* > *Crea Relazione* è possibile comporre la relazione di calcolo secondo le opzioni illustrate nella figura seguente.

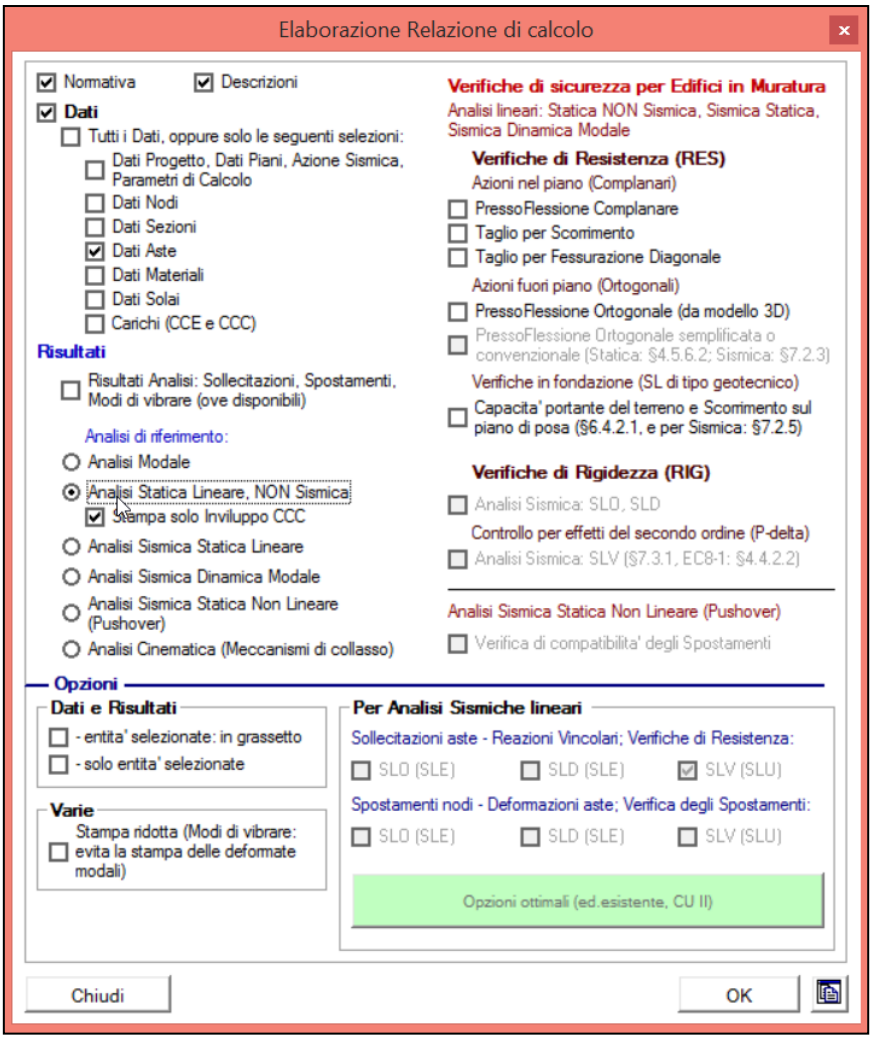


Figura 191. Elaborazione della relazione di calcolo

Alcune opzioni possono apparire disabilitate se le corrispondenti analisi non sono state eseguite.
L'opzione **Normativa** permette di inserire in relazione una lista dei principali documenti normativi a cui si fa riferimento nelle analisi. Mentre, attivando l'opzione **Descrizioni** i vari report e tabelle inseriti in relazione saranno preceduti dalle descrizioni dei parametri, dei metodi e delle convenzioni adottati.
Il gruppo di opzioni relative ai **Dati** permette di inserire in relazione: dati del progetto, dati dei piani, parametri di calcolo e dell'azione sismica, dati dei nodi, delle sezioni, delle aste, dei materiali, dei solai e infine la descrizione dei vari carichi organizzati in CCE (condizioni di carico elementari) e CCC (combinazione delle condizioni di carico).
Nel gruppo **Risultati** è possibile attivare l'inserimento dei risultati (sollecitazioni, spostamenti, modi di vibrare, ecc.) relativi all'analisi selezionata. È possibile inserire i risultati di una sola analisi per volta. Quindi, se si desidera la relazione di calcolo di tutte le analisi eseguite, è necessario creare più relazioni cambiando di volta in volta le opzioni di elaborazione.
Il gruppo **Verifiche di sicurezza** permette di inserire in relazione i report delle verifiche eseguite nel corso dell'analisi selezionata.
Alte opzioni permettono di **limitare i report alle sole aste selezionate** o evidenziare in grassetto i dati e i risultati relativi a quelle aste. Se è stata selezionata l'Analisi Modale, è possibile ridurre il report

dei risultati evitando l'inserimento delle deformate modali. In caos di Analisi Sismiche Lineari è possibile gli stati limite di riferimento per i vari risultati.
Confermando con OK, una finestra di dialogo permette di specificare il nome del file della relazione. Il nome di default contiene data e ora di creazione in modo da non sovrascrivere eventuali relazioni precedenti. Sarà quindi creato un file in formato .rtf nella cartella del progetto, nella sottocartella Report. Per accedere velocemente alla cartella Report è possibile utilizzare il comando "Apri in Esplora Risorse" presente nella scheda Report.



Figura 192. Accesso alle relazioni di calcolo dalla scheda Report

Se nelle opzioni di elaborazione è stata selezionata l'Analisi Statica Non Sismica o un'Analisi Sismica Lineare e si è richiesto di inserire i risultati in relazione, oltre al file della relazione viene creato un report in formato tabulare delle massime sollecitazioni agenti nelle aste nella cartella del progetto, sottocartella Export. Si tratta di un file in formato .csv in cui i valori sono separati da virgole. È quindi possibile aprire il file con Excel e trasformarlo in una tabella per mezzo del seguente comando: *Dati > Testo in colonne > Delimitato da Virgola*.

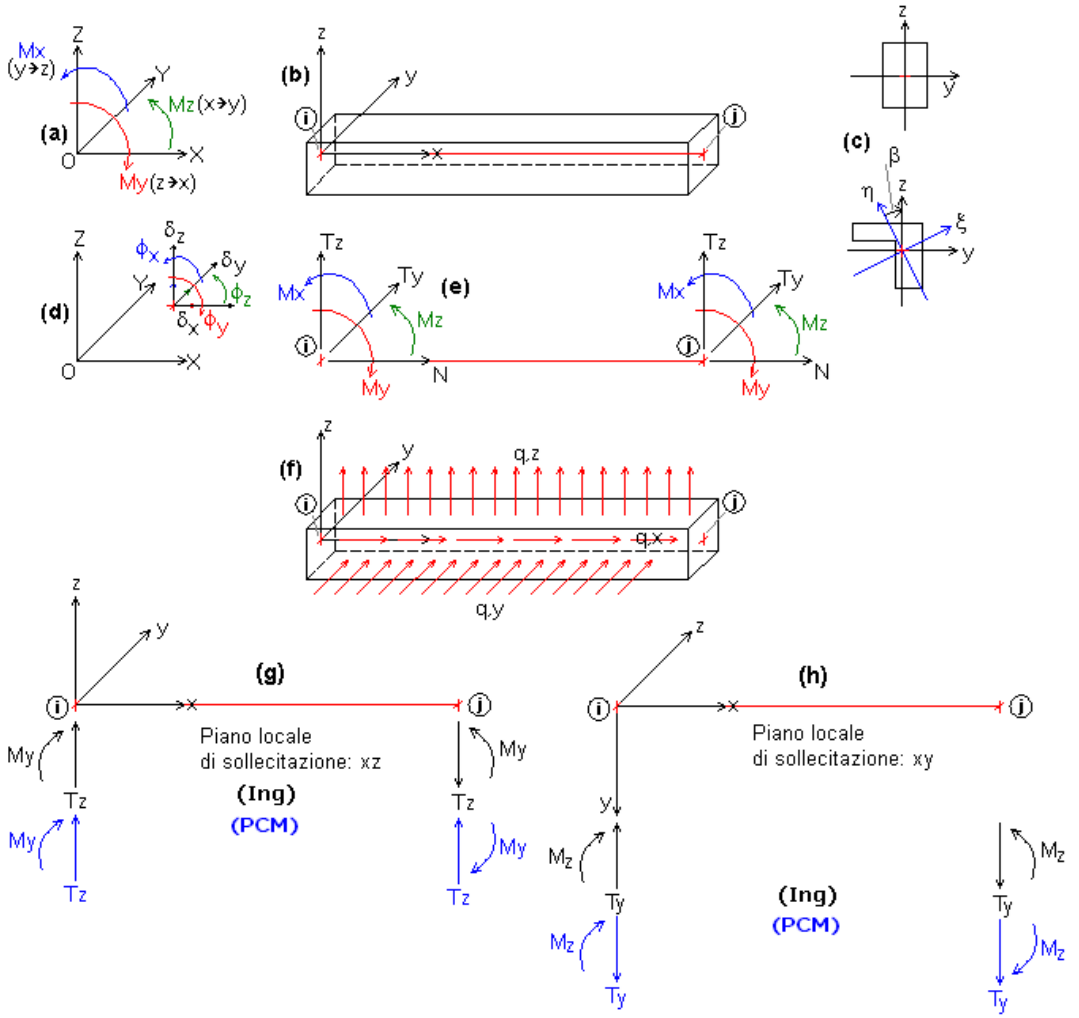
I paragrafi che seguono riportano le descrizioni di Dati, Risultati e Verifiche di sicurezza, così come appaiono nella Relazione di Calcolo.

3.2.17.1 Caratteristiche del software

Risoluzione ad elementi finiti di strutture composte da aste rettilinee comunque vincolate, inclinate e caricate nello spazio (3D), applicata alle costruzioni in muratura attraverso la modellazione a 'telaio equivalente', rappresentativo delle pareti murarie e degli elementi strutturali a loro collegati. Analisi: Modale, Statica lineare non sismica, Sismica: Statica, Dinamica modale, Statica non lineare (Pushover), in accordo con la Normativa vigente.

CONVENZIONI SUI SEGNI

Convenzioni su: Sistemi di riferimento, Carichi, Sollecitazioni (forze e momenti), Spostamenti (traslazioni e rotazioni), Pareti in Muratura.



1) Sistemi di riferimento utilizzati da PCM.

- **Sistema di riferimento globale X Y Z**, con origine in O (punto di coordinate nulle). E' una terna destrorsa, rappresentata in fig. (a). Il piano XY è orizzontale; i piani XZ e YZ sono verticali.
- **Sistema di riferimento locale x y z** per le aste: è una terna cartesiana destrorsa così definita: - origine nel nodo iniziale *i* dell'asta; - asse x coincidente con l'asse dell'asta e con verso dal nodo iniziale *i* al nodo finale *j*. La terna locale xyz si può immaginare derivante dalla globale XYZ dopo una serie di trasformazioni:
- una rotazione intorno all'asse Z che porti l'asse X a coincidere con la proiezione dell'asta sul piano orizzontale;
- una traslazione lungo il nuovo asse X così definito in modo da portare l'origine a coincidere con la proiezione del nodo iniziale dell'asta sul piano orizzontale;
- una traslazione lungo l'asse Z che porti l'origine a coincidere con il nodo iniziale dell'asta;
- una rotazione intorno all'asse Y così definito che porti l'asse X a coincidere con l'asse dell'asta;
- una rotazione intorno all'asse X così definito pari all'Angolo di Rotazione dell'asta, definito nei Dati Aste.

In pratica, con riferimento alla tipologia degli edifici (elementi orizzontali = travi, elementi verticali = pilastri):
- le travi con Angolo di Rotazione nullo hanno sempre l'asse z rivolto verso l'alto e l'asse y nel piano del solaio (piano orizzontale);
- i pilastri con Angolo di Rotazione nullo hanno l'asse y parallelo all'asse Y globale e l'asse z parallelo ma controverso all'asse X globale.

In fig. (b) è rappresentato il caso di una trave appartenente ad un telaio orientato secondo X (posto cioè nel piano XZ): l'asse *x* è l'asse baricentrico dell'asta, con verso congiungente il nodo iniziale *i* con il nodo finale *j*; l'asse *z* è verticale, e l'asse *y* è parallelo all'asse Y globale (per l'osservatore: entrante nel piano *xz*).
- Sistema di riferimento locale principale x ξ η, che a causa di alcune tipologie di sezione non simmetriche o di rotazioni delle aste (per esempio, per pilastri aventi sezione rettangolare ma obliqui in pianta), può non coincidere con x y z : fig. (c). In tal caso, l'angolo β rappresenta la rotazione degli assi principali per fare in modo che il riferimento locale principale x ξ η si sovrapponga al riferimento locale x y z (parallelo alla terna globale nel caso delle travi). L'angolo è positivo se orario, visto dall'asta (osservatore che da +x guarda il nodo iniziale *i*). Le caratteristiche di sollecitazione sono calcolate nel sistema di riferimento locale principale (in generale, quindi, il momento My è da intendersi come Mξ, mentre Mz come Mη). Gli assi principali vengono definiti in modo tale che siano sovrapponibili per rotazione agli assi yz.

In PCM, per semplicità, gli assi locali yz sono considerati coincidenti con gli assi principali ξ η. Definendo ad esempio un pilastro con sezione a L e angolo β nullo, in pianta la sua sezione risulterà 'ruotata' rispetto ad assi di riferimento globali XY paralleli all'anima e all'ala della sezione a L; per riportare la sezione in posizione parallela agli assi globali è sufficiente ruotare l'asta cui appartiene di un angolo β

pari all'angolo principale (mostrato nei Dati Sezioni).

2) Forze e Spostamenti.

PCM adotta una convenzione univoca sia per le azioni esterne (carichi e cedimenti applicati ai nodi, carichi e sulle aste), sia per le azioni interne (caratteristiche di sollecitazione e di deformazione).
Forze e spostamenti sono positivi se equiversi agli assi; coppie e rotazioni sono positive se antiorarie (*x->y, y->z, z->x)*.
Per le azioni interne sull'asta *i-j*, la convenzione è invariata sia al nodo *i* iniziale, sia al nodo *j* finale.

2.1) Carichi.

Nodi. Possono essere applicati i seguenti carichi:
- Carichi Concentrati: PX PY PZ, MX MY MZ (forze e coppie)
- Cedimenti Vincolari: dX dY dZ, dphiX dphiY dphiZ (cedimenti traslazionali e rotazionali)
- Masse Concentrate: mX mY mZ, IX IY IZ (masse traslazionali e inerzie rotazionali)

Le forze concentrate ed i cedimenti vincolari traslazionali sono ***positivi se equiversi agli assi globali X Y Z***; le coppie concentrate ed i cedimenti vincolari rotazionali sono ***positivi se antiorari*** (si tratta delle medesime convenzioni adottate in ogni parte di PCM, per esempio anche per gli spostamenti incogniti e per le reazioni vincolari).
Aste. Le tipologie di carico consentite sono le seguenti (fig. (f)):
- Carico Distribuito Uniforme: QduX, QduY, QduZ
- Carico Distribuito Lineare (max al vertice iniziale 'i'): QdliX, QdliY, QdliZ
- Carico Distribuito Lineare (max al vertice finale 'j'): QdljX, QdljY, QdljZ
- Carico Concentrato : Px, Py, Pz, Mx, My, Mz, DPi [P,M =intensità delle componenti del carico concentrato: forze e coppie; DPi = distanza del carico concentrato dal vertice iniziale i]
- Carico Termico (nel piano locale xy): DeltaTsup, DeltaTinf.

I Carichi agenti sulle aste (distribuiti e concentrati) sono forniti in coordinate globali (le componenti X, Y, Z sono parallele alle corrispondenti direzioni globali).
Nel sistema di riferimento locale, le componenti di carico hanno il seguente significato: x: carico lungo l'asse dell'asta; y: carico ortogonale all'asta nel piano xy; z: carico ortogonale all'asta nel piano xz.
I carichi (distribuiti e concentrati) sono positivi se equiversi agli assi globali o locali, a seconda del sistema di riferimento; le coppie sono positive se antiorarie.
Con questa convenzione, ad esempio per le travi di un impalcato, i carichi dovuti ai pesi sono di tipo Z, con segno negativo.

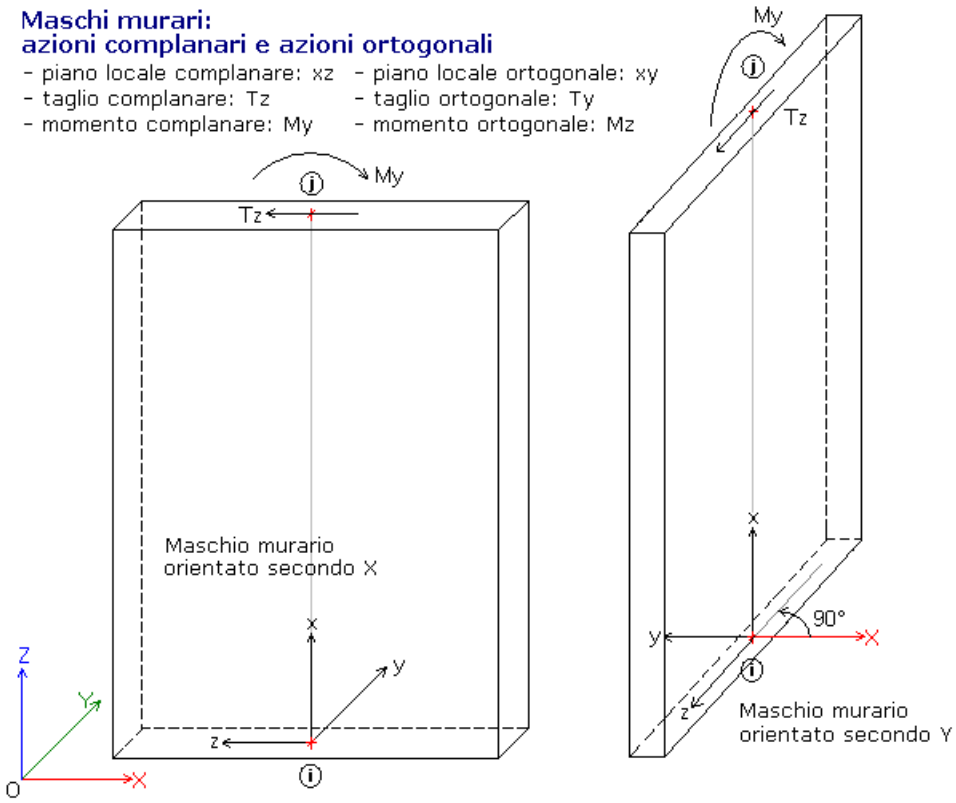
2.2) Caratteristiche di Sollecitazione.

In fig. (e) sono rappresentate le azioni interne.
Relazioni fra PCM e le consuete convenzioni ingegneristiche (Ing).
Le caratteristiche di sollecitazione (azioni interne derivanti dal calcolo) hanno segno concorde con gli assi locali, e la convenzione è invariata sia per il nodo iniziale *i* sia per il nodo finale *j*. Ciò può comportare alcune discordanze con i segni attribuiti dalla consueta convenzione ingegneristica.
Nel seguito, vengono specificate le convenzioni sulle singole caratteristiche di sollecitazione, indicando con (Ing) la convenzione ingegneristica (che in PCM determina il tracciamento dei diagrammi), e con (PCM) la convenzione adottata da PCM.
Momento Flettente My (piano locale di sollecitazione: xz)**:**
(Ing) Il diagramma del Momento My viene rappresentato sempre dalla parte delle fibre tese. Si attribuisce segno + (fig. (g)) al Momento My rappresentato nel semipiano z<0. Pertanto, My + tende le fibre a z<0.
(PCM) My + se porta z su x. Pertanto: My + al nodo *i* indica fibre tese per z<0; My + al nodo *j* indica fibre tese per z>0.
Concordanza dei segni:
Nodo i (PCM) concorde con (Ing).
Nodo j (PCM) discorde con (Ing).
Taglio Tz (piano locale di sollecitazione: xz)**:**
(Ing) Il Taglio Tz + tende a far ruotare il concio elementare in senso orario. Il Taglio Tz + è rappresentato nello stesso semipiano di My +, cioè nel semipiano z<0.
(PCM) Tz + se orientato lungo +z.
Concordanza dei segni:
Nodo i (PCM) concorde con (Ing).
Nodo j (PCM) discorde con (Ing).
Sforzo Normale N:
(Ing) Lo Sforzo Normale è + se genera trazione, - se compressione. In un'asta tesa, N è sempre +.
Il diagramma di N si rappresenta convenzionalmente nel piano di sollecitazione xz, con N + posto nello stesso semipiano di My +, cioè nel semipiano z<0.
(PCM) N + se equiverso all'asse locale x. N + al nodo *i* indica compressione; N + al nodo *j* indica trazione. Pertanto, un'asta tesa ha N - al nodo i e + al nodo j.
Concordanza dei segni:
Nodo i (PCM) discorde con (Ing).
Nodo j (PCM) concorde con (Ing).
Momento Flettente Mz (piano locale di sollecitazione: xy)**:**
(Ing) Il diagramma del Momento Mz viene rappresentato sempre dalla parte delle fibre tese. Si attribuisce segno + (fig. (h)) al Momento Mz rappresentato nel semipiano y>0. Pertanto, Mz + tende le fibre a y>0.
(PCM) Mz + se porta x su y. Pertanto: Mz + al nodo *i* indica fibre tese per y>0; Mz + al nodo *j* indica fibre tese per y<0.
Concordanza dei segni:

Nodo i (PCM) concorde con (Ing).
Nodo j (PCM) discorde con (Ing).
Taglio Ty (piano locale di sollecitazione: xy)**:**
(Ing) Il Taglio Ty + tende a far ruotare il concio elementare in senso orario. Il Taglio Ty + è rappresentato nello stesso semipiano di Mz +, cioè nel semipiano y>0.
(PCM) Ty + se orientato lungo +y.
Concordanza dei segni:
Nodo i (PCM) discorde con (Ing).
Nodo j (PCM) concorde con (Ing).
Momento Torcente Mx:
(Ing) + se genera rotazione torsionale positiva sulla faccia sinistra del concio elementare. In un'asta soggetta a coppia torcente positiva a sinistra e negativa a destra, Mx è sempre +.
Il diagramma di Mx si rappresenta convenzionalmente nel piano di sollecitazione xz, con Mx + posto nello stesso semipiano di My +, cioè nel semipiano z<0.
(PCM) + se porta y su z.
Concordanza dei segni:
Nodo i (PCM) concorde con (Ing).
Nodo j (PCM) discorde con (Ing).

2.3) Caratteristiche di Deformazione.
In fig. (d) sono rappresentate le 6 componenti di spostamento spaziale (traslazioni e rotazioni) di un nodo della struttura.
In PCM tutti gli spostamenti sono riferiti al sistema di assi globale, ed hanno segno positivo se equiversi agli assi; le rotazioni sono positive se antiorarie.

3) Pareti in Muratura.
In figura seguente sono rappresentati due maschi murari, uno orientato secondo X, l'altro secondo Y. L'orientamento viene definito dall'angolo in pianta, positivo se antiorario, misurato a partire dall'asse globale X. Il piano locale complanare è sempre il piano xz; il piano locale ortogonale è sempre il piano xy.



3.2.17.2 Azione Sismica

Il Sistema di Unità di Misura adottato è il Sistema Internazionale. In generale, le forze sono espresse in kN e le tensioni in N/mm^2.
In generale, i riferimenti normativi al D.M.17.1.2018 (alias: NTC18) e alla Circ. 7 del 21.1.2019 sono evidenziati in colore blu indicando direttamente il paragrafo corrispondente; i riferimenti ad altre Normative sono preceduti dal titolo della Norma (EC = EuroCodici).

AZIONE SISMICA: Normativa Italiana: D.M. 17.1.2018

- Struttura

Vita Nominale (anni) (§2.4.1) Numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.
Classe d'uso *§2.4.2* Utilizzando i valori della 'Vita Nominale' e del 'Coefficiente d'uso' corrispondente alla Classe d'uso, viene determinato il periodo di riferimento per l'azione sismica VR (§2.4.3).

- Pericolosita'

Individuazione del sito: Longitudine e Latitudine ED50 (gradi sessadecimali)
Tipo di interpolazione
- media ponderata *NTC08, §All.A,[3]*
- superficie rigata *NTC08, §CA*

Valori dei parametri ag (*g), Fo, TC*(sec) **per i periodi di ritorno di riferimento**:
NTC08, §All.B: Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica
Per il sito di ubicazione della struttura, vengono specificati i valori di ag, Fo, TC* per i periodi di riferimento: (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975, 2475 anni). Per periodi di ritorno TR<30 anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]: ag(TR) = K * TR^α

- Stati Limite

P,VR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR *§3.2.1*
Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) le azioni sismiche dipendono dalla corrispondente probabilità P di superamento nel periodo di riferimento VR
Valori dei parametri ag, Fo, TC* e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno Stato Limite *§3.2*
Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) vengono definiti TR (anni), ag (*g), Fo, TC* e S, TB, TC, TD (periodi in sec.)

- Suolo

Categoria di sottosuolo *§3.2.2*
Categoria topografica *§3.2.2*
Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico *§3.2.2*
Coefficiente di amplificazione topografica ST *§3.2.3.2.1*

- Componenti

Spettro di risposta: componente orizzontale:
Spettro elastico: Smorzamento viscoso ξ (%) *§3.2.3.2.1*
Spettro di progetto - SLD: Fattore di comportamento
Spettro di progetto - SLV/SLC: Fattore di comportamento
Spettro di risposta: componente verticale
Definizione di PGA: la PGA (accelerazione orizzontale di picco al suolo), finalizzata a definire l'accelerazione sismica sostenibile dalla costruzione, può essere riferita al suolo rigido (roccia) oppure tenere conto degli effetti locali del sito attraverso il fattore di suolo S:
- accelerazione su roccia (analoga ad ag)
- accelerazione al suolo (analoga ad: ag*S, dove: S=SS*ST)

AZIONE SISMICA: EuroCodici

- Generale

Coefficiente di Importanza γI *EC8,§4.2.5* Fattore moltiplicativo per l'azione sismica di riferimento. Tiene conto della classificazione delle strutture secondo distinte categorie di importanza.
Fattore di riduzione per Stato Limite di Danno ν *EC8,§4.4.3.2* Fattore di riduzione spettrale per Stato Limite di Danno

- Spettro orizzontale

Accelerazione di riferimento del terreno agR *EC8,§3.2.1* Valore di picco di riferimento dell'accelerazione del terreno in un terreno di tipo A
Accelerazione del terreno ag *EC8,§3.2* Accelerazione di progetto in un terreno di tipo A, pari al valore di picco di riferimento agR moltiplicato per il coefficiente di importanza γI
Inizio del tratto di accelerazione costante TB (sec) *EC8,§3.2.2.2* Limite inferiore del periodo del tratto costante dello spettro di accelerazione
Fine del tratto di accelerazione costante TC (sec) *EC8,§3.2.2.2* Limite superiore del periodo del tratto costante dello spettro di accelerazione
Inizio del tratto di spostamento costante TD (sec) *EC8,§3.2.2.2* Periodo di inizio del tratto di risposta a spostamento costante dello

spettro
Coefficiente del terreno S *EC8,§3.2.2.2*
Coefficiente di amplificazione topografica ST *EC8,§3.2.2.1(6)*
Fattore di amplificazione Fo *EC8,§3.2.2.2* In EC8 il fattore di amplificazione spettrale viene proposto pari a 2.5
Coefficiente correttivo di smorzamento η *EC8,§3.2.2.2*
Coefficiente di comportamento q *EC8,§6.3.2*
Coefficiente minimo β *EC8,§3.2.2.5(4)P* Limite inferiore del coefficiente per lo spettro di progetto

- Spettro verticale

Parametri e coefficienti analoghi allo spettro orizzontale

3.2.17.3 Parametri di calcolo

Il Sistema di Unità di Misura adottato è il Sistema Internazionale. In generale, le forze sono espresse in kN e le tensioni in N/mm^2.
In generale, i riferimenti normativi al D.M.17.1.2018 (alias: NTC18) e alla Circ. 7 del 21.1.2019 sono evidenziati in colore blu indicando direttamente il paragrafo corrispondente; i riferimenti ad altre Normative sono preceduti dal titolo della Norma (EC = EuroCodici).

- Generale

Tipi di analisi

Analisi Modale. Non viene condotta l'analisi sismica della struttura. L'analisi si limita alla determinazione delle caratteristiche dinamiche, ossia al calcolo dei modi di vibrare della struttura, senza condurre ulteriori analisi di sollecitazioni e deformazioni. E' nell'Analisi Sismica Dinamica Modale che i risultati dell'analisi modale sono utilizzati per la generazione delle forze spettrali equivalenti ai vari modi di vibrare; nell'Analisi Sismica Statica Lineare le forze spettrali sono invece direttamente generate da un'approssimazione del primo modo di vibrare (per tale motivo questa analisi sismica statica è definita anche si dinamica semplificata, e coincide concettualmente con la tradizionale analisi sismica condotta con carichi staticamente equivalenti calcolati senza necessità di valutazione dei modi di vibrare).
Le masse considerate in Analisi Modale corrispondono alle masse sismicamente attive, cioè associate ai carichi gravitazionali secondo la (3.2.17), §3.2.4: G,1 + G,2 + Σ(ψ2,j * Qk,j)

Analisi Statica NON Sismica. Calcolo di sollecitazioni e spostamenti, in dipendenza da carichi generici, cedimenti anelastici e variazioni termiche. Sono processate le combinazioni delle condizioni di carico elementari (CCC), così come specificate nei dati.

Analisi Sismiche Lineari:
Analisi Sismica Statica Lineare (§7.3.3.2,§7.8.1.5.2) In EC8 è denominata: analisi sismica modale semplificata con spettro di risposta; essa infatti equivale ad una analisi sismica dinamica limitata al primo modo di vibrare.
Analisi Sismica Dinamica Modale (§7.3.3.1,§7.8.1.5.3) In EC8 è denominata: Analisi sismica multimodale con spettro di risposta.
Nelle analisi sismiche lineari, la struttura viene risolta staticamente sotto l'azione delle forze sismiche, per due direzioni: α e α+90 [vedi Angolo di ingresso del sisma]. Alle sollecitazioni determinate per effetto sismico, si "sommano" (in doppio segno, come sarà evidenziato nel seguito) le sollecitazioni corrispondenti alla somma delle condizioni di carico elementari sismicamente attive.

Analisi Sismica Statica NON Lineare Pushover (§7.8.1.5.4)

- Sismica

Direzione sismica e quote di riferimento

Angolo tra sistema di riferimento globale XY e direzioni sismiche X'Y'
Angolo (in gradi °) che la direzione sismica X' forma con l'asse X (+: corrisponde alla rotazione antioraria di X verso Y). Eseguita l'analisi modale, il calcolo dei coefficienti di partecipazione e quindi delle forze spettrali viene eseguito nella direzione specificata e nella direzione ortogonale (frequentemente: 0° e 90°, cioè lungo l'asse X e lungo l'asse Y del sistema di riferimento globale)

Altezza della costruzione a partire dal piano di fondazione H (m)

Quota di inizio degli effetti sismici H,S (m)
Quota di riferimento H,S per il calcolo delle forze sismiche (§7.3.3.2), rispetto alla coordinata Z=0.000 assunta nei Dati. Con Q<0 si può tenere conto dell'altezza delle fondazioni; con Q>0 si attribuisce alla corrispondente zona inferiore dell'edificio un moto rigido insieme al terreno (p.es. in caso di piani interrati o di scantinati in c.a. di edifici in muratura considerati come 'strutture di fondazione').
Le masse ubicate al di sotto della quota di inizio degli effetti sismici sono considerate inattive

In caso di sisma verticale considerare sempre il 100% degli effetti
Se il parametro non è selezionato, viene considerato il 30% (§7.3.5)

Analisi Sismiche Lineari

Direzioni di analisi: X, Y, Z
Le direzioni di analisi possono essere selezionate indipendentemente l'una dall'altra, al fine di eseguire analisi monodirezionali oppure in varia combinazione fra le tre direzioni di riferimento

Combinazione delle componenti
Con riferimento a §7.3.5, per un dato effetto (spostamento o sollecitazione) le componenti dell'azione sismica devono essere considerate simultaneamente. La combinazione delle componenti dell'azione sismica non viene eseguita in Analisi Sismica Statica Non Lineare (Pushover). In Analisi Sismica Lineare (Statica o Dinamica Modale), è possibile combinare gli effetti dell'analisi condotta in ciascuna delle due direzioni tra loro ortogonali di riferimento, secondo una delle seguenti modalità:
- Radice quadrata della somma dei quadrati: $E = \sqrt{(E_{\alpha}^2 + E_{(\alpha+90)}^2)}$
- Sommare ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nelle altre direzioni

Ignorare gli effetti dei momenti torcenti dovuti all'eccentricita' accidentale
Con questo parametro è possibile ignorare gli effetti dei momenti torcenti aggiuntivi dovuti all'eccentricità accidentale (pari a +/-5% della dimensione dell'edificio perpendicolare alla direzione sismica) (§7.2.6)

Ignorare l'amplificazione degli spostamenti con fattore μ nel calcolo delle tensioni sul terreno
Il fattore moltiplicativo sismico per gli spostamenti: μd (§7.3.3.3 per SLV) può essere considerato solo ai fini degli spostamenti della sovrastruttura e non dei nodi di fondazione. Lo spostamento dei nodi di fondazione determina la tensione sul terreno, attraverso il coefficiente di Winkler. Pertanto, senza l'amplificazione sismica allo spostamento verticale dei nodi di fondazione si evita una sovrastima delle tensioni sul terreno

Eseguire le verifiche di sicurezza anche per combinazioni (Nmin, T/Mmax), (Nmax, T/Mmin)

Analisi Sismica Statica Lineare

Periodo principale T1 (sec) **in direzione X e in direzione Y**

Calcolo di T1 con relazione T1 = C1 H^(3/4) (§C7.3.3.2)
- C1 per il calcolo di T1 = 0.05

λ=1.00 nella definizione delle forze sismiche (§7.3.3.2)
Secondo §7.8.1.5.2, l'Analisi Sismica Statica Lineare per edifici in muratura è applicabile anche nel caso di edifici irregolari in altezza, purchè si ponga λ=1.00 (§7.3.3.2)

Progettazione semplificata per zone a bassa sismicita'
Sd(T1) (g) è il valore semplificato dello spettro di risposta

- Modale

L'Analisi Modale viene condotta con il metodo di Lanczos.

Numero di modi da calcolare

Numero di modi da considerare
Possibili opzioni:
- tutti i modi calcolati
- un numero di modi specificato in input, con limite superiore pari al numero NC di modi calcolati
- tutti i modi, fra quelli calcolati, con massa partecipante superiore al 5% (occorre aver calcolato tutti i modi)
- un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Il numero di modi calcolati potrebbe non essere sufficiente a soddisfare questa condizione: in tal caso, i modi considerati saranno tutti gli NC calcolati, e nei risultati dell'analisi modale si potrà osservare che la massa partecipante non supera l'85%
- tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% (§7.3.3.1)

Metodo di combinazione dei modi
La modalità di combinazione dei modi al fine di calcolare sollecitazioni e spostamenti complessivi, può essere una delle due seguenti:
- SRSS (square root of sum of squares, radice quadrata della somma dei quadrati). Questo metodo viene applicato solo se ciascun modo differisce di almeno il 10% da tutti gli altri, come indicato in OPCM 3274/2003. SRSS è previsto come metodo di controllo in §C7.3.3.1
- CQC (complete quadratic combination, combinazione quadratica completa) (§7.3.3.1)

- Muratura

Tipo di edificio

Muratura: Ordinaria, Armata, Armata con Progettazione in Capacità (§7.8.1.7)

Edificio: Nuovo, Esistente, con verifica di Robustezza (§3.1.1)
In caso di verifica di robustezza, per l'analisi statica (non sismica) di un edificio nuovo vengono imposte azioni nominali convenzionali, in aggiunta alle altre azioni esplicite (non sismiche e da vento) da applicarsi secondo due direzioni ortogonali e consistenti in una frazione dei carichi pari all'1%. PCM traduce questa prescrizione nelle verifiche di resistenza incrementando direttamente momento flettente e taglio di una quota pari all'1% dello sforzo normale

Coefficienti parziali di sicurezza
- γM in Analisi Statica
Il valore di riferimento del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali è definito in Tab. 4.5.II, §4.5.6.1
- γM in Analisi Sismica
Il valore di riferimento del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali per azioni sismiche è definito in §7.8.1.1

Maschi murari

Contributo rigidezza trasversale
In caso non affermativo, viene trascurata la rigidezza trasversale di una parete attribuendo alla sua asta rappresentativa il vincolamento a biella in direzione ortogonale al piano della parete stessa.

Assemblaggio rigidezza flessionale (EJ) per elementi contigui
In caso affermativo, valuta per ogni asta l'eventuale incremento di rigidezza flessionale (EJ complanare) dovuto all'assemblaggio di pareti contigue. L'assemblaggio riguarda gli elementi che rispettano i seguenti requisiti: sono elementi murari verticali (maschi in muratura ordinaria o armata) con la medesima tipologia; appartengono allo stesso piano; hanno identica sigla alfanumerica identificativa del gruppo di assemblaggio; hanno identico Vincolo flessionale complanare (con la condizione aggiuntiva che non devono essere bielle: l'assemblaggio viene effettuato solo su elementi di controvento).

Link orizzontali rigidi anche fuori piano
Se il parametro non è selezionato, i link orizzontali si deformano fuori piano assumendo una sezione trasversale pari a metà altezza della parete interessata**.**

Comportamento muratura

Diagramma di calcolo tensione-deformazione (§4.1.2.1.2.1)
Definisce il diagramma di comportamento della muratura secondo una delle due seguenti modalità:
- Stress block, con: $Mu=(l^2\ t\ \sigma o/2)\ [1 - (\sigma o/\ 0.85\ fd)]$ (§7.8.2.2.1), o equivalentemente: M'=N'/2*(1-N'), M'=M/(Nu l), N'=N/Nu, dove: Nu=0.85 fd lt
- Parabola-rettangolo, con Mu da domino di resistenza N-M. Vengono specificate la deformazione di inizio tratto plastico (εm2) e la deformazione ultima (εmu)
- Triangolo-rettangolo, con Mu da domino di resistenza N-M. Vengono specificate la deformazione di inizio tratto plastico (εm3, che può essere un valore fisso o pari a fd/E) e la deformazione ultima (εmu)

Nei modelli parabola-rettangolo e triangolo-rettangolo è possibile definire con esattezza la zona reagente, ai fini della verifica a Taglio per Scorrimento, assicurando coerenza fra Taglio e PressoFlessione (N, M e T agiscono contemporaneamente sulla sezione trasversale). In caso di modello stress block, per sezioni di muratura armata o consolidate con FRP / FRCM / CAM / Reticolatus si fa comunque riferimento al modello triangolo-rettangolo.

- Valutazione

Stati limite

Stati limite da considerare: SLO, SLD, SLV
SLV è sempre considerato. E' possibile ignorare SLD e SLO se non richiesti dalla Normativa, secondo il prospetto Tab.7.3.III in §7.3.6. e secondo le indicazioni relative agli edifici esistenti (§8.3). Ad esempio, per un edificio esistente in classe d'uso II è obbligatorio solo SLV.

Valutazione della sicurezza per edifici esistenti

E' possibile identificare la struttura corrente in una delle due modalita' seguenti:
1) Intervento di adeguamento (§8.4.3) o Stato attuale di un intervento di miglioramento (§8.4.2).
La verifica di sicurezza sismica richiede che l'indicatore di rischio ζ_E sia superiore ad una soglia richiesta (0.8 o 1.0 a seconda dei casi).
Per l'analisi cinematica e' possibile fare riferimento ad un altro modello di PCM.
2) Stato di progetto di un intervento di miglioramento (§8.4.2):
e' possibile scegliere il criterio di miglioramento:
a) indicatore di rischio sismico ζ_E superiore ad una soglia richiesta (ad es. 0.6 per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV);
b) incremento dell'indicatore di rischio $\Delta\zeta_E$, rispetto allo Stato attuale, superiore alla soglia richiesta (normalmente 0.1).
Viene specificato il file di riferimento per lo Stato Attuale e l'eventuale file distinto per l'analisi cinematica allo Stato di progetto.

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

- Verifiche

Per maschi murari

Verifica in sommità nelle Analisi Lineari
Le Verifiche vengono eseguite obbligatoriamente nelle sezioni di Base. Per quanto riguarda le sezioni di Sommità, le verifiche (in Analisi Statica e in Analisi Sismica lineare) possono essere eseguite secondo una delle tre seguenti modalità:
in nessun caso; a tutti i piani, tranne l'ultimo; in tutti i casi.
In analisi pushover le verifiche in sommità: per PressoFlessione vengono sempre eseguite; per il Taglio per scorrimento vengono sempre eseguite tranne che per l'ultimo piano (o per la sommità di pareti che non hanno continuità superiore).

PressoFlessione Complanare

Considerare la Flessione solo nei maschi snelli
è possibile limitare le verifiche a pressoflessione complanare ai soli maschi snelli. La snellezza della parete è definita dal rapporto (h/l) fra altezza e lunghezza di base della parete; l'altezza h è definita dalla luce deformabile (al netto quindi delle eventuali zone rigide di estremità)
- snellezza di riferimento
In caso di limitazione alle pareti snelle, è il valore di riferimento del rapporto (h/l): solo le pareti aventi snellezza superiore a tale valore vengono sottoposte a verifica a pressoflessione complanare

Taglio per Scorrimento

Modalità di calcolo della zona reagente
Possibili opzioni:
- la zona reagente viene determinata mediante una distribuzione triangolare delle tensioni [EC6, §4.5.3.(6)]
- la zona reagente a taglio coincide con la zona reagente a pressoflessione. Questa opzione è possibile nel caso in cui il diagramma di comportamento della muratura sia "parabola-rettangolo" o "triangolo-rettangolo"

Maschi in muratura ordinaria: prescindere in ogni caso dalla parzializzazione
In caso affermativo, il taglio per scorrimento viene valutato sull'intera sezione, altrimenti solo sulla zona reagente

PressoFlessione Ortogonale

Analisi Statica (§4.5.6.2)

- Con azioni da modello di calcolo 3D
Verifiche di sicurezza per pressoflessione ortogonale con sollecitazioni derivanti dall'analisi spaziale del modello 3D dell'edificio.
Questa verifica richiede lo schema spaziale ed è ininfluente per modellazioni piane. La verifica viene condotta con riferimento alla sezione più sfavorevole, considerando la parete soggetta ai momenti superiore e inferiore e, per pareti esposte al vento, l'effetto flessionale dovuto al carico orizzontale distribuito lungo l'altezza.

- Metodo semplificato (ipotesi di parete incernierata) (§4.5.5,§4.5.6.2)
Verifica a pressoflessione ortogonale condotta per ogni parete nelle sezioni di sommità, base e mezzeria, come da Normativa, con riferimento alla luce deformabile ortogonale: le cerniere si suppongono poste agli estremi della luce deformabile, coerentemente con la modellazione a telaio equivalente. Per la sommità si usano le azioni da calcolo derivanti dallo schema a telaio, depurate dagli effetti del vento; per la mezzeria, si considera il momento dovuto al vento (che produce l'eccentricità ev) agente sullo schema di asta incernierata; per la base, non si considera il vento e il carico si suppone ricentrato (deve comunque essere considerata l'eccentricità accidentale).

- Eseguire le verifiche solo in mezzeria
E' possibile limitare le verifiche a pressoflessione ortogonale alle sole sezioni di mezzeria delle pareti

Analisi Sismiche lineari (§7.8.2.2.3)

- Con azioni da modello di calcolo 3D
Verifiche di sicurezza per pressoflessione ortogonale con sollecitazioni derivanti dall'analisi spaziale del modello 3D dell'edificio.
Questa verifica richiede lo schema spaziale ed è ininfluente per modellazioni piane; se richiesta, viene eseguita in analisi lineare ed anche in analisi statica non lineare (se confermata nelle opzioni dell'analisi pushover). La verifica viene condotta nelle sezioni di base e di sommità, dove sono massimi gli effetti flessionali dovuti alla sollecitazione sismica (prodotta da masse concentrate poste agli estremi dell'asta).

- Con azioni convenzionali (forze equivalenti per elementi non strutturali)
Verifiche di sicurezza a pressoflessione ortogonale per azioni convenzionali, condotte secondo quanto prescritto da §7.2.3 (forze

equivalenti, per elementi non strutturali; a tale punto riconduce §7.8.1.5.2). Queste verifiche possono essere eseguite sia per modelli spaziali che piani, ma limitatamente all'analisi lineare. In caso di analisi globale dell'edificio condotta con il metodo statico non lineare, eventuali richieste sulla capacità delle pareti per azioni ortogonali convenzionali richiedono necessariamente anche l'esecuzione dell'analisi lineare (il cui interesse sui risultati si focalizzerà ovviamente sulla sola pressoflessione ortogonale convenzionale). La verifica viene condotta con riferimento alla sezione di mezzeria, e per le sollecitazioni alle estremità (sforzo normale, momenti superiore e inferiore) viene considerato il solo valore statico, attribuendo gli effetti sismici solo al carico sismico orizzontale distribuito lungo l'altezza.

Analisi Pushover (§7.8.2.2.3)

- Con azioni da modello di calcolo 3D
Le verifiche di sicurezza per pressoflessione ortogonale vengono eseguite nel corso del procedimento incrementale, analogamente alle verifiche nel piano.

Per tutte le analisi:

- Riduzione della resistenza per gli effetti di instabilità
La verifica di stabilità è una verifica complessiva per l'asta, e viene svolta tenendo conto sia del carico assiale variabile (dovuto al peso proprio) sia delle azioni trasversali (vento, sisma).

- Considerare sempre eccentricita' minima (h/200)
E' possibile considerare un'eccentricità minima (h/200) [(4.5.9) in §4.5.6.2] anche per verifiche con azioni da modello di calcolo (3D) e, in sismica, con azioni convenzionali

- Pushover (1)
*Parametri caratteristici dell'**Analisi Pushover** per edifici in muratura (§7.3.4.1, §7.8.1.5.4)*

Distribuzioni di forze

Le distribuzioni di forze sono suddivise nel modo seguente:

Gruppo 1: distribuzioni principali
Fisse (rapporti tra forze fissi nel corso del processo incrementale)
(A) **Lineare**: forze proporzionali a quelle da utilizzarsi per l'analisi statica lineare
(B) **Uni-modale**: forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione
(C) **Dinamica**: forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati

Gruppo 2: distribuzioni secondarie
(D) **Multi-modale**: forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente ad una forma modale equivalente, tenendo conto di tutti i modi considerati
(E) **Uniforme**: forze proporzionali alle masse
Adattive (la distribuzione di forze viene aggiornata ad ogni evoluzione di rigidezza, previa riesecuzione dell'analisi modale):
(F) **Uni-modale**
(G) **Dinamica**
(H) **Multi-modale**

Per edifici in muratura nuovi, con impalcati rigidi, si considereranno almeno una distribuzione del Gruppo 1 e almeno una del Gruppo 2, con le limitazioni previste: (A) e (B) sono applicabili solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha massa partecipante non inferiore al 60% (§7.8.1.5.4); in tutti i casi si può applicare la (C).
Per edifici in muratura esistenti, potranno essere utilizzate le distribuzioni (A)(E) indipendentemente dalla massa partecipante del primo modo (§C8.7.1.3.1).
Nelle distribuzioni Dinamiche (C, G) è possibile considerare le forze da spettro elastico o da spettro di progetto.

Fattore di partecipazione modale

Masse per fattore part.modale
Metodo di valutazione delle masse per il calcolo del Fattore di partecipazione modale, che consente la trasformazione da M-GDL a 1-GDL: sono possibili le due seguenti opzioni:
- matrice di massa del sistema reale (con masse traslazionali mX mY e inerzie torsionali JZ),
- solo masse traslazionali nella direzione di analisi (solo per analisi secondo X o Y: a°=0°).

Fattore di partecipazione modale Γ = 1.00 in distribuz. uniforme (E)
Per la distribuzione uniforme (E) è possibile adottare il valore 1.000 per il fattore di partecipazione modale, il che equivale a considerare coincidenti i due sistemi M-GDL e 1-GDL (un esempio di valore 1.000 per la distribuzione uniforme è riportato in: "The N2 method for simplified non-linear seismic analysis - overview and recent developments", P.Fajfar and M.Dolsek, in: L'Ingegneria Sismica in Italia, XI Convegno ANIDIS (Relazioni ad invito), 2004)

Incrementi di taglio. Direzione di analisi

Incremento di taglio alla base (kN)

Direzione e verso di analisi
+X' (+X per α=0°), +Y' (+Y per α=0°), -X' (-X per α=0°), -Y' (-Y per α=0°)

Eccentricita' accidentale
Per analisi 3D è possibile considerare le azioni torcenti aggiuntive dovuti all'eccentricità accidentale (§7.2.6)

Analisi bidirezionale
Secondo §7.3.5, la risposta alle diverse componenti dell'azione sismica si calcola unitariamente applicando la regola di combinazione [7.3.10].

Sisma verticale
E' possibile considerare l'effetto della componente sismica verticale

Punto di controllo

Il punto di controllo costituisce il punto di cui viene rilevato lo spostamento orizzontale nel corso dell'analisi pushover.
Sono possibili due opzioni:
- baricentro del piano indicato
- baricentro del piano con spostamento maggiore nel modo di vibrare principale nella direzione di analisi
All'opzione scelta possono aggiungersi altri nodi, in modo tale da rispettare quanto previsto in §7.3.4.2, dove si indicano ad esempio come punti di controllo alternativi le estremità della pianta dell'ultimo livello qualora sia significativo l'accoppiamento tra traslazioni e rotazioni

- Pushover (2)

Comportamento degli elementi strutturali

Verifiche di sicurezza in corso di analisi

Le opzioni indicate possono essere o meno selezionate.
Maschi murari
Il comportamento meccanico dei maschi è di tipo trilineare, con tratto elastico suddiviso in due parti: quella iniziale con rigidezza elastica, e il secondo con rigidezza fessurata. Se la rigidezza fessurata non è stata specificata, ed è quindi assunta pari alla rigidezza elastica, il comportamento è di tipo bilineare. Il terzo tratto, plastico, si attiva al raggiungimento del limite di resistenza, a pressoflessione o a taglio; in base al tipo di crisi resta definito lo spostamento ultimo della parete.
Opzioni disponibili:
- non eseguire verifiche a Sforzo Normale di Trazione
- ignorare la caduta di taglio per crisi a pressoflessione ortogonale
Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra)
- comportamento bilineare
- comportamento multilineare
Fondazioni
- ignorare aste su suolo elastico in Analisi Pushover

Modalità di calcolo

Spostamento ultimo a SLU (=SLC per NTC18)
Per la definizione del punto corrispondente allo stato limite di collasso SLC, si definisce lo spostamento corrispondente ad un taglio alla base residuo. Per la muratura, il valore previsto dalla Normativa è pari all'80% (muratura nuova: §C8.7.1.5.4, esistente: §C8.7.1.3.1) che viene calcolato rispetto ad uno dei seguenti valori di riferimento:
- prima riduzione rispetto ad un massimo relativo
- prima riduzione rispetto al massimo assoluto
- ultima configurazione equilibrata corrispondente alla riduzione rispetto al massimo assoluto

Sistema bilineare equivalente
Modalità di determinazione del sistema bi-lineare equivalente (basata sull'uguaglianza delle aree sottese dalla curva di capacità 1-GDL e dal diagramma bi-lineare equivalente)
tratto elastico passante per il punto con Taglio (κ Tmax), dove κ è definito in input:
definizione della rigidezza: il tratto elastico passa per il punto (κ Fbu) della curva di capacità del sistema equivalente (secondo Normativa: κ=0.6 in generale [§C7.3.4.2], 0.7 per la muratura [§7.8.1.6])

Tratto plastico della curva di capacità
Sono possibili le seguenti opzioni:
- calcolato analiticamente

- stimato sullo spostamento residuo di una parete
- stimato sullo spostamento residuo dei vari piani

Limitare la capacità di spostamento della struttura in funzione degli SL (stati limite) dei singoli elementi
In caso affermativo, la capacità di spostamento dell'edificio viene valutata considerando le possibili crisi locali. La curva viene elaborata sempre fino al raggiungimento dello stato limite ultimo, ma nel corso della sua costruzione vengono registrati i passi segnati da crisi locali per l'eventuale arretramento della capacità di spostamento. Una situazione tipica riguarda le verifiche di resistenza degli elementi in c.a.

- Muratura Armata

Acciaio

Acciaio: fyk (N/mm^2)**, εud** (per mille)**, Es** (N/mm^2)
Parametri caratteristici dell'acciaio. Per l'acciaio si considera un diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.3] elastico-perfettamente plastico. Al tipo di acciaio scelto (ad es. B450C) [§11.3.2.1] corrispondono: fyk (ad es. >= 450 N/mm^2); la tensione di snervamento [§4.1.2.1.1.3]: fyd = fyk / γs (ad es. 450 / 1.15 = 391 N/mm^2); εud: limite in % per la deformazione ultima (εud) (ad es. 10 per mille); Es: modulo di elasticità; εyd: deformazione di snervamento (secondo §4.1.2.1.2.3: εyd = fyd / Es)

Armatura:
verticale: Φmin barre: 5 mm.;
orizzontale (nei giunti): **tipo di traliccio**:
Indica il tipo di traliccio utilizzato per il rinforzo dei giunti orizzontali con armatura:
- 2 ϕ 4 (filo rotondo per giunti di malta) (sezione: 25 mm²)
- 2 ϕ 5 (filo rotondo per giunti di malta) (sezione: 39 mm²)
- 8x1.5 (filo piatto per giunti incollati) (sezione: 24 mm²)
- generica (sezione specificata nei dati).

- sezione totale del traliccio Asw (mm²)
Sezione dell'armatura orizzontale effettivamente utilizzata nel calcolo
- distanza verticale tra i livelli di armatura (mm)
- fyk per l'armatura orizzontale (N/mm²): tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio. La tensione di snervamento di progetto è data da fyd = fyk / γs.

Opzioni per Verifiche di resistenza

PressoFlessione: contributo dell'armatura compressa

Taglio: Sono possibili due opzioni per il contributo dell'armatura orizzontale alla resistenza a taglio:
- ignorare il contributo
- contributo secondo §7.8.3.2.2

- Calcestruzzo Armato

Acciaio

Acciaio: fy (N/mm²)**, εud** (per mille)**, Es** (N/mm²)
Parametri caratteristici dell'acciaio. Per l'acciaio si considera un diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.3] elastico-perfettamente plastico.
Per gli edifici nuovi: fy=fyk. Al tipo di acciaio scelto (ad es. B450C) [§11.3.2.1] corrispondono: fyk (ad es. >= 450 N/mm²); la tensione di snervamento [§4.1.2.1.1.3]: fyd = fyk / γs (ad es. 450 / 1.15 = 391 N/mm²); εud: limite in % per la deformazione ultima (εud) (ad es. 10 per mille); Es: modulo di elasticità; εyd: deformazione di snervamento (secondo §4.1.2.1.2.3: εyd = fyd / Es).
Per gli edifici esistenti: fy = fym, tensione media di snervamento. Viene inoltre definito il fattore di confidenza FC (cfr. Tab.C8.5.IV) per l'acciaio (parametro ininfluente per gli edifici nuovi).
Nelle strutture in c.a. si considera sempre il contributo dell'armatura compressa

Calcestruzzo

Per il calcestruzzo viene adottato il diagramma di calcolo tensione-deformazione parabolico-rettangolare [§4.1.2.1.2.2], definito dalla deformazione di inizio tratto plastico εc2 e dalla deformazione ultima εcu.
Si definiscono inoltre: il coefficiente parziale di sicurezza γc, e per gli edifici esistenti il fattore di confidenza FC (cfr. Tab.C8.5.IV) per il calcestruzzo (distinto rispetto all'acciaio; il parametro è ininfluente per gli edifici nuovi).
La resistenza a compressione del calcestruzzo viene definita nei dati sui materiali.

- Interventi

Rinforzi a Taglio

Armatura orizzontale (nei giunti) (il passo è una proprietà delle singole aste):
Sezione totale delle barre Asw (mm²), fyd (N/mm²)

FRP

I parametri descrittivi del rinforzo con FRP sono illustrati nei documenti normativi specifici: in particolare:
CNR DT200 R1/2013: Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati;
Linee Guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP, documento approvato il 24 luglio 2009 dall'assemblea Generale Consiglio Superiore LL.PP.
Comportamento: per il composito FRP viene adottato il modello elastico-lineare fino a rottura.
Tipo di applicazione (LG 2009,§2.4.1): A o B
Coefficienti parziali (DT200,§3.4.1): SLU del materiale FRP: γf - distacco dal supporto: γfd
Modulo di elasticità normale nella direzione delle fibre Ef
Deformazione caratteristica a rottura per trazione εfk
Fattore conversione ambientale ηa (DT200,§3.5.1)
Deformazione di calcolo a rottura per trazione: (ηa εfk / γf)
Spessore del singolo nastro tf (mm)
Raggio di curvatura degli spigoli R (mm)
Angolo d'attrito dei corsi di malta φ (DT200,§5.4.1.2.2) (°)

FRCM

I parametri descrittivi del rinforzo con FRCM sono illustrati nei documenti normativi specifici: in particolare:
CNR DT215/2018: Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a matrice inorganica;
Linee guida per la progettazione, l'esecuzione e la manutenzione di interventi di consolidamento strutturale mediante l'utilizzo di sistemi di rinforzo FRCM, documento approvato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici con decreto 627 del 3 dicembre 2019
Comportamento: per il composito FRCM viene adottato il modello elastico-lineare fino a rottura.
Modulo di elasticità normale nella direzione delle fibre Ef
Deformazione caratteristica a rottura per trazione del tessuto secco εuf
Fattore conversione ambientale ηa (DT215,§3.2)
Deformazione di calcolo a rottura per trazione: (ηa εuf / γf)
Spessore equivalente del tessuto tf (mm)
Raggio di curvatura degli spigoli R (mm)
Spessore complessivo del rinforzo t,mat (mm)
Resistenza caratteristica a compressione della matrice fc,mat

CAM

I parametri descrittivi del sistema di rinforzo CAM sono illustrati nella documentazione originale (c) EdilCAM.
Acciaio: modello elastico-perfettamente plastico
Per i nastri, si considerano tre possibili **tipologie**:
- **standard**: unica tipologia di nastro sia orizzontale che vetrticale con possibilità di modulare in maniera diversificata il numero di nastri in sovrapposizione ed il passo della maglia tra nastri orizzontali e verticali
- **migliorato duttile**: per la sostituzione dei nastri orizzontali convenzionali con una tipologia a maggiori prestazioni (rinforzo a taglio)
- **ad alte prestazioni di resistenza elastico**: utilizzato come nastro verticale per il rafforzamento concentrato agli spigoli

Per ognuna delle tre tipologie sono forniti i seguenti parametri:
fyk, fyd, εud, εyd, sezione singolo nastro (mm): spessore, larghezza, raggio curvatura spigoli
Per maschi murari rinforzati con sistema CAM:
è possibile considerare per effetto del confinamento l'incremento di deformazione ultima e/o l'incremento di resistenza ultima.

Reticolatus

Il sistema (c) Reticolatus prevede l'utilizzo di trefoli in acciaio ad alta resistenza. Il corrispondente modello è elastico-lineare fino a rottura.
I parametri descrittivi del sistema sono i seguenti:
fyd, Es (modulo di elasticità), εyd, sezione del trefolo (mm^2).
Per poter considerare l'effetto del confinamento come incremento di deformazione ultima e/o di resistenza ultima, si definiscono inoltre la larghezza della fascia interessata e il raggio di curvatura.

Acciaio per rinforzo pilastri

Nel caso di pilastri murari, è possibile applicare rinforzi con acciaio strutturale consistenti in fasce (o calastrelli) per la cerchiatura con anelli orizzontali, e in rinforzi longitudinali con angolari agli spigoli.
Tensione di snervamento: caratteristica fyk
Limite per la deformazione ultima εud

Modulo di elasticità Es
Deformazione di snervamento εyd
Per cerchiatura (fasce o calastrelli):
- Sezione della singola fascia: spessore, larghezza
- Eventuale raggio di curvatura degli spigoli [per angolari di lato l e spessore t: min(l, 5t)]
Per rinforzo longitudinale (angolari agli spigoli):
- lunghezza dell'ala
- spessore

3.2.17.4 Dati Materiali

Tipologia materiale: sono previsti i seguenti tipi:
1) Conglomerato Cementizio Armato, 2) Acciaio, 3) Muratura, 4) Legno, 5) Materiale generico
Descrizione: denominazione del materiale. Nei dati seguenti, i parametri meccanici (moduli di elasticità e resistenze) sono espressi in N/mm^2 (Sistema Internazionale).

Parametri specifici per muratura:
Mur. nuova: Materiale murario di nuova realizzazione, o muratura esistente
Tipologia muratura:
Per muratura nuova: Pietra Non Squadrata, Listata, Pietra Squadrata, Laterizio Pieni, Laterizio Semipieni, Calcestruzzo Pieni, Calcestruzzo Semipieni.
Per muratura esistente (§C8.5.I): Pietrame disordinata, Conci sbozzati, Pietre a spacco, buona tessitura, Irregolare di pietra tenera, Conci regolari di pietra tenera, Blocchi lapidei squadrati, Mattoni pieni e malta di calce, Mattoni semipieni con malta cementizia.
FC: fattore di confidenza, corrispondente al livello di conoscenza per materiale murario esistente

Parametri validi per qualsiasi materiale:
Modulo di elasticità longitudinale (**E**) e tangenziale (**G**)
Parametri specifici per calcestruzzo:
resistenze:
fc (nella colonna fk): per edifici esistenti: resistenza media a compressione; per edifici nuovi: resistenza caratteristica a compressione.

Altri parametri specifici per muratura:
resistenze:
fm, fk (media e caratteristica, a compressione);
ftm (media a trazione);
fhm, fhk (media e caratteristica, a compressione in direzione orizzontale nel piano del muro);
tauo (media a taglio in assenza di carichi verticali, per muratura a tessitura irregolare);
fvko/fvmo (media e caratteristica, a taglio in assenza di carichi verticali, per muratura a tessitura regolare);
fb (a compressione normalizzata del blocco - muratura regolare)
μ (coefficiente di attrito locale del giunto - muratura regolare)
φ (coefficiente di ingranamento murario - muratura regolare)
fbk (a compressione dell'elemento), **f'bk** (dell'elemento in direzione orizzontale e nel piano del muro)
Malta: **fm,m**: resistenza a compressione della malta (§11.10.2.1). Sono previsti i seguenti valori (N/mm²): 2.5 (corrisponde a M4 del D.M.20.11.1987), 5 (M3), 10 (M2), 15 (M1)
Coefficienti correttivi: relativi alle proprietà meccaniche dei materiali (Tab. §C8.5.II)

3.2.17.5 Dati Nodi

(Nella tabella Dati Nodi, alcuni dati che per il Progetto corrente non risultano significativi possono essere omessi)
N°: numero progressivo del nodo
Nome: stringa descrittiva del nodo
X,Y,Z: coordinate del nodo
Piano: piano (o impalcato) a cui il nodo appartiene. Nodi appartenenti all'impalcato 0 sono i nodi di fondazione.
Vinc. est. (1=lib., 0=blocc.): vincolamento esterno del nodo. Si devono tenere presenti le seguenti specifiche:
0 = indica movimento bloccato (=grado di libertà inattivo o nullo)
1 = indica movimento libero (=grado di libertà attivo)
(convenzione contraria rispetto a quella utilizzata nel codice SAP).

La sequenza dei 6 valori è: u - v - w - phi,X - phi,Y - phi,Z, con riferimento al *sistema di assi globale X Y Z*:
u = spostamento lungo X, **v** = spostamento lungo Y, **w** = spostamento lungo Z
phi,X = rotazione intorno all'asse X, **phi,Y** = rotazione intorno all'asse Y, **phi,Z** = rotazione intorno all'asse Z

Alcuni tipi di vincoli esterni notevoli sono i seguenti:
Incastro: 000000

Per telai 3D:
Nodo libero: 111111 (tali sono i nodi interni della struttura, non esternamente vincolati)
Cerniera sferica: 000111 (libere le tre rotazioni, ma non gli spostamenti)
Nodo slave nell'impalcato orizzontale: 001110
Nodo master nell'impalcato orizzontale: 110001

Per telai 2D, posti nel piano XZ:
Nodo libero: 101010 (liberi: u, w, phi,y) (tali sono i nodi interni della struttura, non esternamente vincolati)
Cerniera: 000010 (unico movimento libero: rotazione phi,y)
Carrello lungo X: 100010 (movimenti liberi: u, phi,y)
Carrello lungo Z: 001010 (liberi: w, phi,y)
Incastro scorrevole lungo X: 100000 (libero solo u)
Incastro scorrevole lungo Z: 001000 (libero solo w)

Nodo master: se il nodo *i* è riferito al nodo Master *j*, lo spostamento di *i* è rigidamente collegato allo spostamento di *j*; in altri termini, *i* è un nodo dipendente (slave). Le componenti di spostamento rigidamente dipendenti dal nodo master sono quelle che nel nodo *i* risultano bloccate (0) e corrispondentemente nel nodo *j* risultano libere (1).
La relazione master-slave viene utilizzata nel caso di analisi 3D con impalcati rigidi nel proprio piano sotto l'azione di forze orizzontali e momenti torcenti agenti a livello degli impalcati stessi (tali sono le analisi sismiche). Il nodo master, specificato nei Dati Piani, coincide con il baricentro di piano; la sua posizione è determinata dal baricentro delle masse che insistono nei nodi ad esso riferiti: è infatti possibile che in un dato piano alcuni nodi siano sede di massa indipendente e quindi non siano riferiti al nodo master.
Per un telaio spaziale con impalcati orizzontali infinitamente rigidi, i nodi slave sono nodi con bloccati i movimenti u (spostamento lungo X), v (spostamento lungo Y) e phi,z (rotazione attorno a Z):
001110
mentre i nodi master (uno per impalcato, generalmente baricentrico) sono del tipo:
110001
I nodi slave conservano gradi di libertà per movimenti verticali (lungo Z) e per le rotazioni phi,X e phi,Y.
Per nodi non riferiti a nodi master, la specifica di 'Nodo master' è 0, e così pure per i nodi master stessi.

Vinc.elast. Ku, Kv, Kw, KphiX, KphiY, KphiZ: vincoli elastici. Essi devono corrispondere a componenti di spostamento libere, altrimenti vengono ignorati. I vincoli elastici sono rappresentati dalle rigidezze delle 'molle': spostamenti lineari (traslazioni) in kN/m, e rotazioni (molle di torsione) in kN m/mrad

3.2.17.6 Dati Sezioni

(Nella tabella Dati Sezioni, alcuni dati che per il Progetto corrente non risultano significativi possono essere omessi)
Descrizione: denominazione della sezione
Tipologia: la sezione viene definita anzitutto dalla propria tipologia, e poi dai parametri geometrici, espressi nel sistema di riferimento locale *xyz*. L'asse *x* è l'asse baricentrico dell'asta, con verso congiungente il nodo iniziale con il nodo finale; l'asse z è verticale e l'asse y è entrante nel piano *xz*. La terna *xyz* è destrorsa. Forze e spostamenti sono positivi se equiversi agli assi; coppie e rotazioni sono positive se antiorarie (phi,z: *x->y*; phi,y: *z->x*; phi,x: *y->z*). La convenzione è invariata sia al nodo *i* iniziale, sia al nodo *j* finale.
Per tipologie notevoli, PCM calcola automaticamente i parametri statici e richiede, anziché tutti i parametri, solo i dati geometrici strettamente indispensabili.
Elenco dei possibili valori della Tipologia con i corrispondenti parametri:
0 = **Qualsiasi**. Vengono forniti tutti i parametri statici: *H sez.(cm), A (cm^2), Jx,Jy,Jz (cm^4), Aty,Atz (cm^2), Alfa (°)*
H sez. è l'altezza della sezione ai fini del carico termico nel piano locale *xz*; A = area; Jy,Jz = momenti d'inerzia principali intorno agli assi locali principali *csi* e *eta*; Jx = momento d'inerzia torsionale (intorno a *x*); Aty, Atz = aree a taglio in direzione *y* e *z* locali; Alfa = angolo fra gli assi locali *csi* e *y* (*csi* ed *eta* coincidono con gli assi *y* e *z* quando Alfa=0°).
1 = **Rettangolare** (include la **Quadrata**). Parametri in input: *B,H (cm)*
B è la base della sezione, lato parallelo a *y*; H è l'altezza, lato parallelo a *z*.
2 = **Rettangolare cava**. Parametri in input: *B,H,Bi,Hi (cm)*
B,H = lati esterni, rispettivamente paralleli a y e a z; b,h = corrispondenti lati interni (=dimensioni della cavità).
3 = **Circolare**. Parametri in input: *R (cm)*
R è il raggio della sezione.
4 = **Circolare cava**. Parametri in input: *R,r (cm)*
R, r sono rispettivamente il raggio esterno ed il raggio interno della sezione.
5 = **T rovescia (trave di fondazione)**. Parametri in input: *B,H,b,h (cm)*
B = base superiore (spessore anima); b = base inferiore (larghezza suola) (B < b);
H = altezza superiore (altezza anima); h = altezza inferiore (spessore suola).
6 = **T**. Parametri in input: *B,H,b,h (cm)*
B = base superiore (larghezza ala); b = base inferiore (spessore anima) (B > b);
H = altezza superiore (spessore ala); h = altezza inferiore (spessore anima).
7 = **L, ala sup., anima dx.**
8 = **L, ala sup., anima sx.**
9 = **L, ala inf., anima dx.**
10 = **L, ala inf., anima sx.** Parametri in input: *B,H,b,h (cm)*
B = base superiore; b = base inferiore; H = altezza superiore; h = altezza inferiore.

11 = **I (doppio T)**. Parametri in input: *B,H,b,h (cm)*
B = base ala; b = spessore anima; H = altezza ala; h = altezza anima.
12 = **Acciaio: profilato IPE, HEA, HEB, HEM, L, UPN**. Parametri predeterminati. L'elenco delle sezioni disponibili è fornito nel file di testo *Acciaio.dat* installato in \Pcm\Files. Sezioni di altri profilati potranno essere aggiunte come sezioni qualsiasi, specificandone i parametri statici.
13 = **Acciaio: sezione composta** generata dall'accoppiamento della sezione di un profilato secondo gli assi locali y e/o z.

3.2.17.7 Dati Aste

(Nella tabella Dati Aste, alcuni dati che per il Progetto corrente non risultano significativi possono essere omessi)
N°: numero progressivo dell'asta
Tipologia: stringa descrittiva dell'asta. Nell'analisi di strutture in muratura, la stringa viene utilizzata per l'identificazione della tipologia dell'asta, adottando la seguente convenzione:
M = maschio murario (parete in muratura ordinaria): M.i.j indica il Maschio i del piano j
C = parete o pilastro in c.a.: C.i.j indica la parete i del piano j
T = trave. T.i.j indica la trave i del piano j
H = pilastro in acciaio
B = asta in acciaio
S = striscia muraria (fascia di piano superiore, cioè di soprafinestra). S.i.j indica la striscia i del piano j
A = parete in muratura armata; A.i.j: parete i del piano j
F = sottofinestra (fascia di piano inferiore). F.i.j indica il sottofinestra i del piano j
Z = elemento di fondazione
K = collegamenti rigidi
W = elementi di cerchiatura
X = bielle di controvento in acciaio
N, V = blocco (di arco)
J = giunto (di arco)
P = pilastro murario
Lungh.: lunghezza dell'asta (coincidente con la distanza fra i nodi i e j)
Lungh. def. xz: lunghezza di deformazione dell'asta nel piano locale xz, dipendente dalla lunghezza dell'asta e delle sue zone rigide
Rigidità i xz, j xz: lunghezza tratti estremi rigidi, iniziale (al nodo i) e finale (al nodo j) nel piano di flessione locale xz.
Lungh. def. xy: lunghezza di deformazione dell'asta nel piano locale xy, dipendente dalla lunghezza dell'asta e delle sue zone rigide
Rigidità i xy, j xy: lunghezza tratti estremi rigidi, iniziale (al nodo i) e finale (al nodo j) nel piano di flessione locale xy.
I tratti rigidi possono essere diversi nei due piani di flessione xy e xz. Questa distinzione è particolarmente utile nel calcolo di edifici in muratura, dove le zone rigide per flessione complanare sono generalmente diverse da quelle per flessione ortogonale al piano della parete
Inf.rig.: X indica che l'asta è considerata infinitamente rigida
N° Sez.: numero identificativo della sezione dell'asta, le cui caratteristiche sono descritte nei Dati Sezioni (le dimensioni B e H per la tipologia di sezione rettangolare, quadrata, circolare o circolare cava possono essere indicate nella tabella dati Aste a lato di N° Sez)
Ang. rot.: angolo in gradi che rappresenta la rotazione degli assi principali per fare in modo che il riferimento locale principale si sovrapponga al riferimento locale (parallelo alla terna globale nel caso delle travi). L'angolo è positivo se orario, visto dall'asta (osservatore che da +x guarda il nodo iniziale *i*). Per maggiori dettagli, consultare le figure allegate nella descrizione delle Convenzioni sui sistemi di riferimento
N° Mat.: numero identificativo del materiale dell'asta, le cui caratteristiche sono descritte nei Dati Materiali
Mur. nuova: X indica che l'asta è costituita da materiale murario nuovo
E, G, fm, fvm0, fhm: parametri meccanici e resistenze dell'asta. Coincidono con i corrispondenti parametri del materiale costituente l'asta, tranne i casi in cui siano applicati coefficienti correttivi o l'Utente abbia specificato direttamente i valori dei parametri meccanici corrispondenti ad un determinato intervento (p.es. reti in GFRP)
% K elast. (rig.fess.): percentuale di rigidezza elastica da utilizzare nel calcolo della struttura. Frequentemente questo valore è pari al 100%, ma in alcuni casi può essere richiesto un valore inferiore. Ad esempio, nell'analisi sismica di edifici in muratura può essere necessario fare riferimento a rigidezze fessurate (§7.8.1.5.2), spesso assunte pari alla metà di quelle elastiche (e quindi: %K elast = 50%). Ad eventuali elementi in altra tecnologia (c.a.) presenti nell'edificio murario (struttura mista) che siano considerati collaboranti ma sempre in regime elastico (rispetto alla muratura che invece determina il raggiungimento degli stati limite), può essere attribuita la rigidezza fessurata anche in analisi non lineare
Paramento: indica il paramento murario cui l'asta appartiene
Assemblaggio: stringa alfanumerica utilizzata per l'eventuale assemblaggio della rigidezza flessionale EJ per maschi contigui
Malta scadente, Malta buona, Giunti sottili, Ricorsi, Connessione (trasversale)**, Nucleo scadente**: caratteristiche di materiale murario esistente che determinano fattori correttivi per i parametri meccanici e di resistenza (§C8.5.3.1, Tab.C8.5.II)
K Wink.: coefficiente di sottofondo di Winkler per il calcolo della trave su suolo elastico. Il valore 0 indica travi libere (non su suolo elastico)
App. su terr.: interfaccia struttura / terreno, ossia suola o larghezza di appoggio. Può essere direttamente la base della trave di fondazione, ma anche la larghezza del magrone. Questo parametro acquista significato solo in caso di trave su suolo elastico
q,lim: capacità limite del terreno in corrispondenza della trave di fondazione. Questo parametro viene utilizzato per le verifiche di capacità portante del terreno (stato limite GEO), eseguite con Approccio 2 (§6.4.2.1), statiche e sismiche
Nodo i, j: numeri identificativi del nodo iniziale (i) e del nodo finale (j)
Vinc. i, j: vincolamento interno dell'asta, rispettivamente al nodo iniziale ed al nodo finale, con riferimento al *sistema di assi locali xyz*.

Il vincolamento interno 000000 è indicato anche con *incastro)*. Alcuni casi notevoli sono i seguenti:
Asta con nodi di continuità (travi e pilastri di telai a nodi continui) [beam]: 000000, 000000
Un'asta il cui nodo iniziale corrisponde ad un vincolo esterno a cerniera può innestarsi in tale nodo con il vincolo continuo 000000, in quanto è la cerniera stessa esterna che determinerà in tale nodo il momento nullo.
Asta incernierata [truss] 2D nel piano XZ: 000010 - 000010
La sequenza dei 6 valori è: u - v - w - phi,x - phi,y - phi,z, con riferimento al *sistema di assi locale x y z*.
Il valore 1 indica che lo spostamento è libero (in questo caso, la rotazione agli estremi dell'elemento biella).
Asta incernierata [truss] 3D: 000111 - 000011
non si possono usare cerniere sferiche ad entrambi gli estremi dell'asta, perché la si rende labile rotazionalmente attorno all'asse *x*.
Asta incastro - cerniera (2D): 000000 - 000010
Asta cerniera - incastro (2D): 000010 - 000000
G. Inc. ixy, jxy, ixz, jxz: gradi di incastro: i',xy (phi,z in i') - j',xy (phi,z in j') - i',xz (phi,z in i') - j',xz (phi,y in j'): consentono la definizione di vincoli di semincastro interni agli estremi della luce deformabile dell'asta, fornendo un valore compreso fra 0 (componente rotazionale svincolata) e 1 (incastro interno). I gradi di incastro possono essere utilizzati nella risoluzione di schemi sottoposti ad analisi lineare; nell'ambito dell'analisi non lineare, essi consentono la rappresentazione della degradazione della rigidezza alla rotazione di aste che hanno raggiunto la plasticizzazione a pressoflessione ma ancora reagenti (cioè non ancora collassate).
Inter.irrigid.: distanza fra muri trasversali per la specchiatura entro cui si trova confinata la parete. Questo parametro ha effetto nelle verifiche sismiche a pressoflessione ortogonale secondo le azioni convenzionali (§7.2.3) e nelle verifiche statiche con il metodo dell'articolazione (§4.5.6.2). In tali verifiche, la parete viene considerata appoggiata agli estremi della luce deformabile nel piano ortogonale. Se l'interasse di irrigidimento 'a' è >0, viene considerato un comportamento a piastra (parete ben ammorsata nei muri trasversali). Se a=B, con B=base (dimensione complanare) della parete, ciò equivale a considerare che la parete sia vincolata esattamente ai suoi bordi laterali; se a>B, la parete appartiene ad una specchiatura più ampia definita dai muri trasversali. a=0 equivale a considerare un comportamento a trave, con parete libera quindi da vincoli laterali
Cordolo e architrave:
- Resist. traz. (kN): capacità dell'elemento resistente a trazione, specifico per fasce murarie
- Res. traz. gammaM: coefficiente parziale di sicurezza associato alla resistenza a trazione, specifico per fasce murarie
Drift PressoFl.,Taglio: specifica il massimo drift di piano (= deformazione angolare = spostamento / altezza deformabile) a pressoflessione e a taglio complanari. I valori di riferimento proposti da NTC18 sono i seguenti: per muratura ordinaria: press. 1.0%H, taglio 0.5%H; per muratura armata: press. 1.6%H, taglio 0.8. Per H si intende l'altezza deformabile complanare alla parete, e gli spostamenti ultimi si valutano a meno di moti rigidi del pannello
Drift: Taglio limite: nel caso di fasce, il drift per Taglio è la prima deformazione angolare limite in caso di crisi per taglio. Il Taglio limite è la seconda deformazione angolare limite in caso di crisi per Taglio
%taglio residuo: definisce la posizione del taglio residuo (secondo tratto plastico) come % della resistenza corrispondente alla fine del tratto elastico (resistenza del primo tratto plastico), per fasce
Duttilità PressoFl.,Taglio: specifica il moltiplicatore dello spostamento al limite elastico (corrisponde allo spostamento di prima plasticizzazione) che segna il raggiungimento dello spostamento ultimo (opzione alternativa o integrativa rispetto a Drift, secondo Parametri di Calcolo)
Da considerare per α,1: indica se il maschio viene considerato per l'individuazione del taglio di prima plasticizzazione in analisi pushover
Arm.: Asxy, cxy, Asxz, cxz: armatura per pareti o fasce dotati di barre in acciaio. Per elementi verticali (pareti e pilastri, in muratura e in c.a.) l'armatura Asxy si riferisce al piano di sollecitazione locale xy, e Asxz al piano locale xz; tali armature sono simmetriche. Per elementi orizzontali (fasce murarie), Asxy indica l'armatura in estradosso e Asxz l'armatura in intradosso: la verifica di resistenza viene infatti eseguita solo nel piano complanare locale xz, e prevede la possibilità di un'armatura non simmetrica. Queste armature riguardano solo elementi di muratura armata
Verif.: X indica che l'asta viene sottoposta a verifiche di resistenza
PressoFl. Compl., Taglio, Sf. Norm. Traz., PressoFl. Ortog.: X indica che l'elemento murario è sottoposto alla corrispondente verifica
Interventi
Iniezioni, Intonaco armato, Diatoni artificiali, Ristilatura armata: interventi che determinano fattori correttivi per i parametri meccanici e di resistenza (§C8.5.3.1, Tab.C8.5.II)
Altri interventi: Rinforzo a taglio, Precompressione, FRP, CAM, Reticolatus, Reti FRP e altro
Per i parametri generali descrittivi dei vari tipi di intervento, validi per tutte le aste: si consultino i Parametri di Calcolo.
I seguenti parametri caratterizzano la singola asta:
Rinforzo a taglio: passo (mm): passo delle barre
Precompressione: Prec.vert.,or..: tensione di precompressione orizzontale e verticale
FRP:
- larghezza nastri
PressoFl. disposiz.: indica il tipo di disposizione dei nastri FRP a pressoflessione, con la seguente convenzione:
1=solo ai bordi, 2=in base al passo, 3=a partire dai bordi
- **n° strati**: numero di strati sovrapposti che caratterizzano il singolo nastro
- **dist. bordo**: distanza dal bordo della parete. La distanza è netta, quindi l'asse del primo nastro dista dal bordo una lunghezza pari alla distanza dal bordo + metà larghezza del nastro
- **passo**: interasse dei nastri a pressoflessione (verticali per i maschi, orizzontali per le fasce)
- **epsd.**: deformazione di progetto dei nastri a pressoflessione
Taglio: disposiz.: indica il tipo di disposizione dei nastri FRP a pressoflessione, con la seguente convenzione:
1=solo ai bordi, 2=in base al passo, 3=a partire dai bordi, 4=diagonali
- **layout**: indica la zona della parete dove vengono disposti i nastri a taglio, con la seguente convenzione:
0=su tutta la parete, 1=su luce deformabile
- **n° strati**: numero di strati sovrapposti che caratterizzano il singolo nastro

- **dist. bordo**: distanza dal bordo della parete
- **passo**: interasse dei nastri a taglio (in caso di nastri non diagonali: nastri orizzontali per i maschi, verticali per le fasce)
- **epsd.**: deformazione di progetto dei nastri a taglio

FRCM:
- **Facce:** indica su quali facce del pannello murario è applicato il rinforzo: A (faccia con asse locale y entrante), B (faccia con asse locale y uscente)
- **larghezza nastri**

PressoFl. disposiz.: indica il tipo di disposizione dei nastri FRP a pressoflessione, con la seguente convenzione:
1=solo ai bordi, 2=in base al passo, 3=a partire dai bordi
- **n° strati**: numero di strati sovrapposti che caratterizzano il singolo nastro
- **dist. bordo**: distanza dal bordo della parete. La distanza è netta, quindi l'asse del primo nastro dista dal bordo una lunghezza pari alla distanza dal bordo + metà larghezza del nastro
- **passo**: interasse dei nastri a pressoflessione (verticali per i maschi, orizzontali per le fasce)
- **epsd.**: deformazione di progetto dei nastri a pressoflessione

Taglio: disposiz.: indica il tipo di disposizione dei nastri FRP a pressoflessione, con la seguente convenzione:
1=solo ai bordi, 2=in base al passo, 3=a partire dai bordi, 4=diagonali
- **layout**: indica la zona della parete dove vengono disposti i nastri a taglio, con la seguente convenzione:
0=su tutta la parete, 1=su luce deformabile
- **n° strati**: numero di strati sovrapposti che caratterizzano il singolo nastro
- **dist. bordo**: distanza dal bordo della parete
- **passo**: interasse dei nastri a taglio (in caso di nastri non diagonali: nastri orizzontali per i maschi, verticali per le fasce)
- **epsd.**: deformazione di progetto dei nastri a taglio

CAM:
Per nastri verticali e orizzontali:
- **passo**: interasse dei nastri. Per predefinizione, la distanza dal bordo dei nastri CAM è posta pari a 150 mm
- **avvolgimenti**: numero di nastri in acciaio sovapposti che costituiscono la singola 'armatura'
- **pretensionamento**: tensione a cui vengono tesi in opera i nastri, in modo da precomprimere la muratura

Per nastri verticali: **spigoli ad alte prestazioni**: è possibile rinforzare gli spigoli utilizzando il tipo di acciaio specificato nei Parametri di Calcolo
Per nastri orizzontali: **tipo migliorato**: è possibile utilizzare il tipo di acciaio specificato nei Parametri di Calcolo
- **foratura a quinconce**: caratterizza una particolare tecnica di collegamento dei nastri in acciaio fra le due facce della parete, ed ha effetto sul confinamento della muratura

Reticolatus:
- **passo trefoli verticali, orizzontali**: passo delle armature

Reti FRP e altro:
Queste tipologie di intervento (fra cui rientrano i rinforzi con intonaco armato con GRFP) vengono descritte dai valori dei parametri meccanici e di resistenza corrispondenti ad una 'muratura equivalente'

3.2.17.8 Dati Solai

I solai sono elementi strutturali finalizzati alla generazione dei carichi sulle aste che ne definiscono il contorno. I carichi agenti sulla struttura utilizzati nell'analisi sono in ogni caso quelli definiti nelle CCE, e includono oltre ai carichi direttamente derivanti dai solai anche altri carichi definiti in input su singole aste.

N°: numero progressivo del solaio

Tipologia: solaio piano, falda, volta a botte o volta a padiglione

Piano: piano (o impalcato) a cui il solaio appartiene

Rigido: X indica che il solaio è considerato infinitamente rigido. Se l'impalcato (o piano) a cui appartiene il solaio è un piano rigido, questo parametro è ininfluente. Qualora il piano sia flessibile, la qualifica di solaio rigido consente la generazione automatica di link rigidi di contorno in grado di assicurare l'indeformabilità della maglia nel piano orizzontale

G1, G2, Q: carichi di superficie, in kN/m^2, di tipo G1 (peso proprio), G2 (permanente oltre peso proprio), Q (variabile) agenti sul solaio. I carichi di superficie sono sempre da considerarsi come componente verticale

Sup.: superficie del solaio in m^2. Nel caso di falda (solaio con pendenza non nulla) la superficie è l'area effettiva del solaio, maggiore quindi della sua proiezione sul piano orizzontale

Direz. princ.: direzione principale (angolo di orditura del solaio)

Distr. trasv.: distribuzione trasversale. Rappresenta la quota parte del carico di un solaio che viene ripartita sulle aste orientate parallelamente alla direzione di orditura del solaio (aste scariche nei classici solai monodirezionali)

H volta: altezza della volta, data dalla distanza fra l'estradosso piano di calpestio realizzato sulla volta, e l'imposta della volta stessa. Permette il calcolo della spinta della volta

Pend.: pendenza del solaio a falda. Nel calcolo, la risultante del carico verticale è calcolata tenendo conto della superficie effettiva, di dimensioni maggiori della proiezione sul piano orizzontale

G1 tot., G2 tot., Q tot.: carichi complessivi di solaio (peso proprio, permanente oltre peso proprio, variabile), in kN, definiti dai carichi di superficie (verticali, cioè paralleli all'asse Z globale) moltiplicati per la superficie effettiva del solaio (nel caso di falda, tale superficie è maggiore della sua proiezione sul piano orizzontale)

3.2.17.9 Dati Carichi

CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Ogni Condizione di Carico elementare (CCE) descrive un gruppo di dati omogenei, che possono essere cioè trattati con i medesimi coefficienti moltiplicativi sia nelle Combinazioni delle Condizioni di Carico (CCC) definite per analisi lineari statiche non sismiche (§2.3), sia nella combinazione sismica (§3.2.4).
Le CCE vengono create da PCM in base alla popolazione dei diversi Tipi di Azioni previste dalla Normativa vigente (§2.5.3).

PARAMETRI GENERALI

Dopo una descrizione sintetica della CCE, sono riportati i seguenti parametri.

Tipologia: indica la tipologia dell'azione.

Tipo di Azione: specifica il tipo di azione in accordo con Tab.2.5.I (§2.5.3) .

Livelli di intensità dell'azione variabile: (psi),0 (valore raro), **(psi),1** (valore frequente), **(psi),2** (valore quasi-permanente).
I coefficienti di combinazione ψ (§2.5.3, Tab.2.5.I) sono suddivisi in $\psi 0$, $\psi 1$ e $\psi 2$, ed assumono valori dipendenti dal tipo di ambiente (uso residenziale, uffici, ecc.) e dal tipo di azione. Ai fini dell'analisi sismica, gli unici coefficienti moltiplicativi delle azioni variabili sono gli $\psi 2$ ((2.5.5), §2.5.3); pertanto, le masse sismiche non dipendono dallo stato limite di riferimento (SLD o SLV).
Per l'Analisi Statica (non sismica) degli edifici in muratura, le combinazioni dei carichi utilizzano i coefficienti $\psi 0$ ((2.5.1), §2.5.3) e i coefficienti parziali di sicurezza γ (γG e γQ) (§2.6.1, Tab.2.6.I).
Per i carichi permanenti G_K, ed i carichi di precompressione P_K, i coefficienti $\psi 0$, $\psi 1$ e $\psi 2$ vengono tutti posti pari a 1.0.

Moltiplicatori per Generazione Masse
I 6 valori (una sequenza di caratteri 0 o 1) indicano i moltiplicatori dei carichi agenti sui nodi ai fini della generazione delle masse a partire dai carichi applicati, e più esattamente corrispondono a: mX, mY, mZ, IX, IY, IZ, dove (con riferimento agli assi globali XYZ):
mX, mY, mZ sono le masse traslazionali; IX, IY, IZ sono le inerzie rotazionali.
Normalmente, nelle analisi 3D le masse generate automaticamente sono masse traslazionali lungo gli assi orizzontali (mX e mY) e inerzie rotazionali intorno all'asse verticale (IZ), quindi i moltiplicatori sono definiti da: "110001".
Per analisi 2D, viene considerata la sola traslazione lungo l'asse orizzontale X: "100000".
Qualora si considerino anche effetti sismici verticali, si può avere: nel 3D: "111001"; nel 2D: "101000".
Nell'analisi modale verranno considerate, nelle Condizioni di Carico sismicamente attive:
- sia le masse concentrate direttamente specificate, in corrispondenza dei nodi;
- sia le masse generate automaticamente nei nodi a partire dai carichi applicati, secondo i 'moltiplicatori per generazione masse'. Qualora si desideri che nessun carico direttamente specificato nella Condizione di Carico si traduca in massa, è sufficiente specificare "000000": in tal caso, se la condizione è sismicamente attiva (cioè, non deve essere ignorata: si riconosce dai valori del coefficiente sismico $\psi 2$), verranno considerate solo le masse concentrate direttamente specificate.
Le masse generate coincidono con le masse sismicamente attive, cioè associate ai carichi gravitazionali secondo la (3.2.17), §3.2.4:
$G,1 + G,2 + \Sigma(\psi 2,j * Qk,j)$

NODI

I carichi sui Nodi sono organizzati in un elenco dove sono indicati i numeri dei nodi interessati dai carichi, ed i carichi stessi, espressi nelle coordinate globali (XYZ). Si tratta di carichi in senso generalizzato: oltre infatti ai veri e propri carichi, possono essere applicati anche cedimenti vincolari anelastici e masse concentrate.
Le **tipologie di carico** consentite dalla versione corrente di PCM sono le seguenti (per ogni carico sono elencati i dati corrispondenti):
- ***Carichi Concentrati***: FX FY FZ, MX MY MZ (forze e coppie)
- ***Cedimenti Vincolari***: uX uY uZ, ϕX ϕY ϕZ (cedimenti traslazionali e rotazionali). L'unità di misura angolare *mrad* indica i millesimi di radiante. Per esempio: 1 mrad = 0.001 rad.
- ***Masse Concentrate***: mX mY mZ, IX IY IZ (masse traslazionali e inerzie rotazionali)

Non è prevista l'applicazione ad uno stesso nodo, nella medesima Condizione di Carico Elementare, di un cedimento vincolare e di un'azione concentrata corrispondente. I cedimenti vincolari devono sempre corrispondere a componenti vincolate del nodo (per esempio, in caso di cedimento lungo Z, la componente **w** del nodo - specificata nei dati geometrici - deve essere 0). Le forze concentrate ed i cedimenti vincolari traslazionali sono ***positivi se equiversi agli assi globali X Y Z***; le coppie concentrate ed i cedimenti vincolari rotazionali sono ***positivi se antiorari*** (si tratta delle medesime convenzioni adottate in ogni parte di PCM, per esempio anche per gli spostamenti incogniti e per le reazioni vincolari). Le aste ai cui nodi estremi sono applicati cedimenti vincolari devono necessariamente non presentare rigidità, e quindi devono avere luce deformabile coincidente con la lunghezza.

ASTE

I carichi sulle Aste sono organizzati in un elenco dove sono indicati i numeri delle aste interessate dai carichi, ed i carichi stessi espressi in coordinate globali (XYZ).
Le **tipologie di carico** consentite dalla versione corrente di PCM sono le seguenti (per ogni carico sono elencati i dati corrispondenti):
- ***Carico Distribuito Uniforme***: n°asta, Sist.rif., Componenti X,Y,Z, Su luce deformabile, Generato da Solai
- ***Carico Distribuito Lineare (max al vertice iniziale 'i')***: n°asta, Sist.rif., Componenti X,Y,Z, Su luce deformabile
- ***Carico Distribuito Lineare (max al vertice finale 'j')***: n°asta, Sist.rif., Componenti X,Y,Z, Su luce deformabile
- ***Carico Concentrato***: n°asta, Sist.rif., Px, Py, Pz, Mx, My, Mz, DPi, Generato da Solai
  [P,M =intensità delle componenti del carico concentrato: forze e coppie; DPi = distanza del carico concentrato dal vertice iniziale i]
- ***Carico Termico (nel piano locale xz)***: n°asta, DeltaT estradosso, DeltaT intradosso.

Componenti X,Y,Z = i carichi agenti sulle aste (distribuiti e concentrati) sono forniti in coordinate globali: le componenti X, Y, Z sono

parallele alle corrispondenti direzioni globali.
I carichi (distribuiti e concentrati) sono positivi se equiversi agli assi globali; le coppie sono positive se antiorarie. Con questa convenzione, ad esempio per le travi di un impalcato, i carichi dovuti ai pesi propri sono orientati secondo l'asse globale Z, con segno negativo.

COMBINAZIONI DI CONDIZIONI DI CARICO

Le CCC (Combinazioni di Condizioni di Carico elementari) consentono la generazione di caratteristiche di sollecitazione e di deformazione per le combinazioni delle condizioni di carico elementari ai fini delle analisi statiche (la combinazione di carico sismica viene generata automaticamente dal software, vd. oltre).
Ogni CCC è caratterizzata anzitutto da una descrizione sintetica, e poi dai parametri qui di seguito elencati.

Tipo di Combinazione Statica (§2.5.3): specifica la tipologia della singola Combinazione, secondo la convenzione qui di seguito riportata:
1) Generica
2) Fondamentale (SLU) (2.5.1),§2.5.3
3) Caratteristica (rara) (SLE) (2.5.2),§2.5.3
4) Frequente (SLE) (2.5.3),§2.5.3
5) Quasi permanente (SLE) (2.5.4),§2.5.3

In ogni CCC sono prese in considerazione tutte le CCE, e per ognuna delle CCE sono riportati i seguenti parametri:
Coefficiente γ (gamma), (moltiplicatore);
Variabile, dominante: se affermativo, indica che, nella CCC, la CCE assume il ruolo dominante svolto, nella combinazione, da un carico variabile. Il dato è ininfluente per le CCE corrispondenti a carichi permanenti;
ψ (psi) = coefficiente di combinazione dell'azione variabile; il valore coincide con il corrispondente dato definito nelle CCE, e si riferisce a: ψ_0 per i carichi variabili (non dominanti) delle combinazioni di tipo fondamentale o caratteristica (rara) (per il variabile dominante: ψ=1.0); ψ_1 per il variabile dominante della combinazione di tipo frequente; ψ_2 per i variabili non dominanti della combinazione frequente e per tutti i variabili della combinazione quasi permanente.
Moltiplicatore di calcolo.
L'organizzazione dei dati permette le seguenti valutazioni:
(a) effetti di combinazioni delle CCE con moltiplicatori generici (senza diretti riferimenti a combinazioni di tipo statico o sismico, o alla tipologia della struttura, che può essere o meno in muratura). In tal caso:
la CCC è una combinazione Generica (tipo 1 nella convenzione di PCM); i coefficienti γ sono trattati come moltiplicatori generici (il molt. di calcolo di ogni singola CCE è direttamente uguale al γ (molt.) della CCE);
(b) combinazioni di CCE di tipo fondamentale per l'analisi statica e le corrispondenti verifiche di sicurezza di edifici in muratura a SLU, secondo (2.5.1),§2.5.3. In tal caso:
la CCC è una combinazione di tipo Fondamentale (tipo 2 nella convenzione di PCM). PCM esegue le verifiche statiche a SLU (per la muratura), secondo §4.5.6, in corrispondenza delle sole CCC Fondamentali; il coefficiente γ coincide con il coefficiente parziale per le azioni γG o γQ (§2.6.1, Tab.2.6.I); il moltiplicatore di calcolo di ogni CCE è pari a γ*ψ0. Si osservi che: per le CCE di tipo G1, G2 e P, ψ0 è automaticamente posto pari a 1.0; per le CCC dove è dominante un tipo di azione variabile, per essa viene trascurata la riduzione dovuta a ψ0 (il che equivale a porlo = 1.0).
(c) combinazioni di CCE di tipo raro, frequente o quasi permanente per l'analisi statica a SLE, secondo §2.5.3. In tal caso:
la CCC è una combinazione relativa ad uno Stato Limite di Esercizio (la combinazione è identificata da uno dei tipi 3 ,4 o 5 nella convenzione di PCM). Per tali combinazioni viene eseguita l'analisi, e quindi sono forniti spostamenti e sollecitazioni, ma non vengono eseguite verifiche di sicurezza. Per gli edifici in muratura, secondo §4.5.6.3 non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti degli SLE quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli SLU. I risultati dell'analisi per SLE possono essere convenientemente utilizzati ad esempio per verifiche a parte di SLE riguardanti elementi in altra tecnologia (c.a., acciaio) presenti in una struttura in muratura mista.
Le combinazioni per SLE sono caratterizzate dai seguenti parametri:
- non sono considerati coefficienti parziali per le azioni γG o γQ, specifici per combinazioni SLU (in pratica: γG=γQ=1.0);
- i coefficienti ψ di combinazione delle CCE corrispondenti ad azioni variabili dipendono dal tipo di combinazione.
Il moltiplicatore di calcolo di ogni CCE è pari a ψ. Si osservi che: per le CCE di tipo G1, G2 e P, ψ è sempre posto pari a 1.0; per le CCC rare (analogamente alle fondamentali) dove è dominante un tipo di azione variabile, per tale azione viene trascurata la riduzione dovuta a ψ0 (il che equivale a porlo = 1.0).

In ogni caso, **l'elenco delle CCC si riferisce alla risoluzione di combinazioni di tipo statico (non sismico)**, e vengono quindi processate solo se è stata selezionata l'Analisi Statica Lineare NON Sismica.

COMBINAZIONI DI CARICO per ANALISI STATICA: SLU per Verifiche di sicurezza di Edifici in Muratura

Per quanto sopra descritto, le combinazioni di carico processate da PCM in Analisi Statica non sismica, finalizzate alle Verifiche di sicurezza di Edifici in muratura, sono le combinazioni di tipo fondamentale, impiegate per gli stati limite ultimi SLU (2.5.1) §2.5.3, espresse dalla formulazione:

$$\gamma_{G1} * G,1 + \gamma_{G2} * G,2 + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Qk,1 + \gamma_{Q2} * \psi 0,2\ Qk,2 + \gamma_{Q3} * \psi 0,3\ Qk,3 + \ldots$$

La definizione delle azioni rispetta quanto formulato in §2.5.1.3 e §2.5.2; in particolare Qk,1 è l'azione variabile dominante, mentre Qk,2, Qk,3, ..., sono azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili Qk,j vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ i cui valori sono forniti in §2.5.3, Tab.2.5.I.
Come già osservato, in base a quanto espressamente indicato per gli edifici in muratura in §4.5.6.3: "Non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio (SLE) di strutture in muratura, quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)", le combinazioni fondamentali (2.5.1) sono esaustive nei confronti delle verifiche in Analisi Statica non

sismica.

COMBINAZIONI DI CARICO per ANALISI SISMICA

Per quanto riguarda le azioni competenti al calcolo sismico, la combinazione sismica (§3.2.4) viene creata automaticamente e quindi non richiede una sua identificazione specifica nell'elenco delle combinazioni di PCM. La combinazione sismica esaminata è quindi la seguente:

G,1 + G,2 + P + E + Σ(ψ2,j * Qk,j)

Conformemente a §2.5.3, la combinazione sismica viene impiegata per gli **Stati Limite Ultimi** connessi all'azione sismica E.

3.2.17.10 Risultati dell'elaborazione

Per alcuni parametri utilizzati in analisi sismica, viene fatto diretto riferimento ai corrispondenti paragrafi del D.M.17.1.2018 (NTC18; riferimenti evidenziati in colore blu).

ANALISI STATICA LINEARE (NON sismica)

In analisi statica non sismica, per gli edifici in muratura viene sottoposto a verifiche di sicurezza il solo **Stato Limite Ultimo (SLU) di resistenza della struttura (STR)** in base a quanto espressamente indicato in §4.5.6.3: "Non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio di strutture in muratura, quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi". L'analisi può comprendere tuttavia anche Combinazioni di Carico per Stati Limite di Esercizio (per le quali PCM non esegue verifiche di sicurezza).
Le **Combinazioni di Carico per Analisi Statica non sismica** sono le combinazioni di tipo fondamentale, impiegate per gli stati limite ultimi (2.5.1) §2.5.3, espresse dalla formulazione:

γ_{G1} * G,1 + γ_{G2} * G,2 + γ_{P} * P + γ_{Q1} * Qk,1 + γ_{Q2} * ψ0,2 Qk,2 + γ_{Q3} * ψ0,3 Qk,3 + ...

La definizione delle azioni rispetta quanto formulato in §2.5.1.3 e §2.5.2; in particolare Qk,1 è l'azione variabile dominante, mentre Qk,2, Qk,3, ..., sono azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili Qk,j vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ i cui valori sono forniti in §2.5.3, Tab.2.5.I.

E' inoltre possibile analizzare la Combinazione sismica (§3.2.4), definita da:

G,1 + G,2 + P + E + Σ(ψ2,j * Qk,j)

le cui sollecitazioni coincidono quindi con la combinazione di carico prevista al passo iniziale dell'analisi pushover, e alla componente statica delle sollecitazioni sismiche nelle analisi sismiche lineari. Ai fini delle verifiche di sicurezza, vengono considerate le resistenze utilizzate in analisi sismica statica non lineare (pushover), in modo tale da rendere i risultati delle verifiche statiche della Combinazione Sismica coerenti con le verifiche condotte al passo iniziale dell'analisi pushover.

ANALISI SISMICA LINEARE (STATICA e DINAMICA MODALE)

Dal punto di vista sismico, l'edificio può essere schematizzato con un modello tridimensionale (modellazione 3D) oppure scomposto in più modelli piani (modellazione 2D) ognuno analizzato singolarmente. La scomposizione in modelli piani è prevista nel caso di edifici esistenti in muratura con impalcati flessibili (§8.7.1).

Nella **modellazione 3D**, il sisma è rappresentato da forze sismiche di nodo in coordinate globali: FX, FY, FZ, MX, MY, MZ [normalmente sono diverse da zero solo le componenti: FX, FY (forze orizzontali), FZ (forze verticali), MZ (momento torcente intorno all'asse verticale)]. Nel caso di piano rigido con ipotesi master/slave, FX e FY sono applicate nel solo nodo master. Gli effetti torcenti sull'edificio vengono interpretati dai momenti torcenti MZ, determinati dal prodotto: forza orizzontale per eccentricità aggiuntiva. Essi sono presenti nel caso di piano rigido, dove assume significato il centro delle rigidezze e quindi può essere considerata una sua eccentricità rispetto al baricentro.

Nella **modellazione 2D**: la forza sismica orizzontale viene in genere applicata al traverso orizzontale, spesso considerato rigido: in tal caso, l'unico grado di libertà dinamico per il traverso è la traslazione orizzontale ed i modi di vibrare sono pari al numero di piani (=numero dei traversi); l'unica forza sismica è FX, dal momento che il telaio piano risiede nel piano XZ. Gli effetti torcenti sull'edificio vengono rappresentati tramite il coefficiente di amplificazione δ da applicarsi direttamente alle forze sui traversi. Anche nella modellazione 2D si fa riferimento al nodo master di piano: generalmente, viene fatto coincidere con il nodo estremo sinistro del traverso posto alla quota del piano (nodo dove si considera concentrata l'azione sismica di origine modale).

Secondo Normativa, per gli edifici devono essere analizzati alcuni stati limite di riferimento. Per le costruzioni in muratura, questi sono:
- Stati Limite di Esercizio (SLE): Stato Limite di Operatività (SLO) e Stato Limite di Danno (SLD)
- Stati Limite Ultimi (SLU): Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di Collasso (SLC).

Per tutti i **nuovi edifici** in **Classe I e II** si devono analizzare **SLV (con verifiche di resistenza) e SLD (con verifiche di rigidezza)**. Per gli edifici nuovi di **Classe III e IV**, per limitare i danneggiamenti strutturali, si devono eseguire verifiche di **resistenza per SLD** e verifiche di **rigidezza per SLO** (§7.3.6).
Per gli **edifici esistenti** è possibile, se non diversamente richiesto, fare riferimento a §8.3, secondo cui la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV per le quali viene richiesto il rispetto di requisiti prestazionali: in tali casi si eseguiranno quindi anche verifiche a **SLD e SLO**.

Per ogni Stato Limite, la Normativa definisce lo Spettro di Risposta elastico. Per **SLO** lo spettro di progetto è lo spettro elastico corrispondente (§3.2.3.4), mentre per gli altri Stati Limite ultimi lo spettro di progetto si ottiene dallo spettro elastico dividendo le ordinate per il fattore di comportamento q (§3.2.3.5, §7.3).

L'analisi sismica è organizzata secondo la seguente procedura:
(A) generazione e risoluzione di apposite C.C. elementari sismiche;
(B) determinazione degli effetti sismici risultanti dalla simultaneità delle componenti sismiche (per 'effetti' si intendono le caratteristiche di sollecitazione e di deformazione);
(C) combinazione degli effetti sismici con gli effetti dovuti ad altre azioni non sismiche.

(A) Le Condizioni di Carico elementari sismiche vengono determinate in base alle seguenti considerazioni (il riferimento corrente è alla **modellazione 3D**; in rosso le caratteristiche della **modellazione 2D**. **Nota bene:** la modellazione 2D è consentita per edifici regolari in pianta da alcuni testi normativi (cfr. OPCM 3274/2003-3431/2005, §4.4), ma non dal D.M.14.1.2018: quest'ultimo prevede invece la possibilità di modellazioni 2D per edifici esistenti in muratura (§8.7.1) con impalcati flessibili):
- il sisma orizzontale è considerato agente in due direzioni ortogonali (§3.2.3), indicate con α e α+90;
(2D: una sola direzione, la X, nel piano del telaio, piano XZ);
- per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico nonché di eventuali incertezze (§7.2.6) è possibile considerare un'eccentricità aggiuntiva, il cui effetto è quello di generare un momento torcente aggiuntivo Mt,agg di piano applicato direttamente nel centro di massa in caso di impalcato rigido, o scomposto in un sistema di forze autoequilibrato corrispondenti alle masse di piano nel caso di impalcato flessibile.

Pertanto, in direzione α si avranno 2 C.C. elementari:
(1) α + Mt_{α},agg
(2) α - Mt_{α},agg
dove Mt_{α},agg è calcolato in base all'Eccentricità Aggiuntiva lungo α+90 (definita in §7.2.6) (ad ogni piano, il valore di Mt_{α},agg può essere diverso, anche se NTC18 prevede un'eccentricità costante su tutti gli orizzontamenti).
(2D: 1 C.C. elementare: α)

e altrettante in direzione α+90:
(3) (α +90) + $Mt_{\alpha+90}$,agg
(4) (α +90) - $Mt_{\alpha+90}$,agg
dove $Mt_{\alpha+90}$,agg è calcolato in base all'Eccentricità Aggiuntiva lungo α (definita in §7.2.6) (ad ogni piano, il valore di $Mt_{\alpha+90}$,agg può essere diverso).

In caso di **Analisi Sismica Statica Lineare**, frequentemente i piani sono considerati rigidi (l'applicazione di questa analisi è in genere lecita solo quando sono soddisfatte le condizioni di regolarità) ed in tal caso le 4 (2D: 1; la modellazione 2D con piani rigidi è consentita da alcune Norme: cfr. OPCM 3274/2003-3431/2005) C.C. elementari sono tutte da risolvere.
Queste Condizioni di Carico elementari di tipo sismico vengono prodotte automaticamente dal software.
Nel caso di piani rigidi, ognuna di queste Condizioni di Carico elementari è costituita da carichi concentrati nei nodi master (baricentri di piano), e più precisamente: forze orizzontali nelle direzioni globali X e Y, e momenti torcenti MZ dati dal prodotto forza orizzontale per l'eccentricità.
Il sisma verticale non viene considerato in Analisi Sismica Statica Lineare (§7.3.3.2), definita solo dal sistema di forze orizzontali distribuite lungo l'altezza dell'edificio. In caso di effetti sismici verticali rilevanti, si eseguirà l'Analisi Sismica Dinamica Modale; in alternativa, poiché gli effetti del sisma verticale possono essere limitati a modelli parziali comprendenti i soli elementi interessati (§7.2.1; p.es. sbalzi, strutture spingenti), all'Analisi Sismica Statica Lineare del modello globale per la valutazione degli effetti del sisma orizzontale, potranno essere associate valutazioni a parte riguardanti il sisma verticale effettuate appunto solo sugli elementi interessati.

In caso di **Analisi Sismica Dinamica Modale**, si devono considerare gli effetti dei singoli modi, che vanno combinati tra loro. In analisi sismica dinamica modale, più frequentemente che in analisi sismica statica lineare, è possibile che un impalcato sia non rigido e che quindi non esista un nodo master, ma le masse siano considerate vibranti indipendentemente l'una dall'altra.
Pertanto:
- se è considerata l'eccentricità accidentale (momenti torcenti aggiuntivi), sono da risolvere 4 (2D: 1; la modellazione 2D con piani rigidi è consentita da alcune Norme: cfr. OPCM 3274/2003-3431/2005) C.C. elementari per ogni modo;
- se si ignora l'eccentricità accidentale, le C.C. elementari si riducono a 2 per ogni modo: α, +(α+90) (2D: 1; la modellazione 2D con piani flessibili è consentita, per edifici esistenti in muratura (cfr. §8.7.1), dal D.M.14.1.2018).
Ognuna di queste Condizioni di Carico elementari è costituita da carichi concentrati corrispondenti ai gradi di libertà dinamici, applicati nei nodi sedi di masse indipendenti (anche nell'analisi dinamica, in caso di piano rigido le forze orizzontali agiscono nel nodo master, o baricentro di piano), e più precisamente: forze orizzontali nelle direzioni globali X e Y e forze verticali nella direzione globale Z; in corrispondenza di un piano rigido, sarà anche applicato - nel nodo master del piano - il momento torcente MZ dato dal prodotto forza orizzontale per l'eccentricità aggiuntiva, mentre nel caso di piano flessibile l'eventuale azione torcente si scompone in un sistema di forze autoequilibrato corrispondenti alle masse di piano.
In caso di presenza di effetti di sisma verticale (ossia, qualora fra i gradi di libertà dinamici vi sia la traslazione di masse in direzione verticale Z), deve essere considerata una ulteriore Condizione di Carico elementare determinata da sisma Z. Pertanto: nel caso 3D: in presenza di almeno un piano rigido, le C.C. elementari da risolvere per ogni modo sono 5; in assenza di piani rigidi, sono 3. Nel 2D: sono 2 (sisma orizzontale e sisma verticale).

Considerando i risultati di tutti gli N modi di vibrare, gli effetti delle C.C. elementari - tra loro corrispondenti (cioè la (1) del 1° modo con la (1) del 2° modo, ecc.; la (2) del 1° modo con la (2) del 2° modo ecc. ecc. fino alla (4)) - vanno sovrapposti tra loro con la modalità di combinazione modi scelta (generalmente la CQC).
Ne derivano così gli effetti sismici complessivi competenti alle 4 (o alle 2) (2D: 1) C.C. elementari.

Questa procedura viene gestita automaticamente da PCM, che:
I) partendo dai risultati dell'analisi modale crea le Condizioni di Carico elementari con le forze spettrali di origine modale;
II) risolve le Condizioni di Carico elementari stesse,
III) combina con il metodo scelto (in genere: CQC) gli effetti dei singoli modi di vibrare.

(B) Ottenuti gli effetti sismici complessivi corrispondenti alle 4 (o 2) (2D: 1) Condizioni di Carico elementari sismiche, si devono ora determinare i massimi effetti:
(b1) per sisma in direzione α, i massimi effetti sono: per 4 Condizioni di Carico elementari sismiche, i valori massimi fra (1)(2); per 2 Condizioni di Carico direttamente i valori di (1) (2D: direttamente i valori di (1));
(b2) per sisma in direzione (α +90), analogamente: i massimi fra (3)(4), o direttamente i valori di (3).

Nei modelli tridimensionali, le varie componenti orizzontali dell'azione sismica (α, α+90 ed eventualmente verticale) devono essere considerate agenti simultaneamente (§7.3.5). Per le due componenti orizzontali (α e α+90), i valori massimi **(b1)** e **(b2)** vengono combinati (a seconda della scelta dell'Utente):
- o calcolando la radice quadrata della somma dei quadrati: $E = \sqrt{(E_{\alpha}^2 + E_{(\alpha+90)}^2)}$
- o sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione: Max [(E_{α} "+" 0.30 $E_{(\alpha+90)}$);(0.30 E_{α} "+" $E_{(\alpha+90)}$)] ((7.3.15), §7.3.5).

Per quanto riguarda gli effetti del sisma verticale, questo deve essere considerato ove necessario (§7.2.1). Complessivamente, viene scelto il massimo valore fra le seguenti combinazioni (regola fissa, quindi non c'è un corrispondente parametro di impostazione scelto dall'Utente):
0.30 E_{α} "+" 0.30 $E_{(\alpha+90)}$ "+" E_{vert}
E_{α} "+" 0.30 $E_{(\alpha+90)}$ "+" 0.30 E_{vert}
0.30 E_{α} "+" $E_{(\alpha+90)}$ "+" 0.30 E_{vert}

Una considerazione importante riguarda il segno "+" nelle combinazioni degli effetti nelle direzioni orizzontali e verticale. Il segno indica che deve essere assunto + o -, al fine di ottenere il risultato più sfavorevole.
In caso di analisi sismica dinamica modale 3D (e analogamente nel 2D), gli effetti sono però tutti privi di segno (derivano dalla sovrapposizione modale) e quindi il "+" è un + effettivo. L'effetto finale della combinazione è ovviamente ancora privo di segno.
In caso di analisi sismica statica lineare 3D, gli effetti hanno invece un segno e quindi il "+" può essere interpretato come + o -. Il risultato della combinazione è quindi con il segno, usando la formula del 30%; è invece senza segno, se si utilizza la formula della radice quadrata della somma dei quadrati.
Si osservi che ***nel D.M. 16.1.1996 non si prescriveva la simultaneità del sisma nelle due direzioni orizzontali*** *(per esse si consentiva in generale l'analisi sismica separata): pertanto, la perdita del segno poteva dipendere solo dalla sovrapposizione modale e interessava quindi la sola analisi dinamica.*

Nell'analisi sismica statica lineare 2D, gli effetti sono invece sempre con il segno (non si devono eseguire combinazioni fra direzioni, perché l'orizzontale è unica ed il verticale è assente in quanto per considerarlo occorre necessariamente eseguire l'analisi sismica dinamica modale).

Nei confronti dei vari stati limite analizzati, gli effetti sismici Esism vengono valutati applicando, ove necessario, alcuni fattori correttivi, secondo il seguente schema:
- le **sollecitazioni in SLV** sono direttamente i valori risultanti dall'analisi svolta applicando forze sismiche determinate attraverso lo spettro di risposta di progetto allo stato limite SLV;
- gli **spostamenti in SLV** si ottengono amplificando i valori risultanti dall'analisi per il fattore μ_d (§7.3.3.3). Gli spostamenti in SLV vengono utilizzati per particolari valutazioni, quali ad esempio la distanza tra costruzioni contigue (§7.2.2), ma in SLV non sono previste verifiche specifiche agli spostamenti alle quali corrispondano coefficienti di sicurezza caratteristici dell'edificio;
- le **sollecitazioni in SLD** sono direttamente i valori risultanti dall'analisi svolta applicando forze sismiche determinate attraverso lo spettro di risposta di progetto allo stato limite SLD;
- gli **spostamenti in SLD** si ottengono amplificando i valori risultanti dall'analisi per il fattore di comportamento q. Gli spostamenti in SLD vengono utilizzati per le verifiche di spostamento degli interpiani (§7.3.6.1);
- le **sollecitazioni e gli spostamenti in SLO** sono direttamente i valori risultanti dall'analisi svolta applicando forze sismiche determinate attraverso lo spettro di risposta di progetto allo stato limite SLO.

(C) A questo punto, gli effetti sismici Esism si combinano con le altre azioni (§3.2.4) per ottenere gli effetti finali da utilizzare nella verifica degli elementi strutturali.
Gli effetti delle altre azioni sono riconducibili alla sommatoria delle Condizioni di Carico elementari (NON sismiche), ognuna delle quali contribuisce con i coefficienti ψ_2.
La **Combinazione di Carico per Analisi Sismica** esaminata è quindi la seguente:

$G_1 + G_2 + P + E + \Sigma(\psi_{2,j} * Q_{k,j})$

I risultati complessivi sono sempre espressi nella forma Estat +/- Esism, per ottenere l'effetto massimo e l'effetto minimo.
Se il segno non è perduto (vedi casi precedenti), all'effetto statico viene prima sommato, quindi sottratto l'effetto sismico: in dipendenza dal segno di questo, si formeranno corrispondentemente l'effetto complessivo massimo (con la somma) e minimo (con la sottrazione), o minimo con la somma e massimo con la sottrazione (minimo e massimo si intendono in valore assoluto). La congruenza fra caratteristiche di sollecitazione diverse (ad esempio, M e N per la pressoflessione, o M e T per lo scorrimento che interessa la zona reagente) viene tuttavia mantenuta solo qualora non siano state effettuate le combinazioni con la formula del 30%, e più esattamente nei seguenti casi: analisi sismica statica lineare in assenza di sisma verticale, 2D o 3D in una sola direzione (X o Y). Negli altri casi, le caratteristiche di

sollecitazione verranno accoppiate secondo le combinazioni possibili; ad esempio, nelle verifiche a pressoflessione, si possono considerare Nmax,Mmax e Nmin,Mmin oppure anche Nmax,Mmin e Nmin,Mmax.
Se il segno è perduto (analisi dinamiche modali), l'effetto complessivo massimo (sempre in valore assoluto) è dato dalla somma dell'effetto statico e dell'effetto sismico assunto con il segno dell'effetto statico; viceversa, per l'effetto complessivo minimo, si somma allo statico l'effetto sismico con il segno opposto dello statico; a causa della perdita di segno, la congruenza fra caratteristiche di sollecitazione diverse viene perduta.

3.2.17.11 Verifiche statiche degli elementi in muratura: verifica a pressoflessione nel piano

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.5.6, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4)

Secondo §4.5.6.2, in analisi statica la pressoflessione nel piano del muro e la flessione di travi di accoppiamento sono stati limite ultimi da verificare: in PCM vengono trattati nell'ambito della pressoflessione complanare.
Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità, con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura (§4.5.6).
Nel rispetto delle prescrizioni normative, PCM svolge le verifiche suddette in analogia alle corrispondenti verifiche descritte in dettaglio nel medesimo testo normativo per l'analisi sismica degli edifici in muratura. E' così possibile condurre verifiche: per le pareti murarie: a pressoflessione complanare (in analogia con §7.8.2.2.1); per le travi in muratura (=travi di accoppiamento, o fasce di piano: strisce, sottofinestra murari): pressoflessione (in analogia con §7.8.2.2.4).
Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, utilizzando resistenze di progetto ottenute dividendo i valori medi divisi per il fattore di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali (per γ_M: §4.5.6.1, per F_C: §C8.5.4).
Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 17.1.2018 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, oltretutto, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche.
Seguendo quindi l'impostazione proposta in §7.8.2.2.1, la verifica si articola nei seguenti punti.

Per i **maschi murari**, la verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni.
Nel caso di una sezione rettangolare si può adottare un modello stress-block con momento ultimo dato da:
$M_u = (l^2\, t\, \sigma_o/2)\,(1 - \sigma_o / 0.85 \cdot f_d)$, dove:
M_u = momento corrispondente al collasso per pressoflessione;
l = larghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);
t = spessore della zona compressa della parete;
σ_o = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= P / lt, con P forza assiale agente positiva se di compressione).
Se P è di trazione, $M_u = 0$.
In alternativa, PCM prevede la possibilità di adottare per la muratura la legge di comportamento parabola-rettangolo o triangolo-rettangolo: il momento ultimo viene quindi calcolato attraverso l'elaborazione del dominio di resistenza N-M. Attraverso questi modelli è possibile definire con esattezza la zona reagente, ai fini della verifica a Taglio per Scorrimento, assicurando coerenza fra Taglio e PressoFlessione (N,M e T agiscono contemporaneamente sulla sezione trasversale). In caso di modello stress-block, per sezioni di muratura armata o consolidata con sistemi FRP / FRCM / CAM / Reticolatus viene comunque utilizzato il modello triangolo-rettangolo. Oltre ai risultati riportati in tabella, specifiche rappresentazioni grafiche di PCM evidenziano il dominio di resistenza ed i punti rappresentativi degli stati di sollecitazione sottoposti a verifica di sicurezza.
$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura nuova. Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del materiale è la resistenza a compressione media f_m, definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (Tab.C8.5.II). f_m sostituisce f_k nella formulazione di f_d; inoltre, γ_M deve essere moltiplicato per il Fattore di Confidenza F_C (§8.5.4, §C.8.5.4); normalmente: F_C = 1.35, 1.20, 1.00 in corrispondenza dei livelli di conoscenza LC1,LC2,LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per f_m).
Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza γ_M definito in §4.5.6.1 (che assume valori compresi fra 2.0 e 3.0), il cui valore è specificato nei Parametri di Calcolo.

Si ha pertanto il seguente schema di valutazione della resistenza di calcolo (o: di progetto) f_d (analisi lineare):
Muratura nuova: $f_d = f_k / \gamma_M$.
Muratura esistente: è nota f_m (dipendente, fra l'altro, dal livello di conoscenza). $f_d = f_m / \gamma_M / F_C$.

Per le **fasce murarie** (elementi striscia, sottofinestra), qualificati in NTC18 come 'Travi in muratura' (§7.8.2.2.4), la verifica a pressoflessione si esegue in modo analogo ai pannelli verticali. Le fasce in muratura ordinaria possono essere dotate di resistenza a trazione in intradosso e/o estradosso fornita dalla presenza di architrave e/o cordolo. Tale resistenza a trazione viene definita nei dati dei singoli elementi. Per le fasce murarie viene eseguito il controllo che la capacità a trazione dell'elemento teso non sia superiore a 0.4 $f_{hd} \cdot$ ht (§7.8.2.2.4), essendo: t = spessore, h = altezza, f_{hd} = resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete). Per quanto riguarda i valori di f_{hk}, f_{hm} di murature esistenti, se non noti possono essere assunti pari alla metà dei

corrispondenti valori f_k, f_m. In assenza di un elemento resistente a trazione per le fasce in muratura ordinaria è comunque possibile tener conto di una certa resistenza a trazione del materiale che si genera nelle sezioni di estremità per effetto dell'ingranamento con le porzioni di muratura adiacenti. I meccanismi di rottura possono coinvolgere la resistenza per trazione dei blocchi o avvenire per scorrimento lungo i giunti orizzontali ([C8.7.1.15] in §C8.7.1.3.1.1).

Le verifiche statiche a pressoflessione nel piano, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di resistenza della struttura (STR)**; non è infatti necessario eseguire verifiche statiche a stati limite di esercizio (§4.5.6.3). Le sollecitazioni di progetto derivano direttamente dall'analisi. Per i nuovi edifici è possibile che sia richiesta la **verifica di robustezza del progetto** (§3.1.1): in tal caso, le sollecitazioni di progetto vengono determinate incrementando i valori del del taglio risultanti dall'analisi di una quota pari all'1% dello sforzo normale, evitando le combinazioni di carico dove si considera l'azione del vento; i corrispondenti momenti di progetto vengono ottenuti, a favore di sicurezza, incrementando i valori risultanti dall'analisi con l'incremento del taglio moltiplicato per l'altezza (=luce deformabile nel piano complanare) dell'elemento per le verifiche alla base, e per metà altezza per le verifiche in sommità.

Simbologia utilizzata nel software PCM per i risultati dell'Analisi Statica Lineare Non Sismica, riferiti alle Combinazioni di Condizioni di Carico fondamentali (secondo §2.5.3), per elementi in muratura:
N. = numero progressivo dell'elemento murario
Tip. = tipologia: maschio in muratura ordinaria (M), maschio in muratura armata (A), striscia (S), sottofinestra (F), asta di cerchiatura in acciaio (W), asta in acciaio (B), pilastro in acciaio (H)
n/e = parete in muratura nuova (n) o esistente (e)
Sez. = indica la sezione di verifica (per i maschi: B=base, S=sommità; per le fasce; I=sezione iniziale, J=sezione finale; le sezioni sono in ogni caso riferite alla luce deformabile nel piano complanare)
P = forza assiale positiva se di compressione
p = σ_o = tensione normale media riferita all'intera sezione
f,k/f,m = per i **maschi**: resistenza a compressione: f_k (caratteristica) per muratura nuova, o: f_m (media) per muratura esistente. Per le **fasce**, il parametro corrisponde a: f_{hk} (f_{hm})
Edificio nuovo: **γ,m** = coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M
Edificio esistente: **γ,m** · **FC** = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M per il fattore di confidenza (dipendente dal livello di conoscenza LC1,LC2 o LC3)
fd = valore di calcolo (o: di progetto) della resistenza a compressione. Per le fasce, corrisponde a f_{hd}.
Nu = sforzo normale ultimo per compressione semplice: $N_u = 0.85\, f_d \cdot l \cdot t$. Per le fasce: l=h: l'altezza della sezione trasversale dell'elemento murario è infatti indicata in Normativa con: l per il maschio murario, e con: h per la fascia (per le fasce, l indica la luce dell'elemento)
Mu = momento di collasso per pressoflessione
M = momento di calcolo. Il momento può essere posto convenzionalmente pari a 0 nel caso di parete tozza, qualora sia attiva la limitazione della verifica a pressoflessione alle sole pareti snelle. In tal caso, la verifica si riconduce alla sola compressione.
C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto M_u / M. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è >= 1

3.2.17.12 Verifiche statiche degli elementi in calcestruzzo armato: verifica a pressoflessione

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.1.2.1)

In strutture miste, gli elementi in c.a. (pareti e/o travi) possono essere soggetti a verifica di resistenza, in particolare nel caso in cui siano considerati collaboranti con gli elementi murari sotto azioni orizzontali. La legge di comportamento del calcestruzzo è di tipo parabolico-rettangolare (§4.1.2.1.2.1, Fig. 4.1.1(a)), mentre per l'acciaio si adotta la legge elastica-perfettamente plastica (§4.1.2.1.2.2, Fig. 4.1.3(b)). La deformazione ultima dell'acciaio, teoricamente indefinita, viene fissata dal valore scelto in input: la deformazione ε_{uk} dell'acciaio di classe C vale 0.075 (75 per mille); seguendo quanto indicato in EC2 (§3.2.7(2)), la massima deformazione di progetto dell'acciaio può essere assunta pari a: $\varepsilon_{ud} = 0.9\ \varepsilon_{uk} = 0.0675$ (67.5 per mille) (le verifiche a stato limite ultimo del c.a. vengono spesso eseguite adottando come deformazione ultima 10 per mille; i momenti resistenti, tuttavia, non si modificano significativamente in dipendenza dalla deformazione ultima scelta). I valori di resistenza, i coefficienti parziali di sicurezza e i fattori di confidenza per edifici esistenti, sia per l'acciaio sia per il calcestruzzo, sono specificati nei dati sui materiali e nei parametri di calcolo.

Per gli elementi verticali (**pareti e pilastri**) viene eseguita la verifica a pressoflessione deviata, tenendo conto delle sollecitazioni flessionali in entrambi i piani locali xy e xz. Le verifiche vengono eseguite nelle sezioni di estremità della luce deformabile.
La sezione è armata secondo i dati specificati in input. Nel caso di strutture esistenti, saranno stati inseriti i valori di armatura stimati o rilevati; nel caso di strutture nuove, le armature progettate. Per i nuovi elementi in c.a. il rispetto delle armature minime di regolamento e delle eventuali condizioni sulle gerarchie delle resistenze, secondo le indicazioni normative, deve essere assicurato a priori. PCM esegue le verifiche di sicurezza utilizzando le armature in input e le sollecitazioni derivanti dal calcolo, indipendentemente dai controlli sulla conformità alla Normativa delle armature adottate.

La verifica a pressoflessione deviata viene svolta elaborando un dominio di resistenza tridimensionale e calcolando il momento resistente M_u in base allo sforzo normale N.
Per edifici esistenti, per la costruzione del dominio di resistenza nei campi a rottura fragile (crisi per compressione del calcestruzzo), diversamente dai campi a rottura duttile, le resistenze di calcolo (ottenute dai valori medi divisi per il fattore di confidenza) vengono ridotte applicando i coefficienti parziali di sicurezza γ_C e γ_S, conformemente a quanto indicato in Normativa (§C8.7.2.2). Nel caso degli edifici nuovi, le resistenze di progetto sono calcolate con riferimento alle formulazioni di Normativa (§4.1.2.1.1.1, §4.1.2.1.1.3) applicando sempre i coefficienti parziali di sicurezza γ_C e γ_S (tali indicazioni, relative alle verifiche sismiche, vengono estese per analogia alle verifiche statiche).

Il momento sollecitante M e il momento resistente M_u sono espressi per mezzo delle due componenti ortogonali, come segue: $M=\sqrt{(M_y^2+M_z^2)}$, $M_u=\sqrt{(M_{uy}^2+M_{uz}^2)}$
Il coefficiente di sicurezza è direttamente espresso dal rapporto M_u/M.

Per gli elementi orizzontali (**travi in elevazione e di fondazione**) viene eseguita la verifica a pressoflessione semplice ($M=M_y$) nel piano locale xz, costruendo il dominio di resistenza N-M in base ai dati specificati in input. Le verifiche vengono eseguite nelle sezioni di estremità della luce deformabile (per eseguire verifiche di resistenza in mezzeria o in altre sezioni intermedie poste lungo la luce della trave, è necessario che in fase di modellazione l'elemento sia stato suddiviso in più tratti inserendo nodi aggiuntivi in corrispondenza delle sezioni intermedie considerate; in tal modo tutte le verifiche sono comunque ricondotte alle estremità di ogni singolo tratto di trave). Il coefficiente di sicurezza è direttamente esprimibile dalla relazione: (M_u / M).

Per quanto riguarda le travi di fondazione, viene controllato se permangono in fase elastica (§7.2.5), cioè se presentano comportamento non dissipativo. Pertanto, il dominio di resistenza di questi elementi viene elaborato assumendo che la deformazione ultima dei materiali sia pari al limite elastico: $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{c2}$, $\varepsilon_{su} = \varepsilon_{sy}$.

Simbologia utilizzata nel software PCM per i risultati dell'Analisi Statica Lineare Non Sismica, riferiti alle Combinazioni di Condizioni di Carico fondamentali (secondo §2.5.3), per elementi in cemento armato:
N. = numero progressivo dell'elemento
Tip. = tipologia: parete o pilastro (C), trave in elevazione (T), trave di fondazione (Z)
fcd = resistenza a compressione di progetto. I valori sono i seguenti:
Edifici nuovi: Calcestruzzo: $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_C$, Acciaio: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$;
Edifici esistenti: Calcestruzzo: $f_{cd} = f_{cm} / F_C$, Acciaio: $f_{yd} = f_{ym} / F_C$ ($/ \gamma_C$) (ai fini del calcolo del momento ultimo nei campi fragili, le resistenze sono ridotte dividendo anche per γ_C e γ_S)
P = forza assiale positiva se di compressione
Nu = sforzo normale ultimo per compressione semplice.
My = componente y del momento sollecitante M (piano di flessione xz). Il valore è riportato con segno positivo o negativo secondo la convenzione di PCM
Muy = componente y del momento resistente (piano di flessione xz)
Mz = componente z del momento sollecitante M (piano di flessione xy). Il valore è riportato con segno positivo o negativo secondo la convenzione di PCM
Muz = componente z del momento resistente (piano di flessione xy)
C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto M_u/M. Nel caso di elementi soggetti a compressione semplice il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto N_u/P

3.2.17.13 Verifiche statiche per altre tipologie strutturali

Nel modello strutturale possono essere presenti alcuni elementi aventi particolari tipologie, le cui verifiche di sicurezza vengono riportate nell'ambito delle verifiche a pressoflessione complanare. Più in dettaglio, si tratta delle seguenti tipologie: controvento, pilastro murario, blocco (arco), giunto (arco).

Controventi (aste in acciaio)
Il comportamento dei controventi, di tipo non lineare (resistenza a trazione fino al limite di snervamento, con assenza di resistenza a compressione), viene gestito in modo completo in analisi pushover, mentre in analisi lineare (statica e sismica) i risultati dell'elaborazione riportano unicamente una segnalazione di verifica non soddisfatta nel caso di sforzo di compressione.

Pilastri murari
Per 'pilastro in muratura' si intende un elemento portante verticale, che può essere in muratura o in pietra, avente sezione trasversale con forma generica (rettangolare, circolare, poligonale), per il quale le verifiche di sicurezza non possono essere svolte applicando le teorie codificate per le pareti (maschi murari) ma richiedono modelli appropriati.
Questi elementi strutturali possono essere presenti in comuni fabbricati, come gli edifici residenziali, e in edifici monumentali, dove spesso colonne di grandi dimensioni sostengono archi e volte.

I pilastri murari sono generalmente compressi, ma la risultante degli sforzi può essere eccentrica anche sotto i carichi di esercizio verticali: basti pensare ad un arco impostato su un pilastro il cui asse non coincide, in corrispondenza dell'imposta, con il baricentro del pilastro. Gli archi, inoltre, generano spinte che non sempre sono bilanciate da elementi adiacenti; anche in presenza di più archi consecutivi, è possibile che le spinte non si compensino totalmente. Ne deriva quindi la necessità di un'idonea verifica a pressoflessione della sezione trasversale del pilastro.

In PCM i pilastri in muratura vengono rappresentati da elementi beam corrispondenti ai conci (o blocchi).
Un aspetto importante riguarda il materiale da considerarsi per questa tipologia, in particolare per le colonne a conci in pietra. A causa della suddivisione in conci, infatti, si forma un comportamento d'insieme tra pietra e malta, simile alla muratura. Tuttavia, spesso si rilevano grandi blocchi di pietra con sottili sigilli di malta di ottima qualità, il che suggerisce che le proprietà siano poco ridotte rispetto quelle della sola pietra.

La verifica a pressoflessione del 'pilastro murario' viene affiancata opzionalmente dal controllo a taglio: il taglio resistente per la muratura è dato dalla somma dei due contributi della resistenza a taglio propria del materiale murario e della resistenza dovuta allo sforzo normale considerando il coefficiente di attrito. Nel caso di pilastro rinforzato con cerchiature di FRP o FRCM in presenza di nastri longitudinali o con acciaio (angolari agli spigoli e calastrelli lungo l'altezza), al taglio resistente della muratura si somma il contributo dato da FRP, FRCM o acciaio, seguendo le formulazioni previste dalla Normativa vigente (rif.: D.M. 17.1.2018, §7.8.3.2.2).

In PCM, seguendo le teorie del calcolo a rottura, si propongono **due modalità di verifica a pressoflessione**.
La prima modalità di **verifica** è **di tipo geometrico**, e prescinde dalla distribuzione delle tensioni e dalla resistenza a compressione. L'eccentricità del carico verticale può spingere la curva delle pressioni fino al bordo della sezione: questa posizione equivale a considerare una resistenza a compressione infinita.
Ciò corrisponde all'ipotesi che la crisi venga raggiunta per perdita di stabilità e non per superamento della resistenza a compressione, così come sostanzialmente indicato dagli studi di Heyman.
Questa modalità ha un'importante limitazione: non può cogliere l'effetto di un intervento che incrementa la resistenza dell'elemento strutturale. Ciò non impedisce tuttavia un suo utilizzo appropriato sia nelle valutazioni di vulnerabilità dello Stato di fatto (in assenza di interventi), sia nei progetti dove il consolidamento riguarda altre strutture (p.es. le strutture sovrastanti al pilastro) producendo indirettamente un miglioramento dello stato di sollecitazione del pilastro. Ad esempio, eliminando la spinta trasmessa da un arco sovrastante è possibile ricentrare la curva delle pressioni.
Può tuttavia essere necessario valutare gli effetti di interventi che incrementano la resistenza a compressione (tipicamente: le cerchiature), o forniscono al pilastro una resistenza a trazione altrimenti assente (es: nastri longitudinali in FRP o FRCM, angolari in acciaio).
A tal fine è possibile utilizzare una seconda modalità di verifica a pressoflessione, consistente nella **verifica di resistenza**. Poiché le azioni orizzontali in sommità al pilastro possono produrre sollecitazione in entrambi i piani principali di flessione, la verifica di resistenza viene inquadrata nell'ambito della pressoflessione deviata attraverso la costruzione del dominio di resistenza tridimensionale (superficie di rottura N-My-Mz).
I punti rappresentativi dello stato di sollecitazione vengono confrontati con la frontiera del dominio. Trattandosi di una verifica di resistenza, è così possibile calibrare interventi di rinforzo, quali cerchiature e 'armature' longitudinali (nastri in FRP o FRCM, angolari in acciaio) quantificando in tal modo il miglioramento nel passaggio da Stato Attuale a Stato di Progetto.
Si rimanda alla documentazione di PCM per ulteriori dettagli sulle procedure di modellazione e verifica dei pilastri murari, per i riferimenti bibliografici e per le procedure di validazione.
Mentre in analisi pushover la verifica non soddisfatta per un elemento di pilastro murario determina l'inserimento di una sconnessione interna, tale da descrivere il degrado progressivo della struttura, in analisi lineare (statica e sismica) i risultati dell'elaborazione riportano unicamente una segnalazione di verifica non soddisfatta relativa alla pressoflessione o all'attrito.

Alla verifica di resistenza può essere affiancata, se scelta nei parametri di calcolo, la verifica di stabilità. E' così possibile considerare gli effetti del secondo ordine riconducibili all'instabilizzazione fuori piano del pilastro murario.
La **verifica di stabilità** viene svolta applicando le formulazioni proposte nei seguenti riferimenti bibliografici:
Schultz, A.E., J.G. Mueffelman, and N.J. Ojard: "Critical Axial Loads for Transverse Loaded Masonry Walls ", Proceedings, 12th International Brick/Block Masonry Conference, 2000, pp. 1633-1646;
Masonry Standards Joint Committee: "Building Code Requirements for Masonry Structures", ACI 530-99/ASCE 5-99/TMS 402-99, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, The Masonry Society, Boulder, CO, 1999.
Il **carico critico** viene calcolato tenendo conto dell'influenza dell'eccentricità dello sforzo normale e della flessione dovuta alle azioni trasversali, attraverso la seguente relazione:

$(P_{crit} / P_E) = [\ 1 - 2\ e_a/t\ ]^3$

dove P_E è il carico critico euleriano: $P_E = \pi^2\ EJ\ /\ \ell_0^2$
essendo: EJ la rigidezza flessionale dell'intera sezione trasversale della parete valutata nel piano ortogonale (il piano di minima inerzia), ℓ_0 è la lunghezza libera di inflessione, assunta pari all'altezza complessiva del pilastro cui il concio appartiene nello schema di riferimento (asta incernierata);
inoltre: e_a è l'eccentricità del carico verticale applicato sul concio, ed è data dal rapporto tra momento flettente e sforzo normale.
Il calcolo di verifica determina il minimo ed il massimo valore del carico critico entro i quali deve essere compreso il carico verticale affinché lo stato di sollecitazione resti compreso nel **dominio di stabilità** (i dettagli sul metodo sono riportati nella manualistica associata al software PCM).
Se la verifica di stabilità non è soddisfatta, i risultati evidenziano la crisi per instabilità riportando il valore del carico critico.

Archi: blocchi, giunti
PCM consente la modellazione di archi con due modalità alternative: blocchi, o blocchi e giunti.

Scegliendo 'Blocchi', l'arco viene suddiviso in una serie di conci collegati tra loro (con incastri interni). Nella generazione del modello strutturale, ogni concio costituente l'arco nel modello architettonico, viene suddiviso in due blocchi, definendo così un'interfaccia interna in corrispondenza del baricentro del concio. Alle imposte dell'arco, opportuni link rigidi connettono l'arco ai maschi laterali, interrompendoli lungo l'altezza, oppure ai pilastri discretizzati in corrispondenza del nodo più vicino. Sopra ai blocchi, si formano montanti verticali rigidi (links) che collegano il baricentro di ogni concio alla travata sovrastante. Quest'ultima viene suddivisa in una serie di aste incernierate che raccolgono il carico proveniente dal solaio impostato sopra l'arco, e lo trasmettono adeguatamente all'arco stesso.
Il modello a blocchi equivale a tutti gli effetti a una discretizzazione per conci di un arco monoconnesso. In assenza di giunti, è comunque svolta la verifica a trazione controllando la posizione della curva delle pressioni: se la trazione supera la resistenza disponibile (offerta dalla malta o da un rinforzo passivo), il blocco viene svincolato internamente inserendo una cerniera in corrispondenza del vertice dove è svolta la verifica. E' quindi possibile valutare la capacità dell'arco sottoposto a carichi verticali ed azioni orizzontali anche con la modellazione a soli blocchi.

L'opzione 'Blocchi e giunti' è la più completa e propone la suddivisione dell'arco in blocchi, collegati nelle interfacce attraverso i giunti di malta. Come già accennato, ogni blocco viene suddiviso in due parti, quindi lungo l'arco ad un'interfaccia con i giunti si alterna una suddivisione (internamente incastrata) del blocco adiacente.
Nel corso dell'analisi strutturale non lineare, i giunti di malta consentono la formazione di cerniere fino agli eventuali conseguenti meccanismi cinematici dell'arco. Per quanto riguarda i montanti verticali, la loro generazione per il caso 'Blocchi e giunti' è del tutto equivalente alla scelta dell'opzione 'Blocchi'.

Per l'asta 'giunto' la verifica consiste nel controllo di trazione. L'asta 'blocco' può essere sottoposta a verifica di trazione, compressione e attrito.
Per l'elemento 'blocco' è possibile specificare la forza resistente a trazione corrispondente ad un intervento locale di rinforzo, in intradosso e/o estradosso, di tipo passivo (es.: FRP) o attivo (es.: arco armato).
Nel caso di rinforzo passivo, la verifica a trazione del giunto (o del blocco, nel caso di modellazione a soli blocchi) viene svolta con riferimento non alla resistenza a trazione della malta, ma alla forza resistente a trazione specificata in input (per un dato 'giunto' in caso di rinforzo a trazione per entrambi i blocchi collegati si fa riferimento alla resistenza a trazione minima fra le due).
Poiché ad ogni asta 'blocco' corrisponde una metà del concio architettonico originario, la resistenza a trazione da rinforzo passivo specificata nel blocco si applica ai giunti dell'interfaccia interessata (per l'asta 'giunto' la forza resistente a trazione dovuta al rinforzo viene mostrata in sola lettura).
Il rinforzo attivo genera forze di precompressione radiali (applicate automaticamente da PCM nel baricentro del blocco, cioè in corrispondenza della suddivisione fra le due metà del concio architettonico) che stabilizzano la curva delle pressioni, e quindi determinano un beneficio sulle verifiche di sicurezza: diversamente dal rinforzo passivo, la trazione che eventualmente insorge nel giunto o nel blocco viene confrontata con la resistenza propria del materiale, poiché l'effetto del rinforzo attivo è stato già considerato definendo i carichi aggiuntivi di precompressione.

Fra le analisi previste per gli elementi ad arco, l'analisi statica non lineare (pushover) è particolarmente importante in quanto rappresentativa delle configurazioni deformate sotto azioni di origine sismica (forze orizzontali crescenti). Gli eventuali cinematismi degli archi influiscono sulla verifica di sicurezza globale, garantendo quindi una maggior aderenza alla realtà rispetto alle modellazioni dove il comportamento ad arco viene semplificato o trascurato.
Un'importante funzionalità offerta da PCM per l'analisi strutturale in presenza di archi consiste nel controllo di stabilità statica che nell'analisi pushover viene eseguito al passo iniziale. Poiché l'assetto statico può essere caratterizzato da alcuni giunti in trazione, cioè da una curva delle pressioni tangente o esterna rispetto al profilo dell'arco, il software identifica i giunti con verifica non soddisfatta. In analisi statica questi giunti possono essere controllati attraverso le opzioni grafiche relative alla curva delle pressioni; in pushover, l'analisi statica viene ripetuta inserendo uno svincolamento del giunto con verifica non soddisfatta, fino a trovare (se esiste) una configurazione staticamente ammissibile.

Si osservi che in caso di resistenza a trazione nulla la curva delle pressioni è al limite tangente alla superficie dell'arco; in caso di resistenza a trazione non nulla, alla curva è consentito uscire dalla sagoma dell'arco, tanto più quanto maggiore è la resistenza a trazione della malta o dell'eventuale rinforzo passivo applicato: la cerniera si forma in tal caso solo con il superamento della resistenza a trazione.
In tutte le analisi, incluse le valutazioni statiche sotto l'effetto di cedimenti anelastici, la posizione della curva delle pressioni consente il controllo grafico dello stato di sollecitazione nelle strutture ad arco.
Si rimanda alla documentazione di PCM per ulteriori dettagli sulle procedure di modellazione e verifica degli archi, per i riferimenti bibliografici e per le procedure di validazione.

Simbologia utilizzata nel software PCM per i risultati:
N. = numero progressivo dell'elemento
Tip. = tipologia: controvento (X), pilastro murario (P), blocco (arco) (N,V), giunto (arco) (J)
N, Ty, Tz, My, Mz = caratteristiche di sollecitazione
Verifica = stato di verifica. Sono possibili i seguenti risultati, in dipendenza dai dati in input e dalle opzioni di analisi e verifica scelte:
sì (verifica soddisfatta), no: verifica non soddisfatta per: compressione (controventi), pressoflessione o taglio (pilastri murari), trazione per blocchi (formazione di cerniera), trazione per giunti, compressione, attrito, instabilità (con corrispondente indicazione del valore del carico critico).

3.2.17.14 Verifiche statiche degli elementi in muratura: verifica a taglio per scorrimento

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.5.6, §7.8.2.2.2)

Secondo §4.5.6.2, in analisi statica il taglio per azioni nel piano del muro e il taglio di travi di accoppiamento sono stati limite ultimi da verificare: in PCM vengono trattati nell'ambito del taglio per scorrimento (oltre eventualmente al taglio per fessurazione diagonale).
Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità, con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura (§4.5.6).
Nel rispetto delle prescrizioni normative, PCM svolge le verifiche suddette in analogia alle corrispondenti verifiche descritte in dettaglio nel medesimo testo normativo per l'analisi sismica degli edifici in muratura (§7.8.2.2). E' così possibile condurre verifiche: per le pareti murarie: a taglio per scorrimento nel piano (in analogia con §7.8.2.2.2); per le travi in muratura (=travi di accoppiamento, o fasce di piano: strisce, sottofinestra murari): taglio (in analogia con §7.8.2.2.4).
Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, utilizzando resistenze di progetto ottenute dividendo i valori medi divisi per il fattore di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali (per γ_M: §4.5.6.1, per F_C: §C8.5.4).
Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 17.1.2018 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, oltretutto, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche.

La resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale deve essere valutata per mezzo della relazione seguente:
$V_t = l' \, t \, f_{vd}$, dove:
l' = lunghezza della parte compressa della parete (h nella verifica della fascia, secondo [7.8.4])
t = spessore della parete;
$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$ definito in §4.5.6.1: $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \, \sigma_n$, calcolando la tensione normale media sulla parte compressa della sezione: $\sigma_n = P / (l' \cdot t)$.
La formulazione riportata in §7.8.2.2.2 fa diretto riferimento a muratura nuova.
Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del comportamento a taglio per scorrimento è il valore medio f_{vo}, definito in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8.5.3.1, Tab.C8.5.II). Pertanto, la formulazione del taglio resistente per scorrimento per la muratura esistente può essere ottenuta definendo un valore medio pari a: $f_{vm} = f_{vo} + 0.4 \, \sigma_n$. Al valore medio della resistenza a taglio deve inoltre essere applicato il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M (l'analisi statica è un'analisi lineare), ed il fattore di confidenza F_C (§8.5.4, §C.8.5.4); normalmente: F_C = 1.35, 1.20, 1.00 in corrispondenza dei livelli di conoscenza LC1,LC2,LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per f_{vo}).
Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza γ_M definito in §4.5.6.1 (che assume valori compresi fra 2.0 e 3.0), il cui valore è specificato nei Parametri di Calcolo.

Si ha pertanto il seguente schema di valutazione della resistenza di calcolo (o: di progetto) f_{vd} (analisi lineare):
Muratura nuova: $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M = (f_{vko} + 0.4 \, \sigma_n) / \gamma_M$ con $f_{vk} <= f_{vk,lim} = 0.65 \, f_b$ (§7.8.2.2.2, §11.10.3.3);
Muratura esistente: $f_{vd} = f_{vm} / \gamma_M / F_C = (f_{vo} + 0.4 \, \sigma_n) / \gamma_M / F_C$ con $f_{vm} <= f_{v,lim} = 0.065 \, f_b / 0.7$ [§C8.7.1.14],
con f_b resistenza a compressione normalizzata del blocco.

Nelle espressioni del calcolo di f_{vd}, si osservi che i coefficienti γ_M e F_C vengono applicati all'espressione completa della resistenza, cioè sia al termine di taglio puro sia a quello dovuto alla tensione normale. Infatti 0.4 è il coefficiente di attrito del materiale murario: è quindi un parametro caratteristico del materiale, e pertanto anche ad esso vanno applicati i coefficienti di sicurezza γ_M e F_C.

Muratura rinforzata:
Rinforzo a taglio di muratura ordinaria o armata: il rinforzo consiste in un'**armatura trasversale (es. tralicci) posta nei giunti orizzontali**. Per la resistenza a taglio V_t è possibile considerare un incremento rispetto alla muratura ordinaria (qualora nei Parametri di Calcolo sia stata selezionata, nei Dati per Muratura Armata, la corrispondente opzione) (§7.8.3.2.2):
$V_t = V_{tM}$ (contributo muratura) + V_{tS} (contributo armatura) = $(d \, t \, f_{vd}) + (0.6 \, d \, A_{sw} \, fy_d) / s$,
con la limitazione, nel caso di muratura con armature verticali: $V_t <= V_{t,lim} = 0.3 \, f_d \, t \, d$,
dove: d = distanza tra lembo compresso e baricentro dell'armatura tesa;
t = spessore della parete;
s = distanza verticale tra i livelli di armatura;
A_{sw} = area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio (armatura orizzontale) nel singolo corso orizzontale;
fy_d = resistenza di calcolo dell'acciaio, pari a: fy_k / γ_S (analisi lineare) (γ_S = 1.15);
f_d = resistenza a compressione di calcolo della muratura, pari a: f_d / γ_M (analisi lineare).
Analoga formulazione viene applicata nel caso di muratura esistente rinforzata con **CAM** o **Reticolatus** (per questi casi, il contributo V_{tS} è sempre considerato).
Per muratura esistente rinforzata con **FRP**:
- il contributo della muratura V_{tM} viene calcolato sulla zona reagente; per il calcolo della resistenza a taglio dipendente dalla compressione viene considerata la tensione σ_n determinata dalla risultante delle compressioni sulla zona reagente (cfr. §5.4.1.2.2 CNR DT 200);
- il contributo del rinforzo V_{tS} ha le seguenti formulazioni (cfr. §5.4.1.2.2 CNR DT 200) ($V_{tS} \equiv V_{Rd,f}$).
a) Nel caso di pannello murario (maschio o fascia) rinforzato con nastri verticali e orizzontali, cioè con nastri a pressoflessione e con nastri ad essi ortogonali orientati secondo la direzione dello sforzo di taglio:
$V_{tS} = (1/\gamma_{Rd}) \cdot 0.6 \, d \cdot (E_f \, \varepsilon_{fd}) \cdot 2 \, t_f \, b_f / p_f$, dove:
E_f = modulo di elasticità del composito nella direzione delle fibre;
ε_{fd} = deformazione di progetto del rinforzo;
t_f = spessore del rinforzo (considerando il numero di nastri sovrapposti; il fattore 2 corrisponde al rinforzo su entrambe le facce del pannello);
b_f, p_f = larghezza e passo delle strisce;
γ_{Rd} = coefficiente parziale, pari a 1.20.
Il valore di V_{tS} viene inoltre ridotto mediante il fattore moltiplicativo ctg(90°-φ), dove φ è l'angolo d'attrito dei corsi di malta.
La resistenza a taglio massima, corrispondente allo stato limite di compressione delle diagonali del traliccio, è data da: $V_{t,lim} = 0.3 \, f_{hd} \, t \, d$, dove f_{hd} è la resistenza a compressione di progetto nella direzione del taglio (per i maschi: parallela ai letti di malta; per le fasce si considera f_d).
b) Se invece il rinforzo a taglio è effettuato mediante nastri diagonali:
$V_{tS} = (\delta_{Rd}/H) \cdot (\sin\alpha \, \cos^2\alpha \, E_f \, A_f)$, dove:
$\delta_{Rd}/H = \min \{ 0.005, \, \varepsilon_{fdd} / (\sin\alpha \, \cos\alpha) \}$, con: α=angolo di inclinazione del rinforzo a taglio diagonale; ε_{fdd}=deformazione di progetto;
$A_f = 2 \, t_f \, b_f$, con t_f che tiene conto dei nastri sovrapposti.
Il coefficiente: $[(\delta_{Rd}/H)/0.005]$ moltiplica inoltre il contributo della muratura V_{tM}. Nel caso in cui la correzione di V_{tM} comporti un taglio resistente ($V_{tM} + V_{tS}$) minore della resistenza V_{tM} senza nastri, si trascura il contributo di FRP assumendo come resistenza a taglio la resistenza del pannello senza nastri.
Per muratura esistente rinforzata con **FRCM**:
- il contributo della muratura V_{tM} viene calcolato sulla zona reagente; per il calcolo della resistenza a taglio dipendente dalla compressione viene considerata la tensione σ_n determinata dalla risultante delle compressioni sulla zona reagente (cfr. §5.4.1.2.2 CNR DT 200);

- il contributo del rinforzo V_{tS} segue la seguente formulazione (cfr. §4.1.1 CNR DT 215, $V_{tS} \equiv V_{t,f}$).
$V_{tS} = 0.5 \cdot n_f \cdot t_{Vf} \cdot b_f \cdot \alpha_t \cdot \varepsilon_{fd} \cdot E_f$
dove:
n_f = numero totale degli strati di rinforzo disposti sulle facce della parete;
t_{Vf} = spessore equivalente di uno strato del rinforzo;
b_f = dimensione del rinforzo misurata ortogonalmente alla forza di taglio, data da $b_1 \cdot l / p_f$, dove: b_1 è la larghezza del singolo nastro, l è il minimo tra la larghezza e l'altezza della parete, p_f è il passo tra i nastri;
α_t = 0.8, coefficiente che tiene conto della ridotta resistenza delle fibre quando sollecitate a taglio;
ε_{fd} = deformazione di progetto del rinforzo;
E_f = modulo elastico del tessuto secco.
Il valore di V_{tS} viene ridotto del 30% in presenza di rinforzo su un solo lato della parete.
La resistenza a taglio massima, corrispondente allo stato limite di schiacciamento diagonale della muratura è data da: $V_{t,lim} = 0.25\ f_d\ t\ d$, dove f_d è la resistenza a compressione di progetto della muratura, t è lo spessore della parete, d_f è la distanza tra l'estremo lembo compresso della muratura e l'estremo lembo teso del rinforzo FRCM (fibre ortogonali alla direzione del taglio).
L'incremento di resistenza non può essere maggiore del 50% rispetto alla resistenza del pannello non rinforzato, perciò V_t può assumere al massimo il valore $1.5\ V_{tM}$.

Le verifiche statiche a taglio per scorrimento, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di resistenza della struttura (STR)**; non è infatti necessario eseguire verifiche statiche a stati limite di esercizio (§4.5.6.3). Le sollecitazioni di progetto derivano direttamente dall'analisi. Per i nuovi edifici è possibile che sia richiesta la **verifica di robustezza del progetto** (§3.1.1): in tal caso, le sollecitazioni di progetto vengono determinate incrementando i valori del del taglio risultanti dall'analisi di una quota pari all'1% dello sforzo normale, evitando le combinazioni di carico dove si considera l'azione del vento; i corrispondenti momenti di progetto vengono ottenuti, a favore di sicurezza, incrementando i valori risultanti dall'analisi con l'incremento del taglio moltiplicato per l'altezza (=luce deformabile nel piano complanare) dell'elemento per le verifiche alla base, e per metà altezza per le verifiche in sommità.

Simbologia utilizzata nel software PCM per i risultati dell'Analisi Statica Lineare Non Sismica, riferiti alle Combinazioni di Condizioni di Carico fondamentali (secondo §2.5.3), per elementi in muratura:
N. = numero progressivo dell'elemento murario
n/e = parete in muratura nuova (n) o esistente (e)
Sez. = indica la sezione di verifica (per i maschi: B=base, S=sommità; per le fasce; I=sezione iniziale, J=sezione finale; le sezioni sono in ogni caso riferite alla luce deformabile nel piano complanare)
P = forza assiale positiva se di compressione
M = momento di calcolo
Ecc = eccentricità (= M / P)
Beta = coefficiente di parzializzazione della sezione = l'/l, essendo l' la zona compressa.
Per muratura ordinaria: la zona reagente (parte della sezione soggetta a compressione) può essere determinata ipotizzando la distribuzione triangolare delle tensioni (EC6, §4.5.3.(6)), oppure (nell'ipotesi di comportamento della muratura parabolico-rettangolare) calcolando l'effettiva zona reagente a pressoflessione attraverso lo studio del punto di sollecitazione contenuto nel dominio di resistenza. In caso di distribuzione triangolare: Beta=1 se (Ecc/l)<=1/6, altrimenti: Beta=(3 · (0.5-Ecc/l)) [Beta=0 se Ecc>=l / 2].
Per muratura armata o consolidata con FRP / CAM /Reticolatus, il dominio di resistenza è sempre disponibile e quindi in tali casi è sempre possibile fare riferimento all'effettiva zona reagente a pressoflessione.
Si osservi che il riferimento all'effettiva zona reagente a pressoflessione garantisce la coerenza fra Taglio e PressoFlessione (N,M e T agiscono contemporaneamente sulla sezione trasversale). Lo studio della sezione nel dominio di resistenza fornisce inoltre la risultante delle compressioni C relativa alla zona reagente: tale risultante è maggiore dello sforzo normale N di compressione agente sulla sezione quando sia presente un elemento in grado di fornire resistenza a trazione T (C=N+T). Più in dettaglio:
- per la muratura armata e per i sistemi CAM / Reticolatus, la zona resistente a taglio per scorrimento è pari a d (cfr. §7.8.3.2.2) e quindi non corrisponde in realtà alla sola zona compressa. La tensione normale σ_n ai fini della verifica a taglio per scorrimento è fornita da: N/(dt), con t=spessore della parete;
- per la muratura ordinaria non rinforzata non esiste un elemento reagente a trazione, e quindi C=N. σ_n è pari a N/(l't);
- per la muratura rinforzata con FRP, si fa riferimento all'effettiva zona compressa e alla tensione normale media prodotta dalla risultante degli sforzi di compressione: σ_n = C/(l't) (DT200 R1/2012,§5.4.1.1.2).
C = risultante degli sforzi di compressione sulla zona reagente, calcolata in caso di comportamento meccanico della muratura secondo il modello parabolico-rettangolare
σ,n = tensione normale media riferita alla parte compressa della sezione
fvko/fvmo = resistenza a taglio in assenza di compressione: f_{vko} (caratteristica) per muratura nuova, f_{vmo} (media) per muratura esistente ($f_{vmo} = f_{vo}$)
fvd = valore di calcolo (o: di progetto) della resistenza a taglio per scorrimento, che tiene conto dei limiti sopra citati
Edificio nuovo: **γ,m** = coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M
Edificio esistente: **γ,m** · **FC** = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M per il fattore di confidenza (dipendente dal livello di conoscenza LC1,LC2 o LC3)
Vt = taglio resistente
V = taglio di calcolo. Per gli edifici nuovi in muratura armata progettata secondo la gerarchia delle resistenze (§7.8.1.7), il taglio di calcolo viene amplificato per il fattore (M_u/M), dove M è il momento di calcolo corrispondente a V e M_u è il momento resistente, in modo da ottenere l'azione di taglio corrispondente alla resistenza a collasso per flessione; V è inoltre amplificato per γ_{Rd}=1.5
C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto V_t / V. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è >= 1

Nel caso di muratura rinforzata, compaiono inoltre i seguenti parametri:

% arm. tag. = percentuale di armatura a taglio (definita da: A_{sw} / (s t) · 100).
Nel caso di rinforzo con armatura trasversale posta nei giunti, si adottano i limiti normativi indicati in §4.5.7: la percentuale non può essere inferiore allo 0.04% né superiore allo 0.5%, e in caso contrario il dato viene posto in evidenza (grassetto in colore blu)
VtM = contributo della muratura al taglio resistente
VtS = contributo dell'armatura orizzontale al taglio resistente
Vtlim = valore limite del taglio resistente

3.2.17.15 Verifiche statiche degli elementi in calcestruzzo armato: verifica a taglio

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.1.2.1.3)

In strutture miste, gli elementi in c.a. (pareti e/o travi) possono essere soggetti a verifica di resistenza, in particolare nel caso in cui siano considerati collaboranti con gli elementi murari sotto azioni orizzontali. La legge di comportamento del calcestruzzo è di tipo parabolico-rettangolare (§4.1.2.1.2.1, Fig. 4.1.1(a)), mentre per l'acciaio si adotta la legge elastica-perfettamente plastica (§4.1.2.1.2.2, Fig. 4.1.3(b)).

Per gli elementi verticali (**pareti e pilastri**) viene eseguita la verifica a taglio considerando separatamente i due piani locali di sollecitazione xy (taglio V_y) e xz (taglio V_z). Per gli elementi orizzontali (**travi in elevazione e di fondazione**) viene eseguita la verifica a taglio nel piano locale xz (V_z). Le verifiche a taglio vengono eseguite nelle sezioni di estremità della luce deformabile.
La staffatura è supposta uguale nelle due sezioni di estremità (in caso di differenza, si sarà fatto riferimento alla staffatura minore). Nel caso di strutture esistenti, saranno stati inseriti i valori di armatura stimati o rilevati; nel caso di strutture nuove, le armature progettate. Per i nuovi elementi in c.a. il rispetto delle armature minime di regolamento e delle eventuali condizioni sulle gerarchie delle resistenze, secondo le indicazioni normative, deve essere assicurato a priori. PCM esegue le verifiche di sicurezza utilizzando le armature in input e le sollecitazioni derivanti dal calcolo, indipendentemente dai controlli sulla conformità alla Normativa delle armature adottate.

La resistenza a taglio viene espressa sulla base della schematizzazione a traliccio (§4.1.2.3.5.2); gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali (di area A_{Sw} ,interasse 's' fra due armature trasversali consecutive, e inclinazione α rispetto all'asse della trave; nel caso delle staffe: α=90°), le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo, e i puntoni d'anima inclinati (caratterizzati dall'inclinazione θ rispetto all'asse della trave). L'inclinazione θ deve rispettare i seguenti limiti: $1 \leq \text{cotg}\,\theta \leq 2.5$.
Per la verifica di resistenza si può adottare il criterio di uguaglianza della resistenza di calcolo a "taglio trazione" con quella a "taglio compressione", corrispondente a ipotizzare il cedimento simultaneo delle bielle di calcestruzzo e dell'armatura a taglio: si uguagliano i secondi membri delle espressioni V_{RSd} (4.1.27) e V_{RCd} (4.1.28):
$0.9\ d\ (A_{Sw}/s)\ f_{yd} \cdot (\text{cotg}\,\alpha + \text{cotg}\,\theta) \cdot \sin\alpha = 0.9\ d\ b_w\ \alpha_c\ \nu\ f_{cd} \cdot (\text{cotg}\,\alpha + \text{cotg}\,\theta) / (1 + \text{cotg}^2\theta)$
da cui, essendo $\sin\alpha = 1$ (per le staffe) e $[1/(1 + \text{cotg}^2\,\theta)] = \sin^2\theta$, si ottiene:
$(A_{sw}\ f_{yd}) / (b_w\ s\ \alpha_c\ \nu\ f_{cd}) = \sin^2\theta$
relazione da cui si ottiene θ; segue il controllo su cotg θ. A questo punto il taglio resistente si può calcolare equivalentemente con l'espressione di V_{RSd} o di V_{RCd}; si ha:
$V_{Rd} = V_{RSd} = 0.9\ d\ (A_{Sw}/s)\ f_{yd} \cdot \text{cotg}\,\theta$. La verifica di resistenza è soddisfatta quando risulta $V_{Ed} < V_{Rd}$.

Simbologia utilizzata nel software PCM per i risultati dell'Analisi Statica Lineare Non Sismica, riferiti alle Combinazioni di Condizioni di Carico fondamentali (secondo §2.5.3), per elementi in cemento armato:
N. = numero progressivo dell'elemento
Tip. = tipologia: parete o pilastro (C), trave in elevazione (T), trave di fondazione (Z)
fcd = resistenza a compressione di progetto. I valori sono i seguenti:
Edifici nuovi: Calcestruzzo: $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_C$, Acciaio: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$;
Edifici esistenti: Calcestruzzo: $f_{cd} = f_{cm} / F_C / \gamma_C$, Acciaio: $f_{yd} = f_{ym} / F_C / \gamma_S$
ν fcd = resistenza di progetto a compressione ridotta per il calcestruzzo d'anima (ν = 0.5) (§4.1.2.3.5.2)
I seguenti parametri sono elencati per ognuno dei due piani di sollecitazione xy (taglio V_y) e xz (taglio V_z):
cotg.th = cotangente dell'angolo θ. Se non sono rispettati i limiti: $1 \leq \text{cotg}\,\theta \leq 2.5$, il coefficiente di sicurezza a taglio si annulla
Vu = taglio resistente (=V_{Rd}) in direzione y e z
V = taglio di calcolo (=V_{Ed}) in direzione y e z
C.Sic. = coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto (V_u/V) in direzione y e z
Infine si riporta il coefficiente di sicurezza **C.Sic.** pari al valore minimo fra i coefficienti relativi ai due piani di sollecitazione

3.2.17.16 Verifiche statiche degli elementi in muratura: verifica a taglio per fessurazione diagonale

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.5.6, §C8.7.1.5)

Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 14.1.2008 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, oltretutto, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche.

I criteri di resistenza per la verifica a taglio per fessurazione diagonale nelle murature a tessitura irregolare e nelle murature a tessitura regolare sono indicati nella Circolare in §C8.7.1.3.1.1 per le verifiche sismiche e, per analogia, vengono estese alle verifiche statiche.
Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, utilizzando resistenze di progetto ottenute dividendo i valori medi divisi per il fattore di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali (per γ_M: §4.5.6.1, per F_C: §C8.5.4).
Per muratura con tessitura irregolare:

$$V_t = l \cdot t \frac{1.5\tau_{0d}}{b}\sqrt{1+\frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = l \cdot t \frac{f_{td}}{b}\sqrt{1+\frac{\sigma_0}{f_{td}}} \qquad [C8.7.1.16]$$

per muratura con tessitura regolare:

$$V_t = \frac{l\ t}{b}\left(\tilde{f}_{v0d} + \tilde{\mu}\sigma_0\right) = \frac{l\ t}{b}\left(\frac{f_{v0d}}{1+\mu\phi} + \frac{\mu}{1+\mu\phi}\sigma_0\right) \le V_{t,\lim} \qquad [C8.7.1.17]$$

dove: l = lunghezza del pannello, t = spessore del pannello,
σ_o = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= P / lt, con P forza assiale agente positiva se di compressione);
b = coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere b = λ(=h/l), essendo λ la snellezza della parete, comunque non superiore a 1.5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza della parete.
Per tessitura irregolare:
f_{td} = valore di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale = 1.5 τ_{od}
τ_{od} = valore di calcolo della resistenza a taglio di riferimento (=resistenza a taglio puro, cioè in assenza di sforzo normale)
Per tessitura regolare:
μ (coefficiente di attrito locale del giunto) e φ (coefficiente di ingranamento murario - muratura regolare): cfr. Dati Materiali;
f_{vod} = valore di calcolo della resistenza a taglio di riferimento (=resistenza a taglio puro, cioè in assenza di sforzo normale);
per il taglio resistente la Normativa fornisce la limitazione massima $V_{t,lim}$ [C8.7.1.18].

I valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza F_C (§8.5.4, §C.8.5.4) e per il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali γ_M (l'analisi statica è un'analisi lineare). Normalmente: F_C = 1.35, 1.20, 1.00 in corrispondenza dei livelli di conoscenza LC1,LC2,LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per τ_o e per f_{vo}).
Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza γ_M definito in §4.5.6.1 (che assume valori compresi fra 2.0 e 3.0), il cui valore è specificato nei Parametri di Calcolo.

Muratura rinforzata:
Rinforzo a taglio di muratura ordinaria o armata: il rinforzo consiste in un'**armatura trasversale (es. tralicci) posta nei giunti orizzontali**. Per la resistenza a taglio V_t è possibile considerare un incremento rispetto alla muratura ordinaria (qualora nei Parametri di Calcolo sia stata selezionata, nei Dati per Muratura Armata, la corrispondente opzione) (§7.8.3.2.2):
$V_t = V_{tM}$ (contributo muratura) + V_{tS} (contributo armatura) = (l t f_{vd}) + (0.6 l A_{sw} fy_d) / s,
dove:
s = distanza verticale tra i livelli di armatura;
A_{sw} = area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio (armatura orizzontale) nel singolo corso orizzontale;
fy_d = resistenza di calcolo dell'acciaio, pari a: fy_k / γ_S (analisi lineare) (γ_S = 1.15);
f_d = resistenza a compressione di calcolo della muratura, pari a: f_d / γ_M (analisi lineare).
Analoga formulazione viene applicata nel caso di muratura esistente rinforzata con **CAM** o **Reticolatus** (per questi casi, il contributo V_{tS} è sempre considerato; al posto della lunghezza del pannello l viene considerata la distanza d tra lembo compresso e baricentro dell'armatura tesa).
Per muratura esistente rinforzata con **FRP**, il contributo del rinforzo ha le seguenti formulazioni (cfr. §5.4.1.2.2 CNR DT 200) ($V_{tS} \equiv V_{Rd,f}$).
a) Nel caso di pannello murario (maschio o fascia) rinforzato con nastri verticali e orizzontali, cioè con nastri a pressoflessione e con nastri ad essi ortogonali orientati secondo la direzione dello sforzo di taglio:
$V_{tS} = (1/\gamma_{Rd}) \cdot 0.6\ d \cdot (E_f\ \varepsilon_{fd}) \cdot 2\ t_f\ b_f/p_f$, dove:
E_f = modulo di elasticità del composito nella direzione delle fibre;
ε_{fd} = deformazione di progetto del rinforzo;
t_f = spessore del rinforzo (considerando il numero di nastri sovrapposti; il fattore 2 corrisponde al rinforzo su entrambe le facce del pannello);
b_f, p_f = larghezza e passo delle strisce;
γ_{Rd} = coefficiente parziale, pari a 1.20.
Il valore di V_{tS} viene inoltre ridotto mediante il fattore moltiplicativo ctg(90°-φ), dove φ è l'angolo d'attrito dei corsi di malta.
La resistenza a taglio massima, corrispondente allo stato limite di compressione delle diagonali del traliccio, è data da: $V_{t,lim} = 0.3\ f_{hd}\ t\ d$, dove f_{hd} è la resistenza a compressione di progetto nella direzione del taglio (per i maschi: parallela ai letti di malta; per le fasce si considera f_d).
b) Se invece il rinforzo a taglio è effettuato mediante nastri diagonali:
$V_{tS} = (\delta_{Rd}/H) \cdot (\sin\alpha\ \cos^2\alpha\ E_f\ A_f)$, dove:
δ_{Rd}/H = min { 0.005, ε_{fdd} / ($\sin\alpha\ \cos\alpha$) }, con: α=angolo di inclinazione del rinforzo a taglio diagonale; ε_{fdd}=deformazione di progetto;
$A_f = 2\ t_f\ b_f$, con t_f che tiene conto dei nastri sovrapposti.
Il coefficiente: [(δ_{Rd}/H)/0.005] moltiplica inoltre il contributo della muratura V_{tM}. Nel caso in cui la correzione di V_{tM} comporti un taglio

resistente (V_{tM} + V_{tS}) minore della resistenza V_{tM} senza nastri, si trascura il contributo di FRP assumendo come resistenza a taglio la resistenza del pannello senza nastri.
Per muratura esistente rinforzata con **FRCM,** il contributo del rinforzo V_{tS} segue la seguente formulazione (cfr. §4.1.1 CNR DT 215, $V_{tS} \equiv V_{t,f}$).
$V_{tS} = 0.5 \cdot n_f \cdot t_{Vf} \cdot b_f \cdot \alpha_t \cdot \varepsilon_{fd} \cdot E_f$
dove:
n_f = numero totale degli strati di rinforzo disposti sulle facce della parete;
t_{Vf} = spessore equivalente di uno strato del rinforzo;
b_f = dimensione del rinforzo misurata ortogonalmente alla forza di taglio, data da $b_1 \cdot l / p_f$, dove: b_1 è la larghezza del singolo nastro, l è il minimo tra la larghezza e l'altezza della parete, p_f è il passo tra i nastri;
α_t = 0.8, coefficiente che tiene conto della ridotta resistenza delle fibre quando sollecitate a taglio;
ε_{fd} = deformazione di progetto del rinforzo;
E_f = modulo elastico del tessuto secco.
Il valore di V_{tS} viene ridotto del 30% in presenza di rinforzo su un solo lato della parete.
La resistenza a taglio massima, corrispondente allo stato limite di schiacciamento diagonale della muratura è data da: $V_{t,lim} = 0.25\ f_d\ t\ d$, dove f_d è la resistenza a compressione di progetto della muratura, t è lo spessore della parete, d_f è la distanza tra l'estremo lembo compresso della muratura e l'estremo lembo teso del rinforzo FRCM (fibre ortogonali alla direzione del taglio).
L'incremento di resistenza non può essere maggiore del 50% rispetto alla resistenza del pannello non rinforzato, perciò V_t può assumere al massimo il valore 1.5 V_{tM}.

Le verifiche statiche a taglio per fessurazione diagonale, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di resistenza della struttura (STR)**; non è infatti necessario eseguire verifiche statiche a stati limite di esercizio (§4.5.6.3). Le sollecitazioni di progetto derivano direttamente dall'analisi. Per i nuovi edifici è possibile che sia richiesta la **verifica di robustezza del progetto** (§3.1.1): in tal caso, le sollecitazioni di progetto vengono determinate incrementando i valori del taglio risultanti dall'analisi di una quota pari all'1% dello sforzo normale, evitando le combinazioni di carico dove si considera l'azione del vento.

Simbologia adottata dal software PCM (risultati analisi lineare):
N. = numero progressivo dell'elemento murario
n/e = parete in muratura nuova (n) o esistente (e)
Sez. = indica la sezione di verifica (M=mezzeria, con riferimento alla luce deformabile nel piano complanare)
Coeff. b = coefficiente correttivo b
P = forza assiale positiva se di compressione
p = σ_o = tensione normale media riferita all'intera sezione
tauo = resistenza media a taglio per fessurazione diagonale in assenza di compressione, per tessitura irregolare
fvdo = resistenza di progetto a taglio in assenza di compressione, per tessitura regolare
Edificio nuovo: **γ,m** = coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M
Edificio esistente: **γ,m** · **FC** = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M per il fattore di confidenza (dipendente dal livello di conoscenza LC1,LC2 o LC3)
fvd = valore di calcolo (o: di progetto) della resistenza a taglio per fessurazione diagonale
Vt,lim = valore limite per il taglio resistente
Vt = taglio resistente
V = taglio di calcolo. Per gli edifici nuovi in muratura armata progettata secondo la gerarchia delle resistenze (§7.8.1.7), il taglio di calcolo viene amplificato per il fattore (M_u/M), dove M è il momento di calcolo corrispondente a V e M_u è il momento resistente, in modo da ottenere l'azione di taglio corrispondente alla resistenza a collasso per flessione; V è inoltre amplificato per γ_{Rd}=1.5
C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto V_t / V. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è >= 1

Nel caso di muratura rinforzata, compaiono inoltre i seguenti parametri:
% arm. tag. = percentuale di armatura a taglio (definita da: A_{sw} / (s t) · 100).
Nel caso di rinforzo con armatura trasversale posta nei giunti, si adottano i limiti normativi indicati in §4.5.7: la percentuale non può essere inferiore allo 0.04% né superiore allo 0.5%, e in caso contrario il dato viene posto in evidenza (grassetto in colore blu)
VtM = contributo della muratura al taglio resistente
VtS = contributo dell'armatura orizzontale al taglio resistente

3.2.17.17 Verifiche statiche degli elementi in muratura: verifica a pressoflessione ortogonale con azioni da modello 3D

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.5.6, §7.8.2.2.3)

Secondo §4.5.6.2, in analisi statica la pressoflessione per carichi laterali (pressoflessione ortogonale al piano medio della parete) è uno stato limite ultimo da verificare. Tale stato limite in PCM viene trattato secondo due distinte tipologie di verifica:
(1) utilizzando le azioni derivanti dall'analisi del modello spaziale della struttura, in analogia con la verifica a pressoflessione fuori piano proposta in §7.8.2.2.3. In questa formulazione gli effetti del secondo ordine riconducibili all'instabilizzazione fuori piano di una parete in muratura ordinaria vengono inclusi o meno a seconda della scelta del corrispondente parametro di calcolo;
(2) in alternativa è disponibile la procedura di verifica descritta in dettaglio in §4.5.6.2, identificata come 'Metodo semplificato: ipotesi di articolazione completa alle estremità della parete'.
Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità, con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura (§4.5.6).

Nel rispetto delle prescrizioni normative, PCM svolge la tipologia di verifica (1) in analogia alla corrispondente verifica descritta in dettaglio nel medesimo testo normativo per l'analisi sismica degli edifici in muratura (§7.8.2.2.3).
Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, provvedendo a sostituire la resistenza caratteristica f_k con i valori medi divisi per il fattore di confidenza: f_m/FC (§C8.7.1.5).
Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 17.1.2018 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, oltretutto, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche.

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete viene calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare (stress block), un valore della resistenza pari a 0.85 f_d e trascurando la resistenza a trazione della muratura.
In alternativa, PCM prevede la possibilità di adottare per la muratura la legge di comportamento parabola-rettangolo o triangolo-rettangolo: il momento ultimo viene quindi calcolato attraverso l'elaborazione del dominio di resistenza N-M. In caso di modello stress block, per sezioni di muratura armata o consolidata con sistemi FRP / FRCM / CAM / Reticolatus viene comunque utilizzato il modello triangolo-rettangolo. Oltre ai risultati riportati in tabella, specifiche rappresentazioni grafiche di PCM evidenziano il dominio di resistenza ed i punti rappresentativi degli stati di sollecitazione sottoposti a verifica di sicurezza.
$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura nuova. Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del materiale è la resistenza a compressione media f_m, definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8.5.3.1, Tab.C8.5.II). f_m sostituisce f_k nella formulazione di f_d; inoltre, γ_M deve essere moltiplicato per il Fattore di Confidenza F_C (§8.5.4, §C.8.5.4) che normalmente assume i valori 1.35, 1.20, 1.00 rispettivamente per i livelli di conoscenza LC1,LC2,LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per f_m).
Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza γ_M definito in §4.5.6.1 (che assume valori compresi fra 2.0 e 3.0), il cui valore è specificato nei Parametri di Calcolo.

Si ha pertanto il seguente schema di valutazione della resistenza di calcolo (o: di progetto) f_d (analisi lineare):
Muratura nuova: da §7.8.2.2.1: $f_d = f_k / \gamma_M$.
Muratura esistente: è nota f_m (dipendente, fra l'altro, dal livello di conoscenza); si ha: $f_d = f_m / \gamma_M / F_C$ (§C8.7.1.3.1.1).

Le verifiche statiche a pressoflessione ortogonale con azioni da modello 3D, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di resistenza della struttura (STR)**; non è infatti necessario eseguire verifiche statiche a stati limite di esercizio (§4.5.6.3). Le sollecitazioni di progetto derivano direttamente dall'analisi. Per i nuovi edifici è possibile che sia richiesta la **verifica di robustezza del progetto** (§3.1.1): in tal caso, le sollecitazioni di progetto vengono determinate incrementando i valori del del momento flettente risultanti dall'analisi di una quota pari all'1% dello sforzo normale (evitando le combinazioni di carico dove si considera l'azione del vento) moltiplicata - a favore di sicurezza, indipendentemente dalla sezione di verifica - per l'altezza (=luce deformabile in direzione ortogonale) dell'elemento.

Per quanto riguarda l'eventuale **verifica di stabilità**, eseguita se è stata scelta la corrispondente opzione dei parametri di calcolo, essa viene svolta applicando le formulazioni proposte nei seguenti riferimenti bibliografici:
Schultz, A.E., J.G. Mueffelman, and N.J. Ojard: "Critical Axial Loads for Transverse Loaded Masonry Walls ", Proceedings, 12th International Brick/Block Masonry Conference, 2000, pp. 1633-1646;
Masonry Standards Joint Committee: "Building Code Requirements for Masonry Structures", ACI 530-99/ASCE 5-99/TMS 402-99, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, The Masonry Society, Boulder, CO, 1999.
Il **carico critico** viene calcolato tenendo conto dell'influenza dell'eccentricità dello sforzo normale e della flessione dovuta alle azioni trasversali, attraverso la seguente relazione:
$(P_{crit} / P_E) = [\ 1 - 2\ (\ e_a + \lambda e_f\ )/t\ ]^{\ 3} = [\ 1 - 2\ e_a/t - 2\ \lambda e_f/t\ ]^{\ 3}$
dove P_E è il carico critico euleriano: $P_E = \pi^2\ EJ\ /\ \ell_0^2$
essendo: EJ la rigidezza flessionale dell'intera sezione trasversale della parete valutata nel piano ortogonale (il piano di minima inerzia), ℓ_0 è la lunghezza libera di inflessione, assunta inizialmente pari all'altezza della parete nello schema di riferimento (asta incernierata). Il carico critico viene poi corretto utilizzando le relazioni proposte in letteratura tecnica per i diversi tipi di vincolamento interno, tenendo conto anche del carico assiale variabile (determinato, per le pareti in muratura, dagli effetti del peso proprio).
Inoltre: e_a e e_f sono le eccentricità corrispondenti rispettivamente al carico verticale e al momento flettente; λ è un coefficiente pari a 0.813 per il momento lineare e a 0.905 per il momento parabolico dovuto a carico distribuito, t è lo spessore della parete.
Il calcolo di verifica determina il minimo ed il massimo valore del carico critico entro i quali deve essere compreso il carico verticale di progetto (riferito alla sezione di mezzeria della luce deformabile ortogonale), affinché lo stato di sollecitazione resti compreso nel **dominio di stabilità**; i dettagli sul metodo sono riportati nella manualistica associata al software PCM.
La verifica di stabilità si riferisce all'asta nel suo complesso. Se la verifica di stabilità è più sfavorevole rispetto alla verifica di resistenza, il valore dello sforzo normale ultimo Nu viene sostituito dal Carico critico, ed è preceduto da un asterisco *. In tal caso, il corrispondente coefficiente di sicurezza fa riferimento alla verifica di stabilità.

Simbologia utilizzata nel software PCM:
N. = numero progressivo dell'elemento murario

x Sez. = ascissa della sezione di verifica. La sezione indicata corrisponde alla verifica più sfavorevole lungo la luce deformabile dell'asta; nel caso sia stata scelta l'opzione di eseguire la verifica nella mezzeria della parete, la sezione si riferisce alla mezzeria della luce deformabile
P = forza assiale positiva se di compressione
p = valore di calcolo della sollecitazione di compressione
fk, fm = resistenza a compressione
Edificio nuovo: **γ,m** = coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M
Edificio esistente: **γ,m** · **FC** = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M per il fattore di confidenza (dipendente dal livello di conoscenza LC1,LC2 o LC3)
fd = valore di progetto della resistenza a compressione
Nu = sforzo normale ultimo = 0.85 f_d lt (l,t: dimensioni della sezione). La presenza di * indica il valore del Carico critico (la verifica si riferisce alla stabilità)
Mu = momento di collasso per pressoflessione = (N t / 2) · (1 - N / N_u)
M = momento di calcolo
C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto M_u / M. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è >= 1

3.2.17.18 Verifiche statiche degli elementi in muratura: verifica a pressoflessione ortogonale con metodo semplificato

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.5.6.2)

Secondo §4.5.6.2, in analisi statica la pressoflessione per carichi laterali (pressoflessione ortogonale al piano medio della parete) è uno stato limite ultimo da verificare. Tale stato limite in PCM viene trattato secondo due distinte tipologie di verifica:
(1) utilizzando le azioni derivanti dall'analisi del modello spaziale della struttura, in analogia con la verifica a pressoflessione fuori piano proposta in §7.8.2.2.3. In questa formulazione gli effetti del secondo ordine riconducibili all'instabilizzazione fuori piano della parete vengono inclusi o meno a seconda della scelta del corrispondente parametro di calcolo;
(2) in alternativa è disponibile la procedura di verifica descritta in dettaglio in §4.5.6.2, identificata come 'Metodo semplificato: ipotesi di articolazione completa alle estremità della parete'.
Questa metodologia richiede la valutazione delle eccentricità strutturali, e propone una riduzione della resistenza di progetto tramite un coefficiente Φ dipendente dalla snellezza della parete e dall'eccentricità dei carichi che producono momento in direzione ortogonale al piano della parete (eccentricità trasversali).
Il metodo viene inoltre integrato da una indicazione della Circolare applicativa del D.M. 14.1.2008, che in §C4.5.6.2 fissa la modalità con cui si deve anche tener conto della distribuzione non uniforme delle compressioni in senso longitudinale: a tal fine, si deve considerare il momento complanare agente nella parete, che in PCM deriva dalla risoluzione del telaio equivalente, al quale corrisponde un'eccentricità in senso longitudinale che comporta un'ulteriore riduzione convenzionale della resistenza a compressione di progetto tramite il coefficiente Φ_l, per cui in definitiva deve aversi: N <= Φ Φ_l f_d lt, dove:
N = sforzo normale agente nella sezione di verifica della parete;
Φ = coefficiente di riduzione in funzione della snellezza nel piano ortogonale e delle eccentricità trasversali, definito in §4.5.6.2;
Φ_l = coefficiente di riduzione in funzione dell'eccentricità longitudinale, definito in §C4.5.6.2;
N_u = f_d lt = sforzo normale ultimo (senza alcuna riduzione), con:
f_d = f_k / γ_M, resistenza di progetto per la verifica a compressione (§4.5.6.1). Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del materiale è la resistenza a compressione media f_m, definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8.5.3.1, Tab.C8.5.II). f_m sostituisce f_k nella formulazione di f_d; inoltre, γ_M deve essere moltiplicato per il Fattore di Confidenza F_C (§8.5.4, §C.8.5.4) che normalmente assume i valori 1.35, 1.20, 1.00 rispettivamente per i livelli di conoscenza LC1,LC2,LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per f_m). Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza γ_M definito in §4.5.6.1 (che assume valori compresi fra 2.0 e 3.0), il cui valore è specificato nei Parametri di Calcolo.

Si ha pertanto il seguente schema di valutazione della resistenza di calcolo (o: di progetto) f_d (analisi lineare):
Muratura nuova: da §7.8.2.2.1: f_d = f_k / γ_M.
Muratura esistente: è nota f_m (dipendente, fra l'altro, dal livello di conoscenza); si ha: f_d = f_m / γ_M / F_C (§C8.7.1.3.1.1).

Per ogni sezione di verifica, il controllo deve essere eseguito per tutte le CCC fondamentali esaminate in analisi statica non sismica.

Per la pressoflessione ortogonale eseguita secondo il metodo semplificato, le verifiche nelle sezioni della parete vengono svolte secondo i seguenti criteri:
a) in sommità: si applica il valore di eccentricità *e1* definito dalla (4.5.11); nell'ipotesi di articolazione, l'azione del vento è ivi nulla;
b) in mezzeria: si applica il valore di eccentricità *e2* definito dalla (4.5.11): essa corrisponde al parziale ricentraggio del carico verticale agente in sommità; in tale sezione è calcolata anche l'eccentricità dovuta al vento agente in direzione ortogonale alla parete, secondo lo schema di trave appoggiata: $M=qh'^2/8$, essendo h' l'altezza deformabile della parete ai cui estremi vengono posizionate le cerniere (h' è equiparata all'altezza interna di piano). Il fattore laterale di vincolo ρ viene per semplicità assunto sempre pari a 1. E' comunque possibile tener conto dell'interasse di irrigidimento, definibile nei Dati Aste, per ridurre il momento flettente con un effetto 'piastra': se infatti tale interasse è non nullo e minore di 6.00 m. è possibile supporre il muro incernierato non solo al livello dei piani ma anche in corrispondenza dei muri trasversali (occorre che fra i muri ortogonali di irrigidimento non siano presenti aperture, che ovviamente annullerebbero l'effetto di vincolamento fra parete e muro ad essa ortogonale). In caso di interasse di irrigidimento valido (=a), il momento scende al valore:
$M = qh'^2/8 \cdot [1 / (1+\lambda^4)]$, con: λ = h'/a

(formulazione del momento per piastra appoggiata sui 4 lati, secondo la teoria di Grashov);
c) alla base: il carico verticale eccentrico di sommità si è ricentrato (e a sua volta costituirà carico eccentrico per un eventuale muro sottostante in caso di variazione di spessore della parete); l'eccentricità strutturale è quindi data dalla sola eccentricità accidentale (il momento dovuto al vento è nullo come in sommità a causa del vincolamento a cerniera).
PCM rende possibile la limitazione delle verifiche a pressoflessione ortogonale, condotte secondo il metodo semplificato, alla sola sezione di mezzeria, generalmente la più significativa in quanto sede di massimo momento dovuto al vento agente ortogonalmente alla parete.

Si osservi inoltre che il metodo dell'articolazione (§4.5.6.2) propone coefficienti Φ, riduttivi della resistenza, calcolati per lo schema di doppio appoggio (cerniere agli estremi). L'uso di tali coefficienti anche in presenza di continuità strutturale (come nel caso dei modelli a telaio) è a favore di sicurezza, in quanto i valori di Φ sono maggiori nel caso dell'articolazione.

Le verifiche statiche a pressoflessione ortogonale secondo il metodo semplificato (§4.5.6.2), come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di resistenza della struttura (STR)**; non è infatti necessario eseguire verifiche statiche a stati limite di esercizio (§4.5.6.3). L'eventuale verifica di robustezza del progetto richiesta per i nuovi edifici (§3.1.1) viene trascurata dato il fatto che in generale i risultati più sfavorevoli ottenuti per queste verifiche dipendono da azioni orizzontali (vento) rispetto alle quali le azioni aggiuntive per la verifica di robustezza non si considerano contemporanee.

Simbologia utilizzata nel software PCM:
Parametri delle pareti murarie
N. = numero progressivo dell'elemento murario
l, t, ho = base *l*, spessore *t* (rispettivamente: lato maggiore e lato minore della sezione trasversale della parete), altezza libera di inflessione *ho*. Sia *h'* la luce deformabile in direzione ortogonale (lunghezza totale depurata dalle zone rigide ortogonali): per tutti i calcoli (snellezza dell'asta, sezione di sommità e di base dove si svolgono le verifiche di sicurezza) si fa riferimento ad h', in genere coincidente con l'altezza interna di piano (in quanto la zona rigida superiore può essere considerata coincidente con lo spessore del solaio). Le sezioni di sommità e base, e la posizione delle cerniere di articolazione si riferiscono quindi all'altezza deformabile ortogonale; ciò equivale a porre ρ=1 e ho=h'
snell. ho/t = snellezza della parete in direzione ortogonale
0.33 t = 1/3 dello spessore
fd = resistenza di progetto per la verifica a compressione
Nu = sforzo normale ultimo senza riduzioni = f_d lt
Verifiche in sommità
N. = numero progressivo dell'elemento murario
Nsomm = sforzo normale di calcolo in sommità
Msomm,ortog = momento di calcolo in sommità nel piano ortogonale alla parete. Il rapporto (Msomm,ortog/Nsomm) definisce l'eccentricità strutturale e,s, formata dai contributi: es,1, dovuto ai carichi trasmessi dai piani sovrastanti (N_1 in §4.5.6.2), ed es,2 dovuto ai carichi di solaio (N_2 in §4.5.6.2). Poiché la struttura intelaiata viene definita attraverso gli assi baricentrici reali delle pareti, gli effetti flessionali ortogonali corrispondono alla reale sollecitazione fuori piano della parete. L'eccentricità strutturale risulta pertanto definita dalle caratteristiche di sollecitazione (Nsomm - Msomm,ortog) agenti in sommità della parete
Msomm,compl = momento di calcolo in sommità nel piano complanare (in direzione longitudinale)
e,s = eccentricità strutturale risultante (eccentricità totale dei carichi verticali)
e,acc = eccentricità accidentale (coincidente con e,a in §4.5.6.2)
e = eccentricità di calcolo, ottenuta dalla combinazione di e,s ed e,a, secondo (4.5.11)
m (e) = coefficiente di eccentricità m = 6e/t (Tab. 4.5.III)
phi = coefficiente di riduzione Φ della resistenza secondo la Tab. 4.5.III. Per i valori della snellezza λ (=h'/t) e del coefficiente di eccentricità m=6e/t non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione; in nessun caso è ammessa l'estrapolazione. Il valore di Φ riportato nei risultati di PCM può assumere, oltre ai normali valori da tabella, i seguenti valori convenzionali:
0 = non è possibile eseguire la verifica: l'equilibrio in sommità è impossibile a causa di trazione o flessione in assenza di compressione
-1 = il valore di Φ non è calcolabile essendo impossibile l'estrapolazione dei valori della tabella
-2 = l'eccentricità risulta maggiore di 1/3 dello spessore (e>0.33 t); Φ non è calcolabile (m=6e/t > 2.0)
-3 = verifiche non eseguite per preimpostazione sui parametri di calcolo (ad esempio, è possibile limitare l'esecuzione delle verifiche alle sole sezioni di mezzeria)
-4 = lo sforzo normale di calcolo supera lo sforzo normale ultimo non ridotto (N > N_u): il calcolo di Φ è superfluo, in quanto la verifica è comunque non soddisfatta
e,M = eccentricità in direzione longitudinale (= Msomm / Nsomm)
m (e,M) = coefficiente di eccentricità m = 6e,M/l (Tab. 4.5.III, §C4.5.6.2)
phi,L = coefficiente di riduzione in direzione longitudinale, calcolato dalla Tab. 4.5.III ponendo m=(6 e,M/l) e λ=0 (secondo §C4.5.6.2)
fd,rid = resistenza di progetto ridotta mediante i fattori correttivi Φ ((4.5.5) e §C4.5.6.2)
Nu,somm = sforzo normale ultimo di progetto in sommità
C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto Nu,somm / N. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è >= 1
Verifiche in mezzeria
N. = numero progressivo dell'elemento murario
Nmezz = sforzo normale di calcolo in mezzeria
q,vento = carico distribuito da vento
ho = lunghezza libera d'inflessione del muro; ponendo ρ=1 si ha: ho=h', altezza deformabile ortogonale della parete
x t.c. M=qh'²/x = denominatore del momento per azioni ortogonali. x=8, o valori superiori in caso di schematizzazione a piastra per effetto di un interasse di irrigidimento non superiore a 6.00 m
Mvento = momento dovuto al vento
Mmezz = momento di calcolo in mezzeria nel piano complanare (in direzione longitudinale)

e,v = eccentricità dovuta al vento (4.5.10)
e = eccentricità di calcolo in mezzeria secondo (4.5.11)
m (e) = coefficiente di eccentricità m = 6e/t (Tab. 4.5.III)
phi = coefficiente di riduzione Φ
m (e,M) = coefficiente di eccentricità m = 6e,M/l (Tab. 4.5.III, §C4.5.6.2)
e,M = eccentricità in direzione longitudinale (= Mmezz / Nmezz)
phi,L = coefficiente di riduzione in direzione longitudinale
fd,rid = resistenza di progetto ridotta
Nu,mezz = sforzo normale ultimo di progetto in mezzeria
C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto Nu,mezz / N. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è >= 1
Verifiche alla base
N. = numero progressivo dell'elemento murario
Nbase = sforzo normale di calcolo alla base
Mbase = momento di calcolo alla base nel piano complanare (in direzione longitudinale)
e = eccentricità di calcolo alla base
m (e) = coefficiente di eccentricità m = 6e/t (Tab. 4.5.III)
phi = coefficiente di riduzione Φ
e,M = eccentricità in direzione longitudinale (=Mbase / Nbase)
m (e,M) = coefficiente di eccentricità m = 6e,M/l (Tab. 4.5.III, §C4.5.6.2)
phi,L = coefficiente di riduzione in direzione longitudinale
fd,rid = resistenza di progetto ridotta
Nu,base = sforzo normale ultimo di progetto alla base
C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto Nu,base / N. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è >= 1

3.2.17.19 Verifiche statiche a stato limite di tipo geotecnico (GEO): capacità portante del terreno e scorrimento sul piano di posa

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §6.4.2.1)

PCM esegue automaticamente le verifiche allo stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO) (verifica di capacità portante del terreno e di scorrimento sul piano di posa) utilizzando l'**Approccio 2** (§2.6.1), dove i coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e la resistenza globale del sistema (R) assumono i valori (§6.4.2.1):
A1 + M1 + R3
Con questo approccio, sono incrementate le azioni (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R).
A1 (tab. 6.2.I) definisce i coefficienti parziali per le azioni γ_F (distinti in: γ_{G1}, γ_{G2}, γ_P e γ_Q) già applicati nella generazione delle combinazioni di carico delle quali si esamineranno i risultati. Il campo di tensioni sul terreno generato da ognuna delle combinazioni di carico risulta quindi coerente con i valori dei γ_F indicati dalla Norma.
M1 (tab. 6.2.II) indica il coefficiente parziale per i materiali γ_M che deve essere applicato ai parametri geotecnici del terreno: tangente dell'angolo di resistenza al taglio, coesione efficace, resistenza non drenata, peso dell'unità di volume. Si ha: γ_M=1.0 (cioè: nessuna variazione dei parametri).
R3 (tab. 6.4.I) definisce il coefficiente parziale per la resistenza, pari a 2.3 per la capacità portante, e ad 1.1 per lo scorrimento sul piano di posa. Per la verifica di resistenza strutturale della trave di fondazione (stato limite STR) il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.
Si ipotizza che il modello globale dell'edificio contenga sia le travi di fondazione sia la struttura in elevazione, e le sollecitazioni sono calcolate tenendo conto dell'interazione fra fondazioni e struttura sovrastante; le fondazioni sono schematizzate come aste su suolo elastico, e normalmente considerate rigide sotto i maschi e deformabili in corrispondenza delle aperture.

In Analisi Statica, le massime tensioni sul terreno (ottenute considerando le varie combinazioni di carico statiche) sono confrontate con la capacità portante (ridotta di 2.3); per la verifica a scorrimento, il taglio globale agente lungo una direzione viene confrontato con la resistenza a scorrimento (ridotta di 1.1).
Il coefficiente di sottofondo (K Winkler) è una proprietà delle singole travi di fondazione, definita nei Dati Aste.
Il carico limite del terreno (q,lim) può essere determinato automaticamente in funzione delle caratteristiche della fondazione e dell'azione di progetto (e, V, H) oppure essere specificato come valore personalizzato (in questo caso i valori di e, V, H non sono presenti).
Nella verifica di scorrimento sul piano di posa la resistenza a taglio R dipende dalle condizioni di drenaggio (EC7, §6.5.3):
- in condizioni drenate, R = V tan(δ_k), dove V è il carico verticale complessivo agente sul piano di posa e δ_k è l'angolo di attrito terreno-struttura (dato comune a tutte le fondazioni);
- in condizioni non drenate, R = A c_a, dove A è l'area totale delle fondazioni e c_a è l'adesione tra terreno e struttura (dato comune a tutte le fondazioni).
Per la verifica Statica, le combinazioni di carico fondamentali utilizzate per le verifiche agli stati limite ultimi in analisi statica sono del tipo (§2.5.3):

$$\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2 + \gamma_P\cdot P + \gamma_{Q1}\cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2}\cdot\psi_{02}\cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3}\cdot\psi_{03}\cdot Q_{k3} + \ldots \qquad (2.5.1)$$

dove per i coefficienti γ_{G1}, γ_{G2}, γ_P e γ_Q si applica quando indicato in §2.6.1.

Simbologia utilizzata nel software PCM:

Verifica di capacità portante del terreno

N.asta = numero progressivo dell'asta (trave di fondazione, o trave su suolo elastico)
K Winkler = coefficiente di sottofondo della trave su suolo elastico
e = eccentricità del carico in direzione trasversale
V = componente verticale del carico
H = componente orizzontale del carico
q,lim = carico limite del terreno
Rd = valore di progetto della resistenza, Rd = q,lim / γ_R (con γ_R = 2.3)
Nodo i = nodo iniziale dell'asta
sZ,i = spostamento verticale del nodo i
sT,i = tensione di contatto nel nodo i
Ed,i = valore di progetto dell'azione in corrispondenza del nodo i (tensione sul terreno risultante dal calcolo)
C.Sic. i = coefficiente di sicurezza, fornito dal rapporto: Rd / Ed,i. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è >= 1
Nodo j = nodo finale dell'asta
sZ,j = spostamento verticale del nodo j
sT,j = tensione di contatto nel nodo j
Ed,j = valore di progetto dell'azione in corrispondenza del nodo j (tensione sul terreno risultante dal calcolo)
C.Sic. j = coefficiente di sicurezza, fornito dal rapporto: Rd / Ed,j. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è >= 1

Verifica di scorrimento sul piano di posa
In corrispondenza di tutti i nodi di fondazione (nodi vincolati su suolo elastico), vengono rilevate le seguenti azioni (forze):
F orizz.X, F orizz. Y = reazioni orizzontali competenti al nodo.
F vert. = carico verticale corrispondente al nodo. Avendo risolto la struttura nel suo insieme (fondazioni+sovrastruttura), poiché il nodo su suolo elastico alla Winkler non fornisce la reazione verticale, è comunque possibile fare riferimento allo sforzo normale alla base del maschio; questa azione interna contiene già il contributo del peso proprio delle travi di fondazione, regolarmente considerato nelle condizioni di carico.
Per ognuna delle due direzioni orizzontali del sistema globale di riferimento X,Y vengono infine riportati i seguenti parametri:
Direz. = direzione di riferimento (X o Y)
F.orizz.tot. = taglio globale agente lungo la direzione di riferimento
F.vert.tot. = carico verticale complessivo agente sul piano di posa delle fondazioni
A = area totale delle fondazioni
R = resistenza a taglio
Ed = valore di progetto dell'azione, coincidente con il taglio globale nella direzione di riferimento
Rd = valore di progetto della resistenza a taglio, Rd = R / γ_R (con γ_R = 1.1)
C.Sic. = coefficiente di sicurezza, fornito dal rapporto: Rd / Ed. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è >= 1

3.2.17.20 Verifiche sismiche degli elementi in muratura: verifica a pressoflessione nel piano

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4)

Per i **maschi murari**, la verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare si può adottare un modello stress-block con momento ultimo dato da:
$M_u = (l^2\, t\, \sigma_o/2)\,(1 - \sigma_o / 0.85 \cdot f_d)$, dove:
M_u = momento corrispondente al collasso per pressoflessione;
l = larghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);
t = spessore della zona compressa della parete;
σ_o = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= P / lt, con P forza assiale agente positiva se di compressione).
Se P è di trazione, M_u = 0.
In alternativa, PCM prevede la possibilità di adottare per la muratura la legge di comportamento parabola-rettangolo o triangolo-rettangolo: il momento ultimo viene quindi calcolato attraverso l'elaborazione del dominio di resistenza N-M. Attraverso questi modelli è possibile definire con esattezza la zona reagente, ai fini della verifica a Taglio per Scorrimento, assicurando coerenza fra Taglio e PressoFlessione (N,M e T agiscono contemporaneamente sulla sezione trasversale). In caso di modello stress-block, per sezioni di muratura armata o consolidata con sistemi FRP / FRCM / CAM / Reticolatus viene comunque utilizzato il modello triangolo-rettangolo. Oltre ai risultati riportati in tabella, specifiche rappresentazioni grafiche di PCM evidenziano il dominio di resistenza ed i punti rappresentativi degli stati di sollecitazione sottoposti a verifica di sicurezza.
$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.
Per le verifiche sismiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza γ_M definito in §7.8.1.1 dove si indica γ_M >= 2.0.
In Analisi Non Lineare la resistenza di calcolo è data da: $f_d = f_m$, dove f_m è il valore medio della resistenza a compressione della muratura (se f_m non è nota, in via approssimata, seguendo le relazioni che legano i valori medi ai caratteristici, si può porre: $f_m = f_k / 0.7$); inoltre, non si applica il coefficiente γ_M.
La formulazione riportata in §7.8.2.2.1 fa diretto riferimento a muratura nuova.
Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del materiale è la resistenza a compressione media f_m, definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8.5.3.1, Tab.C8.5.II). f_m sostituisce f_k nella formulazione di f_d; inoltre, γ_M deve essere moltiplicato per il Fattore di Confidenza F_C (§8.5.4, §C.8.5.4), specificato in input nei Parametri di Calcolo; normalmente: F_C = 1.35, 1.20, 1.00 in corrispondenza dei livelli di conoscenza LC1,LC2,LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per f_m).

In Analisi Non Lineare, non si applica γ_M (§C8.7.1.3.1.1) e la resistenza di calcolo è data da: $f_d = f_m / F_C$.

Si ha pertanto il seguente schema di valutazione della resistenza di calcolo (o: di progetto) f_d:
Muratura nuova: f_k: è certamente nota; f_m: se non è nota, si pone: $f_m = f_k / 0.7$.
in Analisi Lineare: $f_d = f_k / \gamma_M$; in Analisi Non Lineare: $f_d = f_m$.
Muratura esistente: è nota f_m (dipendente, fra l'altro, dal livello di conoscenza).
in Analisi Lineare: $f_d = f_m / \gamma_M / F_C$; in Analisi Non Lineare: $f_d = f_m / F_C$.

Per le **fasce murarie** (elementi striscia, sottofinestra), qualificati in NTC18 come 'Travi in muratura' (§7.8.2.2.4), la verifica a pressoflessione si esegue in modo analogo ai pannelli verticali. Le fasce in muratura ordinaria possono essere dotate di resistenza a trazione in intradosso e/o estradosso fornita dalla presenza di architrave e/o cordolo. Tale resistenza a trazione viene definita nei dati dei singoli elementi. Per le fasce murarie viene eseguito il controllo che la capacità a trazione dell'elemento teso non sia superiore a 0.4 $f_{hd} \cdot ht$ (§7.8.2.2.4), essendo: t = spessore, h = altezza, f_{hd} = resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete). Per quanto riguarda i valori di f_{hk}, f_{hm} di murature esistenti, se non noti possono essere assunti pari alla metà dei corrispondenti valori f_k, f_m. In assenza di un elemento resistente a trazione per le fasce in muratura ordinaria è comunque possibile tener conto di una certa resistenza a trazione del materiale che si genera nelle sezioni di estremità per effetto dell'ingranamento con le porzioni di muratura adiacenti. I meccanismi di rottura possono coinvolgere la resistenza per trazione dei blocchi o avvenire per scorrimento lungo i giunti orizzontali ([C8.7.1.15] in §C8.7.1.3.1.1).

Simbologia utilizzata nel software PCM per i risultati dell'Analisi Lineare:
N. = numero progressivo dell'elemento murario
Tip. = tipologia: maschio in muratura ordinaria (M), maschio in muratura armata (A), striscia (S), sottofinestra (F), asta di cerchiatura in acciaio (W), asta in acciaio (B), pilastro in acciaio (H)
n/e = parete in muratura nuova (n) o esistente (e)
Sez. / comb. = indica la sezione di verifica (per i maschi: B=base, S=sommità; per le fasce; I=sezione iniziale, J=sezione finale; le sezioni sono in ogni caso riferite alla luce deformabile nel piano complanare), e la combinazione di azioni derivanti dall'analisi sismica. Più in dettaglio, le combinazioni eseguite nelle sezioni di verifica sono identificate, ad es. per i maschi, dalle seguenti sigle:
B.1 = sezione di base, combinazione N+, T/M+
B.2 = sezione di base, combinazione N+, T/M-
B.3 = sezione di base, combinazione N-, T/M+
B.4 = sezione di base, combinazione N-, T/M-
e analogamente per la sezione S di sommità.
Le combinazioni B.2 e B.3 (N+, T/M-) e (N-, T/M+), vengono eseguite solo se il corrispondente parametro di calcolo è stato selezionato (finestra Parametri di Calcolo: scheda: Edifici in Muratura: Per Analisi Lineare: Considerare anche le combinazioni (N_{min}, T/M_{max}), (N_{max}, T/M_{min})).
Le combinazioni che generano risultati identici non vengono riportate. Un esempio di questo tipo è il caso di strutture con vincolamento shear-type, quindi composte da pareti con sforzo normale costante: le verifiche per le diverse combinazioni sono identiche, in quanto varia solamente il segno del momento e conseguentemente si inverte la zona reagente, ma i risultati sono invariati. In questo caso, nella tabella viene riportata, ad es. nella sezione di base, la sola verifica B.1
P = forza assiale positiva se di compressione
p = σ_o = tensione normale media riferita all'intera sezione
f,k/f,m = per i **maschi**: resistenza a compressione: f_k (caratteristica) per muratura nuova, o: f_m (media) per muratura esistente. Per le **fasce**, il parametro corrisponde a: f_{hk} (f_{hm}).
Edificio nuovo: **γ,m** = coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M
Edificio esistente: **γ,m** · **FC** = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M per il fattore di confidenza (dipendente dal livello di conoscenza LC1,LC2 o LC3)
fd = valore di calcolo (o: di progetto) della resistenza a compressione. Per le fasce, corrisponde a f_{hd}.
Nu = sforzo normale ultimo per compressione semplice: $N_u = 0.85 f_d \cdot l \cdot t$. Per le fasce: l=h: l'altezza della sezione trasversale dell'elemento murario è infatti indicata in Normativa con: l per il maschio murario, e con: h per la fascia (per le fasce, l indica la luce dell'elemento).
Mu = momento di collasso per pressoflessione
M = momento di calcolo. Il momento può essere posto convenzionalmente pari a 0 nel caso di parete tozza, qualora sia attiva la limitazione della verifica a pressoflessione alle sole pareti snelle. In tal caso, la verifica si riconduce alla sola compressione.
C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto M_u / M. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è >= 1

3.2.17.21 Verifiche sismiche degli elementi in calcestruzzo armato: verifica a pressoflessione

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.1.2.1, §7.4.4)

In strutture miste, gli elementi in c.a. (pareti e/o travi) possono essere soggetti a verifica di resistenza, in particolare nel caso in cui siano considerati collaboranti con gli elementi murari sotto azioni orizzontali. La legge di comportamento del calcestruzzo è di tipo parabolico-rettangolare (§4.1.2.1.2.1, Fig. 4.1.1(a)), mentre per l'acciaio si adotta la legge elastica-perfettamente plastica (§4.1.2.1.2.2, Fig. 4.1.3(b)). La deformazione ultima dell'acciaio, teoricamente indefinita, viene fissata dal valore scelto in input: la deformazione ε_{uk} dell'acciaio di classe C vale 0.075 (75 per mille); seguendo quanto indicato in EC2 (§3.2.7(2)), la massima deformazione di progetto dell'acciaio può essere assunta pari a: $\varepsilon_{ud} = 0.9\ \varepsilon_{uk} = 0.0675$ (67.5 per mille) (le verifiche a stato limite ultimo del c.a. vengono spesso eseguite adottando come deformazione ultima 10 per mille; i momenti resistenti, tuttavia, non si modificano significativamente in dipendenza dalla deformazione ultima scelta). I valori di resistenza, i coefficienti parziali di sicurezza e i fattori di confidenza per edifici esistenti, sia per l'acciaio sia per il calcestruzzo, sono specificati nei dati sui materiali e nei parametri di calcolo.

Per gli elementi verticali (**pareti e pilastri**) viene eseguita la verifica a pressoflessione deviata, tenendo conto delle sollecitazioni flessionali in entrambi i piani locali xy e xz. Le verifiche vengono eseguite nelle sezioni di estremità della luce deformabile.
La sezione è armata secondo i dati specificati in input. Nel caso di strutture esistenti, saranno stati inseriti i valori di armatura stimati o rilevati; nel caso di strutture nuove, le armature progettate. Per i nuovi elementi in c.a. il rispetto delle armature minime di regolamento e delle eventuali condizioni sulle gerarchie delle resistenze, secondo le indicazioni normative, deve essere assicurato a priori. PCM esegue le verifiche di sicurezza utilizzando le armature in input e le sollecitazioni derivanti dal calcolo, indipendentemente dai controlli sulla conformità alla Normativa delle armature adottate.

La verifica a pressoflessione deviata viene svolta elaborando un dominio di resistenza tridimensionale e calcolando il momento resistente Mu in base allo sforzo normale N.
Per edifici esistenti, per la costruzione del dominio di resistenza nei campi a rottura fragile (crisi per compressione del calcestruzzo), diversamente dai campi a rottura duttile, le resistenze di calcolo (ottenute dai valori medi divisi per il fattore di confidenza) vengono ridotte applicando i coefficienti parziali di sicurezza γ_C e γ_S, conformemente a quanto indicato in Normativa (§C8.7.2.2). Nel caso degli edifici nuovi, le resistenze di progetto sono calcolate con riferimento alle formulazioni di Normativa (§4.1.2.1.1.1, §4.1.2.1.1.3) applicando sempre i coefficienti parziali di sicurezza γ_C e γ_S.
Il momento sollecitante M e il momento resistente M_u sono espressi per mezzo delle due componenti ortogonali, come segue: $M=\sqrt{(M_y^2+M_z^2)}$, $M_u=\sqrt{(M_{uy}^2+M_{uz}^2)}$
Il coefficiente di sicurezza è direttamente espresso dal rapporto M_u/M.

Per gli elementi orizzontali (**travi in elevazione e di fondazione**) viene eseguita la verifica a pressoflessione semplice ($M=M_y$) nel piano locale xz, costruendo il dominio di resistenza N-M in base ai dati specificati in input. Le verifiche vengono eseguite nelle sezioni di estremità della luce deformabile (per eseguire verifiche di resistenza in mezzeria o in altre sezioni intermedie poste lungo la luce della trave, è necessario che in fase di modellazione l'elemento sia stato suddiviso in più tratti inserendo nodi aggiuntivi in corrispondenza delle sezioni intermedie considerate; in tal modo tutte le verifiche sono comunque ricondotte alle estremità di ogni singolo tratto di trave). Il coefficiente di sicurezza è direttamente esprimibile dalla relazione: (M_u / M).

Per quanto riguarda le travi di fondazione, viene controllato se permangono in fase elastica (§7.2.5), cioè se presentano comportamento non dissipativo. Pertanto, il dominio di resistenza di questi elementi viene elaborato assumendo che la deformazione ultima dei materiali sia pari al limite elastico: $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{c2}$, $\varepsilon_{su} = \varepsilon_{sy}$.

Simbologia utilizzata nel software PCM per i risultati dell'Analisi Lineare Sismica per elementi in cemento armato:
N. = numero progressivo dell'elemento
Tip. = tipologia: parete o pilastro (C), trave in elevazione (T), trave di fondazione (Z)
fcd = resistenza a compressione di progetto. I valori sono i seguenti:
Edifici nuovi: Calcestruzzo: $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_C$, Acciaio: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$;
Edifici esistenti: Calcestruzzo: $f_{cd} = f_{cm} / F_C$, Acciaio: $f_{yd} = f_{ym} / F_C$ ($/ \gamma_C$) (ai fini del calcolo del momento ultimo nei campi fragili, le resistenze sono ridotte dividendo anche per γ_C e γ_S)
P = forza assiale positiva se di compressione
Nu = sforzo normale ultimo per compressione semplice. Negli edifici nuovi si applicano le limitazioni fornite dal §7.4.4.2.1. secondo cui $N_u = 0.65$ fcd l t (ipotesi di struttura in CD "B")
My = componente y del momento sollecitante M (piano di flessione xz). Il valore è riportato con segno positivo o negativo secondo la convenzione di PCM
Muy = componente y del momento resistente (piano di flessione xz)
Mz = componente z del momento sollecitante M (piano di flessione xy). Il valore è riportato con segno positivo o negativo secondo la convenzione di PCM
Muz = componente z del momento resistente (piano di flessione xy)
C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto M_u/M. Nel caso di elementi soggetti a compressione semplice il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto N_u/P

3.2.17.22 Verifiche sismiche per altre tipologie strutturali

Nel modello strutturale possono essere presenti alcuni elementi aventi particolari tipologie, le cui verifiche di sicurezza vengono riportate nell'ambito delle verifiche a pressoflessione complanare. Più in dettaglio, si tratta delle seguenti tipologie: controvento, pilastro murario, blocco (arco), giunto (arco).

Controventi (aste in acciaio)
Il comportamento dei controventi, di tipo non lineare (resistenza a trazione fino al limite di snervamento, con assenza di resistenza a compressione), viene gestito in modo completo in analisi pushover, mentre in analisi lineare (statica e sismica) i risultati dell'elaborazione riportano unicamente una segnalazione di verifica non soddisfatta nel caso di sforzo di compressione.

Pilastri murari
Per 'pilastro in muratura' si intende un elemento portante verticale, che può essere in muratura o in pietra, avente sezione trasversale con forma generica (rettangolare, circolare, poligonale), per il quale le verifiche di sicurezza non possono essere svolte applicando le teorie codificate per le pareti (maschi murari) ma richiedono modelli appropriati.
Questi elementi strutturali possono essere presenti in comuni fabbricati, come gli edifici residenziali, e in edifici monumentali, dove spesso colonne di grandi dimensioni sostengono archi e volte.

I pilastri murari sono generalmente compressi, ma la risultante degli sforzi può essere eccentrica anche sotto i carichi di esercizio verticali: basti pensare ad un arco impostato su un pilastro il cui asse non coincide, in corrispondenza dell'imposta, con il baricentro del pilastro. Gli archi, inoltre, generano spinte che non sempre sono bilanciate da elementi adiacenti; anche in presenza di più archi consecutivi, è possibile che le spinte non si compensino totalmente. Ne deriva quindi la necessità di un'idonea verifica a pressoflessione della sezione trasversale del pilastro.

In PCM i pilastri in muratura vengono rappresentati da elementi beam corrispondenti ai conci (o blocchi).
Un aspetto importante riguarda il materiale da considerarsi per questa tipologia, in particolare per le colonne a conci in pietra. A causa della suddivisione in conci, infatti, si forma un comportamento d'insieme tra pietra e malta, simile alla muratura. Tuttavia, spesso si rilevano grandi blocchi di pietra con sottili sigilli di malta di ottima qualità, il che suggerisce che le proprietà siano poco ridotte rispetto quelle della sola pietra.

La verifica a pressoflessione del 'pilastro murario' viene affiancata opzionalmente dal controllo a taglio: il taglio resistente per la muratura è dato dalla somma dei due contributi della resistenza a taglio propria del materiale murario e della resistenza dovuta allo sforzo normale considerando il coefficiente di attrito. Nel caso di pilastro rinforzato con cerchiature di FRP o FRCM in presenza di nastri longitudinali o con acciaio (angolari agli spigoli e calastrelli lungo l'altezza), al taglio resistente della muratura si somma il contributo dato da FRP, FRCM o acciaio, seguendo le formulazioni previste dalla Normativa vigente (rif.: D.M. 17.1.2018, §7.8.3.2.2).

In PCM, seguendo le teorie del calcolo a rottura, si propongono due modalità di verifica a pressoflessione.
La prima modalità di verifica è di tipo geometrico, e prescinde dalla distribuzione delle tensioni e dalla resistenza a compressione. L'eccentricità del carico verticale può spingere la curva delle pressioni fino al bordo della sezione: questa posizione equivale a considerare una resistenza a compressione infinita.
Ciò corrisponde all'ipotesi che la crisi venga raggiunta per perdita di stabilità e non per superamento della resistenza a compressione, così come sostanzialmente indicato dagli studi di Heyman.
Questa modalità ha un'importante limitazione: non può cogliere l'effetto di un intervento che incrementa la resistenza dell'elemento strutturale. Ciò non impedisce tuttavia un suo utilizzo appropriato sia nelle valutazioni di vulnerabilità dello Stato di fatto (in assenza di interventi), sia nei progetti dove il consolidamento riguarda altre strutture (p.es. le strutture sovrastanti al pilastro) producendo indirettamente un miglioramento dello stato di sollecitazione del pilastro. Ad esempio, eliminando la spinta trasmessa da un arco sovrastante è possibile ricentrare la curva delle pressioni.
Può tuttavia essere necessario valutare gli effetti di interventi che incrementano la resistenza a compressione (tipicamente: le cerchiature), o forniscono al pilastro una resistenza a trazione altrimenti assente (es: nastri longitudinali in FRP o FRCM, angolari in acciaio).
A tal fine è possibile utilizzare una seconda modalità di verifica a pressoflessione, consistente nella verifica di resistenza. Poiché le azioni orizzontali in sommità al pilastro possono produrre sollecitazione in entrambi i piani principali di flessione, la verifica di resistenza viene inquadrata nell'ambito della pressoflessione deviata attraverso la costruzione del dominio di resistenza tridimensionale (superficie di rottura N-My-Mz).
I punti rappresentativi dello stato di sollecitazione vengono confrontati con la frontiera del dominio. Trattandosi di una verifica di resistenza, è così possibile calibrare interventi di rinforzo, quali cerchiature e 'armature' longitudinali (nastri in FRP o FRCM, angolari in acciaio) quantificando in tal modo il miglioramento nel passaggio da Stato Attuale a Stato di Progetto.
Si rimanda alla documentazione di PCM per ulteriori dettagli sulle procedure di modellazione e verifica dei pilastri murari, per i riferimenti bibliografici e per le procedure di validazione.
Mentre in analisi pushover la verifica non soddisfatta per un elemento di pilastro murario determina l'inserimento di una sconnessione interna, tale da descrivere il degrado progressivo della struttura, in analisi lineare (statica e sismica) i risultati dell'elaborazione riportano unicamente una segnalazione di verifica non soddisfatta relativa alla pressoflessione o all'attrito.

Alla verifica di resistenza può essere affiancata, se scelta nei parametri di calcolo, la verifica di stabilità. E' così possibile considerare gli effetti del secondo ordine riconducibili all'instabilizzazione fuori piano del pilastro murario.
La **verifica di stabilità** viene svolta applicando le formulazioni proposte nei seguenti riferimenti bibliografici:
Schultz, A.E., J.G. Mueffelman, and N.J. Ojard: "Critical Axial Loads for Transverse Loaded Masonry Walls ", Proceedings, 12th International Brick/Block Masonry Conference, 2000, pp. 1633-1646;
Masonry Standards Joint Committee: "Building Code Requirements for Masonry Structures", ACI 530-99/ASCE 5-99/TMS 402-99, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, The Masonry Society, Boulder, CO, 1999.
Il **carico critico** viene calcolato tenendo conto dell'influenza dell'eccentricità dello sforzo normale e della flessione dovuta alle azioni trasversali, attraverso la seguente relazione:

$(P_{crit} / P_E) = [\ 1 - 2\ e_a/t\ ]^3$

dove P_E è il carico critico euleriano: $P_E = \pi^2\ EJ\ /\ \ell_0^2$
essendo: EJ la rigidezza flessionale dell'intera sezione trasversale della parete valutata nel piano ortogonale (il piano di minima inerzia), ℓ_0 è la lunghezza libera di inflessione, assunta pari all'altezza complessiva del pilastro cui il concio appartiene nello schema di riferimento (asta incernierata);
inoltre: e_a è l'eccentricità del carico verticale applicato sul concio, ed è data dal rapporto tra momento flettente e sforzo normale.
Il calcolo di verifica determina il minimo ed il massimo valore del carico critico entro i quali deve essere compreso il carico verticale affinché lo stato di sollecitazione resti compreso nel **dominio di stabilità** (i dettagli sul metodo sono riportati nella manualistica associata al software PCM).
Se la verifica di stabilità non è soddisfatta, i risultati evidenziano la crisi per instabilità riportando il valore del carico critico.

Archi: blocchi, giunti
PCM consente la modellazione di archi con due modalità alternative: blocchi, o blocchi e giunti.

Scegliendo 'Blocchi', l'arco viene suddiviso in una serie di conci collegati tra loro (con incastri interni). Nella generazione del modello strutturale, ogni concio costituente l'arco nel modello architettonico, viene suddiviso in due blocchi, definendo così un'interfaccia interna

in corrispondenza del baricentro del concio. Alle imposte dell'arco, opportuni link rigidi connettono l'arco ai maschi laterali, interrompendoli lungo l'altezza, oppure ai pilastri discretizzati in corrispondenza del nodo più vicino. Sopra ai blocchi, si formano montanti verticali rigidi (links) che collegano il baricentro di ogni concio alla travata sovrastante. Quest'ultima viene suddivisa in una serie di aste incernierate che raccolgono il carico proveniente dal solaio impostato sopra l'arco, e lo trasmettono adeguatamente all'arco stesso.
Il modello a blocchi equivale a tutti gli effetti a una discretizzazione per conci di un arco monoconnesso. In assenza di giunti, è comunque svolta la verifica a trazione controllando la posizione della curva delle pressioni: se la trazione supera la resistenza disponibile (offerta dalla malta o da un rinforzo passivo), il blocco viene svincolato internamente inserendo una cerniera in corrispondenza del vertice dove è svolta la verifica. E' quindi possibile valutare la capacità dell'arco sottoposto a carichi verticali ed azioni orizzontali anche con la modellazione a soli blocchi.

L'opzione 'Blocchi e giunti' è la più completa e propone la suddivisione dell'arco in blocchi, collegati nelle interfacce attraverso i giunti di malta. Come già accennato, ogni blocco viene suddiviso in due parti, quindi lungo l'arco ad un'interfaccia con i giunti si alterna una suddivisione (internamente incastrata) del blocco adiacente.
Nel corso dell'analisi strutturale non lineare, i giunti di malta consentono la formazione di cerniere fino agli eventuali conseguenti meccanismi cinematici dell'arco. Per quanto riguarda i montanti verticali, la loro generazione per il caso 'Blocchi e giunti' è del tutto equivalente alla scelta dell'opzione 'Blocchi'.
Per l'asta 'giunto' la verifica consiste nel controllo di trazione. L'asta 'blocco' può essere sottoposta a verifica di trazione, compressione e attrito.
Per l'elemento 'blocco' è possibile specificare la forza resistente a trazione corrispondente ad un intervento locale di rinforzo, in intradosso e/o estradosso, di tipo passivo (es.: FRP) o attivo (es.: arco armato).
Nel caso di rinforzo passivo, la verifica a trazione del giunto (o del blocco, nel caso di modellazione a soli blocchi) viene svolta con riferimento non alla resistenza a trazione della malta, ma alla forza resistente a trazione specificata in input (per un dato 'giunto' in caso di rinforzo a trazione per entrambi i blocchi collegati si fa riferimento alla resistenza a trazione minima fra le due).
Poiché ad ogni asta 'blocco' corrisponde una metà del concio architettonico originario, la resistenza a trazione da rinforzo passivo specificata nel blocco si applica ai giunti dell'interfaccia interessata (per l'asta 'giunto' la forza resistente a trazione dovuta al rinforzo viene mostrata in sola lettura).
Il rinforzo attivo genera forze di precompressione radiali (applicate automaticamente da PCM nel baricentro del blocco, cioè in corrispondenza della suddivisione fra le due metà del concio architettonico) che stabilizzano la curva delle pressioni, e quindi determinano un beneficio sulle verifiche di sicurezza: diversamente dal rinforzo passivo, la trazione che eventualmente insorge nel giunto o nel blocco viene confrontata con la resistenza propria del materiale, poiché l'effetto del rinforzo attivo è stato già considerato definendo i carichi aggiuntivi di precompressione.

Fra le analisi previste per gli elementi ad arco, l'analisi statica non lineare (pushover) è particolarmente importante in quanto rappresentativa delle configurazioni deformate sotto azioni di origine sismica (forze orizzontali crescenti). Gli eventuali cinematismi degli archi influiscono sulla verifica di sicurezza globale, garantendo quindi una maggior aderenza alla realtà rispetto alle modellazioni dove il comportamento ad arco viene semplificato o trascurato.
Un'importante funzionalità offerta da PCM per l'analisi strutturale in presenza di archi consiste nel controllo di stabilità statica che nell'analisi pushover viene eseguito al passo iniziale. Poiché l'assetto statico può essere caratterizzato da alcuni giunti in trazione, cioè da una curva delle pressioni tangente o esterna rispetto al profilo dell'arco, il software identifica i giunti con verifica non soddisfatta. In analisi statica questi giunti possono essere controllati attraverso le opzioni grafiche relative alla curva delle pressioni; in pushover, l'analisi statica viene ripetuta inserendo uno svincolamento del giunto con verifica non soddisfatta, fino a trovare (se esiste) una configurazione staticamente ammissibile.

Si osservi che in caso di resistenza a trazione nulla la curva delle pressioni è al limite tangente alla superficie dell'arco; in caso di resistenza a trazione non nulla, alla curva è consentito uscire dalla sagoma dell'arco, tanto più quanto maggiore è la resistenza a trazione della malta o dell'eventuale rinforzo passivo applicato: la cerniera si forma in tal caso solo con il superamento della resistenza a trazione.
In tutte le analisi, incluse le valutazioni statiche sotto l'effetto di cedimenti anelastici, la posizione della curva delle pressioni consente il controllo grafico dello stato di sollecitazione nelle strutture ad arco.
Si rimanda alla documentazione di PCM per ulteriori dettagli sulle procedure di modellazione e verifica degli archi, per i riferimenti bibliografici e per le procedure di validazione.

Simbologia utilizzata nel software PCM per i risultati:
N. = numero progressivo dell'elemento
Tip. = tipologia: controvento (X), pilastro murario (P), blocco (arco) (N, V), giunto (arco) (J)
N, Ty, Tz, My, Mz = caratteristiche di sollecitazione
Verifica = stato di verifica. Sono possibili i seguenti risultati, in dipendenza dai dati in input e dalle opzioni di analisi e verifica scelte:
sì (verifica soddisfatta), no: verifica non soddisfatta per: compressione (controventi), pressoflessione o taglio (pilastri murari), trazione per blocchi (formazione di cerniera), trazione per giunti, compressione, attrito, instabilità (con corrispondente indicazione del valore del carico critico).

3.2.17.23 Verifiche sismiche degli elementi in muratura: verifica a taglio per scorrimento

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §7.8.2.2.2)

La resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale deve essere valutata per mezzo della relazione seguente:
$V_t = l' \; t \; f_{vd}$, dove:
l' = lunghezza della parte compressa della parete;

t = spessore della parete;
$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$ è definito in §4.5.6.1: $f_{vk} = f_{vko} + 0.4\ \sigma_n$, calcolando la tensione normale media sulla parte compressa della sezione: $\sigma_n = P / (l' \cdot t)$.
In Analisi Non Lineare, la resistenza di calcolo è data da: $f_{vd} = f_{vmo} + 0.4\ \sigma_n$, dove f_{vmo} è la resistenza media a taglio della muratura (se f_{vmo} non è nota, si pone: $f_{vmo} = f_{vko} / 0.7$); inoltre, non si applica il coefficiente γ_M.
Per le verifiche sismiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza γ_M definito in §7.8.1.1 dove si indica $\gamma_M >= 2.0$.
La formulazione riportata in §7.8.2.2.2 fa diretto riferimento a muratura nuova.
Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del comportamento a taglio del materiale è il valore medio f_{vo}, definito in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8.5.3.1, Tab.C8.5.II). Pertanto, la formulazione del taglio resistente per scorrimento per la muratura esistente può essere ottenuta definendo un valore medio pari a: $f_{vm} = f_{vo} + 0.4\ \sigma_n$. Al valore medio della resistenza a taglio deve inoltre essere applicato il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M (solo per l'Analisi Lineare), ed il fattore di confidenza F_C (§8.5.4, §C.8.5.4); normalmente: F_C = 1.35, 1.20, 1.00 in corrispondenza dei livelli di conoscenza LC1,LC2,LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per f_{vo}).

Si ha pertanto il seguente schema di valutazione della resistenza di calcolo (o: di progetto) f_{vd}:
Muratura nuova: f_{vko}: è certamente nota; f_{vmo}: se non è nota, si pone: $f_{vmo} = f_{vko} / 0.7$.
in Analisi Lineare: $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M = (f_{vko} + 0.4\ \sigma_n) / \gamma_M$ con $f_{vk} <= f_{vk,lim} = 0.65\ f_b$ (§7.8.2.2.2, §11.10.3.3);
in Analisi Non Lineare: $f_{vd} = f_{vm} = (f_{vmo} + 0.4\ \sigma_n)$ con $f_{vm} <= f_{v,lim} = 0.65\ f_b / 0.7$ (§7.8.2.2.2, §11.10.3.3);
Muratura esistente: è nota f_{vo} (=f_{vmo}) (dipendente, fra l'altro, dal livello di conoscenza).
In Analisi Lineare: $f_{vd} = f_{vm} / \gamma_M / F_C = (f_{vmo} + 0.4\ \sigma_n) / \gamma_M / F_C$ con $f_{vm} <= f_{v,lim} = 0.065\ f_b / 0.7$ [§C8.7.1.14],
in Analisi Non Lineare: $f_{vd} = f_{vm} / F_C = (f_{vmo} + 0.4\ \sigma_n) / F_C$ con $f_{vm} <= f_{v,lim} = 0.065\ f_b / 0.7$ [§C8.7.1.14].

Nelle espressioni del calcolo di fvd, si osservi che i coefficienti γ_M e F_C vengono applicati all'espressione completa della resistenza, cioè sia al termine di taglio puro sia a quello dovuto alla tensione normale. Infatti 0.4 è il coefficiente di attrito del materiale murario: è quindi un parametro caratteristico del materiale, e pertanto anche ad esso vanno applicati i coefficienti di sicurezza γ_M e F_C.

Muratura rinforzata:
Rinforzo a taglio di muratura ordinaria o armata: il rinforzo consiste in un'**armatura trasversale (es. tralicci) posta nei giunti orizzontali**. Per la resistenza a taglio V_t è possibile considerare un incremento rispetto alla muratura ordinaria (qualora nei Parametri di Calcolo sia stata selezionata, nei Dati per Muratura Armata, la corrispondente opzione) (§7.8.3.2.2):
$V_t = V_{tM}$ (contributo muratura) + V_{tS} (contributo armatura) = (d t f_{vd}) + (0.6 d A_{sw} fy_d) / s,
con la limitazione, nel caso di muratura con armature verticali: $V_t <= V_{t,lim} = 0.3\ f_d\ t\ d$,
dove: d = distanza tra lembo compresso e baricentro dell'armatura tesa;
t = spessore della parete;
s = distanza verticale tra i livelli di armatura;
A_{sw} = area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio (armatura orizzontale) nel singolo corso orizzontale;
fy_d = resistenza di calcolo dell'acciaio, pari a: fy_k / γ_S (analisi lineare) (γ_S = 1.15);
f_d = resistenza a compressione di calcolo della muratura, pari a: f_d / γ_M (analisi lineare).
Analoga formulazione viene applicata nel caso di muratura esistente rinforzata con **CAM** o **Reticolatus** (per questi casi, il contributo V_{tS} è sempre considerato).
Per muratura esistente rinforzata con **FRP**:
- il contributo della muratura V_{tM} viene calcolato sulla zona reagente; per il calcolo della resistenza a taglio dipendente dalla compressione viene considerata la tensione σ_n determinata dalla risultante delle compressioni sulla zona reagente (cfr. §5.4.1.2.2 CNR DT 200);
- il contributo del rinforzo V_{tS} ha le seguenti formulazioni (cfr. §5.4.1.2.2 CNR DT 200) ($V_{tS} \equiv V_{Rd,f}$).
a) Nel caso di pannello murario (maschio o fascia) rinforzato con nastri verticali e orizzontali, cioè con nastri a pressoflessione e con nastri ad essi ortogonali orientati secondo la direzione dello sforzo di taglio:
$V_{tS} = (1/\gamma_{Rd}) \cdot 0.6\ d \cdot (E_f\ \varepsilon_{fd}) \cdot 2\ t_f\ b_f/p_f$, dove:
E_f = modulo di elasticità del composito nella direzione delle fibre;
ε_{fd} = deformazione di progetto del rinforzo;
t_f = spessore del rinforzo (considerando il numero di nastri sovrapposti; il fattore 2 corrisponde al rinforzo su entrambe le facce del pannello);
b_f, p_f = larghezza e passo delle strisce;
γ_{Rd} = coefficiente parziale, pari a 1.20.
Il valore di V_{tS} viene inoltre ridotto mediante il fattore moltiplicativo ctg(90°-φ), dove φ è l'angolo d'attrito dei corsi di malta.
La resistenza a taglio massima, corrispondente allo stato limite di compressione delle diagonali del traliccio, è data da: $V_{t,lim} = 0.3\ f_{hd}\ t\ d$, dove f_{hd} è la resistenza a compressione di progetto nella direzione del taglio (per i maschi: parallela ai letti di malta; per le fasce si considera f_d).
b) Se invece il rinforzo a taglio è effettuato mediante nastri diagonali:
$V_{tS} = (\delta_{Rd}/H) \cdot (\sin\alpha\ \cos^2\alpha\ E_f\ A_f)$, dove:
$\delta_{Rd}/H = \min \{ 0.005, \varepsilon_{fdd} / (\sin\alpha\ \cos\alpha) \}$, con: α=angolo di inclinazione del rinforzo a taglio diagonale; ε_{fdd}=deformazione di progetto;
$A_f = 2\ t_f\ b_f$, con t_f che tiene conto dei nastri sovrapposti.
Il coefficiente: $[(\delta_{Rd}/H)/0.005]$ moltiplica inoltre il contributo della muratura V_{tM}. Nel caso in cui la correzione di V_{tM} comporti un taglio resistente (V_{tM} + V_{tS}) minore della resistenza V_{tM} senza nastri, si trascura il contributo di FRP assumendo come resistenza a taglio la resistenza del pannello senza nastri.
Per muratura esistente rinforzata con **FRCM**:

- il contributo della muratura V_{tM} viene calcolato sulla zona reagente; per il calcolo della resistenza a taglio dipendente dalla compressione viene considerata la tensione σ_n determinata dalla risultante delle compressioni sulla zona reagente (cfr. §5.4.1.2.2 CNR DT 200);
- il contributo del rinforzo V_{tS} segue la seguente formulazione (cfr. §4.1.1 CNR DT 215, V_{tS}=$V_{t,f}$).

$V_{tS} = 0.5 \cdot n_f \cdot t_{vf} \cdot b_f \cdot \alpha_t \cdot \varepsilon_{fd} \cdot E_f$

dove:
n_f = numero totale degli strati di rinforzo disposti sulle facce della parete;
t_{Vf} = spessore equivalente di uno strato del rinforzo;
b_f = dimensione del rinforzo misurata ortogonalmente alla forza di taglio, data da $b_1 \cdot l / p_f$, dove: b_1 è la larghezza del singolo nastro, l è il minimo tra la larghezza e l'altezza della parete, p_f è il passo tra i nastri;
α_t = 0.8, coefficiente che tiene conto della ridotta resistenza delle fibre quando sollecitate a taglio;
ε_{fd} = deformazione di progetto del rinforzo;
E_f = modulo elastico del tessuto secco.
Il valore di V_{tS} viene ridotto del 30% in presenza di rinforzo su un solo lato della parete.
La resistenza a taglio massima, corrispondente allo stato limite di schiacciamento diagonale della muratura è data da: $V_{t,lim} = 0.25\ f_d\ t\ d$, dove f_d è la resistenza a compressione di progetto della muratura, t è lo spessore della parete, d_f è la distanza tra l'estremo lembo compresso della muratura e l'estremo lembo teso del rinforzo FRCM (fibre ortogonali alla direzione del taglio).
L'incremento di resistenza non può essere maggiore del 50% rispetto alla resistenza del pannello non rinforzato, perciò V_t può assumere al massimo il valore $1.5\ V_{tM}$.

Le verifiche sismiche a taglio per scorrimento, come le altre verifiche di resistenza, sono condotte, per tutti gli edifici in muratura, allo **stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV)**. Sono richieste verifiche sismiche di resistenza anche per **SLD** nel caso di costruzioni di **Classe III e IV** (§7.3.6).

Simbologia utilizzata nel software PCM (risultati analisi lineare):
N. = numero progressivo dell'elemento murario
n/e = parete in muratura nuova (n) o esistente (e)
Sez. comb. = indica la sezione di verifica (B=base, S=sommità), e la combinazione di azioni derivanti dall'analisi sismica. Più in dettaglio, le combinazioni eseguite nelle sezioni di verifica sono identificate dalle seguenti sigle:
B.1 = sezione di base, combinazione N+, T/M+
B.2 = sezione di base, combinazione N+, T/M-
B.3 = sezione di base, combinazione N-, T/M+
B.4 = sezione di base, combinazione N-, T/M-
e analogamente per la sezione S di sommità.
Le combinazioni .2 e .3 (N+, T/M-) e (N-, T/M+), vengono eseguite solo se il corrispondente parametro di calcolo è stato selezionato (finestra Parametri di Calcolo: scheda: Edifici in Muratura: Per Analisi Lineare: Considerare anche le combinazioni (N_{min}, T/M_{max}), (N_{max}, T/M_{min})).
Le combinazioni che generano risultati identici non vengono riportate. Un esempio di questo tipo è il caso di strutture con vincolamento shear-type, quindi composte da pareti con sforzo normale costante: le verifiche per le diverse combinazioni sono identiche, in quanto varia solamente il segno del momento e conseguentemente si inverte la zona reagente, ma i risultati sono invariati. In questo caso, nella tabella viene riportata, ad es. nella sezione di base, la sola verifica B.1
P = forza assiale positiva se di compressione
M = momento di calcolo
Ecc = eccentricità (= M / P)
Beta = coefficiente di parzializzazione della sezione = l'/l, essendo l' la zona compressa.
Per muratura ordinaria: la zona reagente (parte della sezione soggetta a compressione) può essere determinata ipotizzando la distribuzione triangolare delle tensioni (EC6, §4.5.3.(6)), oppure (nell'ipotesi di comportamento della muratura parabolico-rettangolare) calcolando l'effettiva zona reagente a pressoflessione attraverso lo studio del punto di sollecitazione contenuto nel dominio di resistenza. In caso di distribuzione triangolare: Beta=1 se (Ecc/l)<=1/6, altrimenti: Beta=(3 · (0.5-Ecc/l)) [Beta=0 se Ecc>=l / 2].
Per muratura armata o consolidata con FRP / CAM /Reticolatus, il dominio di resistenza è sempre disponibile e quindi in tali casi è sempre possibile fare riferimento all'effettiva zona reagente a pressoflessione.
Si osservi che il riferimento all'effettiva zona reagente a pressoflessione garantisce la coerenza fra Taglio e PressoFlessione (N,M e T agiscono contemporaneamente sulla sezione trasversale). Lo studio della sezione nel dominio di resistenza fornisce inoltre la risultante delle compressioni C relativa alla zona reagente: tale risultante è maggiore dello sforzo normale N di compressione agente sulla sezione quando sia presente un elemento in grado di fornire resistenza a trazione T (C=N+T). Più in dettaglio:
- per la muratura armata e per i sistemi CAM / Reticolatus, la zona resistente a taglio per scorrimento è pari a d (cfr. §7.8.3.2.2) e quindi non corrisponde in realtà alla sola zona compressa. La tensione normale σ_n ai fini della verifica a taglio per scorrimento è fornita da: N/(dt), con t=spessore della parete;
- per la muratura ordinaria non rinforzata non esiste un elemento reagente a trazione, e quindi C=N. σ_n è pari a N/(l't);
- per la muratura rinforzata con FRP, si fa riferimento all'effettiva zona compressa e alla tensione normale media prodotta dalla risultante degli sforzi di compressione: σ_n = C/(l't) (DT200 R1/2012,§5.4.1.1.2).
C = risultante degli sforzi di compressione sulla zona reagente, calcolata in caso di comportamento meccanico della muratura secondo il modello parabolico-rettangolare
σ,n = tensione normale media riferita alla parte compressa della sezione
fvko/fvmo = resistenza a taglio per fessurazione diagonale in assenza di compressione: f_{vko} (caratteristica) per muratura nuova, f_{vmo} (media) per muratura esistente ($f_{vmo} = f_{vo}$).
fvd = valore di calcolo (o: di progetto) della resistenza a taglio per scorrimento, che tiene conto dei limiti sopra citati

Edificio nuovo: **γ,m** = coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M
Edificio esistente: **γ,m** · **FC** = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M per il fattore di confidenza (dipendente dal livello di conoscenza LC1,LC2 o LC3)
Vt = taglio resistente
V = taglio di calcolo. Per gli edifici nuovi in muratura armata progettata secondo la gerarchia delle resistenze (§7.8.1.7), il taglio di calcolo viene amplificato per il fattore (M_u/M), dove M è il momento di calcolo corrispondente a V e M_u è il momento resistente, in modo da ottenere l'azione di taglio corrispondente alla resistenza a collasso per flessione; V è inoltre amplificato per γ_{Rd}=1.5
C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto V_t / V. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è >= 1

Nel caso di muratura rinforzata, compaiono inoltre i seguenti parametri:
% arm. tag. = percentuale di armatura a taglio (definita da: A_{sw} / (s t) · 100).
Nel caso di rinforzo con armatura trasversale posta nei giunti, si adottano i limiti normativi indicati in §4.5.7: la percentuale non può essere inferiore allo 0.04% né superiore allo 0.5%, e in caso contrario il dato viene posto in evidenza (grassetto in colore blu)
VtM = contributo della muratura al taglio resistente
VtS = contributo dell'armatura orizzontale al taglio resistente
Vtlim = valore limite del taglio resistente

3.2.17.24 Verifiche sismiche degli elementi in calcestruzzo armato: verifica a taglio

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §4.1.2.1.3)

In strutture miste, gli elementi in c.a. (pareti e/o travi) possono essere soggetti a verifica di resistenza, in particolare nel caso in cui siano considerati collaboranti con gli elementi murari sotto azioni orizzontali. La legge di comportamento del calcestruzzo è di tipo parabolico-rettangolare (§4.1.2.1.2.1, Fig. 4.1.1(a)), mentre per l'acciaio si adotta la legge elastica-perfettamente plastica (§4.1.2.1.2.2, Fig. 4.1.3(b)).

Per gli elementi verticali (**pareti e pilastri**) viene eseguita la verifica a taglio considerando separatamente i due piani locali di sollecitazione xy (taglio V_y) e xz (taglio V_z). Per gli elementi orizzontali (**travi in elevazione e di fondazione**) viene eseguita la verifica a taglio nel piano locale xz (V_z). Le verifiche a taglio vengono eseguite nelle sezioni di estremità della luce deformabile.
La staffatura è supposta uguale nelle due sezioni di estremità (in caso di differenza, si sarà fatto riferimento alla staffatura minore). Nel caso di strutture esistenti, saranno stati inseriti i valori di armatura stimati o rilevati; nel caso di strutture nuove, le armature progettate. Per i nuovi elementi in c.a. il rispetto delle armature minime di regolamento e delle eventuali condizioni sulle gerarchie delle resistenze, secondo le indicazioni normative, deve essere assicurato a priori. PCM esegue le verifiche di sicurezza utilizzando le armature in input e le sollecitazioni derivanti dal calcolo, indipendentemente dai controlli sulla conformità alla Normativa delle armature adottate.

La resistenza a taglio viene espressa sulla base della schematizzazione a traliccio (§4.1.2.3.5.2); gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali (di area A_{Sw} ,interasse 's' fra due armature trasversali consecutive, e inclinazione α rispetto all'asse della trave; nel caso delle staffe: α=90°), le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo, e i puntoni d'anima inclinati (caratterizzati dall'inclinazione θ rispetto all'asse della trave). L'inclinazione θ deve rispettare i seguenti limiti: $1 \leq \text{cotg}\,\theta \leq 2.5$.
Per la verifica di resistenza si può adottare il criterio di uguaglianza della resistenza di calcolo a "taglio trazione" con quella a "taglio compressione", corrispondente a ipotizzare il cedimento simultaneo delle bielle di calcestruzzo e dell'armatura a taglio: si uguagliano i secondi membri delle espressioni V_{RSd} (4.1.27) e V_{RCd} (4.1.28):
$0.9\,d\,(A_{Sw}/s)\,f_{yd} \cdot (\text{cotg}\,\alpha + \text{cotg}\,\theta) \cdot \sin\alpha = 0.9\,d\,b_w\,\alpha_c\,\nu\,f_{cd} \cdot (\text{cotg}\,\alpha + \text{cotg}\,\theta) / (1 + \text{cotg}^2\theta)$
da cui, essendo $\sin\alpha = 1$ (per le staffe) e $[1/(1 + \text{cotg}^2\,\theta)] = \sin^2\theta$, si ottiene:
$(A_{sw}\,f_{yd}) / (b_w\,s\,\alpha_c\,\nu\,f_{cd}) = \sin^2\theta$
relazione da cui si ottiene θ; segue il controllo su cotg θ. A questo punto il taglio resistente si può calcolare equivalentemente con l'espressione di V_{RSd} o di V_{RCd}; si ha:
$V_{Rd} = V_{RSd} = 0.9\,d\,(A_{Sw}/s)\,f_{yd} \cdot \text{cotg}\,\theta$. La verifica di resistenza è soddisfatta quando risulta $V_{Ed} < V_{Rd}$.

Simbologia utilizzata nel software PCM per i risultati dell'Analisi Sismica Lineare per elementi in cemento armato:
N. = numero progressivo dell'elemento
Tip. = tipologia: parete o pilastro (C), trave in elevazione (T), trave di fondazione (Z)
fcd = resistenza a compressione di progetto. I valori sono i seguenti:
Edifici nuovi: Calcestruzzo: $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_C$, Acciaio: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$;
Edifici esistenti: Calcestruzzo: $f_{cd} = f_{cm} / F_C / \gamma_C$, Acciaio: $f_{yd} = f_{ym} / F_C / \gamma_S$
ν fcd = resistenza di progetto a compressione ridotta per il calcestruzzo d'anima (ν = 0.5) (§4.1.2.3.5.2)
I seguenti parametri sono elencati per ognuno dei due piani di sollecitazione xy (taglio V_y) e xz (taglio V_z):
cotg.th = cotangente dell'angolo θ. Se non sono rispettati i limiti: $1 \leq \text{cotg}\,\theta \leq 2.5$, il coefficiente di sicurezza a taglio si annulla
Vu = taglio resistente (=V_{Rd}) in direzione y e z
V = taglio di calcolo (=V_{Ed}) in direzione y e z
C.Sic. = coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto (V_u/V) in direzione y e z
Infine si riporta il coefficiente di sicurezza **C.Sic.** pari al valore minimo fra i coefficienti relativi ai due piani di sollecitazione

3.2.17.25 Verifiche sismiche degli elementi in muratura: verifica a taglio per fessurazione diagonale

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §C8.7.1.5)

I criteri di resistenza per la verifica a taglio per fessurazione diagonale nelle murature a tessitura irregolare e nelle murature a tessitura regolare sono indicati nella Circolare in §C8.7.1.3.1.1 per le verifiche sismiche e, per analogia, vengono estese alle verifiche statiche.
Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, utilizzando resistenze di progetto ottenute dividendo i valori medi divisi per il fattore di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali (per γ_M: §4.5.6.1, per F_C: §C8.5.4).
Per muratura con tessitura irregolare:

$$V_t = l \cdot t \frac{1.5\tau_{0d}}{b}\sqrt{1+\frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = l \cdot t \frac{f_{td}}{b}\sqrt{1+\frac{\sigma_0}{f_{td}}} \qquad [C8.7.1.16]$$

per muratura con tessitura regolare:

$$V_t = \frac{l\,t}{b}\left(\tilde{f}_{v0d} + \tilde{\mu}\sigma_0\right) = \frac{l\,t}{b}\left(\frac{f_{v0d}}{1+\mu\phi} + \frac{\mu}{1+\mu\phi}\sigma_0\right) \le V_{t,\lim} \qquad [C8.7.1.17]$$

dove: l = lunghezza del pannello, t = spessore del pannello,
σ_o = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= P / lt, con P forza assiale agente positiva se di compressione);
b = coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere b = λ(=h/l), essendo λ la snellezza della parete, comunque non superiore a 1.5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza della parete.
Per tessitura irregolare:
f_{td} = valore di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale = 1.5 τ_{od}
τ_{od} = valore di calcolo della resistenza a taglio di riferimento (=resistenza a taglio puro, cioè in assenza di sforzo normale)
Per tessitura regolare:
μ (coefficiente di attrito locale del giunto) e φ (coefficiente di ingranamento murario - muratura regolare): cfr. Dati Materiali;
f_{vod} = valore di calcolo della resistenza a taglio di riferimento (=resistenza a taglio puro, cioè in assenza di sforzo normale);
per il taglio resistente la Normativa fornisce la limitazione massima $V_{t,lim}$ [C8.7.1.18].

I valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza F_C (§8.5.4, §C.8.5.4) e, in analisi lineare, per il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali γ_M. Normalmente: F_C = 1.35, 1.20, 1.00 in corrispondenza dei livelli di conoscenza LC1,LC2,LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per τ_o e per f_{vo}).
Per le verifiche sismiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza γ_M definito in §7.8.1.1 dove si indica γ_M >= 2.0.

Muratura rinforzata:
Rinforzo a taglio di muratura ordinaria o armata: il rinforzo consiste in un'**armatura trasversale (es. tralicci) posta nei giunti orizzontali**. Per la resistenza a taglio V_t è possibile considerare un incremento rispetto alla muratura ordinaria (qualora nei Parametri di Calcolo sia stata selezionata, nei Dati per Muratura Armata, la corrispondente opzione) (§7.8.3.2.2):
$V_t = V_{tM}$ (contributo muratura) + V_{tS} (contributo armatura) = (l t f_{vd}) + (0.6 l A_{sw} fy_d) / s,
dove:
s = distanza verticale tra i livelli di armatura;
A_{sw} = area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio (armatura orizzontale) nel singolo corso orizzontale;
fy_d = resistenza di calcolo dell'acciaio, pari a: fy_k / γ_S (analisi lineare) (γ_S = 1.15);
f_d = resistenza a compressione di calcolo della muratura, pari a: f_d / γ_M (analisi lineare).
Analoga formulazione viene applicata nel caso di muratura esistente rinforzata con **CAM** o **Reticolatus** (per questi casi, il contributo V_{tS} è sempre considerato; al posto della lunghezza del pannello l viene considerata la distanza d tra lembo compresso e baricentro dell'armatura tesa).
Per muratura esistente rinforzata con **FRP**, il contributo del rinforzo ha le seguenti formulazioni (cfr. §5.4.1.2.2 CNR DT 200) ($V_{tS} \equiv V_{Rd,f}$).
a) Nel caso di pannello murario (maschio o fascia) rinforzato con nastri verticali e orizzontali, cioè con nastri a pressoflessione e con nastri ad essi ortogonali orientati secondo la direzione dello sforzo di taglio:
$V_{tS} = (1/\gamma_{Rd}) \cdot 0.6\ d \cdot (E_f\ \varepsilon_{fd}) \cdot 2\ t_f\ b_f/p_f$, dove:
E_f = modulo di elasticità del composito nella direzione delle fibre;
ε_{fd} = deformazione di progetto del rinforzo in FRP = minima fra la deformazione di distacco ε_{fdd} (se specificata in input) e la deformazione di rottura: $\eta_a\ \varepsilon_{fk} / \gamma_f$;
t_f = spessore del rinforzo (considerando il numero di nastri sovrapposti; il fattore 2 corrisponde al rinforzo su entrambe le facce del pannello);
b_f, p_f = larghezza e passo delle strisce;
γ_{Rd} = coefficiente parziale, pari a 1.20.
Il valore di V_{tS} viene inoltre ridotto mediante il fattore moltiplicativo ctg(90°-φ), dove φ è l'angolo d'attrito dei corsi di malta.
La resistenza a taglio massima, corrispondente allo stato limite di compressione delle diagonali del traliccio, è data da: $V_{t,lim} = 0.3\ f_{hd}\ t\ d$, dove f_{hd} è la resistenza a compressione di progetto nella direzione del taglio (per i maschi: parallela ai letti di malta; per le fasce si considera f_d).

b) Se invece il rinforzo a taglio è effettuato mediante nastri diagonali:
$V_{tS} = (\delta_{Rd}/H) \cdot (\sin\alpha \cos^2\alpha E_f A_f)$, dove:
$\delta_{Rd}/H = \min \{ 0.005, \varepsilon_{fdd} / (\sin\alpha \cos\alpha) \}$, con: α=angolo di inclinazione del rinforzo a taglio diagonale; ε_{fdd}=deformazione di progetto;
$A_f = 2\ t_f\ b_f$, con t_f che tiene conto dei nastri sovrapposti.
Il coefficiente: $[(\delta_{Rd}/H)/0.005]$ moltiplica inoltre il contributo della muratura V_{tM}. Nel caso in cui la correzione di V_{tM} comporti un taglio resistente ($V_{tM} + V_{tS}$) minore della resistenza V_{tM} senza nastri, si trascura il contributo di FRP assumendo come resistenza a taglio la resistenza del pannello senza nastri.
Per muratura esistente rinforzata con **FRCM,** il contributo del rinforzo V_{tS} segue la seguente formulazione (cfr. §4.1.1 CNR DT 215, $V_{tS} \equiv V_{t,f}$).
$V_{tS} = 0.5 \cdot n_f \cdot t_{Vf} \cdot b_f \cdot \alpha_t \cdot \varepsilon_{fd} \cdot E_f$
dove:
n_f = numero totale degli strati di rinforzo disposti sulle facce della parete;
t_{Vf} = spessore equivalente di uno strato del rinforzo;
b_f = dimensione del rinforzo misurata ortogonalmente alla forza di taglio, data da $b_1 \cdot l / p_f$, dove: b_1 è la larghezza del singolo nastro, l è il minimo tra la larghezza e l'altezza della parete, p_f è il passo tra i nastri;
$\alpha_t = 0.8$, coefficiente che tiene conto della ridotta resistenza delle fibre quando sollecitate a taglio;
ε_{fd} = deformazione di progetto del rinforzo;
E_f = modulo elastico del tessuto secco.
Il valore di V_{tS} viene ridotto del 30% in presenza di rinforzo su un solo lato della parete.
La resistenza a taglio massima, corrispondente allo stato limite di schiacciamento diagonale della muratura è data da: $V_{t,lim} = 0.25\ f_d\ t\ d$, dove f_d è la resistenza a compressione di progetto della muratura, t è lo spessore della parete, d_f è la distanza tra l'estremo lembo compresso della muratura e l'estremo lembo teso del rinforzo FRCM (fibre ortogonali alla direzione del taglio).
L'incremento di resistenza non può essere maggiore del 50% rispetto alla resistenza del pannello non rinforzato, perciò V_t può assumere al massimo il valore $1.5\ V_{tM}$.

Le verifiche sismiche a taglio per fessurazione diagonale, come le altre verifiche di resistenza, sono condotte, per tutti gli edifici in muratura, allo **stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV)**. Sono richieste verifiche sismiche di resistenza anche per **SLD** nel caso di costruzioni di **Classe III e IV** (§7.3.6).

Simbologia adottata dal software PCM (risultati analisi lineare):
N. = numero progressivo dell'elemento murario
n/e = parete in muratura nuova (n) o esistente (e)
Sez. comb. = indica la sezione di verifica (M=mezzeria, con riferimento alla luce deformabile nel piano complanare), e la combinazione di azioni derivanti dall'analisi sismica. Più in dettaglio, le combinazioni eseguite sono identificate dalle seguenti sigle:
M.1 = combinazione N+, T/M+
M.2 = combinazione N+, T/M-
M.3 = combinazione N-, T/M+
M.4 = combinazione N-, T/M-
Le combinazioni .2 e .3 (N+, T/M-) e (N-, T/M+), vengono eseguite solo se il corrispondente parametro di calcolo è stato selezionato (finestra Parametri di Calcolo: scheda: Edifici in Muratura: Per Analisi Lineare: Considerare anche le combinazioni (N_{min}, T/M_{max}), (N_{max}, T/M_{min})).
Le combinazioni che generano risultati identici non vengono riportate. Un esempio di questo tipo è il caso di strutture con vincolamento shear-type, quindi composte da pareti con sforzo normale costante: le verifiche per le diverse combinazioni sono identiche, in quanto varia solamente il segno del momento e conseguentemente si inverte la zona reagente, ma i risultati sono invariati. In questo caso, nella tabella viene riportata la sola verifica M.1
Coeff. b = coefficiente correttivo b
P = forza assiale positiva se di compressione
p = σ_o = tensione normale media riferita all'intera sezione
tauo = resistenza media a taglio per fessurazione diagonale in assenza di compressione, per tessitura irregolare
fvdo = resistenza di progetto a taglio in assenza di compressione, per tessitura regolare
Edificio nuovo: **γ,m** = coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M
Edificio esistente: **γ,m** · **FC** = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M per il fattore di confidenza (dipendente dal livello di conoscenza LC1,LC2 o LC3)
fvd = valore di calcolo (o: di progetto) della resistenza a taglio per fessurazione diagonale
Vt,lim = valore limite per il taglio resistente
Vt = taglio resistente
V = taglio di calcolo. Per gli edifici nuovi in muratura armata progettata secondo la gerarchia delle resistenze (§7.8.1.7), il taglio di calcolo viene amplificato per il fattore (M_u/M), dove M è il momento di calcolo corrispondente a V e M_u è il momento resistente, in modo da ottenere l'azione di taglio corrispondente alla resistenza a collasso per flessione; V è inoltre amplificato per γ_{Rd}=1.5
C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto V_t / V. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è >= 1

Nel caso di muratura rinforzata, compaiono inoltre i seguenti parametri:
% arm. tag. = percentuale di armatura a taglio (definita da: A_{sw} / (s t) · 100).
Nel caso di rinforzo con armatura trasversale posta nei giunti, si adottano i limiti normativi indicati in §4.5.7: la percentuale non può essere inferiore allo 0.04% né superiore allo 0.5%, e in caso contrario il dato viene posto in evidenza (grassetto in colore blu)
VtM = contributo della muratura al taglio resistente
VtS = contributo dell'armatura orizzontale al taglio resistente

3.2.17.26 Verifiche sismiche degli elementi in muratura: verifica a pressoflessione ortogonale con azioni da modello 3D

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §7.8.2.2.3)

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete viene calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare (stress block), un valore della resistenza pari a 0.85 f_d e trascurando la resistenza a trazione della muratura.
In alternativa, PCM prevede la possibilità di adottare per la muratura la legge di comportamento parabola-rettangolo: il momento ultimo viene quindi calcolato attraverso l'elaborazione del dominio di resistenza N-M. In caso di modello stress block, per sezioni di muratura armata o consolidata con sistemi FRP / FRCM / CAM / Reticolatus viene comunque utilizzato il modello triangolo-rettangolo. Oltre ai risultati riportati in tabella, specifiche rappresentazioni grafiche di PCM evidenziano il dominio di resistenza ed i punti rappresentativi degli stati di sollecitazione sottoposti a verifica di sicurezza.
$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura nuova. Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del materiale è la resistenza a compressione media f_m, definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8.5.3.1, Tab.C8.5.II). f_m sostituisce f_k nella formulazione di f_d; inoltre, γ_M deve essere moltiplicato per il Fattore di Confidenza F_C (§8.5.4, §C.8.5.4) che normalmente assume i valori 1.35, 1.20, 1.00 rispettivamente per i livelli di conoscenza LC1,LC2,LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per f_m).
Per le verifiche sismiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza γ_M definito in §7.8.1.1 dove si indica γ_M >= 2.0.
In Analisi Non Lineare, non si applica γ_M (§C8.7.1.3.1.1) e la resistenza di calcolo è data da: $f_d = f_m / F_C$.

Si ha pertanto il seguente schema di valutazione della resistenza di calcolo (o: di progetto) f_d:
Muratura nuova: f_k: è certamente nota; f_m: se non è nota, si pone: $f_m = f_k / 0.7$.
in Analisi Lineare: $f_d = f_k / \gamma_M$; in Analisi Non Lineare: $f_d = f_m$.
Muratura esistente: è nota f_m (dipendente, fra l'altro, dal livello di conoscenza).
in Analisi Lineare: $f_d = f_m / \gamma_M / F_C$; in Analisi Non Lineare: $f_d = f_m / F_C$.

Le verifiche sismiche a pressoflessione ortogonale, come le altre verifiche di resistenza, sono condotte, per tutti gli edifici in muratura, allo **stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV)**. Sono richieste verifiche sismiche di resistenza anche per **SLD** nel caso di costruzioni di **Classe III e IV** (§7.3.6).

Alla verifica di resistenza può essere affiancata, se scelta nei parametri di calcolo, la verifica di stabilità. E' così possibile considerare gli effetti del secondo ordine riconducibili all'instabilizzazione fuori piano di una parete in muratura ordinaria.
La **verifica di stabilità** viene svolta applicando le formulazioni proposte nei seguenti riferimenti bibliografici:
Schultz, A.E., J.G. Mueffelman, and N.J. Ojard: "Critical Axial Loads for Transverse Loaded Masonry Walls ", Proceedings, 12th International Brick/Block Masonry Conference, 2000, pp. 1633-1646;
Masonry Standards Joint Committee: "Building Code Requirements for Masonry Structures", ACI 530-99/ASCE 5-99/TMS 402-99, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, The Masonry Society, Boulder, CO, 1999.
Il **carico critico** viene calcolato tenendo conto dell'influenza dell'eccentricità dello sforzo normale e della flessione dovuta alle azioni trasversali, attraverso la seguente relazione:
$(P_{crit} / P_E) = [1 - 2 (e_a + \lambda e_f)/t]^3 = [1 - 2 e_a/t - 2 \lambda e_f/t]^3$
dove P_E è il carico critico euleriano: $P_E = \pi^2 EJ / \ell_0^2$
essendo: EJ la rigidezza flessionale dell'intera sezione trasversale della parete valutata nel piano ortogonale (il piano di minima inerzia), ℓ_0 è la lunghezza libera di inflessione, assunta inizialmente pari all'altezza della parete nello schema di riferimento (asta incernierata). Il carico critico viene poi corretto utilizzando le relazioni proposte in letteratura tecnica per i diversi tipi di vincolamento interno, tenendo conto anche del carico assiale variabile (determinato, per le pareti in muratura, dagli effetti del peso proprio).
Inoltre: e_a e e_f sono le eccentricità corrispondenti rispettivamente al carico verticale e al momento flettente; λ è un coefficiente pari a 0.813 per il momento lineare e a 0.905 per il momento parabolico dovuto a carico distribuito, t è lo spessore della parete (nel caso delle verifiche sismiche per azioni ortogonali derivanti dallo schema 3D non sono presenti effetti da carico distribuito, in quanto le forze d'inerzia agiscono nelle masse concentrate ai nodi e producono momenti flettenti lineari).
Il calcolo di verifica determina il minimo ed il massimo valore del carico critico entro i quali deve essere compreso il carico verticale di progetto (riferito alla sezione di mezzeria della luce deformabile ortogonale), affinché lo stato di sollecitazione resti compreso nel **dominio di stabilità**; i dettagli sul metodo sono riportati nella manualistica associata al software PCM.
La verifica di stabilità si riferisce all'asta nel suo complesso. Se la verifica di stabilità è più sfavorevole rispetto alla verifica di resistenza, il valore dello sforzo normale ultimo Nu viene sostituito dal Carico critico, ed è preceduto da un asterisco *. In tal caso, il corrispondente coefficiente di sicurezza fa riferimento alla verifica di stabilità.

Simbologia utilizzata nel software PCM:
N. = numero progressivo dell'elemento murario
x Sez. = ascissa della sezione di verifica. La sezione indicata corrisponde alla verifica più sfavorevole lungo la luce deformabile dell'asta
comb. = indica la combinazione di azioni derivanti dall'analisi sismica. Più in dettaglio, le combinazioni eseguite nella sezione di verifica sono identificate dalle seguenti sigle:
1 = sezione di base, combinazione N+, T/M+
2 = sezione di base, combinazione N+, T/M-
3 = sezione di base, combinazione N-, T/M+
4 = sezione di base, combinazione N-, T/M-

Le combinazioni 2 e 3 (N+, T/M-) e (N-, T/M+), vengono eseguite solo se il corrispondente parametro di calcolo è stato selezionato (finestra Parametri di Calcolo: scheda: Edifici in Muratura: Per Analisi Lineare: Considerare anche le combinazioni (N_{min}, T/M_{max}), (N_{max}, T/M_{min})).
Le combinazioni che generano risultati identici non vengono riportate
P = forza assiale positiva se di compressione
p = valore di calcolo della sollecitazione di compressione
fk, fm = resistenza a compressione
Edificio nuovo: **γ,m** = coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M
Edificio esistente: **γ,m** · **FC** = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M per il fattore di confidenza (dipendente dal livello di conoscenza LC1,LC2 o LC3)
fd = valore di progetto della resistenza a compressione
Nu = sforzo normale ultimo = 0.85 f_d lt (l,t: dimensioni della sezione). La presenza di * indica il valore del Carico critico (la verifica si riferisce alla stabilità)
Mu = momento di collasso per pressoflessione = (N t / 2) · (1 - N / N_u)
M = momento di calcolo
C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto M_u / M. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è >= 1

3.2.17.27 Verifiche sismiche degli elementi in muratura: verifica a pressoflessione ortogonale con azioni convenzionali

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §7.8.2.2.3)

§7.8.2.2.3: Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete sarà calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare (stress block), un valore della resistenza pari a 0.85 f_d e trascurando la resistenza a trazione della muratura.
In alternativa, PCM prevede la possibilità di adottare per la muratura la legge di comportamento parabola-rettangolo: il momento ultimo viene quindi calcolato attraverso l'elaborazione del dominio di resistenza N-M. In caso di modello stress block, per sezioni di muratura armata o consolidata con sistemi FRP / FRCM / CAM / Reticolatus viene comunque utilizzato il modello triangolo-rettangolo. Oltre ai risultati riportati in tabella, specifiche rappresentazioni grafiche di PCM evidenziano il dominio di resistenza ed i punti rappresentativi degli stati di sollecitazione sottoposti a verifica di sicurezza.
§7.8.1.5.2 **Analisi statica lineare**: Per le verifiche fuori piano, potranno essere adottate le forze equivalenti indicate al punto §7.2.3 per gli elementi strutturali secondari e non strutturali. Più precisamente, l'azione sismica ortogonale alla parete potrà essere rappresentata da una forza orizzontale distribuita, pari a S_a/q_a volte il peso della parete e da forze orizzontali concentrate pari a S_a/q_a volte il peso trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano su di essa, se queste non sono efficacemente trasmesse a muri trasversali disposti parallelamente alla direzione del sisma.

Per le pareti resistenti al sisma che rispettano i limiti della Tab.7.8.I (§7.8.1.4) si può assumere che il periodo T_a indicato al punto §7.2.3 sia pari a 0.
§7.8.1.5.3 **Analisi dinamica modale**: Le verifiche fuori piano potranno essere effettuate separatamente, adottando le forze equivalenti indicate al punto §7.8.1.5.2 per l'analisi statica lineare.
§7.2.3: L'effetto dell'azione sismica potrà essere valutato considerando un sistema di forze proporzionali alle masse (concentrate o distribuite) dell'elemento, la cui forza risultante (F_a) valutata al baricentro dell'elemento stesso, è calcolata secondo la relazione seguente:
$F_a = S_a W_a / q_a$, dove:
W_a = peso dell'elemento
S_a = accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento subisce durante il sisma, e corrispondente allo stato limite in esame (SLD o SLV, §3.2.1)
q_a = fattore di struttura dell'elemento. Secondo §7.8.1.5.2, si può assumere q_a=3
S_a può essere calcolato nel seguente modo:
$S_a = \alpha S \cdot [1.5 \cdot (1 + Z/H_f) - 0.5] >= \alpha S$, dove:
α = rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a,g su sottosuolo di tipo A da considerare nello stato limite in esame e l'accelerazione di gravità g;
S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel §3.2.3.2.1
T_a = periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento nella direzione considerata, T_1 = periodo fondamentale di vibrazione della struttura nella direzione considerata (le verifiche secondo NTC18 non prevedono l'utilizzo di Ta e T1 nella formula delle forze ortogonali sulle pareti considerate come elementi non strutturali o secondari secondo §7.2.3)
Z = quota del baricentro dell'elemento misurata a partire dal piano di fondazione
H_f = altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.
Ponendo H = luce deformabile nel piano di flessione ortogonale al piano medio della parete, si ha che:
Z = quota della base della parete + zona rigida iniziale in direzione ortogonale + H/2
g = accelerazione di gravità

In PCM la verifica a pressoflessione ortogonale viene eseguita nella sezione di mezzeria della luce deformabile nel piano ortogonale dei maschi murari, sotto le seguenti ipotesi:
- la parete è soggetta allo sforzo normale statico, senza incremento o diminuzione dovuti all'effetto sismico sul modello globale; tale sforzo normale può essere caratterizzato da eccentricità di tipo strutturale (dovuta ai carichi di solaio e alla posizione delle pareti sovrastanti);
- non sono considerate forze ribaltanti in sommità derivanti dall'orizzontamento. Ciò equivale a ipotizzare che le forze sismiche siano efficacemente trasmesse a pareti di controvento (parallele alla direzione sismica). Per edifici nuovi, questo requisito può essere

considerato intrinseco nelle modalità costruttive; per edifici esistenti in assenza di efficace connessione fra pareti, questa ipotesi trova giustificazione nel fatto che la verifica a meccanismo di collasso (ribaltamento di corpo rigido) può essere considerata maggiormente rappresentativa del comportamento fuori piano della parete mal connessa, rispetto alla verifica a pressoflessione ortogonale;
- i requisiti della Tab.7.8.I vengono direttamente considerati, per la verifica a pressoflessione ortogonale, per ogni parete in muratura nuova, quindi anche se inserita in un edificio esistente (p.es. in caso di aggiunta di nuove pareti nell'ambito del progetto di consolidamento). Per murature esistenti, qualora sia stato selezionato il corrispondente parametro di calcolo, è possibile fare riferimento ai requisiti della Tab.7.8.I per adottare periodo T_a=0, con le seguenti posizioni. Per murature con le tipologie: pietrame disordinata, conci sbozzati, pietre a spacco con buona tessitura, conci di pietra tenera, si adottano i requisiti di muratura ordinaria con elementi in pietra squadrata (requisiti più severi fra quelli indicati in Tab.7.8.I); per murature a blocchi lapidei squadrati, si utilizza lo stesso riferimento, con l'aggiunta di parametri più favorevoli per le zone 3 e 4; per elementi artificiali pieni o semipieni si adottano le prescrizioni corrispondenti;
- i dati geometrici delle pareti riportano sia la snellezza complanare, sia la snellezza nel piano ortogonale (ho/t). Nel computo di ho, si assume per default: ρ = 1 (fattore laterale di vincolo). L'altezza libera di inflessione della parete fa riferimento alla luce deformabile nel piano ortogonale (depurata quindi delle eventuali zone rigide agli estremi per flessione nel piano ortogonale al piano della parete);
- la parete viene considerata appoggiata. Se l'interasse di irrigidimento 'a' (=distanza fra muri trasversali per la specchiatura entro cui si trova confinata la parete) è >0, viene considerato un comportamento a piastra (parete ben ammorsata nei muri trasversali). Se a=B, con B=base (dimensione complanare) della parete, ciò equivale a considerare che la parete sia vincolata esattamente ai suoi bordi laterali; se a>B, la parete appartiene ad una specchiatura più ampia definita dai muri trasversali. a=0 equivale a considerare un comportamento a trave, con parete libera quindi da vincoli laterali. In entrambi i casi, le formule per il momento agente ed il periodo proprio sono tratte dal Manuale Ingegneria Civile, Ed.Cremonese.
- Comportamento a trave: il periodo proprio è dato da: $T_a = 2\pi / \omega$, con: $\omega = \pi^2 \cdot (1/ H^2) \cdot t \cdot \sqrt{[(E / 12 / (\text{peso sp.}) / g)]}$, dove: t = spessore della parete; E = modulo di elasticità longitudinale; (peso sp.) = peso specifico medio della muratura. L'azione sismica produce un momento in mezzeria $M = qH^2/8$, essendo q il carico sismico distribuito lungo l'altezza ($q = F_a / H$).
- Comportamento a piastra: il periodo proprio è pari a: $T_a = 2\pi / \omega$, con: $\omega = \pi^2 \cdot (1/a^2 + 1/ H^2) \cdot t \cdot \sqrt{[(E / 12 / (\text{peso sp.}) / g) / (1-\nu^2)]}$, dove: ν=coefficiente di Poisson: G=E/2/(1+ν). L'azione sismica produce un momento in mezzeria il cui valore massimo è pari a $q' H^2/8 \cdot c$, essendo: $q' = q / (1+\lambda^4)$ con λ=H/a, con q=carico sismico di superficie ($q = F_a / H / a$); $c=1 - 5/6\ \lambda^2 / (1+\lambda^4)$. Per eseguire la verifica sulla sezione trasversale, il momento massimo si estende, a favore di sicurezza, all'intera sezione trasversale prescindendo dalla diminuzione verso gli appoggi laterali verticali della piastra: si ha così: $M = q / (1+\lambda^4) \cdot H^2/8 \cdot c$, con $q = F_a / H$.

Per la verifica della sezione muraria, viene effettuato il confronto fra il momento agente di calcolo M e il momento ultimo resistente M_u, definito come momento di collasso per pressoflessione ortogonale: $M_u = (N\ t / 2) \cdot (1 - N / N_u)$, dove N_u è lo sforzo normale ultimo dato da: $N_u = 0.85\ f_d\ lt$, essendo l e t le dimensioni della sezione trasversale della parete, e f_d resistenza di progetto:
$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza di progetto per la verifica a compressione (§4.5.6.1). Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del materiale è la resistenza a compressione media f_m, definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8.5.3.1, Tab.C8.5.II). f_m sostituisce f_k nella formulazione di f_d; inoltre, γ_M deve essere moltiplicato per il Fattore di Confidenza F_C (§8.5.4, §C.8.5.4) che normalmente assume i valori 1.35, 1.20, 1.00 rispettivamente per i livelli di conoscenza LC1,LC2,LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per f_m). Per le verifiche sismiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza γ_M definito in §7.8.1.1 dove si indica γ_M >= 2.0.

Si ha pertanto il seguente schema di valutazione della resistenza di calcolo (o: di progetto) f_d (analisi lineare):
Muratura nuova: da §7.8.2.2.1: $f_d = f_k / \gamma_M$.
Muratura esistente: è nota f_m (dipendente, fra l'altro, dal livello di conoscenza); si ha: $f_d = f_m / \gamma_M / F_C$ (§C8.7.1.3.1.1).

Le verifiche sismiche a pressoflessione ortogonale, come le altre verifiche di resistenza, sono condotte, per tutti gli edifici in muratura, allo **stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV)**; in SLV le sollecitazioni di progetto si ottengono combinando gli sforzi normali di tipo statico con i momenti dovuti alle azioni convenzionali, determinati come sopra descritto. Sono richieste verifiche sismiche di resistenza anche per **SLD** nel caso di costruzioni di **Classe III e IV** (§7.3.6).

Alla verifica di resistenza può essere affiancata, se scelta nei parametri di calcolo, la verifica di stabilità. E' così possibile considerare gli effetti del secondo ordine riconducibili all'instabilizzazione fuori piano di una parete in muratura ordinaria.
La **verifica di stabilità** viene svolta applicando le formulazioni proposte nei seguenti riferimenti bibliografici:
Schultz, A.E., J.G. Mueffelman, and N.J. Ojard: "Critical Axial Loads for Transverse Loaded Masonry Walls ", Proceedings, 12th International Brick/Block Masonry Conference, 2000, pp. 1633-1646;
Masonry Standards Joint Committee: "Building Code Requirements for Masonry Structures", ACI 530-99/ASCE 5-99/TMS 402-99, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, The Masonry Society, Boulder, CO, 1999.
Il **carico critico** viene calcolato tenendo conto dell'influenza dell'eccentricità dello sforzo normale e della flessione dovuta alle azioni trasversali, attraverso la seguente relazione:
$(P_{crit} / P_E) = [\ 1 - 2\ (\ e_a + \lambda e_f\ )/t\ ]^{\ 3} = [\ 1 - 2\ e_a/t - 2\ \lambda e_f/t\ ]^{\ 3}$
dove P_E è il carico critico euleriano: $P_E = \pi^2\ EJ\ /\ \ell_0^2$
essendo: EJ la rigidezza flessionale dell'intera sezione trasversale della parete valutata nel piano ortogonale (il piano di minima inerzia), ℓ_0 è la lunghezza libera di inflessione, assunta inizialmente pari all'altezza della parete nello schema di riferimento (asta incernierata). Il carico critico viene poi corretto utilizzando le relazioni proposte in letteratura tecnica per i diversi tipi di vincolamento interno, tenendo conto anche del carico assiale variabile (determinato, per le pareti in muratura, dagli effetti del peso proprio).
Inoltre: e_a e e_f sono le eccentricità corrispondenti rispettivamente al carico sovrastante e al momento flettente; λ è un coefficiente pari a 0.813 per il momento lineare e a 0.905 per il momento parabolico dovuto a carico distribuito, *t* è lo spessore della parete.
Il calcolo di verifica determina il minimo ed il massimo valore del carico critico entro i quali deve essere compreso il carico verticale affinché lo stato di sollecitazione resti compreso nel **dominio di stabilità** (i dettagli sul metodo sono riportati nella manualistica associata al software PCM).

La verifica di stabilità si riferisce all'asta nel suo complesso. Se la verifica di stabilità è più sfavorevole rispetto alla verifica di resistenza, il valore dello sforzo normale ultimo Nu viene sostituito dal Carico critico, ed è preceduto da un asterisco *. In tal caso, il corrispondente coefficiente di sicurezza fa riferimento alla verifica di stabilità.

Simbologia utilizzata nel software PCM:
N. = numero progressivo dell'elemento murario
fd = valore di calcolo (o: di progetto) della resistenza a compressione
Nu = sforzo normale ultimo = 0.85 f_d lt. La presenza di * indica il valore del Carico critico (la verifica si riferisce alla stabilità)
Mu = momento di collasso per pressoflessione = (N t / 2) · (1 - N / N_u)
P = forza assiale positiva se di compressione
M = momento di calcolo ortogonale, definito dall'azione sismica distribuita in elevazione e dal comportamento a trave (a=0) o a piastra (a>0). Il momento di calcolo può inoltre essere incrementato nel caso che sia stata scelta l'opzione di considerare l'eccentricità minima pari a (h/200) ed il corrispondente momento sia superiore al momento di calcolo. Viene infine considerato il contributo degli eventuali momenti flettenti ortogonali al piano della parete agenti in fase statica (in fase sismica la sollecitazione ortogonale è identificata con il carico sismico distribuito applicato sulla parete)
Z = altezza del baricentro dell'elemento rispetto alla fondazione
Hf = altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione
H = altezza dell'elemento murario (= luce deformabile nel piano di flessione ortogonale al piano medio della parete)
a = interasse di irrigidimento
Ta = primo periodo di vibrazione della parete, definito dal comportamento a trave (a=0) o a piastra (a>0)
T1 = primo periodo di vibrazione della struttura nella direzione considerata, derivante dall'analisi modale o stimato secondo la relazione: $T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$ (§C7.3.3.2, con C_1 = 0.050)
(le verifiche secondo NTC18 non prevedono l'utilizzo di Ta e T1 nella formula delle forze ortogonali sulle pareti considerate come elementi non strutturali o secondari secondo §7.2.3)
Sa = coefficiente sismico
W = peso dell'elemento
Fa/H = carico distribuito lungo l'altezza H della parete con risultante Fa applicata al baricentro della parete, ortogonalmente al piano della parete stessa
C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto M_u / M. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è >= 1

3.2.17.28 Verifiche sismiche a stato limite di tipo geotecnico (GEO): capacità portante del terreno e scorrimento sul piano di posa

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §6.4.2.1, §7.2.5, §7.11.5.3)

PCM esegue automaticamente le verifiche allo stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO) (verifica di capacità portante del terreno e di scorrimento sul piano di posa) utilizzando l'**Approccio 2** (§2.6.1), dove i coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e la resistenza globale del sistema (R) assumono i valori (§6.4.2.1):
A1 + M1 + R3
Con questo approccio, sono incrementate le azioni (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R).
A1 (tab. 6.2.I) definisce i coefficienti parziali per le azioni γ_F (distinti in: γ_{G1}, γ_{G2}, γ_P e γ_Q) già applicati nella generazione delle combinazioni di carico delle quali si esamineranno i risultati. Il campo di tensioni sul terreno generato da ognuna delle combinazioni di carico risulta quindi coerente con i valori dei γ_F indicati dalla Norma.
M1 (tab. 6.2.II) indica il coefficiente parziale per i materiali γ_M che deve essere applicato ai parametri geotecnici del terreno: tangente dell'angolo di resistenza al taglio, coesione efficace, resistenza non drenata, peso dell'unità di volume. Si ha: γ_M=1.0 (cioè: nessuna variazione dei parametri).
R3 (tab. 6.4.I) definisce il coefficiente parziale per la resistenza, pari a 2.3 per la capacità portante, e ad 1.1 per lo scorrimento sul piano di posa. Per la verifica di resistenza strutturale della trave di fondazione (stato limite STR) il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.
Si ipotizza che il modello globale dell'edificio contenga sia le travi di fondazione sia la struttura in elevazione, e le sollecitazioni sono calcolate tenendo conto dell'interazione fra fondazioni e struttura sovrastante; le fondazioni sono schematizzate come aste su suolo elastico, e normalmente considerate rigide sotto i maschi e deformabili in corrispondenza delle aperture.

Per l'**analisi sismica**, si fa riferimento a §7.2.5; si ricorda che la combinazione di carico sismica è unica ed è data da: $G_1 + G_2 + E + \Sigma_j \psi_{2j} Q_{kj}$ (i coefficienti γ_F sono unitari).
Nella verifica delle fondazioni devono essere assunte come azioni di progetto trasmesse dalla struttura **le minori tra**:
(a) la **forza assiale** (N) negli elementi strutturali verticali soprastanti, derivante dalla combinazione delle azioni di cui sopra, associata al concomitante **valore resistente del momento flettente** (M) **e del taglio** (V);
(b) le azioni trasferite dagli elementi soprastanti (N, M, V) **amplificate** con un coefficiente γ_{Rd} pari a **1,1 in CD "B"** (N.B. CD "B" può essere considerata la situazione degli edifici in muratura, caratterizzati da bassa duttilità) e 1,3 in CD "A"; si ritiene ragionevole ritenere che l'amplificazione riguardi le sole componenti sismiche (il valore di ogni sollecitazione è dato dalla composizione della componente statica con quella sismica) (in alternativa, l'amplificazione viene applicata alle sollecitazioni complessive);
(c) le azioni derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1.
Per applicare l'opzione **(a)** è indispensabile seguire una modalità di modellazione che separa il graticcio di fondazione dalla sovrastruttura; al graticcio si applicano puntualmente (nei nodi di base degli elementi verticali sovrastanti) le azioni assiali di calcolo e i valori resistenti

delle azioni tagliante e flettente. Nel caso di modello unitario fondazioni+sovrastruttura, l'opzione **(a)** non può essere utilizzata, perchè non esiste una configurazione di analisi che produca contemporaneamente le sollecitazioni richieste.
L'opzione **(b)** è invece sempre applicabile in entrambi i casi; nel caso di modello unitario, l'amplificazione verrà attribuita direttamente alle tensioni di contatto fondazione-terreno (ai fini della verifica geotecnica GEO) e alle sollecitazioni nelle travi di fondazione (ai fini della loro verifica di resistenza strutturale STR).
L'opzione **(c)** può essere considerata poco significativa per le normali strutture (è ragionevole ritererla pensata per le strutture che in elevazione sono calcolate con q=1). Infatti: la componente sismica valutata con il reale fattore di struttura (>=2.25 per gli edifici in muratura esistenti; >=2.80 per gli edifici nuovi in muratura ordinaria; >=3.25 per gli edifici nuovi in muratura armata) è comunque inferiore a quella valutata con q=1 e quindi, potendo scegliere le sollecitazioni minori fra **(a) (b) (c)**, l'opzione **(c)** appare superflua.
Comunque, potendo scegliere le azioni minori fra **(a) (b) (c)**, considerando un solo caso o due casi si opera favore di sicurezza (i restanti due casi o un caso potrebbero solo ridurre le azioni e quindi non corrisponderebbero a situazioni più sfavorevoli).

In analisi sismica, PCM segue l'opzione **(b)**. Per la verifica di capacità portante: si amplificano di 1.1 le tensioni sul terreno corrispondenti all'unica combinazione sismica prevista (effetto statico + effetto sismico); l'amplificazione viene applicata, a favore di sicurezza, alle componenti globali: in alternativa potrebbe infatti applicarsi alla sola componente sismica; infine si confrontano con la capacità portante (ridotta di 2.3). Per la verifica a scorrimento, si confronta il taglio complessivo agente sul piano di posa, cioè sulla superficie di appoggio completa dell'edificio, amplificato di 1.1, con la resistenza a scorrimento (ridotta di 1.1).
Il coefficiente di sottofondo (K Winkler) è una proprietà delle singole travi di fondazione, definita nei Dati Aste. Il carico limite del terreno (q,lim) può essere determinato automaticamente in funzione delle caratteristiche della fondazione e dell'azione di progetto (e, V, H) oppure essere specificato come valore personalizzato (in questo caso i valori di e, V, H non sono presenti).
Nella verifica di scorrimento sul piano di posa la resistenza a taglio R dipende dalle condizioni di drenaggio (EC7, §6.5.3):
- in condizioni drenate, $R = V \tan(\delta_k)$, dove V è il carico verticale complessivo agente sul piano di posa e δ_k è l'angolo di attrito terreno-struttura (dato comune a tutte le fondazioni);
- in condizioni non drenate, $R = A\ c_a$, dove A è l'area totale delle fondazioni e c_a è l'adesione tra terreno e struttura (dato comune a tutte le fondazioni).
La combinazione sismica è la seguente :
$G_1 + G_2 + E + \Sigma_j\ \psi_{2j}\ Q_{kj}$ (i coefficienti γ_F sono unitari) (§3.2.4).

Le verifiche sismiche di tipo geotecnico, come le altre verifiche di resistenza, sono condotte, per tutti gli edifici in muratura, allo **stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV)**. Per alcuni tipi di edifici sono richieste verifiche sismiche di resistenza anche per **stati limite di esercizio** (in particolare: **SLD**): si tratta delle costruzioni di **Classe III e IV** qualora si vogliano limitare i danneggiamenti strutturali (§7.3.7.1).

Simbologia utilizzata nel software PCM:

Verifica di capacità portante del terreno
N.asta = numero progressivo dell'asta (trave di fondazione, o trave su suolo elastico)
K Winkler = coefficiente di sottofondo della trave su suolo elastico
e = eccentricità del carico in direzione trasversale
V = componente verticale del carico
H = componente orizzontale del carico
q,lim = carico limite del terreno
Rd = valore di progetto della resistenza, Rd = q,lim / γ_R (con γ_R = 2.3)
Nodo i = nodo iniziale dell'asta
sZ,i = spostamento verticale del nodo i
sT,i = tensione di contatto nel nodo i
Ed,i = valore di progetto dell'azione in corrispondenza del nodo i. La tensione sul terreno risultante dal calcolo deve essere amplificata di 1.1 (opzione **(b)**; l'amplificazione 1.1 si applica, a favore di sicurezza, alla tensione complessiva, che include sia la parte statica sia la parte sismica)
C.Sic. i = coefficiente di sicurezza, fornito dal rapporto: Rd / Ed,i. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è >= 1
Nodo j = nodo finale dell'asta
sZ,j = spostamento verticale del nodo j
sT,j = tensione di contatto nel nodo j
Ed,j = valore di progetto dell'azione in corrispondenza del nodo j. Analogamente a Ed,i, la tensione sul terreno risultante dal calcolo deve essere amplificata per 1.1
C.Sic. j = coefficiente di sicurezza, fornito dal rapporto: Rd / Ed,j. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è >= 1

Verifica di scorrimento sul piano di posa
In corrispondenza di tutti i nodi di fondazione (nodi vincolati su suolo elastico), vengono rilevate le seguenti azioni (forze):
F orizz.X, F orizz. Y = reazioni orizzontali competenti al nodo.
F vert. = carico verticale corrispondente al nodo. Avendo risolto la struttura nel suo insieme (fondazioni+sovrastruttura), poiché il nodo su suolo elastico alla Winkler non fornisce la reazione verticale, è comunque possibile fare riferimento allo sforzo normale alla base del maschio; questa azione interna contiene già il contributo del peso proprio delle travi di fondazione, regolarmente considerato nelle condizioni di carico.
Per ognuna delle due direzioni orizzontali del sistema globale di riferimento X,Y vengono infine riportati i seguenti parametri:
Direz. = direzione di riferimento (X o Y)
F.orizz.tot. = taglio globale agente lungo la direzione di riferimento
F.vert.tot. = carico verticale complessivo agente sul piano di posa delle fondazioni
A = area totale delle fondazioni
R = resistenza a taglio

Ed = valore di progetto dell'azione, coincidente con il taglio globale nella direzione di riferimento amplificato per 1.1 (opzione **(b)**)
Rd = valore di progetto della resistenza a taglio, Rd = R / γ_R (con γ_R = 1.1)
C.Sic. = coefficiente di sicurezza, fornito dal rapporto: Rd / Ed. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è >= 1

3.2.17.29 Controllo di non linearità geometrica

(effetto P-Delta, §7.3.1)
Questa tipologia di verifica consente di esaminare gli effetti del secondo ordine, secondo quanto previsto al paragrafo §7.3.1 del D.M. 17.1.2018. Per le strutture in muratura tali effetti solitamente presentano verifica soddisfatta, considerata la notevole prevalenza dei pesi propri per le pareti.
Il controllo viene sempre condotto durante le analisi, ed è possibile consultarlo attraverso la creazione della Relazione di Calcolo.
Si riporta qui di seguito il Report relativo a questa verifica per una struttura di esempio:

CONTROLLO EFFETTI DEL SECONDO ORDINE [SLV] (§7.3.1, EC8-1: §4.4.2.2)

H e d,r sono calcolati per ogni asta verticale (=parete) del piano; H è l'altezza della parete.
Nei risultati, si riporta per ogni piano l'asta corrispondente al massimo rapporto d,r/H.
P è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante il piano (=orizzontamento) considerato;
V è la forza sismica orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame.
Il controllo consiste nel calcolo di Theta e nel confronto con 0.1:
trascurare l'effetto P-Delta (non linearità geometrica) è lecito quando Theta <= 0.1

N.piano	P (kN)	V (kN)	H (m)	d,r (mm)	Asta	Theta
1	2265.60	476.67	3.000	24.0	15	**0.03795**
2	767.56	253.83	3.000	25.1	125	**0.02533**

3.2.17.30 Verifica sismica di compatibilità degli spostamenti (Analisi Pushover)

(D.M.17.1.2018 (NTC18), §7.3.4.1, §7.8.1.5.4, §C8.7.1.3.1)

Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento illustrato al §7.3.4.2. In ogni caso, per le costruzioni edifici in muratura nelle quali il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare [§C.7.3.4.2: tale rapporto è definito come: q* = Se(T*) m* / Fy*] ecceda il valore 4.0 (per SLC; data la relazione che intercorre fra SLV e SLC è possibile considerare q*<=3.0 nel caso di verifica per SLV), la verifica di sicurezza dovrà ritenersi non soddisfatta.
La rigidezza elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0.7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema.
In PCM, conformemente a §7.8.1.5.4, nello schema della muratura a telaio equivalente, i pannelli murari vengono caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza al limite elastico definita per mezzo della risposta flessionale o a taglio di cui ai punti §7.8.2.2 e §7.8.3.2. Il modello, ove non sia applicata l'ipotesi shear-type, tiene conto degli effetti connessi alla variazione delle forze verticali dovuta all'azione sismica e garantisce gli equilibri locali e globali. Qui di seguito si fornisce una descrizione dettagliata del procedimento di analisi statica non lineare.

Criteri generali

Il concetto alla base dell'analisi sismica statica non lineare è che la capacità complessiva della struttura di sostenere le azioni sismiche può essere descritta dal comportamento della stessa sottoposta ad un sistema di forze statiche equivalenti incrementate fino a raggiungere il collasso, inteso come incapacità di continuare a sostenere i carichi verticali. '**Analisi pushover**' significa '**analisi di spinta**', intendendo appunto per 'spinta' l'applicazione delle forze orizzontali progressivamente incrementate.
Il sistema di forze in questione deve simulare in modo il più possibile realistico gli effetti di inerzia prodotti dal sisma nel piano orizzontale; essi, a loro volta, dipendono dalla risposta stessa della struttura, per cui il sistema di forze dovrebbe cambiare durante l'analisi: ciò corrisponde ad un adattamento della distribuzione delle forze al livello di danneggiamento (pushover adattivo).

La procedura può essere svolta attraverso una serie di analisi elastiche sequenziali sovrapposte dove il modello matematico della struttura (più precisamente la matrice di rigidezza), viene continuamente aggiornato, per tener conto della riduzione di rigidezza degli elementi che entrano in campo plastico.
La capacità di una struttura è pertanto rappresentata mediante una curva che ha come grandezze di riferimento il taglio alla base e lo spostamento di un punto di controllo dell'edificio (ad esempio: punto in copertura, generalmente coincidente con il baricentro, o a 2/3 dell'altezza).

Attraverso l'equivalenza dinamica tra sistema a più gradi di libertà (M-GDL) e sistema a 1 grado di libertà (1-GDL), la curva di capacità così ottenuta viene ricondotta ad un legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà, rendendo possibile un diretto confronto con la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta.

Sinteticamente, quindi, il metodo pushover è basato su un processo incrementale che simula la spinta orizzontale di forze statiche, equivalenti al sisma, su una struttura. Dopo ogni incremento del sistema di forze applicate, si verificano le condizioni dei componenti della struttura e si effettuano gli opportuni aggiornamenti del modello. L'analisi si arresta quando vengono raggiunte particolari condizioni limite.

Il metodo numerico implementato in PCM è un algoritmo di calcolo dedicato, secondo una traccia metodologica derivata dall'opera:
G. C. Beolchini, G. Di Pasquale, L. Gizzarelli: La valutazione delle prestazioni sismiche di strutture esistenti in cemento armato: indicazioni dalle Linee Guida NEHRP, Roma, dicembre 2002 (volume in download da: http://ssn.protezionecivile.it/RT/rtindex.html)
e definita dal documento 'ATC 40'. In tale ambito, seguendo la Normativa tecnica vigente, agli elementi murari viene attribuito comportamento bilineare elastico-perfettamente plastico, quindi con rigidezza costante nella fase elastica, e nulla nella fase plastica.

Distribuzione di Forze

L'analisi statica non lineare (analisi pushover) è caratterizzata da un sistema di forze statiche orizzontali applicate a livello dei solai, crescenti proporzionalmente: nel caso di distribuzione fissa, in modo tale da mantenere costante il rapporto fra le forze ai diversi piani; in caso di distribuzione adattiva, il rapporto fra le forze viene modificato in base all'aggiornamento dell'analisi modale.
L'analisi statica non lineare viene eseguita con una delle seguenti distribuzioni di forze:

Gruppo 1 (distribuzioni principali)
FISSE: i rapporti fra le forze orizzontali restano fissi nel corso del processo incrementale:
(A) (lineare) Forze proporzionali alle forze statiche (utilizzate in analisi statica lineare)
(B) (uni-modale) Forze corrispondenti al primo modo di vibrare. La forma modale sarà in generale diversa nella direzione X e nella direzione Y: quindi quando si parla di primo modo, si deve intendere il primo modo secondo X, per l'analisi X; il primo modo secondo Y, per l'analisi Y.
(C) (dinamica) Forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare
Gruppo 2 (distribuzioni secondarie)
(D) (multi-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente ad una forma modale equivalente
(E) (uniforme) Forze proporzionali alle masse
ADATTIVE: la distribuzione di forze viene aggiornata ad ogni evoluzione di rigidezza, previa riesecuzione dell'analisi modale:
(F) (uni-modale) corrispondente a (B)
(G) (multi-modale) corrispondente a (C)
(H) (multi-modale) corrispondente a (D).
Per edifici in muratura nuovi, con impalcati rigidi, si considereranno almeno una distribuzione del Gruppo 1 e almeno una del Gruppo 2, con le limitazioni previste: (A) e (B) sono applicabili solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha massa partecipante non inferiore al 60% (§7.8.1.5.4); in tutti i casi si può applicare (C).
Per edifici in muratura esistenti, potranno essere utilizzate le distribuzioni (A)(E) indipendentemente dalla massa partecipante del primo modo (§C8.7.1.3.1).

Direzioni di analisi

L'analisi deve essere condotta nelle due direzioni ortogonali di riferimento (X e Y), ed è prevista la combinazione direzionale secondo §7.3.5; opzionalmente è possibile considerare la componente sismica verticale per mezzo di forze inerziali in direzione +/-Z tenendo conto degli effetti più sfavorevoli nelle verifiche di sicurezza. Le forze inerziali in direzione Z non sono affette dal moltiplicatore progressivo del taglio orizzontale.
- **ANALISI PIANE (2D)**: gli edifici vengono scomposti in singoli telai, p.es. un telaio rappresentativo in direzione X (analisi statica non lineare in direzione X), ed un telaio rappresentativo in direzione Y (analisi statica non lineare in direzione Y).
- **ANALISI SPAZIALI (3D)**: considerando il modello nel suo complesso (modello tridimensionale dell'edificio) l'analisi è condotta separatamente secondo X e secondo Y, con eventuali momenti torcenti aggiuntivi e tenendo conto della combinazione direzionale e/o della componente sismica verticale.

Algoritmo di calcolo implementato in PCM

ANALISI STATICA NON SISMICA (ANALISI DI GRAVITA')
0. Analisi statica non sismica, con Combinazione di tipo sismico dei carichi verticali.
Secondo §3.2.4, gli effetti statici da sommare agli effetti sismici sono forniti dalla seguente combinazione:
$G,1 + G,2 + P + \Sigma(\psi 2,j \cdot Qk,j)$

ANALISI SISMICA INCREMENTALE
Per ogni DISTRIBUZIONE DI FORZE da processare:
esecuzione di una serie di analisi statiche non lineari. Vengono svolte:
3D) analisi: +X, -X, +Y, -Y, con eventuali azioni torcenti aggiuntive (+/- Mt) e con contributo della direzione ortogonale ridotto del 30% a causa della simultaneità dell'evento nelle due direzioni di riferimento (+/- 30%).
2D) al massimo 2 analisi: +X, -X.
- Una data analisi si articola nei seguenti passi:
Inizio Loop (=Ciclo incrementale) con incremento progressivo del Taglio alla Base
1. Determinazione delle forze (secondo la distribuzione corrente) dovute all'incremento di taglio alla base
2. Analisi sismica statica equivalente, nella sola direzione corrente (X o Y), con forze orizzontali correnti
3. Noti gli incrementi di spostamento e di azioni interne, si calcolano i valori complessivi, sommandoli ai valori complessivi del passo precedente

4. Archiviazione punto della curva di capacità (Spostamento punto di controllo - Taglio globale alla base)
5. Verifiche della muratura
6. Se il modello deve essere aggiornato (alcuni elementi sono passati da verifica soddisfatta a non):
6.1. Aggiornamento matrice rigidezze
6.2. Fattorizzazione della matrice delle rigidezze aggiornata
6.3. Se la matrice è singolare (non più invertibile): struttura labile, esce dal Loop
6.4. In caso di forma modale: riesecuzione Analisi Modale con aggiornamento distribuzione forze
7. Se uno o più elementi collassano, occorre ripartire dal punto 0. costruendo una nuova curva di capacità (sottocurva) dell'analisi corrente, che tenga conto fin dall'inizio degli elementi collassati e della diminuzione di rigidezza degli elementi plasticizzati anche se non ancora collassati. Si riprende dal punto 1., rieseguendo un nuovo ciclo. La costruzione delle sottocurve successive termina quando sopraggiunge la condizione di labilità che fa uscire dal Loop
Termine Loop
8. Esame della curva di capacità; definizione di punti notevoli
9. Verifica di sicurezza con oscillatore elastoplastico equivalente

Risultati dell'elaborazione per l'analisi pushover

Le curve di capacità della struttura reale analizzata (sistema a più gradi di libertà: M-GDL) vengono rappresentate in diagrammi che riportano in ascisse lo Spostamento del punto di controllo, ed in ordinate il Taglio globale alla base. Per ogni curva, attraverso le relazioni di equivalenza dinamica, riportate al punto §C7.3.4.2, viene definita la corrispondente curva del sistema ad 1 grado di libertà equivalente 1-GDL, e successivamente il diagramma bilineare, attraverso il quale è possibile definire la domanda sismica (=spostamento richiesto secondo lo spettro di risposta) del sistema 1-GDL, ricondotta infine alla domanda per il sistema M-GDL.
Le verifiche di compatibilità degli spostamenti per il sistema reale M-GDL consistono nel confronto tra la domanda sismica e la capacità deformativa della struttura.
Per il calcolo della domanda sismica, l'espressione degli spettri di risposta elastico Se(T) e degli spettri di progetto per SLV e SLD è fornita in §3.2.3.
Lo spettro di risposta elastico in termini di spostamento è dato da: SDe(Ts) = Se(Ts) · (T / 2π)^2 (§3.2.3.2.3).

Sulla curva pushover (diagramma forza-spostamento), gli Stati Limite SLO SLD SLV SLC sono caratterizzati nel modo seguente:
SLC: lo spostamento ultimo a SLC è dato dal minore tra quelli forniti dalle seguenti due condizioni:
- quello corrispondente ad un taglio di base residuo pari all'80% del massimo;
- quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di un qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza (questo controllo può essere omesso nelle analisi quando i diaframmi siano infinitamente rigidi o quando sia eseguita l'analisi di una singola parete).
SLV: lo spostamento ultimo a SLV, sulla bilineare equivalente sopra definita, è pari a 3/4 dello spostamento a SLC
SLD: per edifici nuovi (§C7.8.1.5.4): spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due piani consecutivi eccede i valori riportati al §7.3.6.1;
per edifici esistenti (§C8.7.1.3.1): lo spostamento corrispondente è il minore tra gli spostamenti ottenuti dalle seguenti due condizioni:
- quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente, definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC;
- quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari verticali in un qualunque livello di una qualunque parete ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione (e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio di base pari a 3/4 del taglio di base massimo).
SLO: per edifici nuovi (§C7.8.1.5.4): spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due piani consecutivi eccede i 2/3 dei valori riportati al §7.3.6.1;
per edifici esistenti (§C8.7.1.3.1): lo spostamento corrispondente è pari a 2/3 di quello allo SLD.

Per ogni diagramma pushover ed ogni stato limite analizzato, il risultato della verifica è esprimibile sotto forma di un indicatore di rischio ζ_E, dato dal rapporto fra capacità e domanda. La verifica è soddisfatta quando l'indicatore è non minore del valore di riferimento in relazione al tipo di intervento (nuovo edificio, adeguamento o miglioramento di edificio esistente).

Per ogni stato limite, i risultati di PCM evidenziano la capacità della struttura in termini di PGA. Unitamente al valore PGA, sono forniti il corrispondente periodo di ritorno TR e la probabilità di superamento P,VR relativa al periodo di riferimento VR. Il calcolo della capacità della struttura viene effettuato tramite un ciclo iterativo condotto sul periodo di ritorno TR: si varia il valore di TR fra gli estremi 1 e 2475 anni, ricercando il periodo di ritorno cui corrisponde la massima accelerazione a,g tale da soddisfare la verifica di sicurezza. Per soddisfare la verifica di sicurezza la domanda di spostamento (dipendente dallo spettro, e quindi dai valori di TR, ag e altri parametri correlati) deve essere <= della capacità di spostamento definita dalla curva pushover. La capacità di spostamento tiene conto della limitazione imposta su q* = Se(T*) m* / Fy* che deve essere <= 4.0 per SLC (e corrispondentemente <=3.0 per SLV).
Si osservi che a,g indica l'accelerazione al suolo su suolo rigido, mentre PGA può essere stata definita - nell'input dell'Azione Sismica - come a,g oppure come accelerazione al suolo tenendo conto degli effetti di suolo: il risultato in termini di PGA dipende quindi dal significato attribuito a PGA.

Osservazioni integrative

• Intervallo di calcolo per TR.
Il D.M. 14.1.2008 definisce un periodo di ritorno compreso tra 30 e 2475 anni. Se dal calcolo risulta una capacità in termini di TR superiore a 2475 anni, si pone TR=2475 come limite superiore. Per quanto riguarda il limite inferiore, è possibile considerare valori di TR minori di 30 anni con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIS (Unità di Ricerca CNR-ITC): viene adottata un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard ag(30), ag(50) e ag(75), effettuata con la funzione di potenza: $ag(TR)=k \cdot TR^{\alpha}$.
L'intervallo di calcolo di TR è quindi [1,2475].

• Definizione di PGA.

PGA può essere intesa come accelerazione di picco al suolo su roccia (o: su suolo rigido), oppure come accelerazione di picco al suolo tenendo conto degli effetti di sito.
La scelta di questa opzione determina il valore di PGA_{DLV} e PGA_{CLV}: nel caso si tenga conto degli effetti di sito, la PGA su roccia viene moltiplicata per il fattore di suolo S (§3.2.3.2.1), pari al prodotto di S_S (coefficiente di amplificazione stratigrafica) per S_T (coefficiente di amplificazione topografica). Poiché il coefficiente S_S è legato ai parametri di spettro (dipende da a_g e F_o), PGA_{CLV} conterrà S_S corrispondente al periodo TR_{CLV}, che in generale sarà distinto dal valore S_S corrispondente alla domanda (a_g in input): pertanto, l'Indicatore di Rischio Sismico $\zeta_{E,PGA}$ può assumere valori leggermente diversi, considerando o meno gli effetti di suolo nella definizione di PGA. Nessuna variazione corrispondente si ha invece per l'Indicatore di Rischio Sismico $\zeta_{E,TR}$ in termini di periodo di ritorno

3.3 ANALISI CINEMATICA

3.3.1 Avvio dell'Analisi

Una volta completata la modellazione architettonica, è possibile avviare la fase di Analisi Cinematica richiedendo la **generazione automatica del modello cinematico** tramite il comando:
[Barra multifunzione > Modello > Crea Modello strutturale].
A seguito di questa operazione, nella barra multifunzione compare il gruppo Analisi Cinematica, contenente la scheda **Cinematismi**, da cui è possibile gestire tutti gli aspetti relativi alla modellazione e all'analisi dei meccanismi di collasso locale.

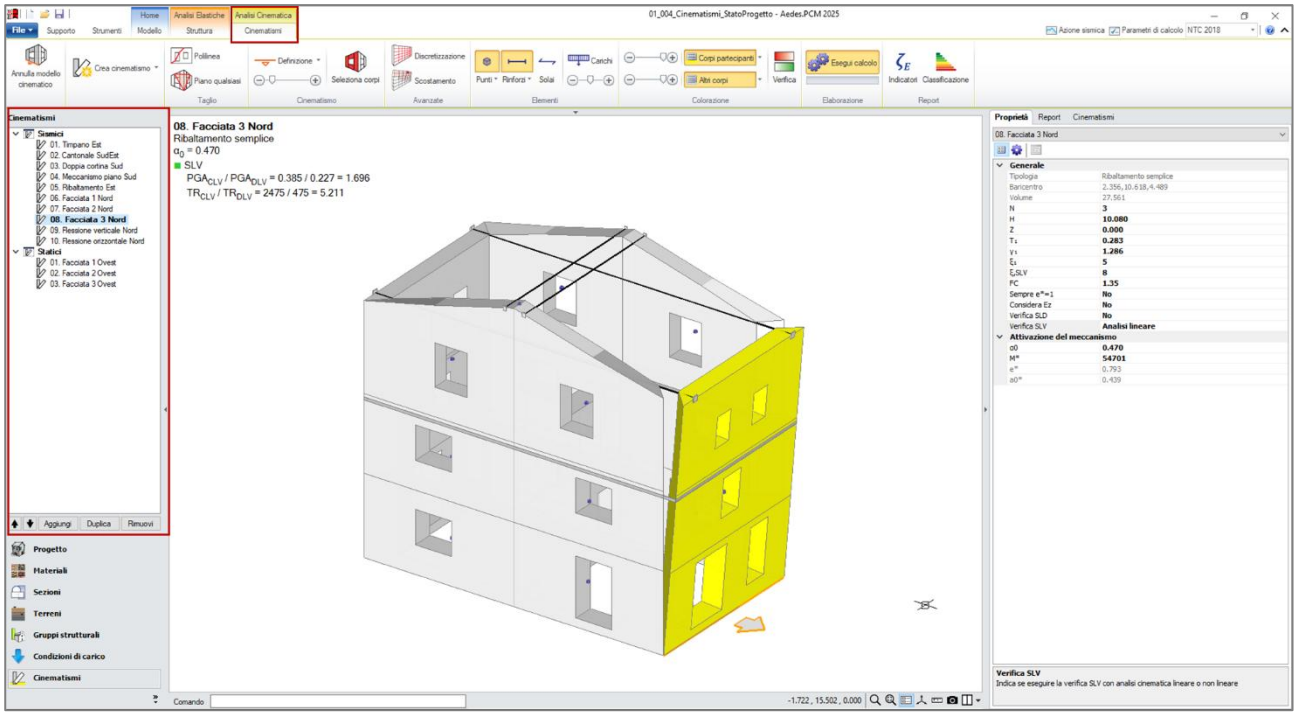


Figura 193. Scheda Cinematismi

Il **modello cinematico** generato è composto da diversi elementi fondamentali:

- **Corpi rigidi**: rappresentano le porzioni strutturali coinvolte nel meccanismo (es. setti murari, colonne, travi, archi) e vengono automaticamente individuati in base agli elementi costruttivi del modello architettonico.
- **Punti di applicazione delle forze**: identificano i punti in cui agiscono le azioni esterne (statiche o sismiche). Possono essere definiti manualmente in fase di modellazione del cinematismo.
- **Linee di carico**: derivano dalla presenza di solai o volte e trasferiscono i carichi ai corpi rigidi che li delimitano. Questi elementi vengono generati a partire dagli oggetti già presenti nel modello architettonico.
- **Rinforzi**: includono **catene** (tiranti tradizionali o dispositivi dissipativi) e **nastri** (in acciaio o FRP), che possono essere modellati per influenzare il comportamento del cinematismo in termini di resistenza, duttilità e capacità dissipativa.

Per procedere con l'analisi, è necessario **definire uno o più cinematismi**, scegliendo tra due categorie principali:

- **Cinematismi Sismici**: rappresentano meccanismi attivati da **azioni inerziali di origine sismica**, e possono essere analizzati sia con approccio lineare che con approccio non lineare.
  Nell'**analisi lineare,** il calcolo si basa sulla configurazione iniziale del meccanismo e restituisce il moltiplicatore di collasso α per tale configurazione, da cui è possibile derivare l'indicatore di rischio sismico secondo le normative vigenti.
  Nell'**analisi non lineare**, il cinematismo viene studiato lungo un percorso di deformazione che ne rappresenta l'evoluzione. In questo caso, il moltiplicatore di collasso viene valutato in funzione dello spostamento del punto di controllo, consentendo una caratterizzazione più completa e realistica del comportamento del meccanismo, in particolare in presenza di fenomeni di instabilità o dispositivi dissipativi.
- **Cinematismi Statici**: analizzati in presenza di una **forza orizzontale applicata in un punto specifico**. L'analisi restituisce il valore minimo della forza in grado di attivare il cinematismo.

La creazione di un nuovo cinematismo avviene tramite il comando **Crea Cinematismo**, selezionando la categoria desiderata dal menu a discesa. Una volta creato, il cinematismo appare nella scheda Cinematismi del **Navigatore**, dove vengono elencati tutti i meccanismi suddivisi per categoria.
Selezionando un cinematismo, questo diventa il cinematismo corrente ed è possibile visualizzarne i parametri nella scheda **Proprietà**. Cliccando nuovamente sul cinematismo selezionato (o con un clic col tasto destro del mouse) si accede al comando **Rinomina** che permette di modificare il nome del cinematismo.

Nella parte inferiore del Navigatore sono disponibili alcuni pulsanti di gestione utili per organizzare e modificare i cinematismi definiti:

- **Frecce Su / Giù**: permettono di spostare il cinematismo corrente verso l'alto o verso il basso all'interno dell'elenco, facilitando l'ordinamento logico dei meccanismi.
- **Aggiungi**: consente di creare rapidamente un nuovo cinematismo appartenente alla stessa categoria di quello attualmente selezionato, semplificando l'inserimento di meccanismi simili.
- **Duplica**: permette di duplicare il cinematismo corrente, generandone una copia identica. Questa funzione è particolarmente utile per effettuare analisi di sensibilità, ad esempio valutando l'effetto di modifiche puntuali come lo spostamento di una cerniera, la variazione dei corpi coinvolti nel cinematismo o l'introduzione di una forza stabilizzante.
- **Elimina**: consente di rimuovere il cinematismo selezionato dall'elenco.

L'analisi dei meccanismi è **interattiva**: ogni modifica ai parametri comporta l'aggiornamento automatico dei risultati. In presenza di numerosi cinematismi, l'elaborazione può richiedere alcuni istanti, segnalati da un **indicatore di avanzamento** nella barra multifunzione.
Se è necessario effettuare numerose modifiche al modello, per ottimizzare il flusso di lavoro è possibile **disattivare temporaneamente il calcolo interattivo** riattivandolo successivamente al termine delle modifiche, tramite il comando **Esegui calcolo** [Barra multifunzione > Cinematismi].

3.3.2 Corpi rigidi

I corpi rigidi rappresentano gli elementi fondamentali della modellazione cinematica e costituiscono le unità strutturali che partecipano ai meccanismi di collasso. Vengono generati automaticamente dal software durante la creazione del modello cinematico, sulla base degli elementi costruttivi definiti nel modello architettonico, come muri, aperture, colonne, travi e archi.

Ogni corpo rigido è caratterizzato dalle seguenti proprietà.

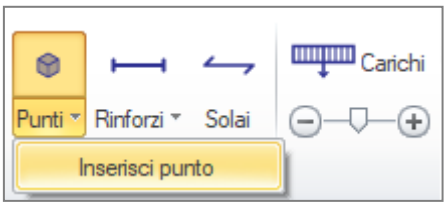
Generale	
Volume	Indica il volume del corpo in m^3. Proprietà in sola lettura.
Baricentro	Specifica le coordinate del baricentro del corpo nel sistema di riferimento globale. Proprietà in sola lettura.
Materiale	specifica il materiale associato al corpo rigido, ereditato automaticamente dall'elemento costruttivo che lo ha generato. Il materiale può tuttavia essere modificato liberamente, senza effetti sul modello architettonico, permettendo analisi alternative.
Effetti	Specifica se il corpo ha effetti Statici e/o Sismici. L'effetto statico è rappresentato dalla forza peso del corpo applicata nel baricentro, mentre l'effetto sismico è rappresentato dalla forza inerziale generata dall'accelerazione sismica. Sono disponibili tre opzioni: • **Statici e Sismici**. L'analisi tiene conto sia della forza peso che della forza inerziale sismica. • **Solo statici**. L'analisi considera solo la forza peso. • **Solo sismici**. L'analisi considera solo la forza inerziale sismica. È questo il caso dei corpi che non scaricano il proprio peso sui corpi partecipanti al meccanismo ma determinano una forza inerziale instabilizzante che non può essere ignorata. **Nota.** La scelta del tipo di effetto si ripercuote su tutti i cinematismi modellati. Per differenziare il tipo di effetto in funzione del cinematismo è necessario operare dei tagli: infatti, i corpi risultanti dal taglio dei corpi originari sono specifici per ciascun cinematismo e possono essere configurati con proprietà distinte.

3.3.3 Punti

Nell'ambiente operativo dell'Analisi Cinematica, un **Punto** rappresenta l'entità geometrica in cui viene applicato un carico concentrato. Si tratta quindi del punto di applicazione di una forza agente su un corpo rigido, utile per modellare effetti localizzati come, ad esempio, la spinta di un puntone inclinato, una spinta di arco, o carichi concentrati non riconducibili al peso proprio.

Per inserire un nuovo punto, è sufficiente utilizzare il comando Inserisci punto disponibile in

[Barra multifunzione > Cinematismi > Elementi > Punti], e specificare graficamente la posizione desiderata sulla superficie di un corpo rigido.



Il pulsante *[Elementi > Punti]* funge anche da interruttore di visualizzazione: consente infatti di attivare o disattivare la rappresentazione dei punti nella finestra grafica. Si ricorda che anche il baricentro dei corpi rigidi in cui è attivo il peso proprio è considerato a tutti gli effetti un "punto" e viene visualizzato con le stesse modalità.
Per visualizzare i **carichi concentrati** applicati nei punti, è necessario attivare il pulsante [Elementi > Carichi]. Se la rappresentazione grafica dei carichi risulta poco leggibile, è possibile modificare la scala di visualizzazione agendo sulla barra dedicata posta subito sotto.

I punti presentano le seguenti proprietà.

Generale	
Posizione	Specifica le coordinate del punto nel sistema di riferimento globale. Le coordinate possono essere modificate per spostare il punto nella posizione desiderata.
Validità	Specifica se il punto ha validità Globale o Locale. In particolare: • **Globale** indica che il punto (e quindi il suo carico) è sempre considerato nell'analisi dei vari cinematismi, qualora appartenga ad un corpo partecipante. In questo caso il punto è visibile in tutti i cinematismi e il suo simbolo appare di colore blu. • **Locale** indica che il punto (e quindi il suo carico) è considerato solo nell'analisi del cinematismo corrente, qualora appartenga ad un corpo partecipante. In questo caso il punto è visibile solo nel cinematismo corrente e il suo simbolo appare di colore bianco. Punti con effetto locale sono utili, ad esempio, per modellare la reazione tra un corpo partecipante e un corpo adiacente non partecipante: in questi casi la "forza di scambio" deve essere considerata solo per un particolare cinematismo e non deve essere presa in considerazione nei cinematismi che coinvolgono entrambi i corpi.
Effetti	Specifica se il punto ha effetti Statici e/o Sismici. L'effetto statico è rappresentato dalle forze specificate nelle proprietà del punto, mentre l'effetto sismico consiste in una forza inerziale calcolata automaticamente dal software sulla base dell'accelerazione sismica e della massa associata al punto. Quest'ultima è determinata a

	partire dalla componente verticale della forza (direzione -Z), interpretata come il peso del punto stesso. Sono disponibili tre opzioni: • **Statici e Sismici**. L'analisi tiene conto sia delle forze statiche che della forza inerziale sismica. • **Solo statici**. L'analisi considera solo le forza statiche. • **Solo sismici**. L'analisi considera solo la forza inerziale sismica. **Nota.** La scelta del tipo di effetto si ripercuote su tutti i cinematismi modellati. Per differenziare il tipo di effetto in funzione del cinematismo è necessario definire punti con Validità Locale, cioè, aventi effetto solo sul cinematismo corrente.
Massimo spostamento	Questa proprietà è rilevante esclusivamente per l'**analisi cinematica non lineare** e consente di definire il vettore di spostamento massimo del punto di applicazione della forza, espresso nelle coordinate globali X e Y (in metri). Il vettore rappresenta il **limite di evoluzione del cinematismo** nel piano orizzontale: • Il valore (0, 0) indica uno spostamento indefinito, cioè privo di vincolo: il cinematismo può evolvere senza un limite prefissato. • Un vettore non nullo consente invece di limitare lo spostamento e di monitorare, ad esempio, il raggiungimento di condizioni limite geometriche. Espandendo la sezione delle proprietà, il vettore può essere definito alternativamente tramite: • Lunghezza: modulo dello spostamento (m); • Direzione: angolo rispetto all'asse X del sistema globale, espresso sul piano XY (°). **Esempio pratico**. Si consideri una trave appoggiata su due supporti, dove uno dei supporti è soggetto a **sfilamento** (cioè, il supporto non è più in grado di mantenere la trave in posizione stabile). In questo caso, il vettore di massimo spostamento rappresenta il percorso massimo che il punto può percorrere prima di arrivare a un collasso o a una condizione di stabilità. **Rappresentazione grafica**. Il vettore di massimo spostamento è visualizzato graficamente come una **linea tratteggiata** che parte dal punto di applicazione della forza e si estende nella direzione e lunghezza specificata, facilitando la comprensione dell'evoluzione del cinematismo.

Curva di Capacità. Nel corso dell'elaborazione della curva di capacità di un cinematismo, al superamento del vettore di massimo spostamento vengono meno gli effetti statici e/o sismici applicati al punto. Questo significa che, oltre un certo livello di spostamento, il punto di applicazione della forza non contribuisce più alla dinamica del sistema, poiché le forze applicate (statiche e/o sismiche) sono considerate non più attive. Questo fenomeno è particolarmente importante per l'analisi delle **capacità di spostamento** in relazione ai vari stati limite, come nel caso dello **SLV** (Stato Limite di Vita), dove la **capacità di spostamento** viene **arretrata** in corrispondenza del punto di superamento dello spostamento massimo. In altre parole, quando il punto supera il massimo spostamento consentito, si considera che il cinematismo abbia già raggiunto un livello critico.

Carico permanente

Permette di specificare le componenti **X, Y, Z** di un carico concentrato di tipo permanente. Le componenti devono essere specificate nel sistema di riferimento globale.
Nell'analisi del cinematismo condotta considerando la "combinazione sismica" (NTC 2018, §2.5.3), ai carichi permanenti non è applicato alcun coefficiente (γ_G=1, ψ_2=1).

Carico variabile

Permette di specificare le componenti **X, Y, Z** e il coefficiente di combinazione **ψ** di un carico concentrato di tipo variabile. Le componenti devono essere specificate nel sistema di riferimento globale.
Nell'analisi del cinematismo condotta considerando la "combinazione sismica" (NTC 2018, §2.5.3), ai carichi variabili non è applicato alcun coefficiente parziale di sicurezza (γ_Q=1) ma solo il coefficiente di combinazione specificato (ψ_2= ψ).

3.3.4 Solai

I solai, definiti in fase di modellazione architettonica, distribuiscono il loro carico ai corpi rigidi che li delimitano attraverso linee di carico e punti di carico. Ogni solaio agisce come una superficie che trasferisce il carico ai corpi rigidi circostanti, consentendo l'analisi dei meccanismi di collasso.
Come già visto nella fase di modellazione architettonica, i solai comprendono anche altre tipologie strutturali come falde inclinate, volte e cupole. A seconda della tipologia del solaio, il carico può essere applicato in due modalità:

- **Carico distribuito**, applicato lungo le **linee di carico**, come nel caso di solaio piano, falda, volta a botte, cupola.
- **Carico concentrato**, applicato su **punti di carico**, come nel caso delle volta a crociera o volta a vela.

Vedi Criteri di distribuzione dei carichi del solaio.

Per visualizzare i solai nel modello cinematico è sufficiente attivare il pulsante *Solai* in *[Barra multifunzione > Cinematismi > Elementi]*.
I solai sono rappresentati attraverso le linee di carico sul contorno e il simbolo di distribuzione del carico in posizione centrale. Entrambe le rappresentazioni sono di colore blu.
Per ottenere una rappresentazione grafica del carico distribuito sulle linee di contorno è necessario attivare il pulsante *Carichi*.

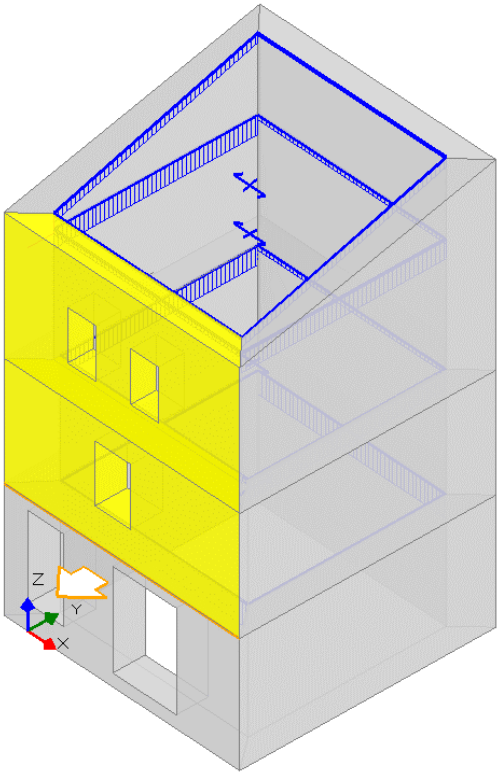


Figura 194. Linee di carico dei solai

Le proprietà dei solai sono le stesse proprietà esaminate in fase di modellazione architettonica: eventuali modifiche in fase di analisi cinematica si ripercuotono su tutte le altre fasi operative. Questo è il motivo per cui se sono state condotte analisi di tipo elastico, alcune proprietà risultano bloccate.

Nel modello cinematico, oltre al solaio, è possibile selezionare e consultare le proprietà delle singole **linee di carico**. Dato che le linee di carico sono generalmente sovrapposte ad altri elementi nel modello, la selezione di queste richiede particolare attenzione. La procedura corretta per selezionarle è la seguente:

1. Passare sopra la linea di carico con il cursore del mouse.
2. Premere il tasto **Tab** sulla tastiera finché la linea di carico non viene evidenziata in **colore rosso**.
3. Cliccare con il **tasto sinistro del mouse** per selezionarla.

Le **linee di carico** presentano le seguenti proprietà.

Generale	
Solaio	Indica il solaio che ha generato la linea di carico. Proprietà in sola lettura.
Lunghezza	Indica la lunghezza della linea di carico in m. Proprietà in sola lettura.
Scostamento	Specifica lo scostamento del carico distribuito rispetto all'asse, normalmente posizionato sul profilo interno della muratura. Questa funzione permette di modellare correttamente l'ampiezza dell'appoggio del solaio sul muro. Nella rappresentazione grafica, il carico appare scostato rispetto alla linea. Valori positivi dello scostamento indicano che il carico è in posizione più esterna rispetto al contorno di solaio.
Massimo spostamento	Questa proprietà è rilevante esclusivamente per l'**analisi cinematica non lineare** e consente di specificare il massimo spostamento in direzione trasversale espresso in metri. Questo valore rappresenta il massimo spostamento consentito prima che vengano meno gli effetti statici e/o sismici associati alla linea di carico: • Il valore nullo (0.000) indica uno **spostamento indefinito**, ossia non viene imposto alcun limite massimo di spostamento sulla linea di carico • Un valore non nullo consente invece di **limitare lo spostamento** e di monitorare, ad esempio, il raggiungimento di condizioni limite geometriche. **Esempio pratico**. Si consideri un solaio appoggiato su due supporti, dove uno dei supporti è soggetto a **sfilamento** (cioè, il supporto non è più in grado di mantenere il solaio in posizione stabile). In questo caso, il massimo spostamento è rappresentato dalla lunghezza della base di appoggio del solaio. **Curva di Capacità.** Nel corso dell'elaborazione della curva di capacità di un cinematismo, al superamento del massimo spostamento vengono meno gli effetti statici e/o sismici applicati alla linea di carico. Questo significa che, oltre un certo livello di spostamento, la linea di carico non contribuisce più alla dinamica del sistema, poiché le forze applicate (statiche e/o sismiche) sono considerate non più attive. Questo fenomeno è particolarmente importante per l'analisi delle **capacità di spostamento** in relazione ai vari stati limite, come nel caso dello **SLV** (Stato Limite di Vita),

	dove la **capacità di spostamento** viene **arretrata** in corrispondenza del punto di superamento dello spostamento massimo. In altre parole, quando la linea di carico supera il massimo spostamento consentito, si considera che il cinematismo abbia già raggiunto un livello critico.
Effetti	Specifica se la linea di carico ha effetti Statici e/o Sismici. L'effetto statico è rappresentato dal carico distribuito associato alla linea, mentre l'effetto sismico è rappresentato dalla forza inerziale prodotta dall'accelerazione sismica sulla massa relativa alla linea. Quest'ultima è calcolata in funzione del carico gravitazionale, cioè in base alla componente del carico in direzione -Z. Sono disponibili tre opzioni: • **Statici e Sismici**. L'analisi tiene conto sia delle forze statiche che della forza inerziale sismica. • **Solo statici**. L'analisi considera solo le forza statiche. • **Solo sismici**. L'analisi considera solo la forza inerziale sismica. **Nota.** La scelta del tipo di effetto si ripercuote su tutti i cinematismi modellati.
Carico permanente	
Specifica le componenti **X, Y, Z** del carico distribuito di tipo permanente. Le componenti sono fornite nel sistema di riferimento globale. Proprietà in sola lettura. Nell'analisi del cinematismo condotta considerando la "combinazione sismica" (NTC 2018, §2.5.3), ai carichi permanenti non è applicato alcun coefficiente (γ_G=1, ψ_2=1).	
Carico variabile	
Specifica le componenti **X, Y, Z** e il coefficiente di combinazione **ψ** del carico distribuito di tipo variabile. Le componenti sono fornite nel sistema di riferimento globale. Proprietà in sola lettura. Nell'analisi del cinematismo condotta considerando la "combinazione sismica" (NTC 2018, §2.5.3), ai carichi variabili non è applicato alcun coefficiente parziale di sicurezza (γ_Q=1) ma solo il coefficiente di combinazione (ψ_2= ψ).	

Le linee di carico sono sempre associate al corpo rigido di appartenenza. Eventuali tagli sui corpi rigidi hanno effetto anche sulle relative linee di carico. Amplificando gli spostamenti del cinematismo è possibile verificare che la **linea di carico rimane sempre solidale al corpo rigido** partecipante al meccanismo: questa fornisce ulteriore conferma che il carico distribuito è effettivamente considerato nelle analisi.

Nota. I carichi inseriti manualmente sulle aste del telaio equivalente in fase di modellazione strutturale non sono trasferiti in modo automatico sulle corrispondenti linee di carico del modello cinematico. Eventuali carichi aggiuntivi rispetto a quelli provenienti da solai devono essere quindi

ridefiniti nel modello cinematico per mezzo di Punti. Nel Punto può essere inserito un carico concentrato, pertanto, per tener conto di carichi distribuiti è necessario inserire la risultante di tale carico.

3.3.5 Rinforzi

Per la stabilizzazione dei meccanismi di collasso è possibile modellare l'effetto di elementi di rinforzo strutturale, come **Catene** (tiranti tradizionali o dissipativi) e **Nastri** (in acciaio o FRP). Questi elementi possono contrastare o limitare lo sviluppo di un cinematismo, contribuendo in modo determinante alla capacità resistente locale.
L'inserimento dei rinforzi avviene tramite i comandi **Inserisci catena** o **Inserisci nastro** disponibili in *[Barra multifunzione > Cinematismi > Elementi > Rinforzi],* specificare graficamente il punto iniziale e il punto finale del rinforzo.



Il pulsante [Elementi > Rinforzi] consente anche di attivare o disattivare la visualizzazione dei rinforzi nella finestra grafica.

Una volta inserito, ciascun rinforzo è rappresentato da un segmento che collega due punti estremi. È possibile modificare graficamente la posizione degli estremi agendo sui **grip** o intervenendo direttamente sulle **proprietà** Punto I e Punto J relative rispettivamente a punto iniziale e punto finale.

Nota. Affinché il rinforzo venga correttamente considerato nell'analisi, almeno uno dei suoi estremi deve appartenere a un corpo rigido coinvolto nel cinematismo.

Le seguenti proprietà sono comuni a tutti i rinforzi, indipendentemente che si tratti di catene o nastri.

Generale	
Punto I	Coordinate X, Y, Z del punto iniziale del rinforzo nel sistema di riferimento globale (m).
Punto J	Coordinate X, Y, Z del punto finale del rinforzo nel sistema di riferimento globale (m).
SLV al Cedimento	In analisi cinematica non lineare, questa proprietà consente di specificare se il cedimento del rinforzo debba essere sempre considerato una condizione di Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Secondo quanto indicato dalla normativa vigente (NTC 2018, §C8.7.1.2.1.6), la capacità di spostamento associata allo SLV non deve superare quella

	corrispondente alla rottura di elementi, come catene o altri collegamenti, che comportino una riduzione della capacità, in termini di accelerazione, superiore al 50% del valore massimo. Questa impostazione permette quindi di imporre che il cedimento del rinforzo rappresenti automaticamente una condizione di SLV, indipendentemente dalla riduzione effettiva di capacità registrata nel modello.

3.3.5.1 Catene

Nel contesto dell'analisi cinematica, le **Catene** comprendono due tipologie di rinforzo:

- **Tiranti tradizionali**, con comportamento elastoplastico fino alla rottura;
- **Tiranti dotati di dispositivo dissipativo**, progettati per assorbire energia durante gli eventi sismici attraverso un comportamento non lineare controllato.

Le catene presentano le seguenti proprietà.

Tirante	
d	Diametro della sezione trasversale del tirante in mm.
A	Area della sezione trasversale del tirante in mm^2. Calcolata automaticamente a partire dal diametro d come: $A = \pi \cdot d^2/4$. In presenza di sezioni non circolari, è necessario inserire un diametro equivalente che restituisca un'area confrontabile. Campo in sola lettura.
E	Modulo elastico del materiale del tirante in N/mm^2
$\mathbf{f_{yd}}$	Tensione di snervamento di calcolo del tirante in N/mm^2.
$\boldsymbol{\varepsilon_{ud}}$	Deformazione ultima del tirante (‰). Viene utilizzata solo nell'ambito dell'analisi cinematica non lineare per identificare il limite massimo di allungamento del tirante: una volta superato, il tirante si considera rotto e il suo contributo alla stabilità del cinematismo viene annullato.
Dissipazione	

I **dispositivi dissipativi** applicati alle catene strutturali sono elementi progettati per migliorare la risposta sismica degli edifici in muratura, nei confronti dei meccanismi fuori piano delle pareti. A differenza dei tiranti tradizionali, che entrano in trazione non appena si genera uno spostamento relativo tra le estremità, i dispositivi dissipativi introducono un comportamento più evoluto e controllato.

Il loro **scopo principale** è duplice:

- **Dissipare l'energia** trasmessa dal sisma alle pareti oscillanti, attraverso un comportamento meccanico non lineare;

- **Limitare gli effetti impulsivi** sui tiranti e sulla muratura, riducendo il rischio di rottura della catena e di danneggiamento locale nei punti di ancoraggio.

Il dispositivo è applicato in serie ad un tirante tradizionale, in corrispondenza dell'ancoraggio. Il funzionamento tipico prevede:

1. **Rigidezza iniziale molto elevata**, fino al raggiungimento di una soglia di attivazione;
2. **Entrata in funzione di una rigidezza ridotta**, dovuta a molle o dispositivi viscosi, che permette l'assorbimento progressivo dell'energia;
3. **Fine corsa meccanico**, oltre il quale il dispositivo si irrigidisce nuovamente, attivando il comportamento resistente del tirante tradizionale.

In caso di terremoti di bassa intensità, il sistema può restare completamente nel campo elastico, lasciando che il tirante lavori come una semplice catena di collegamento. Nei sismi più severi, invece, il dispositivo si attiva, contribuendo in modo determinante a limitare la domanda sismica e a prevenire i collassi locali.

Questi dispositivi rappresentano una soluzione efficace e reversibile, coerente con quanto previsto dalle normative tecniche in merito ai **vincoli temporanei a fusibile con comportamento dissipativo** (NTC 2018, §11.9.1).

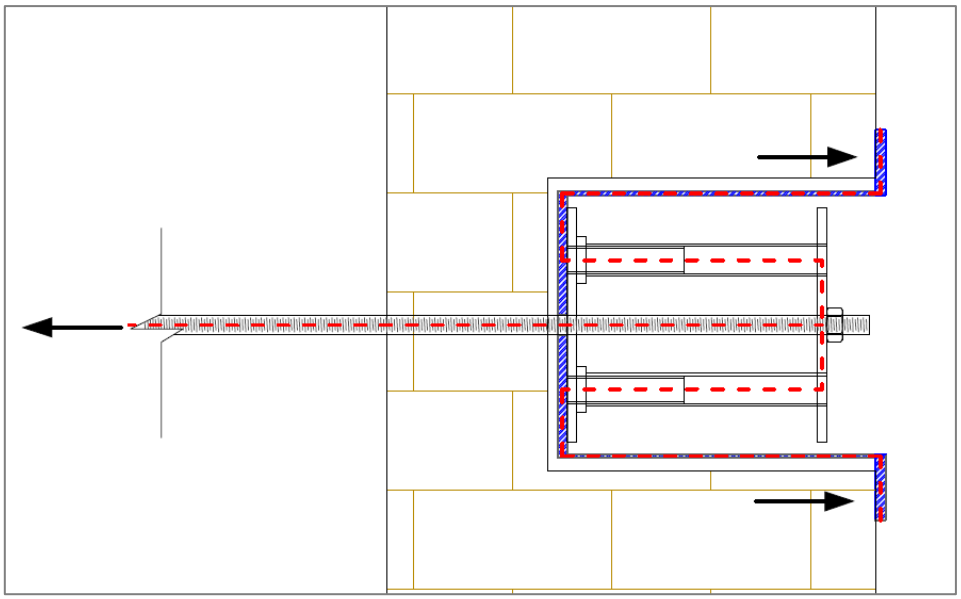


Figura 195. Schema di un dispositivo dissipativo nella fase dissipativa (tra attivazione e fine corsa), tratto dalle linee guida LICORD

Dispositivo	Indica se è presente un dispositivo dissipativo e di che modello si tratta. È possibile scegliere tra quattro configurazioni predefinite del dispositivo **LICORD**, ciascuna caratterizzata da un diverso valore di trazione di attivazione, in funzione del tipo e del numero di fusibili meccanici di cui è composto (cfr. Linee guida LICORD). In alternativa, è possibile selezionare l'opzione dispositivo **Personalizzato**, che consente di specificare manualmente i parametri meccanici fondamentali del dispositivo (trazione di attivazione, rigidezza, corsa), così da adattarlo alle esigenze di progetto.

Posizione	Indica se il dispositivo dissipativo è applicato all'**Estremo I** (iniziale), all'**Estremo J** (finale) o a **Entrambi gli estremi** della catena. La rappresentazione grafica del dispositivo ne evidenzia chiaramente la collocazione lungo il tirante, facilitando il controllo visivo del modello. Poiché il dispositivo è incassato all'interno della muratura, per una corretta visualizzazione della sua geometria è consigliabile aumentare la trasparenza dei corpi rigidi tramite le impostazioni grafiche, così da consentire una lettura più chiara del dettaglio costruttivo
Corsa	Specifica la **corsa utile del dispositivo dissipativo**, espressa in mm. La corsa rappresenta lo spostamento relativo massimo che può avvenire tra i due estremi della catena prima che il dispositivo raggiunga il proprio fine corsa e il tirante entri in trazione diretta. Durante l'analisi cinematica non lineare, la corsa del dispositivo regola la fase in cui esso si comporta in modo dissipativo, ovvero con rigidezza ridotta (dovuta all'azione delle molle e dei dispositivi viscosi interni). Al superamento della corsa, il dispositivo diventa rigido, bloccando ulteriori deformazioni e trasferendo direttamente la trazione al tirante. Nei **dispositivi LICORD**, questo parametro è fissato pari a 50 mm. Nei **dispositivi personalizzati,** può essere impostato manualmente in funzione delle specifiche esigenze progettuali. In presenza di dispositivi dissipativi ad entrambi gli estremi della catena, lo spostamento relativo tra i due estremi della catena prima che il tirante entri in trazione diretta è considerato pari al doppio della corsa del singolo dispositivo
$T_{attivazione}$	Indica la **trazione di attivazione del dispositivo dissipativo**, espressa in kN. Si tratta del valore di forza oltre il quale il dispositivo passa dal comportamento rigido iniziale alla fase di funzionamento dissipativo, ovvero quando cominciano a intervenire le molle e gli elementi viscosi interni. Nel caso del dispositivo **LICORD**, questo valore corrisponde a **$F_{r,MFR,}$** la **resistenza ultima dei fusibili meccanici** (spinotti filettati) che collegano il dispositivo al contenitore ancorato alla muratura. Fino a questo limite, il dispositivo si comporta come un collegamento rigido, senza alcuna deformazione apprezzabile; al superamento, i fusibili "cedono" controllatamente, attivando la risposta dissipativa. La scelta di **$T_{attivazione}$** è fondamentale perché: • un valore troppo basso potrebbe portare all'attivazione prematura del dispositivo anche per eventi sismici modesti, con conseguente uso non ottimale del tirante;

	• un valore troppo elevato potrebbe impedire la corretta dissipazione durante un evento sismico rilevante, vanificando il beneficio del dispositivo. Il valore deve essere tarato il modo tale da garantire un vincolo rigido fino ad azioni sismiche corrispondenti allo Stato Limite di Danno (SLD) Nei **dispositivi LICORD**, questo parametro è determinato automaticamente in base alla configurazione scelta (tipo e numero di fusibili). Nei **dispositivi personalizzati,** può essere impostato manualmente in funzione delle specifiche esigenze progettuali.
T_{max}	Indica la **massima resistenza a trazione** del dispositivo dissipativo, espressa in kN. Questo valore rappresenta il limite superiore oltre il quale il dispositivo non può più opporre resistenza e entra in crisi strutturale. Nei **dispositivi LICORD**, questo valore è strettamente legato alle caratteristiche del tenditore speciale costituito da una barra filettata in acciaio INOX di diametro 20 mm, la cui resistenza a trazione è pari a **93 kN**. Nei **dispositivi personalizzati**, il valore può essere specificato manualmente, ad esempio per modellare dispositivi alternativi o progettati ad hoc, con materiali o configurazioni diverse da quelle standard.
K	Rappresenta la **rigidezza del dispositivo dissipativo** nella fase compresa tra l'attivazione e il fine corsa meccanico. È espressa in kN/m e definisce quanto il dispositivo si oppone alla deformazione durante la fase attiva della dissipazione, cioè quando le molle interne e i pistoni viscosi sono sollecitati ma il dispositivo non ha ancora raggiunto il limite della propria escursione. Nel caso dei **dispositivi LICORD**, il valore standard della rigidezza è K_{lic} = **39 kN/m**. Tale valore è stato calibrato per garantire un compromesso efficace tra capacità dissipativa, limitata trasmissione di forze alla muratura e controllo degli spostamenti. Nel caso di **dispositivi personalizzati**, l'utente può definire manualmente un valore di K per modellare un comportamento più o meno rigido, a seconda della tecnologia adottata.
$D_{Cavità}$	Specifica il **diametro della cavità** in cui è alloggiato il dispositivo dissipativo, espresso in mm. Nei **dispositivi LICORD**, la cavità è realizzata direttamente nella muratura per consentire l'alloggiamento del "casing**"** (contenitore metallico cilindrico) che ospita gli elementi interni del dispositivo. In configurazione standard, tale cavità ha diametro pari a **300 mm**, profondità pari a 350 mm. In presenza di **dispositivi personalizzati**, è possibile modificare liberamente il valore del diametro in funzione delle caratteristiche costruttive dell'intervento.

La cavità influisce in modo diretto sulle **verifiche di ancoraggio** del dispositivo. In particolare:

- riduce l'area di contatto tra il capochiave e la muratura, fattore critico nelle verifiche a **penetrazione del capochiave**;
- condiziona il comportamento a **flessione della piastra di base**, influenzando la massima trazione trasmissibile in sicurezza.

Piastre

Le **piastre di ancoraggio** costituiscono l'elemento terminale del tirante (tradizionale o dissipativo) e trasferiscono le azioni assiali alla muratura. Sono essenziali per garantire la **trasmissione delle trazioni** dal sistema di rinforzo alla parete, e la loro geometria influisce direttamente sulle verifiche locali di **punzonamento della muratura, penetrazione dell'ancoraggio** e **flessione della piastra**.

Nei **tiranti tradizionali**, la piastra è un semplice elemento rettangolare applicato in superficie alla muratura.

In presenza di **dispositivi dissipativi**, invece, le dimensioni della piastra si riferiscono alle **ali metalliche** del "casing", che si estendono all'esterno del corpo cilindrico inserito nella cavità. In quest'ultimo caso, la superficie effettiva a contatto con la muratura è data dalla differenza tra l'area del rettangolo della piastra e l'area del foro circolare corrispondente alla cavità.

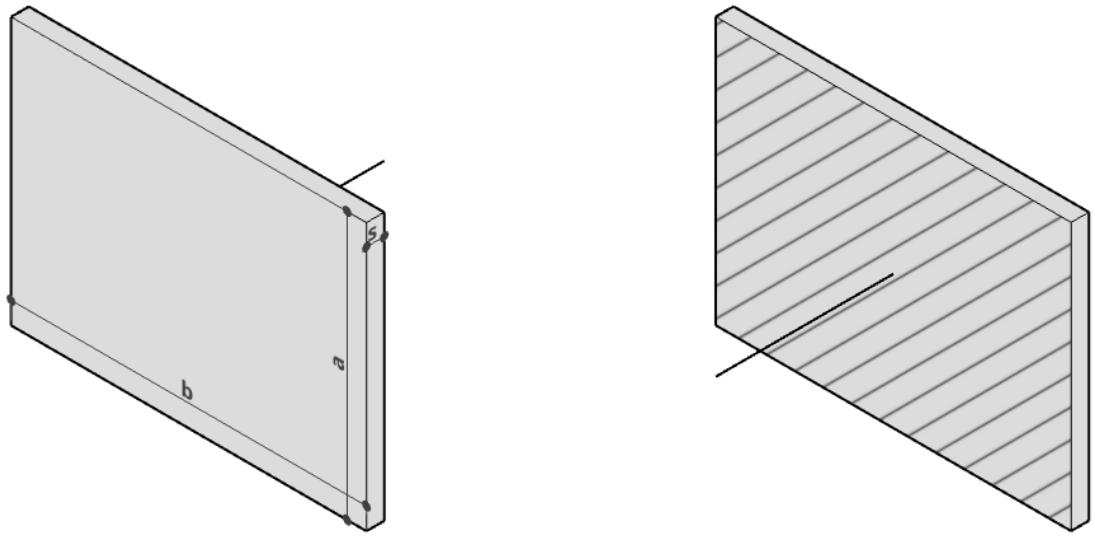


Figura 196. Piastra di ancoraggio per tirante tradizionale

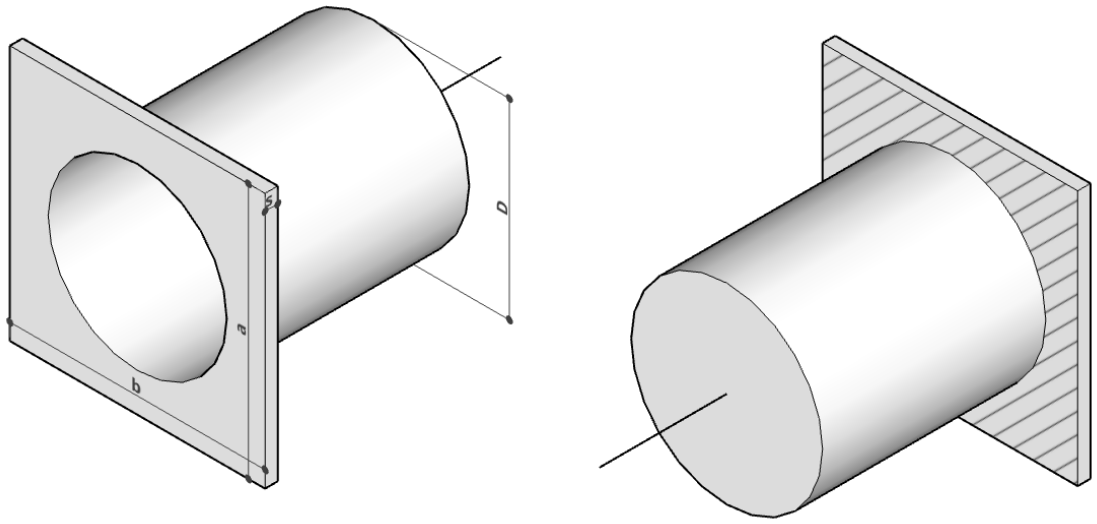


Figura 197. Piastra di ancoraggio in presenza di dispositivo dissipativo

a	Dimensione verticale della piastra di ancoraggio in mm.
b	Dimensione orizzontale della piastra di ancoraggio in mm.
s	Spessore della piastra di ancoraggio in mm.
f_{yd}	Tensione di snervamento di calcolo della piastra in N/mm^2.

Muro I e Muro J

I muri I e J rappresentano le porzioni di muratura su cui sono ancorati, rispettivamente, l'estremo iniziale (I) e finale (J) della catena o del dispositivo dissipativo. La loro identificazione è automatica e si basa sulla posizione geometrica dei punti estremi del rinforzo rispetto ai corpi rigidi del modello cinematico.

Una volta riconosciuti, per ciascun muro vengono mostrate una serie di proprietà geometriche e meccaniche che influiscono direttamente sulle verifiche locali di **punzonamento della muratura** e **penetrazione dell'ancoraggio**.

Spessore	Spessore del muro in mm. Proprietà in sola lettura.
f_m	Resistenza media a compressione del muro in N/mm^2.
τ_0	Resistenza media a taglio puro del muro in N/mm^2.
σ_n	Tensione di compressione verticale nel muro all'altezza dell'ancoraggio in N/mm^2. Necessaria per determinare la resistenza a taglio nella verifica di punzonamento.
τ	Resistenza media a taglio del muro in N/mm^2, per la verifica di punzonamento. Proprietà in sola lettura data dalla seguente relazione: $$\tau = \tau_0 + 0.4 \cdot \sigma_n$$

f_d	Resistenza a compressione di progetto in N/mm^2. Proprietà in sola lettura data dalla seguente relazione: $$f_d = f_m / (\gamma_M FC)$$
f_{vd}	Resistenza a taglio di progetto in N/mm^2. Proprietà in sola lettura data dalla seguente espressione: $$f_{vd} = \tau / (\gamma_M FC)$$

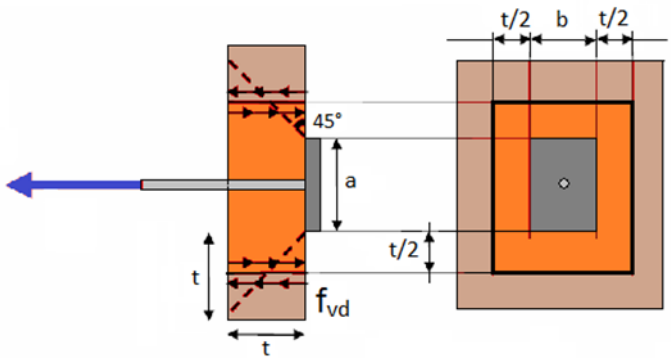
Trazioni

In questo gruppo vengono riportati, in sola lettura, i **valori limite di trazione** sostenibili dal sistema di rinforzo in relazione alle principali modalità di collasso:

- snervamento del tirante,
- punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio,
- penetrazione dell'ancoraggio,
- flessione delle piastre.

Inoltre, sono presenti in input i **valori effettivamente considerati** nelle analisi relativi a:

- pretensionamento del tirante
- massima trazione

Snervamento	Valore massimo di trazione determinato dalla verifica di snervamento del tirante. Questa proprietà in sola lettura è calcolata secondo la seguente relazione: $$T = A\ f_{yd}$$ dove: A è l'area della sezione trasversale del tirante; f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto del tirante. Questa verifica costituisce uno dei **limiti superiori** alla trazione effettivamente considerata nell'analisi.
Punzonamento	Valore massimo di trazione determinato dalla verifica di punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio.  Questa proprietà in sola lettura ed è calcolata secondo la seguente relazione:

$$T = [2(\tau_0 + 0.4\,\sigma_n)(b + t) + 2\tau_0(a + t)] \cdot t$$

dove:

τ_0 è la resistenza media a taglio in assenza di tensioni di compressione (N/mm^2);

σ_n è la tensione di compressione verticale in corrispondenza dell'ancoraggio;

b è la dimensione orizzontale della piastra;

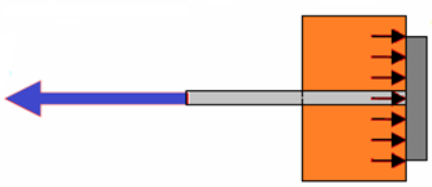
a è la dimensione verticale della piastra;

t è lo spessore della muratura.

Questa verifica costituisce uno dei **limiti superiori** alla trazione effettivamente considerata nell'analisi.

Penetrazione

Valore massimo di trazione determinato dalla verifica di penetrazione dell'ancoraggio. Questa proprietà in sola lettura tiene conto della capacità della muratura di resistere alle spinte concentrate trasmesse attraverso le piastre o i dispositivi di ancoraggio. Il valore dipende dalla presenza o meno di un dispositivo dissipativo.



Pe i **tiranti tradizionali** vale la seguente relazione:

$$T = f_d\, a\, b$$

dove:

f_d è la resistenza di progetto a compressione della muratura;

b è la dimensione orizzontale della piastra;

a è la dimensione verticale della piastra.

In presenza di **dispositivo dissipativo**, l'area efficace di contatto tra la piastra e la muratura si riduce per effetto della **cavità cilindrica** che ospita il "casing" del dispositivo. La trazione limite è quindi calcolata con:

$$T = f_d \cdot (a\, b - \pi D^2/4)$$

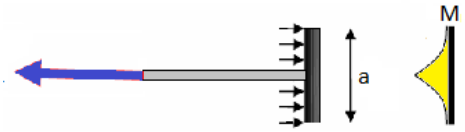
dove:

D è il diametro della cavità in cui è inserito il dispositivo.

Questa verifica costituisce uno dei **limiti superiori** alla trazione effettivamente considerata nell'analisi.

Flessione

Valore massimo di trazione determinato dalla verifica di flessione delle piastre di ancoraggio. Questa proprietà in sola lettura dipende dalla presenza o meno di un dispositivo dissipativo.



Per i **tiranti tradizionali** vale la seguente relazione:

$$T = min\left(\frac{4bs^2 f_{yd}}{3a}; \frac{4as^2 f_{yd}}{3b}\right)$$

dove:

a è la dimensione verticale della piastra;

b è la dimensione orizzontale della piastra;

s è lo spessore della piastra;

f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo.

In presenza di **dispositivo dissipativo** la piastra è costituita dalle ali metalliche del "casing", che si estendono all'esterno del corpo cilindrico inserito nella cavità. Il calcolo è effettuato secondo metodi di calcolo approssimati, ipotizzando che l'elemento metallico si mantenga rigido e la forza T trasmessa dal tirante venga equilibrata da una tensione σ_c uniformemente distribuita su tutta la superficie A_c di contatto del capochiave con la muratura. Vale quindi la seguente relazione:

$$\sigma_c = T/A_c$$

Essendo il capochiave di forma rettangolare con cavità circolare, si considerano tre diverse configurazioni:

1. piastra incastrata lungo l'asse orizzontale x' tangente alla circonferenza;
2. piastra incastrata lungo l'asse verticale y' tangente alla circonferenza;
3. piastra incastrata lungo l'asse inclinato d' parallelo alla diagonale e tangente alla circonferenza.

Il momento flettente M che sollecita la sezione trasversale della piastra nelle tre configurazioni considerate è dato quindi dalla seguente relazione:

$$M = \sigma_c A' z$$

dove:

A' è la superficie del capochiave oltre l'asse considerato;

z è la distanza del baricentro di A' dall'asse considerato.

Noto il momento flettente M è possibile calcolare la massima tensione assiale secondo la relazione:

$$\sigma(x, y) = M\frac{y_{max}}{I}$$

dove:

I è il momento di inerzia della sezione trasversale considerata.
Ad esempio, nel caso dell'asse orizzontale x', $I = \frac{b\,s^3}{12}$

y_{max} è la distanza del lembo teso (o compresso) della sezione trasversale dall'asse baricentrico. In tutti i casi $y_{max} = s/2$.

	Il valore massimo della trazione T è determinato in modo tale che la massima tensione assiale $\sigma(x, y)$ sia uguale alla tensione di snervamento di calcolo f_{yd}. Questa verifica costituisce uno dei **limiti superiori** alla trazione effettivamente considerata nell'analisi.
Pretensionamento	Valore di pretensionamento del tirante, espresso in kN. Il valore di pretensionamento non può superare la massima trazione di calcolo, ovvero il massimo valore di trazione effettivamente considerato nelle analisi. In presenza di **dispositivi dissipativi**, il pretensionamento deve inoltre rispettare un vincolo aggiuntivo: non può superare il 60% della trazione di attivazione del dispositivo stesso. Questo per garantire che il comportamento dissipativo si inneschi solo in risposta a un'azione sismica significativa, preservando la funzione "a fusibile" del dispositivo.
Massima trazione	Valore della massima trazione effettivamente considerata nell'analisi, espresso in kN. Questo valore rappresenta il limite operativo massimo che il tirante può raggiungere durante l'analisi, tenendo conto di tutte le verifiche locali. Esso non può superare nessuna delle seguenti resistenze massime: • Snervamento del tirante • Punzonamento della muratura in corrispondenza degli ancoraggi • Penetrazione dell'ancoraggio • Flessione della piastra di ancoraggio In **analisi cinematica non lineare**, la trazione massima influisce direttamente sul tipo di comportamento assegnato al rinforzo: • se **coincide con la trazione di snervamento**, il tirante presenta un comportamento **elasto-plastico**. • se è **inferiore alla trazione di snervamento**, il comportamento del tirante risulta **elasto-fragile**, riflettendo un cedimento prematuro dovuto a limiti locali anziché plasticizzazione del materiale. In presenza di **dispositivo dissipativo**, il valore è ulteriormente limitato dalla massima resistenza a trazione del dispositivo (T_{max}). Inoltre, in analisi cinematica lineare, la trazione effettiva non può superare la trazione di attivazione del dispositivo ($T_{attivazione}$)

3.3.5.2 Nastri

I nastri di rinforzo presentano le seguenti proprietà.

Generale	
Tipologia	Specifica il tipo di nastro di rinforzo. Le opzioni disponibili sono: • FRP • Acciaio
FRP	
Numero di strati	Specifica il numero di strati di tessuto.
Larghezza	Specifica la larghezza del nastro in mm.
Spessore	Indica lo spessore del singolo nastro in mm. Proprietà in sola lettura, dipende dalle impostazioni in Parametri di Calcolo > Interventi > FRP.
E	Indica il modulo di elasticità normale nella direzione delle fibre in N/mm^2. Proprietà in sola lettura, dipende dalle impostazioni in Parametri di Calcolo > Interventi > FRP.
ε_{fd}	Specifica la deformazione di progetto del rinforzo (‰). Non può superare la deformazione di calcolo a rottura per trazione del nastro.
Trazione ultima	Trazione ultima sopportabile dal nastro prima di una crisi per rottura o per distacco (kN). Proprietà in sola lettura.
Massima trazione	Valore della massima trazione effettivamente considerata nell'analisi, espresso in kN. Non può superare il valore della trazione ultima di cui sopra. In **analisi cinematica non lineare**, il comportamento del nastro è **elasto-fragile**.
Acciaio	
Larghezza	Specifica la larghezza del nastro in acciaio in mm.
Spessore	Specifica lo spessore del nastro in acciaio in mm.
E	Specifica il modulo elastico del nastro in N/mm^2.
f_{yd}	Specifica la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio in N/mm^2.
ε_{ud}	Specifica la deformazione ultima del nastro (‰). Viene utilizzata solo nell'ambito dell'analisi cinematica non lineare per identificare il limite massimo di allungamento del nastro: una volta superato, il nastro si considera rotto e il suo contributo alla stabilità del cinematismo viene annullato.

Trazione di snervamento	Trazione che porta allo snervamento del nastro in acciaio (kN). Proprietà in sola lettura.
Massima trazione	Valore della massima trazione effettivamente considerata nell'analisi, espresso in kN. Non può superare il valore della trazione di snervamento di cui sopra. In **analisi cinematica non lineare**, la trazione massima influisce direttamente sul tipo di comportamento assegnato al rinforzo: • se **coincide con la trazione di snervamento**, il nastro presenta un comportamento **elasto-plastico**. • se è **inferiore alla trazione di snervamento**, il comportamento del tirante risulta **elasto-fragile**, riflettendo un cedimento prematuro dovuto a limiti locali anziché plasticizzazione del materiale.

3.3.6 Cinematismi sismici

Il cinematismo sismico è un meccanismo attivato da forze di tipo inerziale, generate da un'azione sismica. Il suo obiettivo è valutare la capacità della struttura di resistere a tali sollecitazioni attraverso un'analisi cinematica, che può essere condotta in due modalità:

- **Analisi Cinematica Lineare**
  Consente di calcolare il moltiplicatore di collasso (α_0), ovvero il fattore che amplifica le forze sismiche di progetto fino al raggiungimento dell'equilibrio limite del meccanismo. A partire da α_0 si determinano l'accelerazione spettrale di attivazione e l'indicatore di rischio sismico in termini di PGA e TR, per gli stati limite di riferimento.
- **Analisi Cinematica Non Lineare**
  Permette di modellare in modo più realistico il comportamento dei rinforzi e dei dispositivi dissipativi, introducendo legami costitutivi non lineari (come comportamento elasto-plastico o elasto-fragile). L'analisi si sviluppa mediante la costruzione di una **curva di capacità** del meccanismo, che descrive il rapporto tra spostamento e forza. Da questa curva si ricava la capacità in termini di spostamento che viene confrontata con la domanda di spostamento derivante dallo spettro sismico. Questo approccio permette una modellazione più realistica, tenendo conto del comportamento non lineare dei rinforzi e delle crisi locali (come sfilamento di travi, collasso di volte, ecc.).

3.3.6.1 Proprietà

Il cinematismo sismico presenta le seguenti proprietà.

Generale	
Tipologia	Indica la tipologia del cinematismo, cioè il tipo di movimento definito definito in fase di modellazione. Il cinematismo sismico può appartenere ad una delle seguenti tipologie:

	• Ribaltamento semplice • Flessione di parete vincolata ai bordi • Ribaltamento a doppia cortina • Flessione su cerniere oblique • Meccanismo nel piano • Meccanismo a quattro cerniere • Meccanismo generico
Baricentro	Baricentro dei corpi partecipanti al cinematismo in coordinate globali (m).
Volume	Volume totale dei corpi partecipanti al cinematismo (m^3)
Direzione sismica	Questa proprietà è visibile solo se gli assi di rotazione del cinematismo sono verticali. Specifica l'angolo tra l'asse globale X e la direzione dell'azione sismica orizzontale (angolo positivo se antiorario).
N	Specifica il numero di piani della struttura e permette di determinare in modo approssimato il coefficiente di partecipazione modale del modo fondamentale di vibrazione (γ_1). Viene impostato automaticamente sulla base dei piani definiti in fase di modellazione architettonica, ma può essere differenziato nel caso in cui la struttura presenti un diverso numero di piani nella zona interessata dal cinematismo.
H	Specifica l'altezza della struttura rispetto al piano di fondazione e permette di determinare in modo approssimato il periodo del modo fondamentale di vibrazione della struttura (T_1). Viene impostata automaticamente sulla base dei piani definiti in fase di modellazione architettonica, ma può essere differenziata nel caso in cui la struttura presenti un'altezza diversa nella zona interessata dal cinematismo.
Z	Quota, rispetto alla fondazione dell'edificio, del **baricentro delle linee di vincolo** tra i corpi partecipanti al cinematismo e il resto della struttura. Nel caso di ribaltamento semplice, il valore corrisponde alla quota della cerniera orizzontale. Nei meccanismi più complessi, Z deve essere calcolata come baricentro delle altezze degli assi di rotazione o delle cerniere presenti. Il valore di Z influisce direttamente sulla definizione della **domanda sismica**: • Se **Z = 0**, il cinematismo è considerato **appoggiato a terra**. Nell'analisi cinematica lineare, la domanda è data dall'accelerazione al suolo. Nell'analisi cinematica non lineare, si fa riferimento allo spettro di spostamento al suolo. • Se **Z > 0**, la **domanda viene amplificata** in funzione della quota. Nell'analisi cinematica lineare, si utilizza l'accelerazione strutturale alla quota Z. Nell'analisi cinematica non lineare, si considera lo spettro in

	accelerazione alla quota Z (come definito da NTC 2018, formula [C7.2.5]), che viene trasformato nello spettro in spostamento alla stessa quota, moltiplicandolo per il fattore $T^2/4\pi^2$.
T_1	Periodo del modo fondamentale di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata. Il valore può essere ricavato dai risultati di un'analisi modale oppure stimato mediante la seguente relazione semplificata (NTC 2018, §C7.3.3.2, formula [C7.3.2]): $$T = C_1 \cdot H^{3/4}$$ dove H è l'altezza totale della costruzione dal piano di fondazione e C_1 è un coefficiente pari a 0.005 per costruzioni di muratura. La freccia laterale che compare nel campo della proprietà consente di calcolare automaticamente T_1 a partire dal valore di H, applicando la relazione sopra riportata. **Nota.** Questa proprietà influisce sulla valutazione della domanda sismica solo per cinematismi con quota Z > 0, ovvero riferiti a porzioni della costruzione poste a una certa altezza. In tali casi, la domanda viene calcolata a partire dallo spettro di piano, secondo quanto indicato dalle NTC 2018 (§C7.2.5).
γ_1	Coefficiente di partecipazione modale del modo fondamentale di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata. Il valore può essere ricavato dai risultati di un'analisi modale oppure stimato mediante la seguente relazione semplificata (NTC 2018, §C7.2.3, formula [C7.2.10]): $$\gamma = \frac{3N}{2N+1}$$ dove N è il numero di piani. La freccia laterale che compare nel campo della proprietà consente di calcolare automaticamente γ_1 in funzione di N, applicando la relazione sopra riportata. **Nota.** Questa proprietà influisce sulla valutazione della domanda sismica solo per cinematismi con quota Z > 0, ovvero riferiti a porzioni della costruzione poste a una certa altezza. In tali casi, la domanda viene calcolata a partire dallo spettro di piano, secondo quanto indicato dalle NTC 2018 (§C7.2.5).
ξ_1	Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente dell'intera struttura (%). **Nota.** Questa proprietà influisce sulla valutazione della domanda sismica solo per cinematismi con quota Z > 0, ovvero riferiti a porzioni della costruzione poste a una certa altezza. In tali casi, la domanda viene calcolata a partire dallo spettro di piano, secondo quanto indicato dalle NTC 2018 (§C7.2.5).

ξ_{SLV}	Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del meccanismo per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), espresso in percentuale. Secondo le *NTC 2018* (§C8.7.1.2.1.8), il valore può essere assunto pari all'8%. In presenza di tiranti dotati di dispositivi dissipativi, è possibile adottare un valore più elevato, pari al 20%, secondo quanto indicato nelle *Linee guida LICORD*. **Nota.** Questa proprietà influisce sulla valutazione dello spettro di domanda in spostamento nell'ambito dell'analisi cinematica non lineare. È ininfluente nell'analisi cinematica lineare**.**
FC	Fattore di Confidenza del cinematismo. Nel caso in cui, per la valutazione del moltiplicatore di collasso α, non venga considerata la resistenza a compressione della muratura, il fattore di confidenza da utilizzare deve comunque essere pari a quello previsto per il livello di conoscenza LC1, ovvero FC = 1.35, come indicato dalle NTC 2018.
Sempre e*=1	Specifica se la frazione di massa partecipante e* debba essere **sempre assunta pari a 1**. In caso contrario, il valore viene stimato automaticamente considerando gli **spostamenti virtuali del meccanismo** (misurati a partire dalla configurazione indeformata iniziale) come rappresentativi del modo di vibrare del meccanismo locale, secondo quanto previsto da *NTC 2018*, §C8.7.1.2.1.3. La frazione di massa partecipante e* entra nel calcolo dell'**accelerazione sismica associata al meccanismo**, tramite la relazione: $$a = \frac{\alpha\, g}{e^* FC}$$ dove: α è il moltiplicatore delle forze sismiche; **g** è l'accelerazione di gravità; *FC* è il fattore di confidenza In analisi cinematica lineare, impostare e*=1 rappresenta una scelta conservativa, poiché a parità di moltiplicatore di collasso α_0 si ottiene un'accelerazione di attivazione del meccanismo più bassa, e quindi una capacità minore in termini di accelerazione.
Considera Ez	In analisi cinematica lineare, permette di tener conto delle forze inerziali indotte dalla componente verticale del sisma. In questo modo è possibile valutare l'effetto che il sisma verticale produce sul moltiplicatore di collasso e di conseguenza sull'indicatore di rischio sismico. Si faccia riferimento alla figura seguente relativa al cinematismo di ribaltamento semplice. Se si considera anche la componente verticale dell'azione sismica, le forze in gioco sono: la forza peso P, la forza inerziale orizzontale αP e la forza inerziale verticale α_VP.

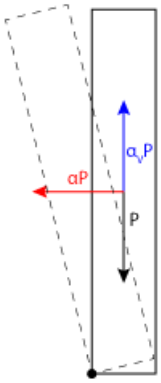


Figura 198. Ribaltamento semplice con componente sismica orizzontale e verticale

Entrambe le forze inerziali sono proporzionali alla forza peso. Il rapporto tra il moltiplicatore della forza inerziale verticale α_V e il moltiplicatore della forza inerziale orizzontale α varia a seconda che si consideri un elemento isolato o sostanzialmente appoggiato a terra (sistema rigido) o un elemento posto ad una certa quota (sistema deformabile):

$$\frac{\alpha_V}{\alpha} = 0.3 * \frac{S_{ez}(0)}{S_{ex}(0)} \qquad \textit{per sistema rigido}$$

$$\frac{\alpha_V}{\alpha} = 0.3 * \frac{S_{ez}(0)}{S_{ex}(T_1) * \psi(z) * \gamma_1} \qquad \textit{per sistema deformabile}$$

dove: $S_{ex}(T)$ e $S_{ez}(T)$ sono i valori dello spettro elastico di accelerazione in corrispondenza del periodo T rispettivamente in direzione orizzontale e verticale; T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione dell'intera struttura nella direzione orizzontale considerata; $\psi(z)$ è il corrispondente modo di vibrazione normalizzato ad uno in sommità dell'edificio; γ_1 è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale; z è la quota dell'asse di rotazione.

Si può osservare che in entrambe le espressioni del rapporto $\frac{\alpha_V}{\alpha}$, al numeratore troviamo $S_{ez}(0)$, cioè lo spettro di accelerazione elastico in direzione verticale per T = 0. Questo perché si assume che il moltiplicatore delle forze inerziali verticali sia sempre analogo a quello di un sistema rigido. Il fattore 0.3 che riduce gli effetti della componente verticale è relativo all'applicazione della combinazione direzionale dell'azione sismica.

Il moltiplicatore di collasso delle forze inerziali orizzontali α_0 si ottiene applicando il principio dei lavori virtuali secondo la seguente relazione:

$$LV1 + \alpha_0 * LV2 + \alpha_{0V} * LV3 = 0$$

$$LV1 + \alpha_0 * LV2 + \alpha_0 * \frac{\alpha_V}{\alpha} * LV3 = 0$$

	$$\alpha_0 = \frac{-LV1}{LV2 + \frac{\alpha_V}{\alpha} * LV3}$$ dove: LV1, LV2 e LV3 sono i lavori virtuali svolti rispettivamente dalle forze statiche, dalle forze inerziali orizzontali e dalle forze inerziali verticali considerando α e α_V pari a 1. Il rapporto $\frac{\alpha_V}{\alpha}$ varia a seconda che si consideri un meccanismo su sistema rigido o su sistema deformabile, ma varia anche in base allo stato limite considerato e al variare dell'intensità sismica. Di conseguenza anche il moltiplicatore di collasso e quindi l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo assumono valori diversi a seconda dei casi. Nel calcolo dell'indicatore di rischio sismico, ovvero nella ricerca dell'azione sismica sostenibile dal meccanismo, la variabilità del moltiplicatore di collasso impone il ricalcolo dello stesso nei vari cicli iterativi in cui viene svolta la verifica. Ma, dato che i lavori virtuali LV1, LV2, LV3 rimangono costanti nel corso delle iterazioni, il calcolo del moltiplicatore di collasso è immediato.
Verifica SLD	Specifica se eseguire o meno la verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno (SLD). Questa verifica viene effettuata esclusivamente mediante analisi cinematica lineare, in conformità alle indicazioni delle NTC 2018.
Verifica SLV	Specifica se la verifica nei confronti dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) debba essere eseguita mediante analisi cinematica lineare oppure analisi cinematica non lineare.

3.3.6.2 Risultati

I risultati dell'analisi cinematica relativa al cinematismo corrente sono consultabili nella finestra delle proprietà, all'interno della scheda "Risultati" .

Analisi Lineare	
Contiene i risultati fondamentali dell'analisi cinematica lineare, validi per tutte le verifiche di stato limite. In particolare sono riportati: il moltiplicatore di collasso, la frazione di massa partecipante e l'accelerazione di attivazione del meccanismo.	
α_0	Indica il valore del Moltiplicatore di Collasso, ovvero il moltiplicatore delle forze sismiche inerziali tali da attivare il meccanismo. Il moltiplicatore di collasso è calcolato applicando il principio dei lavori virtuali come indicato in NTC 2018, §C8.7.1.2.1:

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

Considerando nullo il lavoro delle forze interne ($L_i = 0$), l'espressione può essere riformulata come segue:

$$\alpha_0 = \frac{-LV1}{LV2 + \frac{\alpha_V}{\alpha} * LV3}$$

dove: LV1, LV2 e LV3 sono i lavori virtuali svolti rispettivamente dalle forze statiche, dalle forze inerziali orizzontali e dalle forze inerziali verticali nell'ipotesi di moltiplicatori α e α_V pari a 1; il rapporto α_v/α è definito nella descrizione della proprietà "Considera Ez".
In assenza di componente sismica verticale l'espressione si semplifica come segue:

$$\alpha_0 = \frac{-LV1}{LV2}$$

M*

Massa partecipante valutata considerando gli spostamenti virtuali relativi al cinematismo (misurati a partire dalla configurazione indeformata) come rappresentativi del modo di vibrazione del meccanismo locale (NTC 2008, C8A.4.2.2, formula [C8A.4.3]):

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}$$

e*

Frazione di massa partecipante. Il valore è calcolato considerando gli spostamenti virtuali relativi al cinematismo (misurati a partire dalla configurazione indeformata) come rappresentativi del modo di vibrazione del meccanismo locale (NTC 2018, §C8.7.1.2.1.3, formula [C8.7.1.5] o NTC 2008, §C8A.4.2.2).
Attraverso l'opzione "Sempre e* = 1", è possibile forzare il valore della frazione di massa partecipante a 1. Questa scelta ha un effetto conservativo, poiché, a parità di moltiplicatore di collasso, riduce il valore della capacità in termini di accelerazione.

a_0*

Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (NTC 2018, §C8.7.1.2.1.3 o NTC 2008, §C8A.4.2.2, formula [C8A.4.4]):

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$$

Verifica SLD/SLV (Analisi lineare)

In questa sezione sono riportati i risultati fondamentali per la verifica dello Stato Limite di Danno (SLD) o dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) condotta mediante analisi cinematica lineare.

Nota. La verifica SLD è presente solo se espressamente richiesta tramite l'apposita proprietà. La verifica SLV è riportata in questa sezione solo se l'analisi cinematica lineare è stata selezionata come metodo di verifica. In caso contrario (analisi non lineare) i risultati relativi a SLV sono riportati nella sezione dedicata all'analisi non lineare.

a_1*	Accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido, cioè domanda in termini di accelerazione spettrale nel caso in cui il cinematismo riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra (z=0). Il valore è dato dallo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$ per T=0. Per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) la domanda in termini di accelerazione spettrale viene ulteriormente divisa per il fattore di comportamento q assunto pari a 2.0.
a_2*	Accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile, cioè domanda in termini di accelerazione spettrale nel caso in cui il cinematismo sia relativo a una porzione della costruzione posta ad una certa quota (z>0). Con riferimento a NTC 2018 (§C8.7.1.2.1.5-7, §C7.2.3), il valore è dato dalla seguente espressione (formula C7.2.5), considerando $T_k=T_1$, $\gamma_k=\gamma_1$, $\xi_k=\xi_1$, $\psi_k(z)=z/H$: $$S_e(T_k,\xi_k)\left\lvert\gamma_k\psi_k(z)\right\rvert\sqrt{1+0.0004\xi_k^2}$$ Con riferimento a NTC 2008, §C8A.4.2.3 il valore è dato dalla seguente espressione (formula C8A.4.8): $$S_e(T_1)\cdot\psi(Z)\cdot\gamma$$ Le due espressioni sono equivalenti. Per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) la domanda in termini di accelerazione spettrale viene ulteriormente divisa per il fattore di comportamento q assunto pari a 2.0.
a*	Massima accelerazione spettrale richiesta, cioè domanda definitiva in termini di accelerazione spettrale data da: $a^* = max\ (a_1^*, a_2^*)$

PGA_C/PGA_D	Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA.
TR_C/TR_D	Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di T_R.
ζ_E(PGA)	Indicatore di rischio sismico in termini di PGA, dato dal rapporto fra capacità e domanda.
ζ_E(TR)	Indicatore di rischio sismico in termini di T_R, dato dal rapporto fra capacità e domanda.
Verifica SLV (Analisi non lineare)	
In questa sezione sono riportati i risultati fondamentali per la verifica dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) condotta mediante analisi cinematica non lineare, nel caso in cui tale metodo sia stato selezionato come criterio di verifica.	
d_{CLV}	Capacità di spostamento per SLV (cm), individuata sulla curva di capacità secondo i criteri indicati dalle NTC 2018, §C8.7.1.2.1.6.
d_{DLV}	Domanda di spostamento per SLV (cm), calcolata secondo le indicazioni riportate nelle NTC 2018, §C8.7.1.2.1.8.
PGA_C/PGA_D	Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA.
TR_C/TR_D	Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di T_R.
ζ_E(PGA)	Indicatore di rischio sismico in termini di PGA, dato dal rapporto fra capacità e domanda.
ζ_E(TR)	Indicatore di rischio sismico in termini di T_R, dato dal rapporto fra capacità e domanda.

3.3.6.3 Grafico dell'analisi non lineare

Quando l'analisi cinematica non lineare è selezionata come metodo di verifica per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), nella parte inferiore della finestra delle proprietà del cinematismo viene visualizzato un **grafico nel piano accelerazione–spostamento**, rappresentativo della risposta dinamica del meccanismo locale.

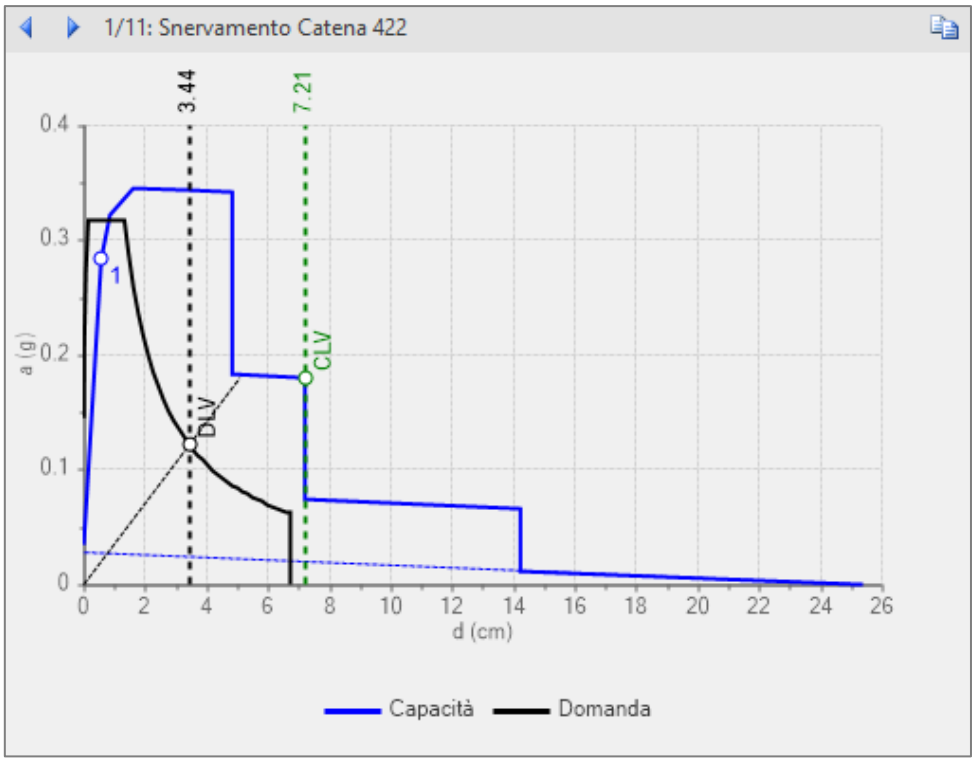
Il grafico mostra in **linea blu continua** la **curva di capacità** del cinematismo, che descrive il comportamento di un oscillatore equivalente non lineare a un grado di libertà, in termini di accelerazione spettrale e spostamento.

Ogni punto della curva rappresenta uno **stato evolutivo significativo** del meccanismo locale e corrisponde a un evento specifico, come:

- lo snervamento o la rottura di un tirante,
- la perdita di appoggio di un solaio,
- l'instabilità di una volta,
- il distacco di un rinforzo,
- l'attivazione o il fine corsa di un dispositivo dissipativo.

Il **punto selezionato** lungo la curva è evidenziato tramite un cerchio bianco con bordo blu, accompagnato dall'indice corrispondente. In corrispondenza del punto selezionato:

- la finestra grafica principale mostra la **configurazione deformata** del meccanismo, evidenziando lo spostamento dei corpi partecipanti;
- una label descrittiva, posizionata nella parte superiore del grafico, indica l'**evento significativo** che si è verificato in quel punto. Se sono presenti più eventi simultanei, passando il mouse sopra la label viene mostrato un tooltip con l'elenco completo.



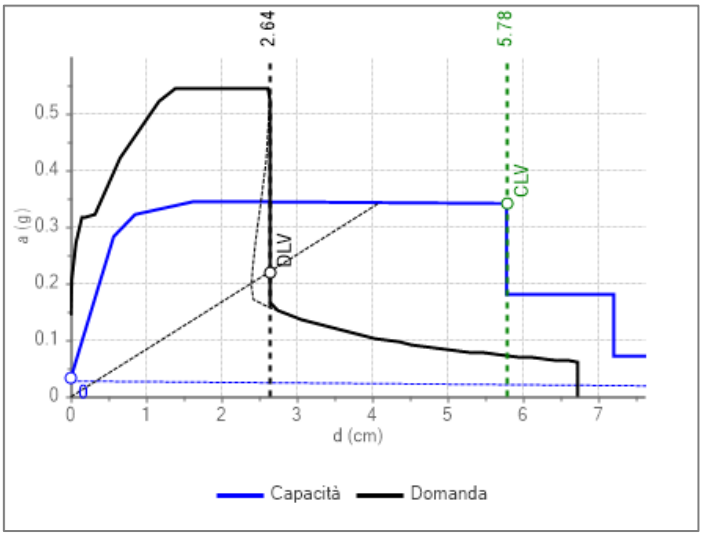
La **linea blu tratteggiata** rappresenta la **curva di capacità** del cinematismo in cui sono considerate **esclusivamente le azioni di cui è verificata la presenza fino al collasso**. È ignorato, quindi, il contributo dei rinforzi (catene o nastri) e di solai o volte che nel corso dell'evoluzione del cinematismo siano soggetti a sfilamento o instabilità. Questa curva permette di valutare la capacità di spostamento del cinematismo coerentemente con le indicazioni normative (NTC 2018, §C8.7.1.2.1.6).

Nel grafico accelerazione-spostamento, oltre alle curve di capacità (in blu), sono riportati anche gli elementi necessari per la verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), come definiti dalle NTC 2018.

La **linea nera continua** rappresenta la **curva di domanda**, ovvero lo **spettro di risposta elastico in spostamento**. Nel caso in cui il cinematismo sia collocato al livello del suolo (Z=0) e la verifica sia effettuata tramite gli spettri di norma, il riferimento è allo spettro $S_{De}(T)$ definito al §3.2.3.2.3 delle NTC 2018. Per i cinematismi collocati a una certa quota dell'edificio (Z>0), la normativa richiede invece di fare riferimento allo spettro in accelerazione alla quota Z, calcolato con la formula [C7.2.5],

e successivamente convertito in spettro di spostamento mediante il fattore $T^2/(4\pi^2)$.

Nota. Secondo quanto previsto dalle NTC 2018 (§C8.7.1.2.1.8), la domanda di spostamento deve essere valutata su uno **spettro di risposta in spostamento monotono crescente** rispetto al periodo T. Tuttavia, nella pratica, la trasformazione dello spettro di accelerazione in spettro di spostamento può produrre tratti localmente decrescenti (cioè in cui lo spostamento diminuisce all'aumentare del periodo). Per rispettare il criterio normativo di monotonicità, in presenza di tali tratti, la curva dello spettro di spostamento viene modificata: la porzione con andamento decrescente è visualizzata come tratteggiata per evidenziarne la presenza, ma non viene considerata nel calcolo della domanda. La curva di domanda effettiva, rappresentata nel grafico, viene quindi "forzata" a mantenere uno spostamento non decrescente al crescere del periodo. Questo accorgimento, illustrato nell'esempio della figura seguente, garantisce che lo spettro di domanda sia effettivamente coerente con le indicazioni normative.



Sulla stessa rappresentazione grafica, una **linea tratteggiata verticale di colore verde o rosso**, indica la **capacità di spostamento CLV**, identificata lungo la curva di capacità in base ai criteri riportati al §C8.7.1.2.1.6. La linea assume colore verde quando la capacità è maggiore o uguale alla domanda di spostamento (verifica soddisfatta), in caso contrario assume colore rosso (verifica non soddisfatta).

La determinazione della domanda di spostamento si basa innanzitutto sulla valutazione del **periodo equivalente T_{SLV}**, calcolato secondo le indicazioni del §C8.7.1.2.1.8. Nel piano accelerazione-spostamento, i periodi T sono rappresentati da rette inclinate passanti per l'origine degli assi. Pertanto, anche il periodo T_{SLV} è visualizzato come una **linea sottile nera inclinata** che attraversa l'origine e che consente di individuare graficamente l'intervallo di riferimento per la determinazione della domanda.

La **domanda di spostamento DLV** è infatti individuata come il valore massimo dello spettro di spostamento entro l'intervallo [0, T_{SLV}] ed è riportata graficamente tramite una **linea tratteggiata verticale di colore nero**.

Il tasto **Copia**, situato nell'angolo superiore destro del riquadro del grafico, consente di **copiare l'intero grafico negli appunti** di sistema. L'immagine così ottenuta può essere incollata direttamente in applicazioni esterne, facilitando la documentazione dei risultati o la loro condivisione in relazione tecniche e report di progetto.

3.3.7 Cinematismi statici

Il cinematismo statico è un meccanismo definito con l'obbiettivo di individuare l'entità della forza instabilizzante in una data posizione. Nei cinematismi statici non compaiono le forze inerziali di origine sismica: le uniche forze presenti sono le forze di tipo statico e la forza instabilizzante.
Come applicazione particolare, i cinematismi statici sono funzionali al calcolo delle forze stabilizzanti nell'analisi di determinati meccanismi di collasso di tipo sismico. Ad esempio, per i meccanismi di flessione orizzontale, permettono di valutare il contrasto offerto dalle pareti ortogonali (parallele all'azione sismica).

I cinematismi statici presentano le seguenti proprietà.

Generale	
Tipologia	Indica la tipologia del cinematismo, cioè il tipo di movimento definito in fase di modellazione. Il cinematismo statico può essere solo un ribaltamento semplice.
Baricentro	Baricentro dei corpi partecipanti al cinematismo in coordinate globali (m).
Volume	Indica il volume totale dei corpi partecipanti al cinematismo.
Forza ribaltante	
Altezza	Specifica la quota di applicazione della forza ribaltante, misurata a partire dalla quota dell'asse di rotazione.
Valore	Proprietà in sola lettura, viene indicato il Risultato del Cinematismo, ovvero l'entità della Forza necessaria a portare i Corpi Partecipanti al ribaltamento.

Nota. In presenza di elementi spingenti, come solai inclinati o volte, il valore della forza ribaltante potrebbe risultare nullo. In questi casi la struttura è instabile e non è necessaria alcuna forza aggiuntiva per attivare il cinematismo.

La figura seguente illustra un esempio di cinematismo statico, consistente nel ribaltamento semplice di una porzione del prospetto dell'edificio. La forza ribaltante, posta all'altezza specificata nelle proprietà del cinematismo, è rappresentata da una freccia.
L'entità della forza ribaltante può essere consultata nelle proprietà del cinematismo o nella legenda nella parte sinistra della finestra grafica (F11).

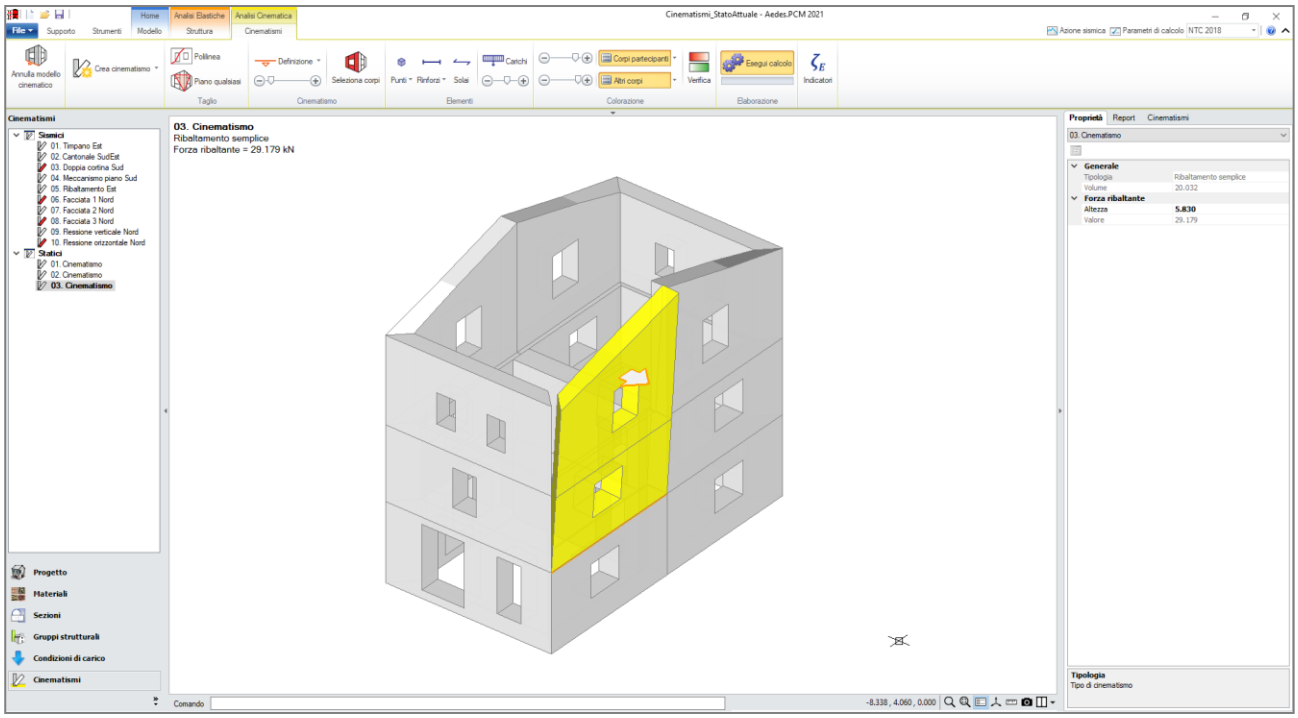


Figura 199. Cinematismo statico

3.3.8 Modellazione del cinematismo

La modellazione di un cinematismo si articola nei seguenti punti:

- eventuale taglio dei corpi rigidi;
- definizione del meccanismo con l'inserimento degli assi di rotazione;
- selezione dei corpi partecipanti al meccanismo.

Nell'eseguire queste operazioni non è necessario rispettare un ordine predefinito: ad esempio, è possibile selezionare prima i corpi partecipanti e poi definire il meccanismo, o viceversa.

3.3.8.1 Taglio dei corpi

Nella modellazione del cinematismo può essere necessario "tagliare" i corpi rigidi per fare in modo che solo una parte di essi partecipi al meccanismo. Il profilo di taglio può essere determinato in funzione del quadro fessurativo effettivamente rilevato oppure sulla base di ipotesi che tengano conto dei punti di maggiore vulnerabilità dei pannelli murari (presenza di aperture, spinte, ecc.) e può essere effettuato per mezzo dei comandi presenti in Barra multifunzione > Cinematismi > Taglio. Sono previste due possibilità:

- Taglio tramite una Polilinea
- Taglio tramite un Piano qualsiasi.

Nell'utilizzo dei comandi di taglio è necessario seguire le istruzioni fornite dal software nella riga di comando.

Le operazioni di taglio hanno effetto solo sul cinematismo corrente, cioè i corpi tagliati nel cinematismo corrente risultano integri negli altri cinematismi. Qualora si desideri modellare più cinematismi che richiedono lo stesso taglio è possibile effettuare il taglio per un cinematismo e poi modellare gli altri cinematismi sulla base di una copia dello stesso. Per duplicare un cinematismo è sufficiente utilizzare il comando *Duplica*.

Nota. Una volta effettuato il taglio dei corpi, l'operazione non può essere annullata. È pero possibile eliminare il cinematismo con i tagli e crearne uno nuovo in cui i corpi sono tutti integri, come da configurazione iniziale.

3.3.8.1.1 Taglio tramite Polilinea

Il comando di taglio tramite Polilinea richiede innanzitutto di selezionare i corpi da tagliare. Quindi, si selezionano i corpi interessati e si conferma con "Invio" o con il tasto destro del mouse.
Successivamente, viene richiesto di definire il profilo di taglio: è quindi possibile tracciare una polilinea sul prospetto dell'edificio, seguendo un'ipotetica linea di fessurazione e confermare l'inserimento.

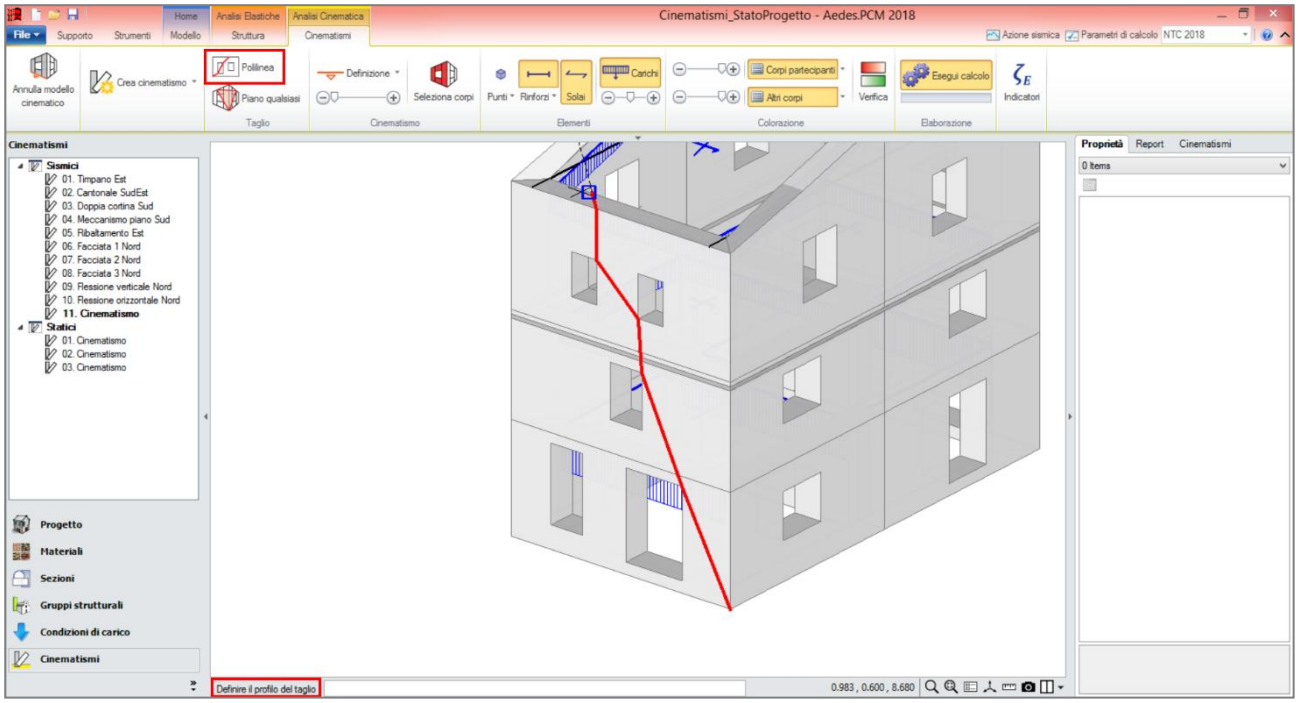


Figura 200. Taglio tramite polilinea

Nel tracciare la polilinea è molto utile sfruttare gli "snap" offerti dalla finestra grafica per agganciare punti notevoli del modello. In modelli complessi, l'alta densità di punti notevoli potrebbe rendere difficoltoso la selezione del punto desiderato: in questi casi, è opportuno limitare la visualizzazione del modello all'area interessata sfruttando ad esempio i comandi di Box in Barra multifunzione > Strumenti.

Dopo aver confermato il tracciamento della polilinea, la superficie con cui sarà effettuato il taglio dei corpi viene rappresentata sul modello. Questa è il risultato dell'estrusione della polilinea nella direzione ortogonale al primo muro selezionato. Il comando chiede quindi di confermare il taglio. Se il profilo di taglio è corretto è possibile confermare con il tasto destro del mouse o digitando "Si" nella riga di comando; altrimenti è possibile annullare l'operazione digitando "No".

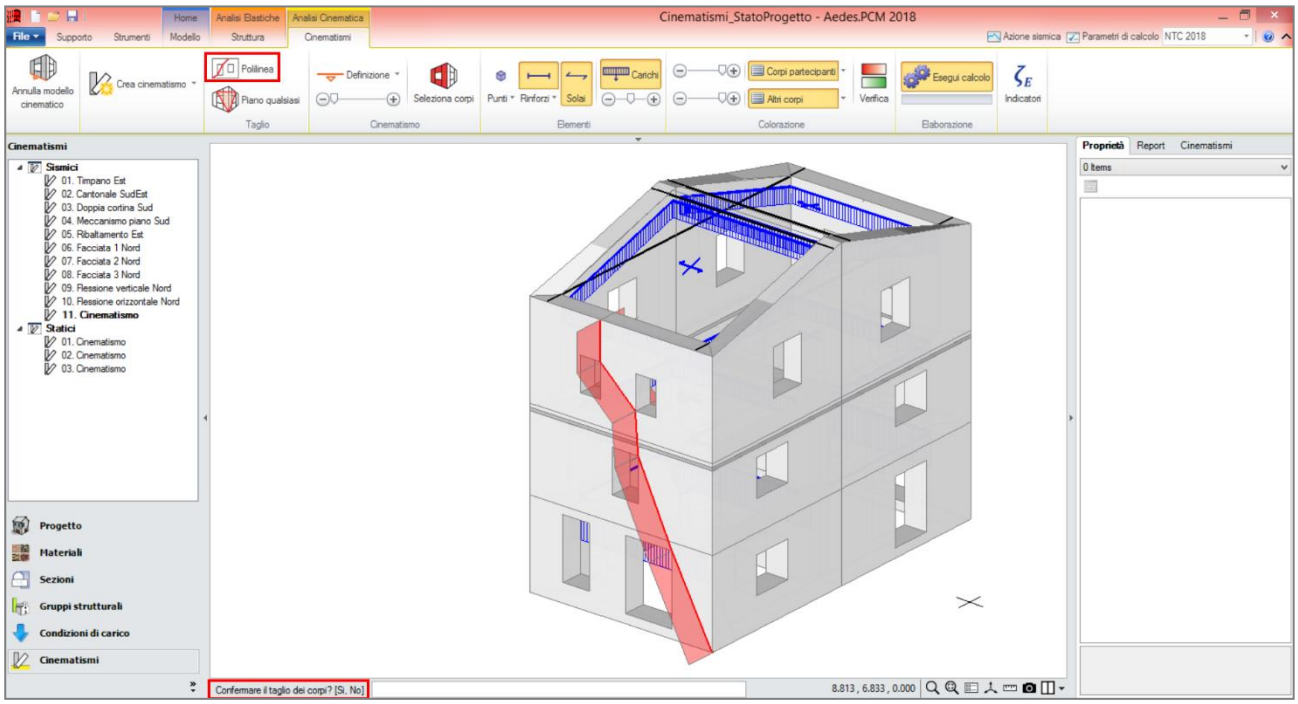


Figura 201. Conferma del profilo di taglio

La figura seguente mostra il risultato dell'operazione di taglio. In particolare, sono evidenziate le porzioni della facciata che presumibilmente seguono la facciata ortogonale nel meccanismo di ribaltamento.

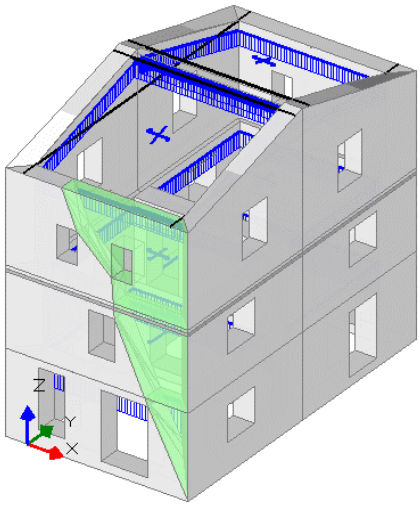


Figura 202. Corpi tagliati

3.3.8.1.2 Taglio tramite piano qualsiasi

Il comando di taglio tramite Piano qualsiasi richiede innanzitutto di selezionare i corpi da tagliare. Quindi, si selezionano i corpi interessati e si conferma con "Invio" o con il tasto destro del mouse. Successivamente, viene richiesto di definire il piano di taglio specificando tre punti non allineati appartenenti ad esso.

A titolo di esempio, la figura seguente illustra la definizione di un piano di taglio per separare un cuneo dell'edificio e modellare il cinematismo di ribaltamento del cantonale. Una volta specificati i tre punti del piano, la superficie con cui sarà effettuato il taglio viene rappresentata sul modello. Il comando chiede quindi di confermare il taglio. Se il piano di taglio è corretto è possibile confermare con il tasto destro del mouse o digitando "Si" nella riga di comando; altrimenti è possibile annullare l'operazione digitando "No".

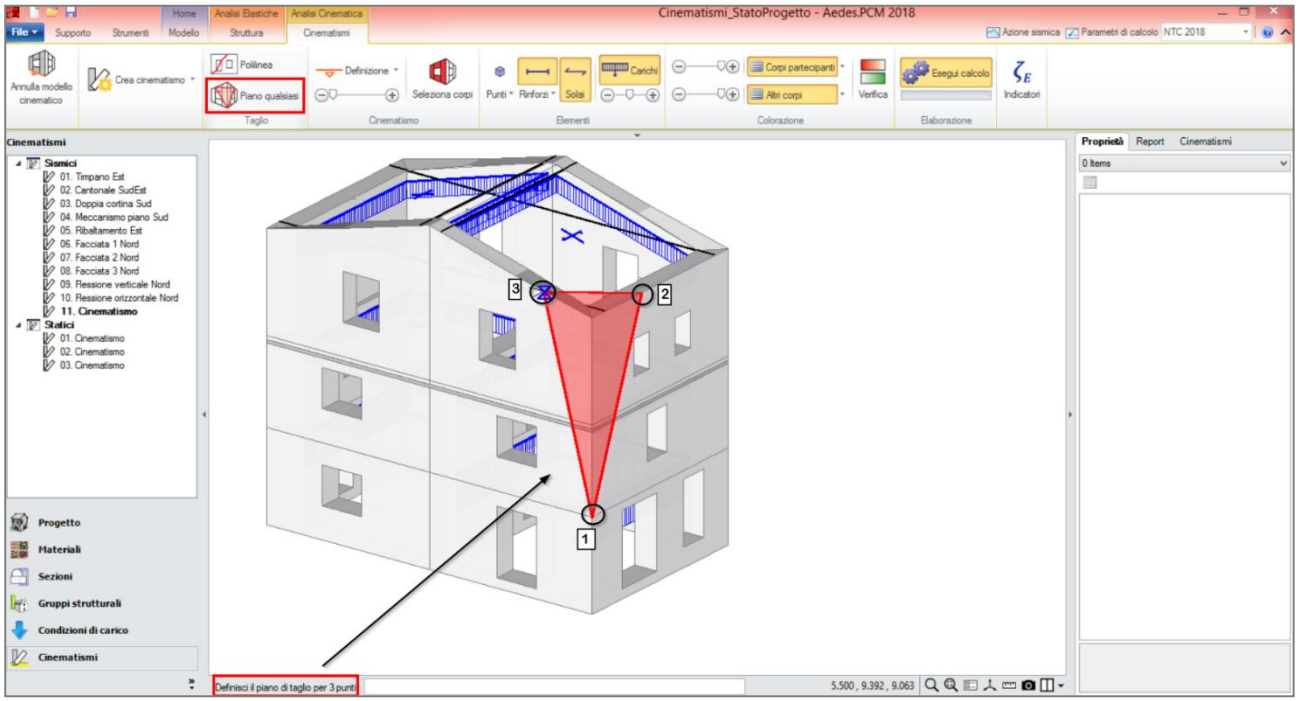


Figura 203. Comando Piano qualsiasi - Definizione del piano

3.3.8.2 Definizione del meccanismo

Per definire il meccanismo è necessario innanzitutto scegliere la tipologia nel menù Definizione in Barra multifunzione > Cinematismi. Sono disponibili 5 tipologie di cinematismo.

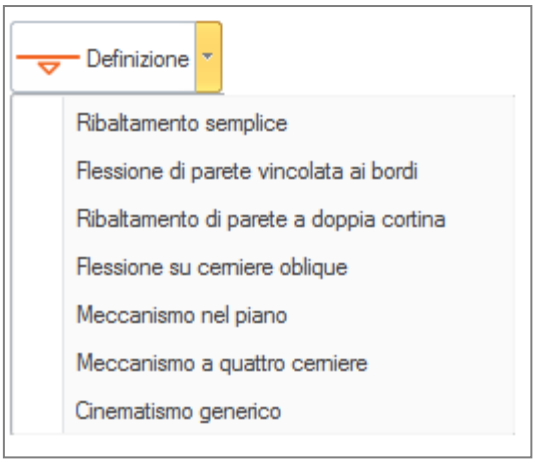


Figura 204. Definizione del cinematismo

Una volta scelta la tipologia è necessario specificare la posizione degli assi di rotazione seguendo le istruzioni della riga di comando.

L'asse di rotazione costituisce di fatto una cerniera continua attorno cui ruotano i corpi partecipanti al meccanismo. La posizione dell'asse è spesso coincidente con lo spigolo di una prete: ciò corrisponde all'ipotesi che la muratura possieda infinita resistenza a compressione.
Qualora si intenda considerare una resistenza a compressione finita, è necessario arretrare opportunamente l'asse di rotazione tenendo conto del fatto che una zona di muratura subirà uno schiacciamento nel corso del cinematismo. Per farlo è necessario accedere alle proprietà degli assi di rotazione selezionandoli nella finestra grafica.
A seconda della tipologia di meccanismo, è possibile specificare l'arretramento della prima cerniera ed eventualmente della seconda cerniera (p.es. nella flessione di parete vincolata ai bordi). È possibile specificare un arretramento predefinito oppure cliccare sul tasto [...] e accedere ad un'apposita finestra che permette di determinare il valore dell'arretramento sulla base della resistenza compressione del materiale e del varico verticale agente sulla sezione di cerniera.

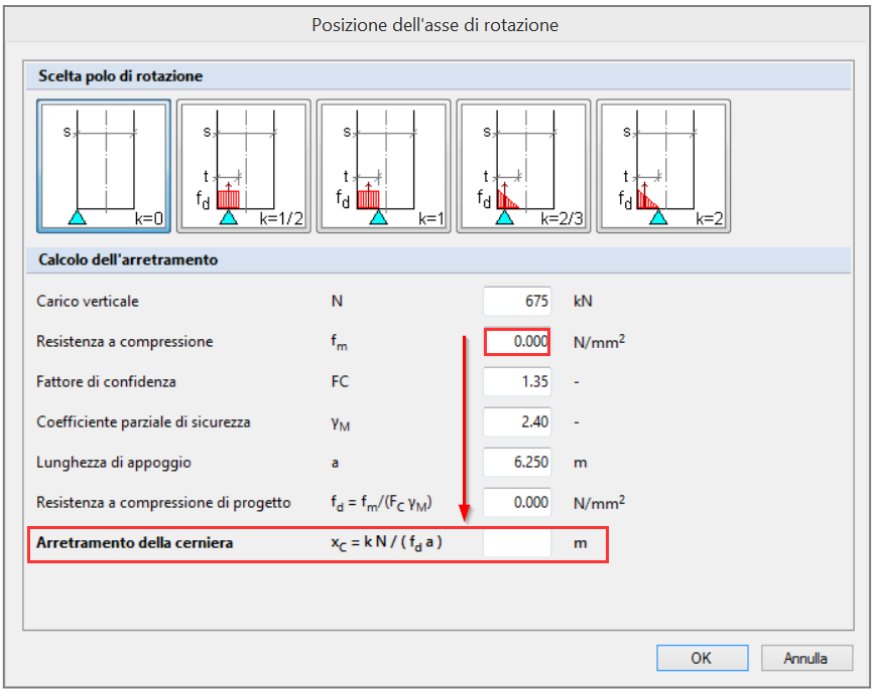


Figura 205. Posizione dell'asse di rotazione

In questa finestra è necessario innanzitutto scegliere il metodo di posizionamento del polo di rotazione in funzione della distribuzione delle tensioni di compressione. È inoltre necessario specificare la resistenza a compressione ed eventualmente modificare la lunghezza di appoggio. Gli altri parametri sono impostati automaticamente sulla base del modello, dei parametri di calcolo e delle proprietà del cinematismo. Confermando con Ok, l'asse di rotazione viene arretrato della distanza x_C.

In genere, l'arretramento dell'asse di rotazione determina una riduzione del moltiplicatore di collasso in quanto si riduce il braccio delle forze verticali stabilizzanti.

3.3.8.3 Selezione dei corpi

Per selezionare i corpi partecipanti al cinematismo è necessario attivare il comando Seleziona corpi in Barra multifunzione > Cinematismi.

Un click con il tasto sinistro del mouse rende il corpo partecipante al cinematismo, un ulteriore click lo esclude dal cinematismo. Per impostazione di default, i corpi partecipanti al cinematismo sono rappresentati in giallo, mentre i corpi che non vi partecipano sono rappresentati in grigio. Tuttavia, è possibile personalizzare la colorazione dei corpi sfruttando le opzioni presenti in Barra multifunzione > Cinematismi > Colorazione.



Figura 206. Gruppo colorazione

Nei meccanismi più complessi, che presentano più di un asse di rotazione, non è sufficiente selezionare i corpi partecipanti al meccanismo ma occorre individuare gruppi di corpi caratterizzati dallo stesso movimento. In questi casi, durante l'operazione di selezione, i corpi sono contrassegnati da un'etichetta (p.es. A, B, C) che chiarisce il gruppo di appartenenza del corpo: in genere i corpi A sono quelli che ruotano attorno all'asse A, i corpi B ruotano attorno all'asse B, ecc.
Per assegnare il corpo ad un gruppo diverso è sufficiente cliccare con il tasto sinistro del mouse sul corpo finché questo non viene assegnato al gruppo desiderato.

3.3.8.4 Discretizzazione e scostamento

Discretizzazione e scostamento sono funzioni avanzate che permettono di definire meccanismi di collasso locale che tengano conto di un eventuale **fuoripiombo o spanciamento delle pareti**. Entrambe le funzioni richiedono il **modulo ECS**, dedicato agli Elementi Costruttivi Storici e monumentali.

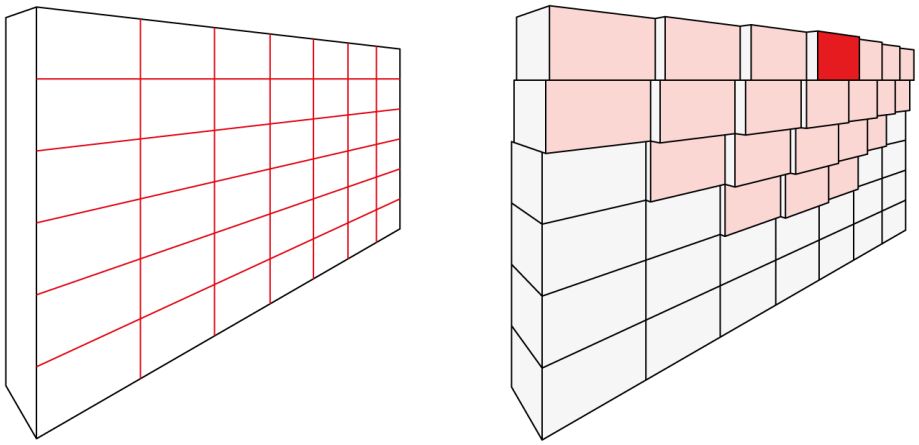


Figura 207. Rappresentazione schematica delle nuove funzioni: (a) discretizzazione, (b) scostamento

La funzione di **Discretizzazione** permette di suddividere un corpo rigido, o un insieme di corpi rigidi paralleli, per mezzo di una griglia di taglio, specificando la larghezza e l'altezza dei blocchi risultanti. La discretizzazione, così come i tagli per mezzo di polilinea o piano qualsiasi, viene applicata al cinematismo corrente: negli altri cinematismi il corpo rigido rimane integro.
Per applicare la discretizzazione è necessario operare come segue:

- attivare il comando Discretizzazione (scheda Cinematismi, gruppo Avanzate);
- selezionare i corpi rigidi da discretizzare;
- specificare nella riga di comando la larghezza e successivamente l'altezza dei blocchi risultanti;
- controllare la griglia di suddivisione e confermare l'operazione.

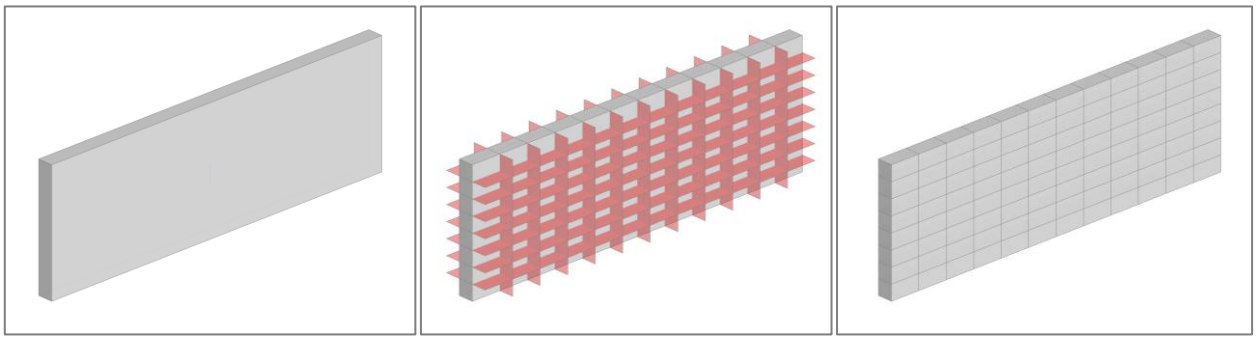


Figura 208. Sequenza di applicazione della discretizzazione

Ai blocchi risultanti dalla discretizzazione (o in generale a tutti i blocchi che derivano dal taglio di un corpo rigido) può essere applicato uno **scostamento in direzione trasversale**, cioè un offset rispetto alla posizione originaria che permetta di descrivere con maggiore precisione la reale conformazione dei corpi partecipanti al cinematismo. Per utilizzare questa funzione è sufficiente selezionare i corpi interessati e specificare l'entità dello scostamento nelle proprietà. Lo scostamento può essere positivo o negativo e viene applicato solo al cinematismo corrente.

L'applicazione di uno scostamento ai corpi partecipanti al meccanismo ha ovviamente effetto sul calcolo del moltiplicatore di collasso, in quanto incide sul punto di applicazione della forza peso e delle forze inerziali.

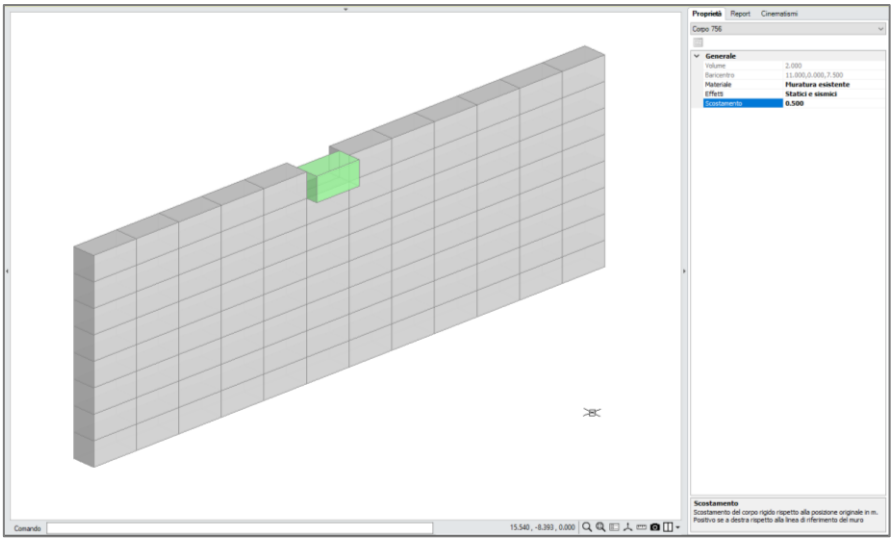


Figura 209. Definizione di uno scostamento attraverso la relativa proprietà

Oltre allo scostamento "manuale" dei corpi rigidi, è presente una funzione avanzata che permette di applicare rapidamente uno **scostamento continuo** ai blocchi risultanti da una discretizzazione. In

questo modo sarà possibile modellare in pochi passaggi la presenza di un fuoripiombo o di uno spanciamento del corpo rigido originario.
Per applicare lo scostamento continuo è necessario attivare il comando Scostamento (scheda Cinematismi, gruppo Avanzate). Appare una finestra che indica le tre operazioni da compiere per modellare lo scostamento:

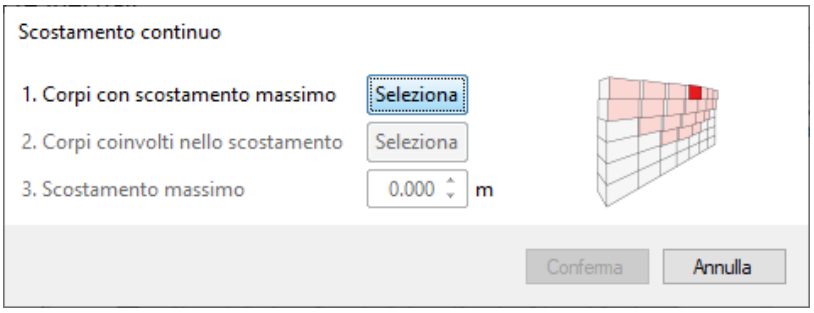
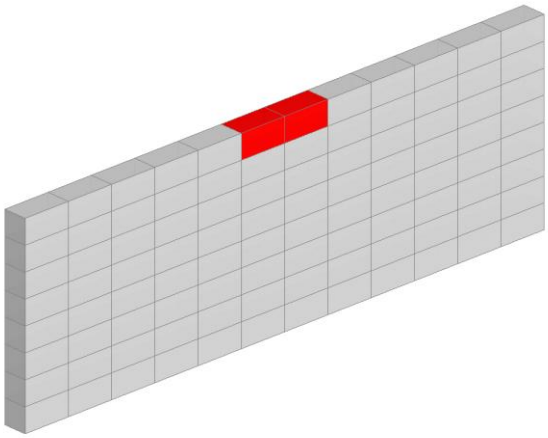
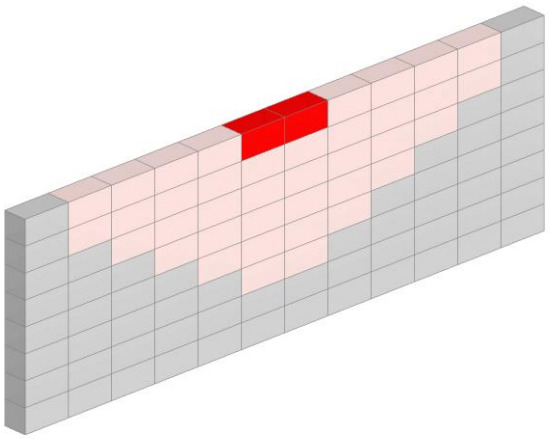


Figura 210. Finestra operativa per l'applicazione di uno scostamento continuo

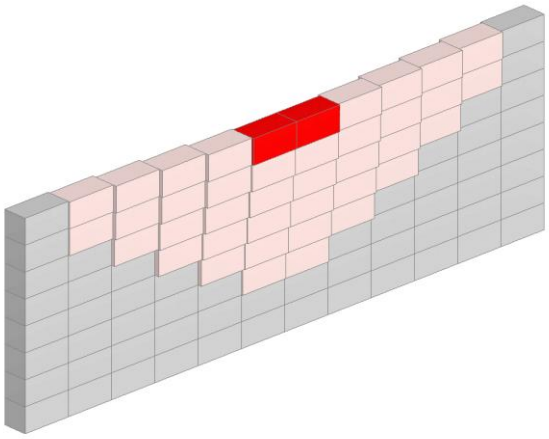
1 **Corpi con scostamento massimo**. Cliccando su Seleziona è possibile selezionare i corpi caratterizzati da scostamento massimo e confermare con Invio (o con il tasto destro del mouse).



2 **Corpi coinvolti nello scostamento**. Cliccando su Seleziona è possibile selezionare il resto dei corpi coinvolti nello scostamento e confermare con Invio (o con il tasto destro del mouse).



3 **Scostamento massimo**. Specificando l'entità dello scostamento, i corpi selezionati vengono scostati con andamento lineare in funzione della loro posizione rispetto ai corpi soggetti a scostamento massimo.



Le immagini seguenti sono relative ad un muro con le seguenti caratteristiche: altezza 8.0 m, lunghezza 24.0 m, spessore 1.0 m, peso specifico 19.00 kN/m^3. Le immagini mettono a **confronto** i meccanismi di ribaltamento semplice e flessione su cerniere oblique, considerando due configurazioni del muro:

- configurazione originaria, senza scostamento;
- configurazione deformata, con scostamento massimo dei blocchi centrali pari a 1.2 m.

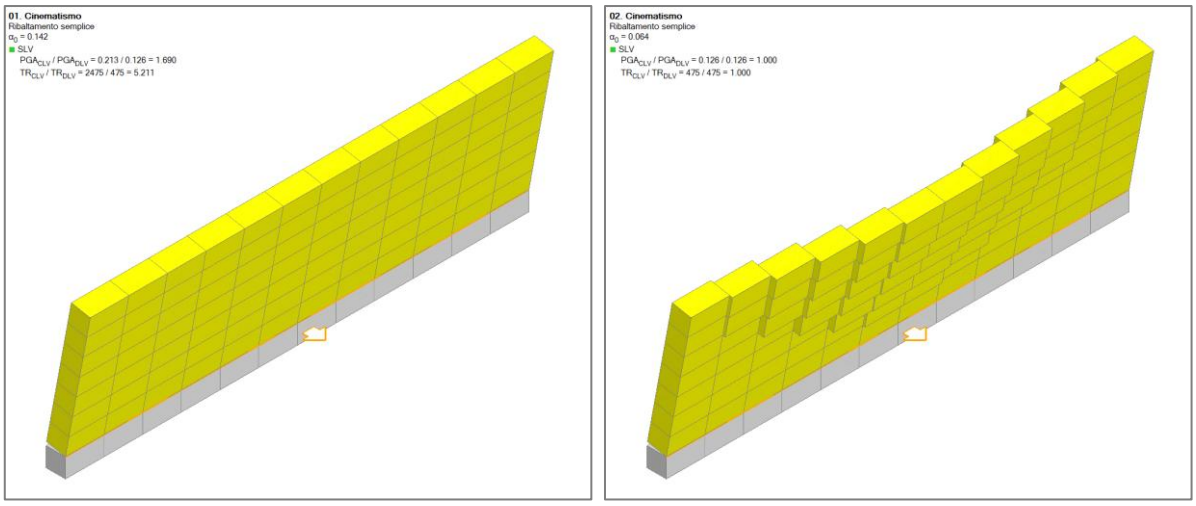


Figura 211. Ribaltamento semplice: (a) senza scostamento α_0 = 0.142; (b) con scostamento α_0 = 0.064

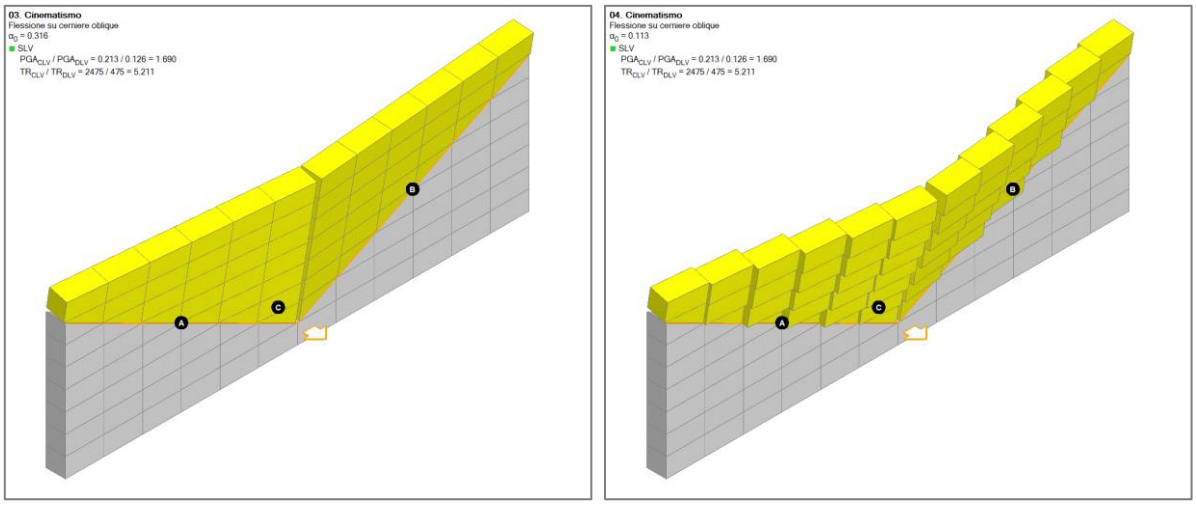


Figura 212. Flessione su cerniere oblique: (a) senza scostamento α_0 = 0.316; (b) con scostamento α_0 = 0.113

Per entrambi i meccanismi considerati, il moltiplicatore di collasso nella configurazione deformata, con l'applicazione dello scostamento continuo, risulta inferiore al moltiplicatore di collasso relativo alla configurazione originaria. Questo conferma l'incidenza dello scostamento continuo sui risultati dell'analisi cinematica.

3.3.8.5 Tipologie di meccanismo

Sono disponibili le seguenti tipologie di meccanismo:

- Ribaltamento semplice
- Flessione di parete vincolata ai bordi
- Ribaltamento di parete a doppia cortina
- Flessione su cerniere oblique
- Meccanismo nel piano
- Meccanismo a quattro cerniere

- Cinematismo generico

Per ognuna di queste tipologie vengono fornite, nei paragrafi seguenti, le principali caratteristiche operative. Per esemplificazioni e approfondimenti si rimanda al canale YouTube di Aedes Software in cui è presente una playlist dedicata all'Analisi Cinematica.

3.3.8.5.1 Ribaltamento semplice

Il cinematismo in oggetto considera una possibile rotazione di uno o più corpi partecipanti attorno ad un asse (in genere orizzontale), definito dall'Utente in una determinata posizione.
Il ribaltamento è del tutto generale: è definito "semplice" perché si vincolano alcuni corpi a ruotare attorno ad un unico asse, ma si può impostare il ribaltamento sia di porzioni "monopiano" che "pluripiano". Definendo opportuni tagli è inoltre possibile considerare nel ribaltamento porzioni di pareti ortogonali (cunei di distacco) con ampiezza variabile in elevazione. L'asse di rotazione non deve essere necessariamente complanare alla parete ribaltante; rientra quindi in questo gruppo anche il ribaltamento del cantonale. In figura seguente sono rappresentati alcuni tipici cinematismi compresi in questa tipologia.

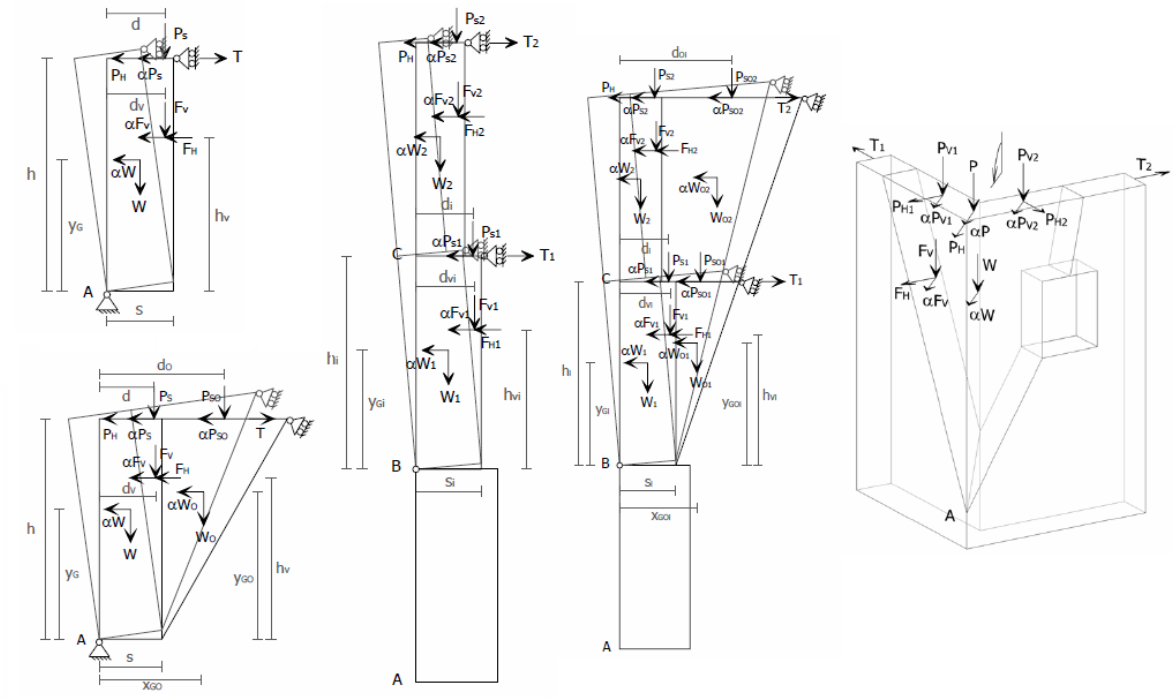


Figura 213. Da sinistra: ribaltamento di parete monolitica ad un piano semplice (sopra) e composto con cuneo diagonale (sotto); ribaltamento di parete pluripiano semplice e composto con cuneo diagonale; ribaltamento del cantonale.

Cosa bisogna definire?

I **corpi partecipanti**. Si attiva il comando *Seleziona corpi* e si selezionano i corpi partecipanti con il tasto sinistro del mouse.

L'**asse di rotazione**. Si attiva il comando *Definizione* > *Ribaltamento semplice* e si specifica il punto iniziale e il punto finale dell'asse di rotazione. È importante il verso di definizione: immaginando di percorrere l'asse di rotazione dal punto iniziale al punto finale, il ribaltamento avviene verso destra. Nel disegno, una freccia rappresenta la direzione ed il verso del ribaltamento.

Nota. Nel caso di cinematismo con asse di rotazione ai piani superiori di un edificio, l'altezza (Z) dell'asse di rotazione rispetto al piano di fondazione deve essere specificata manualmente nelle proprietà del cinematismo.

Le figure seguenti illustrano i passi necessari per modellare il ribaltamento fuori piano di una parete.



Figura 214. Ribaltamento semplice: 1) specifica del punto iniziale e finale dell'asse di rotazione; 2) selezione dei corpi partecipanti al cinematismo; 3) anteprima del cinematismo.

L'anteprima del cinematismo conferma che è stato modellato correttamente. Anche la direzione dell'azione sismica, con ribaltamento verso l'esterno, è corretta poiché l'asse di rotazione è stato inserito da sinistra verso destra. Se per errore l'asse fosse stato definito al contrario (da destra verso sinistra), il ribaltamento avverrebbe verso l'interno: in questi casi è possibile rimediare sfruttando il comando "Inverti rotazione" posto in fondo alle proprietà dell'asse di rotazione.

A questo punto il cinematismo è compiutamente definito e selezionando la relativa voce del Navigatore è possibile consultare i risultati nella scheda delle Proprietà. Il calcolo è interattivo e attivando la legenda è possibile vedere subito se la verifica di sicurezza è soddisfatta oppure no: la legenda inoltre riporta il valore del moltiplicatore di collasso (α_0) e degli indicatori di rischio sismico. Nella scheda Report è possibile consultare il report "Elaborazione cinematismi" che fornisce una descrizione dettagliata dei dati e dei risultati del cinematismo.

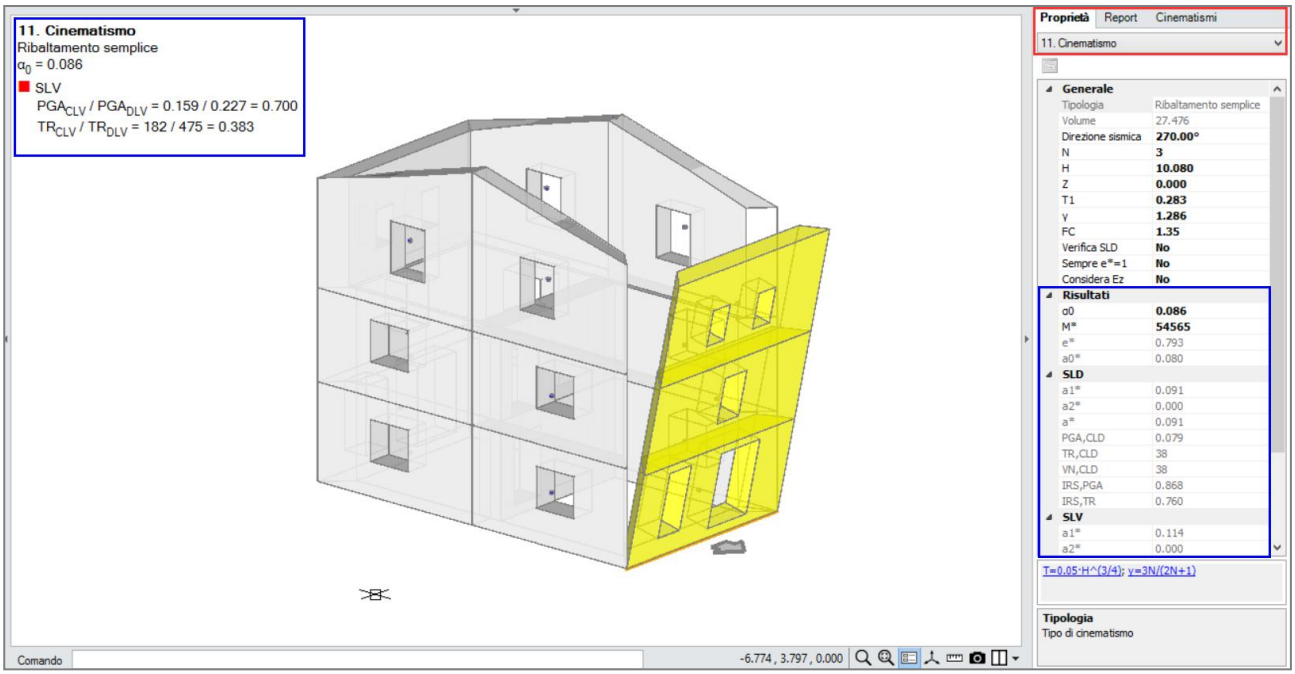


Figura 215. Ribaltamento semplice. Risultati

Eventuali "cunei di distacco" nei cinematismi di ribaltamento, cioè porzioni di pareti ortogonali coinvolte ugualmente nel meccanismo, possono essere considerati aggiungendo ai corpi partecipanti gli opportuni corpi derivanti dai tagli delle pareti ortogonali.

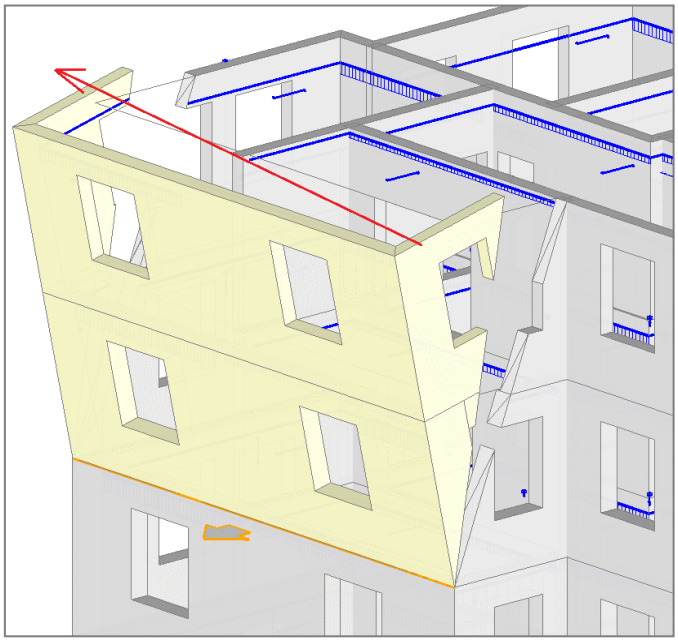


Figura 216. Ribaltamento Composto

Per ulteriori approfondimenti sui cinematismi di ribaltamento semplice, si rimanda alla video-guida sull'Analisi Cinematica, disponibile come playlist nel canale YouTube di Aedes Software.

3.3.8.5.2 Flessione di parete vincolata ai bordi

Il cinematismo in oggetto considera il possibile "spanciamento" (flessione) di una parete con formazione di tre assi di rotazione. In figura seguente sono rappresentati alcuni tipici cinematismi compresi in questa tipologia.

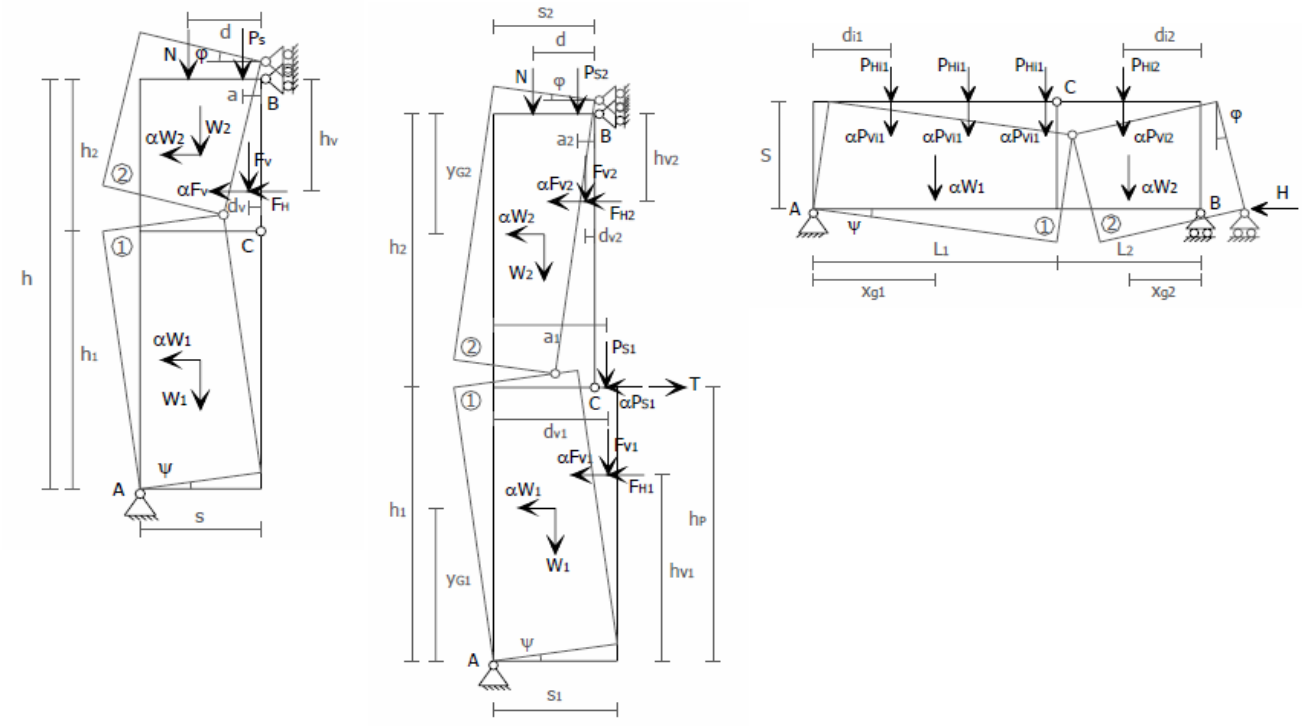


Figura 217. Da sinistra: flessione verticale di parete monolitica ad un piano e a più piani; flessione orizzontale di parete monolitica non efficacemente confinata da murature ortogonali e soggetta ad azioni ortogonali al proprio piano.

Nota. In Aedes.PCM, a differenza della figura, la cerniera intermedia è denominata B mentre il carrello è denominato C.

La flessione orizzontale rientra in questa tipologia quando si considerano assi di rotazione verticali: ciò costituisce una semplificazione del comportamento fisico, in quanto la flessione orizzontale si manifesta in realtà con rotazione intorno a cerniere oblique (cfr. Flessione su cerniere oblique); si rimanda alla bibliografia per ulteriori approfondimenti.

Cosa bisogna definire?

La posizione degli **assi di rotazione**:

- una prima cerniera (A)
- una seconda cerniera (B)
- un "carrello" (C)

Si attiva il comando *Definizione* > *Flessione di parete vincolata ai bordi* e si specifica il punto iniziale e il punto finale della prima cerniera (A). Per definire la seconda cerniera (B) è sufficiente specificare un punto sulla faccia interna della parete nella posizione in cui si ipotizza possa avvenire la flessione (basta un punto perché la seconda cerniera deve essere parallela alla prima). Infine, per completare la definizione, è richiesta la posizione del "carrello" (C) che rappresenta il luogo dei punti che nel cinematismo sono vincolati a non spostarsi nella direzione sismica: anche

in questo caso è sufficiente specificare un punto dalla parte opposta rispetto alla cerniera A, in modo che la cerniera B risulti intermedia tra A e C.

I **corpi partecipanti**. Si attiva il comando Seleziona corpi e si selezionano i corpi partecipanti con il tasto sinistro del mouse. Poiché è necessario differenziare i corpi partecipanti che ruotano attorno alla cerniera A da quelli che ruotano attorno alla cerniera B, click successivi del mouse permettono di modificare il gruppo di appartenenza di ogni corpo.

Per verificare che la modellazione del cinematismo sia corretta è possibile amplificare gli spostamenti e visualizzare così un'anteprima del movimento.
Le figure seguenti illustrano i passi necessari per modellare la flessione degli ultimi due livelli del prospetto di un edificio.

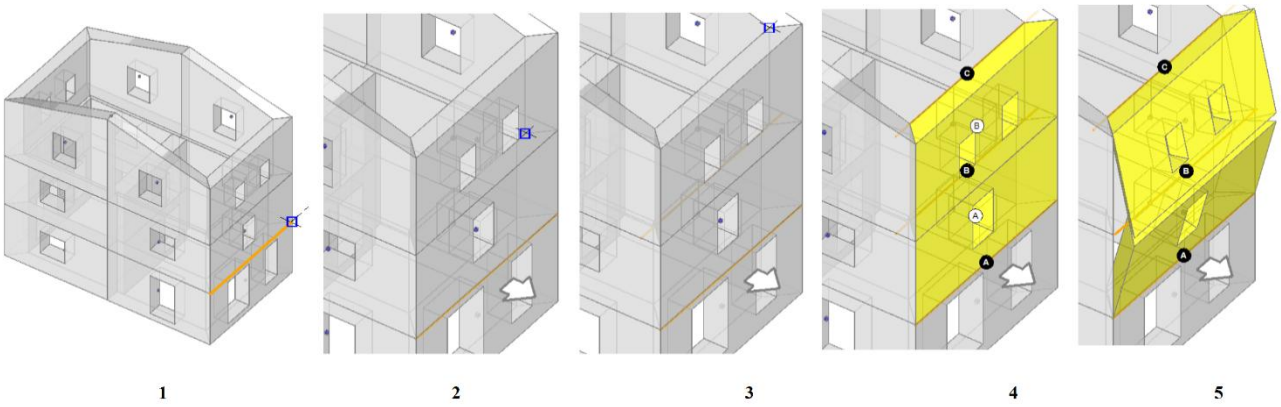


Figura 218. Flessione verticale: 1) specifica del punto iniziale e del punto finale della prima cerniera A; 2) posizionamento della seconda cerniera B sulla faccia interna della parete; 3) posizionamento del carrello superiore C sullo spigolo interno della parete; 4) selezione dei corpi partecipanti differenziando tra gruppo A e B; 5) anteprima del cinematismo.

Anche in questo caso, è possibile consultare i risultati dell'analisi nella Legenda (tasto F11), nella scheda delle Proprietà del cinematismo e nella scheda Report.

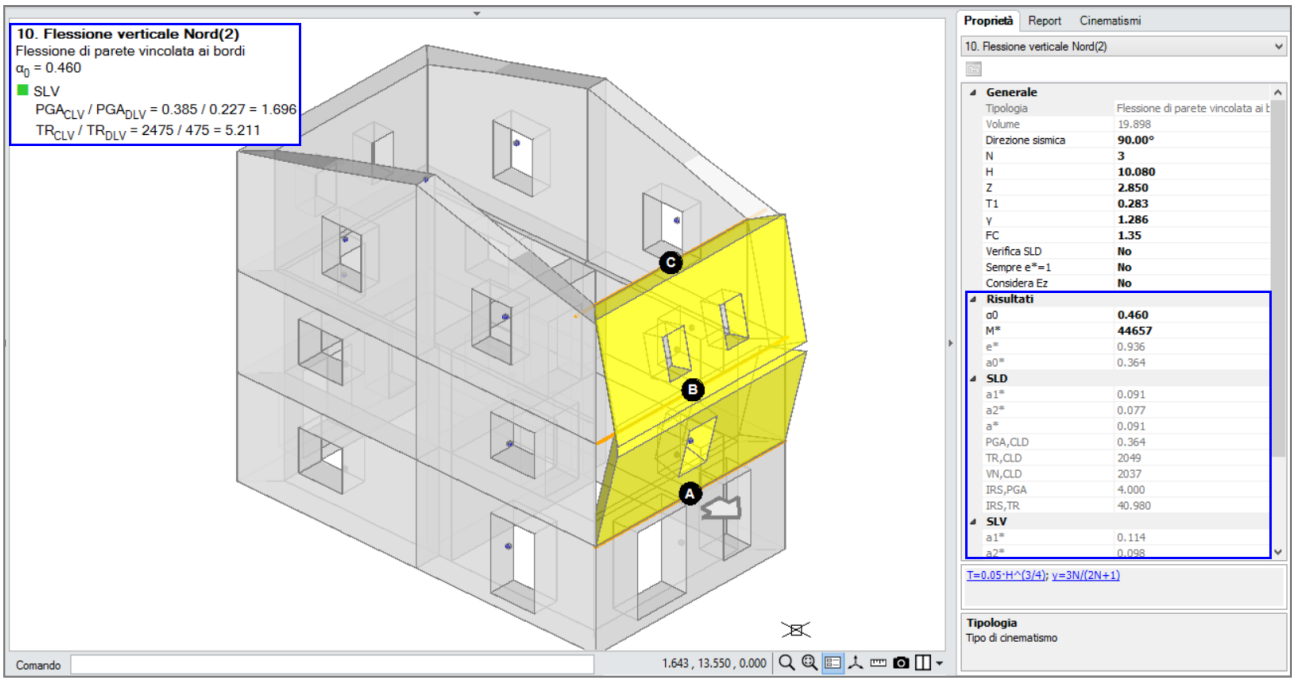


Figura 219. Flessione verticale. Risultati

Per l'esempio sopra riportato, si ipotizzi di considerare un arretramento degli assi di rotazione. In funzione della resistenza a compressione della muratura si ottiene un arretramento di 0.155 m e 0.076 m. A parità di materiale e lunghezza di estensione delle pareti, gli arretramenti delle due cerniere sono differenti poiché cambia il carico N relativo alle diverse quote.



Figura 220. Arretramento cerniere

L'arretramento delle cerniere è visibile anche graficamente se si effettua uno zoom sugli assi di rotazione.

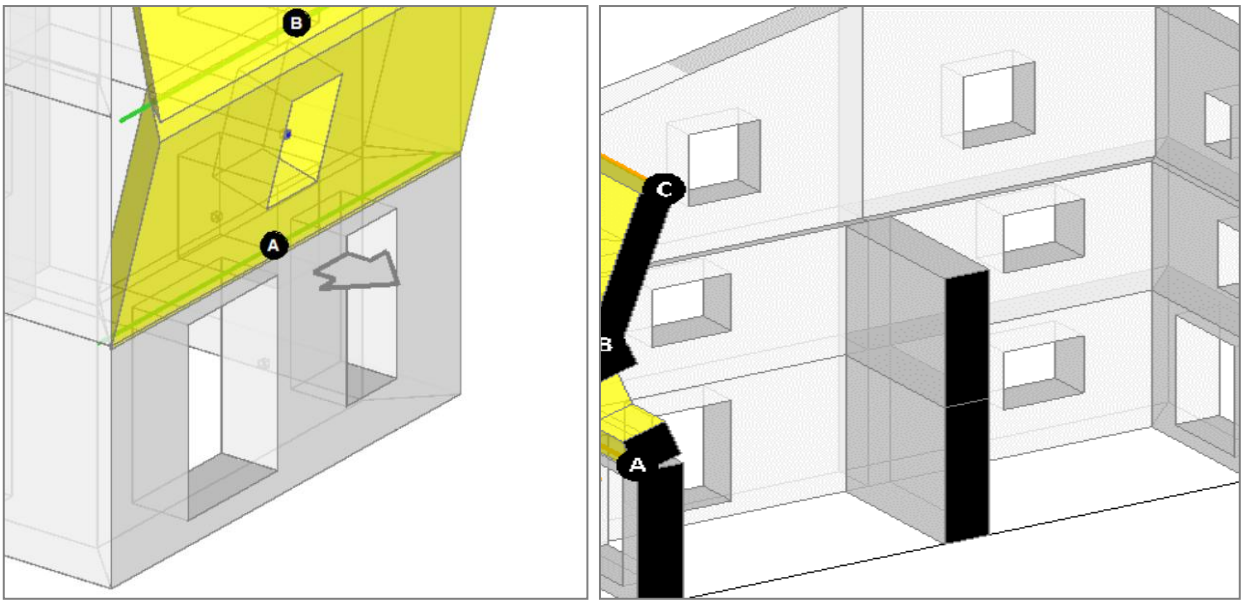


Figura 221. Arretramento delle cerniere

Dal punto di vista fisico, l'arretramento rappresenta proprio la rottura per eccessiva compressione nella sezione di contatto. In una sezione 3D dell'edificio (comando Sezione o comandi Box) e possibile notare in effetti che in corrispondenza dell'asse di rotazione arretrato si realizza una compenetrazione dei corpi e quindi uno "schiacciamento".

Per ulteriori approfondimenti sui cinematismi di flessione di parete vincolata ai bordi, fra cui la descrizione dettagliata del meccanismo di flessione orizzontale con assi di rotazione verticali, si rimanda alla video-guida sull'Analisi Cinematica, disponibile come playlist nel canale YouTube di Aedes Software.

3.3.8.5.3 Ribaltamento di parete a doppia cortina

Il meccanismo si riferisce alla risposta di una parete costituita da due paramenti, la cosiddetta "doppia cortina". Sotto l'azione sismica può verificarsi un ribaltamento "parallelo" dei due paramenti, i quali non reagiscono all'azione orizzontale come un corpo unico ma come due pannelli indipendenti che ruotano ognuno attorno alla propria cerniera di base (si considera esclusivamente la congruenza degli spostamenti orizzontali tra i due paramenti).
In Aedes. PCM è possibile distinguere due casi:

i) nel primo caso il paramento interno fornisce contributi esclusivamente al momento ribaltante (come una massa aggiuntiva che grava su quello esterno); nelle proprietà dei corpi corrispondenti al paramento interno si considereranno "Effetti solo sismici";
ii) nel secondo si considera anche il contributo fornito dal paramento interno al momento stabilizzante di quello esterno (computando però i bracci rispetto alla propria cerniera di base); nelle proprietà del paramento interno si considereranno "Effetti statici e sismici".

Cfr. "Linee guida per il rilievo, l'analisi ed il progetto di interventi di riparazione e consolidamento sismico di edifici in muratura in aggregato", Dipartimento Protezione Civile, ReLUIS, ottobre 2010,

§B.2.3: Ribaltamento di parete a doppia cortina. Documento disponibile in Barra multifunzione > Supporto > Pubblicazioni > ReLUIS.

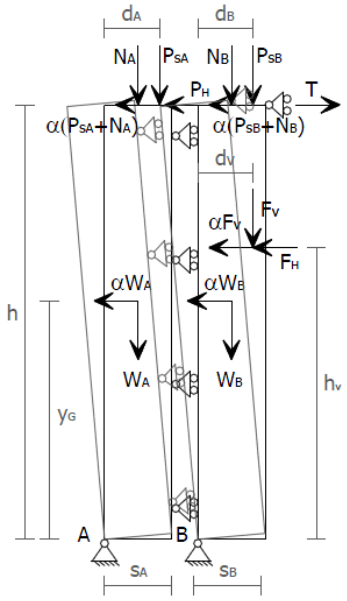


Figura 222. Teoria del cinematismo

Cosa bisogna definire?

La posizione degli **assi di rotazione**:

- una cerniera esterna (A)
- una cerniera interna (B)

  Si attiva il comando *Definizione* > *Ribaltamento di parete a doppia cortina* e si specifica il punto iniziale e il punto finale della prima cerniera (A). Per definire la seconda cerniera (B) è sufficiente specificare un punto sullo spigolo del paramento (basta un punto perché la seconda cerniera deve essere parallela alla prima).

I **corpi partecipanti**. Si attiva il comando *Seleziona corpi* e si selezionano i corpi partecipanti con il tasto sinistro del mouse. Poiché è necessario differenziare i corpi partecipanti che ruotano attorno alla cerniera A da quelli che ruotano attorno alla cerniera B, click successivi del mouse permettono di modificare il gruppo di appartenenza di ogni corpo.

Nota. Qualora in fase di modellazione architettonica la parete sia stata modellata come monolitica, prima di selezionare i corpi partecipanti è necessario operare un taglio con un piano parallelo alla parete per separare i due paramenti che la costituiscono.

Le figure seguenti illustrano i passi necessari per modellare il ribaltamento di parete a doppia cortina relativo al prospetto di un edificio. In questo caso i due paramenti sono stati appunto separati in fase di analisi cinematica tagliando la parete monolitica per mezzo di un piano intermedio.

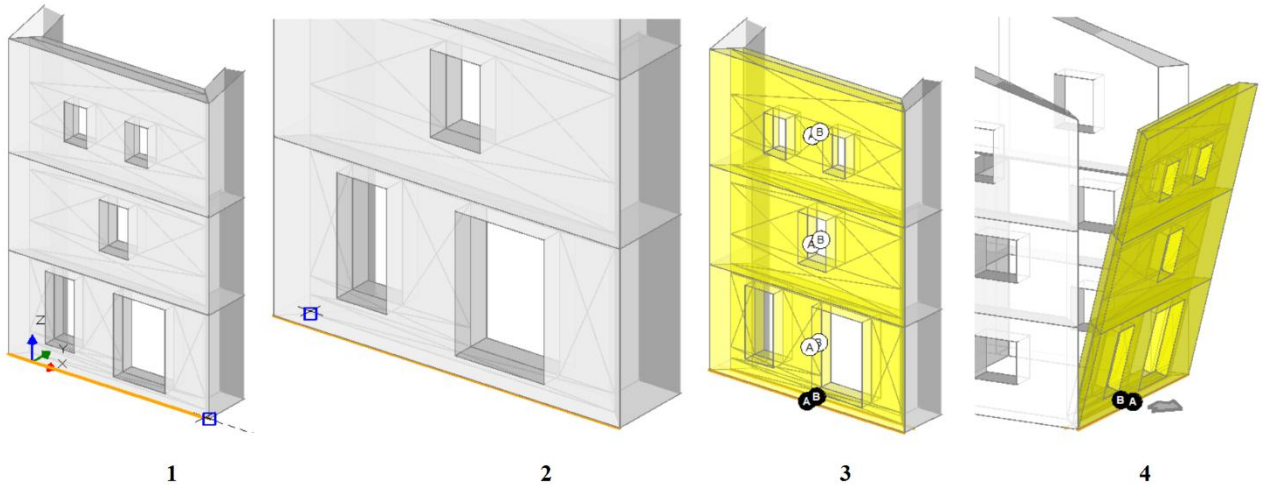


Figura 223. Ribaltamento di parete a doppia cortina: 1) definizione della prima cerniera A; 2) posizionamento della seconda cerniera B; 3) selezione dei corpi partecipanti al cinematismo differenziando tra gruppo A e B; 4) anteprima del cinematismo.

Per l'esempio sopra riportato, si ipotizzi di considerare un arretramento degli assi di rotazione. In funzione della resistenza a compressione della muratura si ottiene un arretramento di 0.037 m e 0.187 m. A parità di materiale e lunghezza di estensione delle pareti, gli arretramenti delle due cerniere sono differenti poiché cambia il carico N agente sulle sezioni dei due paramenti.



Figura 224. Arretramento cerniere

Anche in questo caso è utile visualizzare l'anteprima del cinematismo (con spostamenti amplificati) e osservare lo schiacciamento della muratura in corrispondenza degli assi di rotazione.

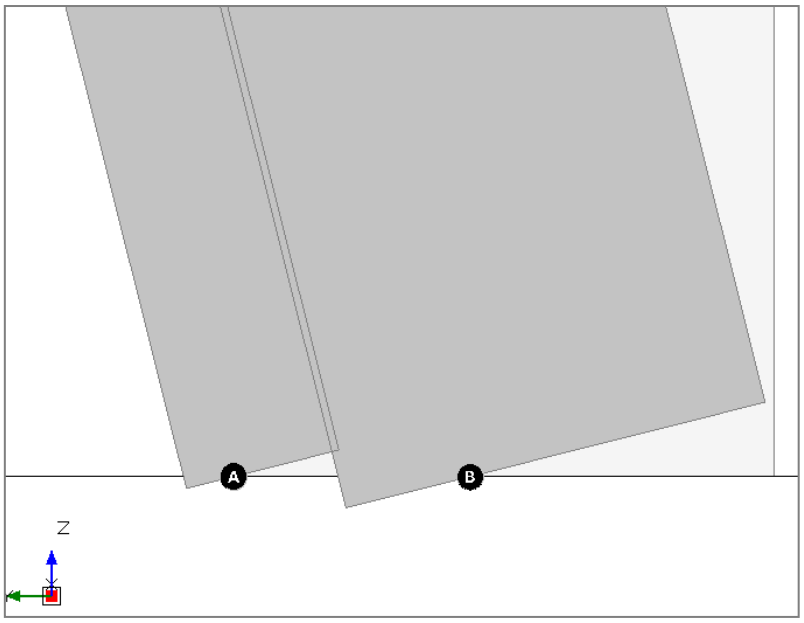


Figura 225. Sezione verticale. Arretramento delle cerniere

Per ulteriori approfondimenti sui cinematismi di ribaltamento di pareti a doppia cortina, si rimanda alla video-guida sull'Analisi Cinematica, disponibile come playlist nel canale Aedes di YouTube.

3.3.8.5.4 Flessione su cerniere oblique

Il cinematismo in oggetto è tipico dei meccanismi di flessione orizzontale; in questo caso, si hanno due assi di rotazione obliqui, appartenenti ad un medesimo piano verticale, attorno ai quali ruotano i corpi partecipanti. Alcuni esempi tipici sono rappresentati nella figura seguente.

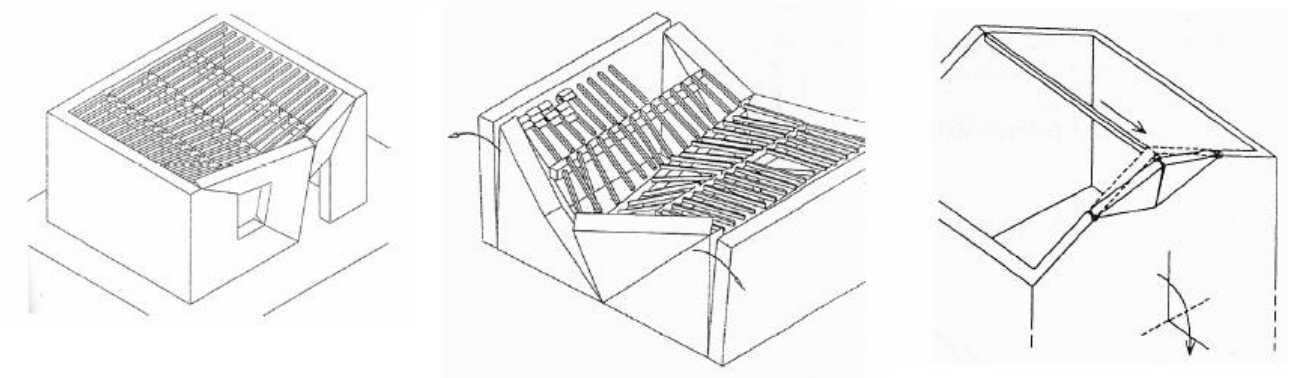


Figura 226. Da sinistra: flessione orizzontale di parete monolitica; flessione orizzontale di parete non confinata; sfondamento della parete del timpano.

Cosa bisogna definire?

Il **taglio dei corpi**. In questo cinematismo i corpi partecipanti sono porzioni di muro che devono necessariamente essere ricavate attraverso tagli per mezzo di *Polilinea* o *Piano qualsiasi*.

La posizione degli **assi di rotazione**:

- una prima cerniera (A)
- una seconda cerniera (B)
- un punto di contatto (C)

Si attiva il comando *Definizione* > *Flessione su cerniere oblique* e si specifica il punto iniziale e il punto finale della prima cerniera obliqua (A). Il punto iniziale della seconda cerniera obliqua (B) coincide con il punto finale di A, pertanto è necessario specificare solo il punto finale di B. Infine, è necessario specificare il punto di contatto C, cioè il punto comune ai due corpi ribaltanti che rimane l'unico punto di contatto ad attivazione del meccanismo.

I **corpi partecipanti**. Si attiva il comando *Seleziona corpi* e si selezionano i corpi partecipanti con il tasto sinistro del mouse. Poiché è necessario differenziare i corpi partecipanti che ruotano attorno alla cerniera A da quelli che ruotano attorno alla cerniera B, click successivi del mouse permettono di modificare il gruppo di appartenenza di ogni corpo.

Le figure seguenti illustrano i passi necessari per modellare la flessione su cerniere oblique del timpano di un edificio. Il primo passo (non illustrato in figura) consiste nel definire i corpi partecipanti attraverso due operazioni di taglio tramite *Polilinea*: una per il muro a sinistra e una per il muro a destra.

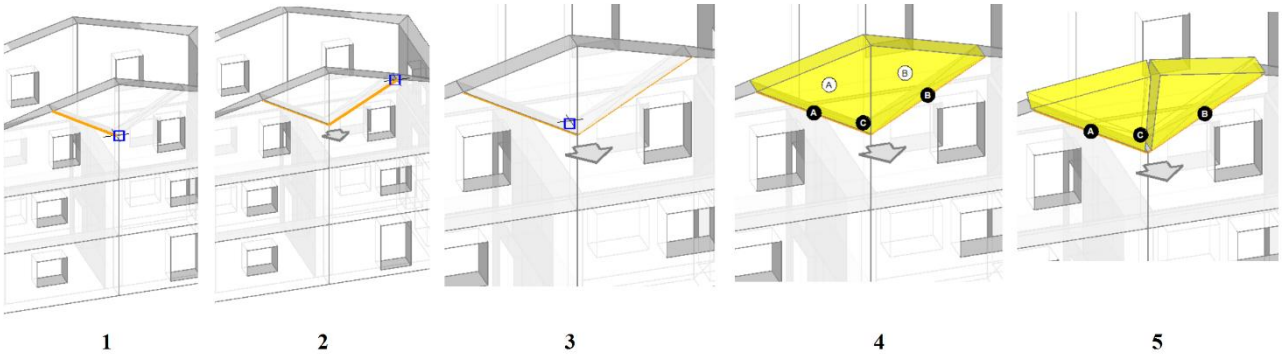


Figura 227. Cinematismo Flessione su cerniere oblique: 1) specifica del punto iniziale e finale della prima cerniera A; 2) specifica del punto finale della seconda cerniera B; 3) specifica del punto di contatto C; 4) selezione dei corpi partecipanti al cinematismo differenziando tra gruppo A e B; 5) anteprima del cinematismo.

Il punto di contatto C è il punto comune ai due corpi ribaltanti che rimane unico punto di contatto durante il meccanismo. In genere si sceglie l'estremo inferiore della linea di contatto tra i due corpi sulla faccia interna della parete.

Anche in questo caso, è possibile consultare i risultati dell'analisi nella Legenda (tasto F11), nella scheda delle Proprietà del cinematismo e nella scheda Report.

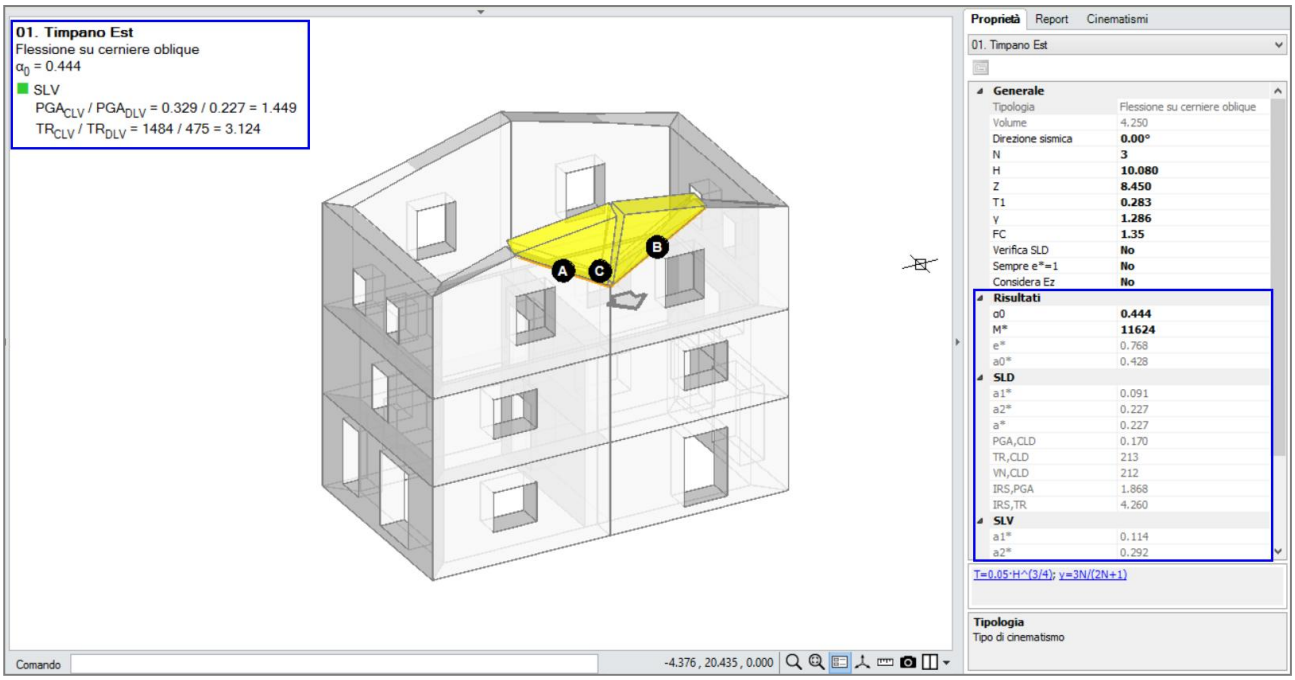


Figura 228. Flessione su cerniere oblique. Risultati

Infine, si ricorda che anche in questo cinematismo è possibile arretrare gli assi di rotazione per tenere conto di una resistenza a compressione della muratura non infinita.
Per ulteriori approfondimenti sui cinematismi di flessione intorno a cerniere oblique, si rimanda alla video-guida sull'Analisi Cinematica, disponibile come playlist nel canale YouTube di Aedes Software.

3.3.8.5.5 Meccanismo nel piano

I meccanismi esaminati nei paragrafi precedenti trattano il comportamento "fuori piano" delle pareti, secondo varie modalità. Sotto l'azione sismica, oltre ai moti fuori dal piano, sono possibili anche cinematismi complanari. Lesioni diagonali nei maschi murari possono comportare il distacco di porzioni di muratura che si muovono nel piano complanare stesso della parete interagendo con le strutture sovrastanti.
Questi meccanismi sono detti "di secondo modo" rispetto ai ribaltamenti fuori piano detti "di primo modo", in quanto si manifestano solo qualora l'edificio sia resistente nei confronti dei meccanismi fuori piano. Generalmente vengono esaminati chiamando in causa le leggi costitutive del materiale, cioè i parametri meccanici e le resistenze (cfr. analisi pushover); tuttavia anche un approccio cinematico può adeguatamente descrivere il comportamento sismico della struttura muraria.

Cosa bisogna definire?

Il **taglio dei corpi**. In questo cinematismo i corpi partecipanti sono porzioni di muro che devono necessariamente essere ricavate attraverso tagli per mezzo di *Polilinea* o *Piano qualsiasi*.

La posizione degli **assi di rotazione**:

- una prima cerniera (A)
- una seconda cerniera (B)

Si attiva il comando *Definizione* > *Meccanismo nel piano* e si specifica il punto iniziale e il punto finale della prima cerniera obliqua (A). Per definire la seconda cerniera (B) è sufficiente specificare

un punto sulla faccia interna della parete nella posizione in cui si ipotizza possa avvenire la flessione (basta un punto perché la seconda cerniera deve essere parallela alla prima).

I **corpi partecipanti**. Si attiva il comando *Seleziona corpi* e si selezionano i corpi partecipanti con il tasto sinistro del mouse. Poiché è necessario differenziare i corpi partecipanti che ruotano attorno alla cerniera A da quelli che ruotano attorno alla cerniera B, click successivi del mouse permettono di modificare il gruppo di appartenenza di ogni corpo.

Le figure seguenti illustrano i passi necessari per modellare il meccanismo nel piano di una parete. Il primo passo (non illustrato in figura) consiste nel definire i corpi partecipanti attraverso due operazioni di taglio tramite *Polilinea*: un taglio diagonale del maschio destro e un taglio orizzontale per definire la porzione sovrastante di muratura che interagisce con il meccanismo.

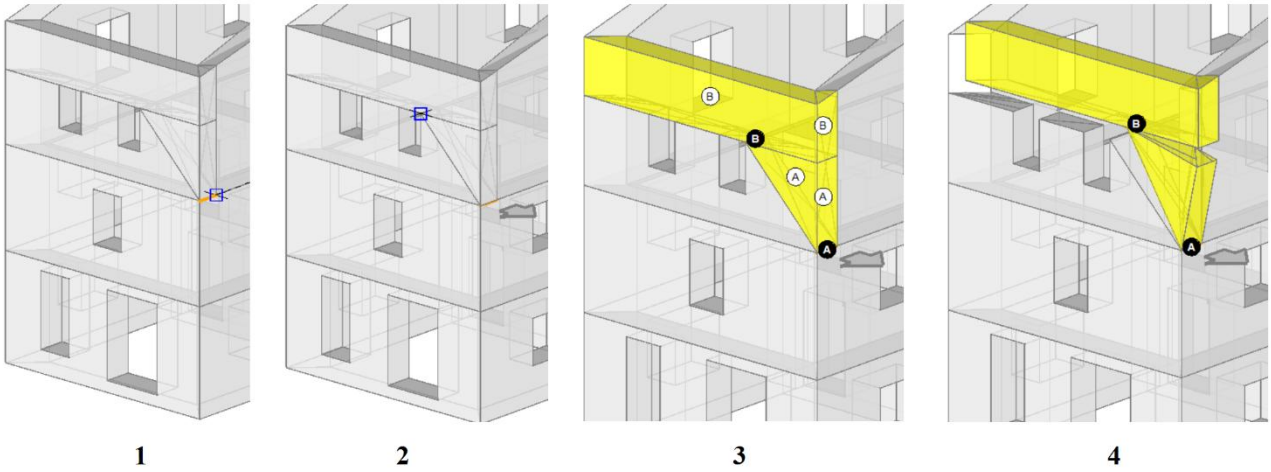


Figura 229. Meccanismo nel piano: 1) specifica del punto iniziale e finale della prima cerniera A; 2) posizionamento della seconda cerniera B; 3) selezione dei corpi partecipanti al cinematismo differenziando tra gruppo A e B; 4) anteprima del cinematismo.

Anche in questo caso, è possibile consultare i risultati dell'analisi nella Legenda (tasto F11), nella scheda delle Proprietà del cinematismo e nella scheda Report.

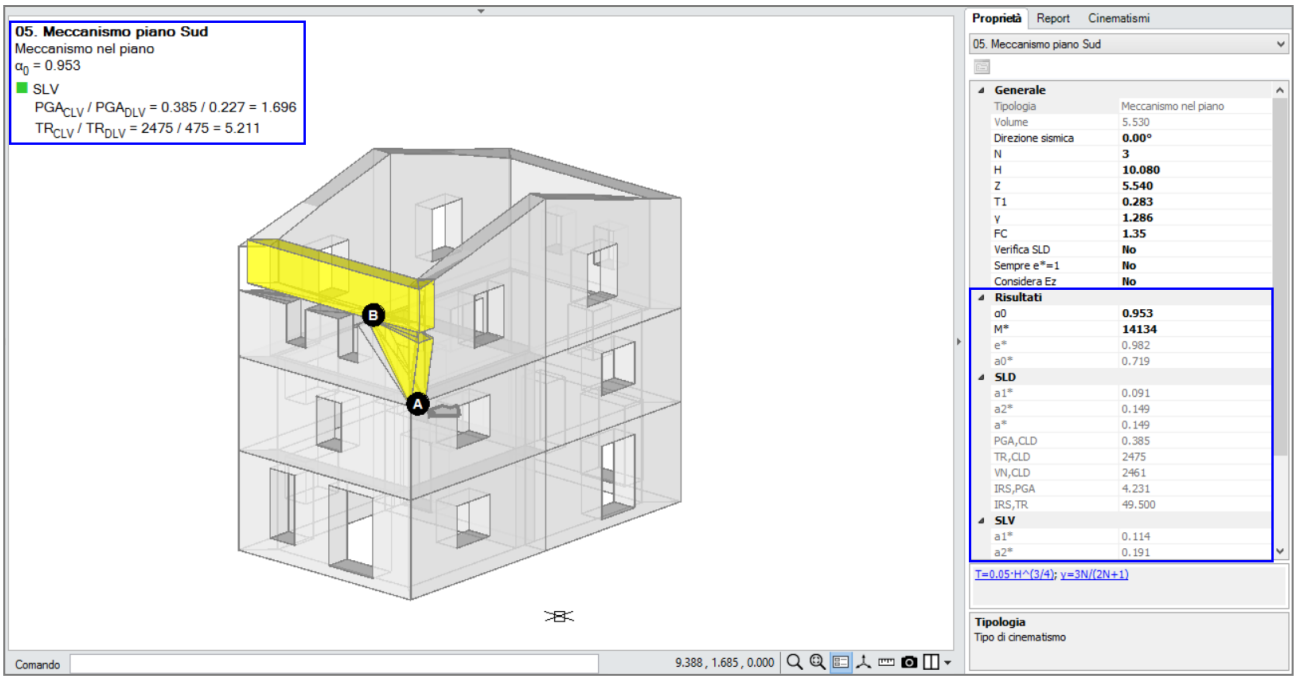


Figura 230. Meccanismo nel piano. Risultati

Per ulteriori approfondimenti sul meccanismo nel piano, si rimanda alla video-guida sull'Analisi Cinematica, disponibile come playlist nel canale YouTube di Aedes Software.

3.3.8.5.6 Meccanismo a quattro cerniere

La presenza di un arco può comportare la formazione di un tipico meccanismo di collasso, noto in letteratura come "Meccanismo a quattro cerniere", e suggerito a livello normativo da specifiche norme per beni tutelati (Dir. PCM 9.2.2011, All. C). La seguente figura riporta le immagini tratte dal documento normativo: i meccanismi maggiormente interessati sono i n. 13, 26, 27, 28.

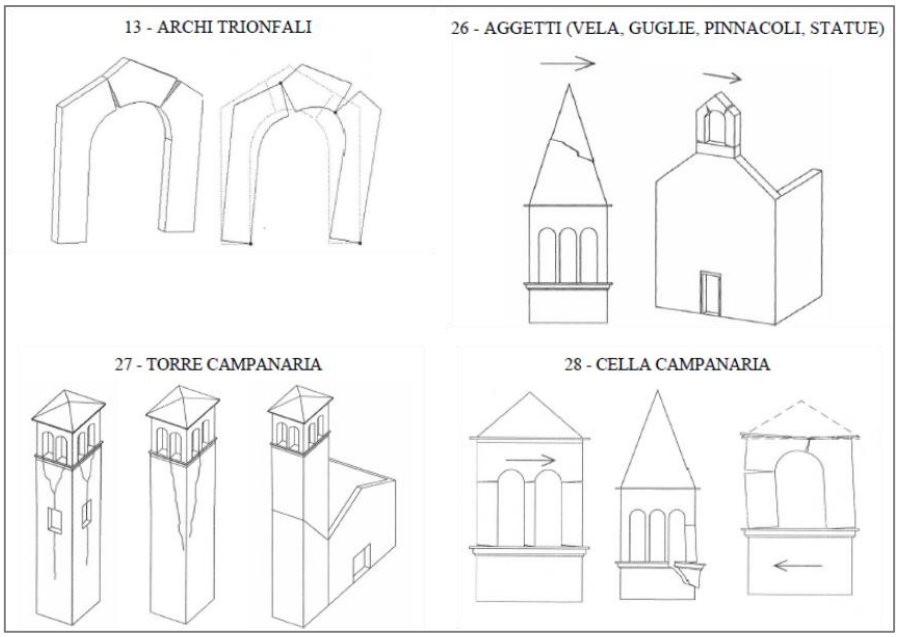


Figura 231. Cinematismi archi

Ad esempio, si prenda come riferimento il Meccanismo di "Arco Trionfale". Generando il modello cinematico, l'arco viene automaticamente suddiviso "blocchi" in base ai parametri specificati in fase di modellazione architettonica: ogni blocco costituisce quindi un corpo rigido distinto.
In presenza di rinfianco, anche questo viene tradotto in un corpo rigido, dotato di peso proprio, concentrato come per ogni altro corpo nel proprio baricentro.

Cosa bisogna definire?

La posizione degli **assi di rotazione**: 4 cerniere (A, B, C, D)

Si attiva il comando *Definizione* > *Meccanismo a quattro cerniere* e si specifica il punto iniziale e il punto finale della prima cerniera (A). Per definire le cerniere successive è sufficiente specificare un punto per ogni cerniera in quanto queste devono essere tutte parallele alla prima. Nel meccanismo tipico dell'arco, la posizione delle cerniere deve essere alternata tra intradosso ed estradosso.

I **corpi partecipanti**. Si attiva il comando *Seleziona corpi* e si selezionano i corpi partecipanti con il tasto sinistro del mouse. Poiché è necessario specificare intono a quale cerniera ruotano i corpi, click successivi del mouse permettono di modificare il gruppo di appartenenza di ogni corpo (A, B, C).

Per avere conferma della corretta modellazione è possibile amplificare gli spostamenti e visualizzare un'anteprima del cinematismo. Se le cerniere sono state definite correttamente non si devono notare compenetrazioni tra i vari blocchi.
Nelle proprietà del cinematismo occorre specificare l'altezza (Z) del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati al cinematismo e il resto della struttura.
Le figure seguenti illustrano i passi necessari per modellare il meccanismo a quattro cerniere di un arco isolato.

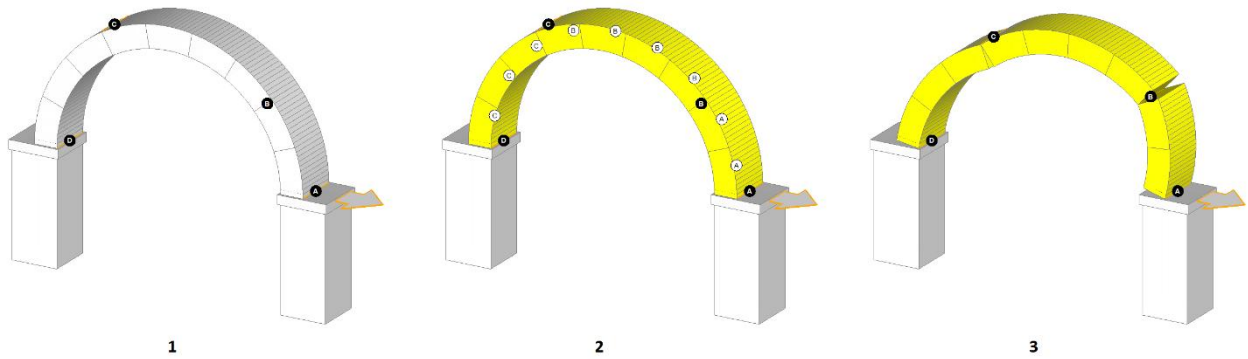


Figura 232. Meccanismo a quattro cerniere: 1) posizionamento delle quattro cerniere A, B,C, D; 2) selezione dei corpi partecipanti al cinematismo differenziando tra gruppo A, B e C; 4) anteprima del cinematismo.

3.3.8.5.7 Cinematismo generico

L'ambiente operativo dedicato all'analisi cinematica consente di eseguire la verifica di sicurezza di un cinematismo anche nei casi in cui il moltiplicatore di collasso sia stato determinato attraverso

un'analisi statica non lineare (Pushover). È il caso di alcuni meccanismi nel piano o di cinematismi che coinvolgono strutture più complesse (macroelementi).
In questi casi, per eseguire la verifica di sicurezza in termini di accelerazione e determinare l'indicatore di rischio sismico del meccanismo, è necessario definire un cinematismo generico specificando nelle proprietà le seguenti quantità:

- il moltiplicatore di collasso α0;
- la massa partecipante M*.

Supponiamo che il cinematismo sia stato studiato per mezzo di un'analisi statica non lineare. Riportiamo un estratto del Report "Verifiche di sicurezza" che fornisce il valore della massa partecipante M* (Massa sismica totale) e del moltiplicatore di collasso α_0 (Rapporto forza/spostamento).

```
CURVA n° 2

TIPO DI CURVA: (E) UNIFORME: FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE
(DISTRIBUZIONE SECONDARIA [GRUPPO 2]. RAPPORTI TRA FORZE FISSI NEL CORSO DEL PROCESSO INCREMENTALE)
DIREZIONE E VERSO: +X
ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE (MOMENTO TORCENTE AGGIUNTIVO): NON CONSIDERATO
COMBINAZIONE COMPONENTI: NON CONSIDERATA
PUNTO DI CONTROLLO: CENTRO DI MASSA DEL PIANO 1
COMPONENTE SISMICA VERTICALE: NON CONSIDERATA

VERIFICA DI SICUREZZA per SLV (Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita)

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):
Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 587412.00
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 61.50
Peso sismico totale W (kN) = 476.49
Massa sismica totale M (k*kgm) = 48.589
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.129
```

I valori sopra indicati possono quindi essere inseriti nelle proprietà di un cinematismo generico per poter svolgere la verifica di sicurezza del meccanismo di collasso.
Le figure seguenti illustrano i passi necessari per definire il cinematismo generico.

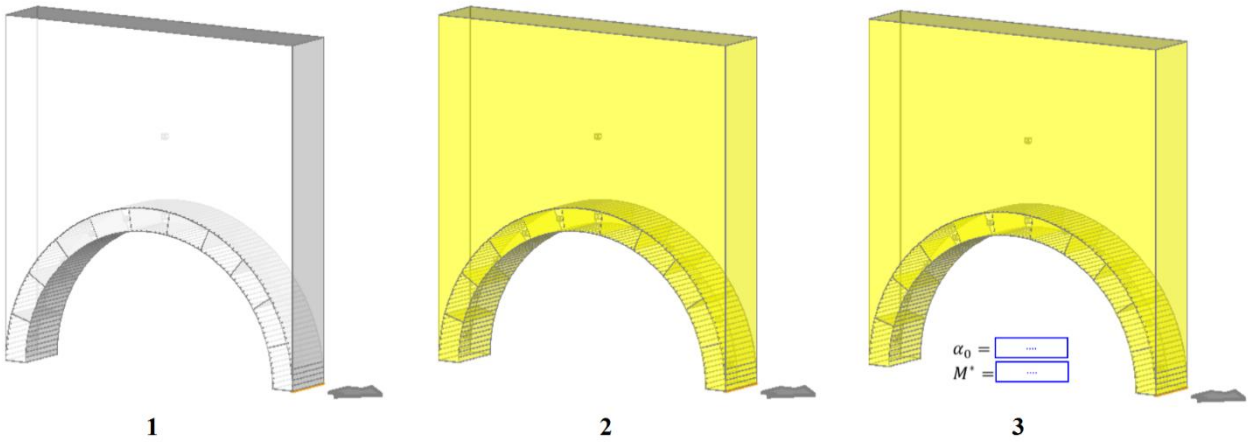


Figura 233. Cinematismo generico: 1) posizionamento di un asse al fine di ottenere la rappresentare della direzione di spinta (freccia); 2) selezione dei corpi partecipanti per avere un'indicazione di corpi coinvolti nel cinematismo; 3) inserimento dei parametri α_0 e M nelle proprietà del cinematismo.*

3.3.9 Analisi Cinematica

3.3.9.1 Approccio lineare

L'analisi cinematica lineare dei meccanismi di collasso locale si basa sulla valutazione del moltiplicatore di collasso α_0, cioè il fattore da applicare alle forze sismiche orizzontali di tipo inerziale affinché esse siano in grado di attivare il meccanismo. Il moltiplicatore di collasso viene calcolato nella configurazione iniziale (indeformata) e permette di calcolare l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a_0^*.

La verifica di sicurezza consiste nel confronto tra l'accelerazione di attivazione del meccanismo e la domanda in termini di accelerazione spettrale corrispondente allo stato limite di interesse.

Questa metodologia può essere utilizzata per condurre la verifica allo Stato Limite di Danno (SLD) e allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Nel caso della verifica SLV, la domanda viene opportunamente ridotta mediante un fattore di comportamento (q=2), per tenere conto della capacità dissipativa del meccanismo locale (NTC 2018, §C8.7.1.2.1.7).

Moltiplicatore di collasso

Il moltiplicatore di collasso α_0 viene calcolato mediante il **principio dei lavori virtuali**, secondo la seguente espressione (NTC 2018, §C8.7.1.2.1.1, formula [C8.7.1.1]):

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

dove:

- N è il numero di blocchi di cui è costituita la catena cinematica;
- m è il numero delle forze esterne, assunte indipendenti dall'azione sismica, applicate ai diversi blocchi;
- P_k è la risultante delle forze peso applicate al k-esimo blocco;
- Q_k è la risultante delle forze peso non gravanti sul k-esimo blocco ma la cui massa genera su di esso una forza sismica orizzontale, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;
- F_k è la generica forza esterna applicata ad uno dei blocchi; tali forze possono favorire l'attivazione del meccanismo (ad es. spinte di volte) o ostacolarlo (ad es. archi di contrasto, ovvero forze attritive che si sviluppano con parti della costruzione non coinvolte nel meccanismo);
- $\delta_{Py,k}$ è lo spostamento virtuale verticale del baricentro delle forze peso (proprie e portate), agenti sul k-esimo blocco, assunto positivo se verso l'alto;
- $\delta_{F,k}$ è lo spostamento virtuale del punto d'applicazione della forza esterna F_k, proiettato nella direzione della stessa (di segno positivo o negativo a seconda che questa favorisca o contrasti il meccanismo);
- $\delta_{PQx,k}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del baricentro delle forze orizzontali $\alpha(P_k+Q_k)$ agenti sul k-esimo blocco, assumendo come verso positivo quello dell'azione sismica che attiva il meccanismo;

L_i è il lavoro totale di eventuali forze interne. In Aedes.PCM è assunto pari a 0 a favore di sicurezza.

Nella valutazione del moltiplicatore di collasso in analisi cinematica lineare, si considera la massima forza stabilizzante fornita da elementi di rinforzo, come catene o nastri. Il valore della forza è specificato in input ed è soggetto ai limiti derivanti dalle verifiche locali (come la resistenza del tirante o del sistema di ancoraggio). In presenza di dispositivi dissipativi, la forza stabilizzante è assunta minore o uguale alla trazione di attivazione del dispositivo.
Questa impostazione è adottata sia per la verifica allo Stato Limite di Danno (SLD) sia per la verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).
Il principale riferimento tecnico è costituito dal CNR-DT 212/2013 (§3.3.2.1) dove, in merito all'analisi cinematica non lineare, si afferma: *«In presenza di elementi di collegamento, quali catene, (…) lo spostamento δ_{SLD} può essere valutato in corrispondenza del raggiungimento della massima resistenza al ribaltamento.»*
Sebbene questa indicazione sia formalmente definita per l'analisi non lineare, per analogia viene estesa anche all'analisi cinematica lineare, nella quale lo Stato Limite di Danno è convenzionalmente associato all'attivazione del cinematismo. In questa configurazione, tutte le forze resistenti, incluse quelle massime mobilitabili dagli elementi di rinforzo, vengono considerate pienamente attive.

Accelerazione di attivazione del meccanismo
Una volta noto α_0, si può determinare l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a_0^*. L'espressione è fornita da NTC 2018, §C8.7.1.2.1.3, formula [C8.7.1.8] o NTC 2008, §C8A.4.2.2, formula [C8A.4.4]:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \, g}{e^* \, FC}$$

dove:

g è l'accelerazione di gravità;

FC è il Fattore di Confidenza del cinematismo;

e^* è la frazione di massa partecipante della struttura, che può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali del cinematismo (misurati a partire dalla configurazione indeformata iniziale) come rappresentativi del modo di vibrazione del meccanismo locale (NTC 2018, formula [C8.7.1.5]):

$$e^* = \frac{\left[\sum_{k=1}^{N}(P_k + Q_k)\delta_{PQx,k}\right]^2}{\left[\sum_{k=1}^{N}(P_k + Q_k)\right]\left[\sum_{k=1}^{N}(P_k + Q_k)\delta_{PQx,k}^2\right]}$$

Oppure, esplicitando la massa partecipante M^*:

$$e^* = \frac{g \, M^*}{\left[\sum_{k=1}^{N}(P_k + Q_k)\right]} \qquad M^* = \frac{\left[\sum_{k=1}^{N}(P_k + Q_k)\delta_{PQx,k}\right]^2}{g\left[\sum_{k=1}^{N}(P_k + Q_k)\delta_{PQx,k}^2\right]}$$

La frazione di massa partecipante può essere forzata a 1 in modo conservativo.

Esempio: Ribaltamento semplice

Nel seguito, si descrive l'impostazione tipica di un problema di analisi cinematica lineare facendo riferimento al ribaltamento semplice di una parete monopiano rispetto ad un asse di rotazione posto alla base in corrispondenza dello spigolo esterno.

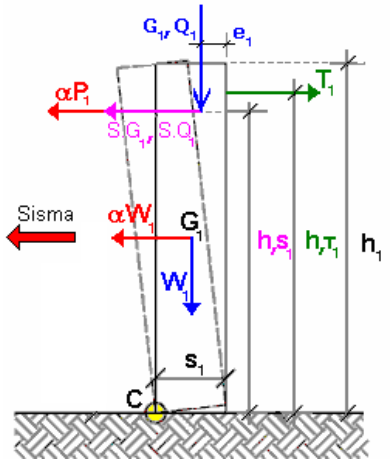


Figura 234. Ribaltamento semplice di parete monopiano

I carichi da considerare in fase sismica sono i seguenti:

- Carico statico da solaio: $P_1 = G_1 + \psi_{21} \cdot Q_1$
- Spinta esercitata dal solaio (p.es. proveniente da una struttura voltata): $S_1 = S_{G1} + \psi_{21} \cdot S_{Q1}$

Dove ψ_{21} è il coefficiente di combinazione quasi permanente per Q_1 (NTC 2018, §2.5.3).

La parete è stabilizzata dal tirante capace di esercitare il tiro T_1.

Il ribaltamento della parete avviene facendo perno sullo spigolo esterno. Il cinematismo è quindi descritto dalla rotazione φ attorno alla cerniera C. In questo caso si suppone che la resistenza a compressione della muratura sia infinita, ma è possibile tener conto di una resistenza finita arretrando opportunamente l'asse di rotazione.

Applicando il teorema dei lavori virtuali è possibile calcolare il moltiplicatore α_0 che attiva il cinematismo:

$$\alpha_0 = \frac{W_1 \varphi\, s_1/2 + P_1 \varphi (s_1 - e_1) + T_1 \varphi h_{T1} - S_1 \varphi h_{S1}}{W_1 \varphi\, h_1/2 + P_1 \varphi h_{S1}}$$

Semplificando in φ, la formula può essere scritta in modo alternativo, come:

$$\alpha_0 = \frac{M_S - M_{R_2}}{M_{R_1}}$$

dove:

$\alpha_0 M_{R1} = \alpha_0 (W_1 h_1/2 + P_1 h_{S1})$ è il momento ribaltante dovuto alle forze inerziali;

$M_{R2} = S_1 h_{S1}$ è il momento ribaltante dovuto alla spinta orizzontale indipendente da α_0;

$M_S = W_1 s_1/2 + P_1 (s_1 - e_1) + T_1 h_{T1}$ è il momento stabilizzante.

Calcolato il moltiplicatore di collasso α_0, è possibile determinare l'accelerazione spettrale che attiva il meccanismo a_0^*:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0\, g}{e^*\, FC}$$

$$M^* = \frac{(W_1 \varphi\, h_1/2 + P_1 \varphi h_{S1})^2}{g[W_1(\varphi\, h_1/2)^2 + P_1(\varphi h_{S1})^2]}$$

$$e^* = gM^*/(W_1 + P_1)$$

Verifica

La verifica di sicurezza del cinematismo si basa sul confronto tra capacità e domanda in termini di accelerazione. La capacità è data dall'accelerazione di attivazione del meccanismo a_0^*. La domanda è rappresentata da a^*, l'accelerazione spettrale massima alla quota *z* (quota rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo e il resto della struttura). Si segue la procedura descritta in NTC 2018 (§C8.7.1.2.1.5 per SLD e §C8.7.1.2.1.7 per SLV) nell'ipotesi che la porzione rappresentata dal sistema di corpi rigidi si comporti come infinitamente rigida fino all'attivazione del cinematismo.

L'accelerazione spettrale massima alla quota *z* può essere determinata con le seguenti espressioni [C7.2.7 - C7.2.8]:

$$a_{z,k}(z) = S_e(T_k, \xi_k)\, |\gamma_k \psi_k(z)| \sqrt{1 + 0.0004\, \xi_k^2}$$

$$a_z(z) = \sqrt{\sum a_{z,k}^2(z)}$$

Considerando il solo modo fondamentale di vibrazione nella direzione di avanzamento del cinematismo e ignorando il contributo irrilevante del termine sotto radice, l'espressione [C7.2.8] diventa:

$$a_z(z) = S_e(T_1, \xi_1) \cdot \gamma_1 \cdot \psi_1(z)$$

dove:

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione dell'intera costruzione nella direzione considerata. Se T_1 non è stato calcolato con un'analisi modale, può essere definito in via semplificata tramite la relazione [C7.3.2]: $T_1 = 0.05\ H^{3/4}$, dove *H* è l'altezza totale dell'edificio;

ξ_1 è lo smorzamento viscoso equivalente della struttura;

$S_e(T_1, \xi_1)$ è lo spettro elastico al suolo valutato per T_1 e ξ_1;

$\psi_1(z)$ è il valore della forma modale fondamentale alla quota *z*, posto pari a *z/H*;

γ_1 è il coefficiente di partecipazione modale del modo fondamentale. Se non è noto da analisi modale, può essere assunto $\gamma_1 = 3N/(2N+1)$ con *N* numero di piani della costruzione [C7.2.10].

Considerando che la domanda in termini di accelerazione a* non deve comunque essere inferiore all'accelerazione al suolo, questa viene assunta come la massima tra le seguenti accelerazioni a_1* e a_2*.

$$a^* = Max(a_1^*, a_2^*)$$

Per Stato Limite di Danno:

$$\alpha_1^* = a_g\, S$$

$$a_2^* = S_e(T_1, \xi_1) \cdot \gamma_1 \cdot \psi_1(z)$$

Per Stato Limite di Salvaguardia della Vita (con fattore di comportamento q assunto pari a 2.0):

$$\alpha_1^* = a_g \, S/q$$

$$a_2^* = S_e(T_1, \xi_1) \cdot \gamma_1 \cdot \psi_1(z) \, / \, q$$

La verifica di sicurezza è soddisfatta se l'accelerazione di attivazione del meccanismo a_0^* è maggiore o uguale all'accelerazione richiesta secondo normativa a^*.

Calcolo dell'Indicatore di Rischio Sismico ζ_E

La domanda in termini di accelerazione spettrale a^* è direttamente legata alla domanda in termini di accelerazione al suolo *(PGA)*. Pertanto, la capacità del meccanismo in termini di accelerazione al suolo, PGA_C, può essere determinata come il valore di *PGA* che produce una domanda di accelerazione spettrale a^* proprio pari all'accelerazione di attivazione del meccanismo a_0^*.

Per semplicità nel seguito si fa riferimento al solo SLV, ma la procedura viene applicata in modo analogo per SLD.

Per determinare PGA_{CLV} attraverso l'equazione $a^* = a_0^*$ è necessaria una procedura iterativa, fondata sul periodo di ritorno dell'azione sismica T_R. Infatti, sia a_g sia i parametri di spettro F_o e T_C^* sono tabulati in funzione di T_R, nel reticolo sismico fornito dal D.M. 14.1.2008. Da essi dipendono i valori dei parametri derivati, come S, T_C, T_B, T_D.

Nella procedura iterativa, T_R viene fatto variare nell'intervallo ammissibile (1, 2475) anni. Ad ogni passo, applicando il metodo di bisezione, si determina un valore di T_R, si calcolano i parametri di spettro corrispondenti (tra cui a_g e S) e si controlla se l'equazione $a^* = a_0^*$ è soddisfatta. Quando ciò accade il periodo T_R rappresenta la capacità in termini di periodo di ritorno (TR_{CLV}) e la capacità in termini di accelerazione al suolo è data da $PGA_{CLV} = a_g \, S$.

La capacità PGA_{CLV} viene confrontata con la domanda in termini di accelerazione al suolo per il sito in esame PGA_{DLV}, definendo il coefficiente di sicurezza denominato *Indicatore di Rischio Sismico* ζ_E in termini di *PGA*:

$$\zeta_{E,PGA} = PGA_{CLV}/PGA_{DLV}$$

In modo analogo è possibile definire l'*Indicatore di Rischio Sismico* in termini di T_R:

$$\zeta_{E,TR} = TR_{CLV}/TR_{DLV}$$

Poiché il legame tra T_R e *PGA*, seppur biunivoco, non è lineare, il valore di $\zeta_{E,TR}$ non coincide col valore di $\zeta_{E,PGA}$. Tuttavia, i due valori sono entrambi minori, maggiori o uguali a 1.000.

3.3.9.2 Approccio non lineare

L'analisi cinematica non lineare richiede la valutazione del moltiplicatore di collasso α non solo per la configurazione iniziale della catena cinematica, ma anche per una serie di configurazioni evolutive, ottenute facendo variare lo spostamento orizzontale d_C di un punto di controllo *C*, scelto coincidente con il baricentro dei corpi partecipanti al cinematismo.

Con l'aumentare dello spostamento d_C, il moltiplicatore α tende progressivamente a ridursi, fino ad annullarsi in corrispondenza di uno spostamento limite d_{C0}, che rappresenta il collasso globale del meccanismo.
La curva α–d_C descrive l'evoluzione della capacità del meccanismo locale e rappresenta (a meno dell'accelerazione di gravità *g)* una curva di spinta del tipo forza-spostamento. Essa riflette la degradazione progressiva della resistenza del sistema a fronte dell'incremento degli spostamenti, e può presentare punti di snervamento, discontinuità o crolli parziali legati al cedimento di elementi strutturali locali (come tiranti, travi, solai o volte).
Per la corretta costruzione della curva, si distingue tra azioni che restano costanti durante l'evoluzione del cinematismo (ad esempio, pesi propri o spinte permanenti) e azioni che variano in funzione della configurazione deformata (come le forze interne nei tiranti o i carichi portati da travi e solai soggetti a sfilamento).

Curva di capacità
Per svolgere le verifiche di sicurezza si determina la **curva di capacità** del meccanismo locale, cioè la risposta di un oscillatore non lineare equivalente ad un grado di libertà descritta nel piano accelerazione-spostamento (*a-d*). Tale curva è ottenuta a partire dalla curva α–d_C applicando la seguente trasformazione (NTC 2018, §C8.7.1.2.1.3):

$$a = \frac{\alpha(d_C)\, g}{e^* FC}$$

$$d = d_C \frac{\sum_{k=1}^{N}(P_k + Q_k)\delta_{PQx,k}^2}{\delta_{Cx} \sum_{k=1}^{N}(P_k + Q_k)\delta_{PQx,k}}$$

dove, oltre ai parametri già definiti nell'ambito dell'approccio lineare:

d_{Cx} è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di controllo valutato, così come gli spostamenti $\delta_{PQx,k}$ a partire dalla configurazione indeformata iniziale.

La curva di capacità così ottenuta presuppone che il comportamento del meccanismo, prima della sua attivazione, sia infinitamente rigido.

Verifica
La verifica di sicurezza del cinematismo è eseguita con riferimento allo stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e si basa sul confronto tra capacità e domanda in termini di spostamento valutate a partire dalla curva di capacità *a-d*.
La **capacità di spostamento d_{CLV}** corrisponde al minore tra gli spostamenti così definiti (NTC 2018, §C8.7.1.2.1.6):

- il 40% dello spostamento d_0 per cui si annulla l'accelerazione spettrale a, valutata su una curva di capacità in cui si considerino solamente le azioni di cui è verificata la presenza fino al collasso;
- lo spostamento corrispondente a situazioni nelle quali si verifichino rotture di elementi, quali catene o altri collegamenti che, pur non comportando problemi di equilibri, producano una riduzione della capacità in termini di accelerazione, superiore al 50% del valore massimo;

- lo spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione (ad esempio sfilamento di travi, collasso di volte).

Per valutare lo spostamento corrispondente alla prima condizione, viene elaborata una seconda curva di capacità in cui si considerano solo le azioni persistenti fino al collasso, ignorando quindi il contributo dei rinforzi e di solai o volte che nel corso dell'evoluzione del cinematismo siano soggetti a sfilamento o instabilità.

Per determinare la **domanda di spostamento d_{DLV}** è necessario innanzitutto valutare, a partire dalla curva di capacità $a(d)$, il periodo equivalente caratteristico (NTC 2018, § C8.7.1.2.1.8):

$$T_{SLV} = 1.68\pi \sqrt{\frac{d_{CLV}}{a(d_{CLV})}}$$

La domanda di spostamento sul meccanismo locale corrisponde, quindi, al valore massimo dello spostamento spettrale valutato nell'intervallo di periodi *[0, T_{SLV}]*.

Nel caso di **meccanismi locali collocati al livello del suolo** *(z=0)*, la domanda di spostamento è calcolata attraverso lo spettro di risposta elastico in spostamento $S_{De}(T)$ (NTC 2018, §3.2.3.2.3):

$$d_{DLV} = S_{De}(T, \xi) = S_e(T, \xi) \frac{T^2}{4\pi^2}$$

Pe **meccanismi collocati ad una quota *z*** dell'edificio si fa riferimento allo spettro in accelerazione alla quota z (NTC 2018, formula C7.2.5), trasformato in spettro in spostamento moltiplicandolo per $T^2/4\pi^2$. Il calcolo dello spettro di risposta in accelerazione alla quota *z* tiene conto esclusivamente del modo fondamentale di vibrazione della struttura nella direzione del cinematismo. Inoltre, in ogni punto, lo spettro è assunto non inferiore allo spettro di risposta in accelerazione al suolo. In definitiva, la domanda di spostamento per meccanismi collocati ad una quota z è data dalla seguente espressione:

$$d_{DLV} = \max_{0 \le T \le T_{SLV}} \left(S_{ez}(T, \xi, z) \frac{T^2}{4\pi^2} \right)$$

$$con\ S_{ez}(T, \xi, z) \ge S_e(T, \xi)$$

Nel calcolo della domanda di spostamento per SLV, si tiene conto della dissipazione di energia legata alla non linearità sia del meccanismo locale che della struttura principale.

Lo smorzamento viscoso equivalente del meccanismo locale, ξ_{SLV}, viene considerato nelle espressioni di cui sopra sostituendo $\xi=\xi_{SLV}$. In assenza di valutazioni specifiche, ξ_{SLV} può essere assunto pari all'8%; mentre in presenza di dispositivi dissipativi, può essere incrementato fino al 20%.

Lo smorzamento viscoso equivalente della struttura principale, ξ_1, viene invece considerato nel calcolo dello spettro di risposta alla quota *z* (NTC 2018, formula C7.2.6), assumendo $\xi_k=\xi_1$.

Calcolo dell'Indicatore di Rischio Sismico ζ_E

La domanda in termini di spostamento spettrale d_{DLV} è direttamente legata alla domanda in termini di accelerazione al suolo *(PGA)*. Pertanto, la capacità del meccanismo in termini di accelerazione al suolo, PGA_{CLV}, può essere determinata come il valore di *PGA* che produce una domanda di spostamento d_{DLV} proprio pari alla capacità di spostamento d_{CLV}.

Per determinare PGA_{CLV} attraverso l'equazione $d_{DLV}=d_{CLV}$ è necessaria una procedura iterativa, fondata sul periodo di ritorno dell'azione sismica T_R. Infatti, sia a_g sia i parametri di spettro F_o e T_C^* sono tabulati in funzione di T_R, nel reticolo sismico fornito dal D.M. 14.1.2008. Da essi dipendono i valori dei parametri derivati, come S, T_C, T_B, T_D.

Nella procedura iterativa, T_R viene fatto variare nell'intervallo ammissibile (1, 2475) anni. Ad ogni passo, applicando il metodo di bisezione, si determina un valore di T_R, si calcolano i parametri di spettro corrispondenti (tra cui a_g e S) e si controlla se l'equazione $d_{DLV}=d_{CLV}$ è soddisfatta. Quando ciò accade il periodo T_R rappresenta la capacità in termini di periodo di ritorno (TR_{CLV}) e la capacità in termini di accelerazione al suolo è data da $PGA_{CLV} = a_g S$.

La capacità PGA_{CLV} viene confrontata con la domanda in termini di accelerazione al suolo per il sito in esame PGA_{DLV}, definendo il coefficiente di sicurezza denominato *Indicatore di Rischio Sismico* ζ_E in termini di *PGA*:

$$\zeta_{E,PGA} = PGA_{CLV}/PGA_{DLV}$$

In modo analogo è possibile definire l'*Indicatore di Rischio Sismico* in termini di T_R:

$$\zeta_{E,TR} = TR_{CLV}/TR_{DLV}$$

Poiché il legame tra T_R e *PGA*, seppur biunivoco, non è lineare, il valore di $\zeta_{E,TR}$ non coincide col valore di $\zeta_{E,PGA}$. Tuttavia, i due valori sono entrambi minori, maggiori o uguali a 1.000.

3.4 VERIFICA DI DISGREGAZIONE MURARIA

Aedes.PCM consente la verifica di disgregazione muraria per gli edifici esistenti, un aspetto determinante nel caso di murature storiche dove si rileva una qualità muraria mediocre con scarsa consistenza della malta.

Il fenomeno della disgregazione è evidenziato nei contenuti della Normativa Tecnica.
In §C.8.7.1 le NTC18 indicano il percorso progettuale per la valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti di muratura: anzitutto, si verifica la risposta del fabbricato alle azioni non sismiche; quindi si passa ai meccanismi di dissesto locale per azioni sismiche, dove è opportuno riconoscere e analizzare le criticità locali che possano determinare situazioni di fragilità e rotture rovinose in occasione di scuotimenti.
Successivamente, si procede alla verifica della risposta globale dell'edificio nei confronti delle azioni orizzontali sismiche che complessivamente possono agire su di esso, considerando il comportamento delle pareti per azioni nel proprio piano medio.

Sui meccanismi locali, §C8.7.1.2 si esprime indicando che l'identificazione dei meccanismi si ottiene con modellazioni specifiche basate sul comportamento sismico di strutture analoghe.
"Devono essere considerate la qualità della tessitura muraria (anche in termini di ingranamento nello spessore), degli ammorsamenti tra le pareti e delle connessioni tra le pareti e gli orizzontamenti, la presenza di catene o altri elementi atti ad assorbire spinte (speroni e contrafforti) e le interazioni con altri elementi appartenenti alla costruzione o agli edifici adiacenti". L'indagine sulle proprietà meccaniche della parete condotta attraverso l'Indice di Qualità Muraria costituisce pertanto un aspetto fondamentale per il rispetto dei contenuti normativi.
Inoltre, nel paragrafo §C8.7.1.2.1, dedicato alle modalità di svolgimento dell'analisi cinematica con cui valutare i meccanismi locali per corpo rigido, si specifica anzitutto che *"**la rappresentazione della struttura come catena cinematica di corpi rigidi è attendibile solo se la parete non è vulnerabile nei riguardi di fenomeni di disgregazione***".

In base alle considerazioni illustrate, come evidenziato in [3], si può delineare "*in modo schematico, ma in linea del tutto generale, una strategia di analisi e progettazione degli interventi per gli edifici esistenti in muratura, che può essere denominata (in analogia con la "gerarchia delle resistenze" propria degli edifici in c.a.) come "gerarchia dei meccanismi" per le costruzioni murarie.*
Essa è sintetizzata nella tabella seguente ed è costituita da una serie di controlli (e di azioni conseguenti) ciascuno dei quali corrisponde ad una determinata problematica. I controlli e gli interventi più opportuni da attuare sono gerarchizzati in funzione della loro importanza, così da poter conseguire, alla fine, un adeguato comportamento complessivo della costruzione.
In altri termini: ogni passo è propedeutico al passo successivo, e realizzare un intervento senza aver prima garantito il soddisfacimento del requisito precedente può vanificare l'effetto dell'intervento stesso."

STEP	Situazione strutturale		Comportamento sismico	Analisi più adatta	Intervento prioritario
Preliminare	CONOSCENZA DELLA COSTRUZIONE				
0	Muratura di qualità meccanica insufficiente		Disgregazione muratura	Valutazione qualità muraria	Migliorare la qualità della muratura e la sua coesione interna
1	Muratura di sufficiente qualità Assenza di collegamenti efficaci		Locale (formazione di cinematismi)	Analisi cinematica dei meccanismi di collasso Analisi per carichi verticali (solai, copertura) Ricognizione delle vulnerabilità locali	Inserire vincoli (catene, collegamenti, etc...) Rinforzo di solai e coperture (se necessario) Eliminare vulnerabilità
2	Muratura di sufficiente qualità e presenza di collegamenti efficaci e diffusi sull'intera costruzione	Impalcati deformabili	Complessivo (risposta d'insieme e carichi per zone d'influenza) Assenza di effetti torcenti globali	Analisi non lineare su modello 3D Analisi non lineare per allineamenti	Migliorare resistenza e capacità deformativa degli elementi resistenti
		Impalcati rigidi	Globale (risposta d'insieme e carichi proporzionali alle rigidezze) Presenza di effetti torcenti globali	Analisi non lineare su modello 3D	Migliorare resistenza e capacità deformativa degli elementi resistenti

Tabella 1. La "gerarchia dei meccanismi" per gli edifici esistenti in muratura.

I modelli di calcolo devono quindi tenere conto, in particolare per la muratura storica, dei problemi legati alla disgregazione: per le pareti soggette a fenomeni disgregativi non si può identificare un comportamento strutturale competente a macroelementi poiché la struttura tende a decomporsi sotto le azioni cicliche sismiche e le schematizzazioni analitiche fondate su parametri di resistenza e deformabilità perdono significato; per tale motivo il comportamento disgregativo precede, nella gerarchia, gli altri meccanismi resistenti.

Ancora in [3], cui si rimanda per ogni approfondimento, si evidenzia come il valore dell'indice di qualità muraria fuori piano (IQM_{FP}) condensa in sé il rispetto o meno di quelle regole dell'arte rivolte ad ottenere un comportamento di tipo monolitico. Gli Autori specificano che "*per individuare un possibile valore di soglia per IQM_{FP} che possa indicare una maggiore o minore propensione di una tipologia muraria al fenomeno della disgregazione sono state considerate le tipologie murarie previste dalle norme tecniche italiane, cercando di distinguere le situazioni per le quali sono stati osservati, nei terremoti recenti, frequenti casi di disgregazione muraria, da quelle per le quali sono stati osservati invece cinematismi relativi a meccanismi locali/globali senza disgregazione muraria*".
Vengono quindi prese in considerazione le varie tipologie murarie considerate nella normativa italiana. La Tab.C8.5.I fornisce i valori dei parametri meccanici "di base", che corrispondono a condizioni definite dalla norma stessa (tessitura a regola d'arte, paramenti scollegati, malta di calce di modeste caratteristiche, assenza di ricorsi, assenza di interventi di consolidamento) a partire dai

quali è possibile tenere conto di situazioni diverse ricorrendo ai coefficienti correttivi definiti da un'ulteriore tabella (Tab. C8.5.II).
Per ciascuna tipologia muraria possono essere applicati dei parametri amplificativi, nei casi seguenti: malta di buone caratteristiche, presenza di ricorsi (o listature), presenza sistematica di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti. Inoltre, è possibile tener conto dei casi in cui la malta sia particolarmente scadente (nel seguito definita "di pessima qualità") e, per le murature in mattoni, di una eventuale ampiezza eccessiva dei giunti di malta.
In [3] gli Autori, tenendo come riferimento le varie tipologie proposte nella normativa italiana, e sulla base delle esperienze condotte nei rilevamenti post sismici dei vari terremoti italiani, hanno proposto di utilizzare, per gli edifici ordinari posti in zone con pericolosità sismica medio-alta, il valore di $IQM_{FP}=4$ come valore di soglia. **Valori di IQM_{FP} eguali od inferiori a 4 indicano la possibilità di manifestazione di fenomeni disgregativi.**
Nella figura seguente (tratta da [3]) sono riportati, per ciascuna tipologia muraria, i valori dell'indice IQM_{FP}; le tipologie murarie sono distinte in base alla tessitura regolare/irregolare, alla presenza/assenza di ingranamento trasversale e alla presenza/assenza di malta di pessima qualità. In tale figura è evidenziato, con una linea rossa, il valore $IQM_{FP}=4$.
Come si può notare, le tipologie murarie di scarsa qualità (murature irregolari prive di connessione o regolari prive di connessione e malta pessima) si trovano quasi tutte sotto a tale linea. Come espresso dagli Autori, "*valori inferiori a 4 derivano da gravi mancanze nel rispetto delle regole dell'arte; per esse appare quindi probabile la perdita di monoliticità per effetto di azioni sismiche*. *Viceversa, murature, sia irregolari che regolari, ma con connessione trasversale e malta non pessima, hanno quasi sempre valori di IQM_{FP} maggiori di 4.*"

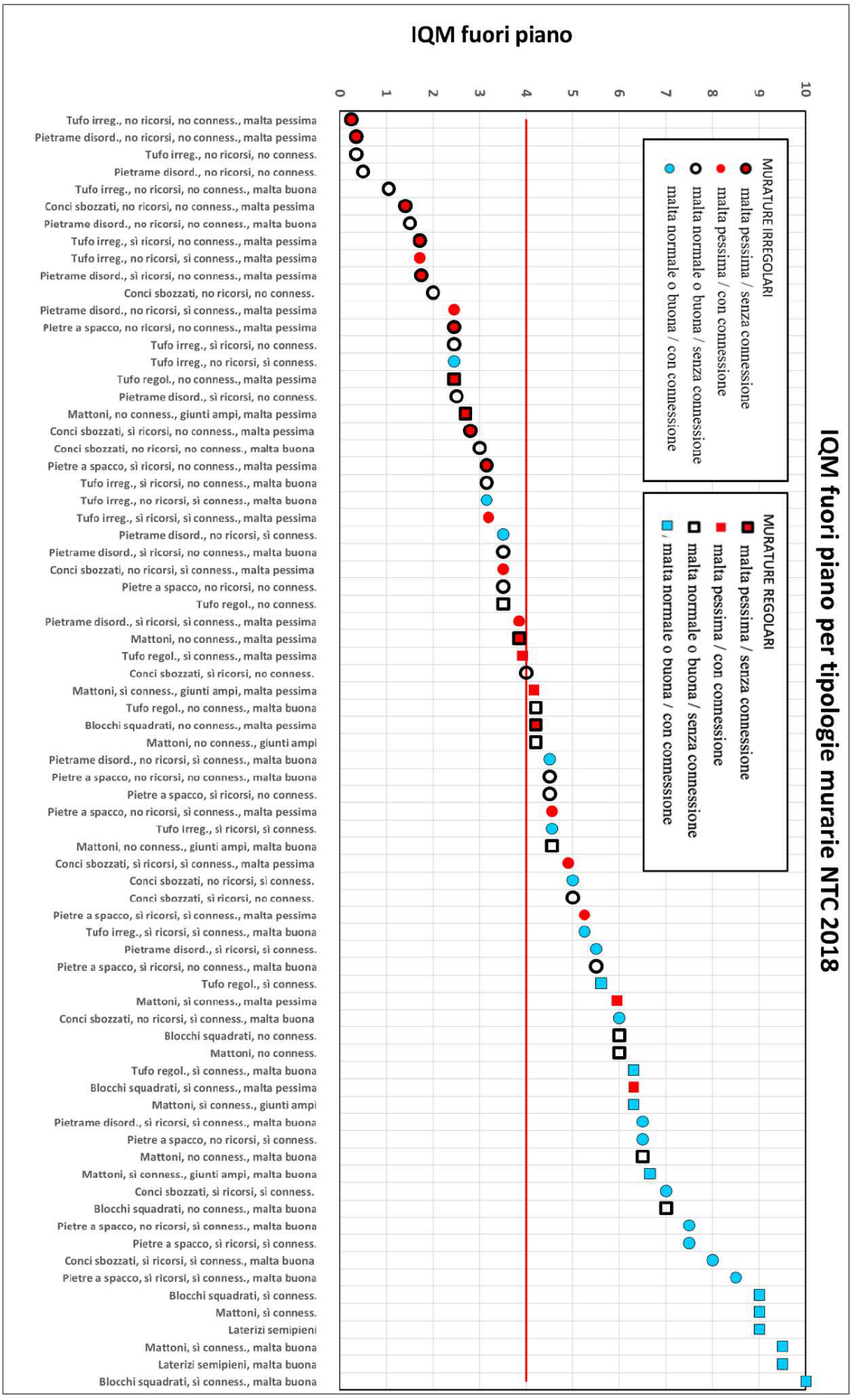


Figura 235. Valori dell'indice IQMFP per le murature contemplate nella normativa

La caratterizzazione completa del fenomeno della disgregazione richiede ulteriori considerazioni. Come specificato dagli Autori del metodo IQM, **la scarsa qualità identificata con IQM fuori piano ≤ 4 è una condizione necessaria per la disgregazione, ma affinché il fenomeno si manifesti occorre un'accelerazione sismica di intensità sufficientemente elevata.**
La **soglia di accelerazione sismica oltre la quale si può innescare il fenomeno disgregativo** è è determinata in funzione dell'Indice **IQM_{FP}** attraverso la seguente relazione [4, 5]:

$$a_D = 0.150g \cdot \left(\frac{IQM_{FP}}{2} + 1\right)$$

Un'altra condizione favorevole per il fenomeno è che la parete sia esterna: il minor vincolamento della parete con le strutture adiacenti, ossia la sua maggiore libertà di movimento, facilita il distacco del materiale. Questa condizione può essere caratterizzata nelle valutazioni analitiche riservando l'esecuzione della verifica di disgregazione alle pareti esterne.

A partire dai valori al suolo indicati da PGA, l'accelerazione subisce un'amplificazione lungo l'elevazione dell'edificio. L'accelerazione sismica che investe un elemento strutturale dipende dalla quota dell'elemento (ad esempio, per una parete in muratura la quota di base della parete, ossia quella del piano a cui è ubicata) e dalle caratteristiche dinamiche dell'edificio. Grazie alla formulazione degli spettri di piano (§C7.2.3) è possibile definire un'accelerazione spettrale alla quota z (a_Z) che investe una data parete in base alla sua posizione, alle proprietà dinamiche della struttura e al sito di ubicazione:

$$a_z(Z) = S_e(T_1, \xi) \cdot \gamma_1 \cdot \psi_1(z) \cdot \sqrt{1 + 0.0004\xi^2}$$

dove:

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione. T_1 può essere stimato attraverso la relazione [C7.3.2]: $T_1 = C_1 H^{3/4}$, con C_1=0.050 per costruzioni in muratura e H altezza dell'edificio in metri. In alternativa, può essere determinato con un'analisi modale: in questo caso tra le direzioni X e Y viene scelto il periodo di vibrazione fondamentale che corrisponde alla massima accelerazione spettrale. In Aedes.PCM, il valore di T_1 considerato nella verifica di disgregazione segue la scelta operata nei Parametri di Calcolo nella sezione dedicata all'Analisi Sismica Statica Lineare;

$S_e(T_1)$ è lo spettro di risposta elastico valutato per il periodo T_1 e smorzamento viscoso ξ (ad es. 5%);

γ_1 è il coefficiente di partecipazione modale del modo fondamentale di vibrazione che può essere assunto come γ = 3N/(2N+1) con N numero di piani della costruzione [C7.2.10].

$\psi_1(z)$ è il valore della forma modale fondamentale alla quota z, posto pari a z/H.

L'accelerazione spettrale a_z deve essere comunque non inferiore all'accelerazione al suolo PGA.

La verifica di sicurezza locale per una parete muraria di qualità scadente soggetta a possibile disgregazione terrà conto quindi dell'accelerazione strutturale che investe la parete in base alla sua posizione in elevazione e alle proprietà dinamiche dell'edificio. La posizione in quota è infatti un

aspetto rilevante nei confronti della possibile disgregazione: i danni sismici hanno mostrato vari casi, documentati nei riferimenti bibliografici, dove **la disgregazione si è manifestata in pareti dei piani più alti, laddove l'accelerazione assume i valori più elevati**.

Tutto ciò premesso, la verifica nei confronti della disgregazione in Aedes.PCM viene condotta con le seguenti modalità.

• **Ogni parete viene caratterizzata in base alla propensione alla disgregazione**: si utilizza l'Indice di Qualità Muraria fuori piano (IQM_{FP}) del materiale costitutivo, e se inferiore a 4 la possibile disgregazione è un comportamento da prendere in considerazione nella valutazione della sicurezza. Se IQM non viene calcolato, si fa riferimento alla tabella sopra riportata, costruita in base alle tabelle C8.5.I e C8.5.II inclusi quindi gli eventuali parametri correttivi della proprietà meccaniche.
• **Per ogni parete avente $IQM_{FP} \leq 4$, viene valutata l'accelerazione strutturale di progetto alla base della parete stessa a(Z)**, definita attraverso lo spettro di piano che considera i dati sismici del sito di ubicazione, la posizione della parete lungo l'elevazione dell'edificio e le proprietà dinamiche dell'edificio stesso.
• **Se l'accelerazione strutturale è maggiore dell'accelerazione di attivazione della disgregazione a_D (dipendente da IQM_{FP}), la verifica di disgregazione non è soddisfatta.**
Identificando l'accelerazione di soglia per la disgregazione come 'capacità', e l'accelerazione strutturale che investe la parete come 'domanda', considerando che entrambe queste accelerazioni sono riconducibili alla PGA al suolo, si può definire un coefficiente di sicurezza dato dal rapporto tra capacità e domanda in termini di PGA: tale coefficiente coincide con l'indicatore di rischio sismico ζ_E, che assume quindi un valore specifico per ogni maschio murario. Il minimo fra tutti identifica la capacità dell'edificio nei confronti della disgregazione: tale meccanismo viene inserito nella gerarchia dei comportamenti strutturali, nell'àmbito della sintesi dei risultati riguardante la verifica di sicurezza dell'edificio.

3.4.1 Implementazione

La verifica di Disgregazione muraria viene eseguita in fase di modellazione strutturale con riferimento allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV). Si tratta di una verifica interattiva che viene automaticamente rieseguita ogni qual volta interviene una modifica che ne condiziona il risultato.

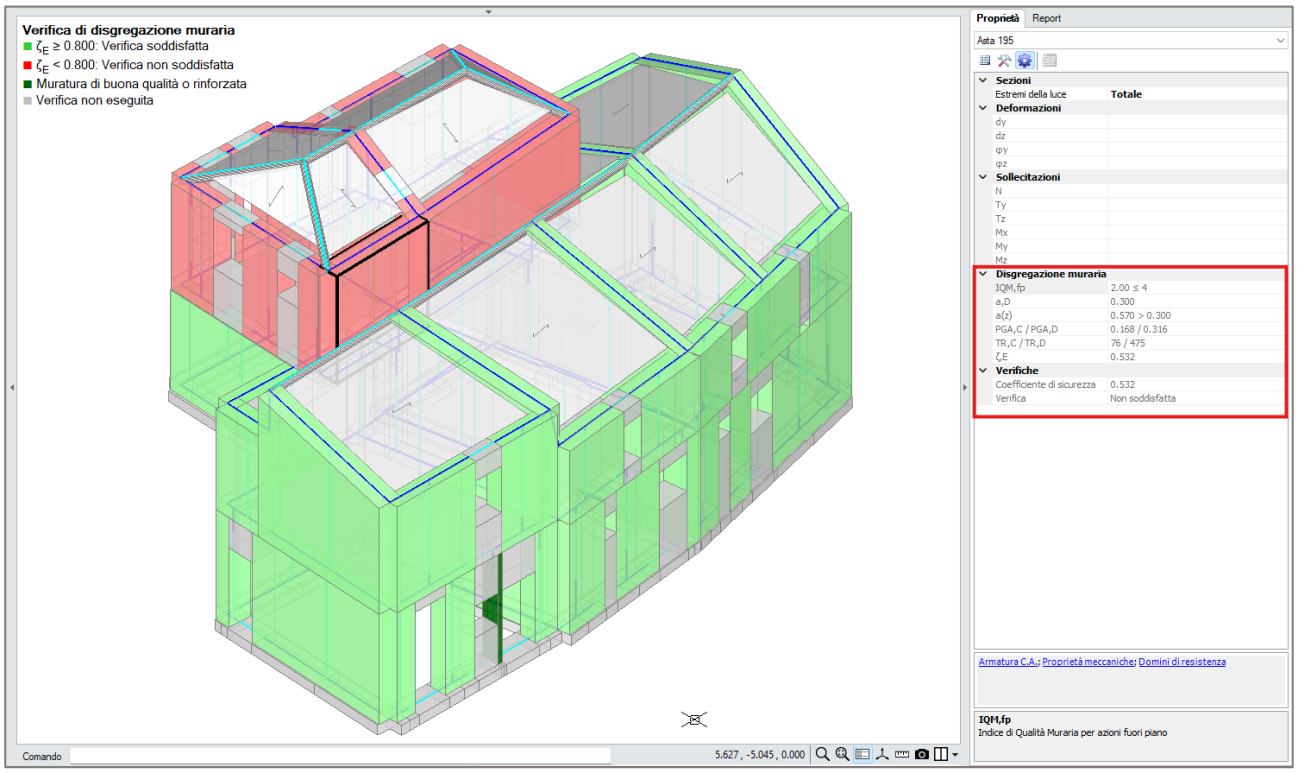


Figura 236. Verifica di Disgregazione muraria

La verifica può essere attivata o disattivata nelle proprietà del singolo maschio murario, gruppo Verifiche. Se il materiale associato al maschio selezionato non è una muratura esistente la verifica non viene comunque eseguita. Invece, se la muratura è rinforzata attraverso un qualsiasi intervento di consolidamento presente nella scheda Interventi, la verifica è automaticamente soddisfatta.

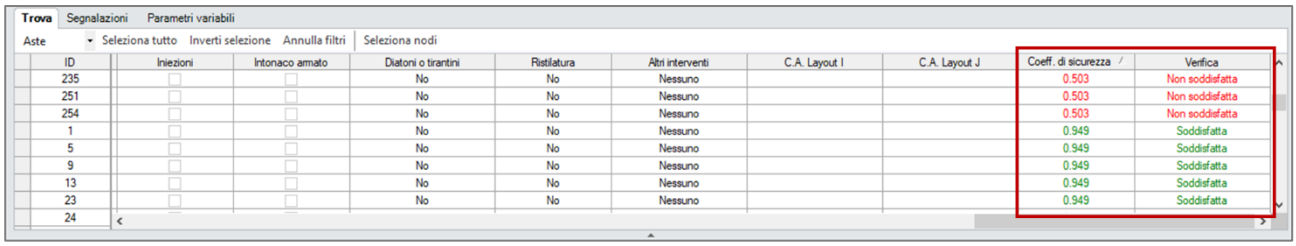
Per i maschi murari soggetti a verifica di disgregazione muraria, i risultati della verifica sono riportati nella finestra delle proprietà, scheda Risultati, nel gruppo denominato “Disgregazione Muraria”.

Disgregazione muraria	
IQM_{FP}	Riporta il valore dell'Indice di Qualità Muraria per azioni Fuori Piano. In assenza di valutazione della qualità muraria con metodo IQM, l'indice viene comunque stimato in funzione della tipologia muraria e delle caratteristiche costruttive specificate. La verifica di disgregazione è automaticamente soddisfatta per $IQM_{FP}>4$.
a_D	Accelerazione di attivazione della disgregazione (g), determinata in funzione dell'Indice IQM_{FP} attraverso la seguente relazione: $$a_D = 0.150g \cdot \left(\frac{IQM_{FP}}{2} + 1\right)$$
a(Z)	Accelerazione spettrale alla quota di base della parete. Il valore è confrontato con l'accelerazione di attivazione della disgregazione (a_D).
PGA_C / PGA_D	Rapporto tra capacità e domanda in termini di PGA (per SLV).
TR_C / TR_D	Rapporto tra capacità e domanda in termini di TR (per SLV).
ζ_E	Indicatore di rischio sismico in termini di PGA. Questo valore determina lo stato della verifica. Se è minore dell'obiettivo in termini di ζ_E la verifica è soddisfatta, viceversa non è soddisfatta. Se la verifica di Disgregazione muraria è la verifica correntemente rappresentata nella finestra grafica, il risultato della verifica risulta evidente dalla colorazione del maschio murario e dalle indicazioni contenute nel sottostante gruppo "Verifiche".

Attivando il pulsante "Verifica di Disgregazione" presente nella Barra multifunzione > Scheda Struttura, la verifica di Disgregazione viene rappresentata nella finestra grafica attraverso la colorazione degli elementi strutturali. La leggenda (attivabile con il tasto F11) chiarisce il significato della colorazione. Dal menu a tendina associato al pulsante "Verifica di Disgregazione" è possibile attivare la visualizzazione degli Indicatori ζ_E per tutti i maschi soggetti a verifica.



Lo stato della verifica di Disgregazione e il relativo valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per ogni maschio murario può essere consultato anche nella tabella Trova a patto che la verifica di Disgregazione sia la verifica correntemente rappresentata in grafica.



ID	Iniezioni	Intonaco armato	Diatoni o tirantini	Ristilatura	Altri interventi	C.A. Layout I	C.A. Layout J	Coeff. di sicurezza	Verifica
235			No	No	Nessuno			0.503	Non soddisfatta
251			No	No	Nessuno			0.503	Non soddisfatta
254			No	No	Nessuno			0.503	Non soddisfatta
1			No	No	Nessuno			0.949	Soddisfatta
5			No	No	Nessuno			0.949	Soddisfatta
9			No	No	Nessuno			0.949	Soddisfatta
13			No	No	Nessuno			0.949	Soddisfatta
23			No	No	Nessuno			0.949	Soddisfatta
24									

Figura 237. Tabella "Trova" con indicazioni relative alla verifica di Disgregazione (stato di verifica e ζ_E)

In **Parametri di calcolo**, scheda Sismica è presente un parametro che permette di considerare oppure no il comportamento di disgregazione muraria nella valutazione della sicurezza sismica dell'edificio.

Se si sceglie di considerare la disgregazione muraria nella valutazione della sicurezza, il **report** relativo agli Indicatori di rischio sismico riporterà nella gerarchia dei comportamenti strutturali il minimo indicatore ζ_E associato al comportamento di disgregazione muraria. Inoltre, l'indicatore di rischio sismico complessivo relativo allo SLV terrà conto di questo comportamento.

Gerarchia dei comportamenti strutturali
Indicatore di rischio sismico obiettivo: ζ_E >= **0.800**
Edificio esistente, Classe d'uso (§2.4.2): II
Verifiche obbligatorie secondo Normativa (§7.3.6, §8.3): SLV: RES
In grigio: comportamenti non analizzati, o da non considerare (cfr. §7.3.6, Tab.7.3.III)

Comportamento	ζ_E (PGA_C/PGA_D)
SLV: Resistenza nel piano	**0.218**
SLV: Resistenza fuori piano	**0.218**
SLV: Cinematismo	**0.339**
SLO: Rigidezza (spostamenti)	**0.422**
SLD: Rigidezza (spostamenti)	**0.493**
SLV: Disgregazione muraria	**0.503**
SLV: Capacità limite in fondazione	**1.041**
SLD: Resistenza nel piano	0.493
SLD: Resistenza fuori piano	0.493
SLD: Capacità limite in fondazione	1.593
SLD: Cinematismo	

3.4.2 Effetti del Jerk sismico

La verifica di disgregazione muraria è formulata come un confronto tra **domanda sismica**, espressa in termini di accelerazione strutturale alla quota del maschio murario, e **capacità**, rappresentata dall'accelerazione di attivazione della disgregazione, funzione dell'Indice di Qualità Muraria fuori piano (IQM_{FP}).
Sulla base degli studi sviluppati da Massimo Mariani e Francesco Pugi [4, 5], Aedes.PCM (attraverso il modulo ECS) consente di estendere la metodologia tenendo conto esplicitamente degli **effetti del jerk sismico**. La ricerca ha evidenziato come il contenuto ad alta frequenza dell'azione sismica, espresso attraverso il jerk, rappresenti un fattore determinante nell'innesco dei fenomeni disgregativi

nelle murature esistenti, in particolare in presenza di malte scadenti e di scarsa connessione trasversale.
Le vibrazioni ad alta frequenza possono infatti produrre spostamenti relativi irreversibili degli elementi lapidei e un degrado progressivo della malta, con conseguente modifica della qualità muraria nel corso dell'evento sismico. Ciò comporta una **riduzione della capacità nei confronti della disgregazione**, anche per murature che allo stato di quiete sismica risultano caratterizzate da valori di IQM_{FP} superiori alla soglia critica.

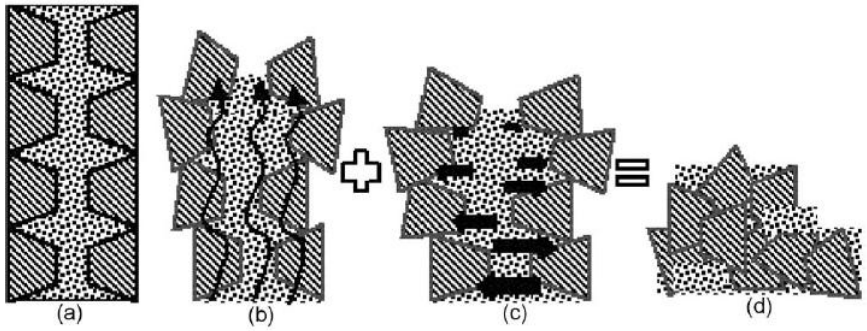


Figura 1. Meccanismo di collasso innescato dalle alte frequenze

Per rappresentare tali effetti, si introduce il concetto di **jerk verticale strutturale**, definito come il prodotto tra il picco di jerk verticale al suolo e un coefficiente di amplificazione dipendente dal periodo del modo fondamentale di vibrazione in direzione verticale della struttura. Il jerk strutturale consente di stimare l'intensità delle vibrazioni ad alta frequenza effettivamente agenti sui maschi murari.

$$J_{VS} = PGJ_V \cdot C_{ampl}$$

Per quanto riguarda il **picco di jerk verticale al suolo (PGJ_v)**, un'analisi statistica condotta su numerose registrazioni sismiche relative a recenti eventi sismici occorsi sul territorio nazionale ha permesso di ricavare il legame fra il PGJ_v ed il **picco di accelerazione verticale al suolo (PGA_v)**.

$$PGJ_V = 77.526\, PGA_V - 0.795$$

Il **coefficiente di amplificazione**, dipendente dal **periodo del modo fondamentale di vibrazione in direzione verticale (T_{1z})**, può essere determinato per le finalità progettuali attraverso la seguente espressione:

$$C_{ampl} = \begin{cases} 1.0 & per \quad T_{1Z} < 0.020\ s \\ 1.5 & per \quad 0.020 \le T_{1Z} < 0.040\ s \\ 2.5 & per \quad 0.040 \le T_{1Z} < 0.120\ s \\ 1.5 & per \quad 0.120 \le T_{1Z} < 0.160\ s \\ 1.0 & per \quad T_{1Z} \ge 0.160\ s \end{cases}$$

In funzione del valore di jerk verticale strutturale, si prevede un **declassamento mirato dei parametri della regola dell'arte** più sensibili alle alte frequenze, con conseguente riduzione dell'Indice di Qualità Muraria fuori piano. I parametri della regola dell'arte coinvolti nel declassamento sono:

MA. Qualità della Malta, Efficace contatto fra elementi, Zeppe

P.D. Presenza dei Diatoni, ingranamento trasversale

OR. Orizzontalità dei filari

Gli step di declassamento sono forniti nella seguente tabella.

	$10 \leq J_{VS} < 20$	$20 \leq J_{VS} < 30$	$30 \leq J_{VS} < 40$	$40 \leq J_{VS} < 50$	$50 \leq J_{VS} < 60$	$J_{VS} \geq 60$
Murature irregolari in pietrame disordinato						
MA.	-1	-2	-3	$IQM_{FP} = 0$ a_D = 0.150 g		
P.D.	0	-1	-2			
OR.	0	-1	-2			
Murature a conci sbozzati						
MA.	0	-1	-2	-3	$IQM_{FP} = 0$ a_D = 0.150 g	
P.D.	0	0	-1	-2		
OR.	0	0	-1	-2		
Murature con tessitura regolare						
MA.	0	0	-1	-2	-3	$IQM_{FP} = 0$ a_D = 0.150 g
P.D.	0	0	0	-1	-2	
OR.	0	0	0	-1	-2	

Tabella. Step di declassamento dei parametri della regola dell'arte per effetto del Jerk verticale

Il declassamento dei parametri della regola dell'arte può essere applicato nella **finestra dedicata alla valutazione degli Indici di Qualità Muraria**.

La figura seguente illustra un **esempio** tratto dall'articolo di riferimento [4,5] relativo a una muratura di conci sbozzati che in condizioni di quiete sismica (Analisi Statica) presenta un Indice di Qualità Muraria per azioni fuori piano $IQM_{FP} = 4.50$. Essendo $IQM_{FP} > 4$, la muratura non sarebbe suscettibile di disgregazione.

Tuttavia, considerando gli effetti del Jerk sismico la situazione cambia decisamente. Per la struttura oggetto di studio si è determinato che il jerk verticale strutturale è pari a $J_{vs} = 48.20$ g/s.

In base a quanto riportato in tabella, per questo valore di J_{VS} è previsto un declassamento di 3 step per il parametro MA., 2 step per il parametro P.D. e 2 step per il parametro OR.

Per applicare questo declassamento, nella sezione dedicata all'Analisi Sismica il giudizio dei parametri MA., P.D. e OR. passa da Parzialmente Rispettato (PR) a Non Rispettato (NR). Per il parametro MA. si attiva anche l'opzione "Malta di pessima qualità".

L'Indice di Qualità Muraria per azioni fuori piano passa, quindi, da 4.50 in condizioni di quiete sismica a 1.05 in condizioni sismiche. La muratura risulta quindi suscettibile di disgregazione muraria se investita da un'accelerazione strutturale superiore alla soglia di attivazione pari a $a_D = 0.229$ g.

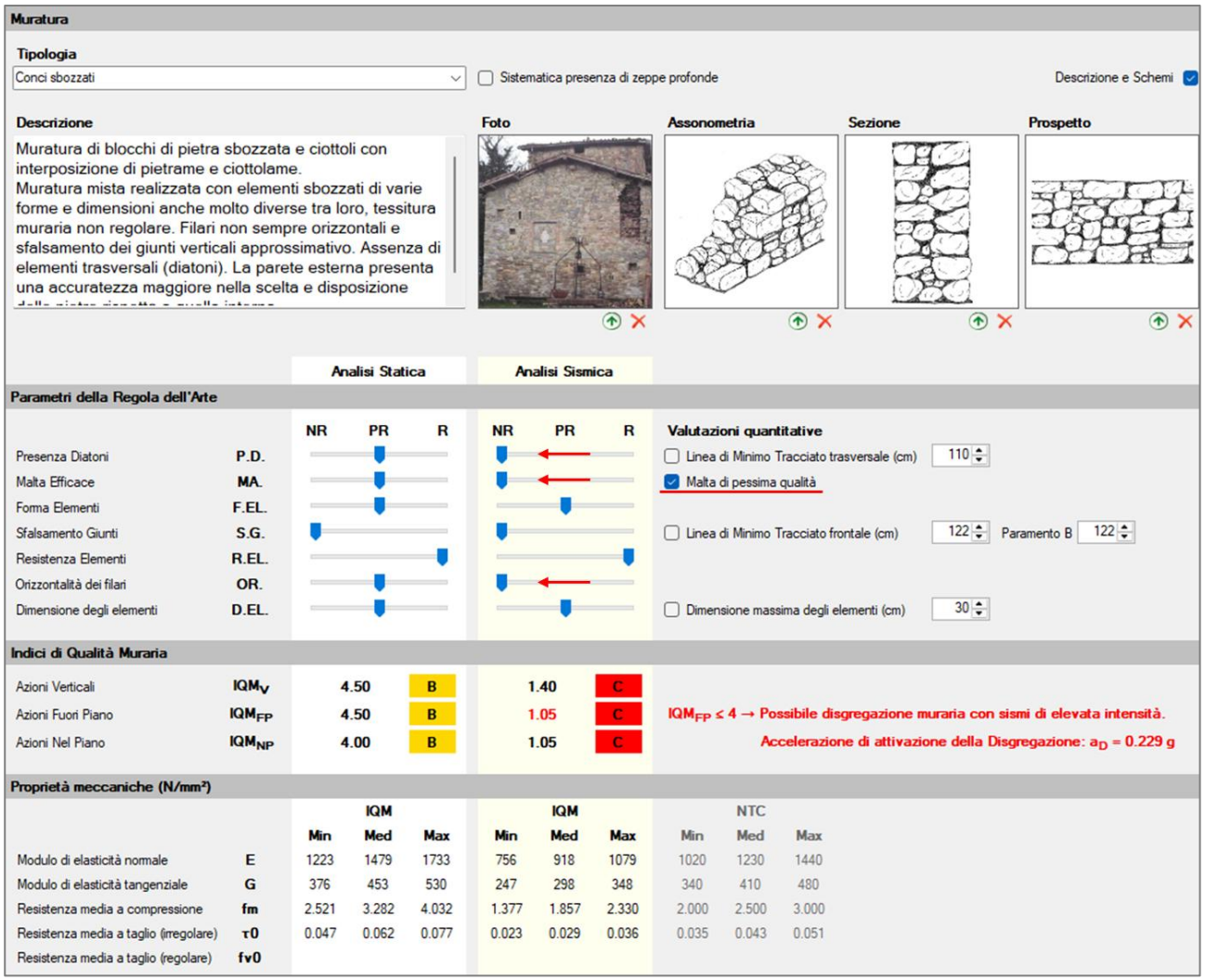


Figura 2. Declassamento dei parametri della regola dell'arte per Azioni Sismiche nella finestra degli Indici di Qualità Muraria

Grazie a questa metodologia è possibile quindi intercettare quelle situazioni in cui murature che, in condizioni iniziali, non risultano vulnerabili alla disgregazione possono subire un degrado di qualità durante l'evento sismico, fino all'attivazione del meccanismo disgregativo.
L'introduzione degli effetti del jerk sismico consente quindi una valutazione più realistica dei fenomeni di disgregazione muraria, soprattutto in occasione di eventi sismici caratterizzati da elevata intensità e durata. Per un'analisi dettagliata degli aspetti teorici, sperimentali e delle calibrazioni adottate si rimanda ai lavori di riferimento [4, 5].

3.4.3 Riferimenti

[1] A. Borri, A. De Maria: L'Indice di Qualità Muraria (IQM) e la disgregazione delle murature per effetto del sisma, Structural n. 229. Maggio-giugno 2020.

[2] A. Borri, M. Corradi, A. De Maria: The Failure of Masonry Walls by Disaggregation and the Masonry Quality Index. Heritage 2020, 3(4), 1162-1198. ; https://doi.org/10.3390/heritage3040065 - 22 Oct. 2020.

[3] A. Borri, A. De Maria: Indice di Qualità Muraria (IQM) e correlazione con le caratteristiche meccaniche. ReLUIS 2015 – Report WP1_1-1_2015UNIPG. In precedenza disponibile sul sito ReLUIS all'indirizzo:
http://www.reluis.it/images/stories/divulgazione/WP1_1-1_2015UNIPG_IQM_Report.pdf
http://www.reluis.it/images/stories/divulgazione/WP1_1-1_2015UNIPG_IQM_Allegati .pdf
come indicato in:
https://www.ingenio-web.it/pdfs/metodo-iqm-borri-anidis-2019.pdf

[4] M. Mariani, F. Pugi: Acceleration, Jerk and Masonry Disaggregation: Seismic Effects on Existing Masonry Buildings. COMPDYN 2025, Rhodes, Greece, 15–18 June 2025.
File: \Supporto\Documenti\Ricerca\Mariani_Pugi_CompDyn2025.pdf
https://www.aedes.it/documents/20142/305149/Mariani_Pugi_Compdyn2025.pdf

[5] M. Mariani, F. Pugi: Accelerazione, Jerk e disgregazione muraria: effetti sismici sugli edifici esistenti in muratura. Ingenio-web, 17 luglio 2025.
File: \Supporto\Documenti\Ricerca\Mariani_Pugi_CompDyn2025_IT.pdf
https://www.ingenio-web.it/articoli/accelerazione-jerk-e-disgregazione-muraria-effetti-sismici-sugli-edifici-esistenti-in-muratura/

3.5 SINTESI DEI RISULTATI

3.5.1 Indicatori di rischio sismico

La scheda di sintesi "Indicatori di rischio sismico" fornisce la verifica di sicurezza sismica complessiva dell'edificio in termini di Indicatori di rischio e tiene conto di tutte le analisi effettuate (Analisi Cinematica, Analisi Sismiche Lineari e Non Lineari) aggiornandosi alle più recenti elaborazioni.
ζ_E è l'indicatore di rischio sismico dato dal rapporto tra azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di nuova costruzione sul medesimo suolo con le medesime caratteristiche. L'azione sismica adottata come parametro di confronto per la definizione di ζ_E è l'accelerazione al suolo PGA = a_g S.
Per accedere alla scheda di sintesi è sufficiente scegliere l'opzione *Indicatori di rischio sismico* nel menu a discesa della scheda Report o attraverso il comando *Indicatori* che appare nella Barra multifunzione quando si consultano i risultati di un'analisi di tipo sismico.

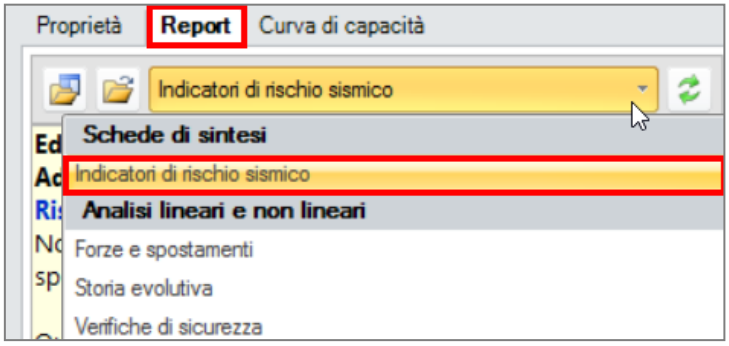


Figura 238. Report Indicatori di Rischio Sismico

La scheda di sintesi presenta un layout distinto in funzione della **tipologia di progetto**:

1. **Edificio esistente: stato di progetto di intervento di miglioramento**, con obiettivo sul valore assoluto di ζ_E. Viene effettuato il confronto fra lo Stato Attuale e lo Stato di Progetto
2. **Edificio esistente: stato di progetto di intervento di miglioramento**, con obiettivo sull'incremento di ζ_E (normalmente $\Delta\zeta_E$ = 0.100). Anche in questo caso viene effettuato il confronto con lo stato attuale
3. **Edificio esistente: intervento di adeguamento**: in questo caso c'è un obiettivo assoluto di ζ_E che deve essere raggiunto; la stessa scheda può riferirsi allo stato attuale di un intervento di miglioramento
4. **Progetto di nuovo edificio**

In tutti i casi, le schede di sintesi riportano i dati ed i risultati per i diversi stati limite richiesti, evidenziando in verde o in rosso i risultati complessivi di verifiche soddisfatte o meno.
Il risultato complessivo dell'analisi di un edificio corrisponde ad un valore singolo dell'indicatore di rischio, corrispondente al comportamento più sfavorevole. Tuttavia, un unico numero può non fornire informazioni esaustive sulle capacità dell'edificio.
La gerarchia dei comportamenti strutturali fornisce un elenco delle verifiche eseguite, distinte in verifiche di resistenza RES e di rigidezza RIG, per i vari stati limite considerati.

Le verifiche vengono inoltre riportate in dettaglio in modo da evidenziare la capacità corrispondente ad ogni comportamento strutturale.

Alcune osservazioni complementari

- Nel caso di analisi per sottostrutture, dove è presente un modello Padre e dei modelli Figli: i cinematismi devono essere studiati nella struttura Padre oppure nel file di riferimento cinematico, in input per la struttura Padre. Eventuali cinematismi definiti nelle strutture Figli vengono ignorati ai fini della compilazione della scheda di sintesi.
- Il confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto richiede che in entrambi i modelli si faccia riferimento alla stessa Normativa.
- Le analisi eseguite per lo Stato di Progetto non devono essere necessariamente le stesse eseguite per lo Stato Attuale. Ad esempio, nello Stato di Progetto il comportamento nel piano può essere valutato per mezzo di un'Analisi Pushover, mentre nello Stato Attuale attraverso l'Analisi Dinamica Modale. Aedes.PCM non rileva eventuali incongruenze di questo tipo, lasciando all'Utente la decisione sulle analisi significative per ogni singolo modello. In ogni caso nella scheda di sintesi, in corrispondenza della Domanda allo Stato Attuale e allo Stato di Progetto, vengono evidenziate le analisi eseguite.

3.5.1.1 Esempio

Si riporta a titolo di esempio lo schema di una scheda di sintesi in assenza di risultati specifici

Edificio Esistente in muratura - Intervento di Miglioramento

Risultati dell'analisi strutturale

Normativa di riferimento: D.M. 17.1.2018 (parametri di spettro: ag non conforme a reticolo D.M. 14.1.2008)

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

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

Risultati non disponibili

Stato di Progetto (dopo l'intervento)

Stato Limite	ζ_E (PGA_C/PGA_D)
SLO	
SLD	
SLV	

Livello di Miglioramento sismico

Stato Limite	ζ_E Stato Attuale	ζ_E Stato di Progetto	Variazione $\Delta\zeta_E$
SLO			
SLD			
SLV			

Gerarchia dei comportamenti strutturali

Indicatore di rischio sismico obiettivo: ζ_E **>= 0.600**

Edificio esistente, Classe d'uso (§2.4.2): III

Verifiche obbligatorie secondo Normativa (§7.3.6, §8.3): SLV: RES

In grigio: comportamenti non analizzati, o da non considerare (cfr. §7.3.6, Tab.7.3.III)

Comportamento	ζ_E (PGA_C/PGA_D)
SLO: Rigidezza (spostamenti)	
SLD: Resistenza nel piano	
SLD: Resistenza fuori piano	
SLD: Capacità limite in fondazione	
SLD: Rigidezza (spostamenti)	
SLV: Resistenza nel piano	
SLV: Resistenza fuori piano	
SLV: Capacità limite in fondazione	
SLV: Cinematismo	
SLD: Cinematismo	

Domanda

Stato Attuale (prima dell'intervento)		
Stato Limite	PGA_D (g)	TR_D (anni)
SLO		
SLD		
SLV		
Stato di Progetto (dopo l'intervento)		
Stato Limite	PGA_D (g)	TR_D (anni)
SLO		
SLD		
SLV		

Verifiche di rigidezza (RIG)

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

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

Verifiche di resistenza (RES)

Stato Attuale (prima dell'intervento)				
SLD	PGA_C (g)	ζ_E (PGA_C/PGA_D)	TR_C (anni)	ζ_E (TR_C/TR_D)
Resistenza nel piano del pannello				
Resistenza fuori piano del pannello				
Capacità limite in fondazione				
Cinematismo				

SLV	PGA_C (g)	ζ_E (PGA_C/PGA_D)	TR_C (anni)	ζ_E (TR_C/TR_D)
Resistenza nel piano del pannello				
Resistenza fuori piano del pannello				
Capacità limite in fondazione				
Cinematismo				

Stato di Progetto (dopo l'intervento)				
SLD	PGA_C (g)	ζ_E (PGA_C/PGA_D)	TR_C (anni)	ζ_E (TR_C/TR_D)
Resistenza nel piano del pannello				
Resistenza fuori piano del pannello				
Capacità limite in fondazione				
Cinematismo				

SLV	PGA_C (g)	ζ_E (PGA_C/PGA_D)	TR_C (anni)	ζ_E (TR_C/TR_D)
Resistenza nel piano del pannello				
Resistenza fuori piano del pannello				
Capacità limite in fondazione				
Cinematismo				

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

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

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

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

Il valore di PGA specificato in input è pari ad ag, accelerazione su roccia.

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

Stato Limite	ζ_E Stato Attuale	ζ_E Stato di Progetto	Variazione $\Delta\zeta_E$
SLO			
SLD			
SLV			

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

Stato Attuale (prima dell'intervento)
Dati in input (domanda):

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): non disp.
Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) C_U: non disp.
Vita Nominale V_N (§2.4.1): non disp.
Vita di Riferimento (§2.4.3) $V_R = V_N * C_U$: ###1202
PV_R per SLV (definita in input): non disp.

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

Stato di Progetto (dopo l'intervento)
Dati in input (domanda):
Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): III
Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) C_U: 1.5
Vita Nominale V_N (§2.4.1): 50 anni
Vita di Riferimento (§2.4.3) $V_R = V_N * C_U$: 75 anni
PV_R per SLV (definita in input): 10 %

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

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

Edifici in muratura e verifiche di sicurezza: descrizione della metodologia

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

SLO: Stato Limite di Operatività:
RIG: verifica obbligatoria per edifici nuovi e classe d'uso III o IV (§7.3.6), o per edifici esistenti e classe IV (§8.3).

In analisi lineare consiste nel controllo della deformazione di interpiano, con riferimento ai limiti indicati in §7.3.6.1.
In analisi statica non lineare la verifica per SLO è definita dal confronto fra capacità (definita dallo spostamento del punto di controllo pari a (2/3) di quello allo SLD) e domanda per SLO (determinata attraverso l'oscillatore monodimensionale calcolato con la bilineare equivalente allo SLV).

SLD: Stato Limite di Danno:

a) **RIG**: verifica obbligatoria per edifici nuovi e classe d'uso I e II (§7.3.6).
In analisi lineare consiste nel controllo della deformazione di interpiano, con riferimento ai limiti indicati in §7.3.6.1.
In analisi statica non lineare la verifica per SLD è definita dal confronto fra capacità e domanda. La capacità è definita dallo spostamento del punto di controllo minore fra le seguenti due condizioni:
- quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente allo SLV;
- quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari in un qualunque livello di una qualunque parete ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione, e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio di base pari a 3/4 del taglio di base massimo.
La domanda per SLD è determinata attraverso l'oscillatore monodimensionale calcolato con la bilineare equivalente allo SLV.

b) **RES**: verifica obbligatoria per edifici nuovi e classe d'uso III o IV (§7.3.6), o per edifici esistenti e classe IV (§8.3).
In analisi lineare consiste nelle verifiche di resistenza, con analisi condotta con fattore di comportamento q per SLD (q <= 1.5, cfr. Tab.7.3.I §7.3).
In analisi statica non lineare, la verifica per SLD coincide con quanto descritto per RIG.

SLV: Stato Limite di salvaguardia della Vita:

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

Analisi sismiche eseguite e risultati per i vari comportamenti strutturali

Per ogni modello analizzato come unica struttura globale o per ogni sottostruttura di un modello calcolato come assemblaggio di sottostrutture, la scheda di sintesi indica i tipi di analisi eseguite le cui verifiche confluiscono nei risultati degli indicatori di rischio, con distinzione fra Stato Attuale e Stato di Progetto.
Le possibili analisi ed i corrispondenti comportamenti strutturali sono i seguenti:
- **Analisi cinematica**: meccanismi di collasso (cinematismi)
- **Analisi statica non lineare (pushover)**:

a) comportamento dei pannelli nel piano (per pressoflessione e/o taglio);
b) se considerato in pushover: comportamento dei pannelli fuori piano per azioni di calcolo da modello;
c) se vi sono fondazioni nello schema statico e sono considerate in pushover: capacità limite delle fondazioni.

- **Analisi sismica lineare** (con priorità per la dinamica modale rispetto alla statica lineare):

a) comportamento dei pannelli nel piano (per pressoflessione e/o taglio), se non è eseguita la pushover;
b) se la verifica è richiesta: comportamento dei pannelli fuori piano per azioni di calcolo da modello (considerato anche se è eseguita la pushover) e/o per azioni equivalenti secondo §7.2.3 e §7.8.1.5.2;
c) se vi sono fondazioni nello schema statico: capacità limite delle fondazioni, se non si considera in pushover.

Per garantire coerenza fra le verifiche eseguite in analisi lineare ed i risultati dell'analisi pushover, il fattore di comportamento q utilizzato in analisi lineare deve coincidere con q calcolato in pushover (rispettando comunque, nel caso del D.M.17.1.2018, secondo §7.3.1, il valore massimo di q tale che: $S_{e,SLV} \geq S_{e,SLD}$).

Valutazione della sicurezza

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

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

Per quanto riguarda la **pericolosità sismica**, la verifica di sicurezza e l'elaborazione dell'indicatore di rischio vengono eseguite in modo analogo sia nel caso di approccio semplificato (con riferimento al reticolo sismico italiano, pubblicato nel D.M.14.1.2008), sia nel caso di approccio rigoroso secondo **analisi della Risposta Sismica Locale (da microzonazione)**.
La procedura subisce invece alcune modifiche in altri casi di **parametri di spettro non conformi** al reticolo sismico, secondo le seguenti modalità.
(a) Se la difformità riguarda **ag**, il legame diretto tra TR e ag espresso dal reticolo non è più valido. Per tutti gli stati limite, il calcolo dell'indicatore di rischio si esegue attraverso una procedura iterativa direttamente su ag; il risultato in termini di TR si calcola in seguito facendo riferimento all'espressione proposta dal D.M. 65 del 07.03.2017: $TR_C = TR_D * (PGA_C/PGA_D)^{\eta}$
dove: $\eta = 1/0.49$ per ag ≥ 0.25g; $\eta = 1/0.43$ per 0.25g ≥ ag ≥ 0.15 g; $\eta = 1/0.356$ per 0.15g ≥ ag ≥ 0.05 g;
$\eta = 1/0.34$ per 0.05 g ≥ ag (ag = accelerazione massima su roccia, che viene assunta con riferimento a SLV).
Per gli altri parametri di spettro, il valore viene unificato, per tutti i periodi di ritorno.
(b) Se la difformità riguarda **non ag ma altri parametri di spettro** (ad es. il coefficiente di suolo S_S): i valori di

ogni parametro difforme sono impostati costanti per tutti i periodi di ritorno, e la procedura iterativa viene eseguita su TR, sostituendo il valore previsto dalla Normativa con quello difforme.
(c) In caso di **spettro personalizzato definito per punti**, non è possibile risalire ai singoli parametri di spettro, tuttavia il valore di ancoraggio (spettro per T=0), pari ad (ag*S), consente una procedura iterativa basata sull'accelerazione mediante la quale è possibile definire, per ogni stato limite, il valore degli indicatori di rischio. La procedura assume per ipotesi che la forma spettrale sia proporzionale ad (ag*S) e che la definizione per punti dello spettro riguardi entrambe le direzioni sismiche X' e Y' (in assenza di una delle due definizioni, questa viene assunta uguale all'altra) ed un eventuale spettro in direzione Z; durante la procedura iterativa, tutti gli spettri vengono 'scalati' con il medesimo fattore di proporzionalità.
(d) Se la Normativa di riferimento è l'**EuroCodice**, il calcolo si limita agli indicatori di rischio in termini di PGA, con procedura iterativa analoga al punto (a) senza tuttavia valutare risultati in termini di TR.

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

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

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

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

anche qualora questa faccia riferimento alla Normativa precedente (D.M. 14.1.2008).

3.5.2 Classificazione sismica

Aedes.PCM presenta funzionalità dedicate alla classificazione sismica delle costruzioni in accordo al DM 65 del 7.3.2017, in attuazione del cosiddetto Sismabonus.
La classificazione sismica di una costruzione consiste nell'assegnazione di una delle otto **Classi di Rischio**, con rischio crescente da A+ a G.

Per determinare la classe di rischio si fa riferimento a due **parametri**:

- la **Perdita Annuale Media (PAM)**, cioè il costo di riparazione dei danni prodotti dagli eventi sismici che si manifesteranno nel corso della vita della costruzione, ripartito annualmente ed espresso come percentuale del costo di ricostruzione;
- l'**Indice di Sicurezza (IS-V)** definito come rapporto tra capacità e domanda in termini di PGA allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per i fabbricati in muratura, il Decreto propone due **metodi** alternativi:

- il **metodo Convenzionale**, basato sull'applicazione dei normali metodi di analisi previsti dalle NTC, consente la valutazione della classe di rischio della costruzione sia nello stato di fatto sia nello stato conseguente all'eventuale intervento;
- il **metodo Semplificato**, basato su una classificazione macrosismica dell'edificio e indicato per una valutazione speditiva della Classe di Rischio dei soli edifici in muratura. L'idea alla base di questo metodo è quella di creare una procedura speciale, meno costosa, per stimolare i cittadini a mettere in sicurezza i loro fabbricati con piccoli interventi (locali) di rammendo, come le catene utilizzate per sostenere gli edifici in muratura o la ristrutturazione del tetto in un piccolo immobile.

Aedes.PCM consente di determinare la Classe di Rischio di un edificio secondo il metodo Convenzionale, cioè sulla base delle usuali verifiche di sicurezza previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (vedi il paragrafo seguente "Considerazioni sui metodi di classificazione").

Per gli edifici esistenti in muratura la valutazione della sicurezza sismica è in genere condotta attraverso l'Analisi Cinematica dei meccanismi di collasso locale e l'Analisi Statica Non Lineare (Pushover) che chiama in causa il comportamento globale della struttura. La valutazione può essere integrata attraverso l'analisi Dinamica Modale per tenere conto di verifiche complementari, relative ad esempio alla pressoflessione ortogonale dei maschi murari o alla capacità delle fondazioni.

Una volta completata la valutazione della sicurezza dell'edificio, attraverso il seguente comando della Barra multifunzione è possibile generare un report che identifica la Classe di Rischio:

Risultati > Report > Classificazione sismica

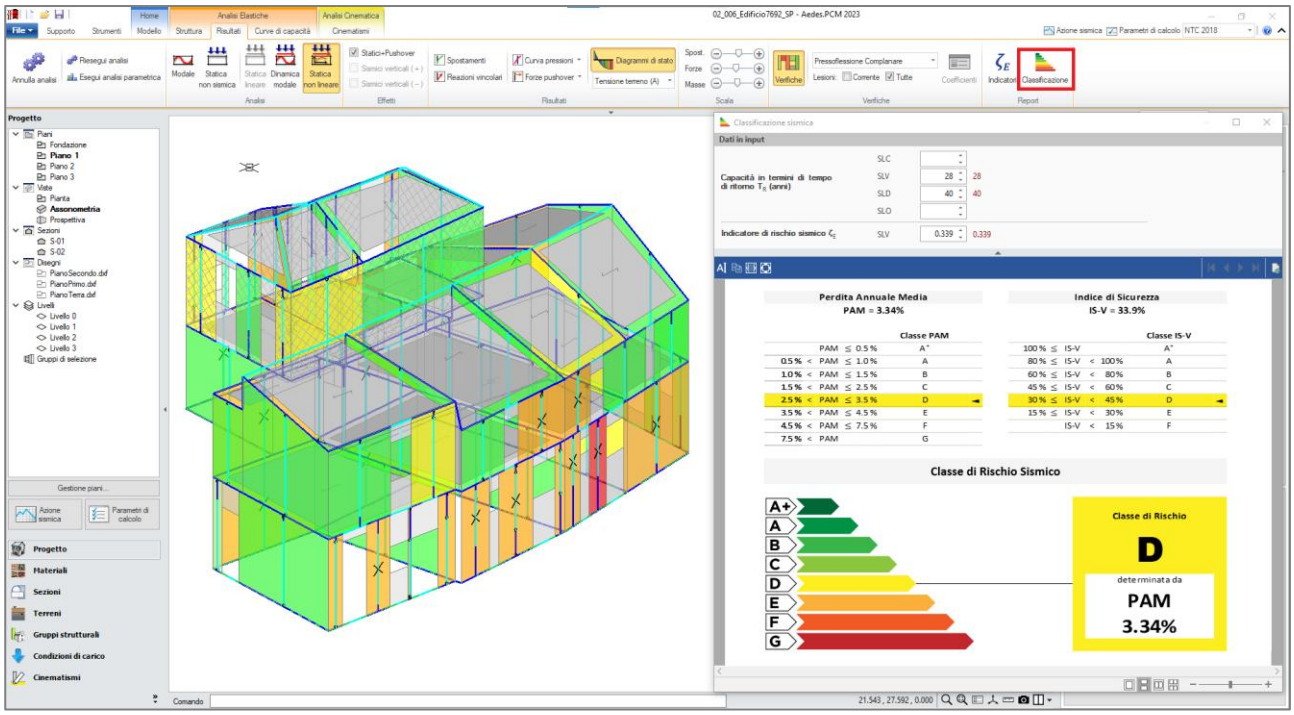


Figura 239. Report di Classificazione sismica

Il report è generato in funzione dei seguenti **dati in input**:

- **capacità in termini di tempo di ritorno T_R** per i vari stati limite considerati;
- **indicatore di rischio sismico ζ_E** per SLV.

Questi parametri sono automaticamente preimpostati sulla base dei risultati delle analisi svolte (evidenziati in rosso), coerentemente a quanto riportato nel report "Indicatori di rischio sismico".
I valori possono comunque essere modificati per tenere conto, ad esempio, di verifiche svolte separatamente.



Figura 240. Dati in input

Il report mostra innanzitutto la **curva della perdita economica** da cui si ricava il parametro PAM.
La curva è ottenuta diagrammando per ogni stato limite le seguenti quantità: in ascisse **λ**, la frequenza media annua di superamento pari a $1/T_{RC}$, dove T_{RC} è la capacità in termini di tempo di ritorno; in ordinate **CR**, la percentuale del costo di ricostruzione associata al raggiungimento dello stato limite (DM 07.03.17, Tabella 3).

Curva della perdita economica

		T_{RC}	λ(%)	CR(%)
Stato Limite di Ricostruzione	SLR		1.750	100
Stato Limite di Collasso	SLC		1.750	80
Stato Limite di salv. della Vita	SLV	28	3.571	50
Stato Limite di Danno	SLD	40	3.571	15
Stato Limite di Operatività	SLO		5.964	7
Stato Limite di Inizio Danno	SLID	10	10.000	0

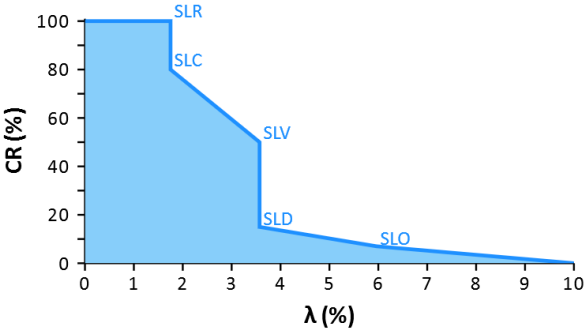


Figura 241. Curva della perdita economica

Per determinare λ si adottano le seguenti condizioni:

- $\lambda_{SLD} = max\ (1/T_{RC,SLD}, \lambda_{SLV})$
- $\lambda_{SLC} = 0.49\ \lambda_{SLV}$ *se* $T_{RC,SLC}$ *non è specificato, altrimenti* $\lambda_{SLC} = min\ (1/T_{RC,SLC}, \lambda_{SLV})$
- $\lambda_{SLO} = 1.67\ \lambda_{SLD}$ *se* $T_{RC,SLO}$ *non è specificato, altrimenti* $\lambda_{SLO} = min\ (1/T_{RC,SLO}, \lambda_{SLD})$
- $\lambda_{SLR} = \lambda_{SLC}$
- $\lambda \leq \lambda_{SLID}$ *=10 per tutti gli stati limite*

Pertanto, la curva della perdita economica può essere ricavata anche se sono note le capacità in termini di tempo di ritorno relative ai soli SLV e SLD.

Nota. In Aedes.PCM, in base alla classe d'uso della costruzione, la valutazione della sicurezza potrebbe limitarsi al solo SLV. Tuttavia, ai fini della classificazione sismica è opportuno valutare la sicurezza anche nei confronti di SLD, sia nell'analisi globale che nell'analisi dei meccanismi di collasso locale.

La **perdita annuale media (PAM)** espressa come percentuale del costo di ricostruzione, è determinata come area sottesa dalla curva della perdita economica, mediante la seguente espressione:

$$PAM = \sum_{i=2}^{5} [\lambda(SL_{i-1}) - \lambda(SL_i)] \cdot [CR(SL_i) + CR(SL_{i-1})]/2 \quad + \quad \lambda(SLR) \cdot CR(SLR)$$

dove l'indice i rappresenta il generico stato limite, con $i = 1$ per SLID e $i = 5$ per SLC.

L'**indice di sicurezza (IS-V)** non è altro che l'indicatore di rischio sismico in termini di PGA per SLV espresso in percentuale:

$$ISV = \zeta_E \cdot 100$$

Quindi, sulla base di questi parametri, il report di classificazione sismica fornisce la **Classe PAM** e la **Classe IS-V**. La minore tra le due determina la **Classe di rischio sismico** della costruzione.

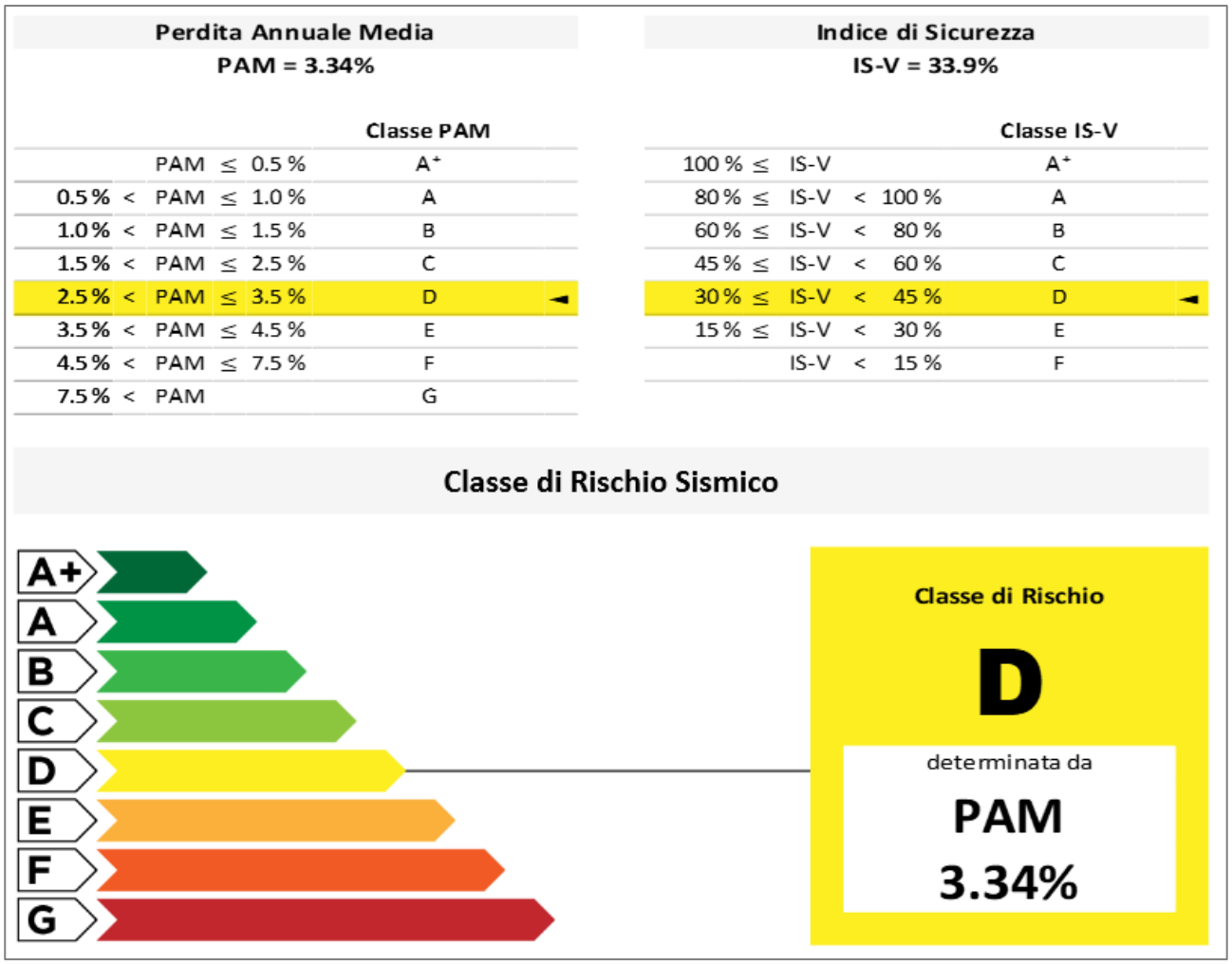


Figura 242. Classe PAM, Classe IS-V e Classe di rischio sismico

Qualora la valutazione della sicurezza sia relativa allo Stato di Progetto di un intervento di miglioramento, i dati in input riguardano sia lo stato di progetto che lo stato attuale e il report della Classificazione Sismica si compone di più pagine:

- classe di rischio dello Stato Attuale;
- classe di rischio dello Stato di Progetto;
- confronto tra stato attuale e stato di progetto in termini di curva di perdita economica e classe di rischio.

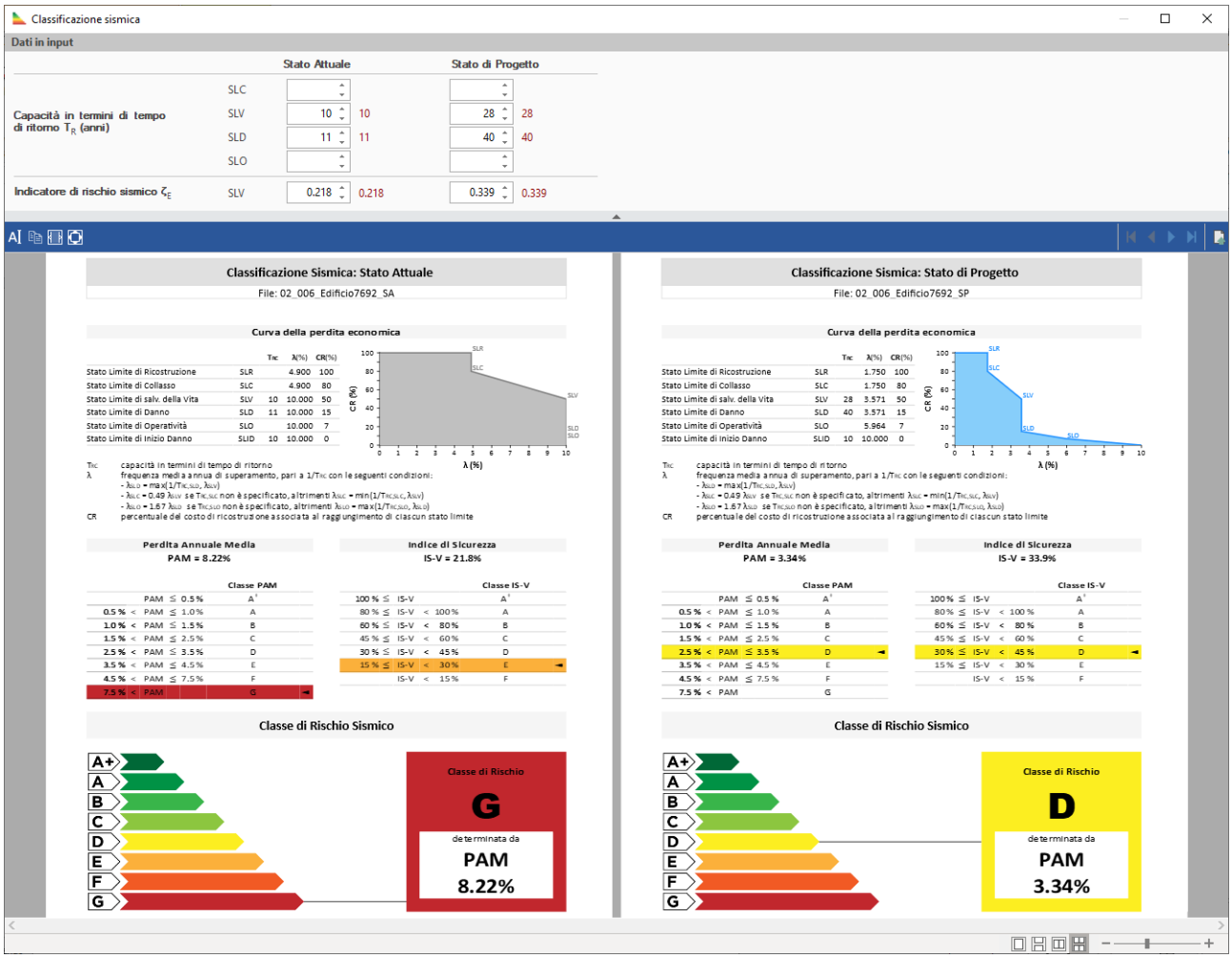


Figura 243. Classificazione sismica di stato attuale e stato di progetto

Il report di Classificazione Sismica può essere generato anche in assenza di una valutazione condotta con Aedes.PCM, attraverso il seguente comando della barra Multifunzione:

Supporto > Utility > Classificazione Sismica

In questo caso, ovviamente, i dati in input (capacità in termini di TR e indicatore di rischio sismico ζ_E) devono essere inseriti manualmente sulla base di valutazioni condotte esternamente.

Infine, il report di classificazione sismica può essere **esportato su file PDF** attraverso un apposito comando nella barra degli strumenti.

3.5.2.1 Considerazioni sui metodi di classificazione

Questo paragrafo presenta alcune considerazioni sui metodi di classificazione sismica proposti dalle Linee guida (DM 07.03.17): il **metodo Convenzionale** e il **metodo Semplificato**.

Le considerazioni si riferiscono in modo specifico all'operazione di classificazione che, nel caso di consolidamento ai fini del Sismabonus, deve essere effettuata su due Stati di riferimento dell'edificio, lo Stato Attuale e lo Stato di Progetto.

Il metodo Convenzionale è in generale preferibile poiché implica l'analisi dell'edificio, e per questo gli corrisponde un campo operativo più ampio rispetto al metodo Semplificato: in conseguenza di un intervento, il metodo Convenzionale consente il salto di più classi di rischio (con supporto economico fino ad un salto di due classi), mentre il metodo Semplificato consente il salto di una sola classe. Vi è quindi implicitamente l'attribuzione di una qualifica di maggiore precisione al metodo Convenzionale.

D'altra parte, nel metodo Semplificato vi sono alcuni parametri qualitativi molto importanti per la descrizione dello stato del fabbricato, ma di non immediata corrispondenza nel modello di calcolo del metodo Convenzionale, come ad esempio:

- elevato degrado e/o danneggiamento;
- accorgimenti per aumentare la resistenza;
- pannelli murari male ammorsati fra di loro;
- orizzontamenti di calcestruzzo armato o comunque caratterizzati da elevata rigidezza nel proprio piano medio, ben collegati alla muratura;
- orizzontamenti male ammorsati alle pareti.

Si può osservare che se le varie peculiarità caratteristiche della tipologia strutturale, considerate nel metodo Semplificato, non vengono adeguatamente rappresentate nel metodo Convenzionale, si rischia di ottenere una valutazione meno appropriata con il metodo Convenzionale rispetto al Semplificato.

L'osservazione fondamentale che deve guidare il Progettista nella scelta di uno fra i due metodi è la seguente: affinché la precisione del metodo Convenzionale sia realistica, occorre saper tradurre nel modello strutturale, almeno approssimativamente, le peculiarità presenti nel metodo Semplificato. In altre parole, i 'parametri qualitativi' del metodo Semplificato devono essere tradotti in 'parametri quantitativi'.
Nel seguito verranno date delle indicazioni su come procedere alla modellazione dei parametri sopra riportati con Aedes.PCM, nel rispetto del contenuto normativo del Decreto.

- **Elevato degrado e/o danneggiamento**. Si distinguono l'analisi per meccanismi di collasso e l'analisi globale lineare e non lineare. In analisi cinematica, i meccanismi di collasso possono essere descritti facendo riferimento anche al quadro fessurativo statico rilevato, ad esempio interpretando le lesioni come possibili superfici di distacco dei corpi. In analisi globale, il modello a telaio equivalente non consente una descrizione locale del degrado del materiale, tuttavia si può tener conto dello stato di danneggiamento modificando opportunamente le caratteristiche meccaniche della muratura costituente il manufatto.
- **Accorgimenti per aumentare la resistenza**. In Aedes.PCM è anzitutto possibile inserire coefficienti correttivi, i quali vanno a modificare le caratteristiche meccaniche della muratura costituente il manufatto, ad esempio in presenza di iniezioni o di intonaco armato. Sono inoltre disponibili parametri in input descrittivi dei principali interventi di consolidamento (ad esempio, FRP, FRCM, CAM).

- **Pannelli murari male ammorsati fra di loro**. Aedes.PCM permette di agire sui vincoli dei link rigidi in modo da svincolare i pannelli murari in corrispondenza di angoli e intersezioni di pareti portanti. Nei casi di collegamenti in angolo di scarsa qualità ed efficacia e di solai non rigidi a tutti gli impalcati, può essere consigliabile la schematizzazione dello stato attuale attraverso paramenti murari piani.
- **Orizzontamenti di calcestruzzo armato o comunque caratterizzati da elevata rigidezza nel proprio piano medio, ben collegati alla muratura**. Aedes.PCM permette la definizione di solai rigidi o deformabili, anche per singole campate di impalcato; è inoltre possibile rappresentare solai parzialmente rigidi attraverso elementi strutturali aggiuntivi quali bielle di controvento.
- **Orizzontamenti male ammorsati alle pareti**. Se un solaio è male ammorsato alle pareti, sarà necessario considerare lo sfilamento dei travetti come possibile danno locale, da interpretare nei fenomeni di ribaltamento cinematico (meccanismo di collasso): in tali casi, alla massa sismica prodotta dal carico non corrisponde un'azione stabilizzante di strutture di solaio in grado di opporsi al ribaltamento della parete. Per quanto riguarda l'analisi globale, il cattivo ammorsamento dei solai può essere considerato un impedimento nei confronti di un comportamento scatolare globale e quindi un'analisi cinematica potrebbe essere sufficiente per descrivere lo stato attuale dell'edificio. In un'eventuale analisi globale, è consigliabile qualificare un solaio mal ammorsato come deformabile.

3.5.2.2 Una procedura alternativa per la classificazione sismica

È interessante conoscere anche una procedura alternativa per la classificazione sismica, proposta nella seguente pubblicazione: A Borri, A. De Maria, "*La classificazione sismica: un protocollo metodologico già operativo applicabile agli edifici esistenti in muratura*", Ingenio.

Il metodo proposto viene identificato con la sigla C/Q (Certificazione/Qualificazione sismica).
Viene conferita ad un edificio la certificazione sismica quando questo possiede i livelli di sicurezza previsti dalle NTC 2008 per lo SLV; tali livelli devono essere valutati attraverso verifiche globale e locali svolte secondo le procedure delle NTC 2008.
La qualificazione sismica, a differenza della certificazione, è una procedura di classificazione convenzionale semplificata, che consente di attribuire una determinata classe all'edificio.
La procedura di qualificazione sismica si compone di due fasi:

- un'analisi dei principali elementi vulnerabili dell'edificio in esame;
- una serie di verifiche numeriche semplificate per l'edificio in esame.

La valutazione della vulnerabilità dell'unità strutturale prevede la ricognizione speditiva dei principali elementi che possono determinare la risposta sismica di un edificio, e individua le condizioni di vulnerabilità secondo la scala seguente:

- vulnerabilità bassa;
- vulnerabilità media;
- vulnerabilità alta;
- vulnerabilità altissima.

Le verifiche numeriche, i cui risultati saranno riferiti al livello di sicurezza previsto dalle NTC 2008 allo SLV per quel dato sito, analizzano i seguenti tre casi:

1) verifica semplificata per i carichi verticali sulle murature;
2) verifica globale dell'edificio (valutazione quantitativa convenzionale dell'accelerazione di collasso, nell'ipotesi che questo si verifichi per rottura delle pareti nel proprio piano, nell'ambito di un comportamento complessivo del manufatto);
3) verifica locale fuori piano (analisi cinematica lineare).

I risultati di tali verifiche saranno espressi in termini di fattore di sicurezza convenzionale come percentuale in riferimento allo SLV.

Una volta svolte le operazioni di valutazione della vulnerabilità e di verifica semplificata dell'edificio, il tecnico rilevatore avrà a disposizione due esiti: uno riguardante le schede di vulnerabilità e l'altro riguardante le verifiche numeriche.

Combinando i due esiti, mediante la tabella riportata in figura seguente, si perviene alla classe di qualificazione sismica per l'edificio.

Certificazione antisismica					
Valutazione sicurezza NTC 08 (SLV) con esito positivo				Classe A+	
Qualificazione sismica					
	Esito verifiche numeriche				
Giudizio di vulnerabilità	>80%	80-60%	60-40%	40-20%	<20%
Vulnerabilità bassa	A	B1	B2	C1	D1
Vulnerabilità media	B1	B2	C1	C2	D2
Vulnerabilità alta	B2	C1	C2	D1	D3
Vulnerabilità altissima	C1	C2	D1	D2	E

Figura 244. Classi della Qualificazione Sismica

3.6 ANALISI PARAMETRICA

L'Analisi Parametrica, consiste nello **studio della variazione dei risultati in funzione di parametri variabili**: questa tecnica si rivela molto importante per l'analisi degli edifici esistenti.
I software di analisi strutturale vengono normalmente utilizzati scegliendo i dati in input ritenuti rappresentativi del comportamento strutturale, ottenendo i corrispondenti risultati, ad esempio in termini di indicatore di rischio sismico.
L'analisi degli edifici esistenti è caratterizzata da varie incertezze sui valori in input.
Si possono eseguire in sequenza più analisi variando alcuni parametri affetti da incertezze, ma l'onere gestionale dei diversi modelli può essere elevato: ogni volta si deve creare una copia del modello e mettere a punto la configurazione strutturale da sottoporre all'analisi.

Risulta conveniente una metodologia che permetta al Progettista la **specifica in input di un campo di variabilità per i parametri affetti da incertezze, con la gestione automatica delle combinazioni che si generano**, ognuna corrispondente ad una variante del modello strutturale.
Al termine di questa analisi, definita Analisi Parametrica, è possibile individuare le combinazioni di maggior interesse, ad esempio nei confronti del **minimo indicatore di rischio sismico**.

La tecnica implementata in Aedes.PCM è la **Ricerca Esaustiva**, che prevede l'esecuzione dell'analisi strutturale per tutte le combinazioni generate dalla variabilità dei parametri.
Le combinazioni generate in dipendenza dai parametri variabili scelti dall'Utente possono ovviamente essere molte, e il loro numero cresce in maniera importante aumentando i parametri variabili. Questo aspetto può essere controllato inquadrando correttamente il caso studio, per definire quali siano le incertezze più significative e quali relazioni possono sussistere a priori fra i diversi parametri variabili, escludendo così combinazioni ridondanti o superflue.
Ad esempio, i parametri meccanici dei materiali (resistenze, moduli di elasticità) mantengono in genere tra loro una relazione che prevede l'utilizzo contemporaneo di valori minimi, medi o massimi oppure ottenuti attraverso indicatori di qualità muraria (IQM) che forniscono per i diversi parametri un 'gruppo' di valori fra loro coerenti.

Più in generale, **la gestione delle incertezze è una problematica che comprende diversi aspetti**.
Come noto, le incertezze sono di tipo aleatorio (variabili descritte da una funzione continua di probabilità) e di tipo epistemico (variabili dovute ad una non completa conoscenza dell'oggetto di studio).

Fra le **variabili di tipo aleatorio**, i parametri meccanici (resistenza a compressione, resistenza a taglio, moduli di elasticità) sono quantità definite positive che seguono generalmente la distribuzione log-normale, caratterizzata da valore medio e deviazione standard. Il valore medio si rileva dai dati sulle tipologie murarie (Tab. C8.5.I della Circ. 2019 alle NTC 2018), mentre la deviazione standard, non presente nella tabella citata, è riportata in altri documenti (vd. Tabella 3.1 delle linee guida CNR DT 212-2013: Istruzioni per la valutazione affidabilistica della sicurezza sismica di edifici esistente [1]).

Le **variabili di tipo epistemico**, associate a difetto di conoscenza della struttura o del

comportamento meccanico dei suoi elementi componenti, sono riconducibili a valori discreti, e comportano pertanto la scelta fra due o più valori alternativi. Alcuni esempi: criteri di definizione del telaio equivalente (suddivisione delle pareti in maschi murari), zone rigide dei maschi murari, rigidezza fessurata della muratura, distribuzione dei carichi sui solai, tipo di modellazione delle fasce murarie (bielle o elementi beam), grado di accoppiamento fra pareti ortogonali.

Un primo approccio relativo alla gestione delle incertezze consiste nell'**analisi di sensitività**: si tratta di un'analisi che **permette di individuare i parametri** riguardanti geometria, materiali, carichi, vincoli **dai quali dipende maggiormente la risposta strutturale del fabbricato**.
La finalità di tale analisi può essere quella di pianificare le indagini da effettuare per migliorare la conoscenza delle proprietà meccaniche e delle caratteristiche costruttive dell'edificio.
L'analisi di sensitività è stata introdotta nei documenti normativi italiani dalle istruzioni CNR-DT 212/2013 (cfr. §3.1.2; §B.5.3), proponendo l'analisi statica non lineare come metodo di calcolo appropriato per studiare la dipendenza del comportamento strutturale degli edifici esistenti in muratura dalla variabilità dei parametri affetti da incertezze.

In tale documento, dopo aver focalizzato i parametri affetti da incertezza, viene condotta una serie di analisi statiche non lineari, adottando per tutti i parametri di tipo aleatorio continuo (es.: la resistenza a compressione) il valore medio dell'intervallo corrispondente eccetto un parametro, al quale è stato attribuito alternativamente il valore massimo o minimo dell'intervallo stesso (espressione (3.1) delle CNR-DT 212/2013). Per i parametri di tipo epistemico vengono 'pesati' i risultati corrispondenti alle varie opzioni alternative utilizzando la formulazione (3.4) delle citate CNR-DT 212/2013.
L'analisi di sensitività individua quindi i parametri che maggiormente influenzano la risposta strutturale, per i quali può pertanto essere più opportuno approfondire le indagini.

Con riferimento al percorso indicato nel documento citato, all'analisi di sensitività segue l'**analisi di rischio**. A seguito delle indagini è infatti possibile adottare stime migliori dei parametri stessi, aggiornando le distribuzioni di probabilità delle variabili affette da incertezza. L'analisi di rischio consiste nel considerare ancora variabili affette da incertezze e quindi nell'analizzare le diverse combinazioni corrispondenti. L'insieme dei parametri variabili può essere stato modificato rispetto a quello scelto per l'analisi di sensitività, ad esempio ponendo come deterministiche, e quindi su un valore prefissato, le variabili i cui effetti sulla risposta sono risultati poco significativi.
Poiché nell'analisi di rischio occorre associare una probabilità ad ogni variabile, quindi anche a quelle epistemiche, è necessario operare in tal senso scelte di tipo soggettivo.
Nell'analisi di rischio, le probabilità corrispondenti ai valori delle variabili incerte conducono, per ognuna delle combinazioni considerate, a un valore di capacità in termini di accelerazione al suolo (o di indicatore di rischio) associato alla probabilità della combinazione, e conseguentemente è possibile costruire curve di fragilità per i vari stati limite di riferimento.

Nell'analisi di sensitività e nell'analisi di rischio sopra descritte si possono rilevare alcune importanti criticità.

Nell'analisi di sensitività la variazione fra massimo e minimo per una variabile, tenendo ferme tutte le altre sui valori medi, limita il numero di combinazioni analizzate per studiare l'effetto di un parametro variabile e di conseguenza le informazioni ricavate potrebbero non essere esaustive: il comportamento strutturale è in generale molto complesso, essendo caratterizzato da un sistema dove le variabili tra loro indipendenti possono assumere qualsiasi valore del proprio intervallo.
Ad esempio, l'effetto del valore massimo di un parametro in corrispondenza del massimo o del minimo di un altro parametro da esso indipendente può essere ben diverso: pertanto, bloccare il secondo parametro sul valore medio può non condurre a una valutazione appropriata degli effetti dei valori estremi del primo parametro.
In altre parole, **il disaccoppiamento tra variabili condotto nell'analisi di sensitività come sopra formulata esamina solo un sottoinsieme delle possibili combinazioni e quindi non è esaustivo**.

Si può ritenere più significativo procedere direttamente con un'**Analisi Parametrica completa**, **esplorando tutte le combinazioni** così come fatto dall'analisi di rischio, rispetto alla quale tuttavia possono non entrare in gioco le probabilità. La Ricerca Esaustiva dell'Analisi Parametrica produce infatti un quadro completo sulle capacità della struttura corrispondenti alle diverse combinazioni.
Si può così individuare l'insieme di valori dei parametri variabili che corrisponde ad esempio al risultato più sfavorevole (il minimo indicatore di rischio sismico), e contemporaneamente è possibile studiare l'influenza dei singoli parametri, sia applicando i criteri restrittivi dell'Analisi di Sensitività sopra illustrata, sia esplorando lo spazio dei risultati secondo criteri definiti dall'Utente.
L'Analisi Parametrica, come formulata in Aedes.PCM, include quindi l'Analisi di Sensitività, ma costituisce uno strumento più vasto e completo, fondandosi sulla Ricerca Esaustiva.

Per quanto riguarda l'analisi di rischio: sussistono notevoli perplessità sulle scelte delle probabilità associate a variabili epistemiche.
Si consideri come riferimento un lavoro sulla valutazione dell'effetto delle incertezze di modello sulla risposta sismica di edifici in muratura esistenti [2], dove viene presentato un caso studio.
Le incertezze di modellazione sono variabili discrete, e viene seguito un approccio ad albero logico (ossia l'insieme delle combinazioni generate dai diversi valori discreti dei parametri variabili), assegnando ad ogni valore una determinata probabilità; per ogni ramo dell'albero logico (cioè, per ogni combinazione) si ottiene un risultato in termini di accelerazione e la probabilità corrispondente, ottenuta dalla moltiplicazione delle probabilità assegnati ai valori che i vari parametri variabili assumono nella combinazione. Si ottiene in tal modo, per i diversi stati limite di riferimento, la distribuzione di probabilità delle capacità in termini di accelerazione.
Su alcuni parametri le probabilità assegnate ai diversi valori derivano da un giudizio fortemente soggettivo. Ad esempio, uno dei parametri variabili di modello considerati è la rigidezza fessurata della muratura.
Sono stati scelti tre valori possibili: 50% (rigidezza fessurata pari alla metà della rigidezza elastica), 75% e 100% (rigidezza non fessurata). A questi tre valori sono stati associate le seguenti probabilità: 45% ai valori del 100% e del 50%, e 10% al 75%. La giustificazione di tale scelta è la seguente (cit. da [2],§3.2):
• *l'opzione 100% si ritiene ragionevole se il Progettista ritiene che i valori riportati nella tabella*

normativa per i moduli di elasticità siano già bassi se confrontati con i risultati sperimentali;
• il valore 50% è un coefficiente di riduzione che viene spesso adottato nella pratica ingegneristica e costituisce anche il valore di default dei diversi programmi di analisi strutturale;
• il valore 75% è il più coerente con i risultati sperimentali e quindi in molti casi è probabilmente la scelta più appropriata. A questo valore si associa una bassa probabilità, in quanto si ritiene che solo una piccola percentuale di Progettisti ricorrerebbe a risultati sperimentali per la valutazione di questo coefficiente di riduzione.

La forte soggettività di questa posizione condiziona inevitabilmente la bontà del risultato.
Non è chiaro per quale motivo si deve associare la probabilità più bassa alla scelta più appropriata.

Nell'àmbito del lavoro citato [2], probabilità soggettive vengono associate anche ai due valori del parametro di connessione fra pareti ortogonali, attribuendo il 75% al completo collegamento, e il 25% alla mancanza di accoppiamento flessionale e a taglio, ritenendo che il primo sia l'approccio di modellazione più corretto: ma valori altrettanto giustificabili in tal senso potrebbero essere 60% e 40%. Quest'ultima scelta è stata adottata nell'esempio proposto in §B.6 della CNR-DT 212/2013: anche in questo caso studio viene considerata la variabile di modello sull'ammorsamento dei muri ortogonali, ed è stato deciso di assegnare un maggior peso all'ipotesi di perfetto ammorsamento (60%) e conseguentemente una probabilità del 40% ad un accoppiamento non efficace. Tale scelta viene giustificata osservando che l'edificio oggetto di studio (un edificio esistente reale danneggiato in occasione del sisma del 29 maggio 2012 in Emilia, del quale è disponibile il rilievo del danno) non mostra alcuna fessurazione in corrispondenza degli ammorsamenti.
Non si capisce per quale motivo per un parametro di modellazione identico (l'ammorsamento tra muri ortogonali) caratterizzato da due valori discreti con significato identico (accoppiamento completo o mancante) si assegnino probabilità 60%-40% nel caso della CNR-DT 212/2013 e 75%-25% nel caso del lavoro citato [2].
Inoltre, in [2] gli Autori dichiarano di aver condotto l'analisi con un unico software che non modella la rigidezza della parete fuori piano, un aspetto certamente coinvolto nel comportamento di due pareti tra loro ortogonali sotto azione sismica lungo una direzione rispetto alla quale una delle pareti è orientata ortogonalmente a tale direzione. Diversamente dal software utilizzato in [2], Aedes.PCM ha sempre preso in considerazione la rigidezza delle pareti in direzione trasversale, ritenendo che il comportamento di ogni elemento strutturale debba essere modellato nella sua completezza. In [2] gli Autori stessi indicano che prendere in considerazione la rigidezza fuori piano modificherebbe la gestione dell'incertezza e quindi il giudizio sui risultati.
Le analisi di rischio condotte sulla base di ipotesi soggettive possono condurre a giudizi di vulnerabilità poco attendibili.

Tutto ciò premesso, si ritiene preferibile un esame esaustivo delle combinazioni derivanti dalla variabilità dei parametri affetti da incertezze, in modo da supportare efficacemente il Progettista sia nelle analisi di vulnerabilità sia nella progettazione degli interventi di consolidamento. In prospettiva, questo approccio può essere peraltro irrobustito attraverso metodi di ottimizzazione in grado di gestire i casi con elevato numero di combinazioni.
Aedes si muove in tale direzione attraverso l'implementazione dell'**Analisi Parametrica nei**

software PCM e ACM, secondo un percorso originale di Ricerca e proponendo strumenti all'avanguardia per la definizione dei dati e la consultazione dei risultati.

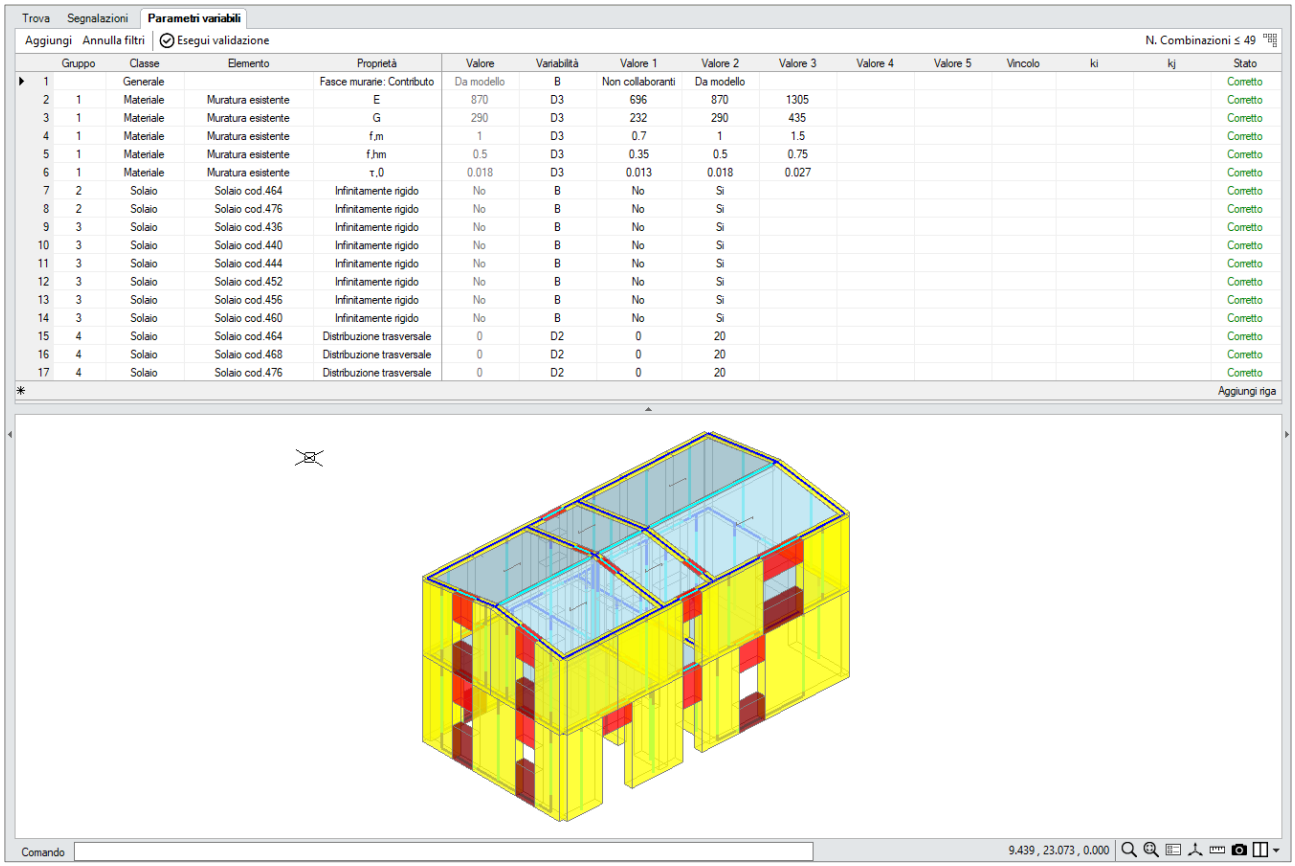
Per eseguire un'analisi parametrica è necessario innanzitutto definire i **parametri variabili**, cioè una lista di parametri relativi alla modellazione strutturale, che si intende far variare nel corso dell'analisi. I parametri variabili possono riguardare opzioni generali di modellazione o proprietà di materiali, aste, nodi e solai. Per ogni parametro è necessario specificare l'elenco dei possibili valori o un intervallo di variabilità.

Al lancio dell'Analisi Parametrica, vengono generate tutte le possibili **combinazioni** dei parametri variabili tenendo conto della loro variabilità e dei vincoli imposti. In Aedes.PCM, per ogni combinazione vengono eseguite l'analisi modale e l'analisi Pushover memorizzando i valori di alcuni **risultati monitorati**, come i periodi fondamentali di vibrazione nelle direzioni X e Y, e gli indicatori di rischio sismico ζ_E per i vari stati limite considerati.

[1] CNR-DT 212/2013: "Istruzione per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti", Roma – CNR, 14 maggio 2014.
[2] M. Rota, S. Bracchi, A. Penna, G. Magenes: "Evaluation of the effect of modeling uncertainties on the seismic response of existing masonry buildings", COMPDYN 2013, 4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Kos Island, Greece, 12–14 June 2013.

3.6.1 Definizione dei parametri variabili

Un'apposita scheda situata nella parte alta dell'interfaccia permette di definire l'elenco dei parametri variabili. Nella griglia, le righe rappresentano i parametri e le colonne le loro proprietà. Per inserire un nuovo parametro è sufficiente iniziare a compilare l'ultima riga della griglia. La compilazione o la modifica di un parametro deve avvenire da sinistra verso destra, partendo dalla colonna "Classe".



	Gruppo	Classe	Elemento	Proprietà	Valore	Variabilità	Valore 1	Valore 2	Valore 3	Valore 4	Valore 5	Vincolo	ki	kj	Stato
1		Generale		Fasce murarie: Contributo	Da modello	B	Non collaboranti	Da modello							Corretto
2	1	Materiale	Muratura esistente	E	870	D3	696	870	1305						Corretto
3	1	Materiale	Muratura esistente	G	290	D3	232	290	435						Corretto
4	1	Materiale	Muratura esistente	f,m	1	D3	0.7	1	1.5						Corretto
5	1	Materiale	Muratura esistente	f,hm	0.5	D3	0.35	0.5	0.75						Corretto
6	1	Materiale	Muratura esistente	τ,0	0.018	D3	0.013	0.018	0.027						Corretto
7	2	Solaio	Solaio cod.464	Infinitamente rigido	No	B	No	Si							Corretto
8	2	Solaio	Solaio cod.476	Infinitamente rigido	No	B	No	Si							Corretto
9	3	Solaio	Solaio cod.436	Infinitamente rigido	No	B	No	Si							Corretto
10	3	Solaio	Solaio cod.440	Infinitamente rigido	No	B	No	Si							Corretto
11	3	Solaio	Solaio cod.444	Infinitamente rigido	No	B	No	Si							Corretto
12	3	Solaio	Solaio cod.452	Infinitamente rigido	No	B	No	Si							Corretto
13	3	Solaio	Solaio cod.456	Infinitamente rigido	No	B	No	Si							Corretto
14	3	Solaio	Solaio cod.460	Infinitamente rigido	No	B	No	Si							Corretto
15	4	Solaio	Solaio cod.464	Distribuzione trasversale	0	D2	0	20							Corretto
16	4	Solaio	Solaio cod.468	Distribuzione trasversale	0	D2	0	20							Corretto
17	4	Solaio	Solaio cod.476	Distribuzione trasversale	0	D2	0	20							Corretto

Figura 245. Scheda Parametri variabili

Di seguito si riporta la descrizione delle informazioni necessarie a caratterizzare un parametro variabile.

Gruppo	Numero identificativo di un eventuale gruppo di appartenenza del parametro. Grazie a questa proprietà è possibile raggruppare vari parametri e fare in modo che varino in modo omogeneo, cioè assumano sempre valori omologhi. Nell'esempio riportato nella figura precedente, i parametri 2, 3, 4, 5, 6 sono raggruppati nel gruppo 1. Nella generazione delle varie combinazioni, saranno considerate accettabili solo le combinazioni in cui tutti questi parametri assumono contemporaneamente il primo, il secondo o il terzo valore possibile. Evidentemente, affinché due parametri possano essere raggruppati nello stesso gruppo è necessario che abbiano lo stesso numero di valori possibili (vedi Variabilità).

	I gruppi di parametri non definiti correttamente o aventi diverso numero di valori possibili, vengono evidenziati in rosso perché non validi.
Classe	Rappresenta la classe del parametro variabile, o il tipo di elemento cui esso si riferisce. Le opzioni possibili sono: • **Generale** • **Materiale** • **Asta** • **Nodo** • **Solaio**
Elemento	Elemento di riferimento del parametro variabile. Per le classi Materiale, Asta, Nodo o Solaio, una lista permette di selezionare l'elemento desiderato tra quelli presenti nel modello. Per la classe Generale, il campo va lasciato vuoto.
Proprietà	Proprietà o impostazione rappresentativa del parametro variabile. Le opzioni possibili dipendono dalla classe e dalla tipologia dell'elemento. **Generale:** • *Zone rigide*. Metodo di definizione delle zone rigide nel telaio equivalente • *Rigidezza trasversale*. Per considerare, oppure no, la rigidezza trasversale dei maschi murari. • *Pushover: Componente Verticale*. Per considerare, oppure no, la componente sismica verticale in analisi Pushover. • *Fasce murarie: Contributo*. Modellazione delle fasce murarie in riferimento all'accoppiamento dei maschi murari adiacenti. Le opzioni possibili sono: - Da modello: lascia invariata la modellazione corrente; - Non collaboranti: libera la rotazione y agli estremi delle fasce murarie e le esclude dalle verifiche di sicurezza. • Flessione solo nei maschi snelli. Per considerare la flessione solo nei maschi murari con snellezza superiore al valore soglia specificato in Parametri di Calcolo > Verifiche. **Materiale:** • *E, G*. Valore del modulo di elasticità normale e tangenziale. • f_m, f_{hm}, Valore della resistenza media a compressione verticale e orizzontale (solo in caso di muratura esistente), • τ_0, f_{v0}. Valore della resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali, in caso di tessitura regolare o irregolare (solo in caso di muratura esistente). **Asta:** • *Da verificare*. Per eseguire, oppure no, le verifiche di sicurezza relative all'asta.

	• *Vincolo*. Con riferimento al vincolamento iniziale o finale dell'asta (Vincolo I o Vincolo J) permette di bloccare o liberare una determinata componente di spostamento (Traslazione X,Y,Z o Rotazione X,Y,Z). • *Caratteristiche*. Per attivare, oppure no, determinate caratteristiche costruttive che modificano le proprietà meccaniche del materiale: Malta scadente, Malta buona, Giunti sottili, Ricorsi o listature, Connessione trasversale, Nucleo scadente o ampio. Solo per aste in muratura esistente. • *Interventi*. Per attivare, oppure no, determinati interventi di consolidamento: Intonaco armato, Diatoni artificiali, Ristilatura armata, Altri interventi. Solo per aste in muratura esistente. In caso di "Altri interventi", i possibili valori sono: Nessuno, Rinforzo a taglio, Precompressione, FRP, FRCM, CAM, Reticolatus, Reti FRP e altro. Le caratteristiche di questi interventi di consolidamento devono essere impostate preventivamente sul modello della struttura (proprietà delle aste e parametri di calcolo); il parametro variabile ha il solo scopo di attivare oppure no l'intervento. **Nodo:** • *Vincolo*. Con riferimento al vincolamento del nodo permette di bloccare o liberare una determinata componente di spostamento (Traslazione X,Y,Z o Rotazione X,Y,Z). • *Sempre massa locale*. Se il nodo fa parte di un livello rigido, questa proprietà permette di svincolarlo dalla relazione master-slave. La massa nodale rimane locale (non confluisce nel nodo master) e lo spostamento del nodo (Traslazione X,Y e Rotazione Z) non viene vincolato allo spostamento del nodo master del livello. **Solaio:** • *Infinitamente rigido*. Determina se il solaio è dotato di infinita rigidezza nel suo piano. • *Distribuzione trasversale*. Valore della percentuale di carico distribuito in direzione ortogonale alla direzione principale del solaio. • *Carico 3*. Valore del carico distribuito variabile. La relativa condizione di carico è specificata nelle proprietà del solaio.
Valore	Valore corrente della proprietà di cui sopra, cioè il valore definito in input nei dati del progetto. I valori correnti di progetto sono tutti utilizzati per la definizione della combinazione n°1, che si riferisce alla struttura così come definita nel modello corrente: i corrispondenti risultati possono in tal modo essere comparati con quelli delle combinazioni generate dai valori dei parametri variabili in input.
Variabilità	Determina il tipo di variabilità del parametro, in base alla proprietà specificata. Le opzioni possibili sono:

	• ***B***. Variabilità di tipo booleano. Permette di specificare 2 valori, ad esempio: Si/No oppure Libera/Bloccata (con riferimento alla componente di spostamento in un vincolamento). • ***DN***. Variabilità di tipo discreto. Permette di specificare N valori distinti del parametro. • ***CN***. Variabilità di tipo continuo. Permette di specificare il valore iniziale e il valore finale di un intervallo di variabilità (Valore 1 e Valore 2). Saranno considerati N valori appartenenti a questo intervallo. Ad esempio, si consideri il seguente caso: Variabilità C5, Valore 1 = 100, Valore 2 = 500 I valori possibili sono: 100, 200, 300, 400, 500.
Valori	Determinano i valori che possono essere assunti dal parametro variabile. Il numero di valori da specificare dipende dal tipo di variabilità: • Variabilità B: 2 valori • Variabilità DN: N valori • Variabilità CN: 2 valori corrispondenti al valore iniziale e finale dell'intervallo di variabilità.
Vincolo	Proprietà vincolante V distinta dalla proprietà corrente P. Permette di vincolare la variabilità del parametro corrente in funzione del valore assunto dalla proprietà vincolante. I limiti di variabilità sono definiti dai successivi parametri ki e kj. La proprietà vincolante può essere a sua volta costante o variabile.
ki	Se specificato, sono considerate accettabili le combinazioni in cui $P \geq ki\, V$. Dove P è la proprietà del parametro corrente e V è la proprietà vincolante.
kj	Se specificato, sono considerate accettabili le combinazioni in cui $P \leq kj\, V$. Dove P è la proprietà del parametro corrente e V è la proprietà vincolante.
Stato	Definisce lo stato del parametro variabile. I possibili valori sono: • **Corretto**. Il parametro variabile è stato definito correttamente. • **Incompleto**. La definizione del parametro è incompleta, bisogna inserire ulteriori informazioni. • **Errato**. Alcune informazioni non sono corrette. Succede, ad esempio, se l'elemento specificato non fa più parte del modello. • **Duplicato**. Il parametro variabile si riferisce ad una proprietà o un'opzione già presente in un altro parametro variabile.

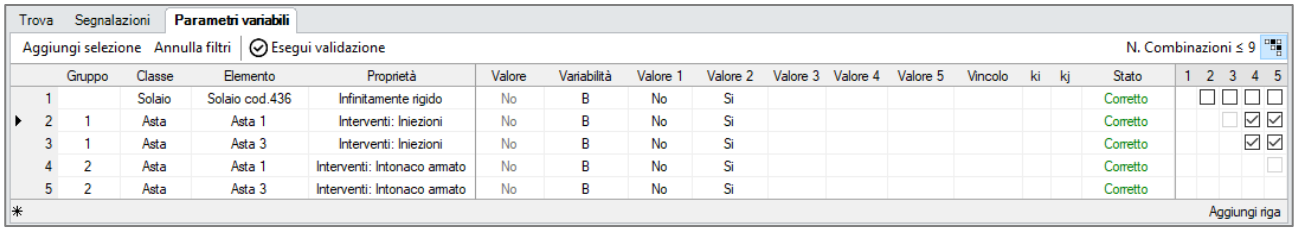
Cliccando sul titolo delle colonne è possibile ordinare la lista dei parametri variabili. L'**ordinamento** può essere effettuato per Gruppo, Classe, Elemento, Variabilità e Stato.

Inoltre, sempre agendo sul titolo delle colonne è possibile applicare dei **filtri** per semplificare la consultazione della lista in presenza di un elevato numero di parametri variabili.

La barra degli strumenti in alto contiene i seguenti comandi o informazioni.

Aggiungi selezione	Inserisce automaticamente una lista di parametri variabili relativi agli elementi selezionati nel modello. Questo comando è utile, ad esempio, per definire rapidamente dei parametri variabili per un gruppo di aste, nodi o solai.
Annulla filtri	Annulla tutti i filtri specificati nella griglia dei parametri variabili.
Esegui validazione	Il comando esegue le seguenti operazioni: • Elimina i parametri incompleti, incorretti o duplicati. • Annulla i gruppi non validi, ad esempio quelli specificati per parametri con diverso numero di valori possibili. • Ordina la lista dei parametri variabili per gruppo, classe ed elemento. • Calcola con esattezza il numero delle combinazioni, tenendo conto dei gruppi, dei vincoli e delle esclusioni (vedi Esclusione).
N. Combinazioni	Riporta il numero di possibili combinazioni dei parametri variabili. Durante la definizione dei parametri viene riportato un limite superiore del numero di combinazioni, che tiene conto di variabilità, gruppi, vincoli ed esclusioni, ma non di eventuali combinazioni duplicate. Invece, in seguito alla Validazione o al lancio dell'Analisi Parametrica, viene riportato il numero effettivo delle combinazioni da esaminare. Se il numero effettivo di combinazioni da esaminare è maggiore di 10000, l'analisi non verrà eseguita.
Esclusione	Visualizza la matrice di esclusione, per mezzo della quale è possibile impedire la variabilità contemporanea di due o più parametri. Quando due parametri si escludono vicendevolmente, mentre l'uno varia l'altro assume il valore corrente (da modello): vengono quindi scartate le combinazioni in cui entrambi assumono valore diverso dal valore corrente. Ad esempio, si consideri il caso riportato nella figura seguente. Sono stati definiti in totale 5 parametri variabili. I parametri 2 e 3 (gruppo 1) sono relativi all'intervento di consolidamento con iniezioni di malta; mentre i parametri 4 e 5 (gruppo 2) sono relativi all'intervento di intonaco armato. Supponiamo di voler evitare la concomitanza dei due tipi di intervento. È necessario escludere la variabilità contemporanea dei parametri 2, 3 con i parametri 4, 5. In questo modo, dato che nel modello corrente gli interventi sono disattivati, saranno scartate le combinazioni in cui entrambi gli interventi siano attivi. Nella matrice di esclusione spuntiamo quindi la casella [2,4] per escludere la variabilità contemporanea dei parametri 2 e 4. Automaticamente vengono spuntate anche le caselle [2,5] [3,4] e [4,5] in quanto l'esclusione di variabilità si ripercuote a tutto il gruppo.

Ovviamente le caselle [2,3] e [4,5] non possono essere spuntate, in quanto non avrebbe senso escludere la variabilità contemporanea di parametri appartenenti allo stesso gruppo.



	Gruppo	Classe	Elemento	Proprietà	Valore	Variabilità	Valore 1	Valore 2	Valore 3	Valore 4	Valore 5	Vincolo	ki	kj	Stato	1	2	3	4	5
1		Solaio	Solaio cod.436	Infinitamente rigido	No	B	No	Si							Corretto	☐	☐	☐	☐	☐
▶ 2	1	Asta	Asta 1	Interventi: Iniezioni	No	B	No	Si							Corretto			☐	☑	☑
3	1	Asta	Asta 3	Interventi: Iniezioni	No	B	No	Si							Corretto				☑	☑
4	2	Asta	Asta 1	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto					
5	2	Asta	Asta 3	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto					

Figura 246. Matrice di esclusione

3.6.2 Generazione delle combinazioni

Durante la definizione dei parametri variabili Aedes.PCM elabora automaticamente tutte le possibili combinazioni tenendo conto di variabilità, gruppi, vincoli ed esclusioni. Il numero di combinazioni riportato nella barra degli strumenti rappresenta il numero massimo di combinazioni (ad esempio, N. Combinazioni ≤ 24). Il numero di combinazioni da esaminare potrebbe essere ulteriormente ridotto nella fase di validazione quando vengono scartate eventuali combinazioni duplicate.

Per comprendere il metodo di generazione delle combinazioni, si consideri l'esempio di **3 parametri** variabili: P1 con 2 valori, P2 con 2 valori, P3 con 3 valori.

La figura seguente illustra le combinazioni generate nel caso in cui i 3 parametri siano tra loro **indipendenti**, cioè non vi siano gruppi o esclusioni. Il numero di combinazioni è ottenuto moltiplicando il numero dei valori di ogni parametro: $2 \cdot 2 \cdot 3 = 12$.

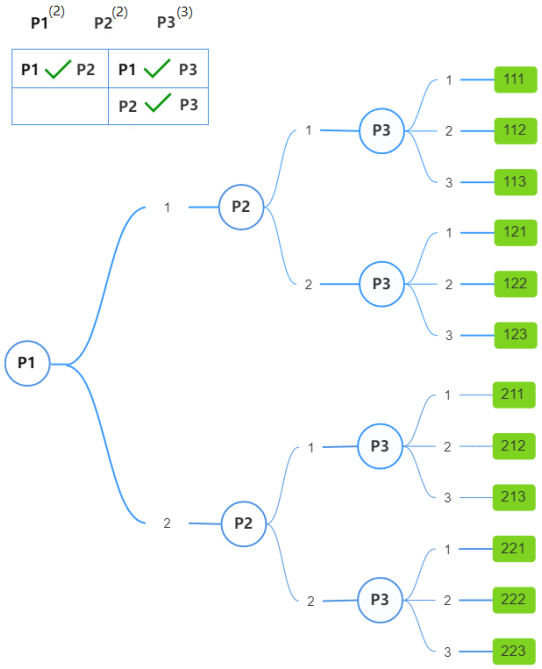


Figura 247. Tre parametri indipendenti

Si consideri ora che i parametri P1 e P2 appartengano allo stesso **gruppo** e che debbano quindi variare in modo omogeneo. La figura seguente illustra le combinazioni generate in questo caso. Il numero di combinazioni si riduce a $2 \cdot 3 = 6$.

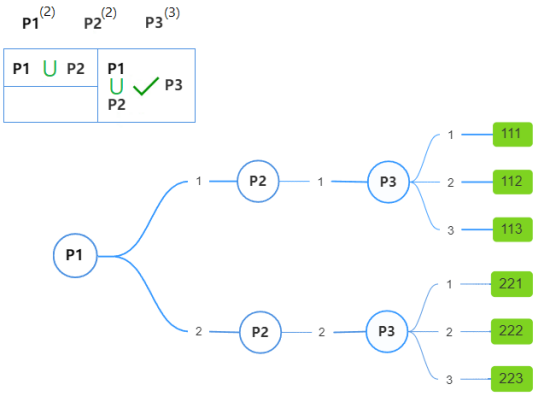


Figura 248. Tre parametri con raggruppamento (P1,P2)

Consideriamo ora che sia stata definita l'**esclusione** tra i parametri P1 e P3. I due parametri non possono variare contemporaneamente: quando uno assume uno dei suoi possibili valori, l'altro deve assumere il valore corrente (da modello). In questo caso alla lista dei possibili valori dei due parametri si aggiunge il valore corrente (0). Inizialmente, per effetto di questa aggiunta, il numero massimo di combinazioni aumenta: $3 \cdot 2 \cdot 4 = 24$ (vedi figura seguente).
Tuttavia, devono essere scartate le combinazioni (in rosso) in cui: entrambi i parametri assumono il valore corrente (0); entrambi i parametri assumono valore diverso dal valore corrente (0).
Il numero di combinazioni possibili si riduce quindi a 10 (combinazioni in verde).

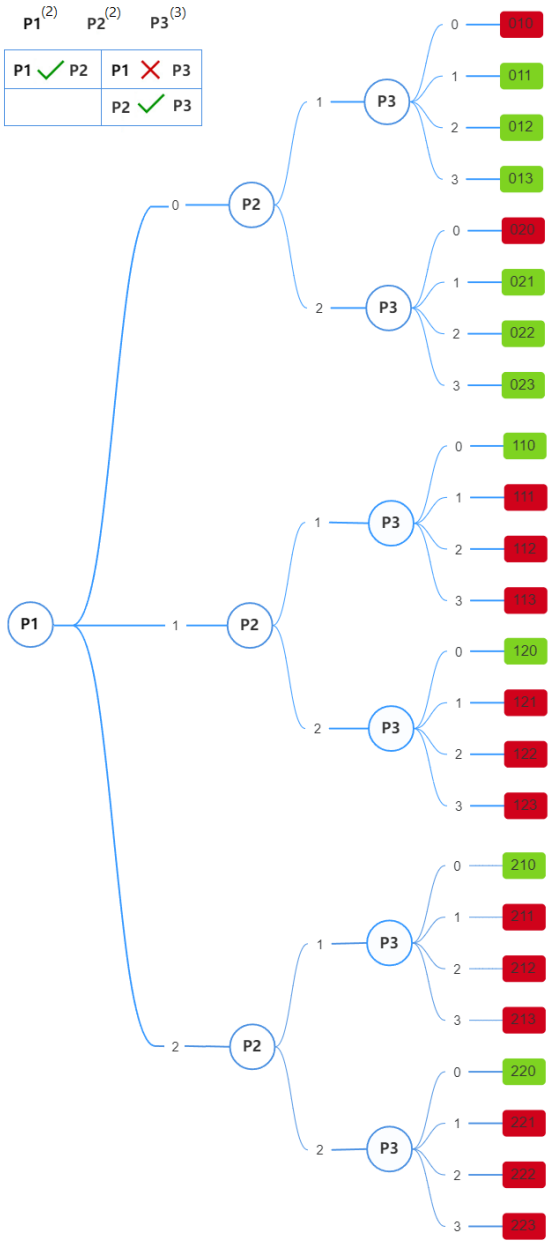


Figura 249. Tre parametri con esclusione (P1,P3)

Al termine della definizione delle combinazioni, viene in ogni caso aggiunta la **combinazione 1** composta dai valori correnti di tutti i parametri variabili.

3.6.3 Esecuzione dell'analisi parametrica

Una volta aver completato la modellazione strutturale, eseguito l'analisi relativa alle impostazioni correnti e definiti i parametri variabili è possibile procedere con l'esecuzione dell'analisi parametrica, per mezzo del seguente comando nella barra multifunzione:

Risultati > Esegui Analisi parametrica

Per ognuna delle combinazioni da esaminare, vengono eseguite l'analisi modale e l'analisi pushover con le opzioni specificate in Parametri di Calcolo.
Una finestra fornisce lo stato dell'analisi parametrica mostrando in ogni momento il numero della combinazione esamina. Se N è il numero delle combinazioni da esaminare, il tempo di elaborazione sarà all'incirca N volte il tempo impiegato per l'elaborazione della singola analisi relativa alle impostazioni correnti.

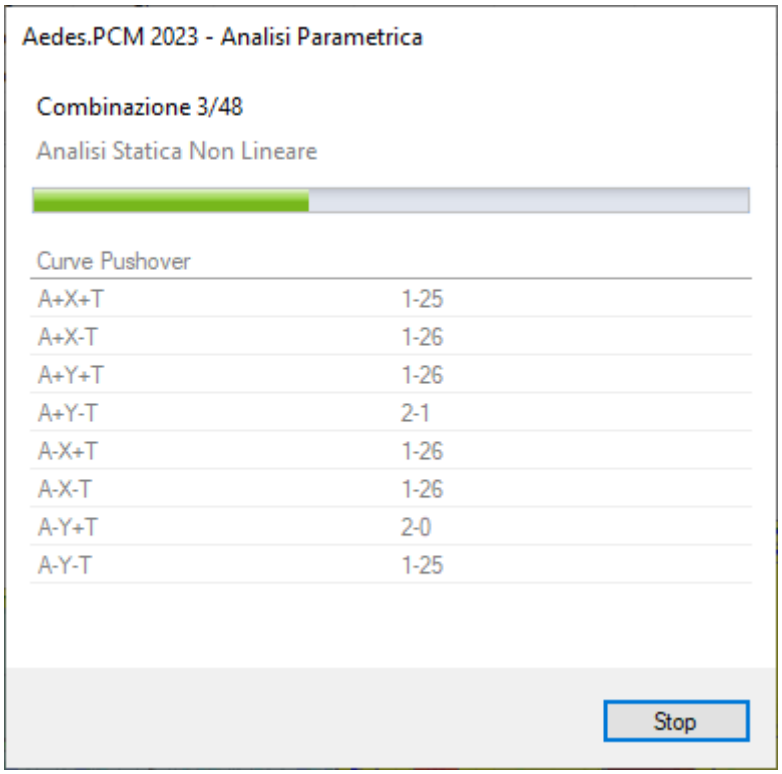


Figura 250. Esecuzione dell'analisi parametrica

In qualsiasi momento dell'elaborazione è possibile interrompere l'analisi cliccando due volte sul tasto "Stop". I risultati relativi alle combinazioni esaminate fino a quel punto saranno comunque disponibili nella successiva fase di consultazione dei risultati.

3.6.4 Consultazione dei risultati

Al termine dell'analisi parametrica appare una nuova scheda che permette di consultare i risultati ottenuti, sia in forma tabulare che attraverso grafici di vario tipo.

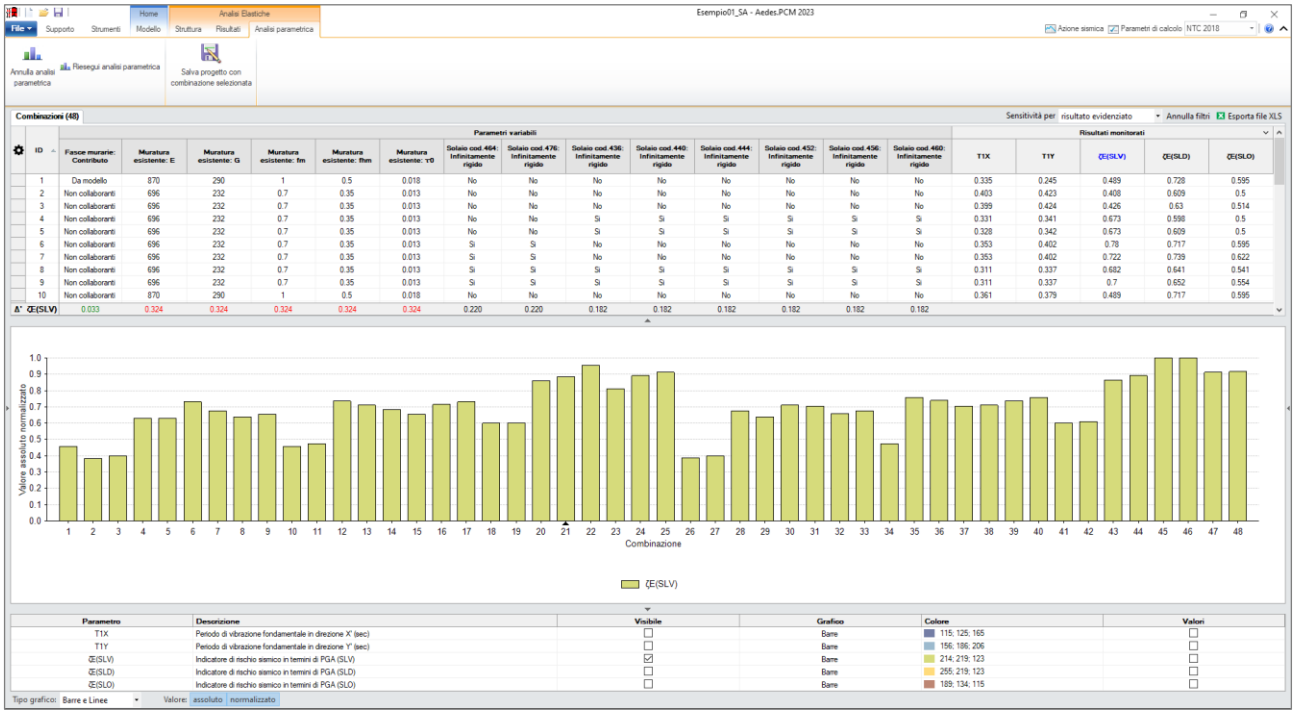


Figura 251. Risultati analisi parametrica

Nella tabella delle combinazioni (in alto) ogni riga rappresenta una combinazione esaminata (o da esaminare nel caso in cui l'analisi sia stata interrotta). Le colonne della tabella rappresentano i **Parametri variabili** e i **Risultati monitorati**.

Cliccando sull'icona ⚙ in alto a sinistra si accede a un menu che permette di **nascondere o visualizzare** determinate colonne della tabella, mentre cliccando sul titolo delle colonne è possibile **ordinare** le combinazioni per ID o in funzione di un determinato parametro variabile o risultato monitorato. Inoltre, sempre agendo sul titolo delle colonne è possibile applicare dei **filtri** per focalizzare l'attenzione su un determinato gruppo di combinazioni.

Evidenziando un risultato monitorato (con un click sul titolo della colonna) in fondo alla tabella delle combinazioni compare una riga con i **parametri di sensitività Δ'** dei vari parametri variabili rispetto al risultato evidenziato. Per maggiori informazioni consultare il paragrafo seguente dedicato all'analisi di sensitività.

Nella barra degli strumenti (in alto a destra) troviamo le seguenti funzioni:

Sensitività per	• **risultato evidenziato** • **tutti i risultati monitorati** Grazie a questa scelta è possibile visualizzare in fondo alla tabella i parametri di sensitività dei vari parametri variabili rispetto al risultato evidenziato (una riga) o a tutti i risultati monitorati (più righe).

Annulla Filtri	Annulla tutti i filtri specificati nelle colonne della tabella. Di conseguenza tutte le combinazioni tornano visibili.
Esporta file XLS	Esporta la tabella in un file di formato XLS per aprirlo, ad esempio, con Microsoft Excel.

Inoltre, nella barra multifunzione sono disponibili i seguenti comandi.

Annulla analisi parametrica	Annulla l'analisi parametrica, chiude la finestra di consultazione dei risultati e permette quindi la modifica dei parametri variabili.
Riesegui analisi parametrica	Riesegue l'analisi parametrica.
Salva progetto con combinazione selezionata	Salva una copia del progetto corrente applicando le impostazioni relative alla combinazione selezionata nella tabella Combinazioni.

Il grafico centrale rappresenta il valore assunto dai parametri monitorati nelle varie combinazioni esaminate. Le combinazioni visibili nel grafico sono quelle correntemente visibili nella tabella combinazioni e appaiono nello stesso ordine. La rappresentazione grafica può essere personalizzata attraverso la barra e la tabella sottostanti.

Parametro	Nome del parametro monitorato. Sono visibili in tabella solo i parametri la cui colonna nella tabella combinazioni sia visibile (vedi sopra).
Descrizione	Breve descrizione del parametro monitorato.
Visibile	Determina se il parametro monitorato deve essere rappresentato nel grafico.
Grafico	In caso di grafico di tipo Barre e linee (vedi sotto), permette di scegliere se rappresentare i valori assunti dal parametro per mezzo di barre o linee.
Colore	Determina il colore associato alla rappresentazione del parametro nel grafico.
Valori	Attiva o disattiva la visualizzazione di etichette che riportano il valore assunto dal parametro nelle varie combinazioni.
Tipo grafico	Permette di scegliere il tipo di rappresentazione tra: • **Barre e linee**. Grafico bidimensionale in cui ogni parametro monitorato è rappresentato per mezzo di barre o linee a seconda della scelta effettuata in tabella. • **Barre 3D**. Grafico tridimensionale in cui ogni parametro monitorato è rappresentato per mezzo di barre solide.

	• **Radar**. Grafico circolare in cui ogni raggio corrisponde ad una combinazione ed ogni parametro monitorato è rappresentato per mezzo di una linea spezzata i cui vertici corrispondono al valore assunto dal parametro in una determinata combinazione.
Valore	Per i grafici di tipo Barre e linee o Barre 3D, stabilisce se il valore dei parametri rappresentato nel grafico debba essere **assoluto** e/o **normalizzato** al valore massimo. Nel grafico radar i valori sono sempre assoluti e normalizzati.

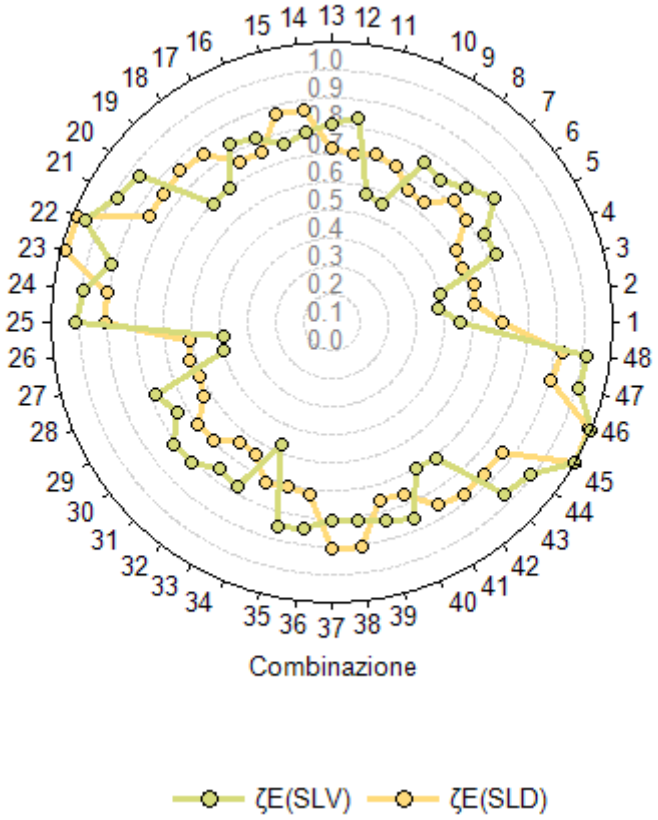


Figura 252. Esempio di grafico radar

3.6.5 Analisi di sensitività

In fondo alla tabella delle combinazioni sono riportati i **parametri di sensitività Δ'** dei parametri variabili rispetto a uno o più risultati monitorati. Un'apposita opzione nella barra degli strumenti permette di mostrare la sensitività rispetto al risultato evidenziato o rispetto a tutti i risultati monitorati. Per evidenziare un determinato risultato è sufficiente cliccare sul titolo della colonna corrispondente.

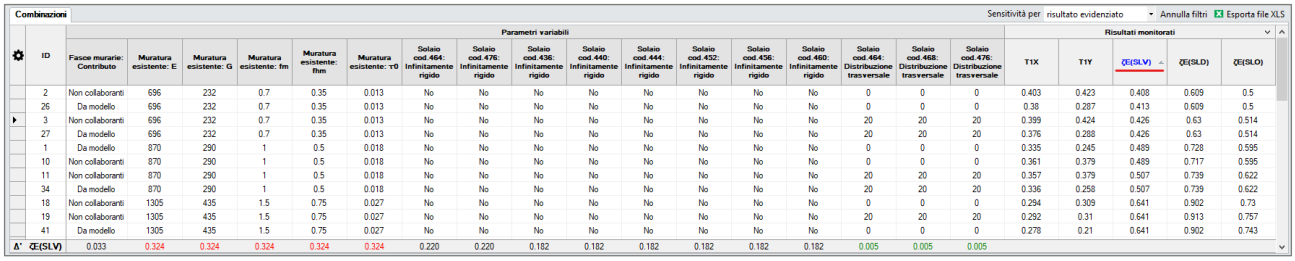


Figura 253. Parametri di sensitività per il risultato evidenziato

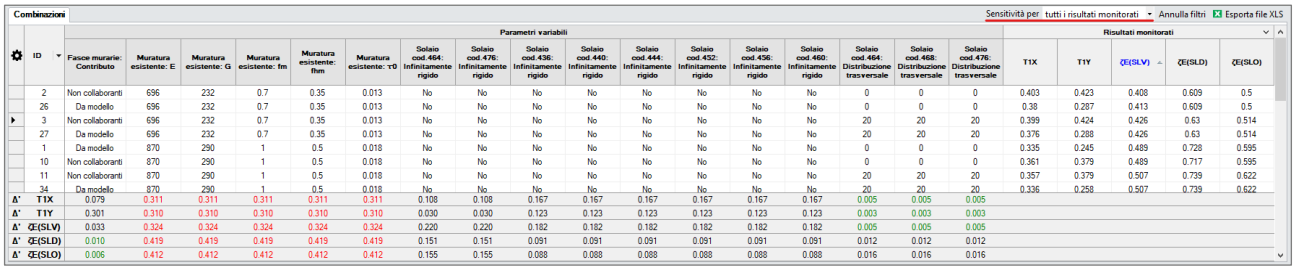


Figura 254. Parametri di sensitività per tutti i risultati monitorati

I parametri di sensitività sono degli indicatori che forniscono la misura di quanto un dato parametro variabile influisca sul valore di un risultato monitorato. Grazie ai valori dei parametri di sensitività è possibile individuare rapidamente quali siano i parametri variabili che maggiormente influenzano la risposta della struttura.

Le informazioni sui parametri variabili più influenti possono essere utilizzate per approfondire la conoscenza dei valori reali e quindi definire un adeguato piano di indagini e prove sperimentali.
Per gli interventi di consolidamento, un'importante applicazione dell'analisi di sensitività consiste nel valutare gli effetti di diverse tecniche alternative comparate tra loro.
Un altro utilizzo può essere quello di revisionare la tabella dei parametri variabili: ai parametri poco influenti sui risultati si può assegnare un preciso valore in input nei dati del Progetto; togliendo tali parametri dall'insieme dei parametri variabili scelti per l'analisi parametrica, si riduce il numero delle combinazioni processate dall'analisi. Nella tabella, per ogni risultato monitorato, il parametro di sensitività in colore rosso rappresenta il massimo valore ottenuto e corrisponde ai parametri variabili maggiormente influenti, mentre il colore verde corrisponde ai parametri variabili meno influenti (si osservi che i valori ottenuti per Δ' possono essere comuni a più parametri variabili).

I parametri di sensitività sono calcolati applicando la seguente **formula** (CNR-DT 212/2013, §3.1.2):

$$\Delta'_j = 2\frac{max\left(\mu^j_{\alpha_p}\right) - min\left(\mu^j_{\alpha_p}\right)}{max\left(\mu^j_{\alpha_p}\right) + min\left(\mu^j_{\alpha_p}\right)} \qquad (1)$$

dove:

Δ'_j è il parametro di sensitività del parametro variabile *j* rispetto al risultato monitorato *a;*

$\mu^j_{\alpha_p}$ è la media dei valori assunti dal risultato monitorato *a* nelle combinazioni caratterizzate dalla p-esima opzione di j (cioè il p-esimo valore associato al parametro variabile).

Pertanto, per calcolare il parametro di sensitività Δ'_j di un dato parametro variabile *j* rispetto a un risultato monitorato *a,* sono necessarie le seguenti **operazioni**:

- raggruppare le varie combinazioni elaborate in funzione del valore assunto dal parametro variabile *j;*
- per ogni gruppo, caratterizzato dalla p-esima opzione di *j*, calcolare la media dei valori assunti dal risultato monitorato *a;*
- individuare il massimo e il minimo tra le medie calcolate al punto precedente e applicare la formula (1).

Qualora il risultato monitorato assuma **valori negativi**, prima di applicare la procedura di cui sopra, i valori del risultato monitorato vengono traslati (incrementati della stessa quantità) in modo tale da ottenere tutti valori positivi (maggiori o uguali a 0).

Il calcolo dei parametri di sensitività viene svolto sulla base delle **combinazioni elaborate effettivamente visibili** in tabella. Pertanto, i parametri riportati risentono di eventuali filtri applicati alle colonne. Grazie a questa funzionalità è possibile limitare il numero di combinazioni da considerare e valutare, ad esempio, l'impatto di un dato parametro variabile mentre un altro viene fissato su un valore predefinito.

Per comprendere a pieno la procedura di calcolo dei parametri di sensitività si consideri l'**esempio** illustrato in figura seguente. In questa analisi parametrica, i parametri variabili sono rappresentati da: contributo delle fasce murarie, parametri meccanici della muratura esistente, rigidezza degli impalcati. Sono state elaborate un totale di 48 combinazioni, ma per effetto dei filtri impostati sono visibili solo 12 combinazioni e il calcolo dei parametri di sensitività si basa su queste.

Combinazioni (48) — Sensitività per: risultato evidenziato — Annulla filtri — Esporta file XLS

	ID	Parametri variabili													Risultati monitorati		
		Fasce murarie: Contributo	Muratura esistente: E	Muratura esistente: G	Muratura esistente: fm	Muratura esistente: fhm	Muratura esistente: τ0	Solaio cod.464: Infinitamente rigido	Solaio cod.476: Infinitamente rigido	Solaio cod.436: Infinitamente rigido	Solaio cod.440: Infinitamente rigido	Solaio cod.444: Infinitamente rigido	Solaio cod.452: Infinitamente rigido	Solaio cod.456: Infinitamente rigido	Solaio cod.460: Infinitamente rigido	ζE(SLV)	ζE(SLD)	ζE(SLO)
	2	Non collaboranti	696	232	0.7	0.35	0.013	No	No	No	No	No	No	No	No	0.408	0.609	0.5
	4	Non collaboranti	696	232	0.7	0.35	0.013	No	No	Si	Si	Si	Si	Si	Si	0.673	0.598	0.5
	6	Non collaboranti	696	232	0.7	0.35	0.013	Si	Si	No	No	No	No	No	No	0.78	0.717	0.595
	8	Non collaboranti	696	232	0.7	0.35	0.013	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	0.682	0.641	0.541
	10	Non collaboranti	870	290	1	0.5	0.018	No	No	No	No	No	No	No	No	0.489	0.717	0.595
	12	Non collaboranti	870	290	1	0.5	0.018	No	No	Si	Si	Si	Si	Si	Si	0.785	0.728	0.595
	14	Non collaboranti	870	290	1	0.5	0.018	Si	Si	No	No	No	No	No	No	0.731	0.913	0.757
	16	Non collaboranti	870	290	1	0.5	0.018	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	0.762	0.783	0.649
	18	Non collaboranti	1305	435	1.5	0.75	0.027	No	No	No	No	No	No	No	No	0.641	0.902	0.73
	20	Non collaboranti	1305	435	1.5	0.75	0.027	No	No	Si	Si	Si	Si	Si	Si	0.919	0.902	0.743
	22	Non collaboranti	1305	435	1.5	0.75	0.027	Si	Si	No	No	No	No	No	No	1.018	1.174	0.959
	24	Non collaboranti	1305	435	1.5	0.75	0.027	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	0.951	0.967	0.797
Δ'	ζE(SLV)		0.325	0.325	0.325	0.325	0.325	0.228	0.228	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160			

Figura 255. Esempio: parametri di sensitività

In figura sono riportati i parametri di sensitività dei parametri variabili rispetto al risultato evidenziato ζ_E(SLV), cioè l'indicatore di rischio sismico in termini di PGA allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per il primo parametro variabile, relativo al contributo delle fasce murarie, non viene riportato alcun parametro di sensitività in quanto, per effetto dei filtri impostati, tutte le combinazioni visibili sono caratterizzate dalla stessa opzione (fasce murarie non collaboranti).

I parametri di sensitività maggiori (in rosso) vengono registrati per i parametri variabili relativi alle proprietà meccaniche della **muratura esistente**. Questi parametri variabili sono raggruppati, cioè possono variare solo in modo omogeneo; quindi, sono caratterizzati dagli stessi parametri di sensitività. Vediamo in dettaglio come viene ottenuto il valore $\Delta' = 0.325$:

- il parametro relativo al modulo elastico E presenta 3 opzioni: 696, 870 e 1305 N/mm^2;
- per ognuna di queste opzioni sono presenti 4 combinazioni. Le medie dei valori assunti da ζ_E(SLV) per ognuna di queste opzioni valgono rispettivamente 0.636, 0.692 e 0.882;
- quindi, il valore minimo è 0.636 e il valore massimo è 0.882;
- applicando la formula (1) si ottiene $\Delta' = 2 \cdot \frac{0.882-0.636}{0.882+0.636} = 0.325$.

3.6.6 Esempio applicativo

Come esempio di applicazione dell'analisi parametrica si consideri la struttura illustrata nelle figure seguenti. Si tratta di un edificio esistente a due piani fuori terra sito in Perugia. Il Piano Terra ha un'altezza di 3.6 m; mentre il Piano Primo dotato di copertura a falde leggermente spioventi ha un'altezza minima pari a 3.1 m.

La struttura portante è realizzata in muratura di pietrame disordinata mentre gli impalcati sono costituiti da solai in legno orditi nella direzione longitudinale dell'edificio.

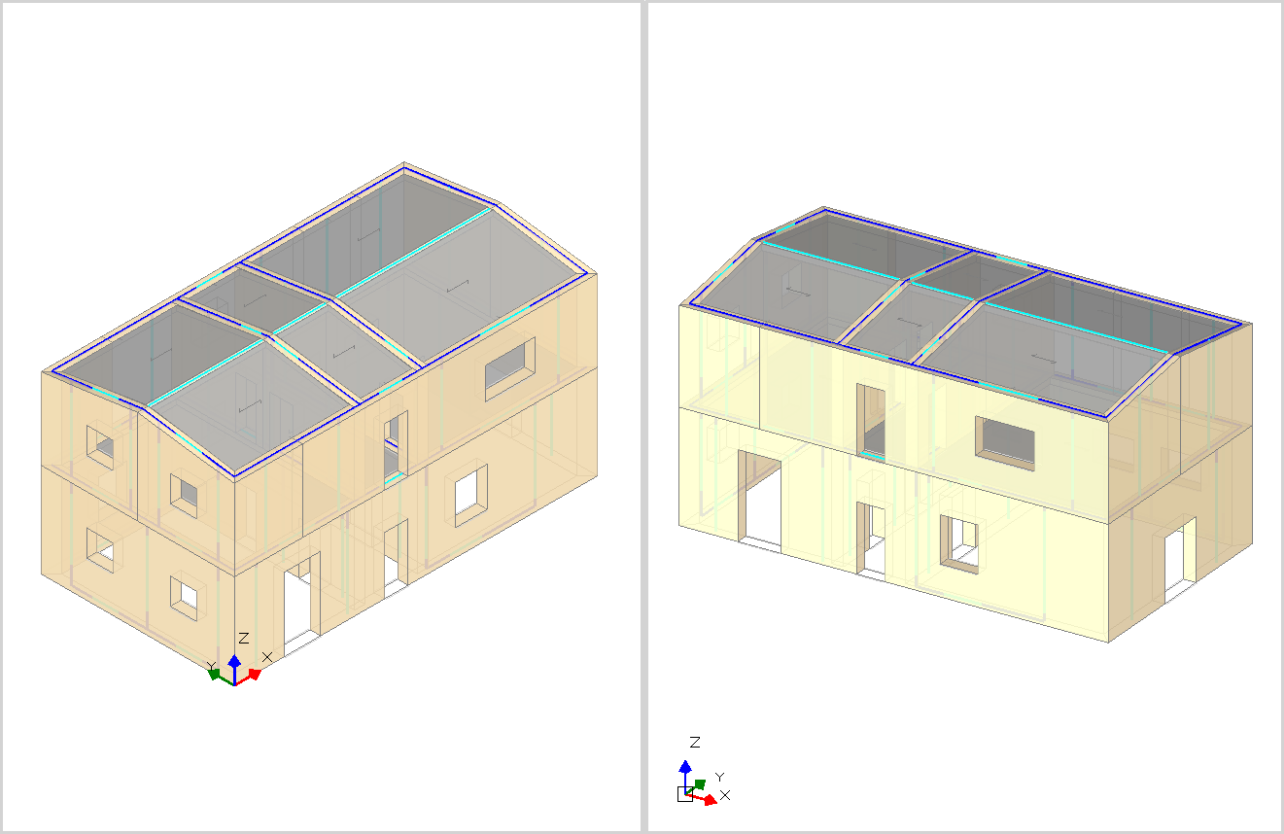


Figura 256. Viste assonometriche da Sud-Ovest e da Nord-Est

Per l'edificio si richiede la valutazione della sicurezza sismica allo stato attuale e la progettazione di eventuali interventi di miglioramento.

Vedremo come l'analisi parametrica costituisca un utilissimo strumento in entrambi le fasi.

Nella fase di valutazione dello stato attuale, permette di far fronte alle tante incertezze che caratterizzano la modellazione strutturale degli edifici esistenti. In questa fase, i parametri variabili sono costituiti da tutti quegli aspetti della modellazione strutturale in cui è obbiettivamente difficile stabilire il valore più rappresentativo per la struttura reale. L'analisi parametrica permette di individuare agevolmente la configurazione che porta ad una valutazione conservativa (a favore di sicurezza).

Nello stato di progetto, l'analisi parametrica permette di valutare diverse tecniche di consolidamento e individuare agevolmente gli interventi che permettono di raggiungere i livelli di sicurezza desiderati con il minimo impatto economico e cantieristico.

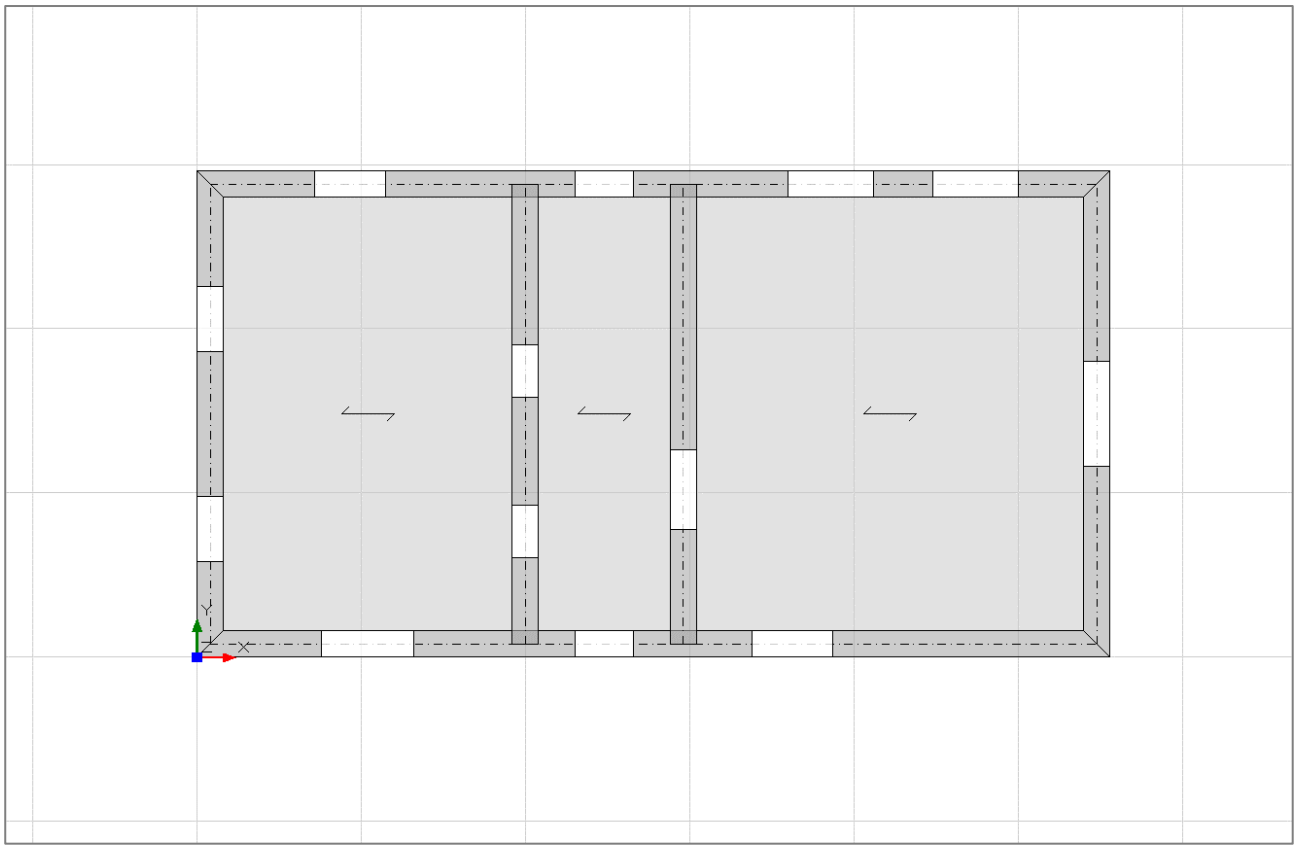


Figura 257. Pianta Piano Terra

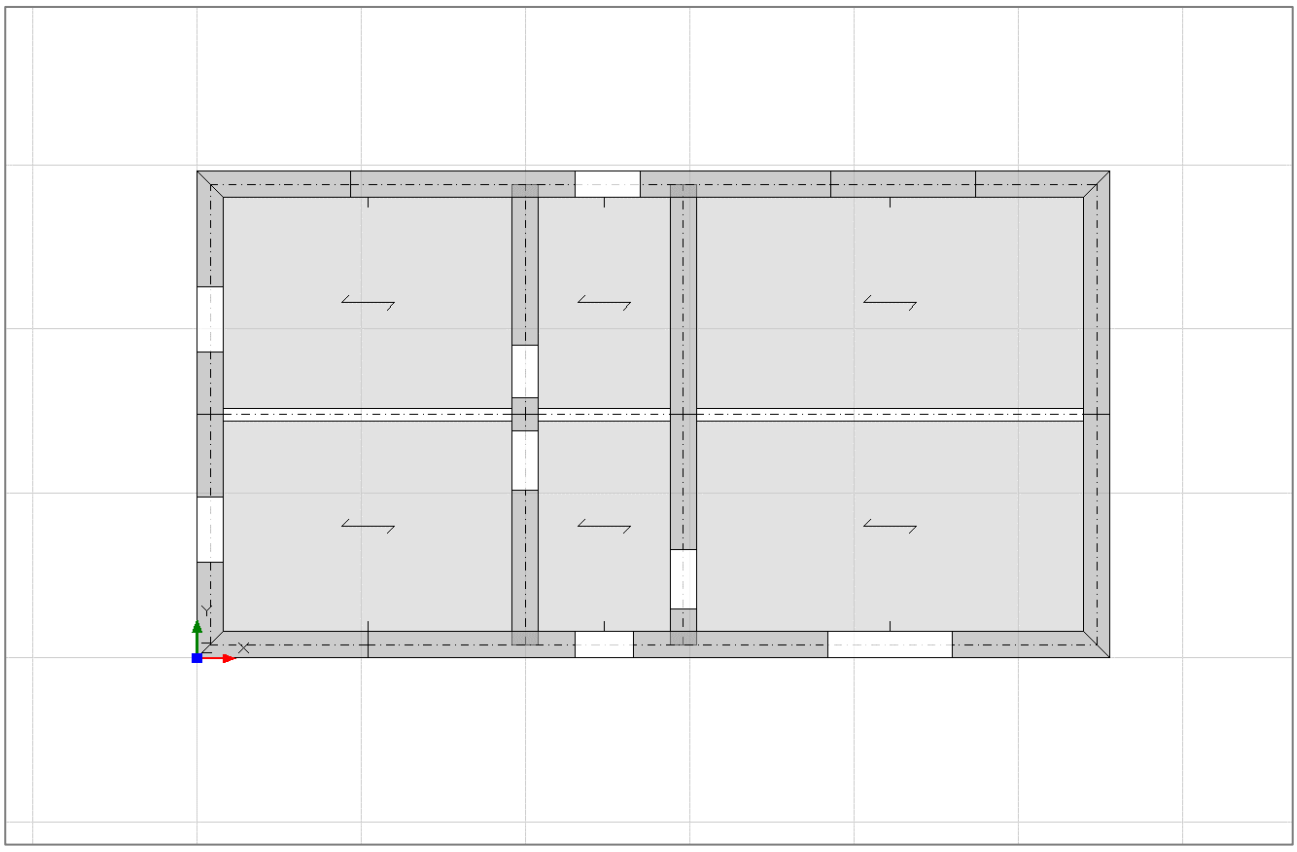


Figura 258. Pianta Piano Primo

3.6.6.1 Stato Attuale

Nella valutazione della sicurezza dell'edificio oggetto di studio, le principali fonti di incertezza si riscontrano nei parametri meccanici della muratura, nel comportamento delle fasce murarie, nella rigidezza degli impalcati e nella distribuzione del carico alle strutture portanti.

Come detto, la struttura portante è realizzata in muratura di pietrame disordinata per la quale si intende raggiunto un limitato livello di conoscenza (LC1). Pertanto, le caratteristiche meccaniche del materiale vengono impostate sulla base dei valori di riferimento forniti dalla normativa (NTC 2018) per questa tipologia di muratura. In particolare, coerentemente alle indicazioni normative, i moduli elastici vengono impostati pari ai valori medi dell'intervallo di riferimento, mentre le resistenze vengono impostate pari ai valori minimi. Il fattore di confidenza FC viene fissato pari 1.35.

Generale	
Nome	**Muratura esistente**
Riferimento	**NTC 2018, Tab. C8.5.I**
Tipologia	**Pietrame disordinata**
Condizioni	**Standard**
Fattore di Confidenza	**1.35**
Moduli elastici	
Valori	**Medi**
E	**870**
G	**290**
Resistenze	
Valori	**Minimi**
f,m	**1.000**
f,tm	**0.100**
f,hm	**0.500**
τ,0	**0.018**
f,vm0	
Altre proprietà meccaniche	
w	**19.00**

Figura 259. Caratteristiche meccaniche della muratura

Tuttavia, la malta che costituisce la muratura presenta caratteristiche profondamente eterogenee. Alcuni test rilevano malta di modeste caratteristiche (f_m compresa tra 0.7 e 1.5 N/mm^2), altri rilevano caratteristiche particolarmente scadenti e altri ancora caratteristiche più che soddisfacenti.
Pertanto, si ritiene opportuno valutare gli effetti di questa caratteristica incerta per mezzo dell'analisi parametrica. Viene quindi definito un gruppo di parametri variabili relativi alle caratteristiche meccaniche del materiale murario. In particolare, vengono inseriti 5 parametri variabili associati al materiale in questione, ogni parametro è riferito ad una diversa caratteristica meccanica: modulo elastico normale (E), modulo elastico tangenziale (G), resistenza media a compressione (f_m), resistenza media a compressione orizzontale (f_{hm}), resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (τ_0). A tutti i parametri viene assegnata variabilità D3, che permette di specificare 3 possibili valori: il primo è relativo alla condizione di malta scadente (ottenuto applicando il coefficiente 0.7 al valore corrente), il secondo è relativo a malta di modeste caratteristiche (coefficiente pari a 1.0), il terzo è relativo a malta buona (coefficiente pari a 1.5).

Inoltre, questi parametri vengono raggruppati nel gruppo 1 per farli variare in modo omogeneo. In questo modo le varie caratteristiche meccaniche saranno sempre coerenti tra loro.

Gruppo	Classe	Elemento	Proprietà	Valore	Variabilità	Valore 1	Valore 2	Valore 3
1	Materiale	Muratura esistente	E	870	D3	696	870	1305
1	Materiale	Muratura esistente	G	290	D3	232	290	435
1	Materiale	Muratura esistente	f,m	1	D3	0.7	1	1.5
1	Materiale	Muratura esistente	f,hm	0.5	D3	0.35	0.5	0.75
1	Materiale	Muratura esistente	τ,0	0.018	D3	0.013	0.018	0.027

Figura 260. Parametri variabili relativi alle caratteristiche meccaniche della muratura

Le aperture sono dotate di architrave in calcestruzzo armato, pertanto le soprastanti fasce murarie possono essere considerate come elementi resistenti in grado di accoppiare i maschi adiacenti. Sono modellate come aste Incastro-Incastro soggette a verifiche di resistenza in termini di pressoflessione e taglio. Nelle proprietà delle fasce è stata specificata la resistenza a trazione dell'architrave (vedi §7.8.2.2.4) pari a 118 kN, ottenuta considerando la resistenza a trazione delle barre di armatura: 4#10, f_{yk} = 450 N/mm2, FC = 1.2.

Tuttavia, la lunghezza di appoggio degli architravi sulla muratura potrebbe non essere sufficiente, appare quindi opportuno valutare anche la condizione di fasce murarie deboli, cioè non in grado di accoppiare i maschi murari adiacenti. A questo scopo viene inserito un ulteriore parametro variabile relativo al contributo offerto delle fasce murarie. Si tratta di un parametro di classe Generale, con variabilità di tipo booleana, può quindi assumere due valori: il primo corrisponde alla condizione di fasce deboli (non collaboranti), il secondo rappresenta la condizione di fasce resistenti (come da modello).

Gruppo	Classe	Elemento	Proprietà	Valore	Variabilità	Valore 1	Valore 2
	Generale		Fasce murarie: Contributo	Da modello	B	Non collaboranti	Da modello

Figura 261. Parametro variabile relativo al contributo delle fasce murarie

Un altro aspetto incerto nella modellazione strutturale è relativo alla rigidezza degli impalcati. Si tratta di solai in legno, la cui rigidezza nel piano è di difficile determinazione. È quindi opportuno valutare le due condizioni estreme, di impalcati deformabili o impalcati infinitamente rigidi, per individuare quella corrispondente al livello di sicurezza minore.
Per ogni solaio presente nel modello (tranne quello centrale del Piano Terra corrispondente al vano scala) vengono inseriti i parametri variabili corrispondenti alla proprietà "Infinitamente rigido". L'inserimento può essere effettuato rapidamente selezionando i solai nel modello 3D e cliccando sul comando Parametri variabili > Aggiungi selezione. La variabilità è di tipo booleana, pertanto i valori possibili sono "Si" oppure "No". Questa volta i parametri relativi ai solai del Piano Terra vengono raggruppati nel gruppo 2, mentre i restanti, relativi alla copertura, vengono raggruppati nel gruppo 3. In questo modo i due impalcati saranno o completamente deformabili o completamente rigidi.

Gruppo	Classe	Elemento	Proprietà	Valore	Variabilità	Valore 1	Valore 2
2	Solaio	Solaio cod.464	Infinitamente rigido	No	B	No	Si
2	Solaio	Solaio cod.476	Infinitamente rigido	No	B	No	Si
3	Solaio	Solaio cod.436	Infinitamente rigido	No	B	No	Si
3	Solaio	Solaio cod.440	Infinitamente rigido	No	B	No	Si
3	Solaio	Solaio cod.444	Infinitamente rigido	No	B	No	Si
3	Solaio	Solaio cod.452	Infinitamente rigido	No	B	No	Si
3	Solaio	Solaio cod.456	Infinitamente rigido	No	B	No	Si
3	Solaio	Solaio cod.460	Infinitamente rigido	No	B	No	Si

Figura 262. Parametri variabili relativi alla rigidezza dei solai

Infine, un'ulteriore incertezza riguarda la distribuzione del carico dei solai. Mentre in copertura è evidente che il carico sia distribuito sulle sole pareti ortogonali alla direzione di orditura, per l'impalcato intermedio questo non è così evidente e una parte del carico potrebbe essere distribuito in direzione trasversale.
Per ogni solaio del Piano Terra, definiamo quindi un parametro variabile relativo alla percentuale di carico totale da distribuire in direzione trasversale all'orditura. Scegliamo la variabilità di tipo D2 che permette di specificare due valori: 0 e 20%.
Dato che i solai sono realizzati nello stesso modo, questi parametri vengono raggruppati nel gruppo 4.

Gruppo	Classe	Elemento	Proprietà	Valore	Variabilità	Valore 1	Valore 2
4	Solaio	Solaio cod.464	Distribuzione trasversale	0	D2	0	20
4	Solaio	Solaio cod.468	Distribuzione trasversale	0	D2	0	20
4	Solaio	Solaio cod.476	Distribuzione trasversale	0	D2	0	20

Figura 263. Parametri variabili relativi alla distribuzione del carico dei solai

Una volta aver eseguito la validazione, la scheda dei parametri variabili si presenta come in figura seguente. Sono state generate 48 combinazioni dei parametri variabili.

Trova | Segnalazioni | **Parametri variabili**

Aggiungi selezione | Annulla filtri | Esegui validazione | N. Combinazioni = 48

	Gruppo	Classe	Elemento	Proprietà	Valore	Variabilità	Valore 1	Valore 2	Valore 3	Valore 4	Valore 5	Vincolo	ki	kj	Stato
1		Generale		Fasce murarie: Contributo	Da modello	B	Non collaboranti	Da modello							Corretto
2	1	Materiale	Muratura esistente	E	870	D3	696	870	1305						Corretto
3	1	Materiale	Muratura esistente	G	290	D3	232	290	435						Corretto
4	1	Materiale	Muratura esistente	f,m	1	D3	0.7	1	1.5						Corretto
5	1	Materiale	Muratura esistente	f,hm	0.5	D3	0.35	0.5	0.75						Corretto
6	1	Materiale	Muratura esistente	τ,0	0.018	D3	0.013	0.018	0.027						Corretto
7	2	Solaio	Solaio cod.464	Infinitamente rigido	No	B	No	Si							Corretto
8	2	Solaio	Solaio cod.476	Infinitamente rigido	No	B	No	Si							Corretto
9	3	Solaio	Solaio cod.436	Infinitamente rigido	No	B	No	Si							Corretto
10	3	Solaio	Solaio cod.440	Infinitamente rigido	No	B	No	Si							Corretto
11	3	Solaio	Solaio cod.444	Infinitamente rigido	No	B	No	Si							Corretto
12	3	Solaio	Solaio cod.452	Infinitamente rigido	No	B	No	Si							Corretto
13	3	Solaio	Solaio cod.456	Infinitamente rigido	No	B	No	Si							Corretto
14	3	Solaio	Solaio cod.460	Infinitamente rigido	No	B	No	Si							Corretto
15	4	Solaio	Solaio cod.464	Distribuzione trasversale	0	D2	0	20							Corretto
16	4	Solaio	Solaio cod.468	Distribuzione trasversale	0	D2	0	20							Corretto
17	4	Solaio	Solaio cod.476	Distribuzione trasversale	0	D2	0	20							Corretto

Aggiungi riga

Figura 264. Scheda dei parametri variabili

A questo punto non resta che richiedere l'esecuzione dell'analisi parametrica attraverso il comando:
Risultati > Esegui analisi parametrica

Per ognuna delle 48 combinazioni generate, vengono eseguite l'analisi modale e l'analisi pushover, registrando i valori dei periodi di vibrazione fondamentali nelle direzioni X e Y, e gli indicatori di rischio sismico ζ_E per i vari stati limite.

Una volta completata l'elaborazione di tutte le combinazioni, è possibile consultare i risultati nella scheda Analisi Parametrica. Optiamo per un diagramma a barre che rappresenta l'andamento di due parametri monitorati: l'indicatore di rischio sismico ζ_E per gli stati limite di Danno (SLD) e Salvaguardia della Vita (SLV) e scegliamo di diagrammare il valore effettivo (cioè non normalizzato). Inoltre, ordiniamo la tabella delle combinazioni per valori crescenti di ζ_E(SLV).

In fondo alla tabella delle combinazioni compaiono i parametri di sensitività dei parametri variabili rispetto all'indicatore ζ_E(SLV). La maggiore sensitività (Δ' = 0.317, in rosso) è stata registrata dalle caratteristiche meccaniche della muratura, che, essendo raggruppate per variare in modo omogeneo, restituiscono tutte lo stesso valore del parametro di sensitività. Questi sono i parametri variabili che maggiormente condizionano la risposta della struttura. La minore sensitività, invece, è stata registrata dai parametri relativi alla distribuzione del carico dei solai (Δ' = 0.006, in verde).

Il valore minore di ζ_E(SLV), pari a 0.408, è stato registrato per le combinazioni 2 e 3, ma la combinazione 3 fornisce anche il valore minore di ζ_E(SLD) pari a 0.587.

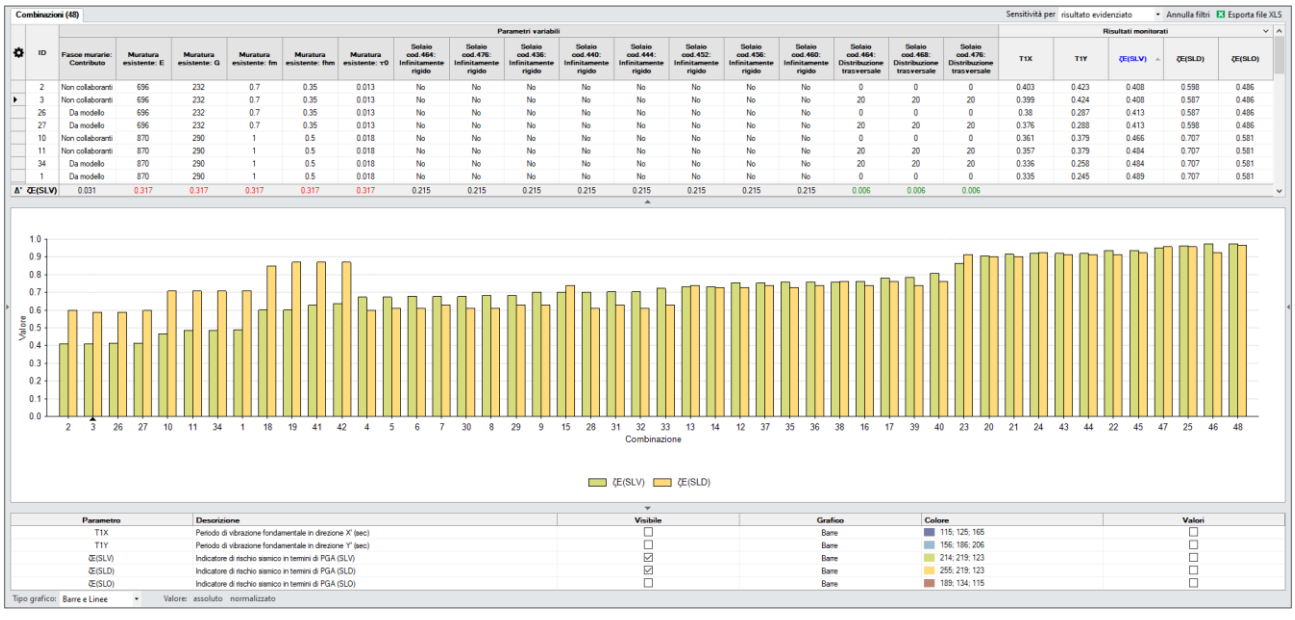


Figura 265. Risultati analisi parametrica dello stato attuale

La combinazione 3 corrisponde alle seguenti caratteristiche:

- fasce murarie non collaboranti;
- muratura con malta di caratteristiche scadenti;
- impalcati non rigidi:
- distribuzione del carico dei solai al Piano Terra: 20% in direzione trasversale.

Il valore maggiore di ζ_E(SLV), pari a 0.973, è stato registrato per la combinazione 48 che corrisponde alle seguenti caratteristiche:

- fasce murarie collaboranti;
- muratura con malta di caratteristiche buone;
- impalcati infinitamente rigidi:
- distribuzione del carico dei solai al Piano Terra: 20% in direzione trasversale.

L'indicatore di rischio sismico varia in un ampio intervallo (0.408, 0.973). Questo fa riflettere circa l'importanza dell'analisi parametrica nel far fronte alle incertezze di modellazione. Se uno dei parametri variabili affetti da incertezza fosse stato fissato a priori senza indagare sui suoi effetti, si sarebbe rischiato di sovrastimare il reale livello di sicurezza della struttura.
Non è detto che la combinazione 3 rappresenti il reale livello di sicurezza, però data l'incertezza che riveste i vari aspetti considerati, senza dubbio è la configurazione da considerare per un risultato a favore di sicurezza.

Grazie al comando "Salva progetto con combinazione selezionata" è possibile ottenere una copia del modello applicando le impostazioni relative alla combinazione 3. Questo è il modello rappresentativo dello stato attuale dell'edificio.

Eseguendo l'analisi pushover sul modello (Combinazione 3) si nota che in entrambe le direzioni X e Y la capacità della struttura è determinata dal collasso di tutti i maschi murari di una parete significativa del Piano Terra (uno dei paramenti definiti in input).
In particolare, in direzione X, la curva pushover che restituisce il valore minore dell'indicatore di rischio sismico è la curva E-X+T: spinta in direzione -X, distribuzione di forze uniforme, effetti torcenti in senso antiorario, ζ_E = 0.408.
L'elaborazione di questa curva pushover si interrompe per il collasso completo della parete Nord al Piano Terra.

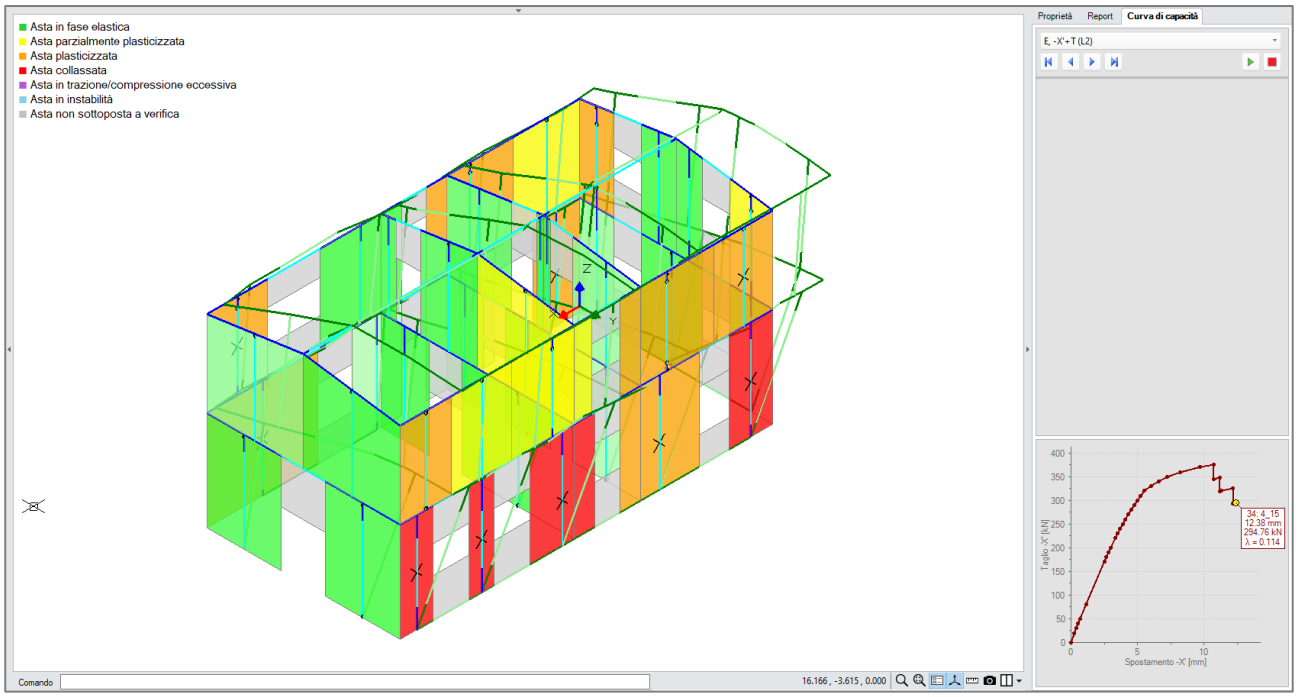


Figura 266. Combinazione 3: Risultati curva E-X+T: ζ_E = 0.408

In direzione Y, la curva pushover che restituisce il valore minore dell'indicatore di rischio sismico è la curva A+Y-T: spinta in direzione +Y, distribuzione di forze lineare, effetti torcenti in senso orario, ζ_E = 0.457. L'elaborazione di questa curva pushover si interrompe per il collasso completo della parete Ovest al Piano Terra.

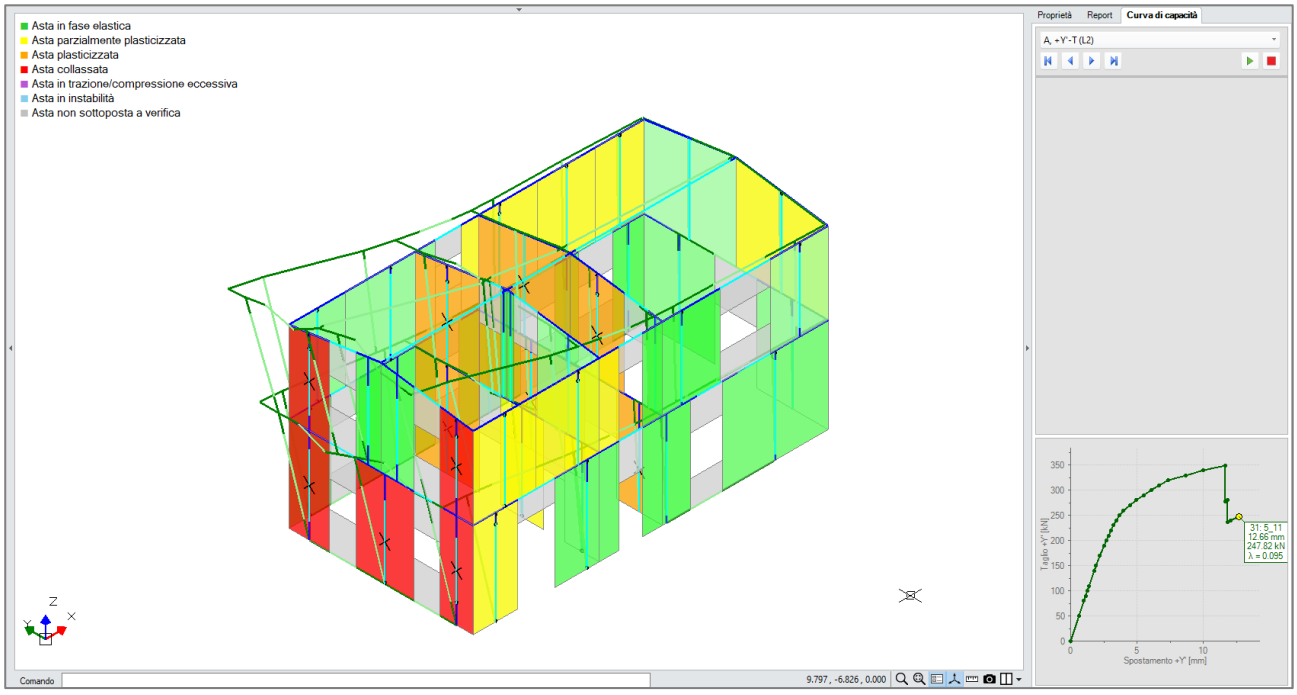


Figura 267. Combinazione 3: Risultati curva A+Y-T: ζ_E = 0.457

3.6.6.2 Stato di Progetto

Nella valutazione della sicurezza dell'edificio allo stato attuale, svolta con l'ausilio di un'analisi parametrica, è emerso che il livello di sicurezza migliorerebbe se gli impalcati si comportassero come diaframmi rigidi. Inoltre, si è evidenziato come la capacità della struttura sia condizionata principalmente dal collasso di intere pareti al Piano Terra: queste pareti dovrebbero quindi essere rinforzate in modo prioritario per poter registrare un miglioramento del livello di sicurezza.
Per la progettazione degli interventi di rinforzo si parte dal modello identificato come rappresentativo dello stato attuale (vedi sopra, Combinazione 3).
Anche in questa fase è possibile sfruttare a pieno le potenzialità dell'analisi parametrica per ricercare gli interventi che consentono di raggiungere il livello di sicurezza desiderato con il minimo sforzo economico e cantieristico. In questo caso, i parametri variabili corrispondono alle varie tipologie di intervento e alle relative zone di applicazione.

Il primo intervento considerato riguarda l'irrigidimento dei solai al fine di garantire la ripartizione delle sollecitazioni sismiche tra le pareti. Per ogni solaio (tranne quello centrale del Piano Terra che rappresenta il vano scala) si inserisce un parametro variabile relativo alla proprietà "Infinitamente rigido". Come visto si tratta di un parametro a variabilità booleana Si/No. I parametri relativi ai solai del Piano Terra vengono raggruppati nel gruppo 1, mentre quelli relativi alle falde di copertura vengono raggruppati nel gruppo 2. In questo modo si evitano le combinazioni corrispondenti all'irrigidimento parziale di un impalcato.

Gruppo	Classe	Elemento	Proprietà	Valore	Variabilità	Valore 1	Valore 2
1	Solaio	Solaio cod.464	Infinitamente rigido	No	B	No	Si
1	Solaio	Solaio cod.476	Infinitamente rigido	No	B	No	Si
2	Solaio	Solaio cod.436	Infinitamente rigido	No	B	No	Si
2	Solaio	Solaio cod.440	Infinitamente rigido	No	B	No	Si
2	Solaio	Solaio cod.444	Infinitamente rigido	No	B	No	Si
2	Solaio	Solaio cod.452	Infinitamente rigido	No	B	No	Si
2	Solaio	Solaio cod.456	Infinitamente rigido	No	B	No	Si
2	Solaio	Solaio cod.460	Infinitamente rigido	No	B	No	Si

Figura 268. Parametri variabili relativi all'irrigidimento dei solai

In seguito, si considera il rinforzo delle pareti perimetrali del Piano Terra tramite intonaco armato, con applicazione sia sulla faccia interna che sulla faccia esterna. Per ogni maschio murario di queste pareti viene inserito il corrispondente parametro variabile relativo alla proprietà "Intonaco armato". Si tratta di un parametro booleano quindi il primo valore viene impostato su "No" e il secondo su "Si". I parametri vengono raggruppati in modo che l'intervento si estenda sempre a tutti i maschi della stessa parete e sia consentita l'applicazione su singole pareti (non necessariamente su tutte). Pertanto, i parametri relativi ai maschi sulla facciata Sud vengono raggruppati nel gruppo 3, quelli della facciata Nord nel gruppo 4, quelli della facciata Ovest nel gruppo 5, e quelli della facciata Est nel gruppo 6.

	Gruppo	Classe	Elemento	Proprietà	Valore	Variabilità	Valore 1	Valore 2	Valore 3	Valore 4	Valore 5	Vincolo	ki	kj	Stato
9	3	Asta	Asta 1	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto
10	3	Asta	Asta 3	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto
11	3	Asta	Asta 4	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto
12	3	Asta	Asta 6	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto
13	4	Asta	Asta 13	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto
14	4	Asta	Asta 16	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto
15	4	Asta	Asta 19	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto
16	4	Asta	Asta 22	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto
17	4	Asta	Asta 27	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto
18	5	Asta	Asta 38	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto
19	5	Asta	Asta 42	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto
20	5	Asta	Asta 45	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto
21	6	Asta	Asta 53	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto
22	6	Asta	Asta 55	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto

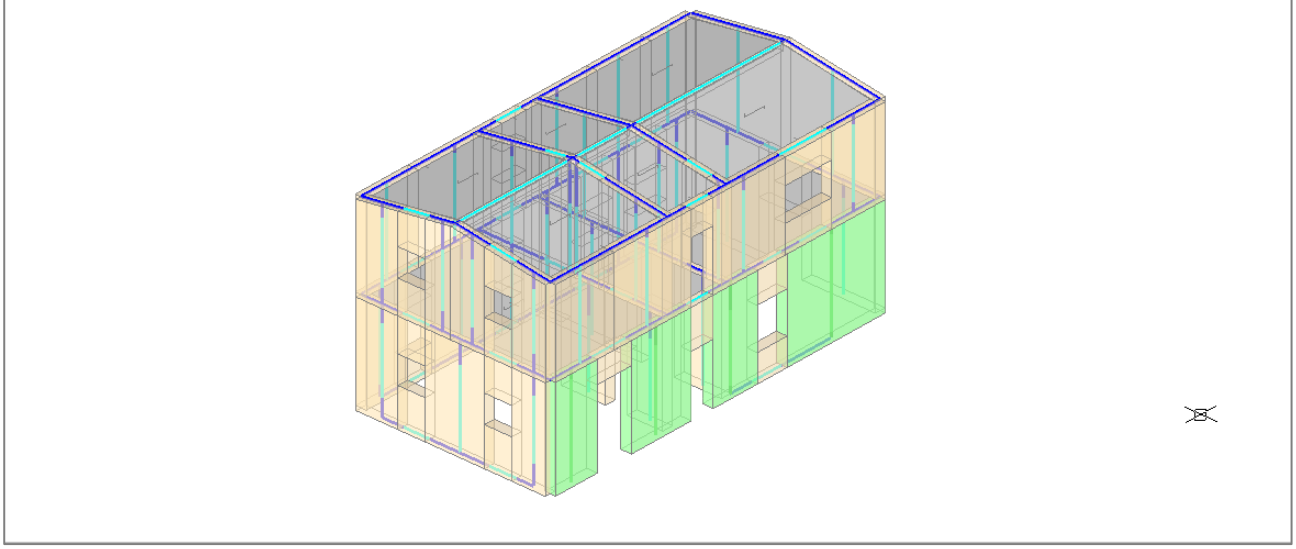


Figura 269. Parametri variabili relativi all'intervento di intonaco armato

In alternativa all'intervento di intonaco armato e nell'ipotesi di poter intervenire solo all'esterno dell'edifico, si considera il rinforzo con sistema FRCM applicato sulla sola faccia esterna delle pareti perimetrali al Piano Terra. Tutti gli interventi di consolidamento che non compaiono in Tabella C8.5.II (NTC 2018, §C8.5.3.1) sono attivabili nelle proprietà delle aste interessate agendo sulla proprietà Altri Interventi: il rinforzo con FRCM è uno di questi.

Per la corretta modellazione del rinforzo occorre specificare le caratteristiche del sistema utilizzato in Parametri di Calcolo > Interventi > FRCM, e successivamente completare la definizione agendo nelle proprietà delle aste interessate (Interventi > Altri interventi > FRCM). In questa fase è necessario modellare il rinforzo come se dovesse effettivamente essere applicato a tutte le pareti perimetrali del Piano Terra.

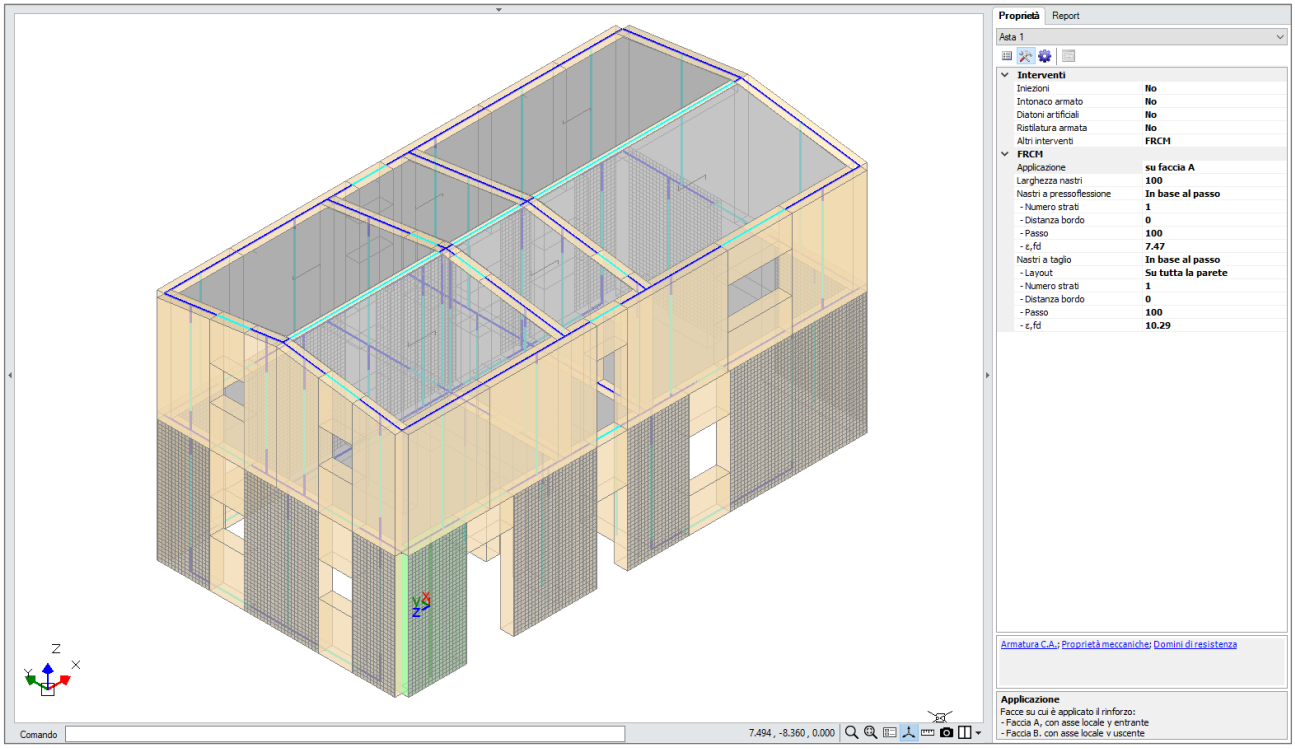


Figura 270. Modellazione del rinforzo FRCM sulla faccia esterna delle pareti perimetrali al Piano Terra

Una volta completata la modellazione del rinforzo è necessario disattivare l'intervento su tutti i maschi murari (Interventi > Altri Interventi > Nessuno). Infatti, l'attivazione del rinforzo su determinate pareti è compito dei parametri variabili che ora andremo a definire.

Per ogni maschio delle pareti perimetrali al Piano Terra viene inserito un parametro variabile relativo alla proprietà "Altri interventi". La proprietà può assumere vari valori, tra cui FRCM: specifichiamo quindi che i parametri hanno variabilità D2 e impostiamo il primo valore su "Nessuno" e il secondo su "FRCM". Anche in questo caso i parametri vengono raggruppati in modo che l'intervento si estenda sempre a tutti i maschi della stessa parete e sia consentita l'applicazione su singole pareti (non necessariamente su tutte). Pertanto, i parametri relativi ai maschi sulla facciata Sud vengono raggruppati nel gruppo 7, quelli della facciata Nord nel gruppo 8, quelli della facciata Ovest nel gruppo 9, e quelli della facciata Est nel gruppo 10.

	Gruppo	Classe	Elemento	Proprietà	Valore	Variabilità	Valore 1	Valore 2	Valore 3	Valore 4	Valore 5	Vincolo	ki	kj	Stato
23	7	Asta	Asta 1	Interventi: Altri interventi	Nessuno	D2	Nessuno	FRCM							Corretto
24	7	Asta	Asta 3	Interventi: Altri interventi	Nessuno	D2	Nessuno	FRCM							Corretto
25	7	Asta	Asta 4	Interventi: Altri interventi	Nessuno	D2	Nessuno	FRCM							Corretto
26	7	Asta	Asta 6	Interventi: Altri interventi	Nessuno	D2	Nessuno	FRCM							Corretto
27	8	Asta	Asta 13	Interventi: Altri interventi	Nessuno	D2	Nessuno	FRCM							Corretto
28	8	Asta	Asta 16	Interventi: Altri interventi	Nessuno	D2	Nessuno	FRCM							Corretto
29	8	Asta	Asta 19	Interventi: Altri interventi	Nessuno	D2	Nessuno	FRCM							Corretto
30	8	Asta	Asta 22	Interventi: Altri interventi	Nessuno	D2	Nessuno	FRCM							Corretto
31	8	Asta	Asta 27	Interventi: Altri interventi	Nessuno	D2	Nessuno	FRCM							Corretto
32	9	Asta	Asta 38	Interventi: Altri interventi	Nessuno	D2	Nessuno	FRCM							Corretto
33	9	Asta	Asta 42	Interventi: Altri interventi	Nessuno	D2	Nessuno	FRCM							Corretto
34	9	Asta	Asta 45	Interventi: Altri interventi	Nessuno	D2	Nessuno	FRCM							Corretto
35	10	Asta	Asta 53	Interventi: Altri interventi	Nessuno	D2	Nessuno	FRCM							Corretto
36	10	Asta	Asta 55	Interventi: Altri interventi	Nessuno	D2	Nessuno	FRCM							Corretto

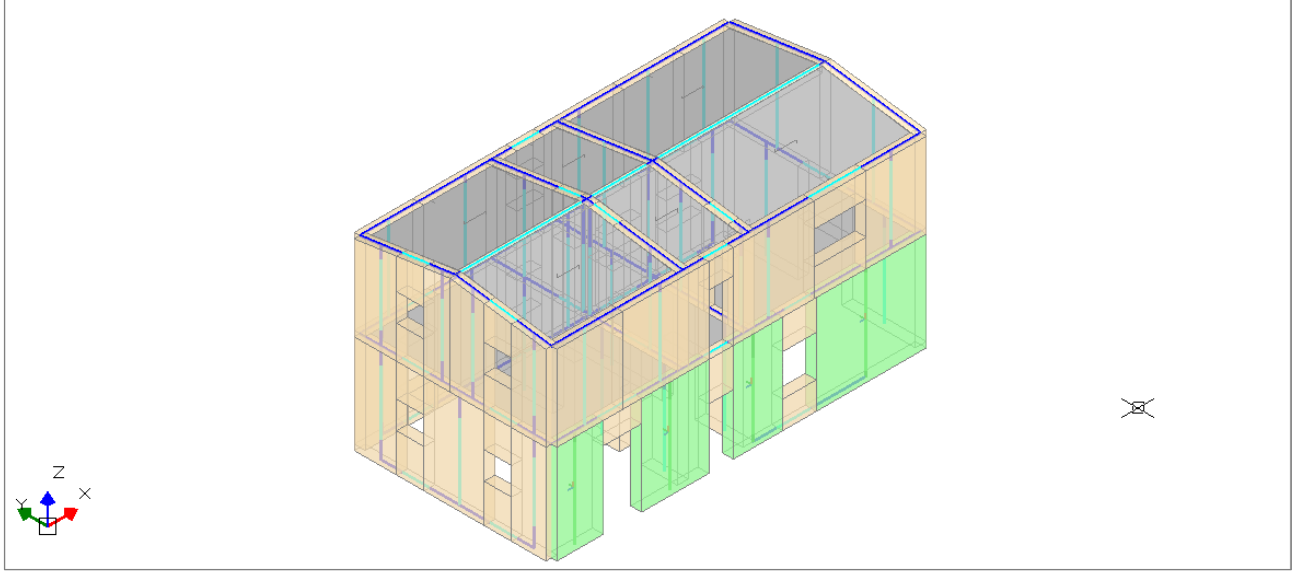


Figura 271. Parametri variabili relativi all'intervento con FRCM

Trova | Segnalazioni | **Parametri variabili**

Aggiungi selezione | Annulla filtri | Esegui validazione | N. Combinazioni = 1 024

	Gruppo	Classe	Elemento	Proprietà	Valore	Variabilità	Valore 1	Valore 2	Valore 3	Valore 4	Valore 5	Vincolo	ki	kj	Stato
1	1	Solaio	Solaio cod.464	Infinitamente rigido	No	B	No	Si							Corretto
2	1	Solaio	Solaio cod.476	Infinitamente rigido	No	B	No	Si							Corretto
3	2	Solaio	Solaio cod.436	Infinitamente rigido	No	B	No	Si							Corretto
4	2	Solaio	Solaio cod.440	Infinitamente rigido	No	B	No	Si							Corretto
5	2	Solaio	Solaio cod.444	Infinitamente rigido	No	B	No	Si							Corretto
6	2	Solaio	Solaio cod.452	Infinitamente rigido	No	B	No	Si							Corretto
7	2	Solaio	Solaio cod.456	Infinitamente rigido	No	B	No	Si							Corretto
8	2	Solaio	Solaio cod.460	Infinitamente rigido	No	B	No	Si							Corretto
9	3	Asta	Asta 1	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto
10	3	Asta	Asta 3	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto
11	3	Asta	Asta 4	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto
12	3	Asta	Asta 6	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto
13	4	Asta	Asta 13	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto
14	4	Asta	Asta 16	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto
15	4	Asta	Asta 19	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto
16	4	Asta	Asta 22	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto
17	4	Asta	Asta 27	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto
18	5	Asta	Asta 38	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto
19	5	Asta	Asta 42	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto
20	5	Asta	Asta 45	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto
21	6	Asta	Asta 53	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto
22	6	Asta	Asta 55	Interventi: Intonaco armato	No	B	No	Si							Corretto
23	7	Asta	Asta 1	Interventi: Altri interventi	Nessuno	D2	Nessuno	FRCM							Corretto
24	7	Asta	Asta 3	Interventi: Altri interventi	Nessuno	D2	Nessuno	FRCM							Corretto
25	7	Asta	Asta 4	Interventi: Altri interventi	Nessuno	D2	Nessuno	FRCM							Corretto
26	7	Asta	Asta 6	Interventi: Altri interventi	Nessuno	D2	Nessuno	FRCM							Corretto
27	8	Asta	Asta 13	Interventi: Altri interventi	Nessuno	D2	Nessuno	FRCM							Corretto
28	8	Asta	Asta 16	Interventi: Altri interventi	Nessuno	D2	Nessuno	FRCM							Corretto
29	8	Asta	Asta 19	Interventi: Altri interventi	Nessuno	D2	Nessuno	FRCM							Corretto
30	8	Asta	Asta 22	Interventi: Altri interventi	Nessuno	D2	Nessuno	FRCM							Corretto
31	8	Asta	Asta 27	Interventi: Altri interventi	Nessuno	D2	Nessuno	FRCM							Corretto
32	9	Asta	Asta 38	Interventi: Altri interventi	Nessuno	D2	Nessuno	FRCM							Corretto
33	9	Asta	Asta 42	Interventi: Altri interventi	Nessuno	D2	Nessuno	FRCM							Corretto
34	9	Asta	Asta 45	Interventi: Altri interventi	Nessuno	D2	Nessuno	FRCM							Corretto
35	10	Asta	Asta 53	Interventi: Altri interventi	Nessuno	D2	Nessuno	FRCM							Corretto
36	10	Asta	Asta 55	Interventi: Altri interventi	Nessuno	D2	Nessuno	FRCM							Corretto

Aggiungi riga

Figura 272. Tabella dei parametri variabili

A questo punto, dopo aver eseguito la validazione, la scheda dei parametri variabili si presenta come in figura precedente. Il numero delle possibili combinazioni sarebbe 1024.
Bisogna però fare in modo che gli interventi di intonaco armato e rinforzo con FRCM siano tra loro alternativi, cioè non vi sia mai concomitanza dei due interventi.
Per farlo è necessario definire delle esclusioni tra i parametri variabili, in modo che:

- quando su un maschio è applicato l'intonaco armato (cioè il relativo parametro assume valore "Si"), non vi sia rinforzo FRCM (cioè il parametro relativo ad "Altri interventi" assuma il valore corrente, "Nessuno");
- quando su un maschio è applicato il rinforzo FRCM (cioè il parametro relativo ad "Altri interventi" assume il valore corrente "FRCM"), non vi sia intonaco armato (cioè il relativo parametro assuma il valore corrente, "No").

Si accede quindi alla matrice di esclusione cliccando sull'icona posta in alto a destra.
Il parametro 9, relativo all'intonaco armato sull'Asta 1, si esclude vicendevolmente con il parametro 23, relativo a rinforzo FRCM (Altri interventi) sempre sull'Asta 1. Pertanto, nella matrice di esclusione è necessario spuntare la casella (9, 23). Dato che i parametri 9 e 23 fanno parte rispettivamente dei gruppi 3 e 7, l'esclusione viene estesa automaticamente a tutti i parametri di questi due gruppi: vengono infatti spuntate automaticamente un totale di 16 caselle. In questo modo la parete Sud al Piano Terra potrà essere consolidata o tutta con intonaco armato o tutta con FRCM, non sono consentiti interventi ibridi. Ripetiamo la stessa operazione per le altre pareti, in particolare impostiamo l'esclusione tra le seguenti coppie di parametri: (13,27), (18,32) e (21,35). La tabella si presenta come in figura seguente. Eseguendo la validazione notiamo che il numero di combinazioni da esaminare è sceso a 324.

Trova | Segnalazioni | **Parametri variabili**

Aggiungi selezione | Annulla filtri | Esegui validazione | N. Combinazioni = 324

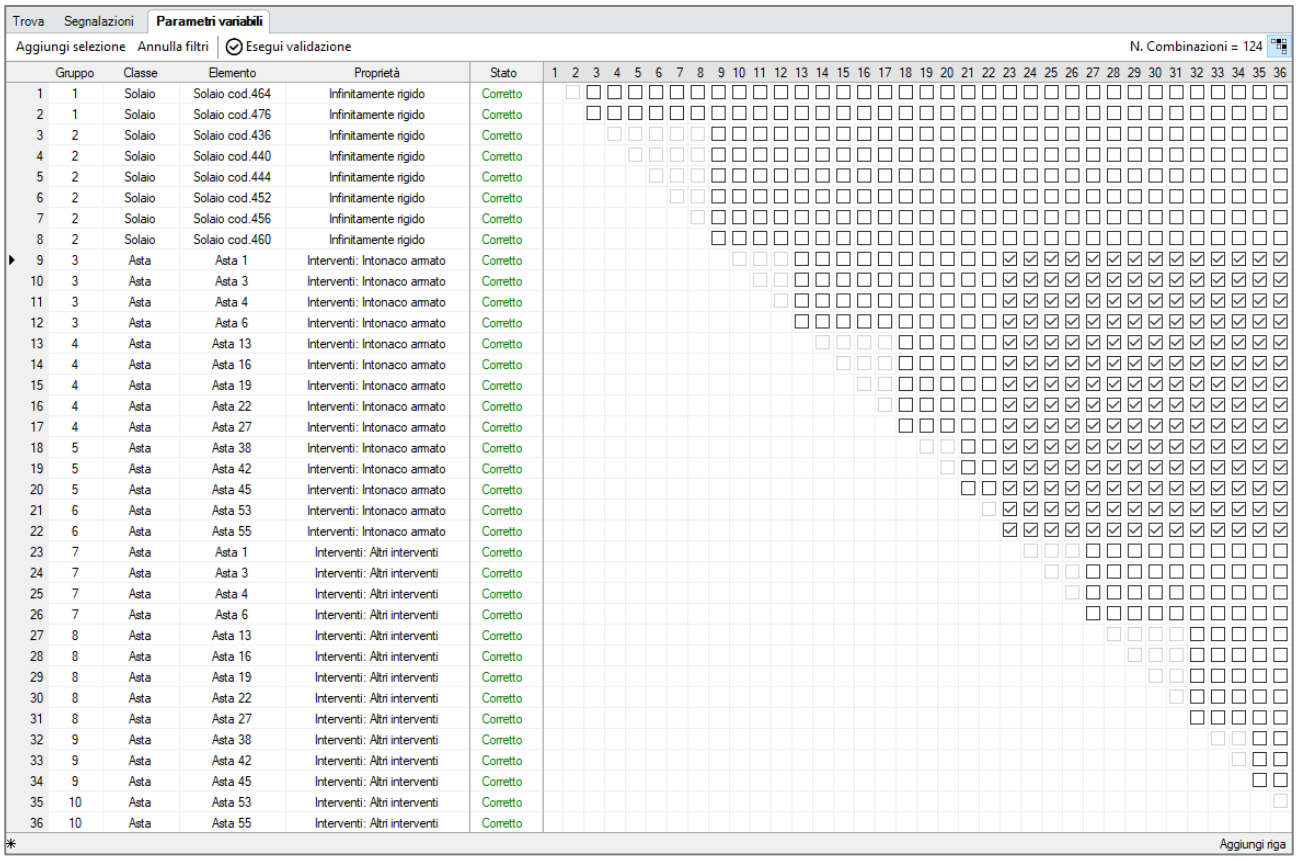
	Gruppo	Classe	Elemento	Proprietà	Stato
1	1	Solaio	Solaio cod.464	Infinitamente rigido	Corretto
2	1	Solaio	Solaio cod.476	Infinitamente rigido	Corretto
3	2	Solaio	Solaio cod.436	Infinitamente rigido	Corretto
4	2	Solaio	Solaio cod.440	Infinitamente rigido	Corretto
5	2	Solaio	Solaio cod.444	Infinitamente rigido	Corretto
6	2	Solaio	Solaio cod.452	Infinitamente rigido	Corretto
7	2	Solaio	Solaio cod.456	Infinitamente rigido	Corretto
8	2	Solaio	Solaio cod.460	Infinitamente rigido	Corretto
9	3	Asta	Asta 1	Interventi: Intonaco armato	Corretto
10	3	Asta	Asta 3	Interventi: Intonaco armato	Corretto
11	3	Asta	Asta 4	Interventi: Intonaco armato	Corretto
12	3	Asta	Asta 6	Interventi: Intonaco armato	Corretto
13	4	Asta	Asta 13	Interventi: Intonaco armato	Corretto
14	4	Asta	Asta 16	Interventi: Intonaco armato	Corretto
15	4	Asta	Asta 19	Interventi: Intonaco armato	Corretto
16	4	Asta	Asta 22	Interventi: Intonaco armato	Corretto
17	4	Asta	Asta 27	Interventi: Intonaco armato	Corretto
18	5	Asta	Asta 38	Interventi: Intonaco armato	Corretto
19	5	Asta	Asta 42	Interventi: Intonaco armato	Corretto
20	5	Asta	Asta 45	Interventi: Intonaco armato	Corretto
21	6	Asta	Asta 53	Interventi: Intonaco armato	Corretto
22	6	Asta	Asta 55	Interventi: Intonaco armato	Corretto
23	7	Asta	Asta 1	Interventi: Altri interventi	Corretto
24	7	Asta	Asta 3	Interventi: Altri interventi	Corretto
25	7	Asta	Asta 4	Interventi: Altri interventi	Corretto
26	7	Asta	Asta 6	Interventi: Altri interventi	Corretto
27	8	Asta	Asta 13	Interventi: Altri interventi	Corretto
28	8	Asta	Asta 16	Interventi: Altri interventi	Corretto
29	8	Asta	Asta 19	Interventi: Altri interventi	Corretto
30	8	Asta	Asta 22	Interventi: Altri interventi	Corretto
31	8	Asta	Asta 27	Interventi: Altri interventi	Corretto
32	9	Asta	Asta 38	Interventi: Altri interventi	Corretto
33	9	Asta	Asta 42	Interventi: Altri interventi	Corretto
34	9	Asta	Asta 45	Interventi: Altri interventi	Corretto
35	10	Asta	Asta 53	Interventi: Altri interventi	Corretto
36	10	Asta	Asta 55	Interventi: Altri interventi	Corretto

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36

Aggiungi riga

Figura 273. Matrice di esclusione: intonaco armato alternativo a FRCM su una stessa parete

Il numero di combinazioni scenderebbe ulteriormente se considerassimo che su tutta la struttura può essere applicato o intonaco armato o FRCM, cioè che questi interventi non siano mai applicati contemporaneamente su pareti diverse.
Per realizzare questa condizione occorre definire l'esclusione tra tutti i parametri relativi a intonaco armato e quelli relativi a rinforzo FRCM: cioè i parametri da 9 al 22 si escludono con i parametri dal 23 al 36.
Applicando queste esclusioni ed eseguendo la validazione, la matrice appare come in figura seguente. Il numero di combinazioni da esaminare scende a 124.



	Gruppo	Classe	Elemento	Proprietà	Stato
1	1	Solaio	Solaio cod.464	Infinitamente rigido	Corretto
2	1	Solaio	Solaio cod.476	Infinitamente rigido	Corretto
3	2	Solaio	Solaio cod.436	Infinitamente rigido	Corretto
4	2	Solaio	Solaio cod.440	Infinitamente rigido	Corretto
5	2	Solaio	Solaio cod.444	Infinitamente rigido	Corretto
6	2	Solaio	Solaio cod.452	Infinitamente rigido	Corretto
7	2	Solaio	Solaio cod.456	Infinitamente rigido	Corretto
8	2	Solaio	Solaio cod.460	Infinitamente rigido	Corretto
9	3	Asta	Asta 1	Interventi: Intonaco armato	Corretto
10	3	Asta	Asta 3	Interventi: Intonaco armato	Corretto
11	3	Asta	Asta 4	Interventi: Intonaco armato	Corretto
12	3	Asta	Asta 6	Interventi: Intonaco armato	Corretto
13	4	Asta	Asta 13	Interventi: Intonaco armato	Corretto
14	4	Asta	Asta 16	Interventi: Intonaco armato	Corretto
15	4	Asta	Asta 19	Interventi: Intonaco armato	Corretto
16	4	Asta	Asta 22	Interventi: Intonaco armato	Corretto
17	4	Asta	Asta 27	Interventi: Intonaco armato	Corretto
18	5	Asta	Asta 38	Interventi: Intonaco armato	Corretto
19	5	Asta	Asta 42	Interventi: Intonaco armato	Corretto
20	5	Asta	Asta 45	Interventi: Intonaco armato	Corretto
21	6	Asta	Asta 53	Interventi: Intonaco armato	Corretto
22	6	Asta	Asta 55	Interventi: Intonaco armato	Corretto
23	7	Asta	Asta 1	Interventi: Altri interventi	Corretto
24	7	Asta	Asta 3	Interventi: Altri interventi	Corretto
25	7	Asta	Asta 4	Interventi: Altri interventi	Corretto
26	7	Asta	Asta 6	Interventi: Altri interventi	Corretto
27	8	Asta	Asta 13	Interventi: Altri interventi	Corretto
28	8	Asta	Asta 16	Interventi: Altri interventi	Corretto
29	8	Asta	Asta 19	Interventi: Altri interventi	Corretto
30	8	Asta	Asta 22	Interventi: Altri interventi	Corretto
31	8	Asta	Asta 27	Interventi: Altri interventi	Corretto
32	9	Asta	Asta 38	Interventi: Altri interventi	Corretto
33	9	Asta	Asta 42	Interventi: Altri interventi	Corretto
34	9	Asta	Asta 45	Interventi: Altri interventi	Corretto
35	10	Asta	Asta 53	Interventi: Altri interventi	Corretto
36	10	Asta	Asta 55	Interventi: Altri interventi	Corretto

Figura 274. Matrice di esclusione: intonaco armato alternativo a FRCM su tutta la struttura

A questo punto non resta che richiedere l'esecuzione dell'analisi parametrica attraverso il comando:

Risultati > Esegui analisi parametrica

Una volta completata l'elaborazione consultiamo i risultati nella scheda "Analisi Parametrica". Optiamo per un diagramma a barre che rappresenta l'andamento dell'indicatore di rischio sismico ζ_E per lo Sato Limite Salvaguardia della Vita (SLV) e scegliamo di diagrammare il valore effettivo (cioè non normalizzato). Inoltre, ordiniamo la tabella per valori crescenti di ζ_E(SLV).

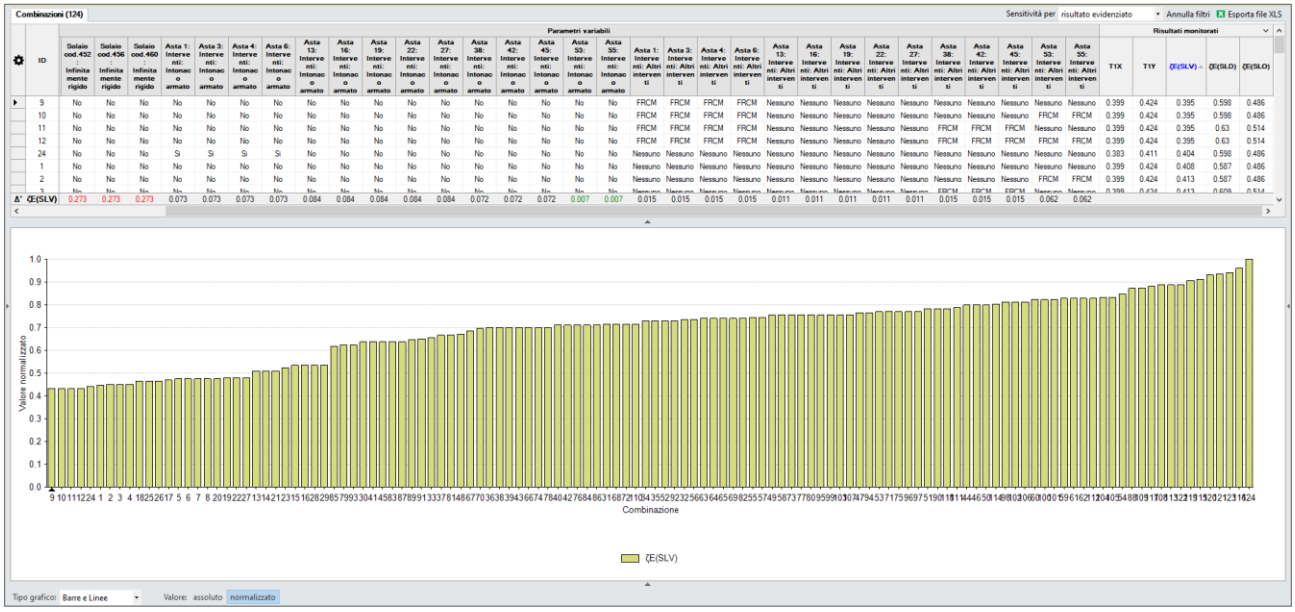


Figura 275. Risultati analisi parametrica dello stato di progetto

Notiamo subito che ζ_E(SLV) varia da 0.395 a 0.915: vi sono quindi delle combinazioni che determinano una riduzione dell'indicatore ζ_E rispetto allo stato attuale (0.408). Esaminando la tabella vediamo che si tratta delle combinazioni 9, 10, 11, 12, 24; hanno in comune l'assenza di irrigidimento dei solai, il rinforzo della parete della facciata Sud (con intonaco armato o FRCM) e l'assenza di rinforzo sulla parete Nord. Questo fa riflettere sull'importanza di un'accurata progettazione degli interventi che, in alcuni casi, possono risultare controproducenti.

Applichiamo ora un filtro alla colonna ζ_E(SLV) per concentrarci sulle combinazioni che restituiscono un valore dell'indicatore maggiore o uguale a 0.508 (cioè almeno +0.1 rispetto allo stato attuale).

Inoltre, per semplificare la consultazione della tabella andiamo a nascondere alcune colonne non strettamente necessarie per effetto dei raggruppamenti. Clicchiamo sul pulsante ⚙: tra le colonne relative ai solai visualizziamo solo quella del solaio 464 (rappresentativo dell'intervento all'impalcato intermedio) e quella del solaio 436 (rappresentativa dell'intervento in copertura); tra le colonne relative alle aste visualizziamo le colonne dell'asta 1 (rappresentativa della facciata Sud), dell'asta 13 (facciata Nord), dell'asta 38 (facciata Ovest) e dell'asta 53 (facciata Est).

	ID	Input										Output		
		Solaio cod.464: Infinitamente rigido	Solaio cod.436: Infinitamente rigido	Asta 1: Interventi: Intonaco armato	Asta 13: Interventi: Intonaco armato	Asta 38: Interventi: Intonaco armato	Asta 53: Interventi: Intonaco armato	Asta 1: Interventi: Altri interventi	Asta 13: Interventi: Altri interventi	Asta 38: Interventi: Altri interventi	Asta 53: Interventi: Altri interventi	ζE(SLV)	ζE(SLD)	ζE(SLO)
	85	Si	No	No	Si	Si	Si	Nessuno	Nessuno	Nessuno	Nessuno	0.565	0.793	0.662
	79	Si	No	No	No	No	Si	Nessuno	Nessuno	Nessuno	Nessuno	0.57	0.652	0.541
	93	Si	No	Si	Si	Si	Si	Nessuno	Nessuno	Nessuno	Nessuno	0.57	0.913	0.757
	30	No	No	Si	Si	Si	No	Nessuno	Nessuno	Nessuno	Nessuno	0.583	0.739	0.622
	41	No	Si	No	No	No	No	FRCM	Nessuno	Nessuno	FRCM	0.583	0.663	0.554
	45	No	Si	No	No	No	No	FRCM	FRCM	Nessuno	FRCM	0.583	0.761	0.622
	83	Si	No	No	Si	No	Si	Nessuno	Nessuno	Nessuno	Nessuno	0.583	0.707	0.581
	87	Si	No	Si	No	No	Si	Nessuno	Nessuno	Nessuno	Nessuno	0.583	0.717	0.595
	89	Si	No	Si	No	Si	Si	Nessuno	Nessuno	Nessuno	Nessuno	0.592	0.793	0.662
	91	Si	No	Si	Si	No	Si	Nessuno	Nessuno	Nessuno	Nessuno	0.596	0.761	0.622
▶	33	No	Si	No	No	No	No	Nessuno	Nessuno	Nessuno	FRCM	0.601	0.609	0.5
	37	No	Si	No	No	No	No	Nessuno	FRCM	Nessuno	FRCM	0.61	0.696	0.568
	81	Si	No	No	No	Si	Si	Nessuno	Nessuno	Nessuno	Nessuno	0.61	0.663	0.554
	48	No	Si	No	No	No	Si	Nessuno	Nessuno	Nessuno	Nessuno	0.614	0.641	0.541
	67	Si	No	No	No	No	No	Nessuno	FRCM	Nessuno	Nessuno	0.628	0.696	0.581
	70	Si	No	No	No	No	No	Nessuno	FRCM	FRCM	FRCM	0.637	0.707	0.581
	36	No	Si	No	No	No	No	Nessuno	FRCM	Nessuno	Nessuno	0.641	0.696	0.568
	38	No	Si	No	No	No	No	Nessuno	FRCM	FRCM	Nessuno	0.641	0.696	0.568
	39	No	Si	No	No	No	No	Nessuno	FRCM	FRCM	FRCM	0.641	0.696	0.568
	43	No	Si	No	No	No	No	FRCM	Nessuno	FRCM	FRCM	0.641	0.663	0.554

Figura 276. Focus per la selezione della combinazione ottimale

Tra le prime righe spiccano le seguenti:

- Combinazione 79: ζ_E = 0.570
  Irrigidimento impalcato intermedio e intonaco armato su muri a Est
- Combinazione 30: ζ_E = 0.583
  Intonaco armato sui muri a Nord, Sud e Ovest
- Combinazione 33: ζ_E = 0.601
  Irrigidimento dell'impalcato di copertura e rinforzo FRCM su muri a Est

La scelta della combinazione ottimale può quindi essere effettuata considerando vari aspetti, tra cui il livello di sicurezza raggiungibile, la possibilità o meno di intervenire all'interno della struttura, il costo delle opere.

Una volta individuata la combinazione ottimale, è possibile richiedere la creazione del modello rappresentativo dello stato di progetto attraverso il comando "Salva modello con combinazione selezionata".

Supponiamo che la nostra combinazione ottimale sia la 33. Salviamo il relativo modello ed eseguiamo l'analisi Pushover. La curva che restituisce l'indicatore minore è la curva E-Y+T: spinta in direzione -Y, distribuzione di forze uniforme, effetti torcenti in senso antiorario, ζ_E = 0.601.

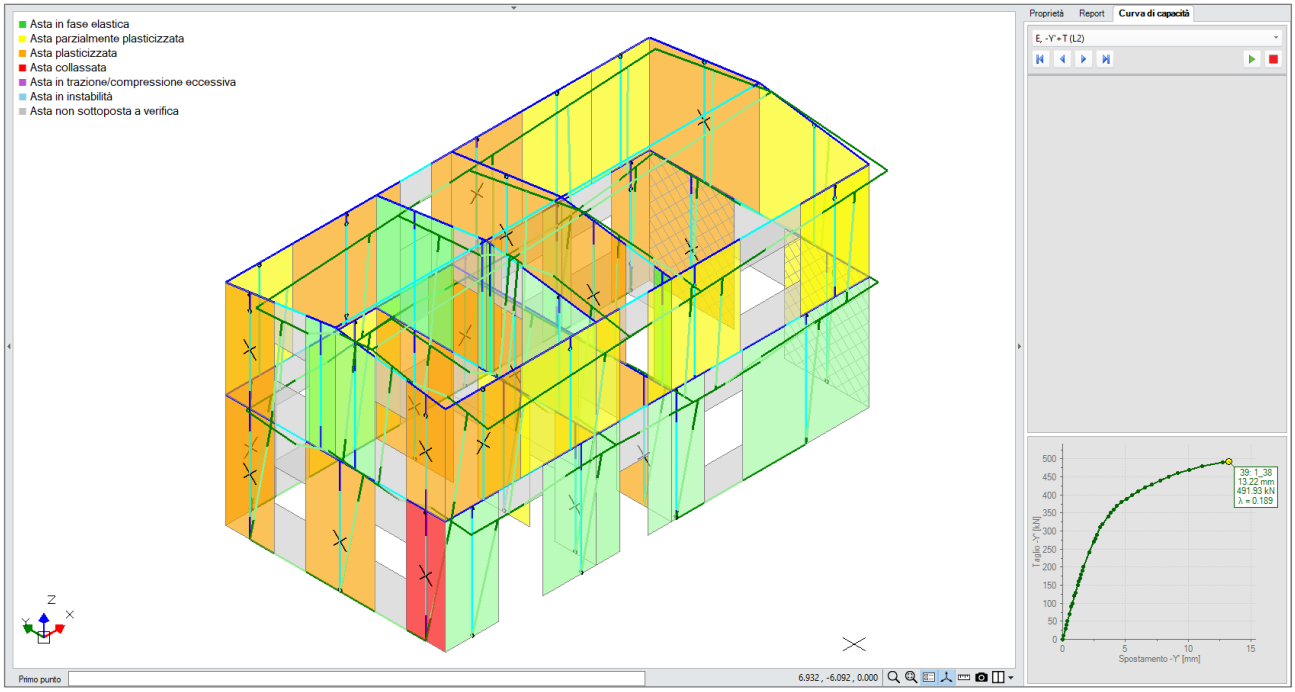


Figura 277. Combinazione 33: Risultati curva E-Y+T: ζ_E = 0.601

4 FAQ

4.1 GENERALI

4.1.1 Come inviare un modello al servizio di supporto tecnico (assistenza)?

Per inviare un modello al servizio di supporto tecnico (assistenza@aedes.it) è necessario esportate modello in un file compresso attraverso il seguente comando: Menu File > Esporta > Esporta file compresso. Si consiglia di NON includere i risultati delle analisi per non appesantire la dimensione del file da inviare.

4.1.2 Come risalire alla versione corrente di Aedes.PCM e ai moduli disponibili?

La versione di Aedes.PCM ed i moduli attivati possono essere consultati attraverso il seguente comando: Menu File > Informazioni su Aedes.PCM.

4.1.3 Come aprire un modello di versioni precedenti?

Le versioni più recenti di Aedes.PCM sono sempre in grado di aprire un file prodotto con versioni precedenti. È sufficiente creare una copia del file (vdml) in un nuovo percorso associato alla versione che si intende utilizzare. Aprendo il file con una nuova versione è sempre necessario rieseguire le analisi.

4.1.4 Come risolvere il problema di schermo nero?

In alcuni casi, l'assenza di scheda video con memoria dedicata può causare problemi di compatibilità con le librerie grafiche OpenGL, ad esempio, all'avvio di Aedes.PCM la finestra grafica potrebbe apparire di colore nero. Per superare questo problema è possibile disattivare le librerie OpenGL digitando nella riga di comando ***opengl_off.*** Le modifiche hanno effetto all'apertura di un nuovo file. Per riattivare le librerie è sufficiente digitare nella riga di comando ***opengl_on***.

4.1.5 Come recuperare un file danneggiato?

Ad ogni salvataggio viene creato anche un file dal formato [NomeProgetto].vdml.~bak, una copia di backup del salvataggio precedente. Per recuperare un file di backup è sufficiente rinominarlo eliminando il suffisso .~bak.

4.1.6 Come cambiare normativa di riferimento?

Nella parte superiore destra della Barra multifunzione è presente un menu a discesa che permette di selezionare la normativa di riferimento. Le opzioni disponibili sono: NTC 2018, NTC 2008, Eurocodici. I nuovi progetti sono impostati automaticamente con riferimento a NTC 2018.

4.1.7 Come eseguire la Classificazione sismica di un edificio?

Vedi Classificazione sismica.

4.1.8 Come installare la documentazione a supporto di Aedes.PCM?

Per installare la documentazione a supporto del software Aedes è necessario scaricare il file di installazione da https://www.aedes.it > Download > PCM > Supporto e documentazione.

4.1.1 Come aprire i file degli esempi applicativi?

L'installazione di Aedes.PCM include i modelli trattati nel Manuale degli Esempi applicativi.
Per aprire i file degli esempi applicativi è sufficiente utilizzare il comando Menu File > Apri e selezionare il file desiderato. I file degli esempi applicativi sono localizzati nelle seguenti sottocartelle della cartella C:\Aedes20**\Pcm:

- Esempi
- Esempi_ECS
- Esempi_Validazione

4.1.2 Quali caratteri bisogna evitare nel nome del file?

Nel nome dei file di progetto di Aedes.PCM bisogna evitare le lettere accentate e i caratteri speciali, come ad esempio: **‘ * : ; + - !**

4.1.3 È possibile modificare le impostazioni degli Snap?

Attraverso il tasto della tastiera F7 è possibile attivare o disattivare gli Snap.
Per modificare le impostazioni di default degli Snap, è possibile accedere ad una finestra di controllo attraverso il seguente comando: Ctrl + Click con il tasto destro del mouse.

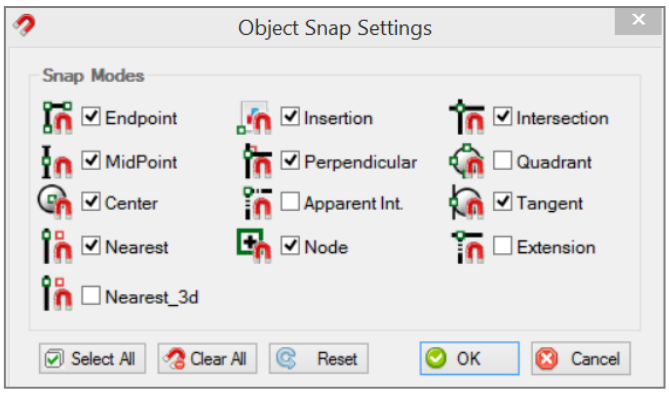


Figura 278. Finestra impostazioni Snap

4.1.4 Quali sono i comandi rapidi da tastiera?

Per visualizzare l'elenco dei comandi rapidi da tastiera è sufficiente premere il tasto F1.

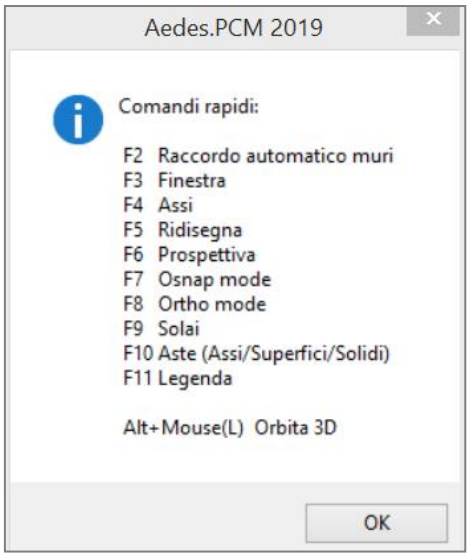


Figura 279. Finestra comandi rapidi

4.2 MODELLAZIONE ARCHITETTONICA

4.2.1 Come modellare i cordoli di piano in c.a.?

In Aedes.PCM i cordoli non devono essere inseriti come oggetti a sé stanti, non devono quindi essere modellati per mezzo di travi sovrapposte ai muri.

Dal punto di vista strutturale, il cordolo in c.a. è un elemento "gettato" in opera sul profilo superiore del muro e di fatto ad esso connesso per attrito. L'armatura è generalmente quella convenzionale (NTC 2018, §7.8.6.1). Il ruolo del cordolo è prevalentemente quello di costituire il collegamento tra solai e pareti. I cordoli garantiscono quindi l'accoppiamento delle strutture e, assieme alle catene e agli ammorsamenti fra le pareti, giustificano l'adozione di uno schema spaziale (in assenza di opportuni collegamenti, le strutture sono più vulnerabili nei confronti dei meccanismi locali di collasso e raramente riescono a espletare la loro effettiva resistenza).

La differenziazione fra fascia muraria e cordolo in due aste separate appare poco convincente, per il fatto che bisognerebbe che una potesse "scorrere" completamente rispetto all'altra. E non è così.

Come considerare quindi in Aedes.PCM l'effetto del cordolo?

Nelle analisi elastiche, il cordolo può essere considerato nella verifica di resistenza a pressoflessione delle fasce murarie, come elemento resistente a trazione. Per tener conto del suo contributo è sufficiente specificare la resistenza a trazione del cordolo nelle proprietà della fascia muraria, gruppo Cordolo e Architrave. La verifica viene quindi svolta in accordo a NTC 2018, $7.8.2.2.4. La presenza del cordolo può, inoltre, giustificare la ripartizione dei carichi da solaio sui muri perimetrali (i cordoli perimetrali favoriscono la diffusione del carico verticale anche alle pareti parallele all'orditura del solaio). I cordoli sono invece poco importanti ai fini della qualifica di solaio rigido o deformabile, anche se certamente in maglie di solaio piuttosto piccole possono contribuire ad un irrigidimento.

Nell'analisi cinematica dei meccanismi di collasso locale, l'effetto del cordolo può essere considerato per mezzo di una forza d'attrito agente all'interfaccia tra muratura e cordolo, inserita per mezzo di un punto aggiuntivo.

In definitiva, qualunque sia l'effetto che si vuole attribuire ai cordoli, questo può essere descritto in Aedes.PCM anche senza inserire un cordolo vero e proprio.

4.2.2 Come modellare più aperture sovrapposte nello stesso muro?

Non è possibile modellare aperture sovrapposte nello stesso muro. In questi casi è necessario definire un'apertura che inviluppa le varie aperture sovrapposte. L'eventuale inserimento di aperture sovrapposte viene segnalato come errore che impedisce la creazione del modello strutturale o cinematico.

4.2.3 Come modellare le capriate?

Le capriate possono essere modellate inserendo in fase di modellazione architettonica solo le travi inclinate principali, eventualmente spezzate nei punti di intersezione con altri elementi della capriata. La catena ed eventuali altri elementi (puntoni e tiranti) non possono essere inseriti nel modello architettonico in quanto non è possibile inserire nello stesso piano più travi sovrapposte. Pertanto,

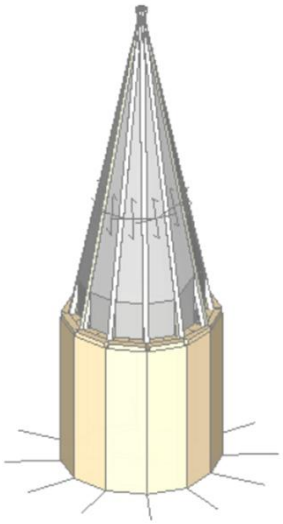
la catena e gli altri elementi devono essere inseriti in fase di modellazione strutturale attraverso il seguente comando: Barra multifunzione > Struttura > Inserisci > Aste > Asta generica.

4.2.4 Come modellare una cupola?

Una cupola può essere modellata attraverso l'inserimento dei suoi archi radiali, per un minimo di otto archi. Successivamente in fase di modellazione strutturale è possibile tener conto di eventuali carichi aggiuntivi per mezzo di carichi concentrati applicati nei nodi dei blocchi di arco. A favore di sicurezza si trascura l'inserimento di collegamenti trasversali fra i vari archi.

4.2.5 Come modellare la guglia di un campanile?

La guglia di un campanile può essere modellata inserendo delle travi inclinate con sezione trasversale ridotta (ad esempio 10x10 cm) e definendo i solai inclinati fra le varie travi.
In questa maniera la massa totale della guglia viene assegnata per metà al nodo di sommità e per metà ai nodi di base. Il livello deve essere non rigido e le travi non sottoposte a verifica



4.2.6 Come modellare le travi di fondazione?

La modellazione delle travi di fondazione è trattata in vari punti del manuale d'uso.
Vedi Travi di fondazione, Rigenerazione del modello strutturale
Nel manuale relativo agli Esempi applicativi sono presenti diversi esempi pratici per la modellazione di fondazione anche in caso di livelli sfalsati:

- Esempio guidato di strutture in aggregato con piani sfalsati
- Caso reale, tratto dalla documentazione della regione marche

4.2.7 Come modellare le fondazioni su pali o micropali?

La schematizzazione di strutture di fondazione su pali o micropali, in assenza di comandi dedicati, può essere eseguita attraverso la seguente procedura operativa:

- Inserire i cordoli testa palo come travi di fondazione in fase di modellazione architettonica.
- Suddividere le travi di fondazioni in corrispondenza dei pali con il comando Spezza.
- Generare il modello strutturale. I nodi alla base dei maschi e in generale i nodi in fondazione hanno il vincolo tipico del nodo su suolo elastico (spostamento libero lungo l'asse Z e rotazioni intorno agli assi X e Y consentite).
- Assegnare alle travi di fondazione una costante di Winkler (K) di basso valore.
- I nodi corrispondenti alla sommità dei pali devono essere incastrati oppure appoggiati a seconda che al palo si vogliano assegnare anche sollecitazioni flessionali oppure il solo sforzo normale (come nel caso dei micropali).

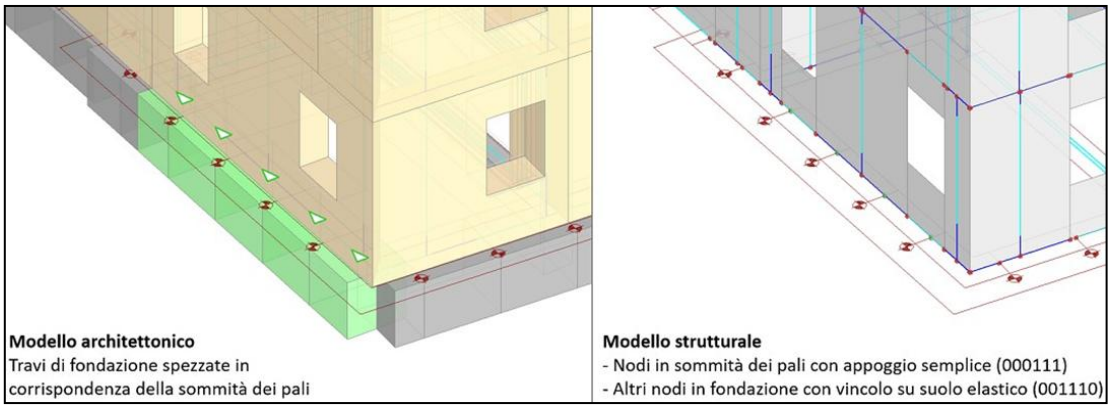


Figura 280. Schematizzazione in caso di micropali

- Si eseguono analisi lineari statiche e/o sismiche. In genere nell'analisi statica non lineare (pushover) le fondazioni sono ignorate e la struttura è assunta incastrata alla base: le verifiche in fondazione possono comunque essere svolte con un analisi sismica lineare con il fattore di comportamento q calcolato in pushover.
- Se le tensioni sul terreno in corrispondenza delle travi di fondazione risultano non trascurabili, le travi di fondazioni si "appoggiano" oltre che sui pali anche sul terreno. In questi casi può essere necessario diminuire il valore della costante di Winkler (K).

Oltre alla consultazione dei risultati nell'interfaccia (proprietà dei nodi, scheda risultati, reazioni vincolari), le sollecitazioni sui pali si possono ricavare dalla relazione di calcolo. È possibile selezionare i nodi alla testa dei pali e creare una relazione di calcolo che includa i risultati dei soli elementi selezionati.
Seguendo la procedura illustrata, è possibile considerare la **presenza di pali anche su porzioni limitate delle fondazioni** (p.es. la parte relativa a un prospetto).
La procedura non è valida in caso di Analisi per Fasi Costruttive. In questo caso il vincolamento dei nodi di fondazione viene impostato automaticamente dal software e diviene impossibile distinguere le diverse funzioni dei nodi alla testa dei pali rispetto agli altri.

4.2.8 Come modellare una platea di fondazione?

Se la fondazione è costituita da una platea continua in c.a. è comunque coerente schematizzare la fondazione per mezzo di un reticolo di travi, in quanto le zone più sollecitate della platea sono proprio le nervature sotto le pareti.

4.2.9 Come eliminare un piano?

Per modificare i piani del modello è necessario accedere alla finestra di Gestione piani attraverso il comando [Navigatore > Progetto > Gestione piani]. Può essere eliminato solo l'ultimo piano, qualora questo non sia il piano corrente e risulti vuoto, cioè non vi siano elementi associati al piano (muri, travi, solai, disegni DXF, ecc.).

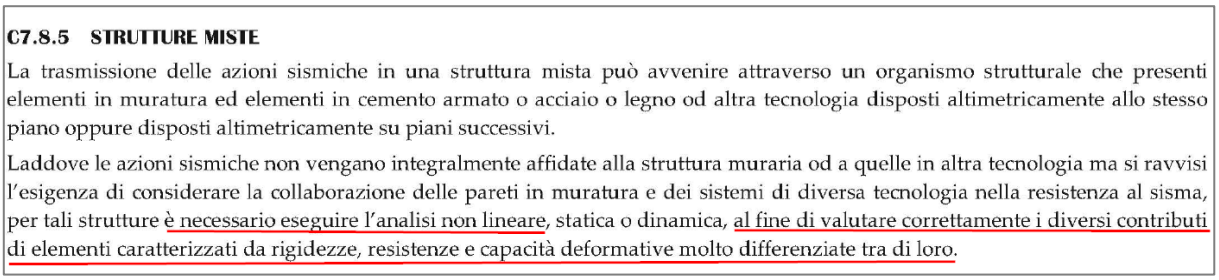
4.2.10 Come modellare le strutture miste?

Aedes.PCM permette di studiare il comportamento delle strutture miste in muratura e c.a. Per maggiori informazioni consultare il Manuale degli esempi applicativi, §3.1: Strutture miste muratura-calcestruzzo armato.

Riportiamo un estratto di NTC 2018, §7.8.5:

> *"Nell'ambito delle costruzioni di muratura è consentito utilizzare strutture di diversa tecnologia per sopportare i carichi verticali, purché la resistenza all'azione sismica sia integralmente affidata agli elementi di identica tecnologia. ... In casi in cui si ritenesse necessario considerare la collaborazione delle pareti in muratura e dei sistemi di diversa tecnologia nella resistenza al sisma, quest'ultima deve essere verificata utilizzando i metodi di analisi non lineare.*
>
> *I collegamenti fra elementi di tecnologia diversa devono essere espressamente verificati. Particolare attenzione deve essere prestata alla verifica dell'efficace trasmissione dei carichi verticali. Inoltre, è necessario verificare la compatibilità delle deformazioni per tutte le parti strutturali".*

Inoltre, in NTC 2018, §C7.8.5:



C7.8.5 STRUTTURE MISTE

La trasmissione delle azioni sismiche in una struttura mista può avvenire attraverso un organismo strutturale che presenti elementi in muratura ed elementi in cemento armato o acciaio o legno od altra tecnologia disposti altimetricamente allo stesso piano oppure disposti altimetricamente su piani successivi.

Laddove le azioni sismiche non vengano integralmente affidate alla struttura muraria od a quelle in altra tecnologia ma si ravvisi l'esigenza di considerare la collaborazione delle pareti in muratura e dei sistemi di diversa tecnologia nella resistenza al sisma, per tali strutture è necessario eseguire l'analisi non lineare, statica o dinamica, al fine di valutare correttamente i diversi contributi di elementi caratterizzati da rigidezze, resistenze e capacità deformative molto differenziate tra di loro.

Per gli edifici esistenti viene sempre richiesta l'analisi statica non lineare, come indicato in NTC 2018, §C8.7.3:

C8.7.3 COSTRUZIONI MISTE

L'interpretazione del comportamento delle costruzioni miste e la relativa modellazione è in generale più complicata di quella delle costruzioni con struttura di caratteristiche omogenee, a causa delle interazioni tra elementi strutturali caratterizzati da rigidezze e comportamento meccanico del materiale e strutturale diversi. In campo non lineare il comportamento è spesso complesso e non rappresentabile attraverso modelli e metodi semplificati, a meno che non si possa trascurare il contributo alla capacità resistente sismica di tutti gli elementi di uno dei materiali costituenti, considerandoli come elementi secondari. Tale assunzione è ammissibile solo nel caso il contributo degli elementi considerati secondari, nel caso di azione sismica, sia favorevole.

L'analisi statica non lineare può essere eseguita se è disponibile un modello in grado di simulare, per gli elementi strutturali realizzati con i diversi materiali utilizzati, il loro comportamento non lineare sino alla capacità ultima in termini di deformazione. La verifica deve condursi tenendo conto dei meccanismi locali e globali a seconda della tipologia di elementi strutturali che si sta analizzando e del loro materiale costituente. Attenzione deve poi essere rivolta alla verifica delle connessioni tra elementi di diverso materiale, valutando l'entità della domanda per la quale è stimato il raggiungimento dello stato limite di interesse.

4.2.11 Come modellare le pareti a due paramenti (con intercapedine d'aria)?

Le pareti a due paramenti, cioè pareti con intercapedine d'aria possono essere schematizzate in fase di modellazione architettonica per mezzo di due muri affiancati.

Affinché i due paramenti lavorino insieme come un'unica parete, è necessario realizzare un opportuno collegamento, sia in cantiere che in fase di modellazione.

I fase di modellazione strutturale i nodi di sommità dei vari maschi affiancati devono essere collegati per mezzo di link rigidi aggiuntivi al fine di renderli collaboranti nei confronti della resistenza ai carichi statici e sismici.

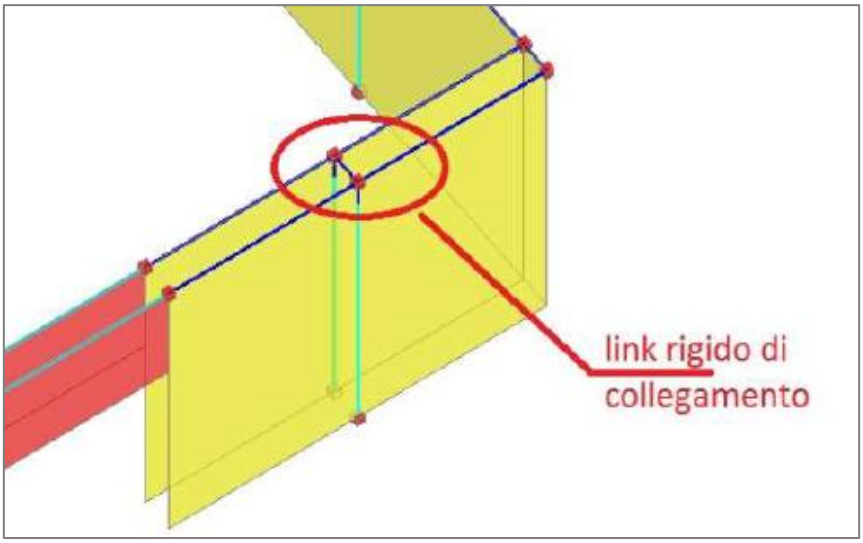


Figura 281. Modellazione di pareti a due paramenti

4.3 ANALISI ELASTICHE

4.3.1 Quando è opportuno considerare il comportamento "shear type"?

La schematizzazione della muratura con un telaio shear type deriva dal noto metodo POR, in cui per ipotesi non si considera la variazione di sforzo normale nei maschi murari dovuta alle azioni sismiche. Infatti, bloccando le rotazioni dei nodi di sommità dei maschi murari, sotto l'azione sismica l'impalcato può solo traslare; dalla risoluzione del sistema elastico di questa configurazione, ne deriva che sui maschi non vi è variazione di sforzo normale. La componente di momento "disequilibrata" si traduce in momenti reattivi "esterni" applicati nei nodi.
Il vincolamento di tipo "shear type" è opportuno in presenza di maschi murari tozzi e fasce orizzontali molto resistenti, cioè nei casi in cui non vi sia una chiara "rotazione" rigida del traverso orizzontale.
Il comportamento shear type può essere attivato o disattivato attraverso un'apposita opzione presente in Barra multifunzione > Struttura > Vincoli > Nodi.

4.3.2 Come modellare scale, balconi, parapetti e gronde?

In genere, elementi di questo tipo non vengono modellati in modo esplicito in fase di modellazione architettonica, in quanto non contribuiscono in modo significativo alla rigidezza della struttura. L'effetto di questi elementi viene considerato inserendo opportuni carichi nei nodi e/o nelle aste in fase di modellazione strutturale. Ad esempio, per tener conto della presenza di un balcone, è possibile inserire dei carichi verticali distribuiti sulle aste orizzontali da cui "sporge" il balcone. Eventualmente, in funzione della direzione di orditura dei solai, possono essere inseriti anche dei momenti torcenti concentrati nei nodi (tipicamente, il solaio contiguo ha la stessa orditura del solaio del balcone, pertanto l'effetto torcente risulta già bilanciato).

4.3.3 Come inserire carichi aggiuntivi?

Oltre ai carichi definiti automaticamente in fase di modellazione strutturale (pesi propri, carichi da solaio, carichi da vento) è possibile inserire manualmente nuovi carichi su nodi e aste. Per farlo è sufficiente selezionare l'elemento su cui si intende inserire il carico e accedere alla finestra di gestione carichi attraverso un click sul pulsante [...] che appare nella proprietà Carichi.
Attraverso opportune proprietà del gruppo Carichi, è possibile assegnare lo stesso carico verticale distribuito su tutte le aste selezionate. Un altro modo per assegnare rapidamente lo stesso carico a più elementi è attraverso il comando Copia carichi in Barra multifunzione > Struttura.
Per maggiori informazioni consultare la sezione dedicata ai carichi nella descrizione delle proprietà di Nodi e Aste.
I carichi inseriti manualmente su nodi e aste del modello strutturale non hanno effetto sui corpi rigidi del modello cinematico. In fase di analisi cinematica è necessario reinserire tali carichi per mezzo di forze applicate su Punti.

4.3.4 Come modellare una copertura con falde inclinate?

Una copertura inclinata per mezzo di solai con tipologia falda e con muri e travi che ne realizzino il contorno. In presenza di solai di sottotetto, consultare il paragrafo Muri ausiliari sotto gronda.
In fase di modellazione strutturale il livello associato ai nodi di copertura non deve essere considerato rigido, in quanto la relazione master-slave è applicabile solo nel caso di impalcati piani in cui i nodi vincolati al nodo aster si trovano alla stessa quota. Nelle coperture inclinate la rigidezza dell'impalcato può essere realizzata irrigidendo i singoli solai di falda per mezzo dell'apposita proprietà del solaio (Infinitamente rigido).

4.3.5 Come inserire nodi aggiuntivi nel modello strutturale?

Per inserire dei nuovi nodi nel modello strutturale è possibile sfruttare il comando "Inserisci nodo" in [Barra multifunzione > Struttura > Inserisci > Nodi].
Consultare la descrizione dei comandi della scheda Struttura.
Supponiamo di avere di avere una semplice cella rettangolare, di dimensioni 5m x 8m e di voler inserire (in fase di modellazione strutturale) nuovi nodi (e successivamente nuove aste) per modellare un portico sul lato destro.
La pianta della struttura sia la seguente:

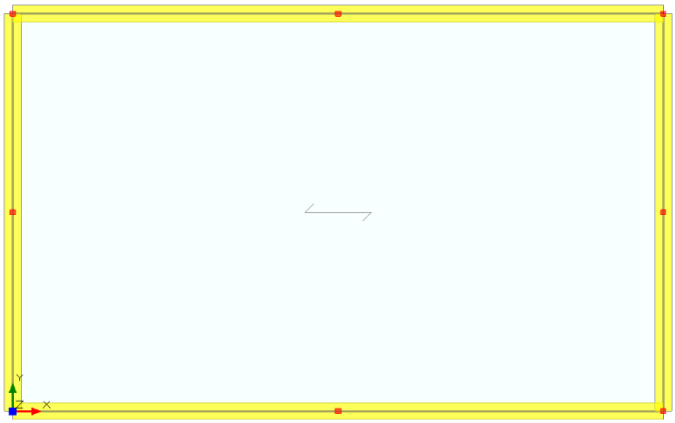


Figura 282. Pianta senza portico

Si può operare in diversi modi. Inserendo un disegno di riferimento in formato DXF è molto semplice posizionare i nuovi nodi sfruttando gli snap offerti dal disegno. Se invece non si dispone di disegni di riferimento, si consiglia di ottenere una vista 2D del modello attraverso i comandi Box. Dopo aver attivato il comando Inserisci nodo, è necessario specificare il punto desiderato per mezzo di un click con il tasto sinistro del mouse, oppure inserendo le coordinate del punto nella riga di comando. Le coordinate possono essere specificate in due modi:

- coordinate assolute nel sistema di riferimento globale (formato x,y,z)
- coordinate relative rispetto alla posizione corrente del cursore (formato @x,y,z)

La figura seguente mostra l'inserimento di un nuovo nodo nel punto di coordinate globali 10,0,0.

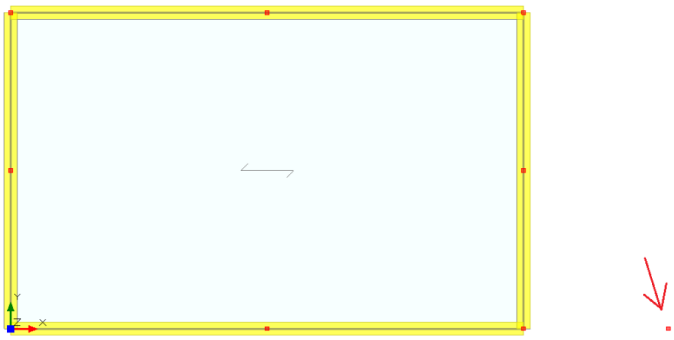


Figura 283. Nodo inserito con coordinate globali

Le figure seguenti illustrano l'inserimento di un nodo per mezzo di coordinate relative. Una volta attivato il comando Inserisci nodo, il cursore del mouse viene posizionato in corrispondenza del nodo 10 e nella riga di comando si specificano le coordinate @2,0,0.

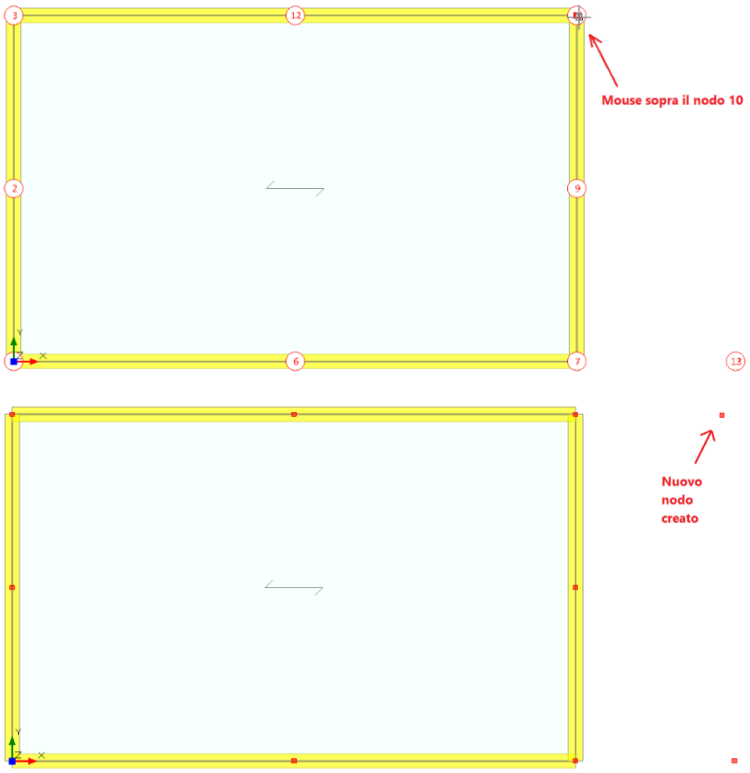


Figura 284. Nodo inserito con coordinate relative

Per i nodi aggiuntivi occorre specificare manualmente il Livello di appartenenza attraverso la relativa proprietà.

L'inserimento di un nuovo nodo sull'asse di un'asta esistente non "spezza" l'asta. Eventuali aste aggiuntive devono collegarsi al resto della struttura nei nodi già esistenti o per mezzo di opportuni link rigidi.

4.3.6 Come inserire nuove aste nel modello strutturale?

Per inserire dei nuove aste nel modello strutturale è possibile sfruttare i comandi in [Barra multifunzione > Struttura > Inserisci > Aste]. Possono essere inserite nuove aste delle seguenti tipologie: Trave, Colonna, Link rigido, Asta generica.
Consultare la descrizione dei comandi della scheda Struttura.
Per le aste aggiuntive occorre specificare manualmente il piano di appartenenza attraverso la relativa proprietà.
Le nuove aste sono visibili anche nel modello architettonico attraverso il solido rappresentativo. Tuttavia, annullando il modello strutturale le aste aggiuntive saranno eliminate e dovranno eventualmente essere reinserite una volta rigenerato il modello. Per questo motivo, si consiglia di inserire nuove aste nel modello strutturale solo nei casi in cui non è possibile modellare questi elementi già in fase di modellazione architettonica.

4.3.7 Dove è possibile modificare l'angolo di attrito fondazione-terreno per la verifica di scorrimento della fondazione?

L'angolo di attrito fondazione-terreno può essere impostato in Parametri di Calcolo > Verifiche.

4.3.8 Perché in analisi sismica lineare le verifiche in fondazione non sono soddisfatte?

Le verifiche in fondazione svolte in analisi sismica lineare sono fortemente influenzate dall'amplificazione degli spostamenti con il fattore di duttilità μ_d (NTC 2018, §7.3.3.3).
Infatti, il calcolo delle tensioni sul terreno è condizionato dagli spostamenti dei nodi di fondazione e dal coefficiente di Winkler.
In Parametri di Calcolo > Sismica è presente l'opzione che permette di ignorare l'amplificazione degli spostamenti nel calcolo delle tensioni su terreno, evitando così di sovrastimarle.

4.3.9 Come modellare le fasce murarie (strisce e sottofinestra)?

Vedi Comportamento delle fasce murarie.

4.3.10 Come modellare lo scarso ammorsamento fra le pareti?

Nel modello strutturale, lo scarso ammorsamento fra le pareti può essere schematizzato liberando le rotazioni nel piano orizzontale (rotazione z libera) all'estremo di uno dei due link rigidi che realizzano la connessione. In caso di analisi per Fasi Costruttive, gli svincolamenti possono generare delle labilità locali, pertanto, può essere opportuno bloccare le modifiche legate alle fasi costruttive nel link rigido oggetto dello svincolamento (Proprietà dell'asta > Fasi Costruttive > Blocca modifiche).

4.3.11 Come modellare un muro in falso?

I maschi murari "in falso", cioè non supportati direttamente da altri muri al piano inferiore, devono essere comunque supportati da una trave reale o fittizia. Nel modello a telaio equivalente, l'elevata

deformabilità della trave rispetto al corrente superiore del muro (infinitamente rigido) può generare degli sforzi normali di trazione nel maschio in falso. Pertanto, la trave che supporta il muro deve essere definita infinitamente rigida.
Inoltre, il maschio in falso non dovrebbe essere considerato di controvento; è quindi opportuno schematizzarlo con vincolamento Cerniera-Cerniera in modo che sia i grado di resistere ai soli carichi verticali (NTC 2018, §7.8.2.1).
Vedi Trazioni nei maschi murari.

4.3.12 Come risolvere l'insorgenza di trazione nei maschi murari?

Vedi Trazioni nei maschi murari.

4.3.13 Come determinare la resistenza media a trazione e la resistenza media a compressione orizzontale?

La **resistenza media a trazione** della muratura f_{tm} è ignorata nella verifica a pressoflessione delle sezioni murarie. Il valore è invece considerato nei seguenti casi:

- nell'ambito della modellazione a blocchi e giunti degli archi, per la verifica a trazione dei giunti di malta;
- in analisi pushover, nel caso siano attive le verifiche di trazione nei maschi murari e l'asta sia completamente plasticizzata. Vedi Verifica dei maschi murari per sforzi assiali.

La resistenza media a trazione della muratura viene impostata pari a **1/10 della resistenza media a compressione**. Questa relazione è presente in diverse fonti. Per la muratura in mattoni pieni, ad esempio, Mario Como in "Statica delle costruzioni in muratura" definisce la resistenza a trazione del blocco (mattone pieno) come 1/10 della sua resistenza a compressione: per estensione e in modo cautelativo si applica, quindi, la stessa relazione alla muratura, dove la resistenza a compressione e quindi anche a trazione è inferiore a quella del singolo blocco. In ogni caso, il valore di f_{tm} utilizzato nelle analisi può essere modificato liberamente dall'Utente.
La **resistenza a compressione in direzione orizzontale f_{hm}** è considerata nella verifica a pressoflessione delle fasce murarie.
Il valore è impostato pari al **50% della resistenza media a compressione in direzione verticale**.
In assenza di specifiche indicazioni normative, si fa riferimento alle linee guida per rinforzo con FRP: Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP (Documento approvato il 24 luglio 2009 dall'assemblea Generale Consiglio Superiore LL PP).

4.3.14 Come assegnare i coefficienti correttivi alla muratura?

I coefficienti correttivi delle proprietà meccaniche della muratura, relativi a particolari caratteristiche costruttive, possono essere assegnati alle aste attraverso le proprietà del gruppo Caratteristiche costruttive.
Vedi Aste: Caratteristiche costruttive.

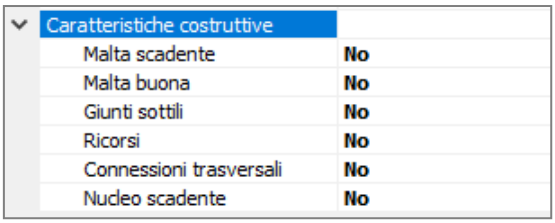


Figura 285. Caratteristiche costruttive

I coefficienti correttivi relativi a interventi di rinforzo possono essere assegnati alle aste attraverso le proprietà della scheda Interventi.
Vedi Interventi.

4.3.15 Come modificare i coefficienti correttivi della muratura?

I coefficienti correttivi della muratura sono proprietà del materiale, impostati in funzione della tipologia di muratura, in accordo a NTC 2018, Tabella C8.5.II.
I valori di default possono essere modificati dall'Utente ma vengono reimpostati in caso di modifica della tipologia di muratura.
I coefficienti correttivi possono quindi essere assegnati alle varie aste attraverso le proprietà del gruppo Caratteristiche costruttive e della scheda Interventi.
Vedi Coefficienti correttivi.

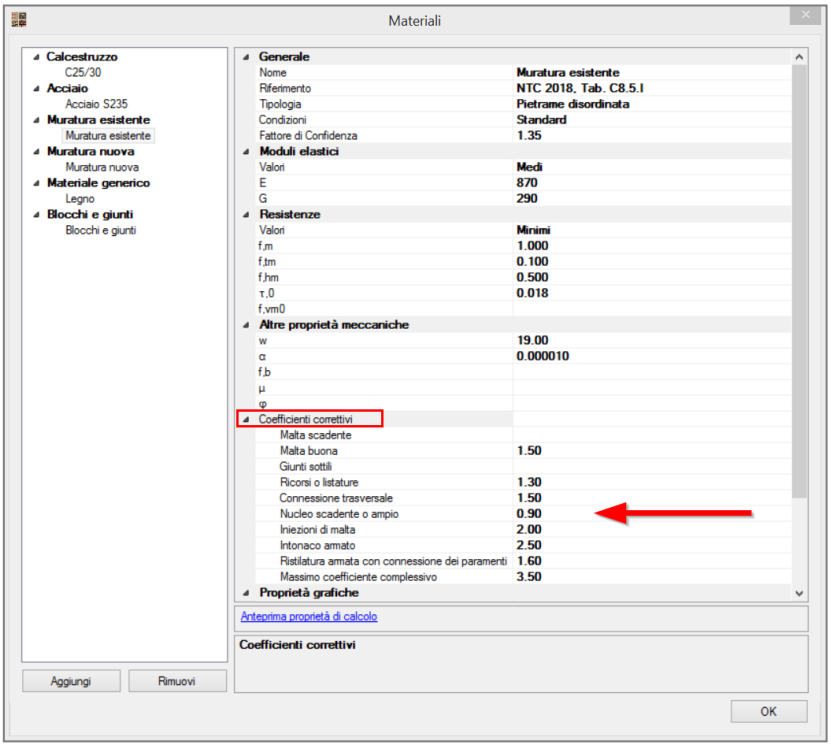


Figura 286. Modifica coefficienti correttivi

4.3.16 Perché alcune proprietà del modello strutturale precedente non vengono recuperate in seguito alla rigenerazione?

Le proprietà del modello strutturale precedente vengono recuperate solo per le aste e i nodi non interessate dalle modifiche intervenute sul modello architettonico. In seguito alla rigenerazione del modello strutturale, un messaggio segnala la presenza di elementi per cui non sono state recuperate le proprietà e permette di metterli in risalto.

Inoltre, le proprietà dei modelli strutturali precedenti non vengono archiviate, pertanto è possibile recuperare tali proprietà solo se la rigenerazione del modello strutturale avviene entro un'unica sessione di lavoro. Quindi, se si desidera recuperare proprietà del modello strutturale precedente, si faccia attenzione a non uscire dal progetto corrente prima di aver completato la rigenerazione del modello.

Vedi Rigenerazione del modello strutturale.

4.3.17 Perché alcune proprietà risultano bloccate?

Ogni qual volta si passa da una fase operativa ad un'altra, determinate proprietà o parametri vengono bloccati per rispettare la coerenza del modello e di eventuali risultati.

Dopo aver eseguito le analisi, i Parametri di calcolo e diverse proprietà delle Aste rimangono modificabili, ma se vengono apportate delle modifiche che invalidano i risultati disponibili, il tasto della relativa analisi nella scheda Barra multifunzione > Struttura, appare di colore rosso. Questo segnala la necessita di rieseguire le analisi per ottenere dei risultati coerenti con i dati in input.

Per poter modificare le proprietà "bloccate" è necessario tornare alla fase operativa in cui tali modifiche erano consentite: ad esempio, annullare le analisi per tornare alla fase di modellazione strutturale o annullare il modello strutturale o il modello cinematico per tornare alla fase di modellazione architettonica.

4.3.18 Come escludere determinate aste dalle verifiche di sicurezza?

Tra le proprietà delle Aste, nel gruppo Verifica, è presente la proprietà "Da verificare" che permette di escludere l'asta dalle verifiche di sicurezza. Sono inoltre presenti proprietà che permettono di evitare solo determinate verifiche come, ad esempio, la verifica a taglio.

In analisi Pushover, le aste da non verificare sono considerate infinitamente resistenti e mantengono la rigidezza iniziale nel corso di tutta l'analisi incrementale. Pertanto, per non sovrastimare la capacità della struttura, può essere necessario svincolare opportunamente le aste in modo che non si facciano carico di azioni che vanno oltre la loro resistenza. Ad esempio, se si sceglie di non verificare un maschio murario perché poco significativo per la capacità sismica della struttura, è opportuno schematizzarlo con vincolamento Cerniera-Cerniera, in modo che non sia resistente alle azioni sismiche.

4.3.19 A cosa serve la proprietà dell'asta "Da analizzare"?

La proprietà dell'asta "Da analizzare" permette di escludere dal modello analitico alcune aste del modello. Se una asta viene impostata da non analizzare, le analisi non tengono conto del suo contributo, in sostanza è come se l'asta non ci fosse per niente.

Grazie a questa proprietà è possibile filtrare gli elementi del modello strutturale e ottenere il modello di una sottostruttura (ad esempio, un singolo paramento murario) a partire dal modello complessivo dell'edificio.

Vedi Analisi per Sottostrutture, Analisi di un singolo paramento.

4.3.20 Come controllare la correttezza della modellazione?

Per valutare la correttezza della modellazione si consiglia di eseguire inizialmente l'analisi modale e l'analisi statica lineare non sismica e controllare i seguenti aspetti al fine di individuare eventuali comportamenti strutturali anomali: modi di vibrare (deformata modale, periodi massa partecipante), spostamenti, caratteristiche della sollecitazione (in particolare il diagramma di sforzo normale), distribuzione delle tensioni sul terreno. Inoltre, è importante consultare le segnalazioni che appaiono nella scheda Segnalazioni in seguito al Check-up dati o all'esecuzione delle analisi.

Prima di procedere con analisi più complesse è necessario mettere a punto il modello strutturale nei confronti del comportamento statico e dinamico.

Vedi Schede di servizio: Segnalazioni, Analisi elastiche: Segnalazioni

4.3.21 Come determinare il coefficiente parziale di sicurezza della muratura (γ_M)?

Riportiamo un estratto del documento normativo (NTC 2018, §4.5.6.1):

Tab. 4.5.II. *Valori del coefficiente γ_M in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti*

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta	2,5	3,0

L'attribuzione delle Classi di esecuzione 1 e 2 viene effettuata adottando quanto di seguito indicato.

In ogni caso occorre (Classe 2):

- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, dipendente dell'impresa esecutrice, per la supervisione del lavoro (capocantiere);
- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, indipendente dall'impresa esecutrice, per il controllo ispettivo del lavoro (direttore dei lavori).

La Classe 1 è attribuita qualora siano previsti, oltre ai controlli di cui sopra, le seguenti operazioni di controllo:

- controllo e valutazione in loco delle proprietà della malta e del calcestruzzo;
- dosaggio dei componenti della malta "a volume" con l'uso di opportuni contenitori di misura e controllo delle operazioni di miscelazione o uso di malta premiscelata certificata dal produttore.

Il seguente paragrafo chiarisce la distinzione fra elementi di Categoria I e II (NTC 2018, §11.10.1):

> *"Come più precisamente specificato nelle norme europee armonizzate della serie UNI EN 771, gli elementi di categoria I hanno una resistenza alla compressione dichiarata, determinata tramite il valore medio o il valore caratteristico, e una probabilità di insuccesso nel raggiungerla non maggiore del 5%. Gli elementi di categoria II non soddisfano questo requisito.*

L'uso di elementi per muratura portante di Categoria I e II è subordinato all'adozione, nella valutazione della resistenza di progetto, del corrispondente coefficiente di sicurezza γM riportato nel relativo paragrafo 4.5.6."

Per quanto riguarda il coefficiente parziale di sicurezza per analisi sismiche (NTC 2018, §7.8.1.1):

"I coefficienti parziali di sicurezza per la resistenza del materiale forniti nel Capitolo 4 possono essere ridotti del 20% e comunque fino ad un valore non inferiore a 2".

4.3.22 Come ottenere la posizione del centro di massa (baricentro) e centro di rigidezza della struttura?

Per ottenere la posizione del baricentro e del centro delle rigidezze è sufficiente eseguire un'analisi sismica lineare (statica lineare o dinamica modale) e consultare le proprietà dei vari Livelli, se selezionandoli dalla scheda Progetto del Navigatore. La posizione del baricentro e del centro delle rigidezze sono fornite in termini di coordinate globali. Il centro delle rigidezze è presente solo in caso di impalcato infinitamente rigido.

4.3.23 Quali verifiche a taglio vengono eseguite nei pannelli murari?

Vedi Verifica a taglio dei pannelli murari.

4.3.24 Perché le verifiche svolte in analisi statica non sismica restituiscono coefficienti di sicurezza nulli?

Per consultare un report dettagliato delle verifiche di sicurezza che restituiscono coefficiente nullo è possibile operare come segue:

- selezionare, attraverso il comando Trova, tutte le aste che hanno coefficiente di sicurezza nullo (le ultime due colonne della tabella Aste, sono proprio relative ai Coefficienti di sicurezza e all'esito della Verifica)
- creare una relazione di calcolo includendo le descrizioni e le verifiche dei soli elementi selezionati.

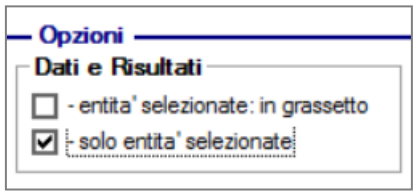


Figura 287. Crea Relazione: solo entità selezionate

Le verifiche a **pressoflessione** di elementi in muratura ordinaria restituiscono coefficiente di sicurezza nullo nei seguenti casi (NTC 2018, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.2):

- Assenza di compressione $P = 0 \Rightarrow M_u = 0$
- Trazione $P < 0 \Rightarrow M_u = 0$
- Eccessiva compressione $P > N_u \Rightarrow M_u = 0$

Le verifiche a **taglio per scorrimento** restituiscono coefficiente di sicurezza nullo nel caso in cui l'eccentricità (M/P) sia maggiore di l/2, quindi se il coefficiente di parzializzazione della sezione è nullo (β = 0).

4.3.25 Perché la resistenza ultima a compressione della muratura nelle verifiche a pressoflessione è sempre assunta pari a 0.85·f_d?

Secondo NTC 2018, §7.8.2.2.1, la riduzione della resistenza a compressione con il fattore 0.85 tiene conto della distribuzione non lineare delle tensioni di compressione. Esaminiamo la formula [7.8.2] che fornisce il valore del momento ultimo per la verifica a pressoflessione nel piano:

$$M_u = \left(l^2 \cdot t \cdot \frac{\sigma_0}{2}\right)\left(1 - \frac{\sigma_0}{0{,}85 f_d}\right)$$

Da questa formula si evince che lo sforzo normale per cui il momento ultimo si annulla (cioè lo sforzo normale oltre il quale la sezione perde resistenza) vale:

$$N_u = 0.85\, f_d\, l\, t$$

Il fatto che la normativa introduca il fattore 0.85 in un paragrafo dedicato all'analisi sismica non vuol dire che questo non abbia validità anche per l'analisi statica. Infatti, §4.5.6.2, relativo alle verifiche statiche delle costrizioni in muratura, prevede che le verifiche siano condotte con riferimento a normative di comprovata validità (in questo caso si fa riferimento allo stesso documento normativo).

4.3.26 Perché gli indicatori di rischio nelle analisi sismiche lineare sono nulli?

Nelle analisi sismiche lineari non si effettua alcuna ripartizione di taglio quando una parete va in crisi sotto azione sismica. L'azione sismica che sollecita gli elementi sismoresistenti è quella in input (calcolata in funzione del sito, dei parametri del suolo, del fattore di comportamento e delle forme modali); il sistema di equilibrio viene risolto determinando in modo diretto per ogni asta le sollecitazioni con cui eseguire le verifiche di sicurezza.
La verifica di ogni singolo elemento strutturale produce un coefficiente di sicurezza: il più basso fra tutti viene ovviamente assunto come parametro di sicurezza dell'edificio nel suo complesso.
Se è presente un elemento debole sotto le azioni orizzontali, il suo effetto è quello di abbassare drasticamente il coefficiente di sicurezza di tutto l'edificio, non potendo contare nell'aiuto offerto da altre pareti più robuste.
Calcolare l'indicatore sismico vuol dire abbattere l'azione sismica fino a trovare l'azione sismica per cui tutte le verifiche siano soddisfatte. Se alcuni elementi non soddisfano le verifiche di sicurezza sotto i soli carichi statici (non sismici), l'indicatore di rischio sismico risulterà nullo.

4.3.27 Quali analisi devono essere eseguite per la valutazione del comportamento sismico globale della struttura?

L'analisi statica non lineare (pushover) è il tipo di analisi più indicato per cogliere la capacità della struttura nei confronti delle azioni sismiche che sollecitano le pareti nel loro piano medio. Tuttavia,

la sola analisi pushover non è sufficiente per valutare il comportamento globale della struttura. Solitamente, viene affiancata da un analisi sismica lineare (statica lineare o dinamica modale) al fine di eseguire le verifiche a pressoflessione ortogonale dei maschi murari e le verifiche in fondazione (verifica di capacità portante del terreno e verifica di scorrimento sul letto di posa). Il fattore di comportamento q considerato nelle analisi lineari può essere quello determinato in analisi non lineare.
Inoltre, la valutazione sismica della struttura non può prescindere dall'analisi cinematica dei meccanismi di collasso locale. Tutte queste valutazioni confluiscono automaticamente nella scheda di sintesi relativa agli Indicatori di Rischio Sismico.

4.3.28 Come determinare l'incremento di taglio in analisi Pushover?

Vedi Incremento di taglio.

4.3.29 Cosa fare se la massa partecipante relativa al modo di vibrare fondamentale è inferiore al 60%?

I documenti normativi (NTC 2018, §7.8.1.5.4) indicano che l'analisi statica non lineare può essere applicata alle strutture in muratura nei casi in cui la massa partecipante relativa al modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata non sia inferiore al 60%.
Tuttavia, per gli edifici in muratura esistenti si chiarisce che (NTC 2018, §C8.7.1.3.1):

> *"In particolare è possibile utilizzare l'analisi statica non lineare assegnando, come distribuzione principale e secondaria, rispettivamente, la prima distribuzione, sia del Gruppo 1, sia del Gruppo 2, indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante sul primo modo".*

Pertanto, per edifici esistenti in muratura l'analisi statica non lineare può essere eseguita anche quando il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata abbia una massa partecipante inferiore al 60% a condizione che siano considerate le seguenti distribuzioni di forze:

- distribuzione (A), proporzionale alle forze statiche
- distribuzione (E), desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza

Si osservi che richiesta della distribuzione (A) è giustificata dalla sua generalità e indipendenza dal modo principale di vibrare: scegliere la distribuzione con forze del modo principale, nel caso di bassa massa partecipante, ha scarso valore rappresentativo.
Da tenere anche presente la distribuzione (C) dinamica, corrispondente alle forze in analisi dinamica modale lineare, in quanto essa è in grado di tenere conto dei contributi di tutti i modi di vibrare attraverso la loro combinazione eseguita in dinamica lineare per ottenere le forze sismiche (cfr. NTC 2018, §7.3.4.2: in questa distribuzione si considera un numero di modi con massa partecipante complessiva non inferiore all'85%).
Apposite segnalazioni avvertono se per l'elaborazione dell'analisi statica non lineare sono state scelte distribuzioni di forze che non rispettano i requisiti previsti dalla normativa. Nei controlli si considera la massa partecipante relativa ai modi di vibrare calcolati al primo passo dell'analisi pushover (tenendo conto di eventuali svincolamenti relativi a crisi per azioni statiche). È possibile consultare

tali risultati in [Barra multifunzione > Risultati > Analisi Modale] selezionando l'opzione "Dinamica al passo Pushover".

4.3.30 Perché l'analisi pushover non viene eseguita?

Se la struttura manifesta delle crisi sotto l'azione dei soli carichi statici, l'analisi pushover potrebbe bloccarsi in partenza perché non in grado di trovare una soluzione equilibrata per il sistema. In questi casi è necessario consultare i risultati dell'Analisi Statica Non Simica e in particolare i risultati relativi alla Combinazione Sismica, cioè la combinazione dei carichi statici impiegata nelle analisi di tipo sismico (NTC 2018, §2.5.3).

Per consultare i risultati della Combinazione sismica è necessario seguire le indicazioni fornite nella figura seguente. In particolare:

- consultare i risultati delle varie combinazioni di carico attivando il pulsante CCC;
- disattivare la visualizzazione dell'Inviluppo delle verifiche di sicurezza;
- accedere alla Combinazione sismica per mezzo delle frecce di navigazione (la combinazione sismica è sempre la penultima combinazione).

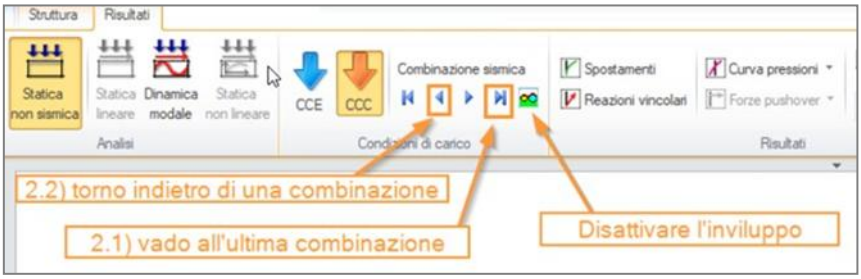


Figura 288. Combinazione sismica in Analisi statica non sismica

A questo punto è possibile visualizzare lo stato delle verifiche di sicurezza, le quali corrispondo alle verifiche svolte al passo iniziale dell'analisi Pushover. Le aste con verifica non soddisfatta saranno oggetto di svincolamenti in analisi pushover. Eccessivi svincolamenti potrebbero potare a labilità il sistema e di conseguenza impedire l'esecuzione dell'analisi incrementale. Pertanto, per procedere con l'analisi pushover è necessario apportare le modifiche necessarie affinché la struttura sia stabile sotto i carichi statici.

4.3.31 Dove è riportata la causa della conclusione della curva pushover?

La causa della conclusione della curva Pushover è riportata nel report "Storia evolutiva". In questo report sono inoltre elencate le crisi progressive degli elementi strutturali rispetto ai vari meccanismi di rottura considerati.

Se la causa di interruzione della curva è una labilità del sistema, ovvero la presenza di nodi con spostamenti eccessivi, una segnalazione nella scheda Segnalazioni elenca i nodi coinvolti e permette di selezionarli nel modello.

4.3.32 Perché l'Indicatore di Rischio Sismico è uguale per tutte le curve?

La capacità della struttura in termini di tempo di ritorno T_R non può eccedere il massimo valore dell'intervallo di riferimento, cioè 2475 anni (NTC 2008, Allegato A). Pertanto, anche la capacità in termini di PGA ha un limite massimo rappresentato dall'accelerazione al suolo per T_R = 2475 anni.
Di conseguenza, se in tutte le curve pushover viene individuata la stessa capacità limite, gli Indicatori di rischio sismico in termini di PGA o T_R saranno uguali per tutte le curve.

4.4 ANALISI CINEMATICA

4.4.1 Come si modellano i carichi delle travi nel modello cinematico?

In fase di modellazione cinematica, i carichi dei solai sono distribuiti automaticamente ai corpi rigidi che li delimitano. Invece, il carico portato dalle travi sulla muratura che le supporta deve essere inserito manualmente. Per farlo è sufficiente inserire un punto sul corpo rigido (muratura), in corrispondenza dell'appoggio della trave, e applicare una forza che tenga conto del peso proprio della trave e dei carichi agenti su di essa.

Se per la struttura oggetto di studio è stata condotta un'Analisi Statica non Sismica, la forza portata dalla trave può essere ricavata dalle caratteristiche di sollecitazione della trave stessa o dalla verifica di equilibrio del nodo in corrispondenza dell'appoggio.

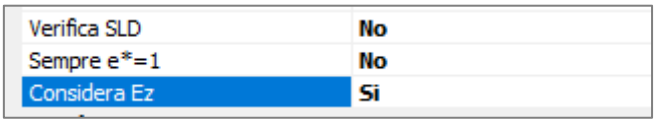
4.4.2 Come determinare il valore di calcolo della trazione nella catena?

La massima trazione della catena (valore di calcolo) è determinata dalle verifiche di sicurezza relative ai seguenti meccanismi di rottura: snervamento del tirante, punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio, penetrazione dell'ancoraggio, flessione delle piastre.

Le massime trazioni relative ai vari meccanismi esaminati sono riportate in sola lettura nelle proprietà della catena. Il valore di calcolo deve essere specificato dall'Utente ma non può superare alcuna di queste massime trazioni. Se viene specificato un valore oltre il limite, il valore di calcolo viene ridotto automaticamente.

4.4.3 Come considerare gli effetti del sisma verticale nei cinematismi?

Per considerare gli effetti della componente sismica verticale in un determinato cinematismo è sufficiente accedere alle proprietà del cinematismo e attivare la proprietà "Considera Ez".



4.4.4 Come modellare i cinematismi posti a una certa quota?

Per i meccanismi locali che interessano una porzione della costruzione posta ad una certa quota, nelle proprietà del cinematismo deve essere specificata manualmente la quota Z, cioè l'altezza rispetto al piano di fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo e il resto della struttura.

Nel caso di un ribaltamento semplice la quota Z si traduce nell'altezza dell'asse di rotazione rispetto alla fondazione.

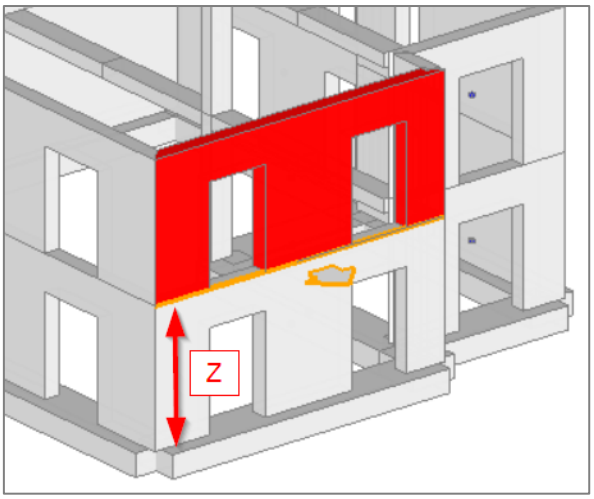


Figura 289. Quota Z nel meccanismo di ribaltamento semplice

4.4.5 Perché gli Indicatori di Rischio Sismico sono uguali per tutti i cinematismi?

La capacità del cinematismo in termini di tempo di ritorno T_R non può eccedere il massimo valore dell'intervallo di riferimento, cioè 2475 anni (NTC 2008, Allegato A). Pertanto, anche la capacità in termini di PGA ha un limite massimo rappresentato dall'accelerazione al suolo per T_R = 2475 anni.
Di conseguenza, se in tutti i cinematismi viene individuata la stessa capacità limite, gli Indicatori di rischio sismico in termini di PGA o T_R saranno uguali per tutti i cinematismi.

5 RIFERIMENTI AI VIDEO

Il canale YouTube di Aedes Software contiene diversi video che illustrano le funzionalità di Aedes.PCM e degli altri software Aedes. I video sono organizzati in playlist per facilitare l'accesso ai contenuti.

Questa sezione del Manuale d'uso propone link a specifici punti dei video dimostrativi per ognuna delle fasi operative trattate nelle sezioni precedenti. Attraverso questi link è possibile accedere rapidamente alle sezioni dei video che trattano gli argomenti desiderati.

5.1 MODELLAZIONE ARCHITETTONICA

https://www.youtube.com/watch?v=Mjw6XYDb5I4
https://www.youtube.com/watch?v=xirS90vqsCg

5.1.1 Descrizione interfaccia grafica

https://youtu.be/Mjw6XYDb5I4?t=65

5.1.2 Definizione piani

https://youtu.be/Mjw6XYDb5I4?t=17

5.1.3 Definizione materiali

https://youtu.be/Mjw6XYDb5I4?t=230

5.1.4 Inserimento disegni DXF

https://youtu.be/Mjw6XYDb5I4?t=296

5.1.5 Inserimento muri

https://youtu.be/Mjw6XYDb5I4?t=389

5.1.6 Inserimento aperture

https://youtu.be/Mjw6XYDb5I4?t=530

5.1.7 Inserimento solai

https://youtu.be/Mjw6XYDb5I4?t=574

5.1.8 Inserimento travi e definizione sezioni

https://youtu.be/Mjw6XYDb5I4?t=659

5.1.9 Modellazione copertura

https://youtu.be/xirS90vqsCg?t=11

5.1.10 Travi di fondazione

https://youtu.be/xirS90vqsCg?t=305

5.1.11 Fondazioni su piani sfalsati

https://youtu.be/xirS90vqsCg?t=362

5.1.12 Divisione muri per una corretta schematizzazione – Pareti lunghe

https://youtu.be/xirS90vqsCg?t=421

5.1.13 Definizione pareti significative ai fini della sicurezza – Paramenti

https://youtu.be/xirS90vqsCg?t=662

5.2 ANALISI ELASTICHE

https://www.youtube.com/watch?v=QNzCQp5DvUs

5.2.1 Descrizione scheda struttura

https://youtu.be/QNzCQp5DvUs?t=12

5.2.2 Proprietà elementi

https://youtu.be/QNzCQp5DvUs?t=51

5.2.3 Livelli

https://youtu.be/QNzCQp5DvUs?t=71

5.2.4 Check-up dati

https://youtu.be/QNzCQp5DvUs?t=113

5.2.5 Maschi murari di piccola altezza

https://youtu.be/QNzCQp5DvUs?t=162

5.2.6 Comando trova

https://youtu.be/QNzCQp5DvUs?t=213

5.2.7 Proprietà fondazioni

https://youtu.be/QNzCQp5DvUs?t=250

5.2.8 Fasce/strisce murarie

https://youtu.be/QNzCQp5DvUs?t=277

5.2.9 Travi di copertura

https://youtu.be/QNzCQp5DvUs?t=308

5.2.10 Azione sismica

https://youtu.be/QNzCQp5DvUs?t=354

5.2.11 Parametri di calcolo

https://youtu.be/QNzCQp5DvUs?t=483

5.2.12 Risultati analisi preliminari

https://youtu.be/QNzCQp5DvUs?t=572

5.2.13 Risultati pushover

https://youtu.be/QNzCQp5DvUs?t=682

5.2.14 Storia evolutiva

https://youtu.be/QNzCQp5DvUs?t=846

5.3 ANALISI CINEMATICA

https://www.youtube.com/watch?v=vyXJBLqJXAU

5.3.1 Modello cinematico

https://youtu.be/vyXJBLqJXAU?t=11

5.3.2 Ribaltamento semplice

https://youtu.be/vyXJBLqJXAU?t=60

5.3.3 Cuneo di distacco

https://youtu.be/vyXJBLqJXAU?t=200

5.3.4 Arretramento della cerniera

https://youtu.be/vyXJBLqJXAU?t=307

5.3.5 Azioni delle travi

https://youtu.be/vyXJBLqJXAU?t=344

5.3.6 Ribaltamento del cantonale

https://youtu.be/vyXJBLqJXAU?t=509

5.3.7 Flessione di parete vincolata ai bordi – flessione verticale

https://youtu.be/vyXJBLqJXAU?t=530

5.3.8 Cinematismi posti a quota Z

https://www.youtube.com/watch?v=vyXJBLqJXAU&feature=youtu.be&t=60

5.3.9 Inserimento rinforzi: catene e nastri

https://www.youtube.com/watch?v=ZkwXCB96nNQ

5.3.10 Cinematismo generico – Archi

https://youtu.be/al2baq0cbdw?t=516

5.3.11 Risultati

https://youtu.be/vyXJBLqJXAU?t=616

5.3.12 Indicatori di rischio sismico

https://youtu.be/vyXJBLqJXAU?t=648