



AEDES Software



PC.M: PROGETTAZIONE DI COSTRUZIONI IN MMURATURA



PC.E: PROGRAMMA PER IL CALCOLO AGLI EELEMENTI FINITI

Analisi di strutture in muratura

secondo **nuova Normativa Tecnica** (D.M. 14.1.2008)
e **precedenti Norme** (Metodo Por, D.M. 16.1.1996, D.M. 20.11.1987)

Manuale di PC.E 

Volume 4.

Esempi applicativi - Procedure operative

(include: Tutorial 2012)

Manuale di PC.E

Piano dell'opera:

Volume 1. Teoria

Volume 2. Manuale d'uso

Volume 3. Tutorial

(Precedente edizione:

"Edifici in Muratura e nuova Normativa Sismica", ALINEA, 2006)

Questo volume: ► **Volume 4. Esempi applicativi - Procedure operative**

Volume 5. Manuale di validazione

Volume 6. Edifici monumentali

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.

Edizione 2011 (rev. 3.10.2011)



© 1997-2011 **AEDES** Software per Ingegneria Civile

Via F. Aporti 32 - 56028 SAN MINIATO (PI)

Tel.: **0571.401073** - Fax: **0571.401173**

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 PC.E, 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.

PC.E 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 PC.E fino a quando non avrà sottoscritto la suddetta licenza d'uso.

L'utente è responsabile della scelta di PC.E 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 PC.E sono quelle riportate nella licenza d'uso. La AEDES non garantisce che le funzioni contenute in PC.E 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 PC.E possono essere marchi di fabbrica o marchi registrati dalle rispettive Società.

INDICE

1. TUTORIAL 2012 5

- 1.1. INTRODUZIONE DA DXF E MODIFICHE IN PC.M 5
- 1.2. GENERAZIONE DEL TELAIO EQUIVALENTE IN PC.E 16
 - 1.2A. MODELLO GLOBALE 20
 - 1.3A. COMPLETAMENTO DATI IN PC.E 21
 - 1.4A. ANALISI STRUTTURALE E RISULTATI DELLE VERIFICHE 33
 - 1.2B. MODELLO PER INTERPIANI 35
 - 1.3B. COMPLETAMENTO DATI IN PC.E 35
 - 1.4B. ANALISI STRUTTURALE E RISULTATI DELLE VERIFICHE 39
 - 1.2C. MODELLO PER PARAMENTI PIANI 41
 - 1.3C. COMPLETAMENTO DATI IN PC.E 41
 - 1.4C. ANALISI STRUTTURALE E RISULTATI DELLE VERIFICHE 42
- 1.5. VERIFICA SEMPLIFICATA (LV1) PER PALAZZI E VILLE 44
- 1.6. INPUT DIRETTO DA DXF IN PC.E 52
- 1.7. AMBIENTI FULL / EXPRESS. PERSONALIZZAZIONE DI EXPRESS 55

2. RIEPILOGO SULLA GESTIONE DEL MODELLO PER L'ANALISI E LE VERIFICHE DI SICUREZZA 57

3. COLLEGAMENTO PC.E-ESP: ANALISI CINEMATICA (MECCANISMI DI COLLASSO) 67

- 3.1. APPROFONDIMENTI SULL'AMBIENTE DI ANALISI CINEMATICA 72

4. GESTIONE DEI DOMINI DI RESISTENZA N-M. STRUTTURE ARMATE 74

- 4.1. STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO 74
 - 4.1.1. MODALITÀ DI ANALISI DELLE STRUTTURE MISTE 74
 - 4.1.2. MODELLI DI COMPORTAMENTO PER IL C.A. 77
 - 4.1.3. MODALITÀ OPERATIVE DI PC.E PER ELEMENTI ARMATI 77
- 4.2. MURATURA ORDINARIA E MURATURA CONSOLIDATA
CON IL SISTEMA CAM (C) EDILCAM 88
- 4.3. STRUTTURE IN MURATURA ARMATA 95

5. ALTRE FUNZIONALITA' 102

- 5.1. PRESSOFLESSIONE NELLE FASCE:
COME SI CONSIDERA LA RESISTENZA A TRAZIONE 102
- 5.2. DEFINIZIONE DI PGA COME ACCELERAZIONE
SU SUOLO RIGIDO O CON EFFETTI DI SITO 103
- 5.3. MICROZONAZIONE SISMICA: FATTORE DI SUOLO S INDIPENDENTE
DAI PARAMETRI DI SPETTRO DEL D.M. 14.1.2008 104
- 5.4. FATTORE DI CONFIDENZA F_c IN INPUT,
INDIPENDENTE DAL LIVELLO DI CONOSCENZA 105
- 5.5. CAPACITÀ DELLA STRUTTURA ESPRESSA IN TERMINI DI VITA NOMINALE 106

Vol. 4. ESEMPI APPLICATIVI

CONVENZIONI TIPOGRAFICHE

Nella descrizione di alcuni parametri utilizzati in analisi sismica, viene fatto diretto riferimento ai corrispondenti paragrafi del D.M.14.1.2008 (NTC08) attraverso il simbolo **§** seguito dal numero del paragrafo (seguendo l'impostazione delle norme, **§C** indica il corrispondente paragrafo della Circolare applicativa di NTC08: Circ. 617 del 2.2.2009). Esempi:

Murature: PressoFlessione Ortogonale (§7.2.3)

edifici esistenti: §C8.7.1.2

dove §7.2.3 indica il paragrafo 7.2.3 del D.M.14.1.2008 che tratta la PressoFlessione Ortogonale per le pareti in muratura; §C8.7.1.2 indica il paragrafo C8.7.1.2 della Circolare 617 del 2.2.2009.

I riferimenti ai paragrafi del presente Manuale d'uso sono invece realizzati racchiudendo il numero di paragrafo tra parentesi quadre. Ad esempio:

Ulteriori informazioni in [3.2.3]

La numerazione delle figure si compone di due caratteri corrispondenti al capitolo e al paragrafo primario in cui la figura è inserita, e un successivo carattere relativo al numero progressivo. Ad esempio:

Fig. 1.1.4

significa: Fig. 4 del capitolo 1.1.

Gli EuroCodici sono abbreviati con: EC (ad es: EC6 indica EuroCodice 6); nei riferimenti ai paragrafi, il nome dell'EuroCodice è seguito dal paragrafo indicato con il simbolo §. Ad esempio:

EC6-§4.5.3.(6)

cioè il paragrafo 4.5.3.(6) dell'EuroCodice 6 (dedicato alla progettazione di strutture in muratura).

Per quanto riguarda altre norme di riferimento:

C26BBCC02122010 indica la Circolare 26 del 2.12.2010 del Ministero dei Beni Culturali per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni; il riferimento ad un paragrafo è indicato facendo seguire alla sigla della norma il numero del paragrafo preceduto dal simbolo §. Ad esempio:

C26BBCC02122010§5.4.2

indica il paragrafo 5.4.2 della Circolare 26 del 2.12.2010 del Ministero dei Beni Culturali.



Suggerimento

Consigli per ottimizzare l'utilizzo del software.



Nota bene

Osservazioni e note che è opportuno conoscere.



Importante!

Da sapere: informazioni tecniche, approfondimenti, riferimenti normativi.



Attenzione

Da sapere assolutamente: comandi e operazioni particolarmente delicate.

1. TUTORIAL 2012

L'esempio 'tutorial' illustrato in questo documento, svolto con le più recenti versioni PC.M e PC.E, descrive in modo sintetico le operazioni consecutive con cui analizzare una struttura in muratura. Approfondimenti vari, integrativi o aggiuntivi rispetto alla documentazione attualmente disponibile nei Manuali del software, sono dedicati ad alcune delle più recenti funzionalità del software.

Si consiglia di ripercorrere manualmente tutta la procedura descritta. L'aggiornamento 2012 provvede peraltro ad installare files intermedi che in ogni fase consentono di recuperare la struttura con le modifiche fino a tal punto apportate, per poi procedere con le fasi successive.

L'esempio viene inizialmente descritto utilizzando la procedura più completa prevista da PC.M-PC.E ossia l'importazione del DXF in PC.M, la messa a punto del modello in PC.M, la successiva esportazione su telaio equivalente in PC.E.

Alcune immagini sono tratte dalla versione 2011 di PC.M-PC.E, e possono essere considerate equivalenti all'utilizzo dell'ambiente **Full** in PC.E 2012.

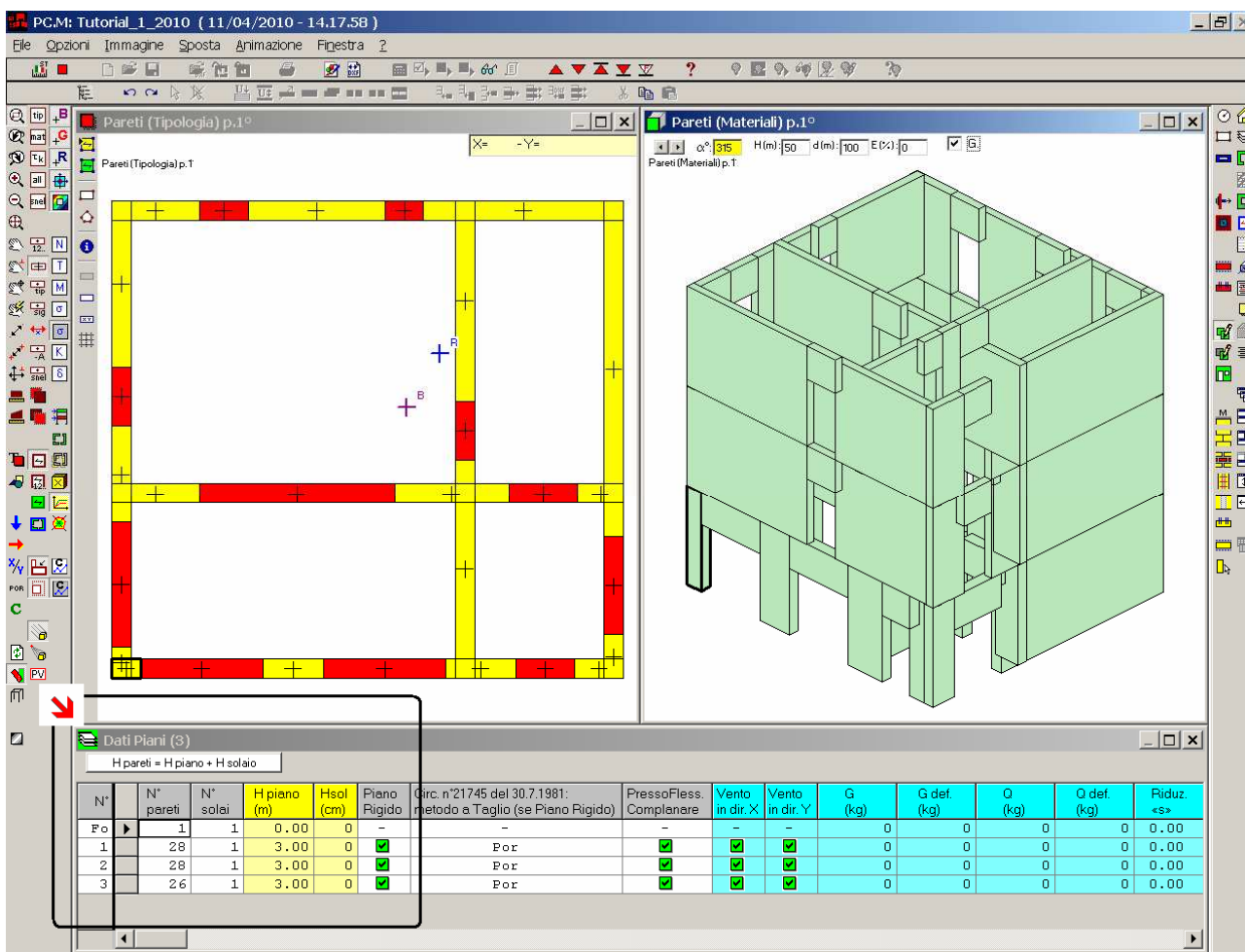
Nel paragrafo 1.6 verrà illustrata la procedura alternativa, consistente nell'importazione diretta da DXF in PC.E, e saranno mostrate immagini corrispondenti anche all'ambiente **Express** (funzionalità introdotte con la versione 2012).

1.1. INTRODUZIONE DA DXF E MODIFICHE IN PC.M

Questo edificio è stato in precedenza trattato in PC.M a titolo di esempio applicativo della Normativa per Umbria e Marche (sisma 1997) (D.M.16.1.1996 e Legge 61/98).

In questo contesto, viene rivisto in coerenza con le nuove normative (D.M.14.1.2008).

L'edificio è analizzato in dettaglio, secondo le norme precedenti, nel volume: **"Terremoto in Umbria e Marche del 1997, Criteri di calcolo per la progettazione degli interventi"**, edito a cura della Provincia di Perugia e del Servizio Sismico Nazionale, reperibile nella documentazione di PC.M.



Il file dxf di esempio è denominato:

Tutorial_1_2012.dxf

e viene installato dalla versione 2012 nel percorso \Aedes2012\Pcm\Progetti

Contiene: pareti e strisce. **Non sono presenti:**

- fondazioni (che potrebbero essere state poste sul layer PARETI00) in quanto, ai fini del modello di PC.E, esse saranno ridefinite durante la generazione del telaio equivalente;
- sottofinestra (trascurati).

PC.M: eseguire l'input da DXF (Apri progetto, File DXF di input per PC.M).

Durante la fase di input:

- confermare la scala (1 perchè il disegno è stato eseguito in m.)
- rispondere affermativamente alla trasformazione in pareti rettangolari di eventuali polilinee non rettangolari
- nella finestra di specifica delle altezze dei piani e delle fasce (introdotta con la versione 2012, vd. figura seguente), indicare:

3.30 per ognuno dei 3 piani

1.30 altezza delle fasce (ciò significa che l'apertura sottostante è 2.00 m)

il valore relativo ai sottofinestra è ininfluente (in quanto sono assenti nel file preparato in CAD)

Per ogni piano in input, specificare: altezza di piano (solaio incluso), altezza delle fasce e altezza dei sottofinestra (in cm.) [i dati su fasce e/o sottofinestra sono ininfluenti se non sono presenti nel modello disegnato in CAD]

Piano	H	h fasce	h sottofin.
1	330	130	100
2	330	130	100
3	330	130	100
4			
5			
6			
7			
8			

OK

Confermare con OK e attendere il completamento della lettura da DXF.

Con la funzionalità di specifica delle altezze di piano e delle fasce è possibile quindi impostare automaticamente un valore comune. Poiché tuttavia in alcuni casi le fasce potrebbero non avere tutte la stessa altezza, per familiarizzare con i comandi di PC.M si ipotizza di dover modificare i dati preimpostati agendo sui dati dopo l'input da DXF.

Vista per Tipologia nella finestra 2D. Vista per materiali nella finestra 3D. E' aperta la tabella dei Dati Piani.

Modifica delle altezze: i valori preimpostati devono essere modificati nei valori effettivi dell'edificio oggetto di studio.

Se avessimo lasciato invariato il dato di altezza per i piani a 3.00 m. dovremmo ora modificarlo, agendo nel seguente modo.

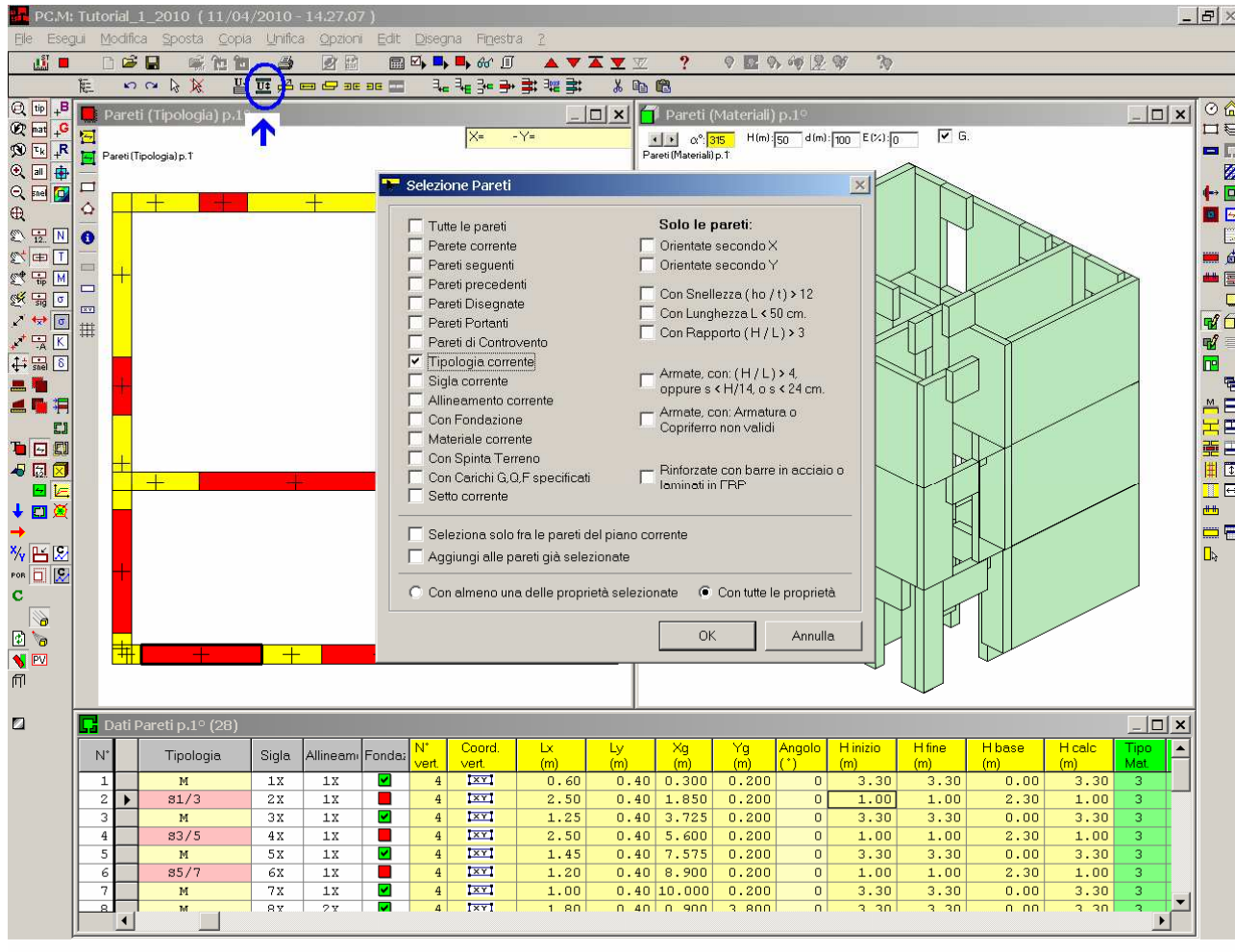
Invece di 3.00 (valore preimpostato) m., i piani sono alti 3.30: specificarlo nei campi indicati; si sceglie di conglobare tutta l'altezza di piano in 'H piano', lasciando 0 l'altezza del solaio ('H sol'). Specificare 3.30 per ogni piano, e fare clic sul pulsante 'H pareti = H piano + H solaio'

(questa operazione è inutile se si è già impostato il piano su 3.30 m).

Le strisce devono essere alte 1.30 sopra aperture di 2.00 m.

Supponiamo di aver lasciato, in fase di input, un'altezza di fasce pari a 1.00 m., e di doverla quindi ora modificare (la descrizione di questi comandi è superflua se le altezze sono già state impostate sul valore 1.30).

Finestra Pareti, menu Modifica, Seleziona, Tipologia corrente mentre la cella è sulla riga di una striscia. Quindi, specificare il dato (prima 1.30 per Hinizio; poi 2.00 per Hbase) e, per ognuna delle due colonne, usare il comando di Unificazione delle pareti selezionate (indicato in fig.); spostarsi ai piani superiori (piano 2 e poi piano 3) e ripetere l'operazione. Poi: menu Modifica, Deseleziona.



PRINCIPI FONDAMENTALI a carattere generale (validi quindi non solo per l'esempio corrente, ma per qualsiasi struttura) DA TENERE PRESENTI IN PC.M AI FINI DELLA SUCCESSIVA GENERAZIONE DEL TELAIO EQUIVALENTE IN PC.E

Prima di procedere oltre, alcune **osservazioni di importanza fondamentale**.



Attenzione Se l'edificio avesse pareti oblique o geometria irregolare, si consiglia di **semplificare il più possibile gli allineamenti**, ricordando che il significato fisico è quello di un paramento murario singolo: quindi si dovrà evitare ad esempio che prospetti posti sullo stesso piano verticali, ma distinti tra loro a causa di una rientranza intermedia dell'edificio, abbiano lo stesso allineamento: anche se esso viene preimpostato uguale, va cambiato il nome dell'allineamento per uno dei due prospetti. Nel caso esaminato, molto regolare, tutti gli allineamenti generati dall'importazione da DXF sono già corretti. L'Utente può comunque decidere di cambiare a piacere il nome a tutti gli allineamenti, purché si conservi il riferimento X e Y (1X,2X,3X..., 1Y,2Y,3Y,... e in caso di angolo in pianta (es. 30°): 1X30, ecc.).

E' anche auspicabile che tutte le **pareti abbiano angolo coincidente con quello dell'allineamento, e che siano rettangolari** (per trasformare in rettangolare una parete: finestra Pareti, menu Edit, Sezione Rettangolare (pareti selezionate)): se in CAD una polilinea non era perfettamente rettangolare può aver generato quadrilateri 'quasi' rettangolari che è opportuno rendere perfettamente rettangolari, col comando detto.

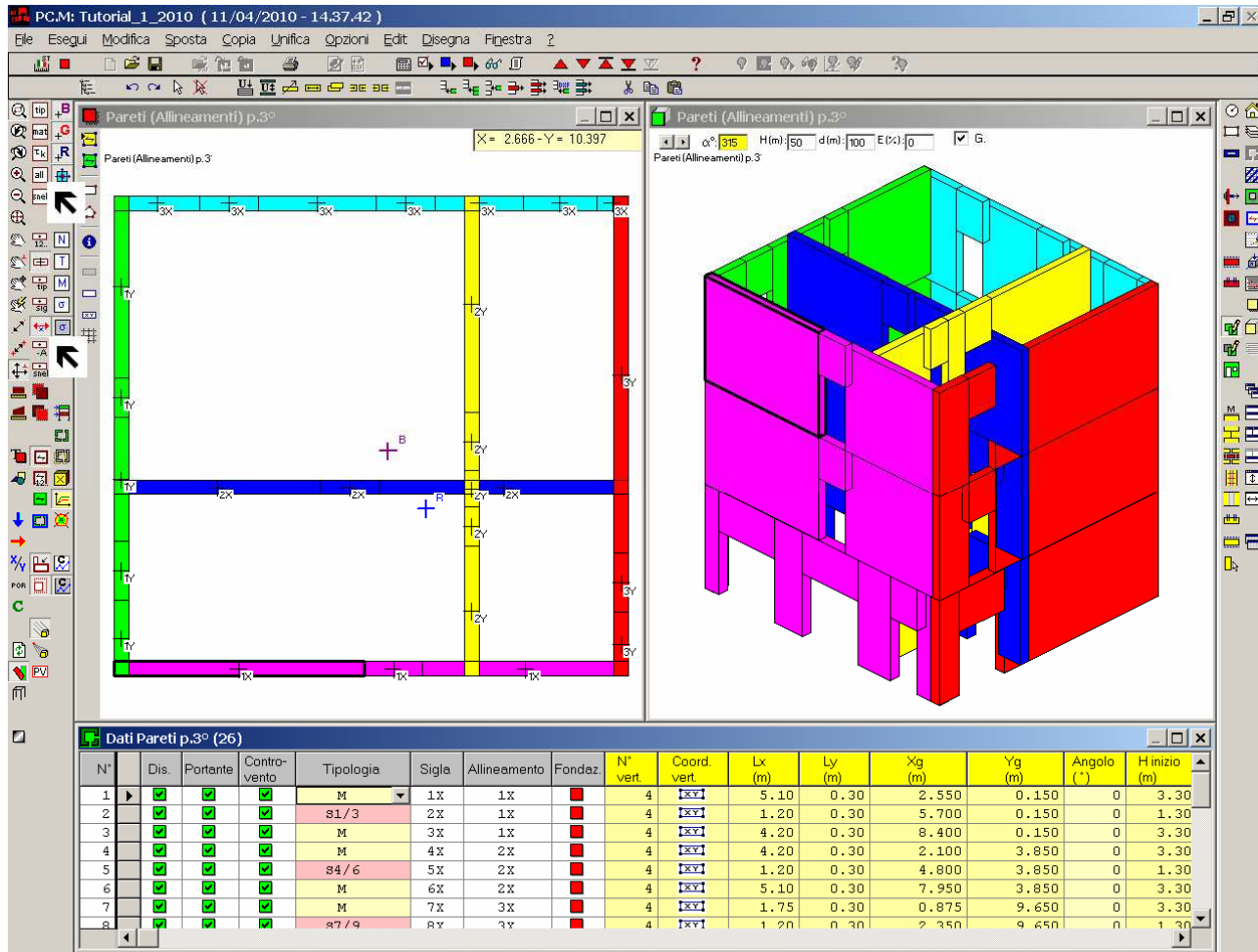
Regolarizzare il più possibile le strutture, evitando quindi - se non strettamente necessari:

- pareti molto piccole o tramezzi, aventi valore strutturale non significativo;
- piccole obliquità in pianta di pochi gradi (1°,2°...) (disallineamento rispetto agli assi di riferimento);
- quadrilateri 'quasi' rettangolari: creare veri e propri rettangoli in CAD oppure rettangolarizzare le pareti in PC.M; tenere ben presente che lo scopo dell'analisi è comunque quello di cogliere il comportamento globale con una buona approssimazione (molti altri sono i parametri incerti di fronte ai quali piccole modifiche geometriche nella modellazione hanno valenza trascurabile).

Controllare inoltre accuratamente:

- gli **allineamenti**: sulla base di questi si genererà il telaio equivalente, e quindi errori nella definizione degli allineamenti condizionano il modello di PC.E
- la **definizione delle strisce**: i riferimenti ai maschi murari devono essere corretti, per poter giustamente collegare aste orizzontali e verticali nel telaio equivalente. ■

Controllo degli allineamenti. Se in alcuni di essi sono presenti pareti troppo lunghe, che mal si corrispondono alle pareti sovrastanti, sarà opportuno suddividerle.
Disegno per allineamenti.



Nel 3D scegliere la visualizzazione del prospetto. Scegliere, dai parametri di disegno, la numerazione delle pareti sia nel 2D sia nel 3D.

PC.M: Tutorial_1_2010 (11/04/2010 - 14.37.42)

File Esegui Modifica Sposta Copia Unifica Opzioni Edit Disegna Finestra ?

Pareti (Allineamenti) p.3°

X = 5.450 - Y = 9.816

clac sulla barra del titolo della finestra

Scegliere la vista in prospetto

Durante la vista in prospetto, se si sposta la cella su un elemento appartenente ad un altro allineamento: fare clic sulla grafica 3D e poi sulla 2D per aggiornare l'allineamento visualizzato.

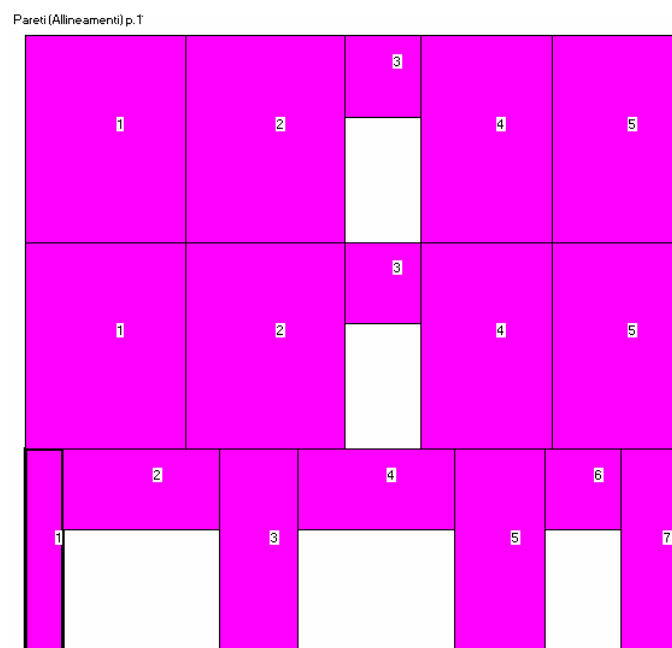
In questa modalità grafica, sono ben identificabili le pareti che può essere opportuno suddividere ai fini della generazione del telaio equivalente

Dati Pareti p.3° (26)

N°	Dis.	Portante	Controvento	Tipologia	Sigla	Allineamento	Fondaz.	N° vert.	Coord. vert.	Lx (m)	Ly (m)	Xg (m)	Yg (m)	Angolo (°)	H inizio (m)
1	✓	✓	✓	M	1X	1X	✓	4	1X	5.10	0.30	2.550	0.150	0	3.30
2	✓	✓	✓	S1/3	2X	1X	✓	4	1X	1.20	0.30	5.700	0.150	0	1.30
3	✓	✓	✓	M	3X	1X	✓	4	1X	4.20	0.30	8.400	0.150	0	3.30
4	✓	✓	✓	M	4X	2X	✓	4	1X	4.20	0.30	2.100	3.850	0	3.30
5	✓	✓	✓	S4/6	5X	2X	✓	4	1X	1.20	0.30	4.800	3.850	0	1.30
6	✓	✓	✓	M	6X	2X	✓	4	1X	5.10	0.30	7.950	3.850	0	3.30
7	✓	✓	✓	M	7X	3X	✓	4	1X	1.75	0.30	0.875	9.650	0	3.30
8	✓	✓	✓	S7/9	8X	3X	✓	4	1X	1.20	0.30	2.350	9.650	0	1.30

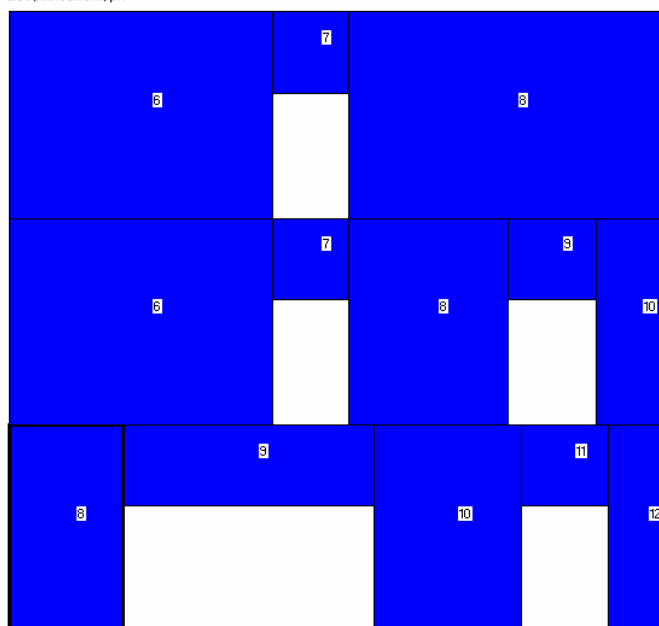
Versione 2010.02.1 Professionale Completa

Nell'allineamento 1X, si vogliono dividere in due parti sia la parete 1 sia la parete 3 dei piani 2 e 3. Usando il comando Edit, Dividi (in 2 parti) della finestra Pareti, si ottiene il seguente schema:



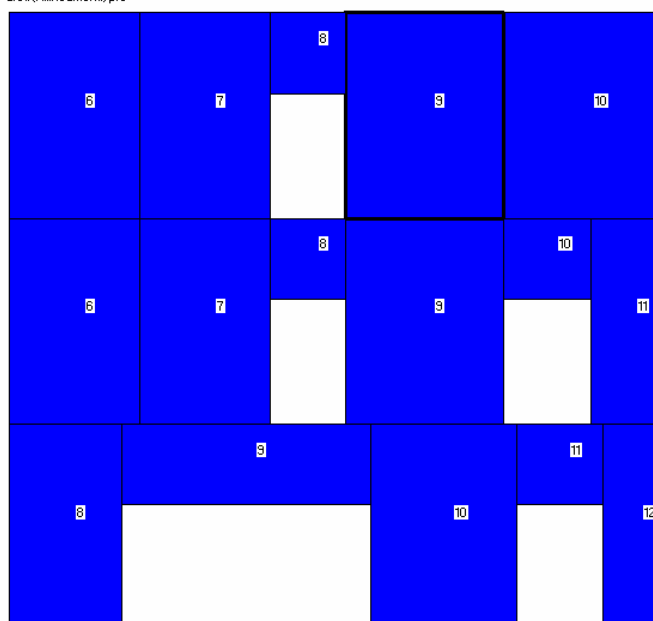
Nell'allineamento 2X, la parete che (dopo la divisione delle pareti suddette nell'allineamento 1X) è opra numerata con 6 ai piani 2 e 3 va suddivisa in due parti, e analogamente la 8 del piano 3.

Pareti (Allineamenti) p.1



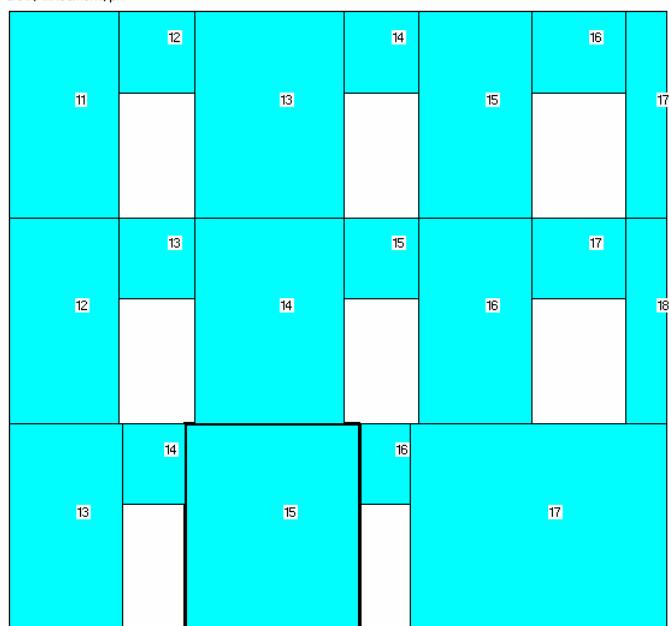
Si ottiene la seguente configurazione:

Pareti (Allineamenti) p.3



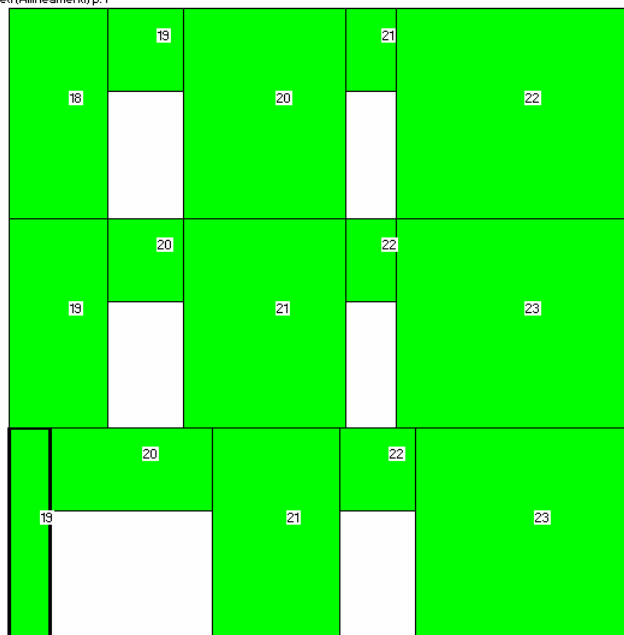
Nell'allineamento 3X, è opportuno dividere la parete 17 del piano 1 (piano terra).

Pareti (Allineamenti) p.1

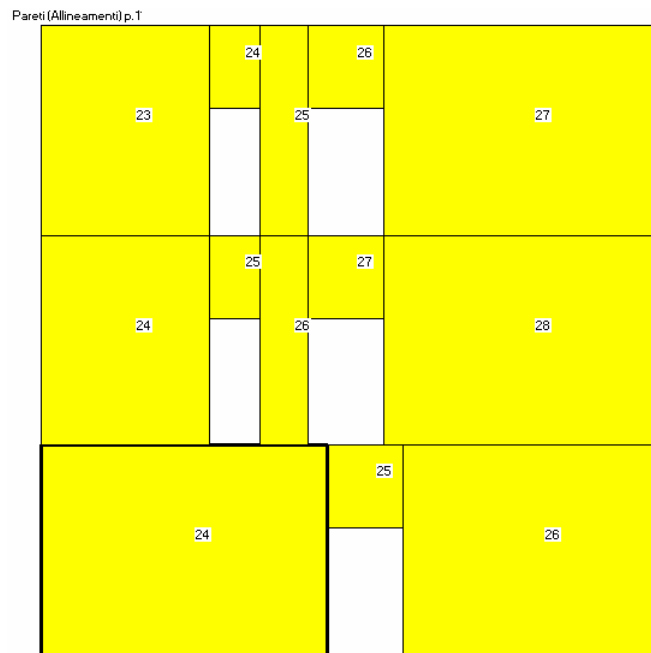


L'allineamento 1Y va bene così com'è:

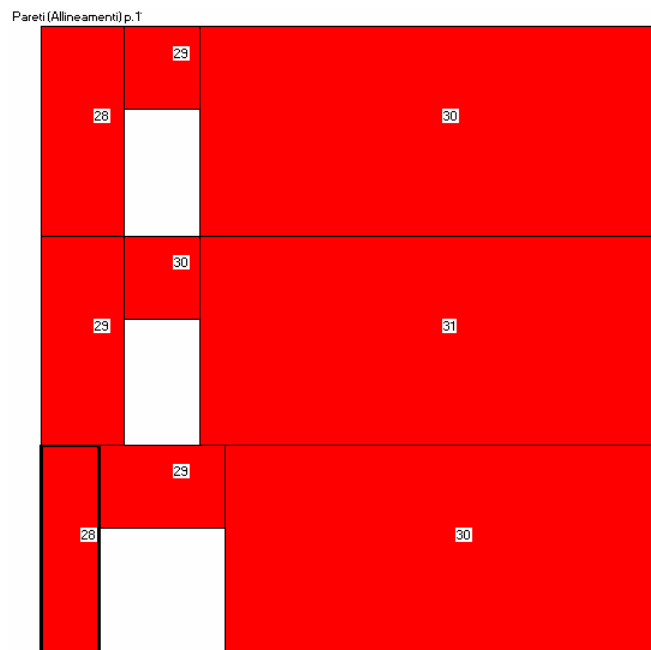
Pareti (Allineamenti) p.1



Nell'allineamento 2Y si suddivide la parete 24 del piano 1.



Per il 3Y, la suddivisione si rende opportuna a causa non delle corrispondenze delle pareti fra i diversi piani, ma piuttosto per via dell'eccessiva lunghezza della parete (vedi anche osservazioni seguenti).



Eseguite le suddivisioni, togliere la modalità di vista Prospetto (eventualmente, se necessario, rispuntare in verde il campo Dis. per tutte le pareti), tornando così alla visualizzazione 3D.

Attenzione! La suddivisione delle pareti NON è un'operazione indispensabile.

- Se si ritiene necessaria, essa avrebbe potuto già essere stata considerata nel file DXF: in tal caso, non sarebbero state necessarie le suddivisioni in ambiente PC.M
- Si può anche ritenere che le pareti non debbano essere suddivise, per non perdere rigidità. In realtà, questa osservazione va rivista criticamente sotto alcuni aspetti:
il calcolo a telaio equivalente non sembra correttamente impostato usando pareti troppo tozze, cioè aventi lunghezza eccessiva rispetto alle pareti sottostanti: le lesioni che si formerebbero inevitabilmente in fase sismica tenderebbero comunque a frazionare una parete molto lunga che si imposta su una serie di pareti più snelle; se invece la parete più lunga è la sottostante, le zone di carico diverse dipendenti dalla serie di pareti sovrastanti più snelle che su essa si impostano possono determinare zone di parete diversamente caricate e quindi a comportamento strutturale differente descrivibile solo suddividendo la parete in più parti.

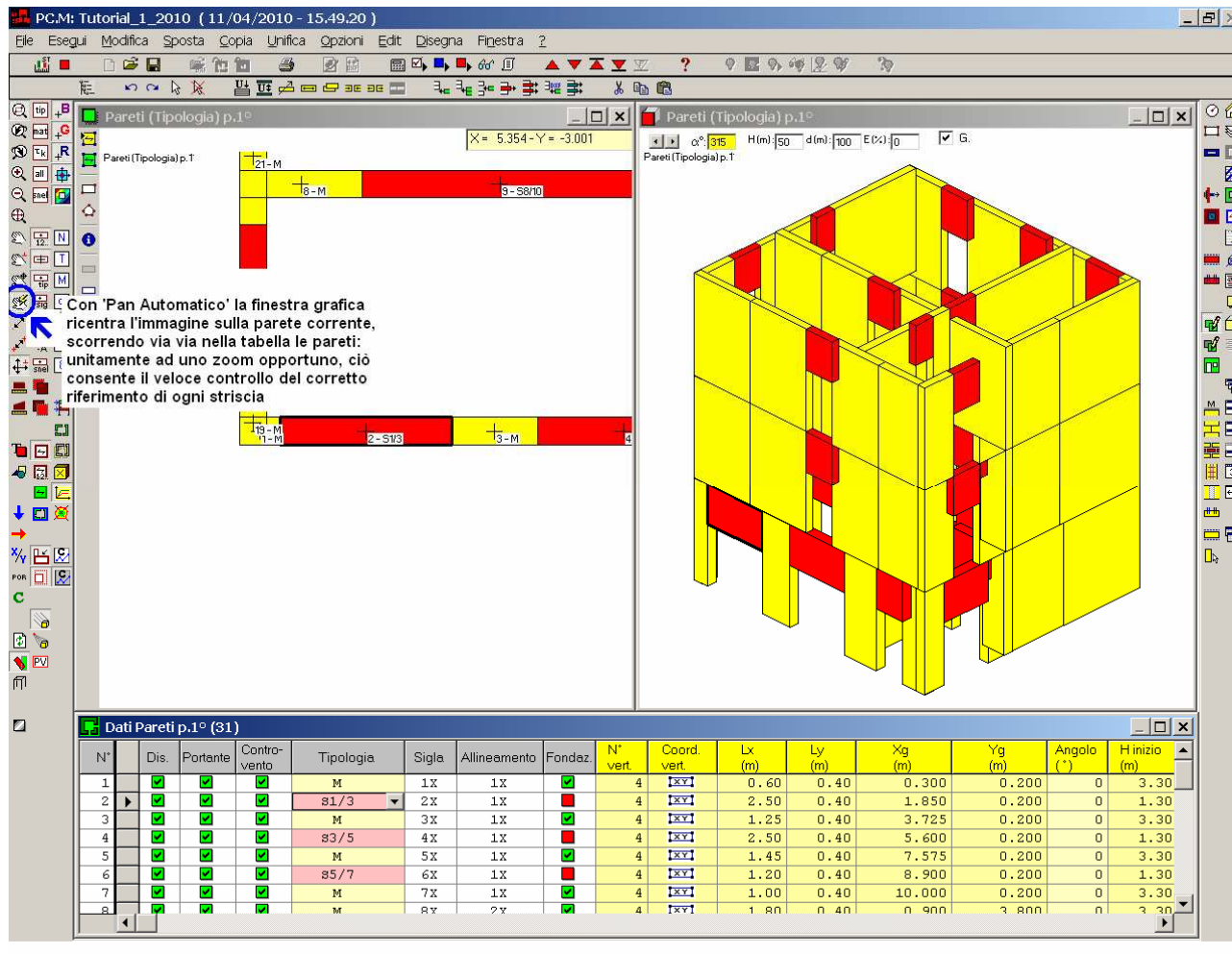
Inoltre, PC.E darà l'opportunità di **riassemblare le rigidità di maschi murari adiacenti**: se quindi si volesse in ogni caso considerare la rigidità della parete complessiva, anche se essa è stata suddivisa sarà poi possibile metterla in conto correttamente.

Si osservi anche che la rigidità 'penalizzata' dalla suddivisione non è quella a taglio, proporzionale all'area (per cui resta invariata anche suddividendo la parete) ma è la componente flessionale: sulla rigidità flessionale di elementi molto tozzi sussistono comunque perplessità legate al fatto che la formula che esprime tale rigidità (nEI/h^3) è legata ad un comportamento alla 'De Saint Venant' dal quale un'unica asta rappresentativa di una parete molto lunga sicuramente si discosta in modo significativo.

Probabilmente la via preferibile è proprio quella di **suddividere pareti aventi base eccessivamente lunga rispetto all'altezza (es: $b > \approx 3h$)**, adattando comunque le scelte alla particolare geometria dell'edificio oggetto di studio.

Un'altra considerazione sulla rigidità: si faccia attenzione al denominatore h^3 : pareti molto lunghe e di **piccola altezza**, come accade talvolta nei sottotetto, diventano **rigidissime**. E' sicuramente opportuno suddividerle in base ad esempio alle pareti del piano sottostante al sottotetto. Spesso tali pareti di bassa altezza (su cui in genere si imposta la falda) sarà anche opportuno escluderle in PC.E dalla verifica di sicurezza, perchè scarsamente significative.

Controllo della sintassi delle strisce: clic su Grafica 2D, menu Opzioni, Parametri di Disegno, selezionare: Numerazione, Baricentri, Tipologie. Attivare Pan Automatico (vd. fig.), e scorrere le strisce ad ognuno dei 3 piani. In generale, le strisce saranno correttamente definite; tuttavia, le operazioni di suddivisione dei maschi o altre modifiche potrebbero aver modificato i corretti riferimenti: non tutte le modifiche infatti sono automaticamente interpretabili; il controllo della sintassi è quindi un'operazione indispensabile. Il tempo impiegato nella **corretta modellazione di PC.M** sarà ampiamente ripagato dalla maggior correttezza del telaio equivalente generato in PC.E.



Riferimenti da correggere:

piano 1: 16) S15/17; 29) S28/30;
 piano 2: 3) S2/4; 30) S29/31;
 piano 3: 3) S2/4; 8) S7/9; 29) S28/30.

Gli interventi in PC.M sono terminati: il modello a macroelementi è pronto per essere trasformato nel telaio equivalente di PC.E. Si osservi che:

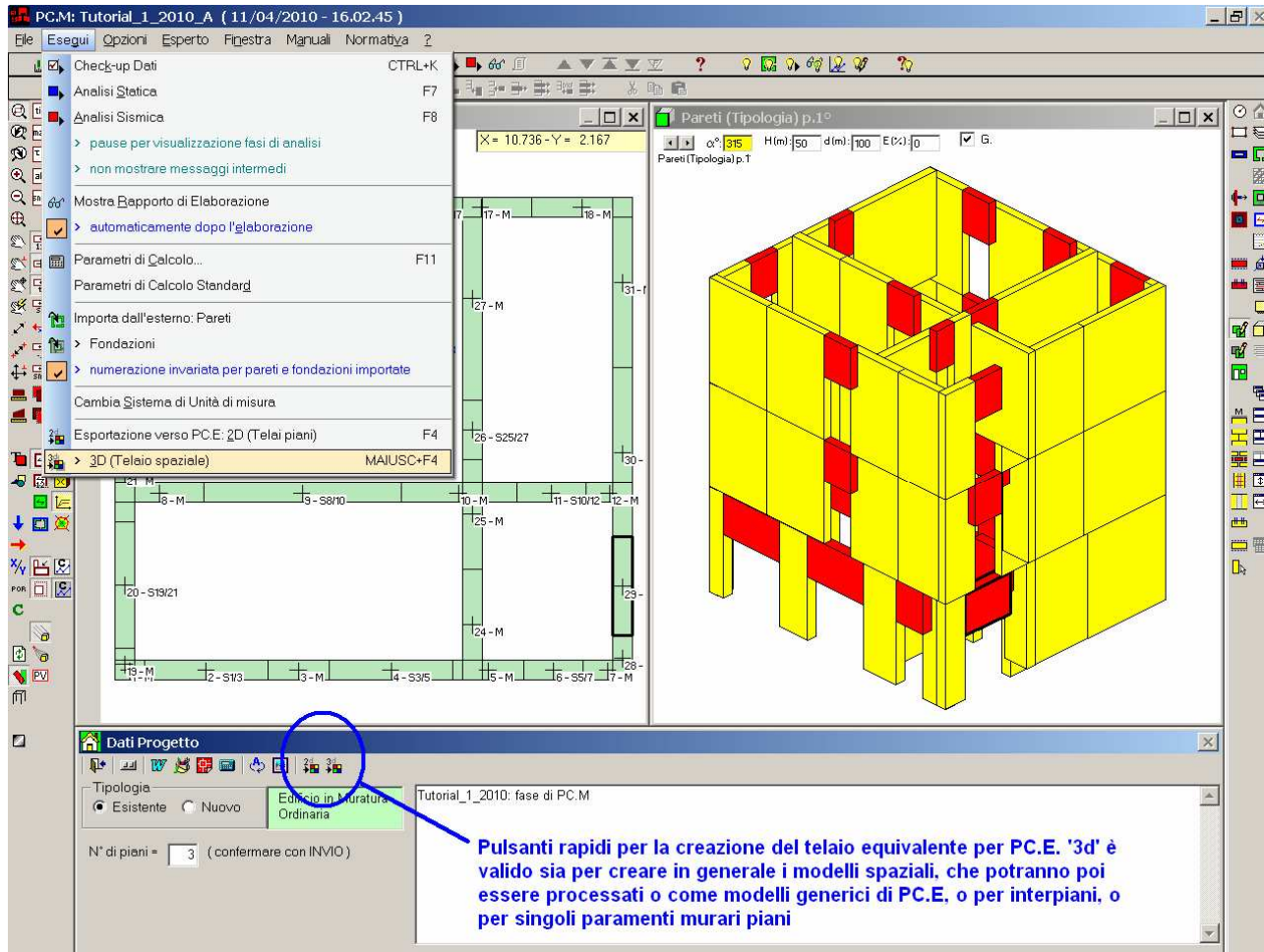
- **sono state eseguite modifiche solo di tipo geometrico:** vincoli e materiali saranno completamente ridefiniti e gestiti in PC.E; analogamente i parametri di calcolo corrispondenti alle nuove Norme;
- **non si sono definite né fondazioni né maglie di solaio:** le fondazioni saranno automaticamente generate in fase di creazione del telaio equivalente, mentre solai e carichi saranno gestiti completamente in PC.E.

Se si hanno dubbi o incertezze sul modello di PC.M fin qui creato, è possibile: abbandonare il file fin qui elaborato, aprire il progetto di PC.M: *Tutorial_1_2012_A* contenente tutti i passi fin qui eseguiti, salvarlo con nome: *Tutorial_1_2012* e proseguire su di esso con i passi successivi.

1.2. GENERAZIONE DEL TELAIO EQUIVALENTE IN PC.E

I passi successivi sono ripetuti per le diverse modalità di modellazione del telaio equivalente 3D:

- modello 3D con unica struttura corrispondente all'edificio nel suo complesso
- modello 3D che rappresenta l'edificio nel suo complesso ma finalizzato al calcolo per interpiani
- modello 3D che rappresenta l'edificio nel suo complesso ma finalizzato al calcolo per singoli paramenti murari piani



Esportazione 3D verso PC.E:


 Muratura esistente: valutare le pareti portanti in base ai requisiti geometrici Tab.7.8.II D.M.14.1.2008 (alle pareti in muratura nuova, tali requisiti sono applicati automaticamente)

Modellazione Geometrica

Creazione automatica dei Collegamenti Rigidi:

☒ - Orizzontali e verticali, interni agli Allineamenti (può essere eseguita in tutti i casi)

☒ - Negli angoli e nelle intersezioni degli Allineamenti (solo per esportazione 3D)

 Questa opzione NON è necessaria se in PC.E si analizzerà una modellazione per interpiani o per paramenti piani. Se l'opzione non è attiva, il progetto di PC.E sarà preimpostato 'per interpiani' (la gestione del modello potrà comunque essere modificata operando in PC.E)

☒ Unificazione del piano verticale

Agli elementi di uno stesso allineamento corrisponderanno aste poste sullo stesso piano verticale. La reale posizione degli elementi verrà gestita con scostamenti grafici dall'asse dell'asta. Si evitano così bracci rigidi ortogonali al piano dell'elemento, p.es. per collegare un maschio inferiore ed uno superiore con diverso spessore

☒ Unificazione nodi fra sommità parete inferiore e base parete superiore se la distanza è inferiore a mm.:

☒ Maschi murari: creazione di zone rigide superiori (ortogonali e complanari) corrispondenti allo spessore del solaio impostato sui maschi

Creazione delle travi di Fondazione in:

☐ muratura della parete sovrastante ☒ calcestruzzo

Le Fondazioni (se non presenti) vengono create in PC.E con una sezione di riferimento B=100, H=50 cm. generando aste su suolo elastico, rigide sotto ai maschi murari e deformabili in corrispondenza delle aperture. Aste di completamento saranno definibili direttamente in PC.E.

Vincoli

☒ Shear-type (Comportamento a taglio)

Questa opzione annulla le rotazioni intorno agli assi orizzontali X,Y. Nei modelli 3D: $\phi_X = 0$ e $\phi_Y = 0$; nei modelli 2D $\phi_Y = 0$ (i 2D sono posti nel piano XZ). Ne risulta nulla la variazione dello sforzo normale per effetto di azioni orizzontali. Si tratta di una schematizzazione tradizionalmente utilizzata per edifici murari bassi e pareti tozze. L'opzione non ha influenza su elementi verticali non murari (es.: nodi di pilastri in c.a.).

Carichi

I carichi non verranno in alcun caso esportati: le Condizioni di Carico Elementari e le Combinazioni delle Condizioni di Carico verranno generate e gestite direttamente in PC.E

OK Annulla

In PC.E la 'gestione del modello' può avere i significati illustrati nell'Appendice A, qui riassunti nei **3 percorsi possibili per un modello spaziale**.

A. Si desidera studiare un **modello globale di PC.E** comprendente tutti i collegamenti fra le strutture verticali e orizzontali (si tratta della modellazione più generica, adatta a qualsiasi tipo di edificio).

In tal caso, si attiverà l'opzione (evidenziata in fig.) relativa alla generazione automatica dei collegamenti negli angoli e nelle intersezioni degli allineamenti. In PC.E si dovrà gestire il vincolamento interno di tutte le aste.

Grado di difficoltà operativa per la modellazione in PC.E: notevole.

Occorre assumere una buona dimestichezza con la gestione dei vincolamenti esterni (nodi) e interni (aste). La definizione dei solai, che richiede per ogni maglia tutti i nodi che la delimitano, potrà comunque usufruire di comandi appositi che con un semplice clic interno alla maglia riconoscono i nodi che la delimitano.

Disponibilità delle opzioni di schematizzazione e di calcolo in PC.E: completa.

Il modello può essere soggetto alle più varie ipotesi di schematizzazione su geometria, materiali, vincoli, parametri di calcolo. In pratica, può essere adeguatamente trattata qualunque tipologia di edificio in muratura.

Consultazione dei risultati: l'analisi e la verifica riguardano la struttura nel suo complesso. Sono disponibili i

risultati di tutti i tipi di analisi (statica non sismica, sismica statica lineare, sismica dinamica modale, modale, pushover). Data la globalità del calcolo, possono evidenziarsi situazioni di pareti in trazione e di labilità di varia

origine, in dipendenza del tipo di modello e della correttezza dei vincolamenti schematizzati. Alcuni di questi comportamenti possono riferirsi ad errori di modellazione, nei confronti dei quali i comandi di check up e di controllo della struttura aiutano verso la correzione. Altre volte, le **trazioni** o le **labilità** traducono effettivi punti critici delle strutture, e in un progetto di consolidamento si potrà ad esempio intervenire per limitarle o annullarle.

B. Si desidera studiare un **modello per interpiani**. Si eviterà l'attivazione dell'opzione relativa alla generazione automatica dei collegamenti negli angoli e nelle intersezioni degli allineamenti, in quanto tali collegamenti divengono superflui.

Lo schema strutturale non consiste più in un unico modello che vincola tutti gli elementi fra loro. I diversi piani sono tra loro relazionati solo in funzione della geometria di incidenza dei piani superiori sugli inferiori, ai fini della trasmissione dei carichi verticali (in modo analogo a PC.M).

Per ogni sottomodello (interpiano) estratto dal modello globale durante la fase di calcolo, verranno incastrati i nodi di base e mantenuti i dati correnti per i nodi di sommità del piano (che quindi possono avere comportamento vario, ad esempio: non necessariamente shear-type; ciò significa che la modellazione ad interpiani non rappresenta solo lo schema tipo Por ma anche altre ipotesi).

La **gestione del modello in PC.E viene fortemente semplificata**. I vincolamenti interni delle aste diventano molto meno significativi e problematici. I carichi di solaio vengono definiti agevolmente con clic su nodi che individuino gli allineamenti (l'individuazione degli allineamenti avviene attraverso l'appartenenza di ogni parete - il cui nodo di sommità è oggetto di clic - al proprio allineamento, così come era stato definito nel pre-processore PC.M). Anche se la maglia continua a riferirsi a nodi (per tutte le maglie rettangolari saranno sufficienti 4 nodi), la procedura è del tutto analoga alla definizione dei solai in PC.M facendo clic sulle pareti.

Grado di difficoltà operativa per la modellazione in PC.E: basso.

E' sufficiente una conoscenza di base dell'ambiente PC.E.

Disponibilità delle opzioni di schematizzazione e di calcolo in PC.E: estesa.

Ferma restando la trattazione per interpiani, continuano a valere anche in questo caso molteplici possibilità di schematizzazione, ad esempio riguardanti i parametri di calcolo.

Le tipologie di edifici che possono essere trattati in modo appropriato per interpiani sono: unità strutturali di edifici in aggregato, edifici bassi (fino a 2-3 piani).

Consultazione dei risultati: l'analisi e la verifica sono svolte per i singoli interpiani, ma i risultati vengono riassemblati nel modello complessivo e possono quindi essere consultati in modo del tutto analogo ai modelli completi di PC.E. Sono disponibili i risultati delle analisi: statica non sismica, sismica statica lineare, sismica dinamica modale, pushover; l'analisi modale viene invece svolta per ogni singolo interpiano ma non è possibile fornire modi e forme di vibrazione globali (data l'assenza di un effettivo modello globale in cui tutti gli elementi di tutti i piani sono fra loro collegati).

Dato il tipo di calcolo, divengono in genere irrilevanti trazioni o labilità.

Questi modelli sono utilizzabili in particolare con l'ipotesi di piano rigido e di comportamento shear-type, assimilandosi in tal caso - per quanto riguarda l'analisi statica non lineare - al metodo Por (da cui comunque differisce la modalità di verifica, eseguita in base allo spostamento del punto di controllo e non solo in base a un confronto tra forze).

Un campo applicativo specifico per i modelli 3D a interpiani riguarda **Palazzi e Ville** da processare con **analisi sismica semplificata secondo Circ.26 2.12.2010 BB.CC.** (modelli meccanici semplificati, LV1). PC.E consente la consultazione dei risultati di tale analisi semplificata per qualunque modello 3D, ma è evidente che l'assetto semplificato di tale analisi corrisponde alla semplicità del modello a interpiani (in questi casi è inutile, cioè, raffinare troppo il modello). L'analisi semplificata di palazzi e ville richiede una preliminare analisi sismica statica lineare, perchè è necessario conoscere lo sforzo normale agente in ogni parete in fase sismica (da esso dipende la resistenza a taglio della parete e quindi in definitiva del piano nella direzione di analisi considerata). E' necessario quindi che il modello sia tale da consentire lo svolgimento, pur per interpiani, dell'analisi sismica statica lineare. In generale, la messa a punto del progetto è decisamente più rapida rispetto ai modelli globali di PC.E.

C. Si desidera studiare un **modello per paramenti murari piani**. Si eviterà l'attivazione dell'opzione relativa alla generazione automatica dei collegamenti negli angoli e nelle intersezioni degli allineamenti, in quanto tali collegamenti divengono superflui.

Lo schema strutturale non consiste più in un unico modello che vincola tutti gli elementi fra loro: i vincolamenti riguardano solo gli elementi di uno stesso paramento.

Per ogni sottomodello (telaio 2D, o: allineamento, o: paramento murario piano) estratto dal modello globale durante la fase di calcolo, verranno mantenuti i dati correnti per tutti i nodi del telaio 2D (non viene quindi perduta alcuna possibilità di schematizzazione per il comportamento complanare).

La **gestione del modello in PC.E viene fortemente semplificata**. I vincolamenti interni delle aste diventano molto meno significativi e problematici: la loro importanza è relegata al corretto collegamento degli elementi fra i vari piani nell'ambito solo di uno stesso paramento murario. I carichi di solaio vengono definiti in modo analogo al modello per interpiani, e quindi usufruiscono della stessa semplificazione (modalità operativa simile a PC.M). La trasmissione dei carichi dai piani superiori agli inferiori, nell'ambito del paramento considerato, avviene in modo 'esatto' dipendente dai vincolamenti interni delle strutture appartenenti al paramento.

Grado di difficoltà operativa per la modellazione in PC.E: basso.

E' sufficiente una conoscenza di base dell'ambiente PC.E.

Disponibilità delle opzioni di schematizzazione e di calcolo in PC.E: estesa.

Ferma restando la trattazione per paramenti piani, continuano a valere anche in questo caso molteplici possibilità di schematizzazione, ad esempio riguardanti i parametri di calcolo.

Le tipologie di edifici che possono essere trattati in modo appropriato per paramenti piani sono: edifici con impalcati tutti flessibili.

Consultazione dei risultati: l'analisi e la verifica sono svolte per i singoli paramenti piani, ma i risultati vengono riassemblati nel modello complessivo e possono quindi essere consultati in modo del tutto analogo ai modelli completi di PC.E. Sono disponibili i risultati delle analisi: statica non sismica, sismica statica lineare, sismica dinamica modale, pushover; l'analisi modale viene invece svolta per ogni singolo paramento ma non è possibile fornire modi e forme di vibrazione globali (data l'assenza di un effettivo modello globale in cui tutti gli elementi di tutti i paramenti sono fra loro collegati).

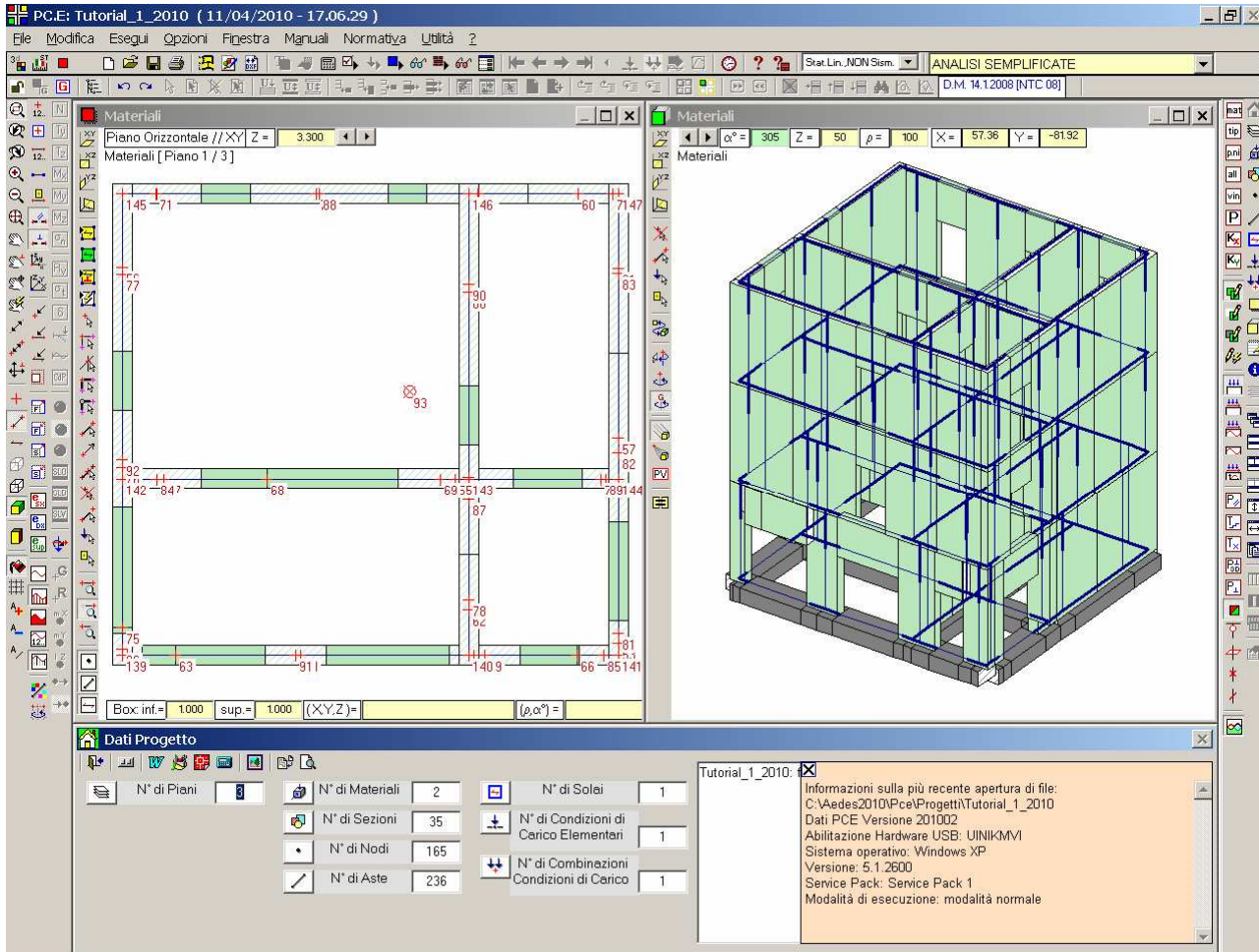
Dato il tipo di calcolo, potrebbero evidenziarsi trazioni o labilità in modo analogo ai modelli globali di PC.E. Questi modelli costituiscono una valida alternativa a processare un modello globale con impalcati deformabili. Non possono essere tuttavia rappresentativi del comportamento reale dell'edificio se esiste anche un solo impalcato rigido: la situazione mista (alcuni impalcati rigidi e altri flessibili) richiede comunque una modellazione 3D, globale o per interpiani (ove possibile).

In generale, la messa a punto del progetto è decisamente più rapida rispetto ai modelli globali di PC.E.

1.2A. MODELLO GLOBALE

In fase di esportazione da PC.M verso PC.E si attiva l'opzione relativa alla generazione automatica dei collegamenti negli angoli e nelle intersezioni degli allineamenti.

L'esportazione apre automaticamente (se non già aperto) PC.E e presenta lo schema a telaio equivalente dell'edificio:



Salvare subito questo file con nome:
Tutorial_1_2012_Globale.pce

L'esportazione ha generato le aste con le zone rigide tipiche del telaio equivalente.

1.3A. COMPLETAMENTO DATI IN PC.E

Fasi di completamento dei dati:

- a) definizione dei materiali
- b) controllo delle fondazioni
- c) gestione dei carichi
 - c1) preimpostazione delle CCE (condizioni di carico elementari)
 - c2) definizione delle CCC (combinazioni di condizioni di carico)
 - c3) inserimento dei solai
 - c4) definizione dell'azione del vento (nei Dati Piani)
 - c5) generazione dei carichi
- d) controlli su: nodi: vincolamento esterno; aste: vincolamento interno; check-up dati generale
- e) definizione dei parametri di calcolo

a) definizione dei materiali

Il clic su questo pulsante apre la finestra dei parametri di riferimento per le murature

N°	Col.	Tipologia materiale	Descrizione [parametri meccanici in: kgf/cm ²]	Mur. nuova	Tipologia muratura	E	G	(eps).2 (%) (parabola-)	(eps).u (%) (rettangolo)	f.m	f.k	f.vmo (mur. tau.o (mur.e
1		1	Conglomerato Cementizio Armato C25/30			310000	130000	0.20	0.35		250.0	
2		3	Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)		4	10800	3600	0.20	0.35	19.0		

Il materiale preimpostato per default è:

"(D.M. 14.1.2008) 1-LC 1) Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)"

Viene ora ridefinito: la muratura di questo edificio è in tufo.

I valori preimpostati si riferiscono al livello di conoscenza LC2 (preimpostato nei Parametri di Calcolo, idoneo per l'edificio in esame).

Il testo di riferimento indicava come peso specifico 1900 kgf/m³: modificare tale valore nella corrispondente casella dei Dati Materiali.

b) controllo delle fondazioni

Le travi di fondazione sono state preimpostate tutte con sezione (n°3) rettangolare di base b 100 cm. e altezza h 50 cm. Le dimensioni reali sono però b 60 x h 40: correggere tali valori nei Dati Sezioni in corrispondenza della sezione n.3.

PC.E: Tutorial_1_2010_Globale (11/04/2010 - 17:24:02)

File Modifica Opzioni Disegna Finestra ?

Materiali

Piano Orizzontale // XY Z = 0.000

Materiali

Box inf. = 1.000 sup. = 1.000 (X,Y,Z) = (10.965, 5.673, 0.000) (p,α) = (12.345, 27.36)

Proprietà Aste

N° 2

Col. 3

ID 3

Sub. 1

Dis. 1

Verif. 1

Nome (Tipologia) Z.1.1.

Telaio (Allineamento) 1X

Sigla 1X

N° nodo i (iniziale) 1

N° nodo j (finale) 2

Vincolo interno i' (0=continuo) 000

Vincolo interno j' (0=continuo) 000

N° Sez. 3

B (m) 1.000

H (m) 0.500

Angolo di rotazione (°) 0.00

Scost y nodo i (m) 0.000

Scost y nodo j (m) 0.000

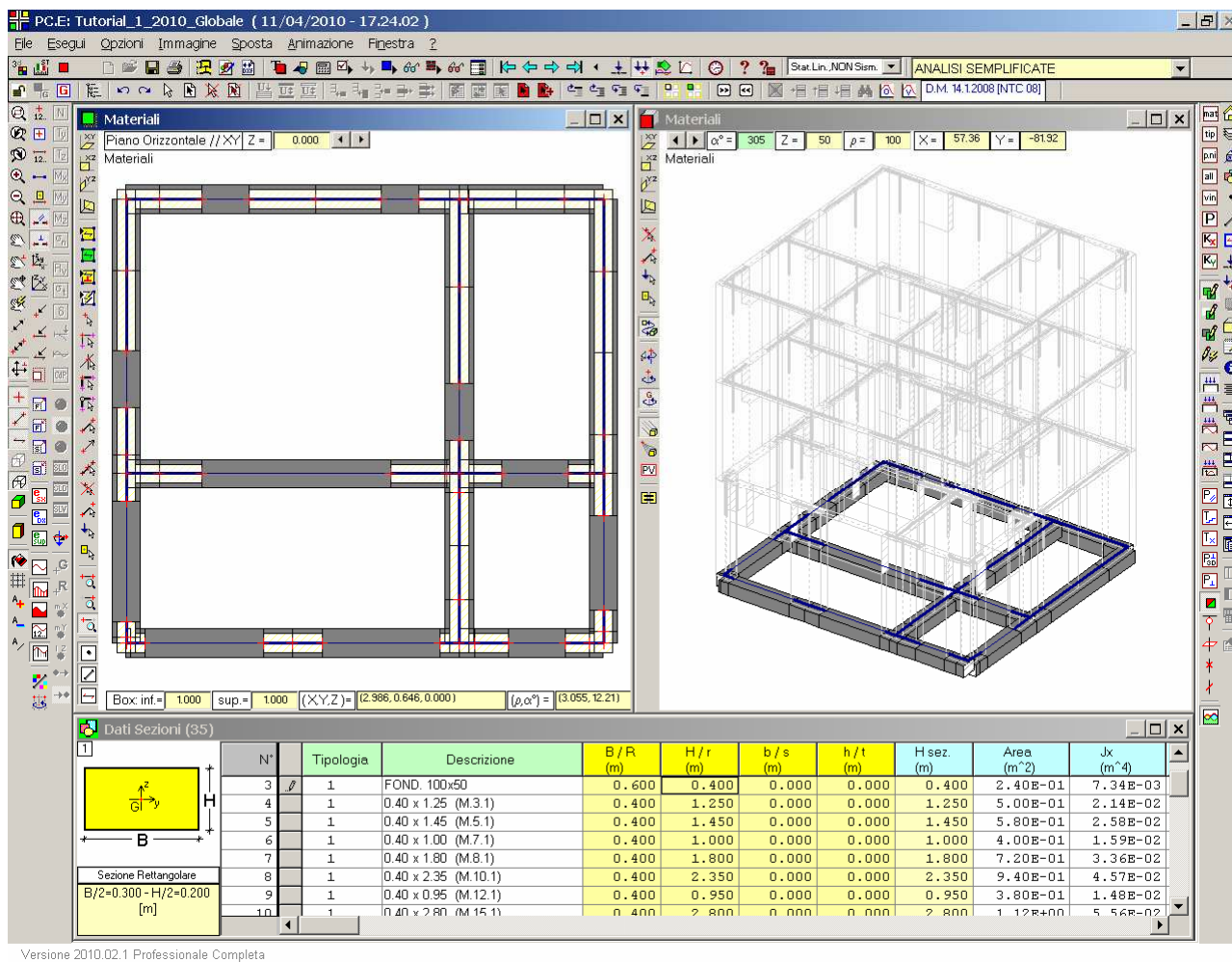
Dati Sezioni (35)

N°	Tipologia	Descrizione	B/R (m)	H/r (m)	b/s (m)	h/t (m)	H sez. (m)	Area (m ²)	Jx (m ⁴)
3	1	FOND. 100x50	1.000	0.500	0.000	0.000	0.500	5.00E-01	2.81E-02
4	1	0.40 x 1.25 (M.3.1)	0.400	1.250	0.000	0.000	1.250	5.00E-01	2.14E-02
5	1	0.40 x 1.45 (M.5.1)	0.400	1.450	0.000	0.000	1.450	5.80E-01	2.58E-02
6	1	0.40 x 1.00 (M.7.1)	0.400	1.000	0.000	0.000	1.000	4.00E-01	1.59E-02
7	1	0.40 x 1.80 (M.8.1)	0.400	1.800	0.000	0.000	1.800	7.20E-01	3.36E-02
8	1	0.40 x 2.35 (M.10.1)	0.400	2.350	0.000	0.000	2.350	9.40E-01	4.57E-02
9	1	0.40 x 0.95 (M.12.1)	0.400	0.950	0.000	0.000	0.950	3.80E-01	1.48E-02
10	1	0.40 x 2.80 (M.15.1)	0.400	2.800	0.000	0.000	2.800	1.12E+00	5.56E-02

Sezione Rettangolare

B/2=0.500 - H/2=0.250 [m]

Dopo la modifica, si ottiene la seguente schermata:



E' interessante osservare (vd. grafica 2D) come le zone rigide delle travi di fondazione sono state fatte corrispondere automaticamente, durante la generazione del telaio equivalente, ai maschi murari sovrastanti, mentre le travi sotto le aperture (fra maschi consecutivi) sono deformabili.

Suggerimento: Nelle immagini riportate in questo documento, osservare bene i pulsanti 'premuti' nelle varie barre degli strumenti per poter ottenere a video la stessa rappresentazione.

Si consultino ora i Dati Aste. Le travi di fondazione (tipologia Z, aste su suolo elastico alla Winkler) sono rappresentate graficamente con uno scostamento rispetto all'asse di calcolo (baricentrico per la sezione della trave); avendo modificato l'altezza della sezione da 0.50 a 0.40, lo scostamento (pari a metà altezza della sezione) non è più 0.25 ma diventa 0.20 m. Tale dato può essere corretto intervenendo nel campo *Scost.z* (nodo i e nodo j) (l'asse verticale locale è l'asse z); tuttavia tale correzione, di carattere puramente grafico, è influente sullo svolgimento dei calcoli.

Si controllino ora i parametri tipici delle travi di fondazione nella tabella Dati Aste.

Le travi di fondazione sono caratterizzate dai parametri illustrati in figura seguente (nella finestra Proprietà).

Proprietà Aste	
N°	2
Col.	
ID	3
Sub.	
Dis.	<input checked="" type="checkbox"/>
Verif.	<input checked="" type="checkbox"/>
Nome (Tipologia)	Z.1.1.
Telaio (Allineamento)	1X
Sigla	1X
N°nodo i (iniziale)	1
N°nodo j (finale)	2
Vincolo interno i' (0=continuo)	000000
Vincolo interno j' (0=continuo)	000000
N° Sez.	3
B (m)	0.600
H (m)	0.400
Angolo di rotazione (°)	0.00
Scost. y nodo i (m)	0.000
Scost. y nodo j (m)	0.000
Scost. z nodo i (m)	-0.250
Scost. z nodo j (m)	-0.250
Pendenza sommità (%)	0.00
K Winkler (kgf/cm^3)	5.00
App. su terr. (m)	1.000
q,lim (kgf/cm^2)	4.50
% di K elastica (rigidezza fess)	100
Lungh. (m)	0.300
Rigidità i, xy (m)	0.000
i, xy (m)	0.000
i, xz (m)	0.000
j, xz (m)	0.000
Lungh.def. xy (m)	0.300
xz (m)	0.300
Infin. rigida	<input checked="" type="checkbox"/>
S.po (kgf/cm^2)	0.0
S.pv (kgf/cm^2)	0.0
N° Mat	1

Tipologia Z

Vincolamento interno: incastro-incastro

Parametri tipici:
K Winkler;
base di appoggio sul terreno;
capacità portante q,lim

Possono essere infinitamente rigide (sotto ai maschi) oppure no (zone dove si possono deformare liberamente)

Per questo edificio, i valori del coefficiente di sottofondo K e della capacità portante sono accettabili così come preimpostati da PC.E; anche l'appoggio sul terreno viene lasciato pari a 1.00 m. I parametri possono essere comunque velocemente modificati: agendo sulla tabella Dati Aste, si selezionano le aste di fondazione (usando il check di selezione Tipologia corrente, mentre la cella è su un'asta Z), si cambia il valore per l'asta corrente e si unifica per selezione.

Per questo edificio, avente pianta regolare, le travi di fondazione sono state automaticamente create già in modo completo. In casi di irregolarità degli allineamenti, è possibile che alcuni tratti di fondazione debbano essere completati in PC.E. E' sufficiente inserire anche graficamente aste di fondazione, ponendosi alla quota 0.000 della finestra grafica 2D, avendo cura poi di unificare le proprietà delle nuove aste inserite a quelle delle altre travi di fondazione. A tal fine può essere utile il comando 'Unifica Proprietà delle aste selezionate' del menu Unifica della finestra Aste, che provvede ad agire su tutti i campi significativi (anziché dover unificare un gruppo di dati per volta).

c) gestione dei carichi

c1) preimpostazione delle CCE (condizioni di carico elementari)

Finestra CCE, menu Carichi, Imposta condizioni standard per edifici residenziali. Confermando il comando, si creano 8 CCE.

Dati CCE (8) - 8: Variabili: Vento -Y										
N°	Commento	Tipol.	Tipo di azione	Psi.0 (raro)	Psi.1 (freq.)	Psi.2 (quasi perm.)	Moltipl. masse	Nodi: Carichi Concentrati	Nodi: Cedimenti Vincolari	Nodi: Masse Concentrate
1	Permanenti	1	1. G1, Perm. strutt.	1.0	1.0	1.0	110001			
2	Permanenti non strutturali	1	2. G2, Perm. non strutt.	1.0	1.0	1.0	110001			
3	Variabili: Civile abitazione	1	4. Qk, residenziale	0.7	0.5	0.3	110001			
4	Variabili: Neve	1	16. Qk, neve <=1000m	0.5	0.2	0.0	110001			
5	Variabili: Vento +X	1	12. Qk, vento +X	0.6	0.2	0.0	110001			
6	Variabili: Vento +Y	1	13. Qk, vento +Y	0.6	0.2	0.0	110001			
7	Variabili: Vento -X	1	14. Qk, vento -X	0.6	0.2	0.0	110001			
8	Variabili: Vento -Y	1	15. Qk, vento -Y	0.6	0.2	0.0	110001			

Queste CCE sono contenitori ancora vuoti: saranno successivamente popolati dopo aver definito i solai, generando i carichi sulle aste. Le CCE forniscono i riferimenti per i diversi contributi ai carichi permanenti o variabili delle varie maglie di solaio che saranno tra poco definite.

c2) definizione delle CCC (combinazioni di condizioni di carico)

E' ora possibile definire subito anche le CCC: finestra CCC, menu Carichi, Generazione CCC di tipo fondamentale (SLU): vengono generate le CCC destinate all'esecuzione dell'analisi statica non sismica; l'unica CCC avente invece carattere sismico è comunque automaticamente gestita da PC.E, componendo i carichi permanenti con la riduzione mediante ψ_2 dei variabili: non è quindi necessario definire la CCC sismica.

PC.E: Tutorial_1_2010_Globale (11/04/2010 - 17.24.02)

File Modifica Unifica Carichi Opzioni Disegna Finestra ?

Il comando di generazione automatica delle CCC di tipo fondamentale per l'analisi statica non sismica a SLU, in base alle CCE già definite, genera (in questo caso) 18 CCC. Se l'Utente volesse definire altre CCC, ognuna di esse sarebbe comunque caratterizzabile con il 'Tipo'

Proprietà CCC

N°

Commento

Tipo di Combinazione Statica [§2.5.3]

CCE 1: G1 (Perm. strutt.) gamma (molt.)

variabile, dominante

psi

molt. di calcolo

CCE 2: G2 (Perm. non strutt.) gamma (molt.)

variabile, dominante

psi

molt. di calcolo

CCE 3: Qk (residenziale) gamma (molt.)

variabile, dominante

psi

molt. di calcolo

CCE 4: Qk (neve <=1000m) gamma (molt.)

variabile, dominante

psi

molt. di calcolo

CCE 5: Qk (vento +X) gamma (molt.)

variabile, dominante

psi

molt. di calcolo

CCE 6: Qk (vento +Y) gamma (molt.)

variabile, dominante

psi

molt. di calcolo

CCE 7: Qk (vento -X) gamma (molt.)

variabile, dominante

psi

molt. di calcolo

CCE 8: Qk (vento -Y) gamma (molt.)

variabile, dominante

psi

molt. di calcolo

La finestra Proprietà offre un modo alternativo ed efficiente per consultare i singoli dati di una CCC per volta: mentre la tabella consueta si estende in orizzontale e può eccedere le dimensioni dello schermo, richiedendo più scrolling, la finestra Proprietà, invece, compatta i dati

N°	Commento	Tipo di Combinazione Statica [§2.5.3]	CCE 1: G1 (Perm. strutt.) gamma (molt.)	variabile, dominante	psi	molt. di calcolo	CCE 2: G2 (Perm. non strutt.) gamma (molt.)	variabile, dominante	psi	molt. di calcolo	CCE 3: Qk (residenziale) gamma (molt.)	variabile, dominante	psi	molt. di calcolo	CCE 4: Qk (neve <=1000m) gamma (molt.)	variabile, dominante	psi	molt. di calcolo	CCE 5: Qk (vento +X) gamma (molt.)	variabile, dominante	psi	molt. di calcolo	CCE 6: Qk (vento +Y) gamma (molt.)	variabile, dominante	psi	molt. di calcolo	CCE 7: Qk (vento -X) gamma (molt.)	variabile, dominante	psi	molt. di calcolo	CCE 8: Qk (vento -Y) gamma (molt.)	variabile, dominante	psi	molt. di calcolo
1	Car.vert.max con vento +X, dominante: residenziale	2. Fondamentale (SLU)	1.30		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
2	Car.vert.max con vento +Y, dominante: residenziale	2. Fondamentale (SLU)	1.30		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
3	Car.vert.max con vento -X, dominante: residenziale	2. Fondamentale (SLU)	1.30		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
4	Car.vert.max con vento -Y, dominante: residenziale	2. Fondamentale (SLU)	1.30		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
5	Car.vert.max, dominante: residenziale	2. Fondamentale (SLU)	1.30		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
6	Car.vert.max, dominante: vento +X	2. Fondamentale (SLU)	1.30		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
7	Car.vert.max, dominante: vento +Y	2. Fondamentale (SLU)	1.30		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
8	Car.vert.max, dominante: vento -X	2. Fondamentale (SLU)	1.30		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
9	Car.vert.max, dominante: vento -Y	2. Fondamentale (SLU)	1.30		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
10	Car.vert.max con vento +X, dominante: neve <=1000m	2. Fondamentale (SLU)	1.30		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
11	Car.vert.max con vento +Y, dominante: neve <=1000m	2. Fondamentale (SLU)	1.30		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
12	Car.vert.max con vento -X, dominante: neve <=1000m	2. Fondamentale (SLU)	1.30		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
13	Car.vert.max con vento -Y, dominante: neve <=1000m	2. Fondamentale (SLU)	1.30		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
14	Car.vert.max, dominante: neve <=1000m	2. Fondamentale (SLU)	1.30		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
15	Ecc.max, con vento +X	2. Fondamentale (SLU)	1.00		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
16	Ecc.max, con vento +Y	2. Fondamentale (SLU)	1.00		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
17	Ecc.max, con vento -X	2. Fondamentale (SLU)	1.00		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
18	Ecc.max, con vento -Y	2. Fondamentale (SLU)	1.00		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	

Versione 2010.02.1 Professionale Completa

c3) inserimento dei solai

I solai vengono inseriti consecutivamente tramite i comandi grafici della finestra 2D.

Usare questi pulsanti per cambiare il piano di visualizzazione. Alla quota +3.30 è posto il primo impalcato

Questo pulsante consente l'inizio dell'inserimento grafico dei solai

Questo pulsante attiva l'inserimento automatico dei solai: è sufficiente fare un clic all'interno della maglia interessata

Più clic consecutivi all'interno delle diverse maglie provvedono alla definizione dei solai, aggiornando automaticamente la tabella dei Dati Solai visibile in basso

Si apre la finestra Solai e si ingrandisce la Grafica 2D per operare in modo ottimale

La sequenza dei nodi che formano la maglia di solaio viene composta automaticamente

questo pulsante allarga la finestra corrente

Box inf. = 1000 sup. = 1000 (X,Y,Z) = (8.670, 1.839, 3.300) (p,α) = (8.863, 11.97)

Dati Solai (5)													
N°	Col.	Trasp.	Dis.	Commento	Piano	Rigido	P. pr. G1 (kg/m ²)	Perm. G2 (kg/m ²)	Var. Q (kg/m ²)	OCE P. pr.	OCE G	OCE Q	Solaio per Nodi (Maglia)
1		✓	✓		1	✓	0	0	0	0	0	0	68 67 84 142 76 92 77 56 145 71 58 72 88
2		✓	✓		1	✓	0	0	0	0	0	0	79 80 90 146 54 73 60 74 147 61 83 57 82
3		✓	✓		1	✓	0	0	0	0	0	0	68 69 55 143 87 78 62 140 64 91 63 52 13
4		✓	✓		1	✓	0	0	0	0	0	0	78 87 143 70 89 144 81 53 141 85 66 59 6
5		✓	✓		0	✓	0	0	0	0	0	0	

Inizialmente, per ogni maglia, sia i carichi che le CCE a cui corrispondono sono nulli

Spostandosi ai piani superiori, è possibile completare la definizione dei solai. In corrispondenza dell'ultimo piano (3° impalcato), si definisce una doppia maglia (si fa clic due volte nella stessa maglia) per descrivere sia i carichi di sottotetto che quelli della copertura. In definitiva, si avranno 16 maglie di solaio.

Il completamento dei dati dei Solai può condursi secondo i seguenti passi:

- definire i **perimetri di piano** per ogni impalcato: per i perimetri di piano, la maglia viene definita facendo clic su un punto esterno alla pianta. Il perimetro di piano è una maglia di solaio particolare che consentirà di riconoscere le pareti esterne ai fini dell'attribuzione dei carichi del vento. Definiti i 3 perimetri di piano, in definitiva le maglie sono in totale 19
- cambiare colore alle maglie di solaio di ogni piano (colonna Col.): questo renderà meglio riconoscibili i solai (ma potrebbero essere usati altri criteri: p.es. cambiare colore in base ai carichi)
- inserire eventuali commenti per le singole maglie
- definire il **valore dei permanenti G1** (pesi propri) e **G2** (altri permanenti) e **dei variabili Q**
- **attribuire tali contributi alle CCE** già preimpostate
- cambiare gli **angoli di orditura** delle maglie aventi orditura diversa da 0° (valore predefinito) (altre modifiche, quali il tipo di orditura: monodirezionale, bidirezionale, ecc., non richiedono per questo esempio specifiche diverse da quelle preimpostate)

Eseguendo il completamento per l'edificio in esame, si ottiene infine la tabella dati riportata nelle figure seguenti.

PC.E: Tutorial_1_2010_Globale (12/04/2010 - 8.48.51)

File Esegui Opzioni Immagine Sposta Animazione Finestra ?

Stat. Lin. NON Sim. ANALISI SEMPLIFICATE

D.M. 14.1.2008 [NTC 08]

Materiali

Piano Orizzontale //XY Z = 9.900

Materiali [Piano 3 / 3]

Box: inf = 1mm sup = 1mm (X,Y,Z) = (10.475, 7.333, 9.900) (A,α) = (12.787, 34.98)

Dati Solai (19)

N°	Col.	Trasp.	Dis.	Commento	Piano	Rigido	P.pr. G1 (kg/m ²)	Perm. G2 (kg/m ²)	Var. O (kg/m ²)	CCE P.pr.	CCE G	CCE O	Soleio per Nodi (Maglie)	Angolo ordit.	Schema statico
1				Piano primo: civile ab.	1		200	100	200	1	2	3	68 67 84 142 76 92 77 56 145 71 58 7	90	M
2				Piano primo: civile ab.	1		200	100	200	1	2	3	79 80 90 146 54 73 60 74 147 61 83 5	0	M
3				Piano primo: civile ab.	1		200	100	200	1	2	3	68 69 55 143 87 78 62 140 64 91 63 5	90	M
4				Piano primo: civile ab.	1		200	100	200	1	2	3	78 87 143 70 89 144 81 53 141 85 66	0	M
5				Piano secondo: civile ab.	2		200	100	200	1	2	3	112 114 154 97 101 155 98 96 152 11	90	M
6				Piano secondo: civile ab.	2		200	100	200	1	2	3	102 153 115 105 152 96 98 155 106 11	0	M
7				Piano secondo: civile ab.	2		200	100	200	1	2	3	109 95 148 110 151 99 107 111 152 9	90	M
8				Piano secondo: civile ab.	2		200	100	200	1	2	3	100 150 113 103 149 94 152 105 115	0	M
9				Piano terzo: sottotetto	3		200	100	100	1	2	3	131 130 160 119 120 163 135 136 164	90	M
10				Piano terzo: sottotetto	3		200	100	100	1	2	3	122 123 164 137 117 165 126 125 162	0	M
11				Piano terzo: sottotetto	3		200	100	100	1	2	3	131 132 161 121 158 127 133 157 116	90	M
12				Piano terzo: sottotetto	3		200	100	100	1	2	3	121 161 134 162 124 159 129 128 156	0	M
13				Piano terzo: copertura	3		200	100	120	1	2	4	136 164 123 122 161 132 131 130 160	90	M
14				Piano terzo: copertura	3		200	100	120	1	2	4	164 137 117 165 126 125 162 134 161	0	M
15				Piano terzo: copertura	3		200	100	120	1	2	4	131 132 161 121 158 127 133 157 116	90	M
16				Piano terzo: copertura	3		200	100	120	1	2	4	124 159 129 128 158 121 161 134 162	0	M
17				Perimetro di piano	1		0	0	0	0	0	0	88 72 58 71 145 55 77 92 76 142 75 8	0	E
18				Perimetro di piano	2		0	0	0	0	0	0	101 97 154 114 112 151 110 148 95 11	0	E
19				Perimetro di piano	3		0	0	0	0	0	0	136 135 163 120 119 160 118 157 135	0	E

Versione 2010.02.1 Professionale Completa

c4) definizione dell'azione del vento (nei Dati Piani)

Negli appositi campi dei Dati Piani, inserire pressione e depressione, distinte nelle direzioni X e Y. E' possibile anche disattivare il vento per un lato di esposizione dell'edificio (se ad esempio è incluso in una schiera o schermato da costruzioni adiacenti): in questo caso, il vento viene lasciato attivo su tutta la superficie esterna dell'edificio.

Dati Piani (3)

N°	G.Y (m)	Ecc.GR.X (m)	Ecc.GR.Y (m)	Vento +X	Vento +Y	Vento -X	Vento -Y	Press.X (kgf/m ²)	Depress.X (kgf/m ²)	Press.Y (kgf/m ²)	Depress.Y (kgf/m ²)
1	0.000	0.000	0.000					50	25	50	25
2	0.000	0.000	0.000					50	25	50	25
3	0.000	0.000	0.000					50	25	50	25

c5) generazione dei carichi

Tornando nella finestra CCE, scegliere i comandi seguenti del menu Carichi:

- Generazione Carichi da Solai
- Generazione Carichi da Vento
- Pesì propri: aggiungi Condizione di Carico

i comandi popoleranno le CCE, definendone anche una nuova (la n°9) destinata ai carichi verticali distribuiti corrispondenti al peso proprio degli elementi strutturali (pareti, travi, strisce, ecc.)

Per controllare i carichi delle varie CCE: focalizzare la finestra 3D, attivare la visualizzazione grafica dei carichi, cambiare CCE con gli appositi pulsanti della barra strumenti superiore. Scorrere così tutte le CCE.

Questo pulsante premuto determina la funzione dei pulsanti di navigazione $\leftarrow \rightarrow \Rightarrow$: si scorrono le CCE

Usare questi pulsanti per aumentare o diminuire la scala di rappresentazione dei carichi

Questo pulsante premuto consente la visualizzazione dei carichi corrispondenti alla CCE corrente, modificabile dai pulsanti di navigazione

Osservando i carichi sulle aste, si verifica la corretta generazione dai solai (in base alla loro orditura)

Mostra tutti i Carichi

Dati CCE (9) - 1: Permanenti

N°	Commento	Tipol.	Tipo di azione	Psi.0 (raro)	Psi.1 (freq.)	Psi.2 (quasi perm.)	Moltip. masse	Nodi: Carichi Concentrati	Nodi: Cedimenti Vincolari	Nodi: Mc Concentrati
1	Permanenti	1	1. G1, Perm. strutt.	1.0	1.0	1.0	110001	P	Δ	M
2	Permanenti non strutturali	1	2. G2, Perm. non strutt.	1.0	1.0	1.0	110001	P	Δ	M
3	Variabili: Civile abitazione	1	4. Qk, residenziale	0.7	0.5	0.3	110001	P	Δ	M
4	Variabili: Neve	1	16. Qk, neve ≤1000m	0.5	0.2	0.0	110001	P	Δ	M

Mostra tutti i Carichi

Un'osservazione sui carichi: ai fini dell'analisi statica non sismica, può essere necessario definire le eccentricità dei carichi trasmessi dai solai e dalle pareti sovrastanti, considerate ai fini della verifica statica a pressoflessione ortogonale secondo il metodo descritto in §4.5.6.2. Per approfondimenti, si rinvia al pulsante di help per l'Analisi Statica Non Sismica presente nella scheda 'Generali' dei Parametri di Calcolo:

Parametri di Calcolo

Generali | Sismica (1) | Sismica (2) | Modale | Muratura (1) | Muratura (2) | Pushover (1) | Pushover (2) | Pushover (3) | Mur. Armata

Gestione del modello per Analisi e Verifiche

2D ☒ Struttura piana

3D ☒ Globale

☐ Per interpiani. Es.: per US di edifici in aggregato [§8.7.1]

☐ Per parametri 2D. Es.: in caso di piani flessibili [§8.7.1]

Tipo di Analisi

☒ **Analisi Statica Lineare, NON Sismica** [§4.5.5] ⓘ

Analisi Sismica

☐ Analisi Statica Lineare [§7.8.1.5.2]

☐ Analisi Dinamica Modale [§7.8.1.5.3]

Per Analisi Sismica Lineare (Statica o Dinamica Modale) di Edifici in Muratura: in caso di Verifica (per azioni complanari) NON soddisfatta, applicare la Ridistribuzione del Taglio fra i maschi murari (richiede l'ipotesi di Piani Rigidi) [§7.8.1.5.2]

La Ridistribuzione non agisce sulle fasce di piano e non aiuta quindi a soddisfarne la verifica. Se questa opzione è attiva, non è disponibile il calcolo dell'Indicatore di Rischio (OPCM 3790 / 2009)

Analisi Non Lineare (per edifici in Muratura)

☐ Analisi Statica Non Lineare (Pushover) [§7.8.1.5.4]

⚠ Condizioni richieste per i tipi di Analisi Sismica

Condizioni di Regolarità [§7.2.2]: Verifiche alle Tensioni Ammissibili

☐ **Analisi Modale**

Le masse considerate in Analisi Modale corrispondono alle masse sismicamente attive, cioè associate ai carichi gravitazionali secondo la (3.2.17), §3.2.4: $G_1 + G_2 + S(\psi_{2,j}) \cdot Q_{k,j}$

☒ Per Analisi Statica NON Sismica: Rigidezze elastiche (si ignora cioè %K_{elast} nei Dati Aste, considerato invece nelle Sismiche lineari; per la Pushover: consultare la scheda 'Pushover (3)')

Vita Nominale, Classi d'Uso, Periodo di riferimento [§2.4]

Vita Nominale V,N (anni) = 50 Classe d'uso: II

Coefficiente d'uso C,U = 1.0

Periodo di riferimento per l'azione sismica (anni): $V,R = V,N \cdot C,U = 50$

Sistema di Unità di misura

☐ Sistema Internazionale (N, m) ☒ Sistema Tecnico (kgf, m)

Parametri vari

☒ Influenza della Deformabilità a Taglio

☒ Calcolo con Zone Rigide agli estremi delle aste (opzione obbligatoria in caso di edifici in muratura)

☒ Per Edifici in Muratura: Maschi murari: contributo Rigidezza Trasversale

☐ Assemblaggio rigidezza flessionale (EJ) per elementi verticali appartenenti allo stesso Allineamento e aventi stessa Sigla (non nulla)

Terreno di fondazione (per verifiche a SLU di tipo Geotecnico)

K Winkler, Base di appoggio. Capacità portante (q_{lim}): sono proprietà di ogni singola trave di fondazione e vengono definiti nei Dati Aste. Dato comune a tutte le fondazioni è invece il seguente:

Angolo d'attrito fondazione-terreno: $\delta, k (^{\circ}) = 24.0$

da cui: Coefficiente d'attrito ($tg \delta, k$) = 0.445

Verifica delle Fondazioni secondo il D.M. 14.1.2008: suggerimenti sul percorso operativo ⓘ

OK Annulla

d) controlli su: nodi: vincolamento esterno; aste: vincolamento interno; check up dati generale

I **nodi** sono caratterizzati dai seguenti vincolamenti esterni (automaticamente predisposti durante la creazione del telaio equivalente): (0=componente bloccata, 1=componente libera)

- 001110, cioè: libere le componenti w , ϕX e ϕY (rotazioni nei piani verticali): nodi su suolo elastico alla Winkler; tali sono tutti i nodi del piano 0 (piano di fondazione);

- 001000, nodi slave dei piani superiori, con schema shear-type: unica componente indipendente è lo spostamento verticale w ; le componenti u , v e ϕZ sono bloccate in quanto rigidamente collegate al nodo master del piano cui il nodo appartiene; le componenti ϕX e ϕY sono bloccate a causa dello schema shear-type;

- 110001: nodi master; ce ne sono in totale 3, uno per ogni piano, avendo caratterizzato i piani come 'rigidi' (**cfr. Dati Piani**).

Le **aste** hanno i vincolamenti interni seguenti:

incastro-incastro (000000 - 000000) per le travi di fondazione

incastro-incastro anche per tutti gli elementi strutturali in elevazione

alcune aste di collegamento rigido (tipologia K) hanno componente verticale svincolata per consentire la corretta ripartizione degli sforzi provenienti dai carichi dei solai (comunque, tale impostazione è già stata automaticamente impostata da PC.M durante la generazione del telaio).

Non vi sono maschi a biella, come accadrebbe in caso di elementi troppo snelli da non essere considerati sismicamente reagenti.

Il checkup Dati generale (finestra Progetto, menu Esegui, Check-up Dati) evidenzia:

(*) Nodi quasi coincidenti con altri:

(*) Maschi murari senza Zona Rigida complanare (xz) superiore:

(*) Maschi murari senza Zona Rigida complanare (xy) superiore:

Si tratta di tutti aspetti che possono essere trascurati; il simbolo (*) indica che non si tratta di anomalie che condizionano l'esecuzione dell'analisi. Ovviamente, le segnalazioni possono indurre l'Utente ad apportare modifiche; in questo caso, i dati non si modificano.

e) definizione dei parametri di calcolo

Questa fase determina le caratteristiche di esecuzione dell'analisi e delle verifiche di sicurezza.

Scheda 'Generali': la gestione del modello è impostata, come deve essere, su Globale 3D (modello a telaio equivalente completo di PC.E). Si selezionano tutte le analisi: statica non sismica, sismica statica lineare, sismica dinamica modale, statica non lineare, modale.

Scheda 'Sismica (1)': si specificano i parametri corrispondenti al sito della costruzione (coordinate nel Comune di Perugia); categoria di sottosuolo: B. I parametri di pericolosità sismica si reimpostano automaticamente.

Parametri di Calcolo

Generali | **Sismica (1)** | Sismica (2) | Modale | Muratura (1) | Muratura (2) | Pushover (1) | Pushover (2) | Pushover (3) | Mur. Armata | C.a.

Determinazione dell'Azione Sismica [§3.2]

1. Pericolosità sismica:
Coordinate geografiche del sito (nel sistema ED50, utilizzato da INGV per il reticolo), in gradi decimali:
Longitudine = 12.383800 Latitudine = 43.097698
Tipo di interpolazione:
☐ Media ponderata: [3]. SALLA
☒ Superficie rigata [SCA]
WGS84 <-> ED50 ...
Tab.2, All.B:
Sito non in Tab.2
Reticolo intorno al sito...
Incolla da Spettri, Cons.Supp.LLPP.

2. P.V.R. %: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V.R per ciascun Stato Limite (Tab. 3.2.1):

Stati limite	P.V.R (%)
SLE: SLO	81
SLE: SLD	63
SLU: SLV	10
SLU: SLC	5

V.R (anni) = 50
T.R = V.R / ln(1-P.V.R)

3. Valori dei parametri a.g, F.o, TC* per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno Stato Limite, e: S.S, C.C, S, TB, TC, TD, F.v [§3.2.3]:

Stati	Limite	TR (anni)	a.g (g)	F.o	TC* (sec)	S.S	C.C	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	F.v
SLE	SLO	30	0.062	2.477	0.270	1.200	1.429	1.200	0.129	0.386	1.848	0.833
SLE	SLD	50	0.077	2.470	0.280	1.200	1.419	1.200	0.132	0.397	1.908	0.925
SLU	SLV	475	0.188	2.423	0.310	1.200	1.390	1.200	0.144	0.431	2.352	1.418
SLU	SLC	975	0.236	2.449	0.320	1.169	1.382	1.169	0.147	0.442	2.544	1.606

Categoria di sottosuolo: B
h/H (h= quota sito, H=altezza rilievo topografico) (0<=h/H<=1) = 0.000
Categoria topografica: T1
Coefficiente di amplificazione topografica S.T = 1.000
S.S da micro-zonazione sismica
Definizione di PGA:
☒ acc. su roccia (come a.g)
☐ a.g*S (S=S.S * S.T)

- Componente orizzontale:
SLE: Smorzamento viscoso: ξ (%) = 5 → η = 1.000
SLU: α_v/α_s (secondo §C8.7.1.2: 1.50) = 1.50 → q_0 = 3.000
Secondo Normativa: $q = k \cdot \{a_u/a_1\}$. Si ha: $k = 2.0$, e quindi: $q = 3.000$
☒ Regolarità in altezza → q = 2.800 → η = 0.357

- Componente verticale:
S.S = 1.000
S = 1.000
T (sec): TB = 0.050 TC = 0.150 TD = 1.000
SLE: ξ (%) = 5 → η = 1.000
SLU: q = 1.500 → η = 0.667

Reimpostazione parametri dipendenti Tab.3. ☒ Reimpostazione automatica Tab.3

Legenda Parametri (modifiche: in confronto ai valori definiti dai criteri del DM 14.1.2008):
indipendenti (bianco) modificati (verde) modificabili, ma non modificati (giallo) non modificabili (rosso)

OK Annulla

Altre modifiche rispetto alle preimpostazioni:

- per le fasce: in Pushover(2) si disattiva la non esecuzione delle verifiche a pressoflessione (cioè, le verifiche vengono eseguite; non inserendo armature in grado di sviluppare resistenza a trazione nei Dati Aste è molto probabile che le strisce divengano bielle fin dal primo passo dell'analisi non lineare); in Pushover(3) si sceglie il comportamento elasto-fragile delle strisce.

Per tutte le altre impostazioni si mantengono i parametri preimpostati.

E' disponibile il file che corrisponde al completamento dati effettuato in PC.E. Se si desidera recuperare tale file (invece di procedere con il proprio file fin qui modificato), aprire in PC.E:

[Tutorial_1_2012_Globale_A](#)

e salvarlo con nome:

[Tutorial_1_2012_Globale](#)

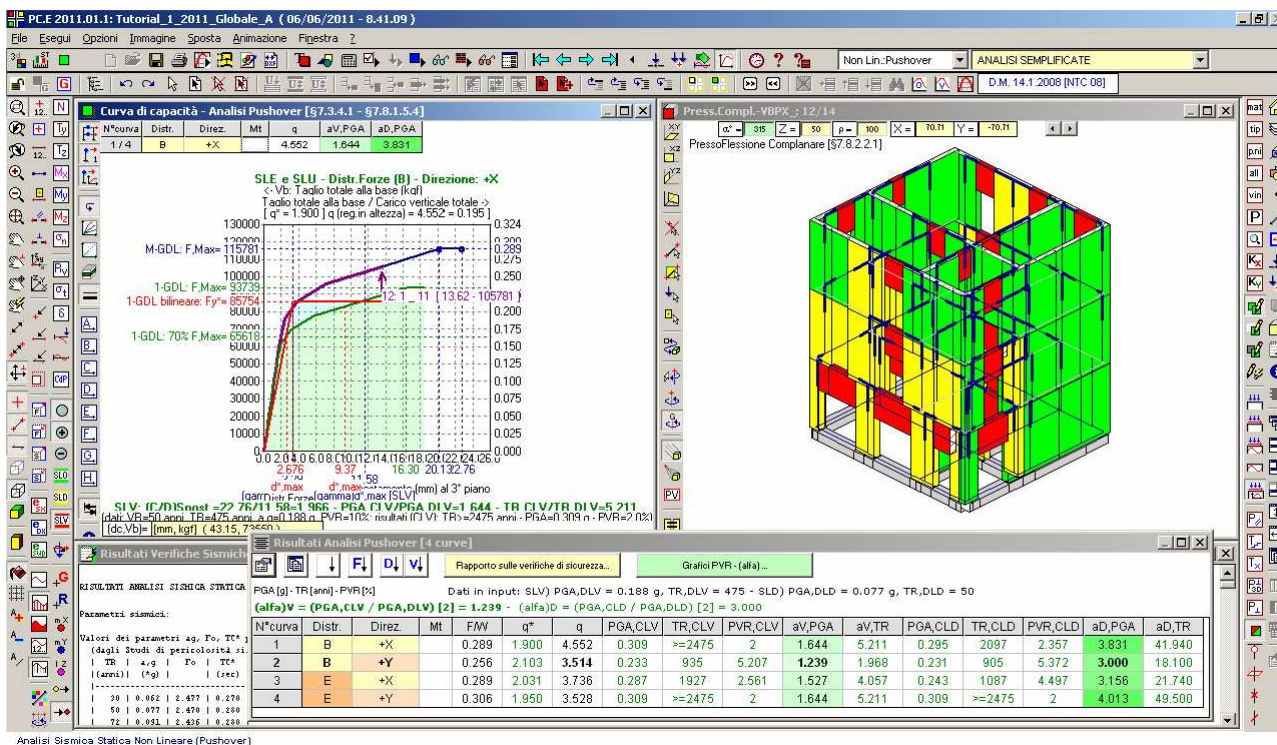
1.4A. ANALISI STRUTTURALE E RISULTATI DELLE VERIFICHE

Per eseguire l'analisi: finestra Progetto, menu Esegui, Analisi (F7).

I risultati dell'analisi non lineare sono decisamente favorevoli; si può idealmente ritenere che questo corrisponda ai buoni risultati del Metodo Por che questo edificio, allo stato attuale, otteneva anche applicando le Norme precedenti (pur se in tale modellazione non erano presenti le fasce). In sostanza, l'analisi globale non lineare coglie una buona resistenza dei maschi murari.

Le analisi lineari, invece, evidenziano la debolezza delle fasce. Probabilmente un intervento di miglioramento per l'edificio coglierà in modo più opportuno l'incremento della sicurezza operando con l'analisi dinamica modale; per le fasce sarà importante considerare una capacità di resistenza a trazione (che può corrispondere in intradosso all'architrave sovrastante la corrispondente apertura, e in estradosso ad un cordolo di piano). La discussione sui contenuti ingegneristici di questo esempio, e l'applicazione di tecniche di consolidamento per la definizione dello Stato di Progetto, vengono rinviate alla descrizione che sarà disponibile negli Esempi Applicativi di PC.E. In questo contesto, interessa evidenziare le modalità operative di PC.E.

Per consultare i risultati dell'analisi non lineare:



I risultati dell'analisi sismica lineare, ad esempio la dinamica modale, vengono subito mostrati cambiando il tipo di analisi. Il caso in esame evidenzia la criticità delle fasce di piano (che sono state modellate senza capacità di resistenza a trazione né in intradosso né in estradosso) e di alcuni maschi al piano 1.

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

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
 Verifiche di Resistenza
 Costruzione esistente, solo SLU [§9.3]: obbligatoria [§7.3.6.1, §7.8.2.2]
 PressoFlessione Complanare [§7.8.2.2.1] **0.000** 53.5%
 Taglio per Scorrimento [§7.8.2.2.2] **0.072** 20.2%
 PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D) **0.562** 91.9%
 PressoFlessione Ortogonale [§7.2.3] **1.310**
 SL di tipo geotecnico (GED): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1, §7.2.5] **1.310**

SLE di Danno (SLD)
 Verifica degli Spostamenti
 Costruzione esistente, solo SLU [§9.3]: non obbligatoria [§7.3.7.2, §7.3.7]
 $(d_r / h)_{max}$ ("per mille", deve essere: < 3) = **0.660**
 Coefficiente di sicurezza $= 3 / (d_r / h)_{max}$ = **4.545**

Vai a: Resistenza SLD e Spostamenti SLD ...

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NO
 (Analisi Sismica Dinamica Modale)

N.	In/e	Sez.	I	P	Mu	M	C. Sic.
			com.	(kgf)	(kgf m)	(kgf m)	
1	e	B. 1		10772	1076	-1674	0.643
1	e	B. 4		10192	1128	772	1.461
3	e	B. 1		27347	3201	6330	0.506
3	e	B. 4		266951	5.34	19.00	12.401
					7.92	33646	
					3447	-5564	0.619

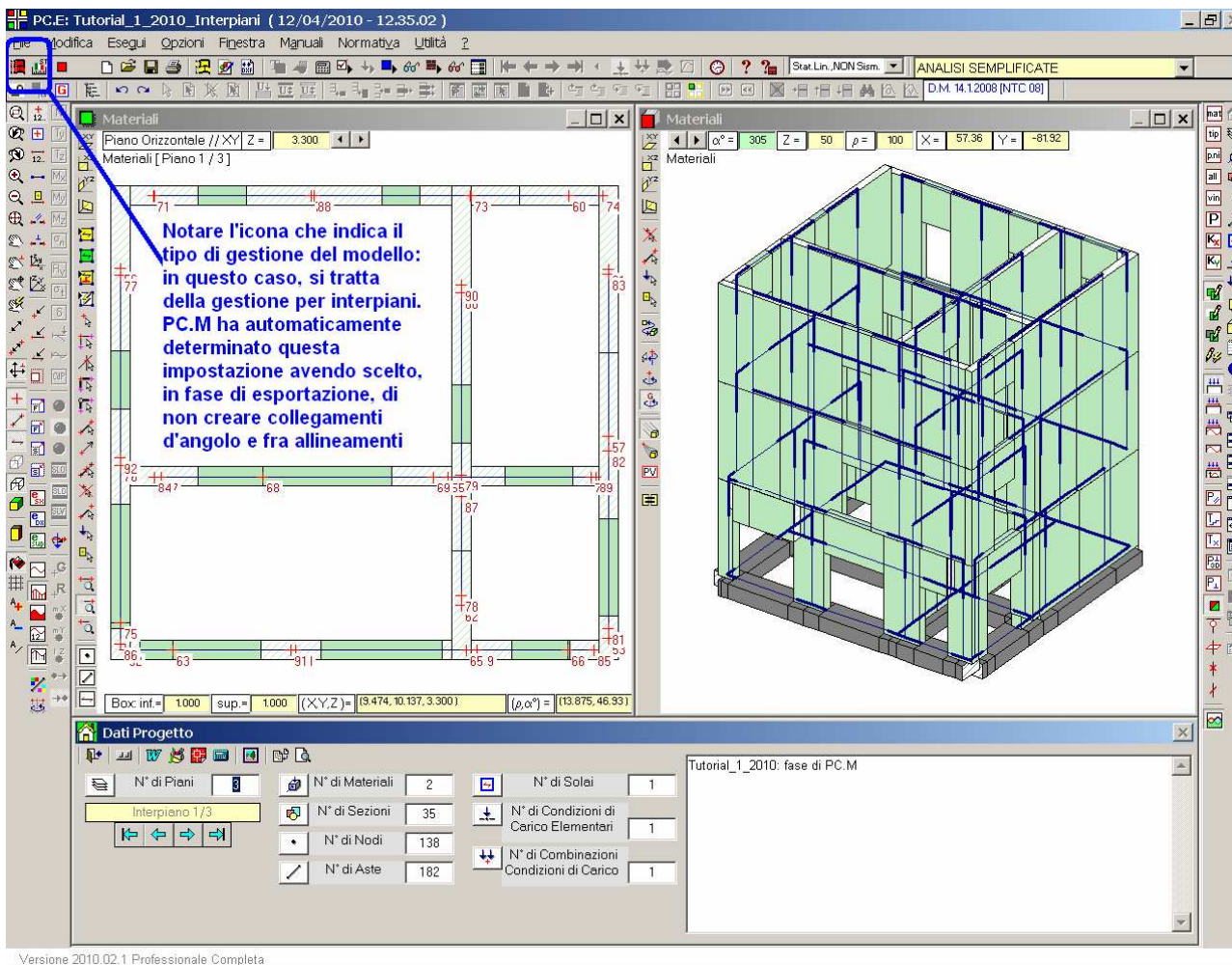
Versione 2011.01.1 Professionale Completa

Per stampare la relazione di calcolo, la finestra di dialogo apposita (finestra Progetto, menu File, Stampa) propone numerose funzionalità: oltre alle verifiche che si desidera consultare, si possono scegliere gli stati limite (SLO, SLD e/o SLV) per le verifiche di resistenza e per le verifiche di deformabilità (spostamenti).

1.2B. MODELLO PER INTERPIANI

In fase di esportazione da PC.M verso PC.E **si disattiva l'opzione relativa alla generazione automatica dei collegamenti negli angoli e nelle intersezioni degli allineamenti.**

L'esportazione apre automaticamente (se non già aperto) PC.E e presenta lo schema a telaio equivalente dell'edificio:



Salvare subito questo file con nome:
Tutorial_1_2012_Interpiani.pce

L'esportazione ha generato le aste con le zone rigide tipiche del telaio equivalente.

1.3B. COMPLETAMENTO DATI IN PC.E

Fasi di completamento dei dati:

- definizione dei materiali
- controllo delle fondazioni
- gestione dei carichi
 - preimpostazione delle CCE (condizioni di carico elementari)
 - definizione delle CCC (combinazioni di condizioni di carico)
 - inserimento dei solai
 - definizione dell'azione del vento (nei Dati Piani)
 - generazione dei carichi
- controlli su: nodi: vincolamento esterno; aste: vincolamento interno; check-up dati generale
- definizione dei parametri di calcolo

Fino al punto c2) incluso, i passi per il completamento dei dati coincidono con il modello globale di PC.E.

c) gestione dei carichi

c3) inserimento dei solai

I solai vengono inseriti consecutivamente tramite i comandi grafici della finestra 2D. I modelli gestiti per interpiani presentano una diversa modalità di definizione delle maglie di solaio, analoga a PC.M. Gli allineamenti non vengono direttamente specificati in input, dove restano elencati i nodi della maglia, ma sono 'agganciati' ai nodi attraverso l'allineamento a cui ogni maschio (sulla cui sommità si fa clic) appartiene (dato visibile nei Dati Aste, campo: 'Telaio (Allineamento)'). Gli allineamenti coincidono con quelli predisposti in PC.M: potrebbero essere anche modificati direttamente in input in PC.E (ad esempio, aggiungendo o modificando gli elementi strutturali); in generale tuttavia si opererà con l'impostazione generata da PC.M.

Premere qui per iniziare l'inserimento della maglia

Dopo aver fatto clic sui nodi, premere qui per confermare l'inserimento

Per definire il solaio posto in questa maglia si fa clic consecutivamente su 4 nodi sufficienti per definire i corrispondenti allineamenti che determinano la maglia di solaio. Successivamente, i carichi saranno applicati sugli elementi strutturali (maschi, fasce) intercettati dalla maglia di solaio (analogamente a PC.M)

questo pulsante consente la vista delle sole sommità dei maschi murari su cui si impostano i solai. Il clic sui nodi che definiscono gli allineamenti è così reso più semplice

Solo maschi murari del piano corrente

Box: inf. = 1000 sup. = 1000 (X,Y,Z) = (-5.140, 2.813, 3.300) (ρ,α) = (5.853, 151.30)

N°	Col.	Trasp.	Dis.	Commento	Piano	Rigido	P.pr. G1 (kg/m ²)	Perm. G2 (kg/m ²)	Var. Q (kg/m ²)	CCE P.pr.	CCE G	CCE Q	Solaio per Nodi (Maglie)
1					0		0	0	0	0	0	0	56 88 90 84

4 nodi, su cui fare clic in senso orario o antiorario, saranno sufficienti per definire una maglia rettangolare. I nodi potrebbero essere anche fuori della maglia: basta che individuino i corretti allineamenti

Solo maschi murari del piano corrente

I perimetri di piano vengono definiti nello stesso modo delle maglie di solaio normali, facendo clic sui nodi che corrispondono agli allineamenti che chiudono la maglia (in questo caso, essendo la pianta rettangolare, sono sufficienti 4 nodi anche per il perimetro di piano).

I dati relativi ai carichi e alle CCE associate coincidono con il modello globale già esaminato.

In definitiva, l'assetto dei solai è il seguente:

1. Tutorial 2012

PC.E: Tutorial_1_2010_Interpiani (12/04/2010 - 14.25.22)

File Esegui Opzioni Immagine Sposta Animazione Finestra ?

Stat.Lin. NON Stem. ANALISI SEMPLIFICATE

D.M. 14.1.2008 [NTC 08]

Materiali

Piano Orizzontale //XY Z = 9.900

Materiali [Piano 3 / 3]

Doc: inf. - 1000 sup. - 1000 (X,Y,Z) = (13.878, 9.997, 9.900) (p,α) = (17.103, 35.77)

Dati Solai (19)

N°	Col.	Trasp.	Dis.	Commento	Piano	Rigido	P.pr. G1 (kgf/m ²)	Perm. G2 (kgf/m ²)	Var. O (kgf/m ²)	CCE P.pr.	CCE G	CCE O	Soleio per Nodi (Maglie)	Angolo ordit. (°)	Schema statico	% per schema
1		✓	✓	Piano primo: civile ab.	1	✓	200	100	200	1	2	3	56 88 90 84	90	M	
2		✓	✓	Piano primo: civile ab.	1	✓	200	100	200	1	2	3	60 61 89 90	0	M	
3		✓	✓	Piano primo: civile ab.	1	✓	200	100	200	1	2	3	84 62 91 92	90	M	
4		✓	✓	Piano primo: civile ab.	1	✓	200	100	200	1	2	3	89 53 85 62	0	M	
5		✓	✓	Piano secondo: civile ab.	2	✓	200	100	200	1	2	3	97 98 99 114	90	M	
6		✓	✓	Piano secondo: civile ab.	2	✓	200	100	200	1	2	3	106 104 115 98	0	M	
7		✓	✓	Piano secondo: civile ab.	2	✓	200	100	200	1	2	3	107 94 109 110	90	M	
8		✓	✓	Piano secondo: civile ab.	2	✓	200	100	200	1	2	3	115 100 113 94	0	M	
9		✓	✓	Piano terzo: sottotetto	3	✓	200	100	100	1	2	3	135 123 131 120	90	M	
10		✓	✓	Piano terzo: sottotetto	3	✓	200	100	100	1	2	3	137 126 134 123	0	M	
11		✓	✓	Piano terzo: sottotetto	3	✓	200	100	100	1	2	3	131 121 127 118	90	M	
12		✓	✓	Piano terzo: sottotetto	3	✓	200	100	100	1	2	3	134 124 129 121	0	M	
13		✓	✓	Piano terzo: copertura	3	✓	200	100	120	1	2	4	135 123 131 120	90	M	
14		✓	✓	Piano terzo: copertura	3	✓	200	100	120	1	2	4	137 126 134 123	0	M	
15		✓	✓	Piano terzo: copertura	3	✓	200	100	120	1	2	4	131 121 127 118	90	M	
16		✓	✓	Piano terzo: copertura	3	✓	200	100	120	1	2	4	134 124 129 121	0	M	
17		✓	✓	Perimetro di piano	1	✓	0	0	0	0	0	0	88 57 59 92	0	E	
18		✓	✓	Perimetro di piano	2	✓	0	0	0	0	0	0	101 104 109 114	0	E	
19		✓	✓	Perimetro di piano	3	✓	0	0	0	0	0	0	136 126 127 120	0	E	

Versione 2010.02.1 Professionale Completa

c4) definizione dell'azione del vento (nei Dati Piani)

La procedura è analoga al modello globale di PC.E.

c5) generazione dei carichi

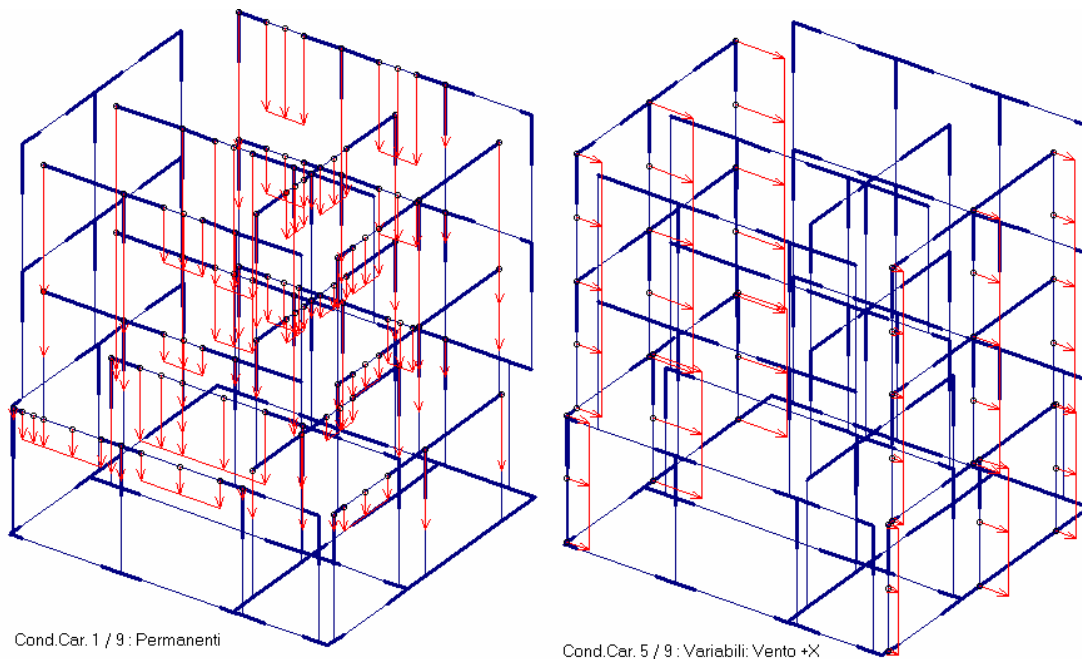
La procedura è analoga al modello globale di PC.E. Pertanto: tornando nella finestra CCE, scegliere i comandi seguenti del menu Carichi:

- Generazione Carichi da Solai
- Generazione Carichi da Vento
- Pesi propri: aggiungi Condizione di Carico

i comandi popoleranno le CCE, definendone anche una nuova (la n°9) destinata ai carichi verticali distribuiti corrispondenti al peso proprio degli elementi strutturali (pareti, travi, strisce, ecc.)

Per controllare i carichi delle varie CCE: focalizzare la finestra 3D, attivare la visualizzazione grafica dei carichi, cambiare CCE con gli appositi pulsanti della barra strumenti superiore. Scorrere così tutte le CCE.

Risulteranno evidenti le differenze con il caso del modello globale: alcuni carichi di solaio si traducono in carichi uniformi agenti sulle strisce; molti altri divengono invece carichi concentrati nei nodi di sommità delle pareti sottostanti alla maglia. La figura seguente mostra i carichi di alcune CCE (la 1 e la 5).

**d) controlli su: nodi: vincolamento esterno; aste: vincolamento interno; check up dati generale**

Questo punto è trattato in modo analogo al modello globale di PC.E.

e) definizione dei parametri di calcolo

Anche per i parametri di calcolo le modifiche sono del tutto analoghe al modello globale di PC.E. Fra i due casi vi è l'ovvia differenza del tipo di gestione del modello (rilevabile nella scheda 'Generali'). Le analisi scelte sono tutte, eccetto l'Analisi Modale, che nel caso del modello per interpiani non ha significato. Eventualmente, i modi di vibrare di ogni singolo interpiano potranno essere consultati aprendo i sottomodelli, come descritto nei paragrafi seguenti.

E' disponibile il file che corrisponde al completamento dati effettuato in PC.E. Se si desidera recuperare tale file (invece di procedere con il proprio file fin qui modificato), aprire in PC.E:

Tutorial_1_2012_Interpiani_A

e salvarlo con nome:

Tutorial_1_2012_Interpiani

1.4B. ANALISI STRUTTURALE E RISULTATI DELLE VERIFICHE

Per eseguire l'analisi: finestra Progetto, menu Esegui, Analisi (F7).

Trattandosi di un modello per interpiani, vengono processati consecutivamente tutti gli interpiani, a partire dal piano di sommità e scendendo fino al piano 1 (piano terra).

Per convenzione, tutti i sottomodelli creati da PC.E, ognuno dei quali coincide con il file del singolo interpiano, sono così denominati (NomeProgetto = nome del modello originario di PC.E):

NomeProgetto_@01.pce per l'interpiano 1,

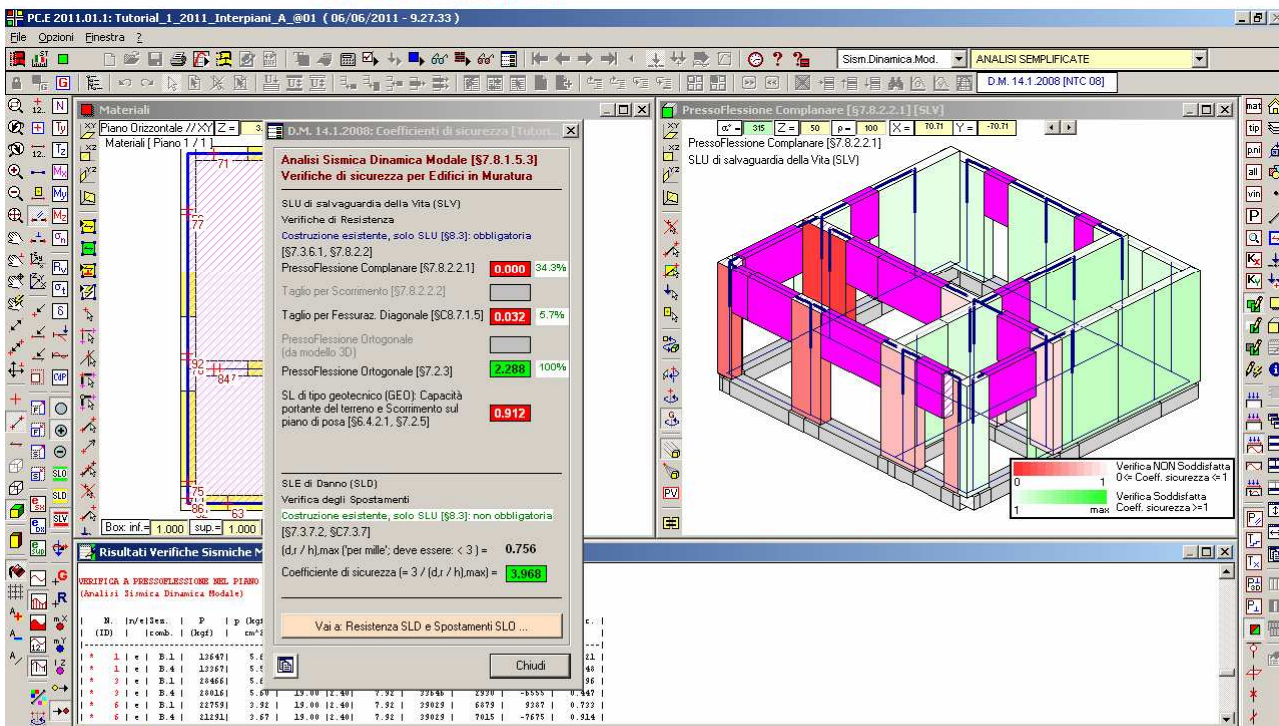
NomeProgetto_@02.pce per l'interpiano 2, ecc. fino al piano N-esimo.

Il modello originario 3D (NomeProgetto.pce) presenta nella finestra Dati Progetto alcuni comandi specifici dei modelli per interpiani e per paramenti murari, che consentono il passaggio ai sottomodelli (ed il successivo ritorno al modello originario).



Mentre si visualizza il modello originario, è possibile passare ai sottomodelli utilizzando i pulsanti di navigazione...

Si apre così il sottomodello, consultabile anch'esso come il modello originario. Osservare il nome (NomeFile_@01). L'etichetta dell'Interpiano corrente si evidenzia: i pulsanti di navigazione consentono il passaggio agli altri sottomodelli, mentre il comando 'Modello originario completo' consente la riapertura del modello originario



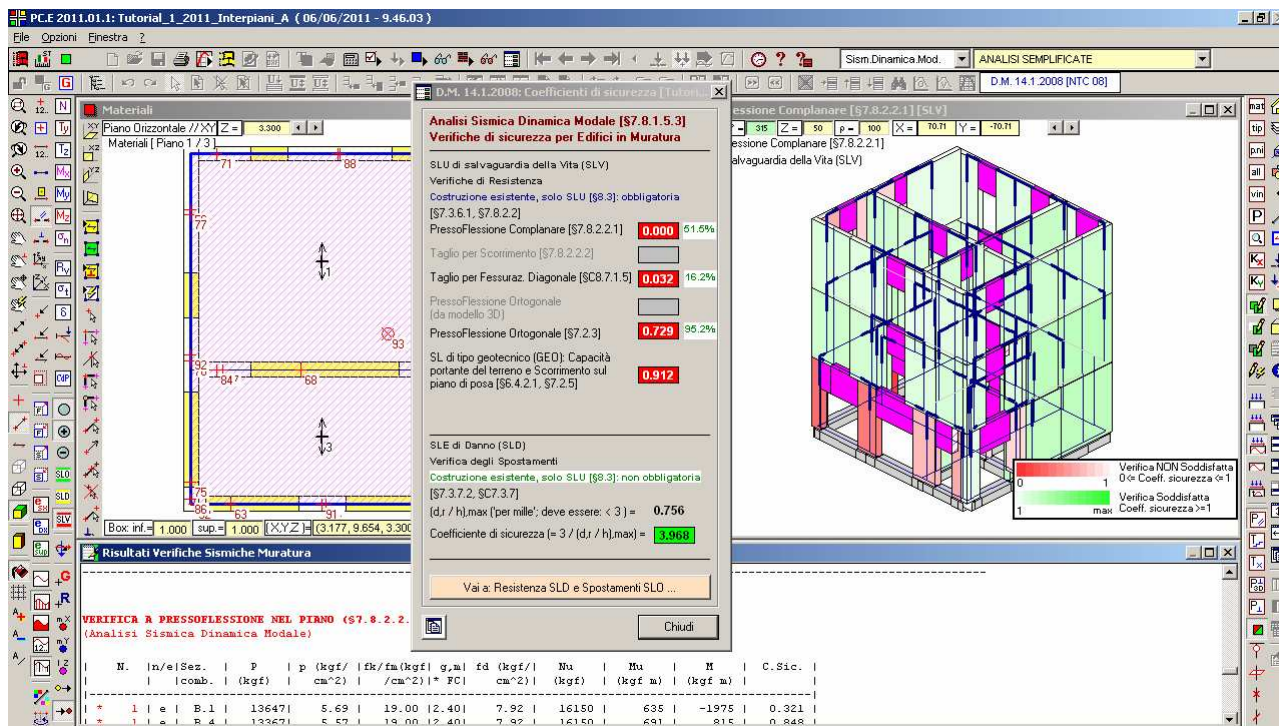
Analisi Sismica Dinamica Modale

La consultazione dei risultati del modello originario è comunque del tutto analoga ad un normale modello di PC.E, in quanto i risultati delle analisi di tutti i singoli sottomodelli sono riassemblati per formare i risultati del modello complessivo.

I coefficienti di sicurezza sono i minimi fra tutti gli interpiani.

In figura seguente, sono riportati i risultati dell'analisi dinamica modale del modello originario complessivo.

Il confronto fra i risultati ottenuti con la modellazione per interpiani rispetto al modello globale di PC.E è rinviato ad altra sede; si osservi comunque che qualitativamente i risultati sono simili a quelli ottenuti con il modello globale di PC.E (nel senso che le zone oggetto di criticità sono sostanzialmente coincidenti).



Nel caso della gestione per interpiani (e analogamente se la gestione è per paramenti piani), si osservi che ogni sottomodello può essere consultato come una normale struttura di PC.E. E' possibile anche eseguire modifiche e rieseguire il calcolo sul singolo sottomodello: ciò potrebbe essere utile per riprocessare più velocemente un singolo interpiano o un singolo telaio che è risultato precedentemente non verificato, per accertarsi se le modifiche introdotte migliorano i risultati; in generale, tuttavia, sarà opportuno lavorare direttamente sul modello originario, in quanto comunque le modifiche introdotte nel singolo sottomodello non vengono automaticamente riprodotte nel modello originario, dove quindi vanno reinserite.

1.2C. MODELLO PER PARAMENTI MURARI PIANI

La creazione del telaio equivalente, che avviene nel passaggio da PC.M a PC.E, è analoga al caso del modello per interpiani. In fase di esportazione da PC.M verso PC.E, quindi, **si disattiva l'opzione relativa alla generazione automatica dei collegamenti negli angoli e nelle intersezioni degli allineamenti**.

1.3C. COMPLETAMENTO DATI IN PC.E

L'esportazione apre automaticamente (se non già aperto) PC.E e presenta lo schema a telaio equivalente dell'edificio, preimpostato per interpiani. Tutta la procedura di completamento dei dati è identica al caso per interpiani.

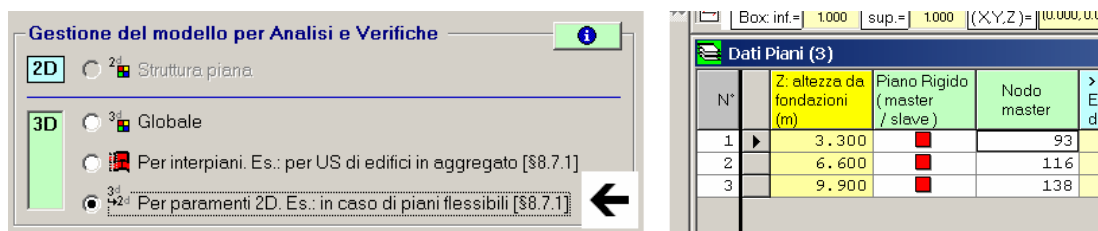
E' quindi possibile richiamare il file:

[Tutorial_1_2012_Interpiani_A.pce](#)

e salvarlo con nome:

[Tutorial_1_2012_Paramenti.pce](#)

Prima dell'analisi, si deve **cambiare il tipo di gestione del modello**: è sufficiente aprire i Parametri di Calcolo e selezionare: 'Per paramenti 2D' anziché 'Per interpiani'. Si osservi che questo calcolo è normalmente valido sotto l'ipotesi di piani deformabili: pertanto, si esegua la modifica corrispondente nei Dati Piani. Il riferimento al nodo master non viene annullato, in modo che una successiva ulteriore modifica che riconduca al piano rigido trovi già preimpostato il nodo master; tuttavia, il nodo master è reso strutturalmente ininfluente incastrandolo (un nodo strutturale libero da collegamenti con aste e incastrato non influisce sulla risoluzione della struttura).



The screenshot shows the 'Gestione del modello per Analisi e Verifiche' dialog box on the left and the 'Dati Piani (3)' table on the right.

Gestione del modello per Analisi e Verifiche

2D ☒ Struttura piana

3D ☐ Globale

☐ Per interpiani. Es.: per US di edifici in aggregato [\$8.7.1]

☒ Per paramenti 2D. Es.: in caso di piani flessibili [\$8.7.1]

Dati Piani (3)

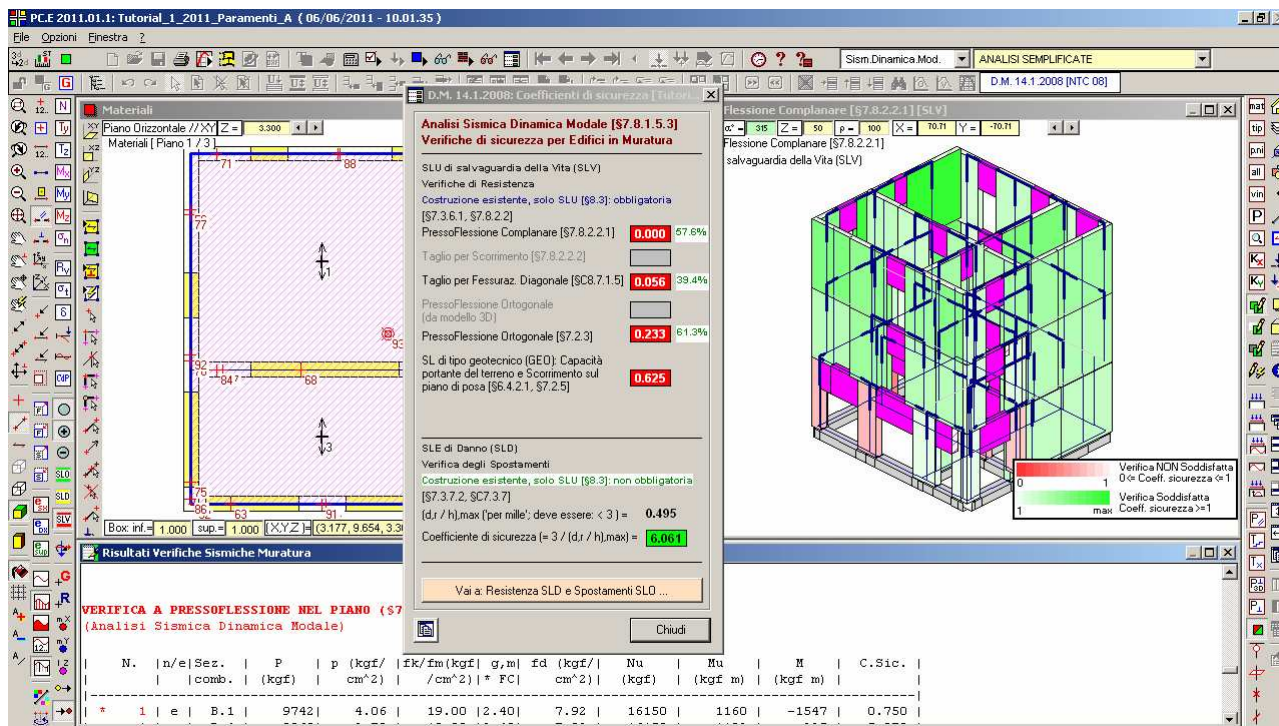
N°	Z: altezza da fondazioni (m)	Piano Rigido (master / slave)	Nodo master	> E di
1	3.300	<input checked="" type="checkbox"/>	93	
2	6.600	<input checked="" type="checkbox"/>	116	
3	9.900	<input checked="" type="checkbox"/>	138	

1.4C. ANALISI STRUTTURALE E RISULTATI DELLE VERIFICHE

Come per il modello a interpiani, il modello a paramenti piani riassume i risultati di tutti i singoli telai nel modello complessivo originario.

La gestione dei singoli telai avviene in modo del tutto analogo ai singoli interpiani.

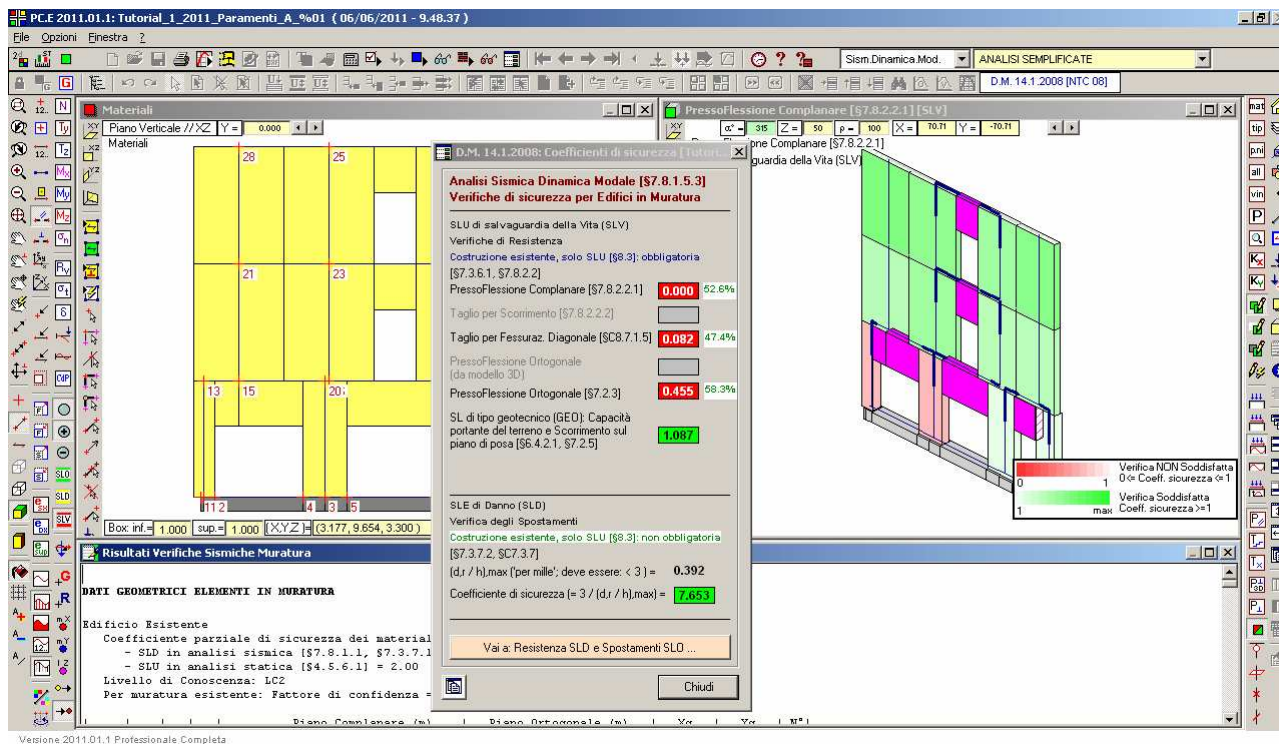
Nelle figure seguenti, i risultati complessivi del calcolo a telai in analisi dinamica modale ed un esempio di sottomodello a telaio. Nel confronto con il modello globale di PC.E si osservi che, a differenza del modello a interpiani che in questo caso dà risultati comparabili, il modello a paramenti differisce in modo sensibile, a causa dell'ipotesi sui piani (deformabili anziché rigidi).



Nel caso della gestione per paramenti piani, per convenzione tutti i sottomodelli creati da PC.E, ognuno dei quali coincide con il file del singolo telaio (o paramento piano), sono così denominati (NomeProgetto = nome del modello originario di PC.E):

NomeProgetto_%01.pce per il paramento 1,

NomeProgetto_%02.pce per il paramento 2, ecc. fino al paramento N-esimo (i paramenti sono tanti quanti gli allineamenti contenenti pareti murarie).



Se si desidera recuperare il file installato corrispondente al modello per paramenti, aprire in PC.E:
Tutorial_1_2012_Paramenti_A

★ Importante! Un aspetto importante relativo alla gestione per paramenti riguarda la **possibilità di escludere dal processo di analisi e verifica alcuni paramenti murari**. Può trattarsi ad esempio di travi singole che sono state utili per definire aree di carico, ma appartengono ad allineamenti che non hanno maschi murari e che quindi non corrispondono a reali paramenti murari: tali sottomodelli generalmente, al momento in cui vengono processati nel corso dell'analisi della sequenza di paramenti dell'edificio, generano messaggi di errore sull'esecuzione dell'analisi. In tal caso, PC.E provvede automaticamente a disattivare la verifica delle aste appartenenti a tali allineamenti, in modo che nel corso del riassettaggio dei risultati i paramenti 'anomali' vengono ignorati. Tuttavia, l'Utente può **a priori** escludere alcuni paramenti dal calcolo semplicemente disattivando il campo 'Verifica' (Dati Aste) per tutte le aste appartenenti a tali paramenti. Infatti, i paramenti che corrispondono ad allineamenti aventi tutte le aste con verifica disattivata verranno ignorati nel corso dell'analisi. ■

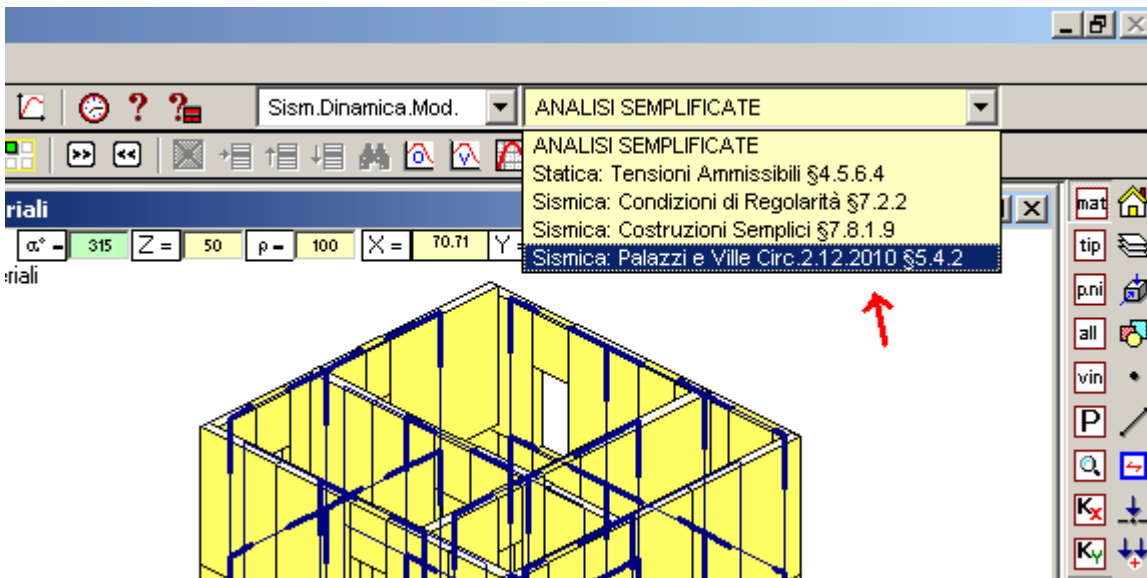
1.5. VERIFICA SEMPLIFICATA (LV1) PER PALAZZI E VILLE SECONDO CIRC.26 2.12.2010 BB.CC.

Il modello può essere costruito con le modalità semplificate della gestione per interpiani.

L'applicazione del metodo semplificato proposto in §5.4.2 della Circ.26 2.12.2010 BB.CC. richiede un'analisi sismica statica lineare preliminare, volta a definire gli sforzi normali agenti sulle pareti. E' infatti necessario conoscere la tensione verticale per stimare correttamente la resistenza a taglio.

Approfondimenti sulle modalità di esecuzione di questa verifica semplificata sono riportate nell'Appendice A.

Con riferimento al file *Tutorial_1_2012_Interpiani*, la verifica semplificata si esegue selezionando l'apposito comando dalla casella a discesa, nella barra degli strumenti superiore, dedicata alle Analisi Semplificate:



La verifica si esegue anche tramite il menu Esegui della finestra Progetto, Analisi Semplificate..., 'Verifica semplificata per Palazzi e Ville (Circ.26 2.12.2010 BB.CC., §5.4.2)'.

Nel caso in esame, si ottiene la seguente relazione di calcolo:

VERIFICA SISMICA PER PALAZZI E VILLE: modello meccanico semplificato (LV1)

(Linee Guida Min. BB.CC. Circ. 26 del 2.12.2010, §5.4.2)

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 ([Circ. 26 2.12.2010 Min. BB.CC., §5.4.2](#)) prevedono un **metodo di verifica semplificato**, pur tridimensionale, ai fini del quale è consentita una modellazione che può prescindere dai collegamenti rigidi negli angoli e nelle intersezioni degli allineamenti.

PC.E esegue tale analisi per modelli gestiti per interpiani; ciò significa che ogni interpiano riceve i carichi dal piano sovrastante solo in base alle incidenze geometriche delle pareti superiori (e non anche secondo i vincolamenti interni, come avviene nei modelli globali 3D di PC.E) e la sua analisi strutturale, sotto le azioni statiche e sismiche, viene condotta indipendentemente dagli altri piani.

La metodologia descritta nel riferimento normativo 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 sia determinabile la resistenza a taglio della parete stessa. Ciò richiede che il modello per interpiani sia comunque stato processato in analisi sismica statica lineare. Il metodo descritto quindi appare come un metodo semplificato che però richiede la precedente esecuzione di un'analisi sismica complessiva, pur in un modello per interpiani. In alternativa, la tensione normale agente in ogni parete potrebbe essere stimata con calcoli manuali o addirittura ignorata, a favore di sicurezza, considerando una resistenza a taglio pari al valore assunto in assenza di carico verticale: è evidente tuttavia che le possibilità offerte dallo strumento informatico rendono tali approssimazioni inappropriate.

In definitiva, 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'analisi complessiva (eseguita 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.

Secondo il testo normativo citato ([Circ. 26 2.12.2010 Min. BB.CC., §5.4.2](#); cfr. anche esempio applicativo in

Approfondimenti, §3), 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);
- collasso di un interpiano debole (tale modalità, già presente nella versione precedente delle Linee Guida [Direttiva P.C.M. 12.10.2007], è comunque considerata nell'ambito dell'esempio applicativo svolto in §3 negli Approfondimenti. Per la generalità dei casi, la verifica in PC.E viene sempre svolta considerando entrambe le modalità di collasso).

Con riferimento a SLV, la 'capacità' dell'edificio può essere rappresentata con l'ordinata dello spettro di risposta corrispondente alla forza di taglio sostenibile. In (5.1) si fornisce l'espressione dello spettro elastico, e nei paragrafi seguenti la modalità con cui l'accelerazione viene correlata alla formulazione dello spettro. In PC.E, equivalentemente, si fa riferimento allo spettro di progetto in termini di accelerazione.

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.

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 si potrà determinare il periodo di ritorno sostenibile, ossia il valore di T_R cui corrisponde la capacità calcolata: $S_{d,SLV}$.

Ripetendo tale calcolo per le due direzioni di riferimento (X e Y), per le due modalità di collasso possibili (uniforme o piano debole) e per ogni piano, è così possibile individuare il massimo periodo di ritorno, corrispondente alla massima accelerazione sostenibile (P_{GA}), definendo anche un indicatore di rischio come rapporto fra capacità e domanda. La formulazione dello spettro di risposta elastico e di progetto per SLV, adottata in PC.E, è esattamente quella riportata in §3.2.3.2.1, §3.2.3.5 del D.M. 14.1.2008; con riferimento alle relazioni (5.2) delle Linee Guida, 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), 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).

Per esprimere la relazione: $S_{d,SLV} = F_{SLV} / (e^* M)$ per ognuna delle due modalità di collasso considerate, nonché per ogni piano e per le due direzioni X e Y, si opera secondo i seguenti criteri.

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):

$$e^* = \frac{(\sum_1^N m_j \phi_j)^2}{M \sum_1^N m_j \phi_j^2}$$

Se le masse sono tutte uguali ($m_j = m$ per ogni piano; $M = N \cdot m$), l'espressione generale della frazione di massa partecipante assume la forma della (5.12):

$$e^* = \frac{(\sum_1^N \phi_j)^2}{N \sum_1^N \phi_j^2}$$

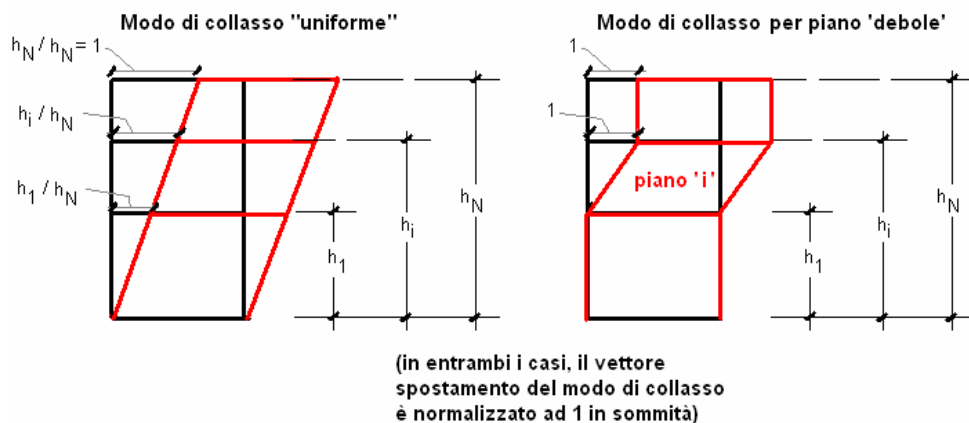


Fig. 1

Ai fini del 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:

$$e^* = [\sum m_j (h_j / h_N)]^2 / [M * \sum (m_j (h_j / h_N)^2)] \Rightarrow e^* = (\sum m_j h_j)^2 / [M * \sum (m_j h_j^2)]$$

- nel caso di masse tutte uguali:

$$e^* = (\sum (h_j / h_N))^2 / [N * \sum ((h_j / h_N)^2)] \Rightarrow e^* = (\sum h_j)^2 / [N * \sum (h_j^2)]$$

- se inoltre tutte le altezze di interpiano sono uguali ad h : $h_j = j \cdot h$, $h_N = N \cdot h$, si ha:

$$e^* = (\sum j)^2 / [N \cdot \sum (j^2)]$$

ed essendo:

$$\sum (j) = N \cdot (N+1) / 2; \sum (j^2) = (N / 6) \cdot (N+1) \cdot (2N+1)$$

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 PC.E si adotta pertanto l'espressione:

$$e^* = (\sum m_j h_j)^2 / [M \cdot \sum (m_j h_j^2)]$$

formula di cui la (5.14) rappresenta un'approssimazione per il caso di masse e altezze di interpiano costanti.

Nel caso di collasso del piano debole (indicato con 'i': $1 \leq i \leq N$), 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:

$$e^* = (\sum_{i,N} m_j \Phi_j)^2 / [M \cdot \sum_{i,N} (m_j \Phi_j^2)] = (\sum_{i,N} m_j)^2 / [M \cdot \sum_{i,N} (m_j)] = (\sum_{i,N} m_j) / M$$

(con M massa totale dell'edificio, relativa cioè a tutti i piani da 1 a N : $M = \sum_{1,N} m_j$)

- 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 PC.E si adotta pertanto l'espressione:

$$e^* = (\sum_{i,N} m_j) / M$$

formula di cui la $e^* = (N+1-k) / N$ rappresenta la semplificazione per il caso di masse costanti.

Il taglio resistente F_{SLV} per il piano i -esimo, in una data direzione (X o Y) e secondo uno dei due modi di collasso, è fornito dalla somma dei tagli resistenti di tutti i piani sovrastanti incluso lo stesso piano di verifica. Con riferimento alla direzione X , si ha:

$$F_{SLV,xi} = \frac{\mu_{xi} \xi_{xi} \zeta_x A_{xi} \tau_{di}}{\beta_{xi} \kappa_i}$$

dove:

μ_{xi} = coefficiente che considera l'omogeneità di rigidezza e resistenza dei maschi murari, valutato secondo la (5.8):

$$\mu_{xi} = 1 - 0.2 \sqrt{\frac{N_{max} \sum_j A_{xi,j}^2}{A_{xi}^2} - 1} \geq 0.8$$

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 nelle Linee Guida, per la verifica in direzione X PC.E considera i pannelli il cui piano medio ha inclinazione α compresa tra $+45^\circ$ e -45° ai quali attribuisce un'area efficace ridotta del coefficiente $\cos \alpha$; 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):

$$\beta_{xi} = 1 + \frac{e_{yi} d_{yi} A_{xi}}{\sum_k (y_k - y_{Ci})^2 A_{xi,k}} \leq 1.25$$

κ_i = coefficiente indipendente dalla direzione X/Y , dato dal rapporto tra la risultante delle forze sismiche fino al piano i -esimo incluso, e la forza sismica totale. Analogamente alla frazione di massa partecipante, il coefficiente κ_i deriva dalla forma modale scelta, rappresentata dal vettore spostamento Φ normalizzato al valore unitario in sommità (5.11):

$$\kappa_i = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \Phi_j}{\sum_{j=1}^N m_j \Phi_j}$$

dove m_j è la massa e Φ_j lo spostamento orizzontale del piano j -esimo.

Per il collasso uniforme:

$\Phi_j = h_j / h_N$, e le espressioni del coefficiente κ_i diventano:

- in generale:

$$\kappa_i = [\sum_{i,N} m_j (h_j / h_N)] / [\sum_{1,N} m_j (h_j / h_N)] \Rightarrow e^* = (\sum_{i,N} m_j h_j) / (\sum_{1,N} m_j h_j)$$

- nel caso di masse tutte uguali:

$$\kappa_i = (\sum_{j=1}^N h_j) / (\sum_{j=1}^N h_j)$$

- se inoltre tutte le altezze di interpiano sono uguali ad h: $h_j = j \cdot h$, $h_N = N \cdot h$, si ha:

$$\kappa_i = (\sum_{j=1}^N j) / (\sum_{j=1}^N j) = 1 - [i \cdot (i-1)] / [N \cdot (N+1)]$$

(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.

Per quanto riguarda il **taglio resistente di ogni singola parete** è calcolato secondo la formula della resistenza a taglio per fessurazione diagonale (5.4):

$$\tau_{di} = \tau_{od} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{oi}}{1.5 \tau_{od}}}$$

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 = $(\tau_o / \gamma_M / F_C)$, essendo:

τ_o = resistenza media a taglio della muratura (Tab. C8A.2.1);

σ_o = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione.

Secondo §C8.7.1.5, 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, §C8.7.1.5, Tab.C8A.1), 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).

Simbologia adottata dal software PC.E (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. A favore di sicurezza, la tensione normale viene valutata nella sezione di sommità 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 PC.E 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 PC.E, in: Muratura(2), Verifiche di Resistenza, Pressoflessione Complanare (§7.8.2.2.1)

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, PC.E 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. PC.E 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 impediti), ζ vale 1

k = coefficiente κ_i , relativo al modo di collasso uniforme (per il modo di collasso per piano debole: $\kappa_i=1$ 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 $\beta, \mu, \xi, \zeta, \kappa$. 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: $G_k + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$. Il peso sismico viene determinato nel corso dell'analisi sismica statica lineare preliminare.

H = altezza del piano rispetto alle fondazioni (eventualmente depurata della quota sismica di riferimento per il calcolo delle forze sismiche, se specificata non nulla nei Parametri di Calcolo, Sismica(2))

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:

$$e^* = (\sum m_i h_i)^2 / [M \cdot \sum (m_i h_i^2)]$$

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:

$$e^* = (\sum_{i,N} m_i) / M, \text{ per il collasso per piano i-esimo debole}$$

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 PGA 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 TR

Indicatore di Rischio allo stato limite SLV: in termini di PGA (IR_{PGA}), e di TR (IR_{TR}) = il rapporto fra PGA sostenibile e ag in input fornisce l'indicatore di rischio sismico in termini di PGA, 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 TR: 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)

VERIFICA SISMICA (LV1) PER PALAZZI E VILLE

[Linee Guida Min.BB.CC. Circ.26 del 2.12.2010, §5.4.2 - Esempi Applicativi §3.1]

Fattore di struttura $q = 2.800$

Periodo fondamentale T: in direzione X (sec) = 0.122

- in direzione Y (sec) = 0.122

Per la valutazione della resistenza a taglio di progetto (tau,0)d:

Coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M : in analisi sismica [§7.8.1.1] = 2.00

Livello di Conoscenza: LC2

Fattore di confidenza = 1.20

Numero di piani dell'edificio = 3

Edificio regolare in altezza

Peso sismico totale W (kgf): $P = M \cdot g = (G_k + \sum \psi_{2i} Q_{ki}) = 400467$

PARETI murarie di controvento: Parametri di calcolo

N.	G.X (m)	G.Y	Area X (m ²)	Area Y	sigma,0	tau,0d	tau,d
1	0.300	0.200	0.240		5.32	0.15	0.73
3	3.725	0.200	0.500		5.32	0.15	0.73
6	7.575	0.200	0.580		3.54	0.15	0.60
9	10.000	0.200	0.400		2.55	0.15	0.52
12	0.900	3.800	0.720		6.27	0.15	0.79
14	6.975	3.800	0.940		4.65	0.15	0.69
17	10.025	3.800	0.380		3.40	0.15	0.59
20	0.900	9.600	0.720		2.77	0.15	0.54
22	4.200	9.600	1.120		2.65	0.15	0.53
25	7.425	9.600	0.820		1.98	0.15	0.46
28	9.475	9.600	0.820		1.25	0.15	0.38
30	0.200	0.325		0.260	2.71	0.15	0.53
32	0.200	4.200		0.800	2.08	0.15	0.47
35	0.200	8.100		1.360	1.51	0.15	0.41
38	7.250	1.125		0.900	1.58	0.15	0.42
40	7.250	3.375		0.900	1.96	0.15	0.46
42	7.250	7.750		1.640	2.06	0.15	0.47
45	10.300	0.450		0.360	3.06	0.15	0.56
47	10.300	4.625		1.380	2.66	0.15	0.53
50	10.300	8.075		1.380	1.67	0.15	0.43
63	1.275	0.150	0.765		1.29	0.15	0.38
64	3.825	0.150	0.765		1.86	0.15	0.45
65	7.350	0.150	0.630		1.44	0.15	0.40
66	9.450	0.150	0.630		0.94	0.15	0.34
67	1.050	3.850	0.630		2.48	0.15	0.51
68	3.150	3.850	0.630		3.34	0.15	0.59
69	6.675	3.850	0.765		2.90	0.15	0.55
70	9.925	3.850	0.345		2.44	0.15	0.51
71	0.875	9.650	0.525		2.59	0.15	0.52
72	4.150	9.650	0.720		2.66	0.15	0.53
73	7.450	9.650	0.540		2.19	0.15	0.48
74	10.175	9.650	0.195		1.85	0.15	0.45
75	0.150	0.775		0.465	1.05	0.15	0.35
76	0.150	4.025		0.765	1.03	0.15	0.35
77	0.150	7.950		1.110	0.96	0.15	0.34
78	7.300	1.325		0.795	1.80	0.15	0.44
79	7.300	3.825		0.225	1.98	0.15	0.46
80	7.300	7.600		1.320	1.73	0.15	0.44
81	10.350	0.650		0.390	1.85	0.15	0.45
82	10.350	4.325		1.095	1.79	0.15	0.44
83	10.350	7.975		1.095	1.23	0.15	0.38
95	1.275	0.150	0.765		0.36	0.15	0.24
96	3.825	0.150	0.765		0.71	0.15	0.30
97	7.350	0.150	0.630		0.49	0.15	0.26
98	9.450	0.150	0.630		0.18	0.15	0.20
99	1.050	3.850	0.630		0.92	0.15	0.33
100	3.150	3.850	0.630		1.40	0.15	0.40
101	6.675	3.850	0.765		0.88	0.15	0.33
102	9.225	3.850	0.765		0.50	0.15	0.26
103	0.875	9.650	0.525		1.11	0.15	0.36
104	4.150	9.650	0.720		1.19	0.15	0.37
105	7.450	9.650	0.540		0.91	0.15	0.33
106	10.175	9.650	0.195		0.69	0.15	0.30
107	0.150	0.775		0.465	0.34	0.15	0.23
108	0.150	4.025		0.765	0.33	0.15	0.23
109	0.150	7.950		1.110	0.29	0.15	0.22
110	7.300	1.325		0.795	0.70	0.15	0.30
111	7.300	3.825		0.225	0.88	0.15	0.33
112	7.300	7.600		1.320	0.66	0.15	0.29
113	10.350	0.650		0.390	0.74	0.15	0.31
114	10.350	4.325		1.095	0.66	0.15	0.29
115	10.350	7.975		1.095	0.32	0.15	0.23

PIANI: Parametri di calcolo per verifica in direzione X

N.	n°par.	n°snelle	Ax (m ²)	yR	ey (m)	dy	beta,X	mi,X	csi,X	zeta,X	k (unif.)	Ax*(tau)d (kgf)
1	11	2	7.240	6.014	1.263	5.814	1.250	0.923	1.000	1.000	0.589	42130
2	12	1	7.140	4.304	0.422	5.346	1.153	0.944	1.000	1.000	0.707	33955
3	12	1	7.560	4.291	0.518	5.359	1.199	0.951	1.000	1.000	0.450	23039

PIANI: Parametri di calcolo per verifica in direzione Y

N.	n°par.	n°snelle	Ay (m ²)	xR	ex (m)	dx	beta,Y	mi,Y	csi,Y	zeta,Y	k (unif.)	Ay*(tau)d (kgf)
1	9	2	8.980	6.130	1.263	5.814	1.240	0.909	1.000	1.000	0.589	41605
2	9	1	7.260	5.742	0.422	5.346	1.074	0.911	1.000	1.000	0.707	29075
3	9	1	7.260	5.746	0.518	5.359	1.097	0.911	1.000	1.000	0.450	19174

PIANI: Parametri calcolati per la verifica

N.	Peso sism. (kgf)	H (m)	e* unif.	F,SLV,X unif.	F,SLV,Y (kgf)	Sd,SLV,X unif.	Sd,SLV,Y (g)	e* deb.	F,SLV,X deb.	F,SLV,Y (kgf)	Sd,SLV,X deb.	Sd,SLV,Y (g)
1	150294	3.300	0.848	132691	122076	0.391	0.359	1.000	77165	71115	0.193	0.178
2	135364	6.600	0.848	79868	70270	0.235	0.207	0.625	46049	40599	0.184	0.162
3	114809	9.900	0.848	40586	35383	0.119	0.104	0.287	18262	15921	0.159	0.139

RISULTATI della Verifica di sicurezza

Tipo di collasso: uniforme, al piano: 3, in direzione Y

Spettro di progetto (Sd,SLV): domanda = 0.2 g

capacità = 0.104 g

PGA (su suolo rigido): domanda (PGA,DLV) = 0.188 g

capacità (PGA,CLV) = 0.099 g

Periodo di ritorno (anni) TR: domanda (TR,DLV) = 475

capacità (TR,CLV) = 86

Indicatori di Rischio Sismico (I.R.):

- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV) = 0.099 g / 0.188 g = 0.527

- in termini di TR : (TR,CLV / TR,DLV) = 86 / 475 = 0.181

Verifica NON soddisfatta

Appendice: Rigidezze delle pareti e Centro delle Rigidezze**RIGIDEZZE (kgf/m)**

Rigidezze degli elementi verticali valutate in condizioni sismiche, tenendo quindi conto di eventuali rigidezze fessurate (definite come: '% di K elastica' nei Dati Aste)

N.	Tip.	p.no	G.X (m)	G.Y (m)	KX	KY	KY*X	KX*Y
1	M	1	0.300	0.200	880967	109605	32882	176193
3	M	1	3.725	0.200	4383117	228343	850578	876623
6	M	1	7.575	0.200	5691962	264878	2006451	1138392
9	M	1	10.000	0.200	2842105	182674	1826740	568421
12	M	1	0.900	3.800	8042084	328814	295933	30559918
14	M	1	6.975	3.800	11738290	429285	2994263	44605500
17	M	1	10.025	3.800	2554739	173541	1739749	9708008
20	M	1	0.900	9.600	8042084	328814	295933	77204008
22	M	1	4.200	9.600	14714598	511489	2148254	141260144
25	M	1	7.425	9.600	9727989	374483	2780536	93388696
28	M	1	9.475	9.600	4334518	374483	3548227	41611376
30	M	1	0.200	0.325	118738	1074425	214885	38590
32	M	1	0.200	4.200	365349	9391305	1878261	1534466
35	M	1	0.200	8.100	621093	18611156	3722231	5030854
38	M	1	7.250	1.125	411018	5121540	37131164	462395
40	M	1	7.250	3.375	411018	11070304	80259704	1387186
42	M	1	7.250	7.750	748965	23074798	167292288	5804479
45	M	1	10.300	0.450	164407	2276808	23451122	73983
47	M	1	10.300	4.625	630227	18932620	195005984	2914800
50	M	1	10.300	8.075	630227	10003167	103032624	5089083
63	M	2	1.275	0.200	4746464	200934	256191	949293
64	M	2	3.825	0.200	9800368	200934	768573	1960074
65	M	2	7.350	0.200	7548209	165475	1216241	1509642
66	M	2	9.450	0.200	3397078	165475	1563739	679416
67	M	2	1.050	3.800	3397078	165475	173749	12908896
68	M	2	3.150	3.800	7548209	165475	521246	28683194

69	M	2	6.675	3.800	9800368	200934	1341235	37241396
70	M	2	9.925	3.800	2812256	90617	899374	10686573
71	M	2	0.875	9.600	5778494	137896	120659	55473544
72	M	2	4.150	9.600	9053558	189114	784823	86914160
73	M	2	7.450	9.600	6031563	141836	1056678	57903008
74	M	2	10.175	9.600	805819	51218	521143	7735863
75	M	2	0.200	0.775	122136	4769292	953858	94655
76	M	2	0.200	4.025	200934	9800368	1960074	808759
77	M	2	0.200	7.950	291551	15400094	3080019	2317831
78	M	2	7.250	1.325	208814	10295958	74645696	276679
79	M	2	7.250	3.825	59098	1134336	8223936	226050
80	M	2	7.250	7.600	346709	18725316	135758528	2634988
81	M	2	10.300	0.650	102437	3529492	36353768	66584
82	M	2	10.300	4.325	287611	15160591	156154096	1243918
83	M	2	10.300	7.975	287611	8112521	83558968	2293698
95	M	3	1.275	0.200	4746464	200934	256191	949293
96	M	3	3.825	0.200	9800369	200934	768573	1960074
97	M	3	7.350	0.200	7548210	165475	1216241	1509642
98	M	3	9.450	0.200	3397078	165475	1563739	679416
99	M	3	1.050	3.800	3397078	165475	173749	12908896
100	M	3	3.150	3.800	7548210	165475	521246	28683198
101	M	3	6.675	3.800	9800369	200934	1341235	37241400
102	M	3	9.225	3.800	4746464	200934	1853616	18036562
103	M	3	0.875	9.600	5778495	137896	120659	55473556
104	M	3	4.150	9.600	9053559	189114	784823	86914168
105	M	3	7.450	9.600	6031564	141836	1056678	57903016
106	M	3	10.175	9.600	805819	51218	521143	7735863
107	M	3	0.200	0.775	122136	4769293	953859	94655
108	M	3	0.200	4.025	200934	9800369	1960074	808759
109	M	3	0.200	7.950	291551	15400096	3080019	2317831
110	M	3	7.250	1.325	208814	10295959	74645704	276679
111	M	3	7.250	3.825	59098	1134336	8223936	226050
112	M	3	7.250	7.600	346710	18725318	135758560	2634996
113	M	3	10.300	0.650	102437	3529493	36353780	66584
114	M	3	10.300	4.325	287611	15160593	156154112	1243918
115	M	3	10.300	7.975	287611	8112522	83558976	2293698

Rigidezze totali di piano [S()=Σ()]

e Centro delle rigidezze R (m): $R.X = S(KY \cdot X) / S(KY)$, $R.Y = S(KX \cdot Y) / S(KX)$

p.no	S(KX)	S(KY)	S(KY*X)	S(KX*Y)	R.X	R.Y
1	77053504	102862496	630507776	463433088	6.130	6.014
2	72626360	88803352	509912608	312608192	5.742	4.304
3	74560576	88913680	510866912	319958304	5.746	4.291

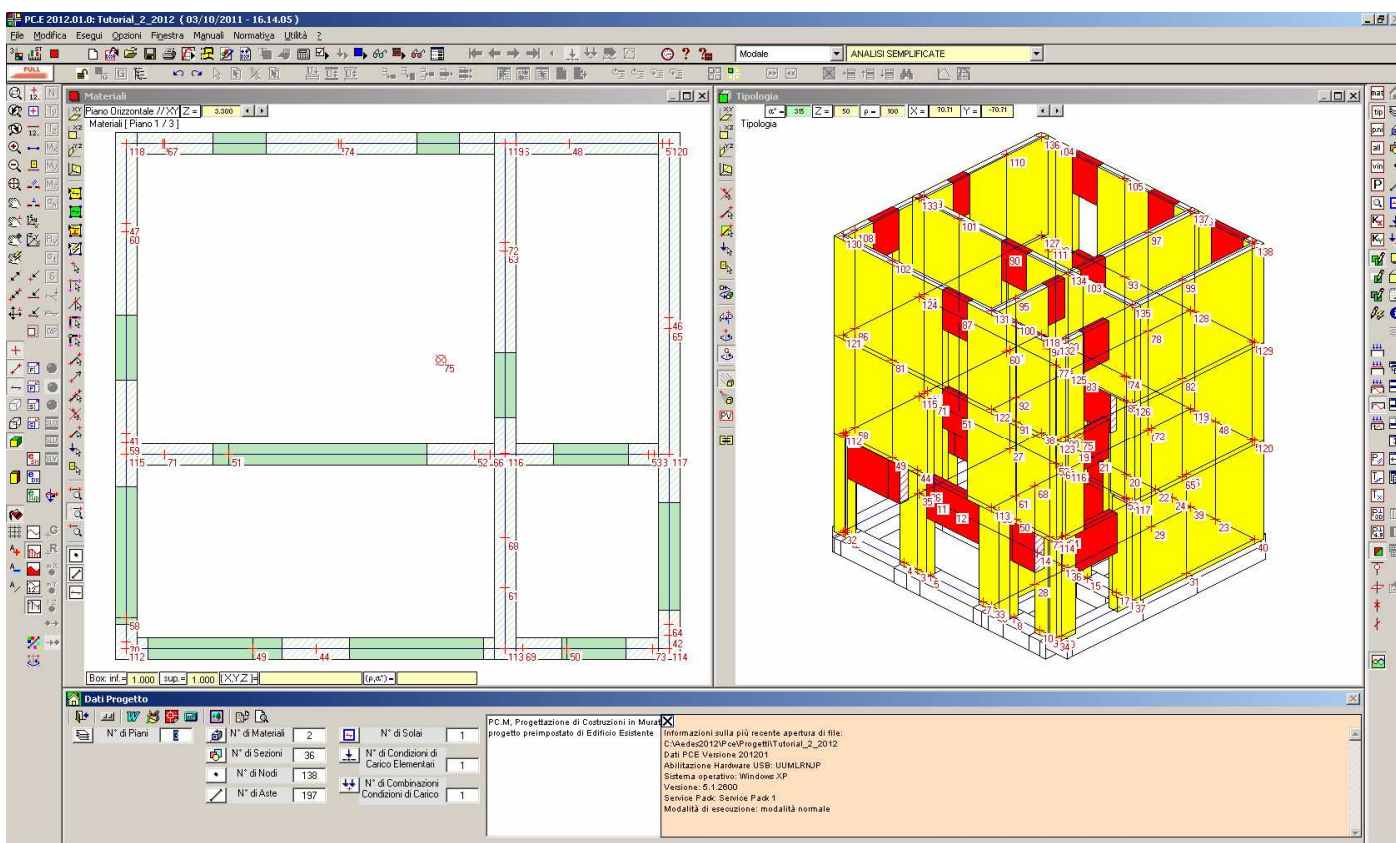
1.6. INPUT DIRETTO DA DXF IN PC.E

L'edificio esaminato nei paragrafi precedenti viene ora direttamente importato da DXF in PC.E, evitando il passaggio intermedio da PC.M. La semplificazione della procedura di input da DXF richiede una successiva revisione di alcuni aspetti in ambiente PC.E, ma in generale è possibile constatare che una buona schematizzazione in DXF rende agevole il completamento dati in PC.E e nel suo insieme tutta la procedura acquista efficienza.

Allo scopo, il file: Tutorial_1_2012.dxf presente in Pcm\Progetti è stato copiato nel file Tutorial_2_2012.dxf nella medesima cartella (Pcm\Progetti: in essa devono risiedere in ogni caso i files DXF per l'input, anche se l'input avviene in PC.E).

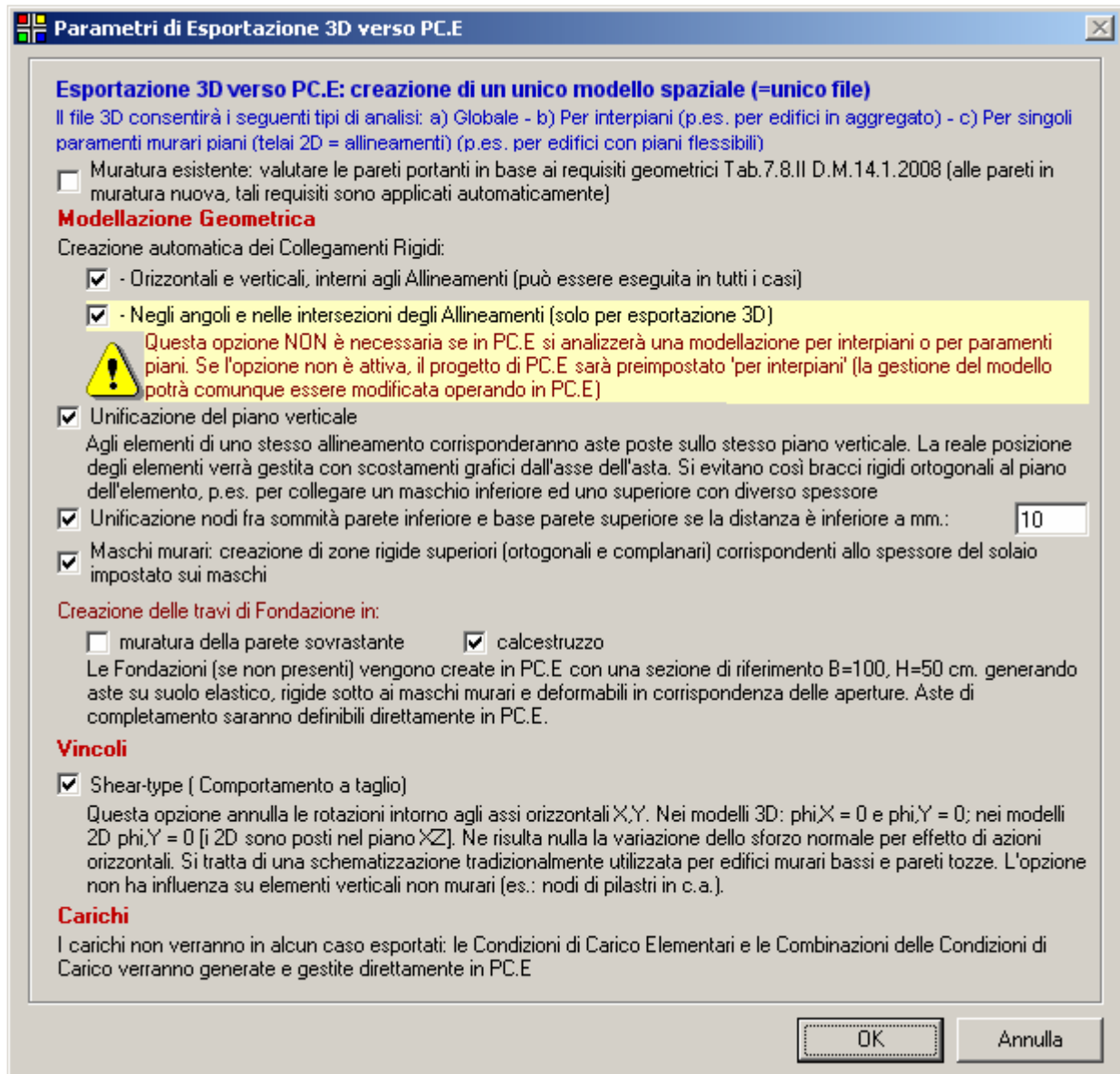
Si chiuda PC.M se aperto; si esegua dal menu File di PC.E l'input da file DXF; si selezioni il file Tutorial_2_2012.dxf. La procedura è analoga alla lettura del DXF in PC.M; stavolta, si abbia cura effettivamente di specificare nella tabella proposta durante l'input l'altezza dei piani pari a 3.30 e quella delle fasce pari a 1.30 m.

Si ottiene la struttura a telaio equivalente illustrata nella seguente immagine:



Si può constatare come il modello dell'edificio sia sostanzialmente simile a quanto già illustrato nei paragrafi precedenti. Si dovranno tenere presenti i seguenti punti:

a) la generazione automatica del telaio equivalente ha prodotto il telaio utilizzando i parametri preimpostati riportati in figura seguente:



Se si desiderano impostazioni diverse, è necessario seguire la procedura DXF -> PC.M -> PC.E: non è cioè possibile importare da DXF direttamente in PC.E con impostazioni di creazione del telaio diverse da quelle proposte per default.

b) In questo esempio di importazione diretta da DXF si omette per semplicità la descrizione di operazione di suddivisione delle pareti successive all'importazione da DXF, come invece eseguito nei paragrafi precedenti in ambiente PC.M. Di fatto, la semplicità operativa DXF -> PC.E deve corrispondere ad una buona preparazione del file in CAD: si dovrà aver avuto cura di creare polilinee il più possibile corrispondenti all'effettiva organizzazione definitiva dei maschi murari, in modo tale che le modifiche siano le minime indispensabili.

c) Sulle modifiche da effettuare in PC.E.

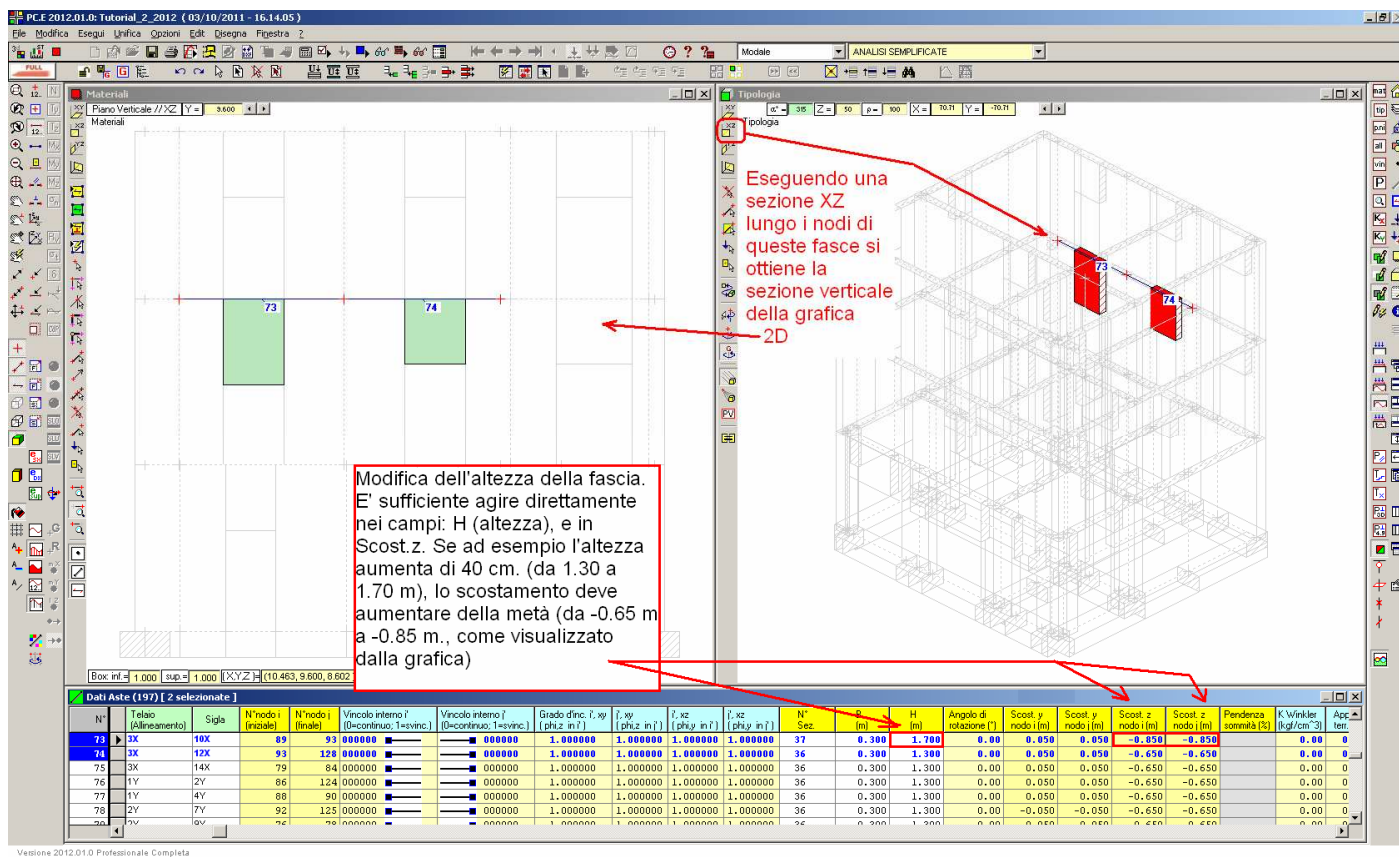
c1) Alcune modifiche e messe a punto di dati in PC.E sono indispensabili: ad esempio, la definizione del corretto materiale.

c2) Altri tipi di modifiche possono essere probabili: ad esempio, l'altezza di alcune fasce se essa non è uguale per tutte le fasce di un certo piano.

Per modificare un'altezza di fascia, è sufficiente porsi in corrispondenza della riga della tabella Dati Aste relativa alla fascia interessata e modifica l'altezza della sezione (automaticamente verrà creata una sezione di riferimento aggiuntiva) e lo scostamento lungo l'asse locale z, come illustrato in figura seguente.

Ovviamente, nel caso di più fasce sarà possibile modificare i dati di una soltanto ed utilizzare i comandi di Selezione e di Unificazione dei Dati Aste per ottenere la modifica su tutte le fasce interessate.

c3) Varie altre modifiche in PC.E sono del tutto analoghe alle modifiche che comunque in PC.E dovrebbero essere apportate anche se fosse stato eseguito il completo percorso DXF -> PC.M -> PC.E.



d) E' fondamentale verificare la bontà del modello inserito.

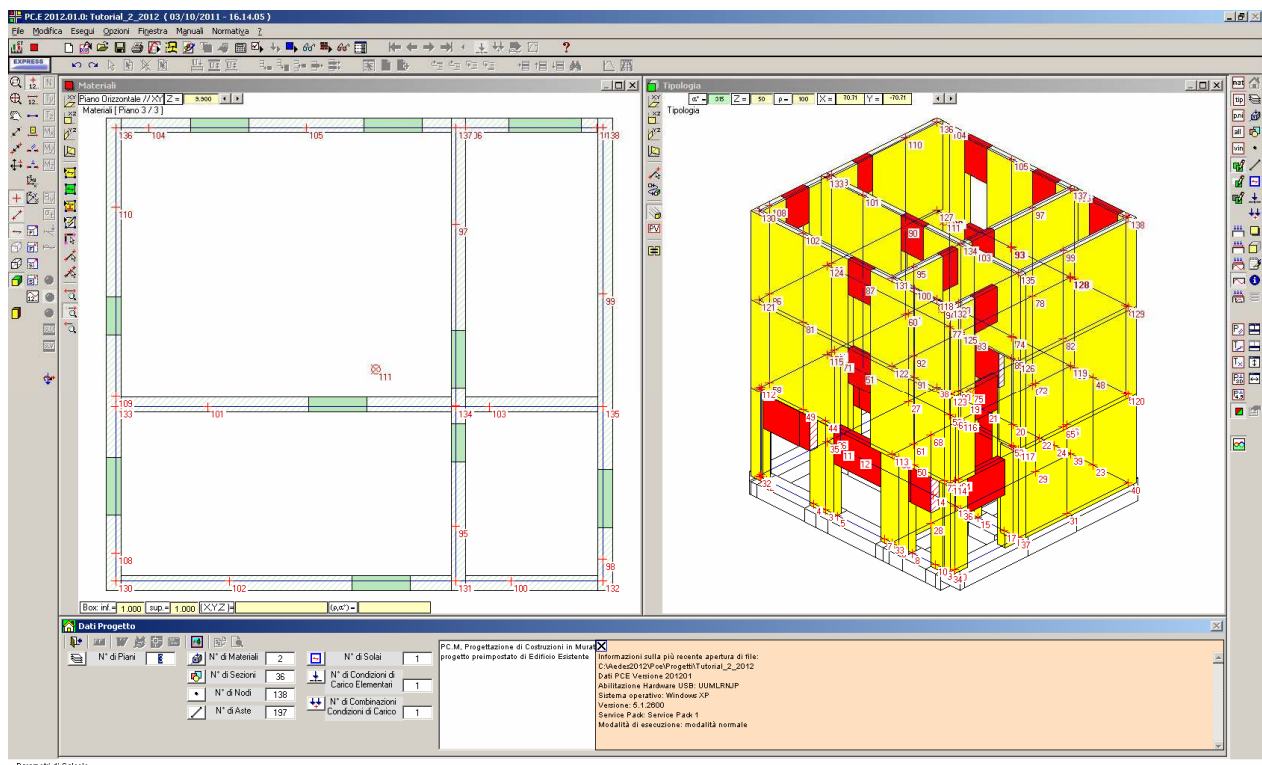
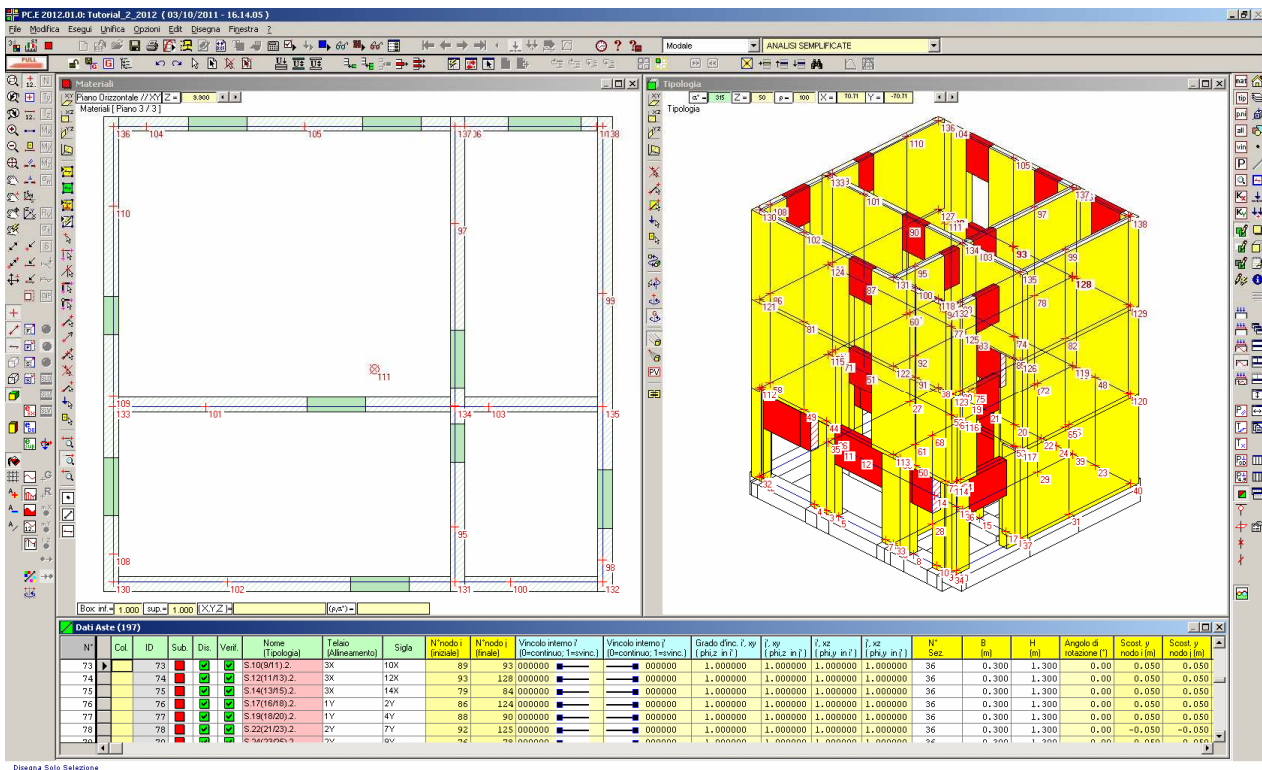
Non insistere con troppe modifiche in PC.E: se il modello doveva essere costruito meglio in CAD, è preferibile tornare al CAD e rieseguire l'input.

Se vi sono situazioni complesse si deve comunque curare la massima semplificazione possibile in CAD ed eventualmente evitare gli automatismi DXF -> PC.E. Una buona padronanza dei comandi di PC.E, tuttavia, consente l'esecuzione di tutte le modifiche desiderate.

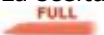

Per verificare la bontà di un modello, la via più efficace è la definizione della sola CCE relativa ai Pesi propri, ancora prima di definire solai e completare l'input, e quindi l'esecuzione della semplice e sola analisi modale: le forme dei modi di vibrare daranno subito un'efficace indicazione qualitativa sulla correttezza del modello.

1.7. AMBIENTI FULL / EXPRESS. PERSONALIZZAZIONE DI EXPRESS

A partire dalla versione 2012, PC.E rende disponibile l'**ambiente Express**. Con riferimento all'edificio dell'esempio, le due seguenti figure illustrano le diversità immediatamente osservabili tra ambiente Full ed Express.



Confronto fra ambiente Full ed Express

La scelta dei due ambienti alternativi avviene tramite il pulsante dedicato, posto nella barra strumenti superiore:
 ,  = imposta l'ambiente operativo di PC.E in modalità **Full** (completa) o **Express** (semplificata).

La modalità Express prevede la semplificazione di barre degli strumenti, menu, finestre varie (Aste, Nodi, Parametri di Calcolo) per rendere più agevole la gestione dei dati e dei risultati. La modalità Full ripristina in ogni momento, alternandosi a piacere alla Express, tutte le funzionalità.

Full ed Express differiscono quindi non per una diversa quantità di dati gestiti, ma semplicemente per una differente visualizzazione dei comandi disponibili. Cambiando ambiente tra l'uno e l'altro, non vi è alcuna interferenza sui dati del modello: semplicemente, in Express alcuni dati diventano non visibili, ma non vengono modificati né tanto meno annullati. Tornando alla Full possono essere nuovamente visualizzati per reimpostazioni e modifiche.

Il vantaggio dell'utilizzo di Express consiste nel minor numero di icone presenti nell'ambiente di lavoro e nella riduzione dei Parametri di Calcolo a quelli strettamente indispensabili.

E' anche possibile personalizzare le icone presenti in ambiente Express: gli Utenti esperti possono editare i files relativi alle 7 barre degli strumenti presenti. Ad esempio, per la barra superiore più in alto, il file: *TbTop.txt* posto in *Aedes2012\Pce\Files* è un file ASCII il cui contenuto è il seguente (abbreviato da (...) per semplicità):

```
1,53,"Progetto di Edificio in Muratura",-1
2,67,"Sistema di Unità di misura",0
3,145,"Analisi NON eseguita",0
4,0,"",0
5,32,"Nuovo progetto",0
6,301,"Input da file DXF",0
7,10,"Apri progetto",0
(...)
21,164,"Esegui Verifiche Sismiche Muratura",0
22,165,"Muratura: Mostra Dati e Verifiche Sismiche",0
23,166,"Mostra Rapporto Verifiche Sismiche Muratura",0
24,0,"",0
(...)
35,246,"Cronologia delle Analisi",-1
36,25,"Guida",0
37,206,"Guida alla Muratura",-1
38,0,"",-1
39,0,"",-1
40,0,"",-1
```

Ogni riga descrive il pulsante progressivo della barra degli strumenti. Facendo riferimento p.es. alla riga 22:

22,165,"Muratura: Mostra Dati e Verifiche Sismiche",0

le parti indicate in rosso devono essere lasciate inalterate (descrivono il numero, l'immagine associata e la stringa identificativa del pulsante); il numero in verde può essere invece modificato: se 0 significa che sarà presente sia in Full sia in Express, se -1 significa che in Express non viene mostrato.

Salvando il file *TbTop.txt*, la gestione della barra superiore viene modificata secondo quanto specificato dall'Utente.

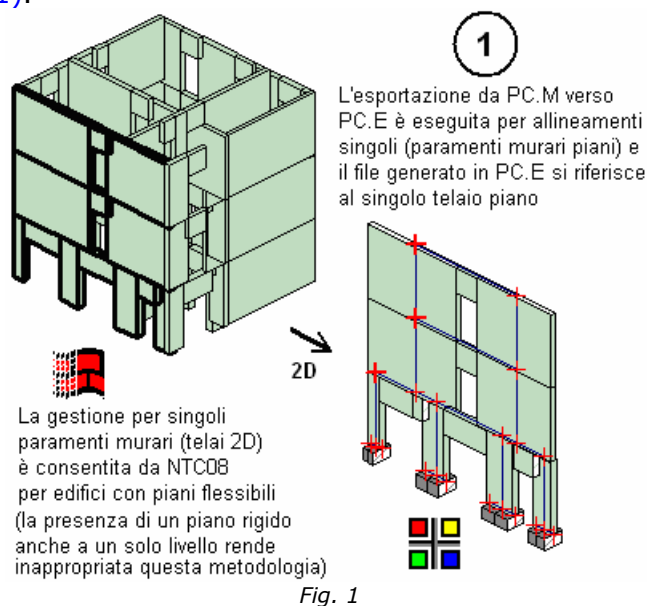
In linea di principio, comunque, le scelte preimpostate per l'ambiente Express, frutto di confronti e considerazioni operative con Utenti del software, dovrebbero essere ottimali, e non vi è di fatto la necessità di intervenire sui files del programma.

2. RIEPILOGO SULLA GESTIONE DEL MODELLO PER L'ANALISI E LE VERIFICHE DI SICUREZZA

PC.E consente varie metodologie di gestione del modello ai fini dello svolgimento dell'analisi e delle verifiche di sicurezza di edifici in muratura. Sono possibili 4 opzioni, ad ognuna delle quali viene assegnato il simbolo grafico corrispondente nei Parametri di Calcolo di PC.E.


1. ^{2d} Piano 2D = Struttura piana, contenuta nel piano XZ. Si tratta di un file di Progetto di PC.E contenente un singolo paramento murario, generalmente originato da un'esportazione 2D di un allineamento da PC.M

Il D.M.14.1.2008 autorizza esplicitamente le modalità di modellazione piana nel caso di **edifici con impalcati flessibili** (§8.7.1).



I **carichi dovuti agli orizzontamenti** che insistono ai vari livelli sugli elementi strutturali non possono essere generati automaticamente da maglie di solaio (che necessariamente richiedono un modello 3D) e devono essere inseriti direttamente nelle condizioni di carico di PC.E (l'esportazione dei carichi da PC.M verso PC.E non è possibile a causa delle diverse modalità di schematizzazione dei carichi nei due ambienti corrispondenti alle due diverse Norme di riferimento: D.M.16.1.1996 e D.M.14.1.2008).

La **trasmissione dei carichi** dai piani superiori ai piani inferiori avviene automaticamente in modo 'esatto' rispettando i vincolamenti interni della struttura, durante la risoluzione del sistema di equilibrio riguardante la struttura nel suo complesso.

2.  **3D globale = Struttura spaziale analizzata e verificata nella sua globalità**, generalmente originata da un'esportazione 3D da PC.M considerando la generazione automatica dei collegamenti rigidi negli angoli e nelle intersezioni degli allineamenti. Il tipo di modellazione corrisponde alla maggiore generalità possibile nel rispetto della nuova Normativa.

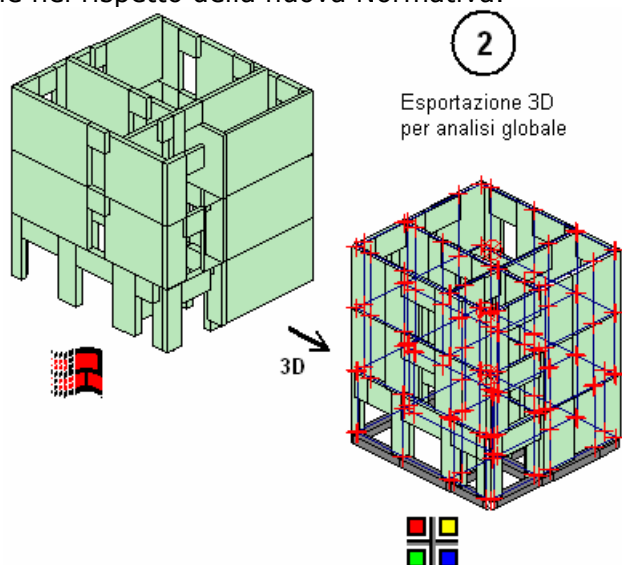



Fig. 2

I **carichi dovuti agli orizzontamenti** vengono in genere calcolati automaticamente a partire da maglie di solaio definite per nodi che interessano le sommità dei maschi e gli elementi orizzontali (travi, fasce, links rigidi) tali da chiudere le maglie.

La **trasmissione dei carichi** dai piani superiori ai piani inferiori avviene automaticamente in modo 'esatto' rispettando i vincolamenti interni della struttura, durante la risoluzione del sistema di equilibrio riguardante la struttura nel suo complesso.

3.  **3D per interpiani = Struttura spaziale analizzata e verificata per singoli interpiani**, generalmente originata da un'esportazione 3D da PC.M senza considerare la generazione automatica dei collegamenti rigidi negli angoli e nelle intersezioni degli allineamenti. Essi infatti sono superflui, in quanto la trattazione per singoli interpiani richiede soltanto i collegamenti interni ad ogni paramento murario.

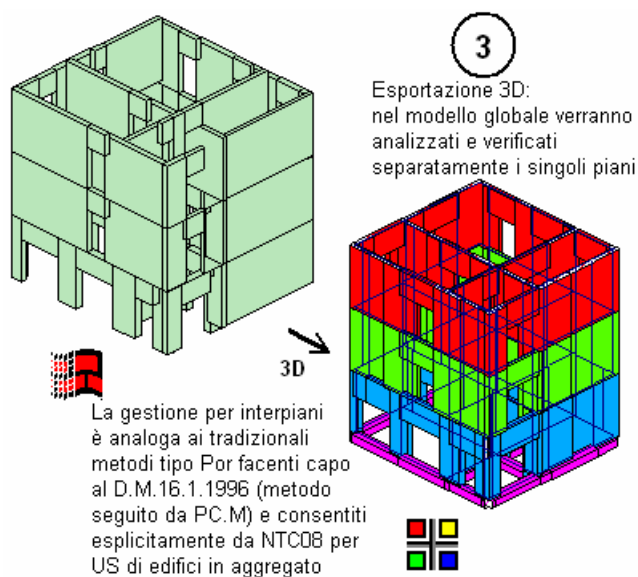


Fig. 3

I **carichi dovuti agli orizzontamenti** vengono calcolati automaticamente a partire da maglie di solaio definite per nodi che possono limitarsi ai soli nodi di sommità dei maschi.

La **trasmissione dei carichi** dai piani superiori ai piani inferiori avviene tramite procedure semplificate

di tipo geometrico che valutano l'incidenza di ogni parete sulle strutture sottostanti.

La procedura è quindi del tutto analoga ai calcoli per interpiani tradizionalmente usati per i metodi tipo Por.

Il D.M.14.1.2008 autorizza esplicitamente tale modalità di modellazione nel caso di **unità strutturali (US) di edifici in aggregato (§8.7.1)**. Nelle norme sismiche di recente generazione precedenti il D.M.14.1.2008, e più esattamente in [OPCM 3431/2005, §8.1.5.4](#), la modalità di modellazione per interpiani era ammessa per edifici in muratura fino a 2 piani: tale prescrizione è però assente nel D.M.14.1.2008, dove si cita il caso dei 2 piani solo implicitamente in [§8.7.1](#) trattando gli edifici in aggregato. In D.M.14.1.2008, di fatto, non è presente una prescrizione esplicita sulle limitazioni della modellazione per interpiani; secondo un criterio ragionevole, il metodo per interpiani può non essere appropriato per edifici da 3-4 piani in su. Di fatto, i modelli globali consentono sempre analisi modali complete e maggiormente attendibili; d'altra parte, la loro intrinseca complessità può suggerire, nei casi detti, il ricorso ai modelli per interpiani.

Dal punto di vista dell'**analisi strutturale**, una fondamentale differenza fra modello globale e modello per interpiani consiste nell'accelerazione di progetto alla base del modello di calcolo: nel caso del modello globale, si tratta di a_g (o PGA) definita direttamente dai parametri di pericolosità sismica; nel caso del singolo piano: per il livello che si imposta sulle fondazioni, a_g coincide ancora con il valore definito in input dai parametri di pericolosità sismica; per i livelli superiori occorre amplificare l'accelerazione per tener conto della deformabilità dei piani sottostanti: in PC.E viene seguito il criterio proposto per i cinematismi posti alle quote superiori, illustrato in [§C8A.4.2.3](#), che calcola l'amplificazione detta adottando una forma modale approssimata all'andamento lineare, in assenza di un'analisi modale complessiva (che non può essere eseguita dal momento che la schematizzazione dell'edificio è appunto per interpiani e non globale). Anche questa approssimazione suggerisce l'opportunità di limitare la scelta del modello per interpiani a edifici con pochi piani (1-2, max 3).

Più in dettaglio, esaminando gli N interpiani che si generano dal modello completo originario, l'accelerazione a_g^* considerata nella formulazione dello spettro di risposta è la seguente:

- alla base dell'interpiano 1 a_g^* coincide con a_g definita in input: sotto al piano 1 vi è il terreno e quindi non c'è alcuna amplificazione dovuta a strutture sottostanti;

- alla base dell'interpiano i -esimo ($i > 1$, $i \leq N$), a_g^* è pari al valore massimo fra a_g e $[S_e(T_1) * \psi(Z_i) * \gamma / S]$, dove:

T_1 = periodo fondamentale di vibrazione dell'intero edificio nella direzione considerata calcolato in via semplificata tramite la relazione [\(7.3.5\) \(§7.3.3.2\)](#);

$S_e(T_1)$ = spettro elastico definito in [§3.2.3.2.1](#) corrispondente ad uno specifico stato limite; $S_e(T_1)$ è ovviamente proporzionale ad a_g in input (relativa al corrispondente stato limite);

$\psi(Z_i)$ = primo modo di vibrazione nella direzione considerata, posto pari a Z_i/H , essendo H l'altezza di tutto l'edificio rispetto alla fondazione ($H = Z_N$) e Z_i la quota di base dell'interpiano rispetto alla fondazione;

γ = coefficiente di partecipazione modale, calcolabile in via semplificata con la relazione:

$\gamma = 3N/(2N+1)$ con N numero di piani dell'edificio. In PC.E si adotta una formulazione più precisa che tiene conto della distribuzione delle masse sismiche ai vari piani (generalmente non uguali fra loro):

$$\gamma = H * \sum (m_i * Z_i) / \sum (m_i * Z_i^2)$$

S = fattore di suolo, definito in [§3.2.3.2.1](#).



Nota di approfondimento

Quando si esamina il comportamento sismico di una struttura posta a una quota sovrastante altre strutture (nel seguito: struttura in elevazione), è necessario tener conto del fatto che **l'accelerazione assoluta alla base della struttura in elevazione è in genere amplificata rispetto a quella al suolo**.

La procedura descritta in [§C8.A.4.2.3](#) fa riferimento ai cinematismi per corpi rigidi, nell'ambito dell'analisi dei meccanismi di collasso delle strutture murarie. Tuttavia, i criteri esposti possono essere assunti più in generale come guida operativa per l'analisi di elementi strutturali in elevazione. Infatti, i parametri considerati si riferiscono ad una 'stima' del comportamento dinamico delle strutture sottostanti, indipendentemente dalla modalità di analisi della struttura in elevazione: analisi che può essere a corpo rigido, per i meccanismi di collasso, o di tipo elasto-plastico per il caso della verifica di un interpiano in elevazione o anche di una singola parete muraria oggetto di intervento p.es. con cerchiatura di aperture.

Il concetto fondamentale consiste nella **modalità di definizione dell'amplificazione**

dell'accelerazione assoluta alla quota di base della struttura in elevazione.

Quando si eseguono valutazioni di questo tipo, generalmente sono assenti i parametri dinamici relativi all'intera struttura, comprensiva sia della struttura in elevazione sia delle strutture ad essa sottostanti. Infatti, queste valutazioni si svolgono per elementi isolati, che siano macroelementi cinematici o interpiani o pareti superiori ad altre strutture. Nel caso dei modelli di edifici ad interpiani i parametri dinamici globali sono in genere assenti a causa delle semplificazioni operate nella modellazione, che non consentono la risoluzione del sistema di equilibrio o il calcolo degli autovalori (per i modi di vibrare) per il modello complessivo. Per tale motivo viene applicata una metodologia che 'stima' il comportamento dinamico della struttura nel suo insieme.

Anzitutto, un breve cenno alla formulazione delle **forze modali** (dalla teoria della dinamica delle strutture).

Con riferimento ad uno specifico modo di vibrare, avente periodo T (=definito dall'autovalore del modo), sia:

a_i = componente del corrispondente autovettore relativa al piano i -esimo.

La forza modale a tale piano è espressa da: $F_i = m_i a_i \gamma S_a$

dove: m_i = massa competente al piano; S_a = spettro di risposta in termini di accelerazione competente al periodo T ; γ = coefficiente di partecipazione modale, definito da:

$$\gamma = \Sigma(m_i a_i) / \Sigma(m_i a_i^2)$$

Come noto, le componenti dell'autovettore sono definite a meno di una costante; il valore della forza modale è in ogni caso invariato. Si può scegliere ad esempio di effettuare la normalizzazione ad 1 della componente di sommità ($a_N = 1$).

In analisi dinamica modale, le forze dinamiche agenti sulle strutture derivano dalla composizione delle forze competenti a più modi di vibrare.

Ai fini della **stima** del comportamento dinamico di una struttura, **in via semplificata** si fa riferimento al solo modo principale di vibrazione e ad una deformata modale lineare, evitando così la necessità del calcolo di autovalori e autovettori. Si faccia riferimento alla figura seguente.

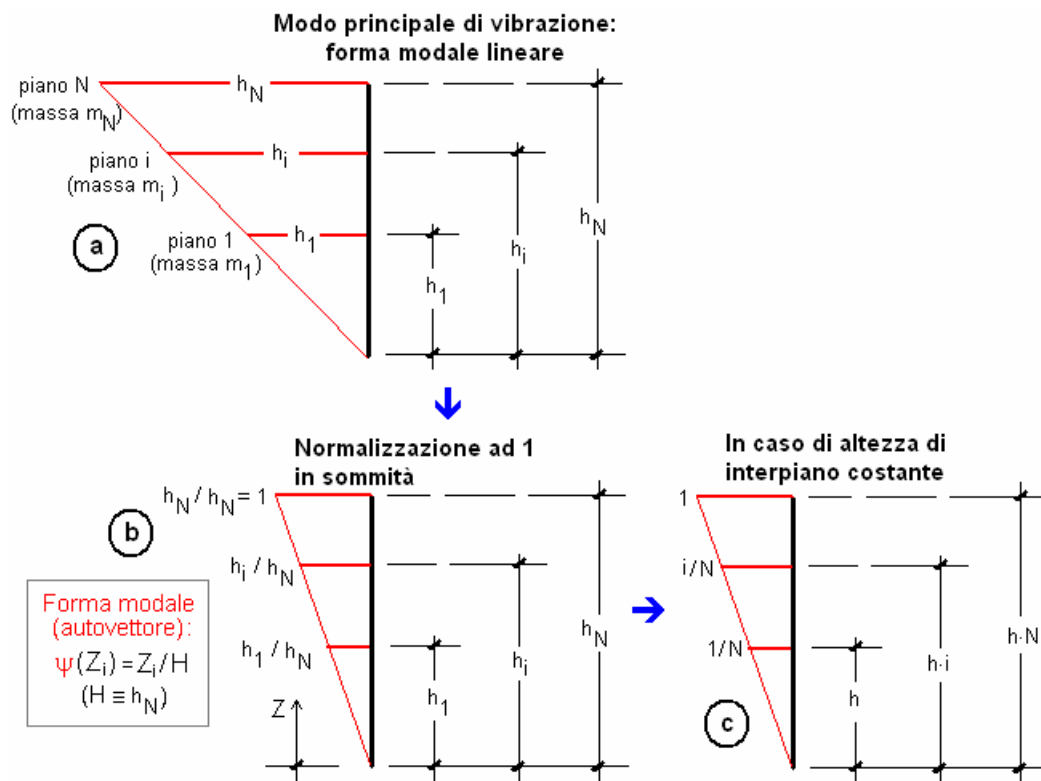


Fig. 4

Considerando masse di piano m_i e altezze di interpiano distinte tra loro, la formulazione del coefficiente di partecipazione diviene (fig. (b)):

$$\gamma = \Sigma [m_i (h_i / h_N)] / \Sigma [m_i (h_i / h_N)^2] = h_N * \Sigma(m_i h_i) / \Sigma(m_i h_i^2)$$

questa espressione del coefficiente di partecipazione viene utilizzata da PC.E nel calcolo ad interpiani, dal momento che sono note masse ed altezze di interpiano per i singoli piani e quindi non sono necessarie ulteriori ipotesi semplificative quali quelle descritte nel seguito.

In configurazioni diverse dallo schema a piani tipico degli edifici, quali ad esempio le strutture monumentali, la definizione delle singole masse ed altezze può essere problematica, e comunque può in generale interessare una formulazione ancora più semplice del coefficiente di partecipazione. Ipotizzando masse di piano ed altezze di interpiano tutte uguali, γ resta così definito:

$$\gamma = \Sigma (i / N) / \Sigma [(i / N)^2] = N * \Sigma (i) / \Sigma (i^2)$$

e osservando che:

$$\Sigma (i) = N * (N+1) / 2$$

$$\Sigma (i^2) = (N / 6) * (N+1) * (2N+1)$$

si ottiene:

$$\gamma = 3N / (2N + 1), \text{ formulazione semplificata proposta in } \text{§C8A.4.2.3}.$$

Tornando alla formulazione della forza modale agente in corrispondenza del piano i-esimo (cioè sull'impalcato posto alla quota $Z_i=h_i$), essa è quindi data da:

$$F_i = m_i a_i \gamma S_a = m_i \psi(Z_i) \gamma S_a$$

e quindi, poiché si tratta di una forza d'inerzia, l'accelerazione assoluta agente sopra al piano i-esimo (cioè sul suo impalcato, e quindi alla base del piano sovrastante) è data da:

$$ag' = \psi(Z_i) \gamma S_a = \psi(Z_i) \gamma S_e(T_1)$$

avendo indicato lo spettro in termini di accelerazione con lo spettro elastico $S_e(T_1)$, essendo T_1 il periodo principale della struttura nel suo complesso; il simbolo T_1 lo fa distinguere dal periodo T del singolo interpiano.

Poiché ag è l'accelerazione di picco su suolo rigido, e poiché lo spettro di risposta contiene il fattore di suolo S , per confrontare l'accelerazione di sito ag con ag' occorre ridefinire quest'ultima dividendo l'espressione già trovata per S :

$$ag' = \psi(Z_i) \gamma S_e(T_1) / S$$

ag' è l'accelerazione amplificata rispetto al suolo per tenere conto della deformabilità della struttura sottostante

(cfr. $(ag*S)$ in (C8A.4.7) e $\psi(Z_i) \gamma S_e(T_1)$ in (C8A.4.8) in §C8A.4.2.3; $(ag*S)$ può essere definita come l'accelerazione massima del terreno che tiene conto delle caratteristiche del sito).

Si osservi che l'analisi strutturale del piano i-esimo richiede l'accelerazione amplificata alla sua base, cioè il valore di ag' calcolato per Z riferito alla quota di base del piano (quindi Z_i va inteso come h_{i-1}); si comprende bene l'analogia con quanto dichiarato nel testo normativo per i cinematismi: in $\psi(Z)$, Z è l'altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura (la linea di vincolo per l'interpiano i-esimo è la sua stessa base). In definitiva: durante l'analisi del singolo interpiano di un edificio a più piani studiato per interpiani, si utilizzano nello spettro di risposta: il periodo T specifico per l'interpiano, e l'accelerazione di sito ag^* pari a:

$$ag^* = \max \{ ag ; \psi(Z_i) \gamma S_e(T_1) / S \} \blacksquare$$

Si osservi che anche se per gli interpiani superiori al primo nello Spettro di risposta si utilizza ag^* al posto di ag , per tutti i singoli interpiani la valutazione dell'accelerazione ag sostenibile (e quindi i risultati degli indicatori di rischio in termini di PGA) fa sempre riferimento all'accelerazione al suolo: le elaborazioni eseguite da PC.E tengono infatti conto delle amplificazioni ai piani superiori per ricavare in tutti i casi i valori di accelerazione sostenibile al suolo.

Per un modello 3D ad interpiani, l'analisi e la verifica di sicurezza vengono eseguite tante volte quanti sono gli interpiani dell'edificio; i risultati dell'elaborazione, ottenuti separatamente per i singoli piani, vengono in PC.E assemblati e mostrati in modo unitario nel modello completo dell'edificio.

In analisi non lineare ogni analisi riguarda un singolo piano; viene quindi sempre considerata la sola distribuzione di forze (A) in quanto, come noto, nel caso monopiano l'incremento di taglio è direttamente il taglio di piano non essendoci ovviamente ripartizione fra più piani, e le varie distribuzioni si equivalgono.

4. ^{3d}/_{2d} 3D per telai 2D = Struttura spaziale composta da più telai piani, ognuno dei quali è analizzato e verificato separatamente, come una normale struttura piana. In generale, il modello sarà originato da un'esportazione 3D da PC.M senza considerare la generazione automatica dei collegamenti rigidi negli angoli e nelle intersezioni degli allineamenti.

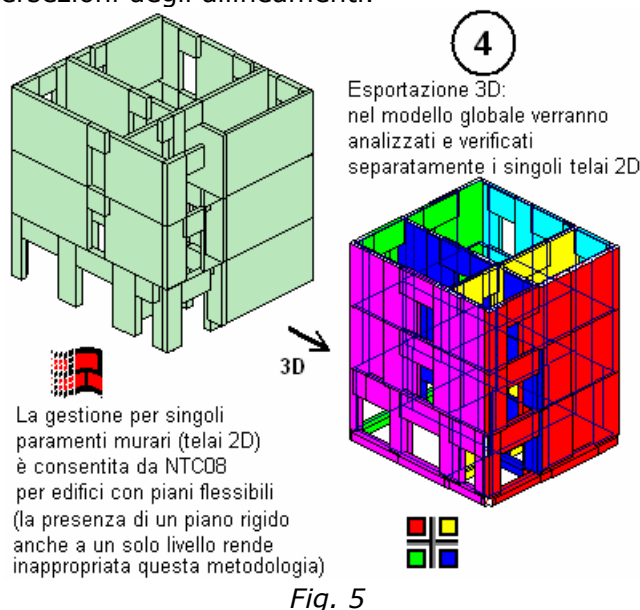


Fig. 5

I **carichi dovuti agli orizzontamenti** vengono calcolati automaticamente a partire da maglie di solaio definite per nodi che possono limitarsi ai soli nodi di sommità dei maschi, analogamente ai modelli 3D per interpiani.

La **trasmissione dei carichi** dai piani superiori ai piani inferiori, per ogni singolo telaio, avviene automaticamente in modo 'esatto' rispettando i vincolamenti interni della struttura, durante la risoluzione del sistema di equilibrio riguardante la struttura nel suo complesso.

Il D.M.14.1.2008 autorizza esplicitamente le modalità di modellazione piana nel caso di **edifici con impalcati flessibili (§8.7.1)**.

L'analisi e la verifica di sicurezza vengono eseguite tante volte quanti sono i telai 2D dell'edificio; i risultati dell'elaborazione, ottenuti separatamente per i singoli telai, vengono in PC.E assemblati e mostrati in modo unitario nel modello completo dell'edificio.

Tra le casistiche dei modelli, vi è la possibilità che un allineamento corrisponda non a un telaio completo, ma ad alcuni elementi isolati, ad esempio singole travi di impalcato che uniscono nodi strutturali senza che vi siano pareti nel medesimo piano verticale. A tali elementi non possono corrispondere sottomodelli che non troverebbero soluzione strutturale: per queste aste è sufficiente annullare il dato nel campo 'Telaio (Allineamento)' dei Dati Aste; di conseguenza, essi non verranno presi in considerazione durante la fase di generazione automatica dei sottomodelli (paramenti murari).



Nota di approfondimento

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 ([Circ. 26 2.12.2010 Min. BB.CC., §5.4.2](#)) prevedono un **metodo di verifica semplificato**, pur tridimensionale, ai fini del quale è consentita una modellazione che può prescindere dai collegamenti rigidi negli angoli e nelle intersezioni degli allineamenti.

PC.E esegue tale analisi per modelli gestiti per interpiani; ciò significa che ogni interpiano riceve i carichi dal piano sovrastante solo in base alle incidenze geometriche delle pareti superiori (e non anche secondo i vincolamenti interni, come avviene nei modelli globali 3D di PC.E) e la sua analisi strutturale, sotto le azioni statiche e sismiche, viene condotta indipendentemente dagli altri piani.

La metodologia descritta nel riferimento normativo 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 sia determinabile la resistenza a taglio della parete stessa. Ciò richiede che il modello per interpiani sia comunque stato processato in analisi sismica statica lineare. Il metodo

descritto quindi appare come un metodo semplificato che però richiede la precedente esecuzione di un'analisi sismica complessiva, pur in un modello per interpiani.

In alternativa, la tensione normale agente in ogni parete potrebbe essere stimata con calcoli manuali o addirittura ignorata, a favore di sicurezza, considerando una resistenza a taglio pari al valore assunto in assenza di carico verticale: è evidente tuttavia che le possibilità offerte dallo strumento informatico rendono tali approssimazioni inappropriate.

In definitiva, 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'analisi complessiva (eseguita prima della verifica semplificata) resta finalizzata solo alla corretta valutazione delle tensioni normali in fase sismica e alla definizione delle coordinate del centro delle rigidità.

Secondo il testo normativo citato ([Circ. 26 2.12.2010 Min. BB.CC., §5.4.2](#); cfr. anche esempio applicativo in Approfondimenti, §3), 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);
- collasso di un interpiano debole (tale modalità, già presente nella versione precedente delle Linee Guida [Direttiva P.C.M. 12.10.2007], è comunque considerata nell'ambito dell'esempio applicativo svolto in §3 negli Approfondimenti. Per la generalità dei casi, la verifica in PC.E viene sempre svolta considerando entrambe le modalità di collasso).

Con riferimento a SLV, la 'capacità' dell'edificio può essere rappresentata con l'ordinata dello spettro di risposta corrispondente alla forza di taglio sostenibile. In [\(5.1\)](#) si fornisce l'espressione dello spettro elastico, e nei paragrafi seguenti la modalità con cui l'accelerazione viene correlata alla formulazione dello spettro. In PC.E, equivalentemente, si fa riferimento allo spettro di progetto in termini di accelerazione.

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.

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 si potrà determinare il periodo di ritorno sostenibile, ossia il valore di T_R cui corrisponde la capacità calcolata: $S_{d,SLV}$. Ripetendo tale calcolo per le due direzioni di riferimento (X e Y), per le due modalità di collasso possibili (uniforme o piano debole) e per ogni piano, è così possibile individuare il massimo periodo di ritorno, corrispondente alla massima accelerazione sostenibile (P_{GA}), definendo anche un indicatore di rischio come rapporto fra capacità e domanda. La formulazione dello spettro di risposta elastico e di progetto per SLV, adottata in PC.E, è esattamente quella riportata in §3.2.3.2.1, §3.2.3.5 del D.M. 14.1.2008; con riferimento alle relazioni (5.2) delle Linee Guida, 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), 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](#)).

Per esprimere la relazione: $S_{d,SLV} = F_{SLV} / (e^* M)$ per ognuna delle due modalità di collasso considerate, nonché per ogni piano e per le due direzioni X e Y, si opera secondo i seguenti criteri.

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 [\(5.10\)](#):

$$e^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^N m_i \phi_i \right)^2}{M \sum_{i=1}^N m_i \phi_i^2}$$

Se le masse sono tutte uguali ($m_j = m$ per ogni piano; $M = N \cdot m$), l'espressione generale della frazione di massa partecipante assume la forma della [\(5.12\)](#):

$$e^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^N \phi_i \right)^2}{N \sum_{i=1}^N \phi_i^2}$$

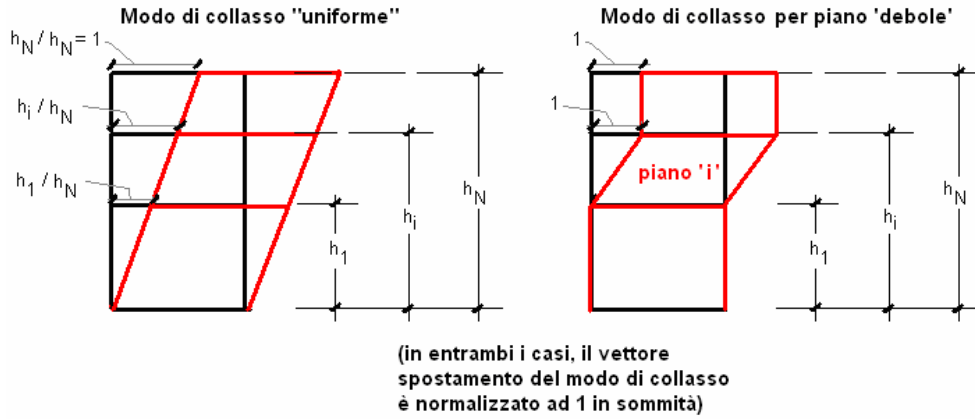


Fig. 1

Ai fini del 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:

$$e^* = [\sum m_j (h_j / h_N)]^2 / [M * \sum (m_j (h_j / h_N)^2)] \Rightarrow e^* = (\sum m_j h_j)^2 / [M * \sum (m_j h_j^2)]$$

- nel caso di masse tutte uguali:

$$e^* = (\sum (h_j / h_N))^2 / [N * \sum ((h_j / h_N)^2)] \Rightarrow e^* = (\sum h_j)^2 / [N * \sum (h_j^2)]$$

- se inoltre tutte le altezze di interpiano sono uguali ad h: $h_j = j * h$, $h_N = N * h$, si ha:

$$e^* = (\sum j)^2 / [N * \sum (j^2)]$$

ed essendo:

$$\sum (j) = N * (N+1) / 2; \sum (j^2) = (N / 6) * (N+1) * (2N+1)$$

segue:

$$e^* = [N * (N+1) / 2]^2 / [N * (N / 6) * (N+1) * (2N+1)] = (3/2) * (N+1) / (2N+1)$$

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 PC.E si adotta pertanto l'espressione:

$$e^* = (\sum m_j h_j)^2 / [M * \sum (m_j h_j^2)]$$

formula di cui la (5.14) rappresenta un'approssimazione per il caso di masse e altezze di interpiano costanti.

Nel caso di collasso del piano debole (indicato con 'i': $1 \leq i \leq N$), 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:

$$e^* = (\sum_{i,N} m_j \Phi_j)^2 / [M * \sum_{i,N} (m_j \Phi_j^2)] = (\sum_{i,N} m_j)^2 / [M * \sum_{i,N} (m_j)] = (\sum_{i,N} m_j) / M$$

(con M massa totale dell'edificio, relativa cioè a tutti i piani da 1 a N: $M = \sum_{1,N} m_j$)

- nel caso di masse tutte uguali, si ottiene la formula semplificata:

$$e^* = [N - (i-1)] / N = (N+1-i) / N$$

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 PC.E si adotta pertanto l'espressione:

$$e^* = (\sum_{i,N} m_j) / M$$

formula di cui la $e^* = (N+1-i) / N$ rappresenta la semplificazione per il caso di masse costanti.

Il taglio resistente F_{SLV} per il piano i-esimo, in una data direzione (X o Y) e secondo uno dei due modi di collasso, è fornito dalla somma dei tagli resistenti di tutti i piani sovrastanti incluso lo stesso piano di verifica. Con riferimento alla direzione X, si ha:

$$F_{SLV,xi} = \frac{\mu_{xi} \xi_{xi} \zeta_x A_{xi} \tau_{di}}{\beta_{xi} K_i}$$

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 nelle Linee Guida, per la verifica in direzione X PC.E considera i pannelli il cui piano medio ha inclinazione α compresa tra $+45^\circ$ e -45° ai quali attribuisce un'area efficace ridotta del coefficiente $\cos\alpha$; 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 ($A_{xik} * \tau_{dik}$) essendo k l'indice delle pareti del piano; analogamente, per la direzione Y, il taglio è dato dalla somma dei contributi ($A_{yik} * \tau_{dik}$);

β_{xi} = coefficiente di irregolarità in pianta definito dalla (5.7):

$$\beta_{xi} = 1 + \frac{e_{ys} d_{yi} A_{xi}}{\sum_k (y_k - y_{Ci})^2 A_{xi,k}} \leq 1.25$$

κ_i = coefficiente indipendente dalla direzione X/Y, dato dal rapporto tra la risultante delle forze sismiche fino al piano i-esimo incluso, e la forza sismica totale. Analogamente alla frazione di massa partecipante, il coefficiente κ_i deriva dalla forma modale scelta, rappresentata dal vettore spostamento Φ normalizzato al valore unitario in sommità (5.11):

$$\kappa_i = \frac{\sum_j m_j \phi_j}{\sum_j m_j \phi_j}$$

dove m_j è la massa e Φ_j lo spostamento orizzontale del piano j-esimo.

Per il collasso uniforme:

$\Phi_j = h_j/h_N$, e le espressioni del coefficiente κ_i diventano:

- in generale:

$$\kappa_i = [\sum_{j,N} m_j (h_j / h_N)] / [\sum_{1,N} m_j (h_j / h_N)] \Rightarrow e^* = (\sum_{i,N} m_j h_j) / (\sum_{1,N} m_j h_j)$$

- nel caso di masse tutte uguali:

$$\kappa_i = (\sum_{i,N} h_j) / (\sum_{1,N} h_j)$$

- se inoltre tutte le altezze di interpiano sono uguali ad h: $h_j = j * h$, $h_N = N * h$, si ha:

$$\kappa_i = (\sum_{i,N} j) / (\sum_{1,N} j) = 1 - [i * (i-1)] / [N * (N+1)]$$

(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.

Per quanto riguarda il **taglio resistente di ogni singola parete** è calcolato secondo la formula della resistenza a taglio per fessurazione diagonale (5.4):

$$\tau_{di} = \tau_{od} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0i}}{1.5 \tau_{od}}}$$

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 = ($\tau_o / \gamma_M / F_C$), essendo:

τ_o = resistenza media a taglio della muratura (Tab. C8A.2.1);

σ_o = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione.

Secondo §C8.7.1.5, 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), 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_0).

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).

■ Osservazione sul *comportamento dinamico dell'edificio nelle due direzioni di analisi X e Y.*

Per i modelli globali, PC.E consente la possibilità di schematizzare masse sismiche (e periodi di riferimento in analisi sismica statica lineare) distinti fra le due direzioni di analisi X e Y. Questa opzione non è supportata nel caso delle analisi per interpiani e delle verifiche di ville e palazzi (edifici monumentali), secondo i metodi semplificati sopra descritti.

In tali casi, la massa di piano m_i si intende indifferentemente riferita alla direzione X o alla direzione Y. Qualora l'assetto dinamico delle masse non renda lecita tale ipotesi, occorre eseguire comunque un'analisi completa schematizzando l'edificio con un modello globale 3D non ad interpiani.

3. COLLEGAMENTO PC.E-ESP: ANALISI CINEMATICA (MECCANISMI DI COLLASSO)

Modalità di utilizzo del modulo ESP di PC.E per l'ANALISI CINEMATICA (Analisi dei meccanismi di collasso)

Il modulo ESP, dedicato all'Analisi Cinematica, è collegato a PC.E, da cui può essere direttamente lanciato, e da cui importa i dati sismici relativi al sito in esame. ESP può essere utilizzato per due diversi scopi.

1. La prima modalità di utilizzo di ESP è l'**analisi dei meccanismi di collasso di un edificio di cui sia stata effettuata la modellazione globale**. A tale edificio compete il proprio nome di file, ed uguale sarà il nome del file predisposto in ESP quando si richiama da PC.E.
Se risulterà già presente un file di ESP precedentemente elaborato, avente tale nome, esso verrà direttamente aperto; altrimenti l'apertura di ESP produce l'inizializzazione di un file avente tale nome.

L'operazione di passaggio all'ambiente ESP produce anche la **generazione automatica dei meccanismi di ribaltamento semplice delle aste**, e più precisamente dei soli maschi murari di muratura ordinaria, **correntemente selezionate** in PC.E.

La (ri)generazione automatica dei meccanismi di ribaltamento viene effettuata solo se la corrispondente impostazione del menu Esegui della finestra Progetto ("generazione automatica dei meccanismi di ribaltamento") è attiva (✓ nella voce di menu).

Oltre alla geometria, per ogni asta viene impostato - se disponibile - il carico statico corrispondente alla combinazione sismica $G+\psi_2Q$ e coincidente con lo sforzo normale agenti in sommità.

Tale carico è quindi comprensivo già dei contributi di G e Q , e viene interpretato come permanente (impostando Q nullo e ignorando ψ_2 nei dati del meccanismo cinematico, in quanto il carico è già di per sé pari a $G+\psi_2Q$). La sua disponibilità dipende dall'aver eseguito un'analisi sismica lineare, statica o dinamica; i risultati dell'analisi dinamica modale hanno la priorità su quelli dell'analisi sismica statica lineare.

Eventuali trazioni in sommità competenti all'analisi effettuata in PC.E vengono annullate negli schemi dei meccanismi: ciò si ritiene coerente con i modelli rigidi dell'analisi cinematica, dove i carichi vengono generalmente applicati alle strutture in base a zone di competenza geometriche e non a reazioni da vincolamento interno di tipo elastico.


Se sono risultati di analisi modale, è noto con esattezza il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata (cioè ortogonale al piano della parete oggetto di studio).


Il coefficiente di partecipazione modale γ (§C8.A.4.2.3), inoltre, è noto con esattezza qualora nei Parametri di Calcolo di PC.E sia stata assunta la modalità di normalizzazione degli autovettori rispetto allo spostamento massimo (e non alla matrice delle masse).

In tutti gli altri casi, si fa riferimento al primo periodo definito nei Parametri di Calcolo e al coefficiente gamma approssimato dalla formula semplificata fornita in §C8A.4.2.3.

2. La seconda modalità di utilizzo di ESP è l'**analisi di meccanismi di collasso di un edificio di cui non sia stata realizzata la modellazione in PC.E**. E' sufficiente specificare i parametri di collegamento, descritti nel seguito di questo documento, e salvare il file col nome desiderato (anche se, quindi, non contiene la geometria dell'edificio). Il nome di file identico in ESP consentirà il collegamento con i parametri specificati nel corrispondente file di PC.E.

Aprendo un qualunque file di PC.E, da menu 'Esegui' della finestra Progetto o direttamente con

l'apposito comando posto nella barra degli strumenti orizzontale superiore:  si può aprire la finestra dei Parametri di Calcolo.

I dati che interessano l'Analisi Cinematica, presenti in alcune schede, sono evidenziati dal simbolo di ESP: .

Nella scheda '**Generali**' vengono specificati i valori della vita nominale V,N e della Classe d'uso; risulta così definito il periodo di riferimento V,R .

In '**Sismica (1)**' (vd. fig. seg.):

Parametri di Calcolo

Generali | **Sismica (1)** | Sismica (2) | Modale | Muratura (1) | Muratura (2) | Pushover (1) | Pushover (2) | Pushover (3) | Mur. Armata | C.a.

Determinazione dell'Azione Sismica [§3.2]

1. Pericolosità sismica:
Coordinate geografiche del sito (nel sistema ED50, utilizzato da INGV per il reticolo), in gradi decimali:
Longitudine = 10.851111 Latitudine 43.681667

Tipo di interpolazione:
☐ Media ponderata: [3], \$AII.A.
☒ Superficie rigata [SCA]
 WGS84 <-> ED50 ...
 Tab.2, All.B:
 Sito non in Tab.2
 Incolla da Spettri, Cons.Sup.LLPP.

Reticolo intorno al sito...

2. P.V.R. %: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R per ciascun Stato Limite (Tab. 3.2.1):

Stati limite	P.V.R (%)
SLE: SLO	81
SLE: SLD	63
SLU: SLV	10
SLU: SLC	5

V,R (anni) = 50
T,R=V,R/ln(1-P,V/R)

3. Valori dei parametri a,g, F,o, TC* per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno Stato Limite, e: S,S, C,C, S, TB, TC, TD, F,v [§3.2.3]:

Stati	Limite	TR (anni)	a,g (g)	F,o	TC* (sec)	S,S	C,C	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	F,v
SLE	SLO	30	0.043	2.549	0.242	1.000	1.000	1.000	0.081	0.242	1.772	0.714
SLE	SLD	50	0.054	2.562	0.254	1.000	1.000	1.000	0.085	0.254	1.816	0.804
SLU	SLV	475	0.123	2.542	0.284	1.000	1.000	1.000	0.095	0.284	2.092	1.204
SLU	SLC	975	0.161	2.456	0.289	1.000	1.000	1.000	0.096	0.289	2.244	1.330

Categoria di sottosuolo: A
h/H (h= quota sito, H=altezza rilievo topografico) (0<=h/H<=1) = 0.000
ST=1.00
S,S da micro-zonazione sismica
Definizione di PGA:
☐ acc. su roccia (come a,g)
☒ a,g*S (S=S,S * S,T)

- Componente orizzontale:
 SLE: Smorzamento viscoso: ξ (%) = 5 $\rightarrow \eta = 1.000$
 SLU: α_v/α_s (secondo §C8.7.1.2: 1.50) = 1.40 $\rightarrow q_0 = 2.800$
 S,S = 1.000 S = 1.000 T (sec): TB = 0.050 TC = 0.150 TD = 1.000
 SLU: q = 1.500 $\rightarrow \eta = 0.667$

- Componente verticale:
 SLE: ξ (%) = 5 $\rightarrow \eta = 1.000$

Reimpostazione parametri dipendenti Tab.3. ☒ Reimpostazione automatica Tab.3

Legenda Parametri (modifiche: in confronto ai valori definiti dai criteri del DM 14.12008):
 □ indipendenti □ modificati □ non modificabili

OK Annulla

- si assegnano i valori di a,g F,o e TC* relativi al sito della costruzione.

Per far questo è possibile inserire direttamente le coordinate geografiche (longitudine, latitudine) oppure copiare e incollare la tabella presente nei fogli di calcolo resi disponibili dal Consiglio Superiore dei Lavori pubblici, che fornisce tali valori in funzione di TR.

Si faccia attenzione che le coordinate da inserire devono essere relative al sistema ED50: il programma consente di convertire le coordinate WGS84 in ED50, con l'utilità presente nella scheda, utilizzabile tramite il pulsante **WGS84 <-> ED50 ...**;

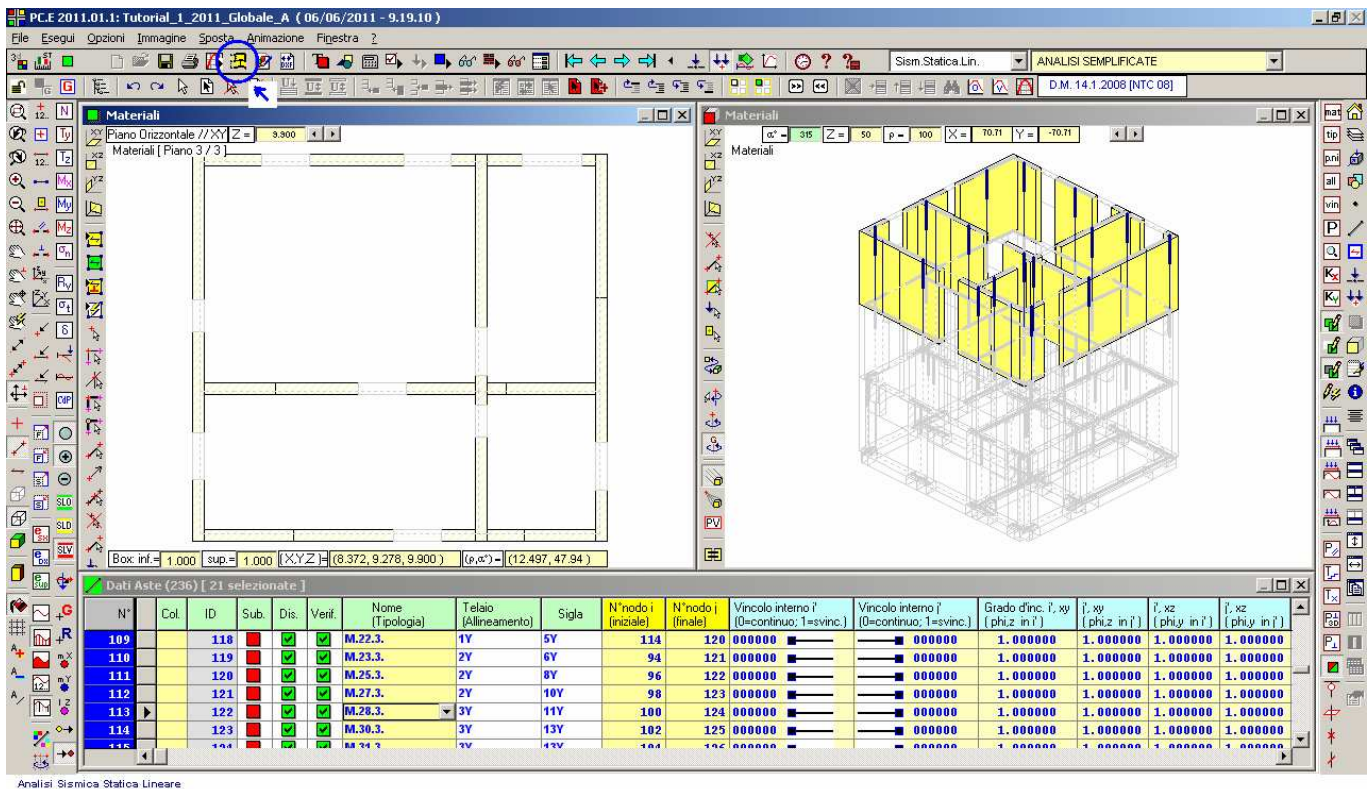
- si specificano i parametri riguardanti la categoria di sottosuolo (A, B, C, D) e la Categoria Topografica (T1, T2, T3, T4). Nel caso la costruzione sia posta su di un pendio, deve essere specificata la posizione relativa al pendio stesso, definita come rapporto tra la quota h del sito e l'altezza del rilievo H (tale rapporto vale 0 in corrispondenza della base del rilievo e 1 in sommità).

Nell'apposita tabella si possono rilevare i valori, relativi allo stato limite ultimo SLV, di a,g F,o ,TC*, S che verranno utilizzati per l'analisi cinematica. In generale, è opportuno utilizzare il comando "Reimpostazione automatica dei parametri dipendenti", in modo da garantire coerenza fra i valori dei vari parametri (in tal caso, i campi in input risultano colorati in verde).

Si specificherà inoltre la definizione di PGA (su roccia o con effetti di sito), oltre all'eventuale check sul coefficiente di amplificazione stratigrafica S,S derivante da microzonazione.

Nella scheda '**Sismica (2)**' si imposta la zona sismica e si può selezionare l'opzione per la progettazione semplificata per edifici posti in Zona 4 [§7]: $S_d(T_1)=0.07g$.

3. Collegamento PC.E-ESP: Analisi Cinematica (Meccanismi di collasso)



Il file è già stato analizzato anche in analisi sismica statica lineare; sono quindi noti tutti i carichi (competenti alla combinazione di tipo sismico) agenti sulle pareti. Si apra ora il modulo ESP (vd. in fig. il comando dalla barra strumenti superiore).

3. Collegamento PC.E-ESP: Analisi Cinematica (Meccanismi di collasso)

Viene automaticamente composto un file contenente i 21 maschi selezionati, che diventano ognuno un meccanismo cinematico di ESP del file di ESP omonimo al file di PC.E. Il file *Tutorial_2012_1_Globale* di ESP punta agli stessi parametri sismici dell'omonimo file di PC.E. E' così possibile visualizzare immediatamente i risultati della verifica.

PC.E (Analisi Cinematica) 2011.01.1: Tutorial_1_2011_Globale_A (06/06/2011 - 10.35.29)

Il nome del file di ESP coincide col nome del file di PC.E che l'ha originato

Grafica: * Ribaltamento di parete monopiano

RIBALTAMENTO DI PARETE M

I pulsanti di navigazione permettono di scorrere i vari elementi che compongono il file. Aprendo via via un diverso elemento, i risultati si aggiornano in tempo reale. In ogni momento, i dati di un elemento possono essere modificati, senza che ciò abbia alcuna conseguenza sul file di PC.E: ad esempio, per introdurre le azioni stabilizzanti dei tiranti

sottostanti

Quota di base da fondazioni = quota di imposta del piano N-esimo = altezza del baricentro delle linee di vincolo fra i blocchi interessati dal cinemismo ed il resto della struttura (SCBA.4.2.3)

Risultati: * Ribaltamento di parete monopiano

* Ribaltamento di parete monopiano [Gruppo: Cinemismi_Muratura_DM08 - Nome file: Cn-001]

Parete 95

Risultati:

Momento Stabilizzante M_s (kgm)
 Mom.Rib.: coeff.multiplicativo c
 Mom.Rib.: contributo non dipen
 Moltiplicatore di collasso α_c (

Nella finestra dei Risultati compaiono subito i risultati relativi all'elemento attualmente visualizzato (all'inizio, è l'elemento n°1, coincidente in questo caso con la parete 95 del modello di PC.E)

Massa partecipante M^* (kg s²/m) = 300
 Frazione di massa partecipante e^* = 0.827
 Acc.spettrale attivazione meccanismo a_{J^*} (*g) = 0.045
 Periodo di riferimento per l'azione sismica VR (anni) = 50
 Probabilità PVR per SLV PVR,DLV (%) = 10.000
 Domanda in termini di TR per SLV TR,DLV (anni) = 475
 Domanda in termini di PGA per SLV PGA,DLV (*g) = 0.188
 Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo rigido a^*,Rig (*g) = 0.113
 Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo deformabile a^*,Def (*g) = 0.200
 Massima Acc.spettrale richiesta per SLV a^* (*g) = 0.200
 Capacità in termini di PGA per SLV PGA,CLV (*g) = 0.062
 Capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV TR,CLV (anni) = 30
 Probabilità PVR corrispondente a TR,CLV PVR,CLV (%) = 81.112
 Indicatore di Rischio Sismico IRS_{Sca} = 0.330

Dati: * Ribaltamento di parete monopiano

Nella barra di stato si indica in tempo reale il risultato della verifica di sicurezza svolta su tutti gli elementi del file. Il dato a sinistra indica il risultato dell'elemento corrente (con verifica soddisfatta, in questo caso), mentre sulla destra viene riportato il riferimento all'elemento in condizione più sfavorevole. La barra si aggiorna automaticamente cambiando elemento o modificando i dati dell'elemento corrente

Parete 95 N° elemento: 1 / 21

Larghezza a (cm) 255
 Quota base da fondazioni Z_b (cm) 660
 Spessore s,l (cm) 30
 Altezza h,l (cm) 330
 Carico Permanente G,l (kg) 2102
 Carico Variabile Q,l (kg)

Elemento n°1: $PGA,CLV = 0.062\text{ g} \times 0.188\text{ g}$ - $IRS_{PGA} = 0.330$ - PGA,CLV minimo: Elemento n°1: $PGA,CLV = 0.062\text{ g} \times 0.188\text{ g}$ - $IRS_{PGA} = 0.330$ - VERIFICA NON SODDISFATTA

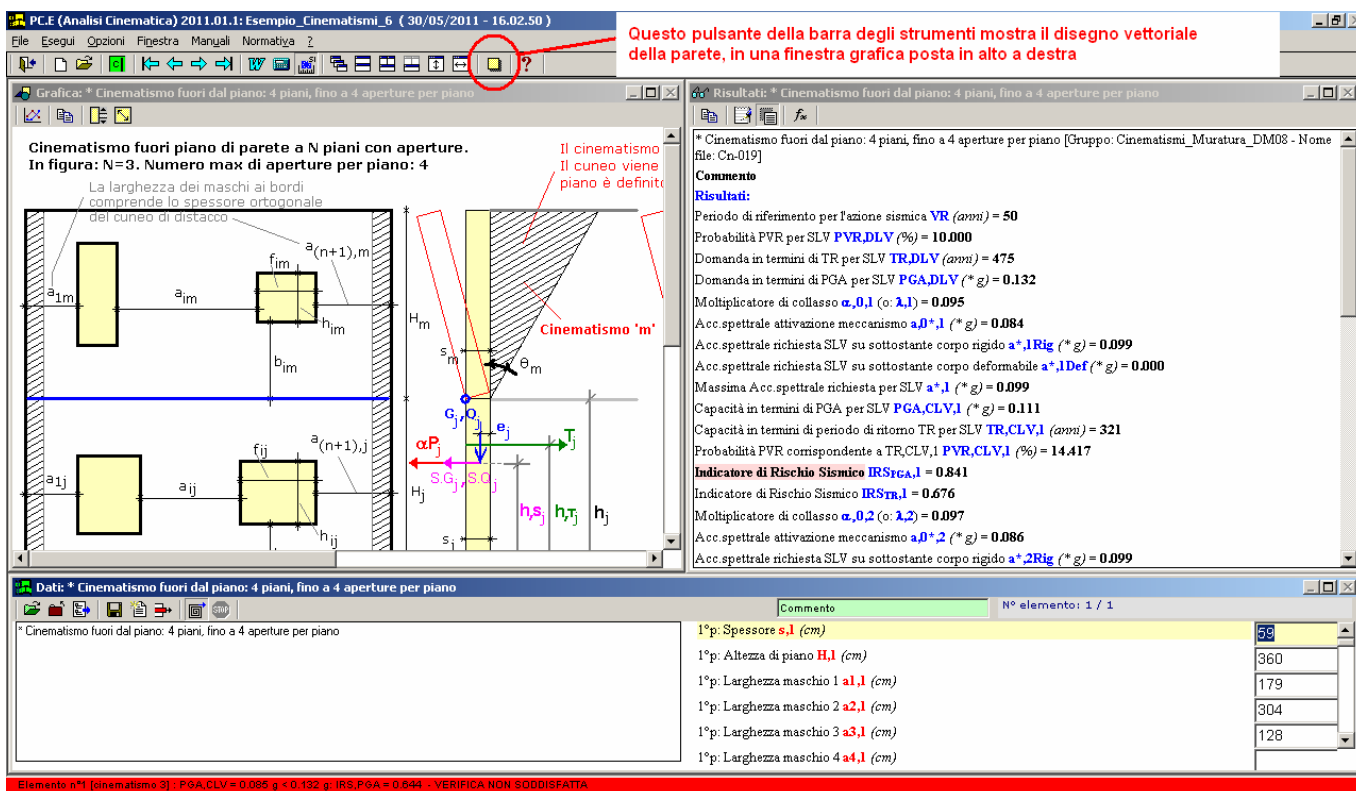
3.1. APPROFONDIMENTI SULL'AMBIENTE DI ANALISI CINEMATICA

ESP è coerente con le funzionalità più recenti introdotte in PC.E, relativamente alla possibilità di valutare PGA su suolo rigido o tenendo conto degli effetti di sito, alla eventuale invarianza del fattore di suolo S a causa della microzonazione, alla possibilità di specificare un valore del fattore di confidenza FC diverso dai consueti valori associati al livello di conoscenza, e all'abbandono del fattore di importanza (non più presente nelle norme relative agli edifici monumentali, dopo la revisione di queste nel dicembre 2010).

ESP ha recentemente introdotto inoltre alcune nuove funzionalità. La principale modifica riguarda la **rappresentazione grafica** dei principali cinematismi: il ribaltamento semplice monopiano, e il cinematismo fuori dal piano per pareti fino a 5 piani (e fino a 4 aperture per piano).

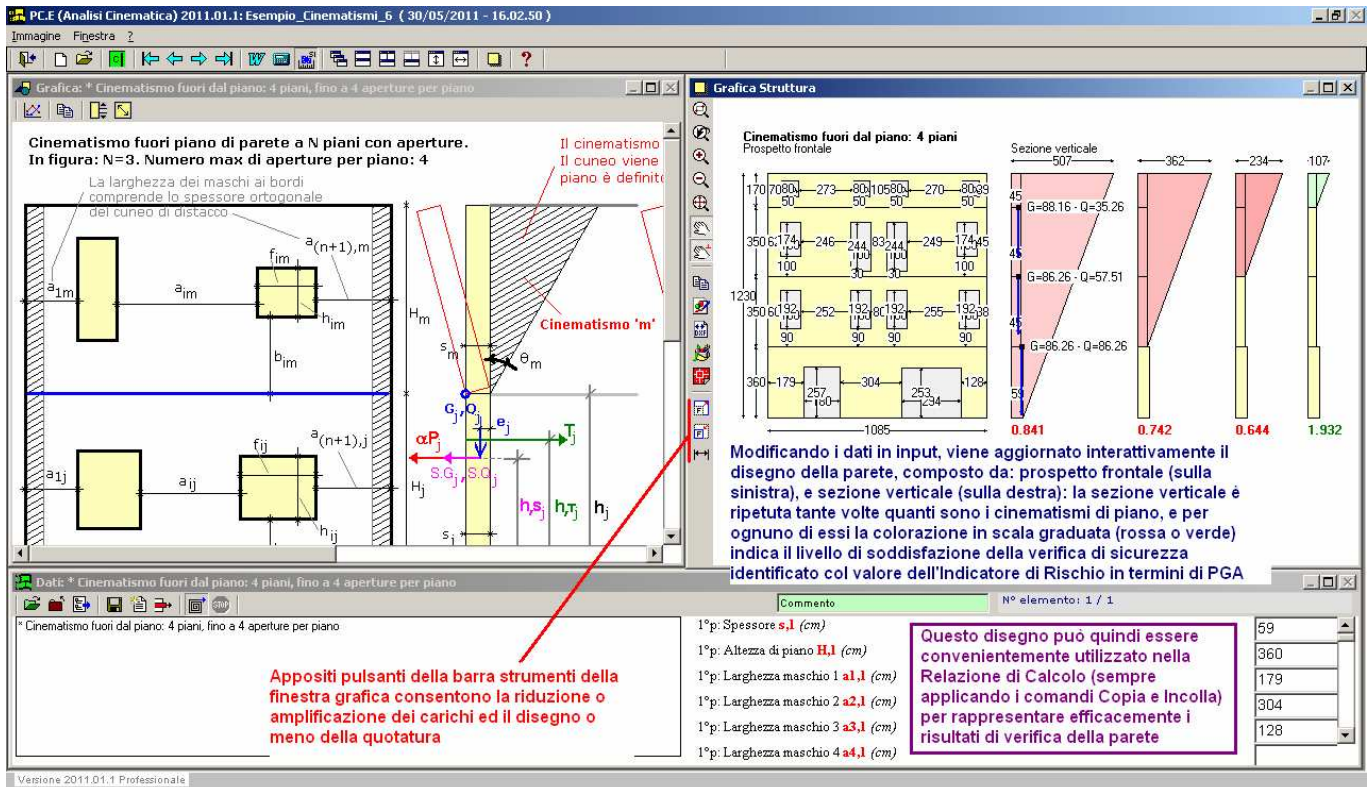
Mentre permane la rappresentazione grafica dello schema di parete, funzionale al significato dei simboli di dati e risultati (questa grafica è tradizionalmente riportata in alto a sinistra nella schermata di ESP), su immagine bitmap, è ora anche disponibile la rappresentazione vettoriale dei dati che mostra quindi un'immagine corrispondente agli effettivi dati in input, contenente sia la geometria della parete sia i carichi (verticali e orizzontali, inclusi i tiri e le spinte) agenti sulla parete stessa.

Si apra ad esempio il file denominato: *Esempio_Cinematismo_6*, posto negli Esempi di Apprendimento (cartella Es-Apprendi). Viene visualizzata la schermata riportata in figura seguente, dove si evidenzia il pulsante che apre la finestra grafica di visualizzazione vettoriale della parete.

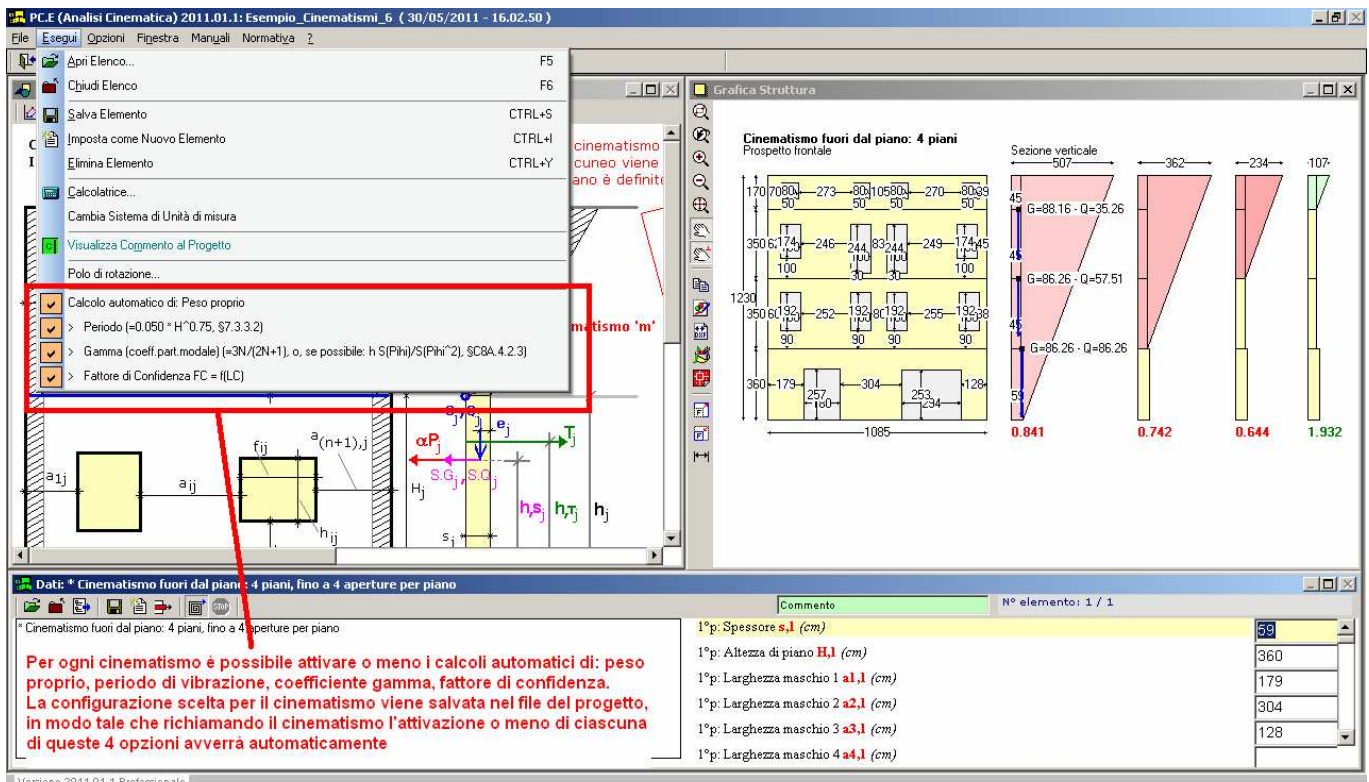


Facendo quindi clic sul pulsante indicato, la finestra grafica si mostra come nella figura seguente. Come noto, ESP consente l'espressione di dati in formato variabile, per evidenziare la modifica dei risultati in dipendenza da un dato specifico. Ad esempio, per un cinematismo come quello in figura, la cui verifica non è soddisfatta, è possibile esprimere in formato variabile un Tiro stabilizzante, in modo da determinarne il valore minimo necessario per soddisfare la verifica di sicurezza (maggiori informazioni sulle modalità operative sono contenute nel manuale di Analisi Cinematica). Oltre ai tradizionali grafici che riportano l'andamento dei singoli risultati in funzione del dato variabile, anche la grafica vettoriale - se visualizzata - si aggiorna ad ogni passo del ciclo di calcolo: via via ad esempio che cambiano i valori del tiro, l'immagine si aggiorna ed è quindi interessante assistere al cambiamento di colore dei cinematismi, da un rosso più intenso (per coefficienti di sicurezza significativamente inferiori ad 1.000), a un rosso più tenue (avvicinandosi a 1.000) fino al verde che

indica la verifica soddisfatta (questo accade, ovviamente, se nell'esempio fatto si ha come valore massimo un tiro capace effettivamente di stabilizzare il cinematismo).



Un'altra funzionalità introdotta in ESP riguarda i calcoli automatici su: peso proprio, periodo di vibrazione, coefficiente gamma e fattore di confidenza; si consulti la figura seguente.



4. GESTIONE DEI DOMINI DI RESISTENZA N-M. STRUTTURE ARMATE

4.1. STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

A partire dalla versione 2011, PC.E introduce la possibilità di eseguire le verifiche di sicurezza per gli elementi in c.a. inseriti nell'edificio in muratura: è quindi particolarmente dedicato alle **Strutture Miste** (§7.8.4), anche se gli algoritmi implementati in PC.E relativi alla generazione dei domini di resistenza N-M di sezioni rettangolari armate possono essere utilizzati anche per la generazione di singoli domini di sezioni in c.a. indipendentemente dalla modellazione di un edificio in muratura e dallo svolgimento delle analisi.

4.1.1. MODALITÀ DI ANALISI DELLE STRUTTURE MISTE

Le Strutture Miste possono essere classificate in due gruppi distinti:

(1) la struttura di diversa tecnologia, ad es. c.a., è utilizzata nella sopraelevazione, mentre ai piani inferiori la struttura è di tipo murario;

(2) le strutture in muratura ed in c.a. sono contemporaneamente presenti almeno in un dato piano dell'edificio.

Nel caso (1), in §7.8.4 la Normativa consente l'utilizzo dell'analisi lineare dinamica modale, svolgendo le verifiche caratteristiche delle singole tecnologie.

Il caso (2) deve essere oggetto di maggior approfondimento, in quanto §7.8.4 vieta l'analisi lineare nel caso che le strutture di diversa tecnologia siano considerate collaboranti ai fini della capacità antisismica dell'edificio.

Si possono quindi evidenziare i seguenti percorsi operativi.

(2.a) NON si considera la collaborazione del c.a.: la resistenza sismica viene affidata alla sola muratura

Controllo a priori (preliminare).

Questa scelta presuppone che l'effetto degli elementi in c.a. sulla struttura sia favorevole al comportamento sismico (§C8.7.3): ad esempio, si eseguirà un'analisi modale con elementi in c.a. internamente incastrati (e quindi con rigidezze che collaborano con quelle murarie) e con elementi in c.a. 'svincolati' a biella in modo da constatare che non vi sono variazioni significative nei modi di vibrare (p.es. un pilastro in c.a. robusto ed eccentrico che induce torsioni significative). Se i modi di vibrare sono simili, i pilastri 'aiuteranno' di fatto le murature.

(2.a.1) ANALISI NON LINEARE

I pilastri in c.a. sono schematizzati come 'bielle'. Le azioni flessionali e taglianti vengono così escluse a priori. Nei pilastri esiste comunque lo sforzo normale N : ai passi della pushover sarebbe opportuno verificare che N sia inferiore a N_u .

(2.a.2) ANALISI LINEARE

Analogo alla non lineare.

Le analisi seguono di fatto lo stesso percorso degli edifici in sola muratura.

(2.b) SI CONSIDERA LA COLLABORAZIONE DEL C.A. ma non si eseguono verifiche specifiche per c.a. ai passi dell'analisi pushover

Pilastri e travi sono schematizzati normalmente come aste internamente incastrate: in generale, negli elementi in c.a. saranno quindi presenti tutte le caratteristiche di sollecitazione.

(2.b.1) ANALISI NON LINEARE

Ai passi della pushover non si esegue alcun controllo sugli elementi in c.a.: né di resistenza (momento e taglio in pilastri e travi, nodi), né di deformazione (rotazione cerniera plastica dopo il raggiungimento della resistenza a momento). Affinché i controlli non siano eseguiti, in PC.E è sufficiente che non sia attivato il check 'Verifica' relativo ad ogni elemento in c.a.

In tal modo, si segue il comportamento che PC.E ha necessariamente avuto fino alla versione 2010 (quando cioè non si eseguivano verifiche specifiche per gli elementi in c.a.).

Controllo a posteriori: in corrispondenza del 'taglio globale' massimo (punto che non sempre coincide con SLV: non coincide quando SLV si manifesta con un degrado del diagramma) si deve accertare che in nessun caso sia stata superata la resistenza a momento ($M \leq M_{snerv}$) e a taglio nei pilastri e nelle travi, e la resistenza nei nodi. Solo in tal modo si accerta che l'analisi senza controlli negli elementi in c.a. è stata corretta.

(i) Se il controllo è soddisfatto: l'analisi è corretta.

(ii) Se non è soddisfatto: a favore di sicurezza, si potrà porre come limite massimo la forza corrisponde al passo dove si manifesta la prima crisi di resistenza. Successivamente, si riesegue l'analisi con controllo di forza massima, ed eseguita l'analisi si dovrà constatare che il *controllo a posteriori* è ora soddisfatto.

Eseguito il controllo a posteriori, si arriva quindi ad una curva pienamente accettabile (anche se nel corso dei passi non sono state effettuati controlli di verifica sugli elementi in c.a.).

Durante quest'analisi non lineare, non è necessaria alcuna valutazione sulla duttilità degli elementi in c.a. In altre parole, non si prende in considerazione la formazione delle cerniere plastiche, che avviene necessariamente DOPO il raggiungimento della resistenza a (presso)flessione, e nel controllo a posteriori si è dovuto assicurare che tale resistenza non sia raggiunta.

(2.b.2) ANALISI LINEARE

Dal punto di vista dell'analisi globale, essa è vietata dalla Normativa (§7.8.4, §C8.7.3). Non potrà quindi essere seguita come metodo con cui verificare a pressoflessione e a taglio gli elementi portanti murari e in c.a.

L'analisi lineare è però necessaria, dopo l'analisi non lineare, per le verifiche murarie ortogonali e per le fondazioni, cioè ai fini delle verifiche che non vengono eseguite in pushover.

Dal punto di vista operativo, è tutta analoga a quanto illustrato per la non lineare; per le sollecitazioni si farà riferimento a quelle corrispondenti a SLV.

⇒ Il limite della procedura (b) consiste nel dover eseguire un controllo a posteriori che può essere oneroso, specie in presenza di molti elementi portanti in c.a.; inoltre, si è comunque costretti a considerare curve pushover limitate agli stati di sollecitazione che non producono plasticizzazioni negli elementi in c.a.

A partire dalla versione 2011, PC.E ha superato questa limitazione, seguendo lo schema descritto al punto (2.c).

(2.c) SI CONSIDERA LA COLLABORAZIONE DEL C.A. E SI ESEGUONO VERIFICHE SPECIFICHE PER C.A. ai passi dell'analisi pushover

(2.c.1) ANALISI NON LINEARE

Pilastri e travi sono schematizzati normalmente come aste internamente incastrate: in generale, negli elementi in c.a. saranno quindi presenti tutte le caratteristiche di sollecitazione.

Ai passi della pushover si eseguono i controlli sugli elementi in c.a., relativi alla resistenza a: momento (per pressoflessione deviata, pressoflessione o flessione semplice, a seconda dei casi) e taglio nei pilastri e nelle travi.

La crisi a pressoflessione della sezione in c.a. può avvenire a lato armatura (crisi con snervamento dell'acciaio) o a lato calcestruzzo (crisi per compressione). Quando si verifica il superamento del momento di snervamento senza crisi a compressione ($M_{snerv} < M_u$), si ha una crisi duttile: insorge la cerniera plastica, e in P.C.E, similmente alla muratura, si predispone lo svincolamento a cerniera dell'elemento interessato. Ad ogni passo, vengono registrate le rotazioni elastica (al momento dello snervamento) e plastica (rotazione complessiva dopo lo snervamento, al netto della rotazione elastica), con controllo del superamento della rotazione massima consentita per la cerniera. Se la sottocurva corrente termina per tale superamento, l'analisi riparte dall'inizio con la sottocurva successiva, con tale elemento completamente svincolato (biella); se invece la sottocurva corrente termina a causa di altri elementi (p.es. collassi murari), la sottocurva successiva inizierà con l'asta (trave o pilastro) parzialmente degradata, definendo una molla di torsione la cui costante è determinata dal momento registrato al termine della sottocurva e dalla corrispondente rotazione plastica; questa procedura è del tutto analoga al comportamento delle pareti murarie pressoinflesse.

Se la sezione in c.a. manifesta invece crisi per calcestruzzo (ciò può accadere con sforzi normali elevati), la crisi è fragile: l'asta diventa subito una biella, ed è necessario interrompere la sottocurva corrente per ripartire con la sottocurva successiva dove l'asta è fin dall'inizio degradata a biella. Analogamente, il superamento del taglio resistente genera una crisi fragile: anche in questo caso, l'asta diventa una biella e si riparte con la sottocurva successiva.

Le aste in c.a. che hanno subito un collasso a pressoflessione di tipo fragile vengono svincolate anche per dilatazione assiale, in modo che nelle sottocurve successive non possano in alcun caso sostenere sforzi normali. Questo comporterà, in generale, l'insorgenza di labilità locali che provocheranno la fine della curva pushover, come del resto deve essere in corrispondenza della fragilizzazione di un pilastro in c.a.

Se invece l'elemento in c.a. ha crisi duttile, si suppone che possa sostenere ancora lo sforzo normale, anche quando è degradato a biella.

L'analisi non lineare viene quindi svolta nel completo rispetto di §7.8.4, dove si afferma che "nel caso in cui si ritenesse necessario considerare la collaborazione delle pareti in muratura e dei sistemi di diversa tecnologia nella resistenza al sisma, quest'ultima [cioè la struttura di diversa tecnologia] deve essere verificata utilizzando i metodo di analisi non lineare".

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza dei Nodi non confinati, secondo §7.4.4.3 e §C8.7.2.5, devono essere eseguite solo per CD "A". L'edificio in muratura misto in generale viene rivisto come struttura a basse duttilità ("CD B") e pertanto tali verifiche possono essere considerate superflue (non lo sarebbero certamente in un edificio esistente interamente in c.a.). Nell'ipotesi che le verifiche di resistenza dei Nodi non confinati vadano eseguite, esse possono essere eseguite non ai passi della pushover, ma come controllo a posteriori. P.C.E non esegue automaticamente verifiche di resistenza dei nodi non confinati. Per tenerne conto in un controllo a posteriori, in corrispondenza del 'taglio globale' massimo (punto che non sempre coincide con SLV: non coincide quando SLV si manifesta con un degrado del diagramma) si deve accertare che in nessun caso sia stata superata la resistenza dei Nodi non confinati, per convalidare l'analisi effettuata.

(i) Se il controllo è soddisfatto: l'analisi è corretta.

(ii) Se non è soddisfatto: si pone come limite massimo di 'taglio globale' un taglio inferiore al taglio massimo già registrato. L'analisi viene rieseguita, e la curva ottenuta viene definitivamente 'accettata'.

Per quanto riguarda la verifica complessiva di sicurezza dell'edificio, SLD e SLV globali seguono normalmente la definizione corrispondente all'edificio in muratura (=vengono cioè calcolati a posteriori sulla curva complessiva), dal momento che l'ipotesi di lavoro è una struttura mista muratura-c.a.

(2.c.2) ANALISI LINEARE

Analogo al caso **(2.b.2)**.

4.1.2. MODELLI DI COMPORTAMENTO PER IL C.A.

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

La Ricerca è descritta nella documentazione accessibile dal **menu Manuali della finestra Progetto di PC.E ("Cerniere plastiche per elementi in c.a.")**; in questo documento sono riportati tutti i dettagli della procedura utilizzata come riferimento per PC.E.

I contenuti di tali ricerca sono confluiti negli algoritmi di PC.E relativi alle strutture in c.a., unitamente alla modalità di generazione e gestione dei domini di resistenza N-M secondo i risultati di un'apposita ricerca svolta da AEDES. Quest'ultima è stata finalizzata a ricavare, dallo studio dei domini di resistenza, il maggior numero di informazioni: ad esempio, per ogni stato di sollecitazione viene determinato dello stato di tensione e di deformazione della sezione, nonché la zona reagente; vengono inoltre compiutamente definite la frontiera ultima, la frontiera di snervamento e quella di parzializzazione.

Rispetto ai contenuti della Ricerca sulle cerniere plastiche, gli algoritmi implementati in PC.E hanno apportato le seguenti varianti di dettaglio.

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

4.1.3. MODALITÀ OPERATIVE DI PC.E PER ELEMENTI ARMATI

La **verifica a pressoflessione** degli elementi in c.a. viene svolta seguendo i punti §4.1.2.1, §7.4.4 del D.M. 14.1.2008.

La legge di comportamento del calcestruzzo è assunta di tipo parabolico-rettangolare (§4.1.2.1.2.2, Fig. 4.1.1(a)), mentre per l'acciaio si adotta la legge elastica-perfettamente plastica (§4.1.2.1.2.3, Fig. 4.1.2(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 dell'acciaio e del calcestruzzo sono specificati nei Parametri di Calcolo. Il fattore parziale di sicurezza per l'acciaio γ_s è assunto pari a 1.15.

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. 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. PC.E 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 costruendo separatamente i domini di resistenza nei due piani di flessione tra loro ortogonali xy (cui corrisponde il momento M_z) e xz (cui corrisponde M_y), e calcolando in ognuno dei due casi il momento resistente M_{Rd} in base allo sforzo normale N . Nel caso in cui la sezione giunga a rottura per dilatazione dell'acciaio, il momento resistente viene identificato con il momento di snervamento (generalmente di poco inferiore al momento ultimo), momento a cui corrisponde la prima plasticizzazione dell'armatura; negli altri campi di comportamento (rottura per compressione del calcestruzzo) il momento resistente coincide con il momento ultimo.

Calcolati M_{Ryd} e M_{Rzd} , la verifica di sicurezza della sezione viene condotta con la formulazione (4.1.10) (§4.1.2.1.2.4):

$$(M_y / M_{Ryd})^\alpha + (M_z / M_{Rzd})^\alpha \leq 1$$

adottando il criterio di resistenza di Bresler. Secondo tale criterio: $\alpha = \log(0.5) / \log \beta$, dove β risulta funzione dello sforzo normale, della percentuale di armatura della sezione e delle caratteristiche meccaniche dei materiali. Definita la percentuale meccanica delle armature della sezione ω e lo sforzo assiale normalizzato v come:

$$\omega = A_{s,tot} * f_{yd} / (b h f_{cd}), \quad v = P / (0.85 b h f_{cd})$$

il valore di β viene calcolato mediante la seguente relazione:

$$\beta(v, \omega) = \max \{ 0.5 + 0.5 / (1 + \omega) * |v - 0.4|; 0.5 + 0.05 * (1.4 - \omega) \}$$

da cui si ricava infine α . Seguendo le indicazioni di Bresler (secondo cui α deve essere compreso fra 1.15 e 1.55) e di altri Autori (Gherzi, che propone un valore invariante: $\alpha = 1.5$, sia per sforzi normali di compressione che di trazione), PC.E controlla in ogni caso che α sia ≥ 1 (valore cautelativo indicato anche in §4.1.2.1.2.4) e non superiore a 1.5.

La quantità $[(M_y / M_{Ryd})^\alpha + (M_z / M_{Rzd})^\alpha]$ assume valori ≤ 1 quando la verifica è soddisfatta: il reciproco può essere rivisto come coefficiente di sicurezza nella forma tradizionale (verifica soddisfatta quando il coefficiente è ≥ 1).

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 mezzera 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_{Rd} / M) .

Per le travi di fondazione, la sollecitazione di progetto viene amplificata con il coefficiente $\gamma_{Rd} = 1.1$ (§7.2.5); viene fatto riferimento alla classe di duttilità B (CD "B"), in quanto le strutture in muratura sono generalmente molto rigide e limitatamente dissipative, e di conseguenza inducono a dover progettare le parti in calcestruzzo armato in CD "B".

Ancora per le travi di fondazione, è necessario che esse permangano in fase elastica (§7.2.5). Per ogni sollecitazione di progetto, PC.E identifica il corrispondente punto nel dominio di resistenza (generalmente, per le travi di fondazione lo sforzo normale è nullo e la verifica viene quindi svolta a flessione semplice; il punto di sollecitazione si trova in tal caso lungo l'asse $N=0$ nel dominio N-M); per tale sollecitazione vengono calcolate le massime deformazioni del calcestruzzo (ϵ_c) e dell'acciaio (ϵ_s). Affinché la trave resti in campo elastico, deve quindi essere: $\epsilon_c \leq \epsilon_{c2}$, $\epsilon_s \leq \epsilon_{sy}$ (in tal modo, il materiale non entra nel tratto orizzontale corrispondente al campo perfettamente plastico). E' quindi possibile definire i due corrispondenti coefficienti di sicurezza: $(\epsilon_{c2} / \epsilon_c)$ e $(\epsilon_{sy} / \epsilon_s)$; il minimo fra i due è assunto come coefficiente di sicurezza della trave di fondazione. In corrispondenza di SLV, la verifica di sicurezza delle travi di fondazione soddisfa la richiesta di verifica a SLU di tipo strutturale (STR) (§6.4.2.1).

Un ulteriore coefficiente di sicurezza per gli elementi pressoinflessi è dato dalla limitazione dello sforzo normale di compressione (§7.4.4.2.2.1). Considerando la classe di duttilità "B", la limitazione da applicare alla sollecitazione di sforzo normale è pari al 65% della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

Per quanto riguarda la **verifica a taglio**, per gli elementi verticali (**pareti e pilastri**) essa viene eseguita 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. PC.E 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 (§4.1.2.1.3.2); 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: $\alpha=90^\circ$), 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: $1 \leq \cotg \theta \leq 2.5$.

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} (4.1.18) e V_{RCd} (4.1.19):

$$0.9 d (A_{Sw}/s) f_{yd} * (\cotg \alpha + \cotg \theta) * \sin \alpha = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} * (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \theta)$$

da cui, essendo $\sin \alpha = 1$ (per le staffe) e $[1/(1 + \cotg^2 \theta)] = \sin^2 \theta$, si ottiene:

$$(A_{Sw} f_{yd}) / (b_w s \alpha_c f'_{cd}) = \sin^2 \theta$$

relazione da cui si ottiene θ ; segue il controllo su $\cotg \theta$. A questo punto il taglio resistente si può calcolare equivalentemente con l'espressione di V_{RSd} o di V_{RCd} ; si ha:

$$V_{Rd} = V_{RSd} = 0.9 d (A_{Sw}/s) f_{yd} * \cotg \theta. \text{ La verifica di resistenza è soddisfatta quando risulta } V_{Ed} < V_{Rd}.$$

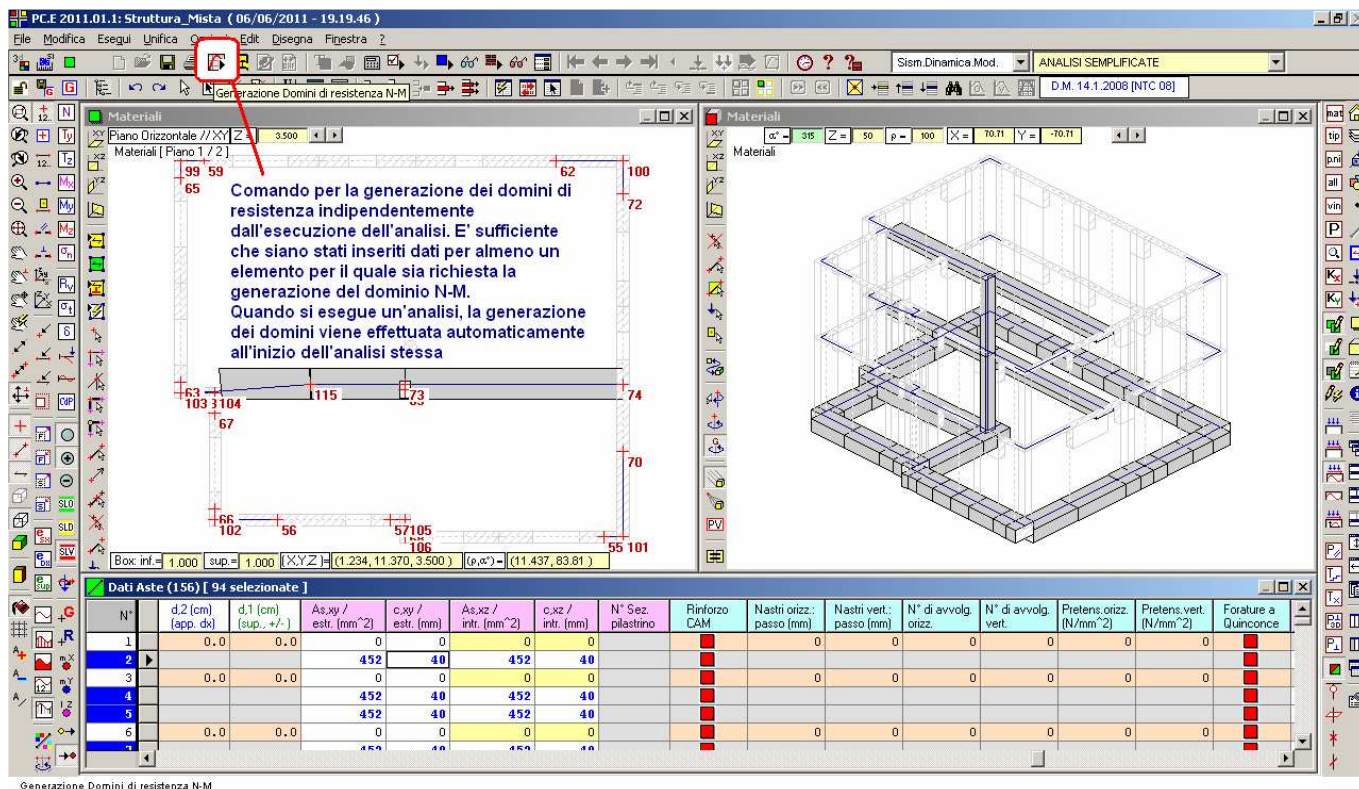
I domini di resistenza N-M.

I domini di resistenza N-M prodotti da PC.E possono essere utilizzati per le verifiche lineari e non lineari. In caso di analisi lineare, nel dominio di una data sezione vengono riportati i punti di sollecitazione relativi agli stati esaminati per tale sezione nell'ambito dell'analisi. Con riferimento ad un elemento strutturale, p.es. un pilastro, gli stati di sollecitazione si riferiscono alla sezione di base e a quella di sommità.

In caso di analisi non lineare, i punti di sollecitazione rappresentano i successivi stati esaminati durante l'analisi incrementale. E' quindi particolarmente interessante vedere, ad esempio, come il punto di sollecitazione a partire da una posizione interna iniziale si avvicina progressivamente alla frontiera: ciò corrisponde all'aumento progressivo del momento flettente (corrispondente all'aumento del taglio sismico). Dalla visualizzazione dei punti si evince anche la variazione (eventuale) dello sforzo normale agente durante l'analisi incrementale.

Il dominio è suddiviso per colorazione nei campi di comportamento individuati da sforzi normali notevoli, calcolati in base alle caratteristiche dell'acciaio e del calcestruzzo. Tali sforzi normali si indicano con i simboli: $N_1, N_{2A}, N_{2B}, N_3, N_{4A}, N_{4B}, N_5, N_{max}$, come descritto nelle immagini alle pagine seguenti (per la muratura ordinaria: $N_1=0, N_5, N_{max}$).

PC.E consente la generazione dei domini di resistenza indipendentemente dall'analisi attraverso il comando illustrato nella figura seguente; all'inizio di ogni esecuzione dell'analisi, i domini vengono comunque rigenerati in modo da assicurare coerenza con i dati eventualmente modificati.



I domini vengono generati per i seguenti elementi:

- **pareti in muratura ordinaria** (maschi murari, tipologia **M**):

se si è scelta la legge di comportamento a pressoflessione parabolico-rettangolare invece di stress-block (cfr. Parametri di Calcolo, scheda Muratura (2), fig. seg.),

oppure se la parete è consolidata con sistema CAM;

- **fasce in muratura** (tipologie **S, F**) appartenenti ad un edificio in muratura **armata**:

se sono non nulle entrambe le armature $A_{s,xy}$ (estradosso) e $A_{s,xz}$ (intradosso);

- **fasce in muratura ordinaria** (tipologie **S, F**):

se si è scelta la legge di comportamento a pressoflessione parabolico-rettangolare invece di stress-block (cfr. Parametri di Calcolo, scheda Muratura (2), fig. seg.),

oppure se la fascia è consolidata con sistema CAM;

oppure se si è specificata un'armatura in grado di assicurare resistenza a trazione in intradosso ($A_{s,xz}$) e/o in estradosso ($A_{s,xy}$). In presenza di elementi resistenti a trazione, le relazioni presenti in §7.8.5 vengono sostituite dall'elaborazione del dominio di resistenza;

Alle fasce in muratura si applica la limitazione in §7.8.2.2.4 sul massimo della trazione, che deve essere pari a $(0.4 f_{hd} h_t)$ (tale limitazione non viene considerata in caso di rinforzo CAM). Poiché f_{hd} assume valori diversi a seconda dell'analisi (dal tipo di analisi dipende il coefficiente parziale di sicurezza γ_M che condiziona la resistenza di progetto), per ottenere comunque un correttivo sempre valido per la sezione, si fa riferimento al valore di f_{hd} più sfavorevole. Nel caso che la limitazione non sia soddisfatta, l'armatura viene adeguatamente ridefinita;

- **pareti in muratura armata** (tipologia **A**):

se è stata definita l'armatura almeno nel piano di flessione complanare;

- **elementi verticali in c.a.** (tipologie **C,R**):

se è stata definita l'armatura in entrambi i piani di flessione locali xy e xz ; la verifica per elementi verticali in c.a. è condotta in pressoflessione deviata e richiede quindi l'analisi della sezione nei due piani di sollecitazione (per le pareti in muratura, invece, le verifiche a pressoflessione complanare e a pressoflessione ortogonale sono disaccoppiate, cioè vengono eseguite separatamente);

- **elementi orizzontali in c.a.** (tipologie **T**: travi in elevazione, e **Z**: travi di fondazione):

se è stata definita l'armatura nel piano di flessione principale (complanare = xz).

Nel caso che nessun elemento si trovi in una di queste condizioni, la generazione dei domini non viene effettuata.

Nella versione corrente di PC.E il dominio N-M viene generato solo per elementi aventi sezione rettangolare.

Parametri di Calcolo

Generali | Sismica (1) | Sismica (2) | Modale | Muratura (1) | Muratura (2) | Pushover (1) | Pushover (2) | Pushover (3) | Mur. Armata | C.a.

Edifici in Muratura: Analisi Sismica (2)

Verifiche di Resistenza

PressoFlessione Complanare [§7.8.2.2.1]:

- ☒ Eseguire le Verifiche a PressoFlessione Complanare
- Considerare la Flessione solo nelle pareti murarie snelle, aventi rapporto (h/b) superiore al valore: [secondo Tassios: snelli se: $(h/b) > 2$]

Taglio per Scorrimento [§7.8.2.2.2]:

- ☐ Eseguire le Verifiche a Taglio per Scorrimento
- Modalità di calcolo della zona reagente**
 - ☒ Distribuzione triangolare delle tensioni [EC6, §4.5.3.(6)]
 - ☐ Corrispondente alla zona reagente a pressoflessione (in caso di comportamento parabola-rettangolo)

Per Maschi in muratura ordinaria (non armata): prescindere in ogni caso dalla parzializzazione. Si considera reagente l'intera sezione. La verifica è quindi indipendente dalla modalità scelta per il calcolo della zona reagente

Taglio per Fessurazione Diagonale [§C8.7.1.5]:

- ☒ Eseguire le Verifiche a Taglio per Fessurazione Diagonale
- ☐ Taglio ultimo indipendente dalla snellezza della parete (con $b=1.5$ fisso in Turnsek e Cacovic)
- ☒ Per la resistenza a taglio di muratura nuova in Analisi lineare: $\tau_{u,0} = f_{v,mo}$ (in analogia con la muratura esistente), anziché: $\tau_{u,0} = f_{v,k0}$

PressoFlessione Ortogonale [§7.8.2.2.3]:

Eseguire Verifiche a PressoFlessione Ortogonale:

- ☐ con azioni derivanti dal modello di calcolo (3D)
- ☐ con azioni convenzionali (forze equivalenti per elementi non strutturali) [§7.2.3] (solo Muratura Ordinaria, Analisi Lineare)

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

Diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.2]

- ☐ Stress-block, con: $\mu_u = [1 - 2 \cdot \tau_{u,0} / \sigma_{c,0}] \cdot [1 - (\sigma_{c,0} / 0.85 \cdot f_{cd})]$ [§7.8.2.2.1], o equivalentemente: $M' = N' / 2 \cdot (1 - N')$, $M' = M / (N \cdot \mu_u)$, $N' = N / \mu_u$, dove: $\mu_u = 0.85 \cdot f_{cd} / \sigma_{c,0}$
- ☒ Parabola-rettangolo, con calcolo esatto di μ_u attraverso l'elaborazione del Dominio di resistenza N-M

Attraverso questa opzione 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)

Per gli elementi in muratura armata (sia in edifici nuovi, sia in murature esistenti rinforzate con armature), e per fasce con elementi resistenti a trazione, viene sempre utilizzato il diagramma parabola-rettangolo

Combinazione Sismica N-M

- ☐ In Analisi Lineare: Considerare anche le combinazioni (N min, T/M max), (N max, T/M min)

Ridistribuzione Taglio in Analisi Lineare [§7.8.1.5.2.3]

Max riduzione del Taglio V per i maschi murari: R (%) =

Max aumento del Taglio V per i maschi murari: A (%) =

☒ $\Delta V \leq \max [(R,A)\% \cdot M, 0.1 \cdot V_{pianol}]$

NTC 08 [§7.8.1.5.2]: R%=A%=25%, $\Delta V \leq 0.1 \cdot V_{pianol}$ EC8 [ENV 1998-1-3, §5.4.(6)]: R%=30%, A=50%, V_{piano} ignorato

OK Annulla

Noto il dominio di resistenza della sezione di un dato elemento strutturale, la verifica di resistenza (in analisi lineare o non lineare) per una coppia di sollecitazione (N_{sd} , M_{sd}) viene condotta determinando anzitutto in quale campo ricade N_{sd} ; quindi, utilizzando la relazione non lineare campo, si trova la posizione ξ dell'asse neutro corrispondente alla configurazione di rottura; noto ξ , si calcola il momento ultimo (momento resistente) M_{rd} corrispondente: a questo punto, si confronta M_{sd} con M_{rd} (verifica di sicurezza).

Se la verifica è soddisfatta ($M_{sd} \leq M_{rd}$): in caso di analisi lineare, la verifica è definitivamente soddisfatta; in caso di analisi non lineare (pushover), la verifica è soddisfatta al passo corrente. Al passo incrementale successivo verrà nuovamente eseguita.

Se la verifica non è soddisfatta ($M_{sd} > M_{rd}$): in caso di analisi lineare, la verifica è definitivamente non soddisfatta; in caso di analisi non lineare (pushover), nell'elemento beam (rappresentativo dell'elemento strutturale) del telaio equivalente si forma la cerniera plastica a pressoflessione; l'analisi proseguirà e ai passi successivi tenendo conto del degrado di rigidezza, con diverso comportamento a seconda del tipo di rottura duttile (per armatura) o fragile (per calcestruzzo) (ovviamente, oltre alla pressoflessione, il comportamento ad un generico passo dell'analisi non lineare è condizionato anche dalla verifica a taglio).

Oltre a M_{rd} , l'algoritmo implementato in PC.E calcola il momento di snervamento, che nel caso di rottura duttile (lato armature) è l'effettivo momento resistente utilizzato nella verifica (in analisi non lineare, il momento di snervamento segna la formazione della cerniera plastica). Vengono inoltre determinati il momento di parzializzazione corrispondente a N_{sd} , nonché le deformazioni e la zona reagente determinate dalla coppia di sollecitazione N_{sd} , M_{sd} : la posizione dell'asse neutro corrispondente a M_{sd} definisce la zona reagente (nel caso di elementi murari con legge parabolico-rettangolare, è così possibile condurre la verifica a taglio per scorrimento sulla reale zona reagente corrispondente alla pressoflessione applicata sulla sezione insieme al taglio). Le deformazioni corrispondenti a (N_{sd} , M_{sd}) consentono anche il controllo del mantenimento della sezione in campo 'elastico', richiesto dalla verifica delle travi di fondazione.

Come vengono definite le armature in PC.E.

I campi dei dati Aste dedicati alle armature sono i seguenti:

As,xy/estr., c,xy/estr.: Per elementi verticali: armatura nel piano di flessione locale xy (complanare per le pareti secondo Y, ortogonale per le pareti secondo X; nella tabella dati Aste il piano complanare è sempre evidenziato dal fondo in giallo chiaro), e corrispondente copriferro. L'armatura è simmetrica (identica ai due estremi della parete); il valore specificato corrisponde a uno dei due lati estremi.

Per elementi orizzontali (fasce, travi): armatura in estradosso, e corrispondente copriferro. Nel caso delle fasce, la geometria della fascia può comprendere l'architrave impostata sulla sottostante apertura ed il cordolo di piano; l'armatura As,xy può quindi avere il significato delle barre del cordolo, ed il copriferro si riferisce al baricentro di tale barre.

As,xz/intr., c,xz/intr.: Per elementi verticali: armatura nel piano di flessione locale xz (complanare per le pareti secondo X, ortogonale per le pareti secondo Y; nella tabella dati Aste il piano complanare è sempre evidenziato dal fondo in giallo chiaro), e corrispondente copriferro. L'armatura è simmetrica (identica ai due estremi della parete); il valore specificato corrisponde a uno dei due lati estremi.

Per elementi orizzontali (fasce, travi): armatura in intradosso, e corrispondente copriferro. Nel caso delle fasce, la geometria della fascia può comprendere l'architrave impostata sulla sottostante apertura ed il cordolo di piano; l'armatura As,xz può quindi avere il significato delle barre dell'architrave, ed il copriferro si riferisce al baricentro di tale barre. In caso di architrave di diverso tipo (p.es. metallica), l'armatura inserita deve 'simulare' l'elemento resistente a trazione: dovrà quindi essere specificata un'armatura fittizia in grado di rappresentare (moltiplicata per la tensione di snervamento definita in input nei Parametri di Calcolo) la trazione sostenibile; il copriferro in tal caso può riferirsi al baricentro dell'elemento resistente a trazione.

Si ricorda che l'inserimento di resistenza a trazione in fasce murarie ordinarie svolge un ruolo fondamentale ai fini della verifica a pressoflessione delle fasce stesse (dal momento che la muratura in sé non ha resistenza a trazione, e le fasce sono frequentemente soggette a sforzo normale nullo).

Per quanto riguarda le staffe, appositi campi (**Asw,xy - Asw,xz, s**) consentono la specifica dell'armatura nei due piani di flessione ed il passo. La distinzione fra Asw,xy e Asw,xz permette di specificare, per elementi verticali, l'effettiva armatura reagente a taglio (il numero dei bracci può essere diverso nei due piani di flessione, specialmente in caso di pilastri a sezione rettangolare allungata). L'armatura specificata per Asw,xy o Asw,xz si riferisce al numero dei bracci delle staffe: p.es. per staffe #8/2 br., si ha: 101 mm². Il passo 's' è relativo alla zona di estremità dell'elemento in c.a. (zona di appoggio, per le travi); non è previsto un campo specifico per un diverso passo nella zona centrale dell'elemento. Anche nella rappresentazione grafica dell'elemento (vd. fig. seg.), le staffe vengono simbolicamente disegnate in tratteggio nella zona centrale (per indicare che lì può esserci un passo diverso).

Oltre ai parametri differenziati per ogni singolo elemento, in presenza di elementi armati vengono inseriti in input parametri generali, per i quali sono previste le due apposite schede riportate nelle figure seguenti.

Parametri di Calcolo

Generali | Sismica (1) | Sismica (2) | Modale | Muratura (1) | Muratura (2) | Pushover (1) | Pushover (2) | Pushover (3) | **Mur. Armata** | C.a.

Muratura Armata di edifici nuovi [§4.5.7, §7.8.3] e Muratura rinforzata con sistema CAM

Acciaio

Diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.3]: elastico-perfettamente plastico.

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} =$
(es. Mur. nuova: acciaio B450C [§11.3.2.1]: $f_{yk} = 450$)

Tensione di snervamento [§4.1.2.1.1.3]: $f_{yd} = f_{yk} / (\gamma_{ms}) =$
(con $(\gamma_{ms}) = 1.15$ e $f_{yd} = f_{yk} / (\gamma_{ms})$; $s = 391.3$)

Limite per la deformazione ultima (ϵ_{su}) =

Modulo di elasticità: $E_s =$

Deformazione di snervamento (ϵ_{sy} , in (per mille)) =
[$(\epsilon_{sy}) = f_{yd} / E_s = 1.86$, secondo §4.1.2.1.2.3]

Per Muratura Armata di edifici nuovi:

Armatura verticale: diametro minimo barre: 5 mm.

Armatura orizzontale (nei giunti) [dati validi anche per muratura ordinaria rinforzata a taglio]:

Tipo di traliccio: **2#4 (filo rotondo per giunti di malta)**

Sezione totale del traliccio: A_{sw} (mm^2) =

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

La percentuale di armatura orizzontale deve essere $\geq 0.04\%$ e $\leq 0.5\%$: questo controllo viene esplicitato - per ogni singola parete - in Relazione di calcolo nei risultati delle verifiche a Taglio.

Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio dell'armatura orizzontale: f_{yk} [$f_{yd} = f_{yk} / (\gamma_{ms})$] =

Per Muratura rinforzata con sistema CAM

Passi orizzontale e verticale, numero di avvolgimenti e tensione di pretensionamento: v.d. dati di ogni singolo elemento murario rinforzato

Sezione del singolo nastro:

spessore t_f (mm) = larghezza b_f (mm) =

Raggio di curvatura degli spigoli (mm) [> 20] =

(tensioni, mod. elasticità: in N/mm^2 - kgf/cm^2 ; deformazioni: per mille)

Muratura

Diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.2]: parabolico-rettangolare (ϵ_{pm} = deformazione della muratura).

Deformazione di inizio tratto plastico (ϵ_{pm2}) =

Deformazione ultima (ϵ_{pmu}) =

Per Maschi murari rinforzati con sistema CAM

Considerare per effetto del confinamento l'incremento di:

☒ deformazione ultima ☐ resistenza ultima

Parametri vari

☐ Verifiche a PressoFlessione: considerare il contributo dell'Armatura Compresa (ipotesi di acciaio reagente a compressione)

Calcolo della Resistenza a Taglio

☐ $V_t = V_{t,M} = (d \cdot t \cdot f_{yd})$
prescindendo dal contributo delle armature a taglio [§4.5.7]

☒ $V_t = V_{t,M} + V_{t,S} = (d \cdot t \cdot f_{yd}) + (0.6 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}) / s$
con: $V_t \leq 0.3 \cdot f_d \cdot t \cdot d$ [§7.8.3.2.2]
dove: d = distanza tra lembo compresso e baricentro dell'armatura tesa; t = spessore della parete; s = distanza tra i livelli di armatura; f_{yd} = resistenza di calcolo dell'acciaio; f_d = resistenza a compressione di progetto della muratura.

Per Muratura Confinata (pareti con pilastri di cls ai bordi)

☐ Rigidezza alla traslazione: considerare il contributo dei pilastri

☐ Resistenza a taglio: utilizzare la relazione:
 $V_t = (f_{td} + 0.3 \cdot s_o) \cdot 0.85 \cdot l_c \cdot t$; con: $V_t \leq 2.1 \cdot f_{td} \cdot l_c \cdot t$ [cfr. Normativa Argentina: INPRES-CIRSOC 103]
dove: l_c = lunghezza della porzione di muratura confinata tra i pilastri laterali; f_{td} = resistenza a trazione per fessurazione diagonale; s_o = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione

OK Annulla

Scheda per Muratura Armata; la scheda viene utilizzata anche per la descrizione delle proprietà del Sistema CAM nell'ambito del consolidamento di strutture in muratura esistenti

Parametri di Calcolo

Generali | Sismica (1) | Sismica (2) | Modale | Muratura (1) | Muratura (2) | Pushover (1) | Pushover (2) | Pushover (3) | **Mur. Armata** | C.a.

Cemento armato

Acciaio

Diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.3]: elastico-perfettamente plastico.

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} =$
(es.: acciaio B450C [§11.3.2.1]: $f_{yk} = 450$)

Tensione di snervamento [§4.1.2.1.1.3]: $f_{yd} = f_{yk} / (\gamma_{ms}) =$
(con $(\gamma_{ms}) = 1.15$ e $f_{yd} = f_{yk} / (\gamma_{ms})$; $s = 391.3$)

Limite per la deformazione ultima (ϵ_{su}) =

Modulo di elasticità: $E_s =$

Deformazione di snervamento (ϵ_{sy} , in (per mille)) =
[$(\epsilon_{sy}) = f_{yd} / E_s = 1.86$, secondo §4.1.2.1.2.3]

(tensioni, mod. elasticità: in N/mm^2 - kgf/cm^2 ; deformazioni: per mille)

Calcestruzzo

Diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.2]: parabolico-rettangolare (ϵ_{pc} = deformazione del calcestruzzo).

Deformazione di inizio tratto plastico (ϵ_{pc2}) =

Deformazione ultima (ϵ_{pcu}) =

Parametri vari

Fattore di confidenza per strutture in c.a. FC [cfr. Tab. C8A.1.2] (specificare 1.00 per strutture in c.a. nuove) =

Nelle Verifiche a PressoFlessione di elementi in c.a. si considera sempre il contributo dell'Armatura Compresa (ipotesi di acciaio reagente a compressione)

OK Annulla

Scheda dedicata agli elementi in c.a., sia nuovi che esistenti.

Il fattore di confidenza per tali elementi viene differenziato dall'omonimo parametro relativo alla muratura, in quanto il livello di conoscenza del c.a. può essere diverso da quello della muratura

Con riferimento ad un esempio applicativo, installato in *Pce\Progetti*, si illustrano di seguito le modalità di consultazione dei domini e delle verifiche di sicurezza.

L'esempio, denominato *Struttura_Mista*, ha puramente funzione didattica ai fini dell'illustrazione delle modalità operative di PC.E nell'ambito delle strutture miste. E' un edificio esistente posto in zona ad alta sismicità, con muratura in pietra a spacco con buona tessitura, e livello di conoscenza LC1 ($F_c=1.35$). Per gli elementi in c.a. si ipotizza un livello di conoscenza migliore (si adotta $F_c=1.20$); la qualità del calcestruzzo si suppone tale da poterlo considerare in classe C25/30.

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

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

pilastri (30x50): 3#16 (603 mm²) simm. lato 30, 4#16 (804 mm²) simm. lato 50

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

Copriferri: ovunque 40 mm

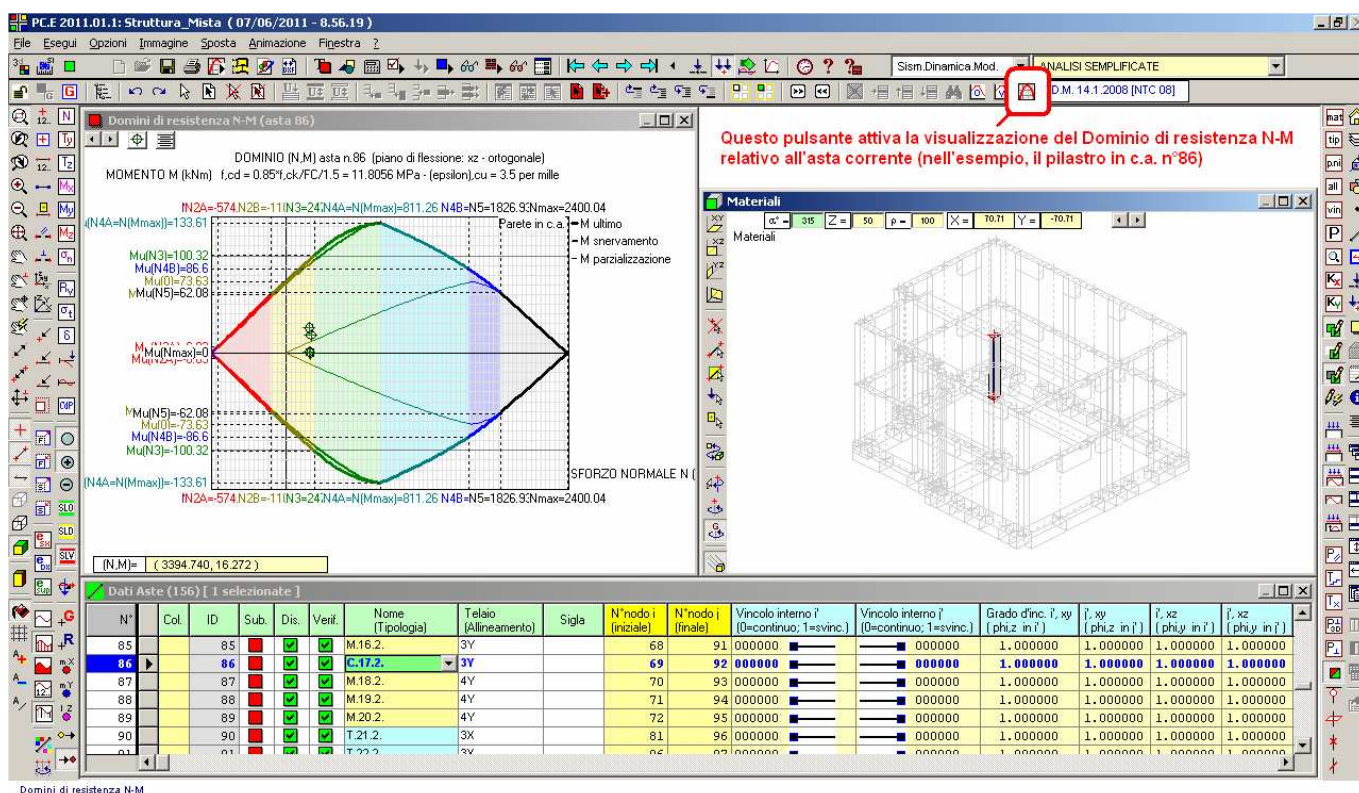
Staffe agli appoggi: sia per travi sia per pilastri: 2 br. #10/12 (157 mm²)

Fondazioni: 4 br. st. #10/15 (314 mm²)

Una trave del solaio intermedio è stata suddivisa in due parti per cogliere l'eventuale formazione di una cerniera plastica in corrispondenza della mezzeria (le cerniere plastiche vengono gestite alle estremità degli elementi strutturali).

Sono previste le verifiche di sicurezza a pressoflessione e a taglio per: maschi murari e fasce, travi e pilastri in c.a., e per 2 travi di fondazione significative (che collegano il pilastro in c.a. alle strutture perimetrali) (le verifiche vengono attivate attraverso il check 'Verifica' posto nella tabella dati a sinistra della Tipologia).


Posizionando la cella di input nei Dati Aste in corrispondenza dell'asta 86 (pilastro in c.a.) e selezionando il tipo di disegno 'Domini di resistenza N-M' si ottiene l'immagine riportata in figura seguente:





(nel caso in cui la cella si trovi in corrispondenza di un'asta per la quale il dominio non è stato elaborato, viene mostrato il dominio corrispondente alla prima asta successiva per la quale è disponibile). Nel dominio si evidenziano i punti di sollecitazione: nel caso in figura, è attivata l'analisi dinamica modale ed i punti si riferiscono alle coppie (N_{sd} , M_{sd}) della sezione del pilastro 86.


Osservando i punti contenuti entro il dominio, rappresentati da un cerchietto con crocetta verde, si apprende che la verifica è soddisfatta.

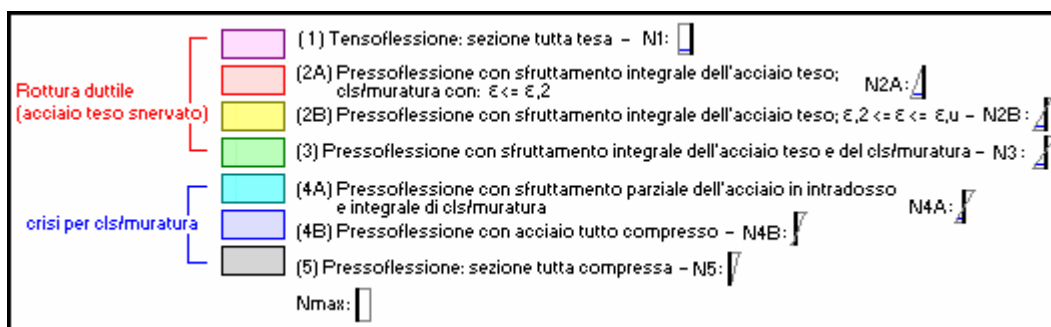
In realtà, questa considerazione deve essere approfondita.

Per un pilastro in c.a., il dominio viene costruito sia per il piano locale xz che per l'xy, ossia per i piani 'complanare' e 'ortogonale', come indicato nel titolo della figura del dominio stesso. Pertanto, per il pilastro sono disponibili 2 domini, ognuno nel proprio piano: per scorrere i domini disponibili, si utilizzano i pulsanti freccia della finestra grafica del dominio stesso: 

 **Nota bene** Si noti che nel caso di elementi in muratura ordinaria, i domini costruiti per la sezione di un dato elemento sono in numero maggiore, legati al fatto che γ_M varia a seconda dell'analisi di riferimento (lineare o non lineare, statica o sismica) condizionando il valore di calcolo della resistenza a compressione f_d . Per una data analisi, ovviamente il dominio significativo corrisponde a quello coerente con le impostazioni dell'analisi stessa (la non coerenza viene eventualmente evidenziata da un'apposita etichetta posta nella finestra dove è rappresentato il dominio). ■

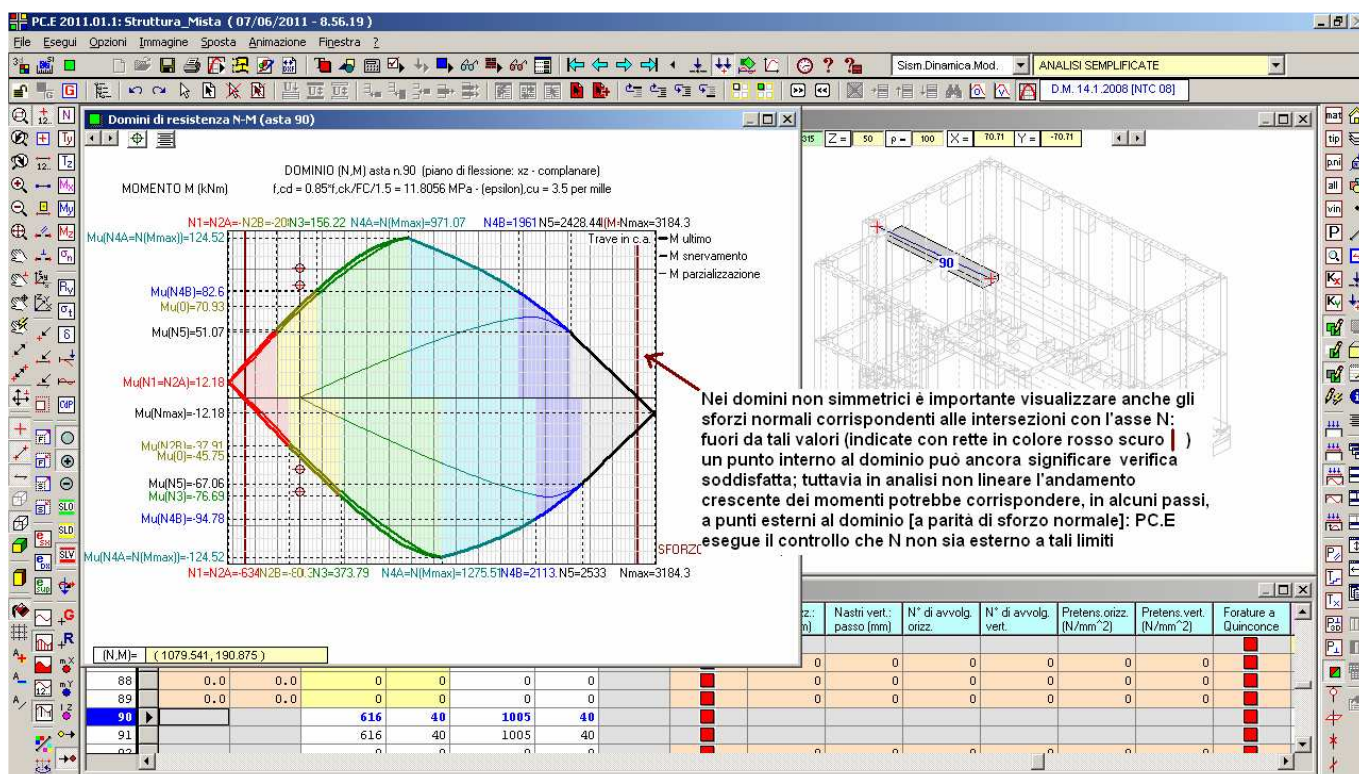
Il pulsante  attiva / disattiva la visualizzazione dei valori delle coppie (N_{sd} , M_{sd}).

Il pulsante  attiva / disattiva la visualizzazione della legenda del dominio, dove è descritta la colorazione dei campi di comportamento individuati nel dominio:



Poiché per il pilastro viene eseguita una verifica a pressoflessione deviata, componendo i due momenti nei due piani di flessione xy e xz, è possibile che un punto di sollecitazione sia rappresentato in rosso anche se interno al dominio correntemente visualizzato: l'effetto della verifica dovrebbe infatti essere rivisto in un diagramma spaziale; quella che si visualizza è quindi la proiezione del punto nel piano del dominio, per cui il colore rosso della crocetta rappresentativa dello stato di sollecitazione indica che il punto è fuori dal dominio spaziale, mentre il colore verde che è interno al dominio spaziale.

Si osservi che il dominio è simmetrico, come per tutti gli elementi verticali (pareti, pilastri); per gli elementi orizzontali può invece non esserlo. Ad esempio, le travi di solaio sono armate diversamente fra intradosso ed estradosso; nella figura seguente è rappresentato il dominio della trave n°90.



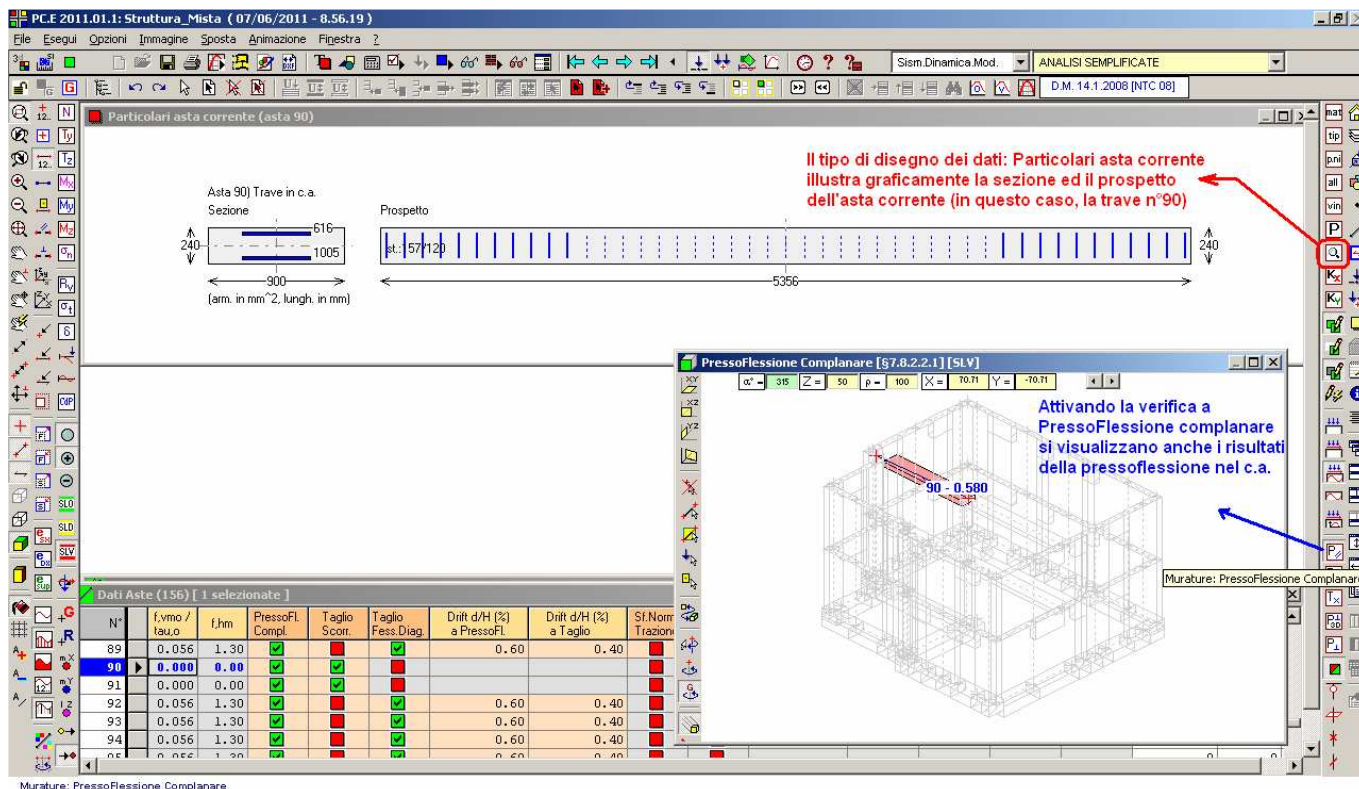
★ **Importante!** Come indicato nella figura, nei domini non simmetrici è importante visualizzare anche gli sforzi normali corrispondenti alle intersezioni con l'asse N: fuori da tali valori (indicati con rette in colore rosso scuro) un punto interno al dominio può ancora significare verifica soddisfatta; tuttavia in analisi non lineare l'andamento crescente dei momenti potrebbe corrispondere, in alcuni passi, a punti esterni al dominio [a parità di sforzo normale]: PC.E esegue il controllo che N non sia esterno a tali limiti (in caso contrario, la verifica non è soddisfatta). ■

Per il caso specifico, si osservi come i punti di sollecitazione sono allineati sulla retta verticale $N=0$: la trave è infatti soggetta a flessione semplice (sforzo normale nullo). I punti, in rosso, sono esterni al dominio e indicano armatura insufficiente; tale risultato comporterà sicuramente una verifica complessivamente non soddisfatta in analisi lineare dinamica modale.


Un dominio non simmetrico analogo si ottiene anche per le fasce murarie dotate di resistenza a trazione diversa fra intradosso ed estradosso.

Tutti i domini possono essere esportati su file DXF per CAD: ciò rende possibile ogni approfondimento desiderato sui parametri del dominio stesso.

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



A causa di ciò, nelle strutture miste è necessario che nei Parametri di Calcolo siano attivate le verifiche sia a Pressoflessione Complanare sia a Taglio per Scorrimento, eventualmente deselectzionandole nei Dati Aste in corrispondenza degli elementi murari per i quali non si vogliano eseguire (ad esempio, in una struttura mista esistente è possibile che si voglia considerare - come nel caso dell'esempio - solo la fessurazione diagonale: sarà sufficiente disattivare il taglio per scorrimento in corrispondenza di tutti gli elementi murari).

 **Suggerimento** Un tipo di disegno introdotto a partire dalla versione 2011 è finalizzato alla rappresentazione della sezione e del prospetto dell'asta corrente. Come mostrato in figura, questa grafica è particolarmente utile per la visualizzazione dei parametri inseriti per le armature di travi e pilastri; tale visualizzazione è interessante in generale per i vari elementi strutturali. Per le pareti consolidate col sistema CAM, come illustrato al paragrafo seguente, la visualizzazione della disposizione dei nastri è fondamentale in quanto mostra l'effettiva configurazione analizzata dal software. L'output su DXF costituisce inoltre un ausilio per l'elaborazione grafica su CAD degli elementi strutturali. ■

4.2. MURATURA ORDINARIA E MURATURA CONSOLIDATA CON IL SISTEMA CAM © EDILCAM

A partire dalla versione 2011, PC.E ha introdotto la possibilità di eseguire le verifiche di sicurezza per elementi in muratura ordinaria consolidati con il sistema CAM © EdilCAM, particolarmente interessante ai fini del miglioramento strutturale delle pareti e delle fasce nei confronti sia della resistenza a pressoflessione e a taglio, sia della deformabilità. Poiché i nastri che rivestono la muratura costituiscono armature vere e proprie, le pareti consolidate con CAM sono sottoposte ad analisi analoga agli elementi in c.a., attraverso lo studio dei domini di resistenza a pressoflessione. Dato il pretensionamento eseguito sui nastri metallici, i domini di resistenza devono prevedere la possibilità che la sezione muraria sia precompressa.

Tutte le relazioni che definiscono gli sforzi normali notevoli (che suddividono i vari campi di comportamento della sezione) e, all'interno di ogni campo, la posizione dell'asse neutro e la conseguente valutazione del momento resistente, sono state implementate nel software tenendo conto della precompressione.

In PC.E, nei domini gli sforzi normali dei punti di sollecitazione sono quelli prodotti dai carichi, senza precompressione: quest'ultima avrà determinato la traslazione verso sinistra del diagramma del dominio.

Per quanto riguarda il taglio, la precompressione consente un miglioramento della resistenza sia a scorrimento, sia a fessurazione diagonale; il miglioramento è rilevabile direttamente dai risultati delle verifiche di sicurezza, come sarà mostrato nei paragrafi seguenti.

Dal punto di vista teorico, le funzionalità di PC.E dedicate al sistema CAM sono state messe a punto e controllate insieme ai tecnici di EdilCAM.

La documentazione sul sistema CAM utilizzata come riferimento da AEDES è accessibile dal **menu Manuali della finestra Progetto di PC.E ("Cuciture attive per la muratura (CAM): Linee guida")**. I contenuti di tali linee guida sono confluiti negli algoritmi di PC.E, con alcune varianti determinate dalle funzionalità che AEDES ha implementato in PC.E. In particolare, il dominio della parete rinforzata con CAM viene calcolato in PC.E con la legge di comportamento parabola-rettangolo per la muratura e elastica perfettamente plastica per l'acciaio, considerando i nastri nella loro reale posizione geometrica.

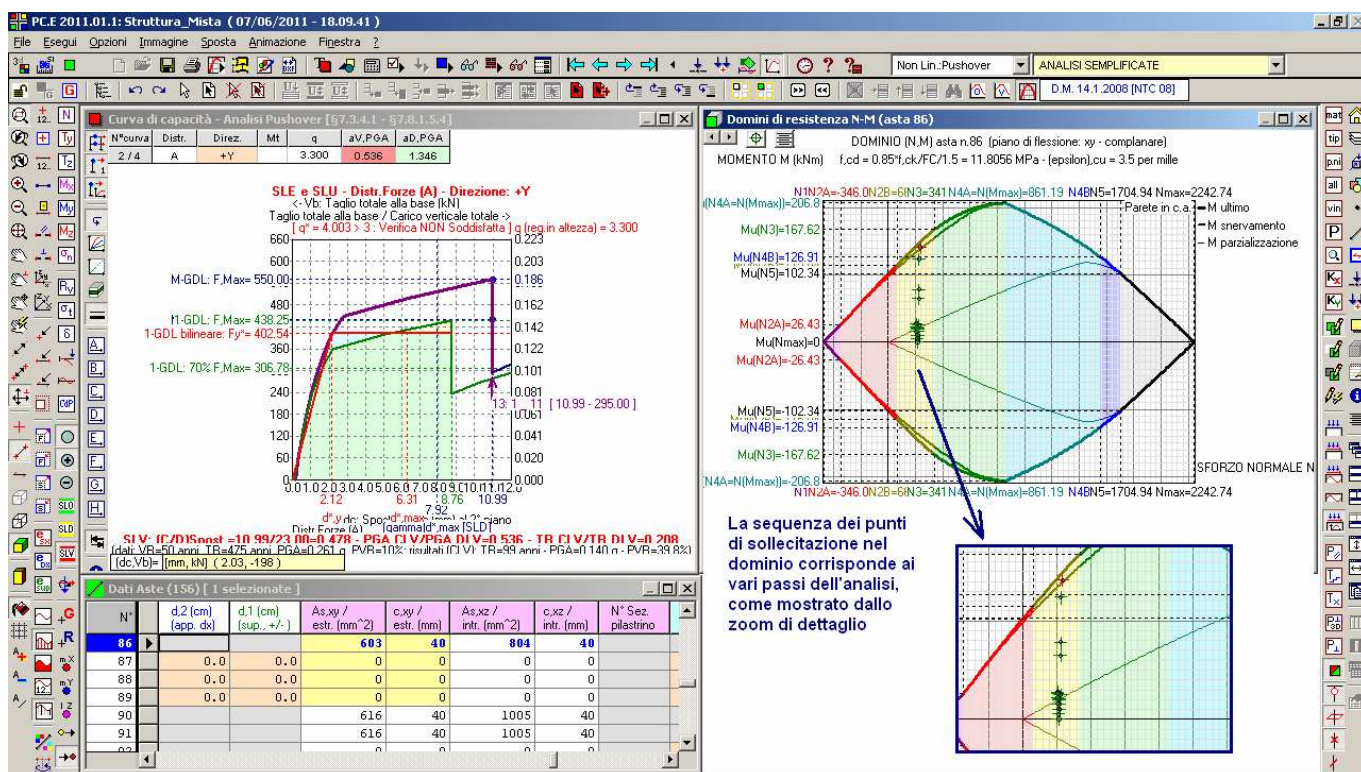
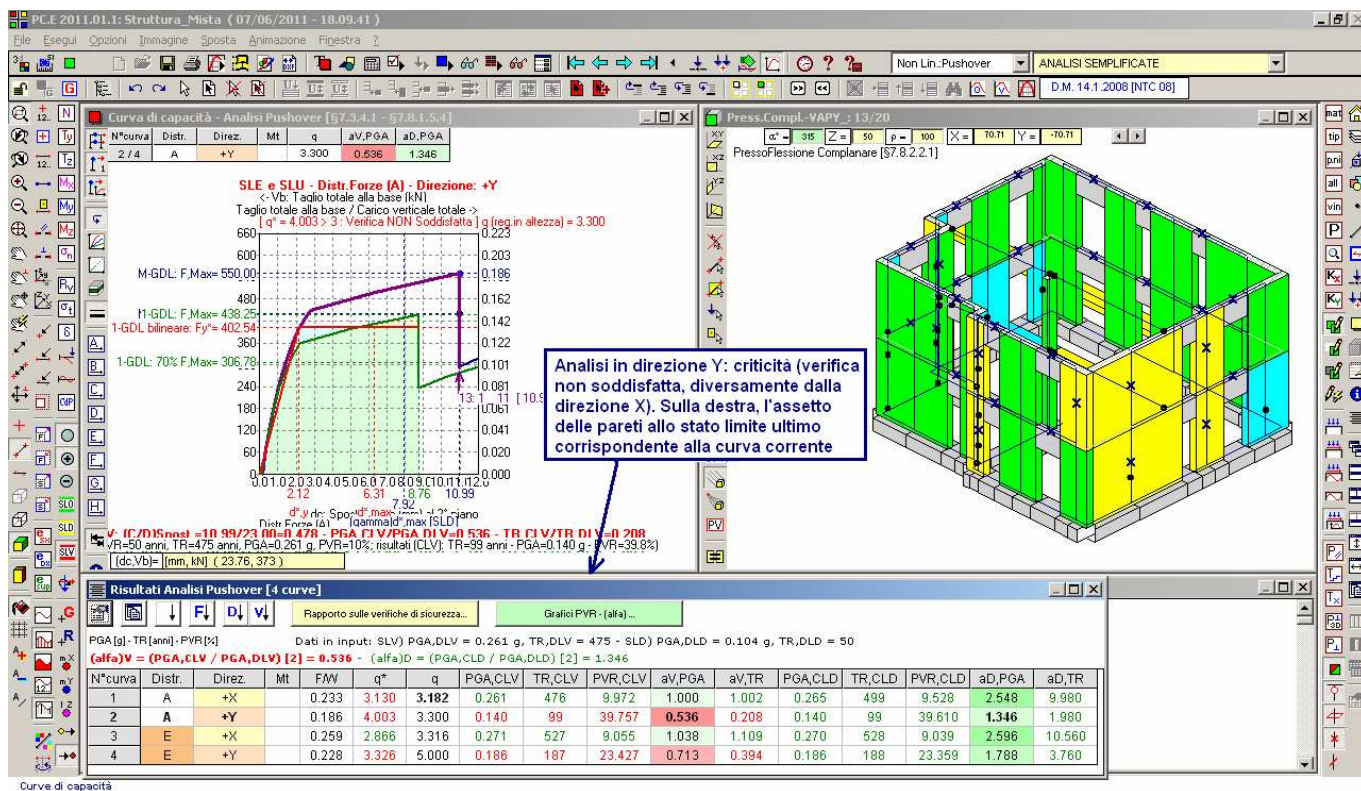
Poiché in PC.E è possibile gestire la definizione dei parametri ε_{mu} e f_{md} , si potrà tener conto (utilizzando le corrispondenti formulazioni) dell'effetto di confinamento della muratura esercitato dal CAM, nei confronti sia della deformazione sia della resistenza ultima.

Con riferimento ad un esempio applicativo, installato in *Pce\Progetti*, si illustrano di seguito le modalità di consultazione dei domini e delle verifiche di sicurezza.

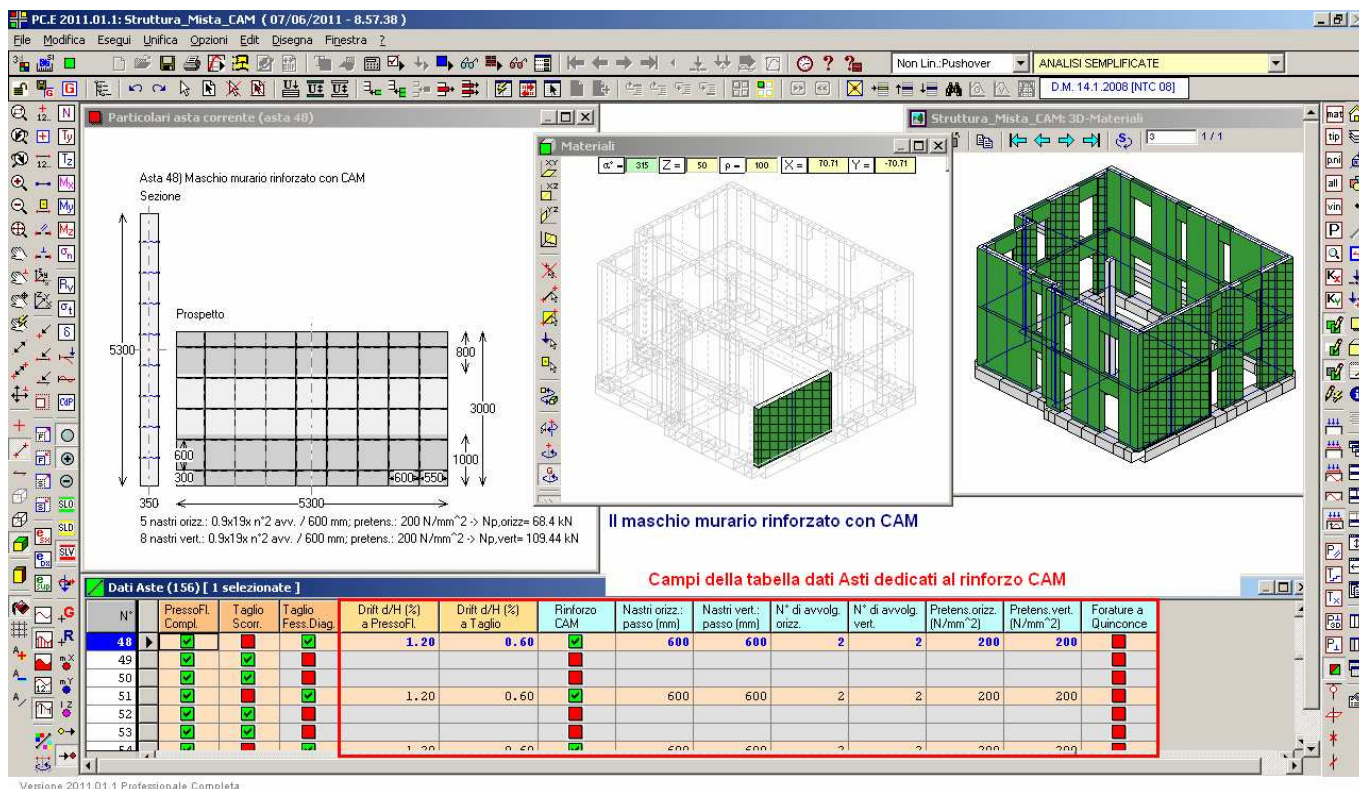
L'esempio, denominato *Struttura_Mista_CAM*, avente funzione didattica, è derivato dall'esempio illustrato al paragrafo precedente. La verifica in analisi non lineare della struttura mista non consolidata ha evidenziato criticità nella direzione Y (si veda in figura seguente il risultato dell'analisi pushover per il progetto *Struttura_Mista*; nella figura successiva si riporta il dominio del pilastro 86 con i punti di sollecitazione progressivamente determinati nel corso dell'analisi non lineare).

Si è quindi fatta l'ipotesi di consolidare tutti i maschi murari orientati secondo Y con il sistema CAM.

4. Gestione dei Domini di resistenza N-M. Strutture armate



Lo schema di consolidamento è illustrato sinteticamente nell'immagine seguente, dove sono anche evidenziati i particolari del rinforzo relativi ad un maschio murario del piano terra.



Con riferimento alla tabella dei dati Aste, per ogni elemento rinforzato con il sistema CAM è possibile specificare: passo dei nastri, numero di avvolgimenti, pretensionamento: i tre parametri sono tutti distinti fra nastri orizzontali e nastri verticali; il disegno dei particolari della parete 'visualizza' la configurazione dei nastri specificata in input, e mostra anche il valore degli sforzi complessivi di precompressione.

I parametri generali del sistema, relativi alle caratteristiche meccaniche dell'acciaio, alla sezione dei nastri, e all'eventuale considerazione degli effetti di confinamento sono disponibili nella scheda dei Parametri di Calcolo 'Mur.Armata', qui nuovamente riportata e contenente alcuni parametri di uso corrente per il sistema CAM:

tensione caratteristica di snervamento del nastro (in acciaio inox): 240 N/mm²

tensione di calcolo: $f_{yd} = 228.6 \text{ N/mm}^2$ (applicando un coefficiente $\gamma_s = 1.05$)

(si noti come la pretensione del nastro, a 200 N/mm², come specificato nei Dati Aste per tutti gli elementi consolidati con CAM, raggiunge quasi lo snervamento);

deformazione di snervamento: $e_{sy} = f_{yd} / E_s$.

Parametri di Calcolo

Generali | Sismica (1) | Sismica (2) | Modale | Muratura (1) | Muratura (2) | Pushover (1) | Pushover (2) | Pushover (3) | Mur. Armata | C.a.

Muratura Armata di edifici nuovi [§4.5.7, §7.8.3] e Muratura rinforzata con sistema CAM

Acciaio

Diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.3]: elastico-perfettamente plastico.

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} =$ (es. Mur.nuova: acciaio B450C [§11.3.2.1]: $f_{yk} = 450$)

Tensione di snervamento [§4.1.2.1.1.3]: $f_{yd} = f_{yk} / (\gamma_{ma})$, $s =$ (con $(\gamma_{ma})_s = 1.15$ e $f_{yd} = f_{yk} / (\gamma_{ma})$, $s = 208.7$)

Limite per la deformazione ultima ($\epsilon_{s,u}$) =

Modulo di elasticità: $E_s =$

Deformazione di snervamento ($\epsilon_{s,y}$, in (per mille) = [($\epsilon_{s,y}$) $_s = f_{yd} / E_s = 1.08$, secondo §4.1.2.1.2.3]

Per Muratura Armata di edifici nuovi

Armatura verticale: diametro minimo barre: 5 mm.

Armatura orizzontale (nei giunti) [dati validi anche per muratura ordinaria rinforzata a taglio]:

Tipo di traliccio:

Sezione totale del traliccio: $A_{s,w}$ (mm²) =

Distanza verticale tra i livelli di armatura (mm) (≤ 600) =

La percentuale di armatura orizzontale deve essere $\geq 0.04\%$ e $\leq 0.5\%$: questo controllo viene esplicitato - per ogni singola parete - in Relazione di calcolo nei risultati delle verifiche a Taglio.

Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio dell'armatura orizzontale: f_{yk} [$f_{yd} = f_{yk} / (\gamma_{ma})$, $s =$]

Per Muratura rinforzata con sistema CAM

Passi orizzontale e verticale, numero di avvolgimenti e tensione di pretensionamento: vd. dati di ogni singolo elemento murario rinforzato

Sezione del singolo nastro: spessore t_f (mm) = larghezza b_f (mm) =

Raggio di curvatura degli spigoli (mm) (> 20) =

(tensioni, mod.elasticità: in N/mm² - kgf/cm²; deformazioni: per mille)

Muratura

Diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.2]: parabolico-rettangolare ($\epsilon_{s,m}$ = deformazione della muratura). Deformazione di inizio tratto plastico ($\epsilon_{s,m2}$) =

Deformazione ultima ($\epsilon_{s,mu}$) =

Per Maschi murari rinforzati con sistema CAM

Considerare per effetto del confinamento l'incremento di:

☒ deformazione ultima ☐ resistenza ultima

Parametri vari

☐ Verifiche a PressoFlessione: considerare il contributo dell'Armatura Compresa (ipotesi di acciaio reagente a compressione)

Calcolo della Resistenza a Taglio

☐ $V_t = V_{t,M} = (d \cdot t \cdot f_{vd})$ prescindendo dal contributo delle armature a taglio [§4.5.7]

☒ $V_t = V_{t,M} + V_{t,S} = (d \cdot t \cdot f_{vd}) + (0.6 \cdot d \cdot A_{s,w} \cdot f_{yd}) / s$ con: $V_t \leq 0.3 \cdot f_d \cdot t \cdot d$ [§7.8.3.2.2]


dove: d = distanza tra lembo compresso e baricentro dell'armatura tesa; t = spessore della parete; s = distanza tra i livelli di armatura; f_{yd} = resistenza di calcolo dell'acciaio; f_d = resistenza a compressione di progetto della muratura.

Per Muratura Confinata (pareti con pilastri di cls ai bordi)

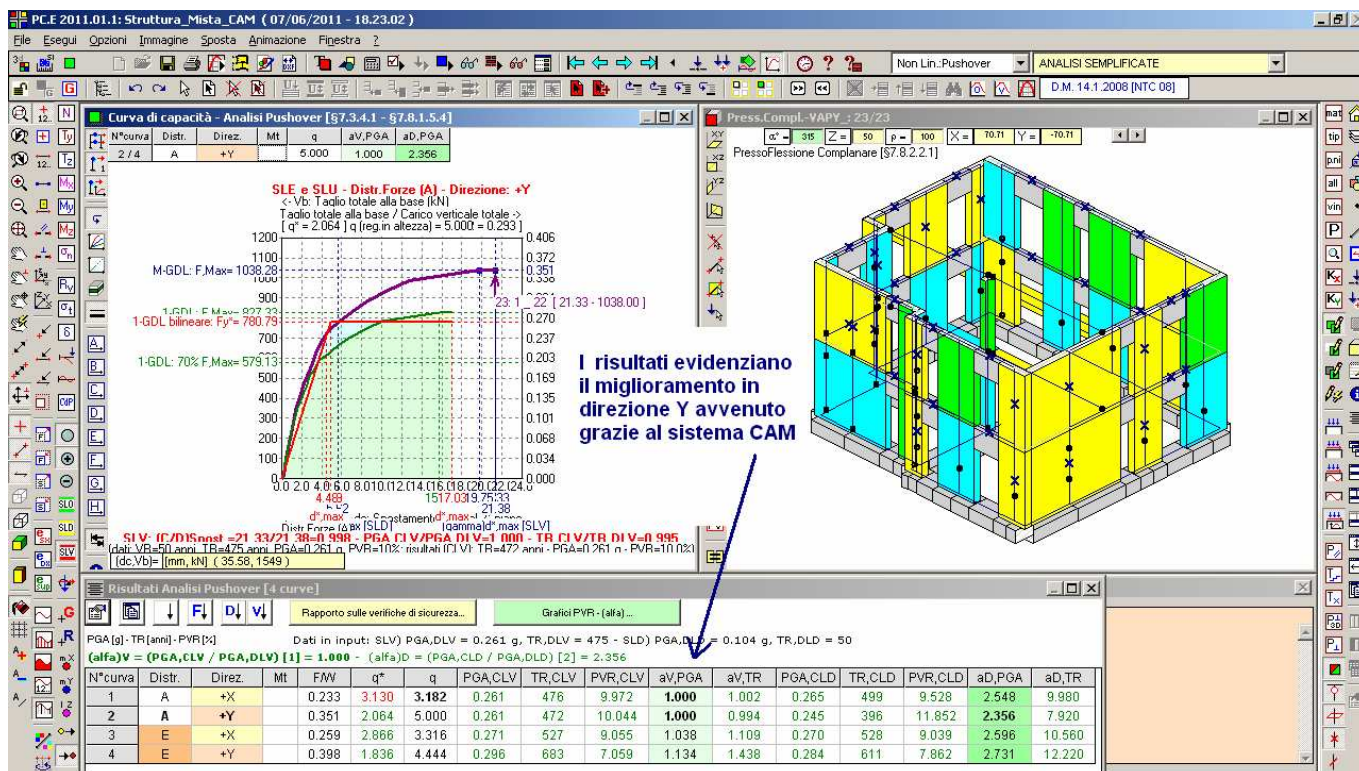
☐ Rigidezza alla traslazione: considerare il contributo dei pilastri

☐ Resistenza a taglio: utilizzare la relazione: $V_t = (f_{td} + 0.3 \cdot s_o) \cdot 0.85 \cdot l_c \cdot t$, con: $V_t \leq 2.1 \cdot f_{td} \cdot l_c \cdot t$ [cfr. Normativa Argentina: INPRES-CIRSOC 103]

dove: l_c = lunghezza della porzione di muratura confinata tra i pilastri laterali; f_{td} = resistenza a trazione per fessurazione diagonale; s_o = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione

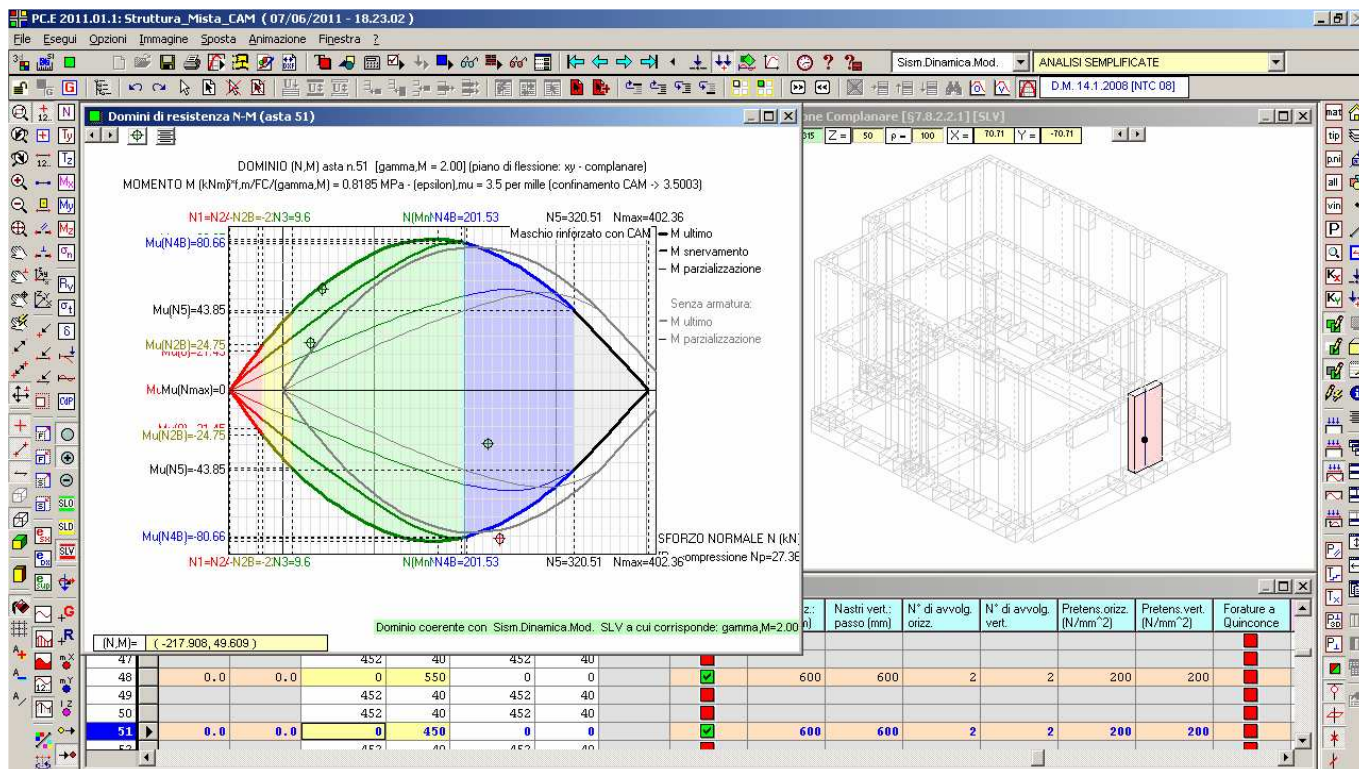
 **Nota bene** Da notare, in tale scheda, il check che consente di non considerare il contributo dell'armatura compressa (nel riquadro 'Parametri vari'): tale è la scelta normalmente effettuata con il sistema CAM, mentre nel caso della muratura armata spesso si considera l'effetto dell'armatura compressa (nel caso del cemento armato, invece, PC.E considera per default l'armatura compressa sempre reagente). ■

4. Gestione dei Domini di resistenza N-M. Strutture armate



I risultati mostrano il miglioramento conseguito con il sistema di consolidamento CAM; in analisi non lineare, l'edificio risulta ora 'adeguato'.

Nella figura seguente, viene mostrato il dominio generato per la parete 51 (evidenziato sulla destra, nel modello 3D), riferito all'analisi dinamica modale. Per tale analisi i risultati sono meno favorevoli rispetto alla pushover (come in generale avviene, a causa dei limiti intrinseci delle analisi lineari). E' comunque interessante fare alcune osservazioni.



Per la parete 51, in dinamica modale la sicurezza non è soddisfatta a causa di un punto di sollecitazione. Tuttavia, facendo riferimento alla parete non consolidata (il cui dominio in colore grigio è riportato unitamente al dominio della parete consolidata), si può osservare come i punti non verificati salgono a 3, e ciò evidenzia comunque il miglioramento conseguito col consolidamento.

Come in questo esempio, P.C.E in ogni dominio di parete rinforzata con CAM mostra anche (in grigio) il corrispondente dominio della parete non rinforzata. Ciò consente un immediato confronto; anche prima di eseguire l'analisi è possibile valutare complessivamente come il CAM modifica il comportamento della parete.

I domini N-M descrivono compiutamente il comportamento a pressoflessione. Ma gli effetti del consolidamento CAM si manifestano anche nella resistenza a taglio.

Il confronto fra i tagli resistenti a scorrimento e fessurazione diagonale per la parete rinforzata con CAM e la parete originaria non rinforzata non sono graficizzati, in quanto vengono direttamente consultati attraverso i risultati. Richiedendo ad esempio i risultati a fessurazione diagonale per la struttura prima e dopo il consolidamento, con riferimento ad esempio alla parete 48 (già mostrata in un'immagine precedente), si possono confrontare i tagli resistenti e le corrispondenti verifiche di sicurezza. Per completezza, si riportano in modo esteso calcoli manuali che convalidano il valore del taglio resistente determinato dal software.

VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE (§8.7.1.5) [SLV]

(Analisi Sismica Dinamica Modale)

N.	n/e	Sez. comb.	Coeff. b	P (kN)	p (N/mm ²)	f _{vko} /tauo (N/mm ²)	g,m * FC	f _{vd} (N/mm ²)	V _t (kN)	V (kN)	C.Sic.
* 48	e	B.1	1.000	512.48	0.276	0.056	2.70	0.078	145.59	243.72	0.597
* 48	e	B.4	1.000	182.86	0.099	0.056	2.70	0.050	92.28	199.00	0.464
* 48	e	S.1	1.000	465.73	0.251	0.056	2.70	0.075	139.28	243.72	0.571
* 48	e	S.4	1.000	136.11	0.073	0.056	2.70	0.044	81.96	199.00	0.412

Calcolo 'manuale' del taglio per fessurazione diagonale resistente:

dimensioni della parete n°48: (L=5300) x (t=350 mm)

$f_{vmo} = 0.056 \text{ N/mm}^2$, $F_C=1.35$, $\gamma_M=2 \Rightarrow f_{vdo} = 0.02074 \text{ N/mm}^2$

$h/L = 1200/5300 < 1 \Rightarrow b=1$

$P = 512.48 \text{ kN}$

$p = P / Lt = 512480 / (5300 \cdot 350) = 0.276 \text{ N/mm}^2$

$f_{vd} = f_{vdo} \cdot \sqrt{1 + 0.276 / 1 / 0.02074} = 0.07845 \text{ N/mm}^2$

$V_{tM} = 5300 \cdot 350 \cdot 0.07845 = 145593 \text{ N} = 145.59 \text{ kN}$

non sufficiente a coprire il taglio sollecitante corrispondente: $V = 243.72 \text{ kN}$.

Con il consolidamento CAM, lo sforzo di precompressione è pari a 109.44 kN; P aumenta corrispondentemente (B.1: $P = 512.48 + 109.44 = 621.92 \text{ kN}$).

N.	n/e	Sez. comb.	Coeff. b	P (kN)	p (N/mm ²)	f _{vko} /tauo (N/mm ²)	g,m * FC	f _{vd} (N/mm ²)	V _t (kN)	V (kN)	C.Sic.
48	e	B.1	1.000	621.92	0.335	0.056	2.70	0.175	407.23	243.72	1.671
48	e	B.4	1.000	292.30	0.158	0.056	2.70	0.124	312.43	199.00	1.570
48	e	S.1	1.000	575.17	0.310	0.056	2.70	0.169	395.54	243.72	1.623
48	e	S.4	1.000	245.55	0.132	0.056	2.70	0.115	295.59	199.00	1.485

Calcolo del taglio resistente per fessurazione diagonale:

CAM: passo = 600 mm., n.avvolg. 2, sez. $0.9 \times 19 \times 2 \times 2 = 68.4 \text{ mm}^2$, $f_{yd}=228.6 \text{ N/mm}^2$

% arm.: $(68.4 / 600) / 350 = 0.033\%$

$V_{ts} = 0.6 \cdot 5300 \cdot 68.4 \cdot 228.6 / 600 = 82872 \text{ N} = 82.87 \text{ kN}$

$\sigma_{prec, trasv} = (f_p=200) \cdot 68.4 / 350 / 600 = 0.0651 \text{ N/mm}^2$

$P = 621.92 \text{ kN}$

$p = P / Lt = 621920 / (5300 \cdot 350) = 0.335 \text{ N/mm}^2$

4.3. STRUTTURE IN MURATURA ARMATA

Con riferimento ad un esempio applicativo, installato in *Pce\Progetti*, si illustrano di seguito le principali funzionalità relative agli edifici in muratura armata. L'esempio consiste in un nuovo edificio da progettare con strutture in muratura armata. L'edificio viene anzitutto analizzato come muratura ordinaria per rilevarne le corrispondenti criticità ed eseguire di conseguenza un confronto con le prestazioni della muratura armata.

L'edificio, per civile abitazione, verrà realizzato con muratura portante Poroton caratterizzata dai seguenti parametri.

Caratteristiche dei blocchi:

Classificazione del blocco: semipieno

Percentuale di foratura: $\leq 45\%$

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

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

Geometria del blocco utilizzato: spessore 33 cm, altezza 18 cm.

(altezza dei giunti: 1 cm circa)

Caratteristiche meccaniche della muratura:

Malta (§11.10.2 D.M. 14.1.2008): M10 (resistenza a compressione: 10 N/mm^2)

Resistenza caratteristica a compressione f_k : 5.6 N/mm^2

Resistenza caratteristica a taglio f_{vko} : 0.2 N/mm^2

Modulo di elasticità longitudinale E : 5600 N/mm^2

Modulo di elasticità tangenziale G : 2240 N/mm^2

Peso proprio della muratura: si assume pari a 1500 kgf/m^3 (10 kN/m^3)

Caratteristiche specifiche per muratura armata:

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

L'armatura è la seguente:

Armatura orizzontale: staffatura #6 (=2#6) ogni due corsi (40 cm. di interasse fra i corsi)

Armatura verticale: 1#16 o 2#16 a entrambi i bordi di ogni pannello.

copriferri: in caso di pannelli d'angolo, con 2#16: 24 cm.

in caso di intersezioni interne, con 2#16: 30 cm

in caso di solo 1#16: copriferro 15 cm

Parametri di Calcolo e Parametri Sismici:

Ubicazione: Lat. 43.898942582, Lon. 10.68504095 (sistema WGS84)

Vita Nominale $V_N = 50$ anni

Classe d'uso: II

Coefficiente d'uso $C_U = 1.0$

Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N * C_U = 50$ anni

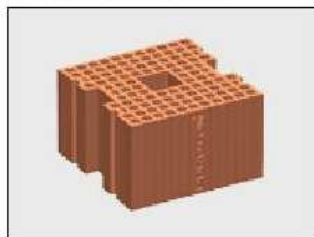
Le analisi strutturali condotte secondo la normativa di riferimento sono le seguenti:

Analisi Statica Non Sismica (§4.5.7);

Analisi Sismica Dinamica Modale con fattore di struttura $q = q_0 * K_R = 2.5 (\alpha_u/\alpha_1) * K_R = 2.5 * 1.5 * 0.8 = 3.00$ (§7.8.3).

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

POROTON BLOK 30x30 MA



Dimensioni (lxsxh): 300x300x185 mm

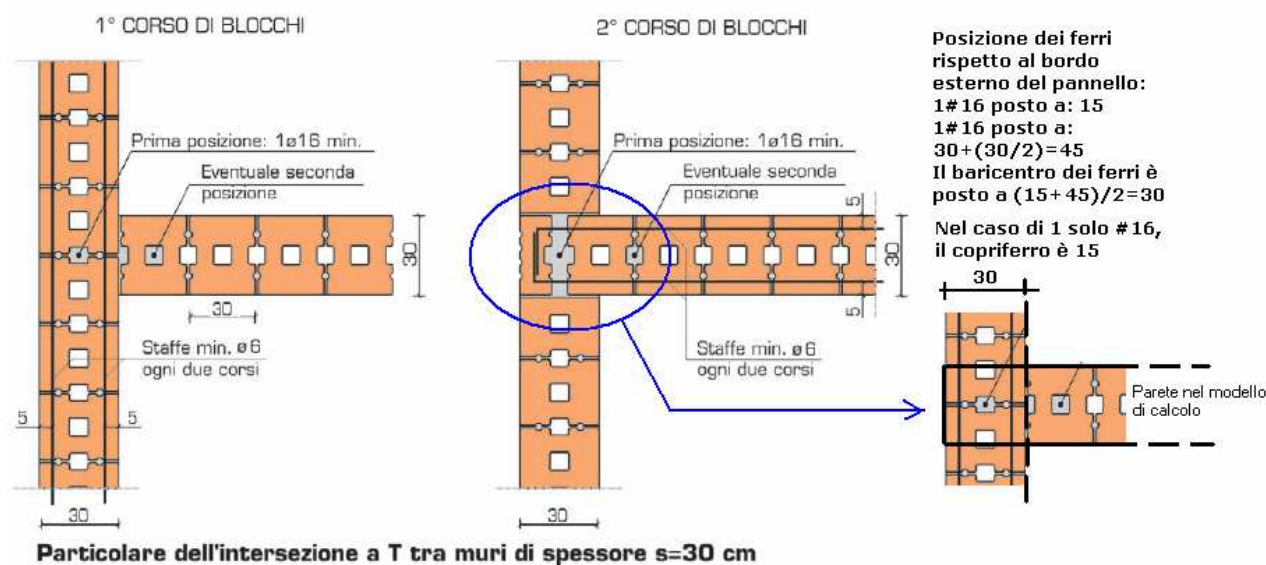
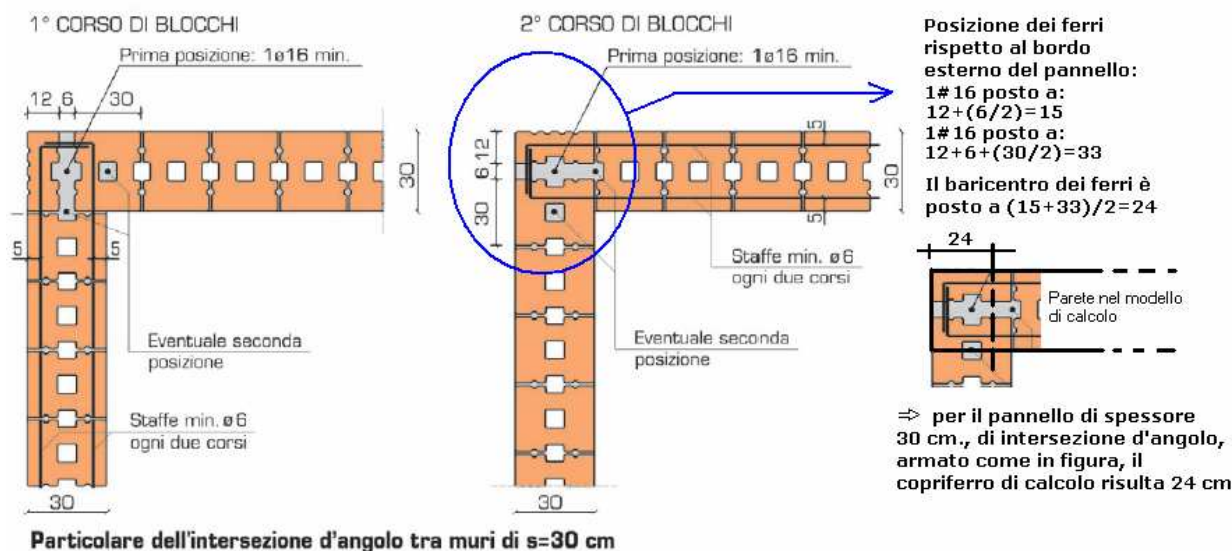
Blocco per muratura armata di spessore 30 cm, serie P800 MA, prodotto da azienda aderente al Consorzio Poroton Italia

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

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

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

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



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

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

Per l'esecuzione delle verifiche, si ha:

- per le verifiche a **pressoflessione complanare**:

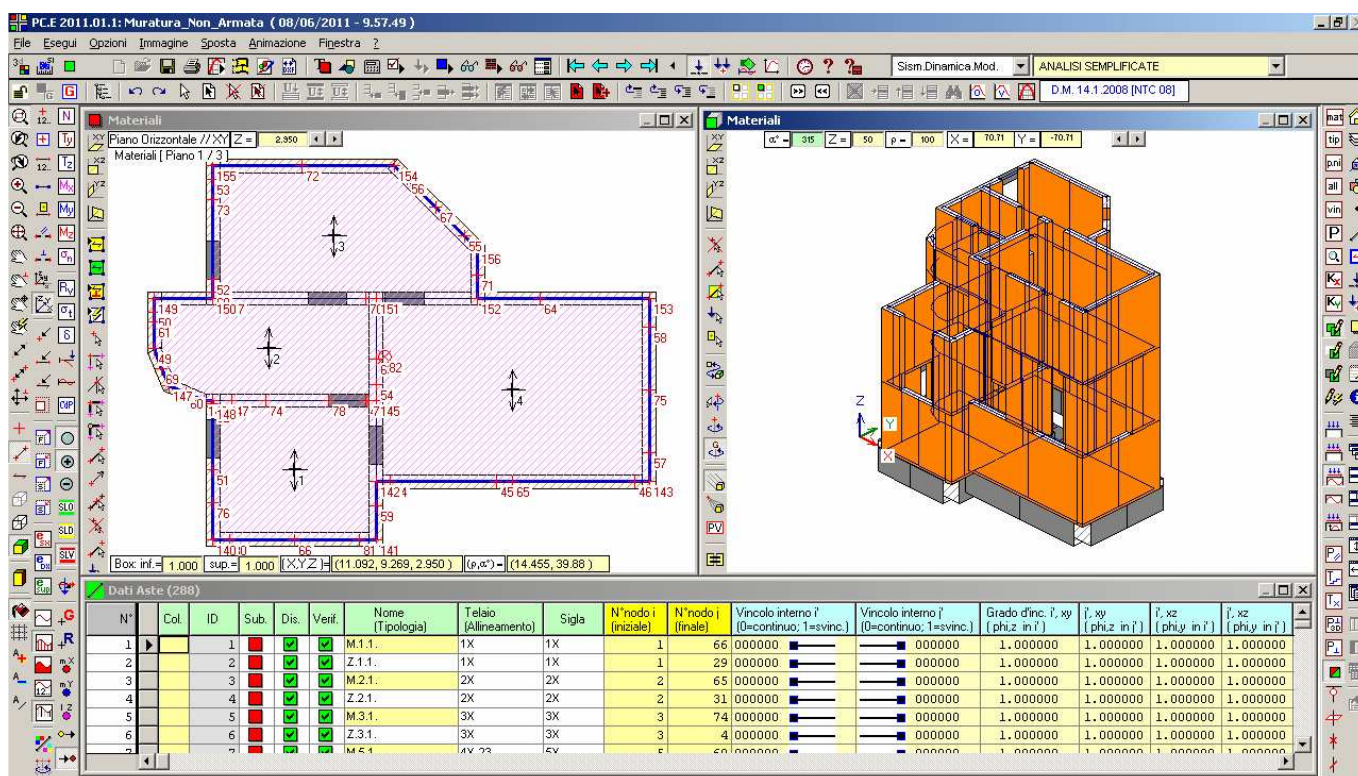
l'armatura ai bordi di ogni pannello viene realizzata con 2#16, ed il copriferro di riferimento è assunto ovunque pari a 30 cm. (a favore di sicurezza; infatti nelle intersezioni interne potrebbe essere assunto inferiore)

- per le verifiche a **taglio**: staffatura #6 ogni due corsi (interasse = 40 cm)
- per le verifiche a **pressoflessione ortogonale**:

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

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

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



Analisi Sismica Dinamica Modale [S7.8.1.5.3]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
 Verifiche di Resistenza
 Costruzione di Classe II: obbligatoria
 [S7.3.6.1, S7.8.2.2]
 PressoFlessione Complanare [S7.8.2.2.1] **0.242** 77.1%
 Taglio per Scorrimento [S7.8.2.2.2] **1.055** 100%
 Taglio per Fessuraz. Diagonale [S8.7.1.5]
 PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D)
 PressoFlessione Ortogonale [S7.2.3] **2.671** 100%
 SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [S6.4.2.1, S7.2.5] **1.951**

SLE di Danno (SLD)
 Verifica degli Spostamenti
 Costruzione di Classe II: obbligatoria
 [S7.3.7.2, S7.3.7]
 $(d_r / h)_{max}$ (per mille); deve essere: < 3 = **0.092**
 Coefficiente di sicurezza $(= 3 / (d_r / h)_{max})$ = **32.609**

Vai a: Resistenza SLD e Spostamenti SLD ...

Chiudi

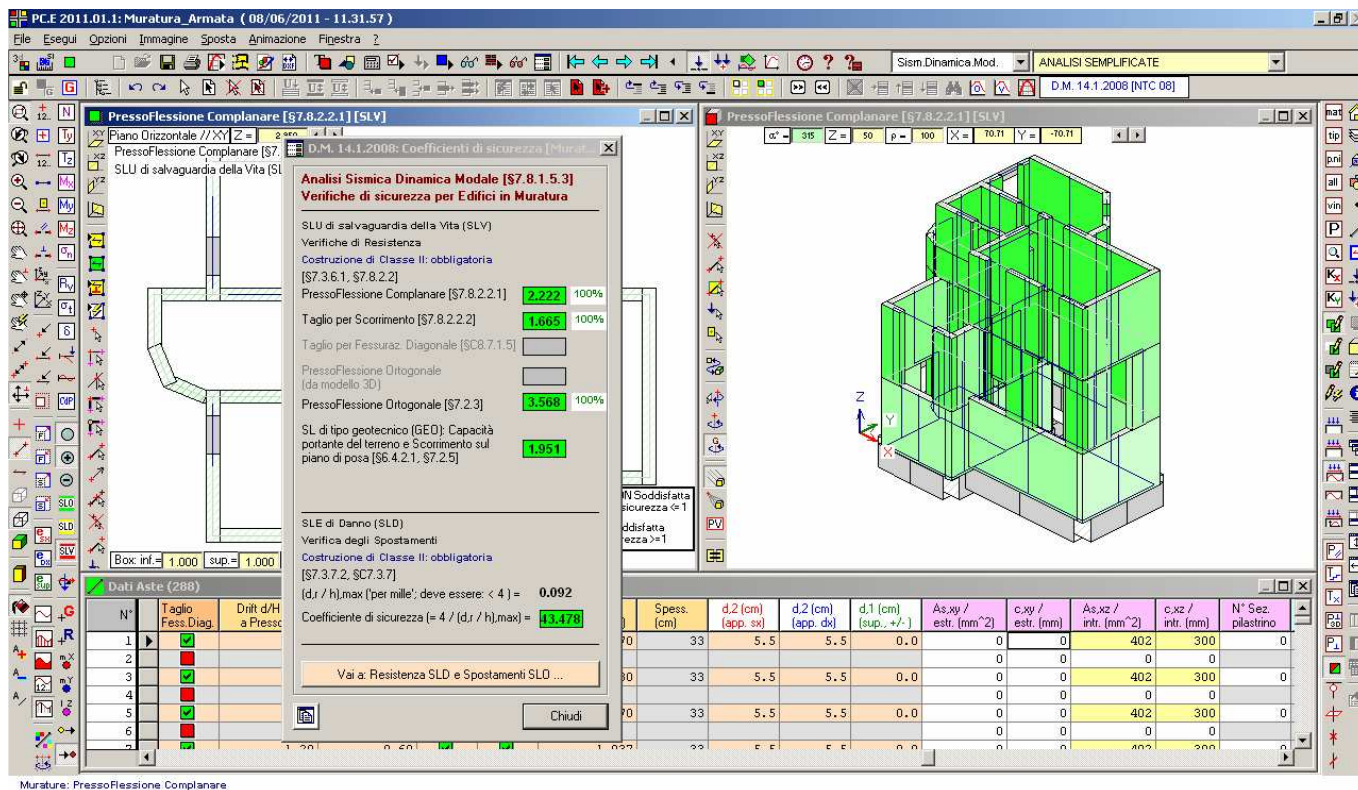
N°	Taglio Scorr.	Taglio Fess. Di
1	✓	✓
2	✓	✓
3	✓	✓
4	✓	✓
5	✓	✓
6	✓	✓

Interasse di irrigidimento (m)	
4.270	
6.930	
4.270	

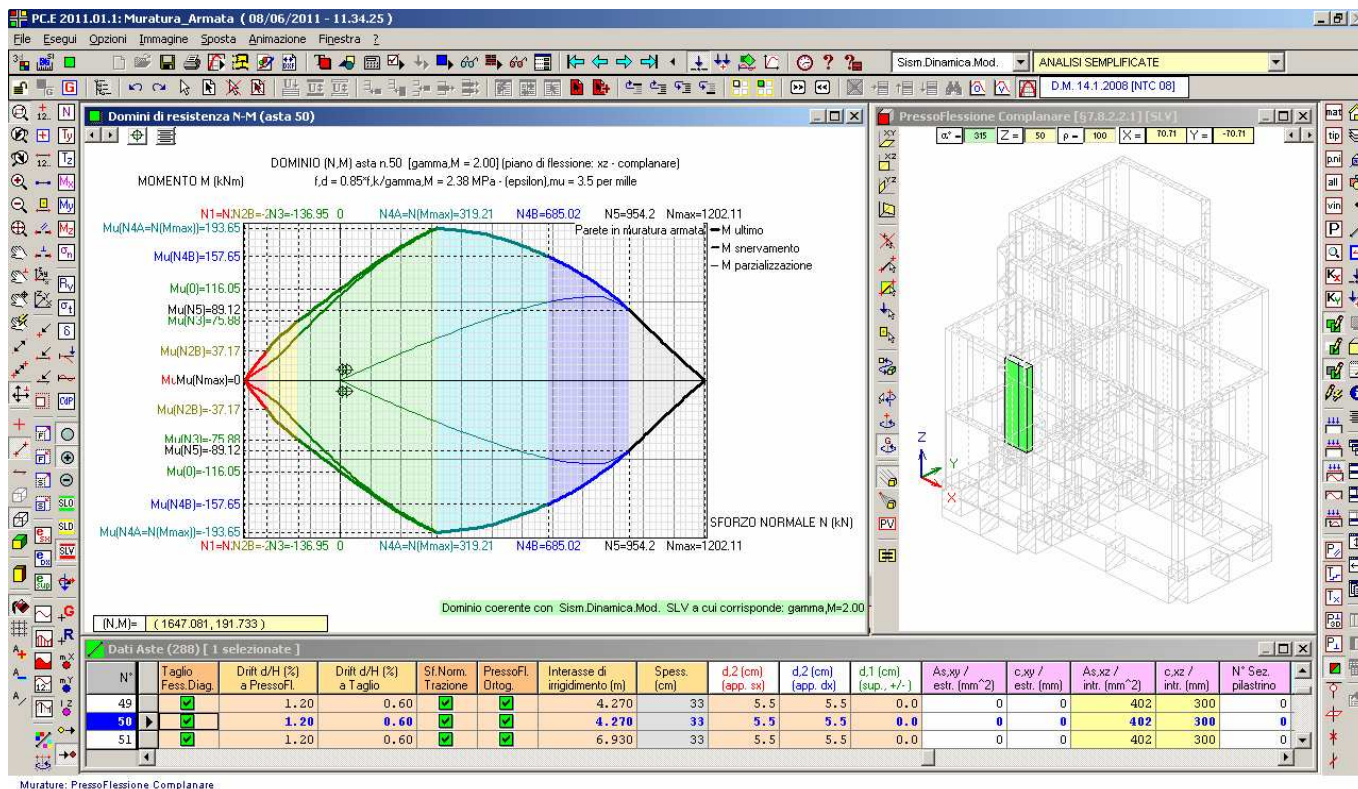
	33	5.5	5.5	0.0	0	0	0	0
	33	5.5	5.5	0.0	0	0	0	0

[illegible]

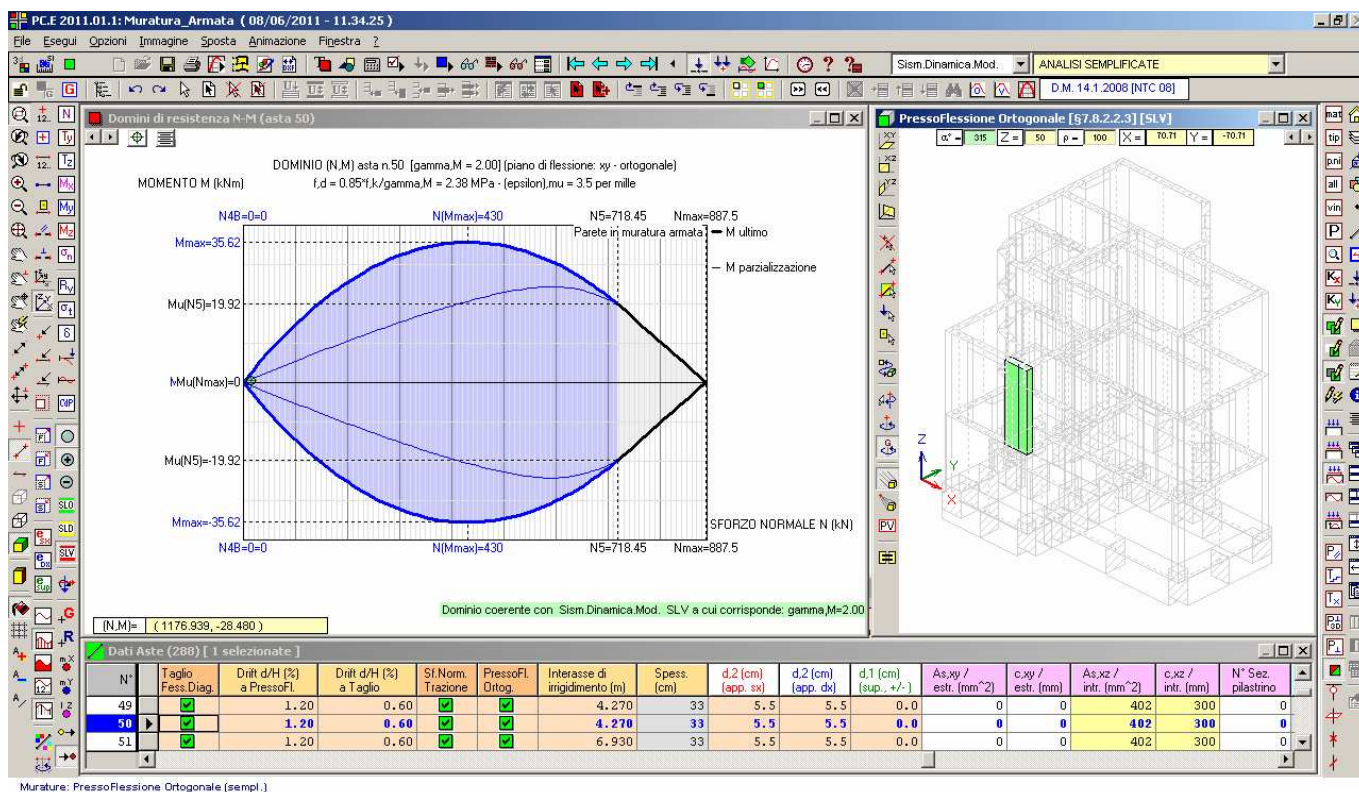
Passando al modello in muratura armata: *Pce\Progetti\Muratura_Armata*, si eseguono verifiche analoghe; i risultati sono rappresentati nella figura seguente:



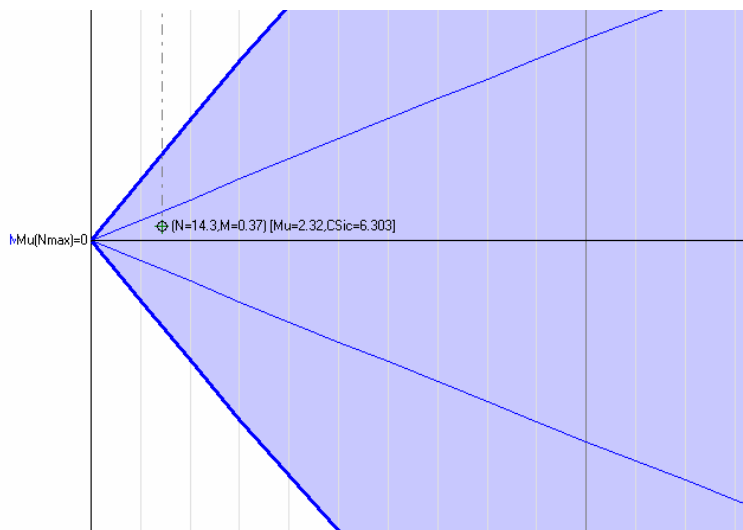
La Pressoflessione Complanare è ora pienamente soddisfatta. Si visualizzano quindi i risultati della parete n°50 nel dominio complanare, constatando che i punti di sollecitazione restano tutti ampiamente interni al dominio della sezione armata.



Consultazioni analoghe si possono fare per le altre pareti e per la pressoflessione ortogonale. Restando sulla parete 50, si scorrono i domini fino a visualizzare il dominio coerente con la pressoflessione ortogonale a stato limite SLV (è il dominio costruito per il piano ortogonale, che è in muratura ordinaria per le motivazioni già esposte, riguardanti la posizione delle barre nel piano medio della parete):



Un ingrandimento della zona del punto di sollecitazione è riportato nell'immagine seguente:




Si osservi una particolarità emersa in questo confronto, riguardante la pressoflessione ortogonale: pur essendo invariati i domini di resistenza relativi al piano ortogonale, fra edificio non armato ed edificio armato, il coefficiente di sicurezza aumenta nel caso della muratura armata: passa da 2.671 a 3.568. Ciò è dovuto ad un momento sismico minore nel caso della muratura armata, determinato dal fatto che l'applicazione dei requisiti della Tab. 7.8.II relativi alle pareti resistenti al sisma porta a valutazioni differenti fra muratura ordinaria e armata. In particolare, nel caso della muratura armata i requisiti sono meno restrittivi, e per alcune pareti vengono soddisfatti quando sono armate. Da ciò segue un periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento strutturale in direzione ortogonale (T_a) che può

essere posto pari a 0, con conseguente diminuzione della forza sismica e quindi del momento da essa indotto (§7.2.3, §7.8.1.5.2).

Alcune ulteriori osservazioni sulle murature armate e sul modello esaminato:

- nell'esempio, per focalizzare le idee sulla muratura armata, non si sono attivate verifiche di resistenza per gli elementi in c.a., in particolare per le fondazioni: queste possono essere svolte normalmente, definendo i parametri corrispondenti nella scheda dei Parametri di Calcolo relativa al c.a. e nei dati Aste delle travi di fondazione. In tal modo, oltre alle verifiche di tipo geotecnico (GEO) sulla capacità portante e lo scorrimento, saranno disponibili anche le verifiche di tipo strutturale (STR);
- nel modello non ci sono fasce murarie. In vari altri casi di edifici in muratura armata queste sono presenti; in tal caso, sono elementi di tipo S o F come per la muratura ordinaria, ma con armature corrispondenti all'intradosso e all'estradosso della fascia. Conseguentemente, vengono eseguite verifiche di sicurezza con domini di resistenza in modo analogo a quanto fatto per le pareti;
- nel caso esaminato, si è visto che le armature poste sul piano medio della parete conducono a un'impossibilità di tener conto di queste nelle verifiche ortogonali. Ciò non accade nel caso di altri tipi di murature armate, dove ad esempio ci sono veri e propri pilastri in c.a. alle estremità dei pannelli: in tali casi, nei Dati Aste si definiscono armature e copriferri anche in direzione ortogonale.

 **Nota bene** Una nota sulla **Gerarchia delle Resistenze**, prevista dal D.M. 14.1.2008 (§7.8.1.7). Le prove eseguite hanno mostrato che l'incremento delle azioni di taglio che ne deriva è decisamente troppo cautelativo e determina verifiche soddisfatte con notevole difficoltà. Può essere quindi non conveniente perseguire tale principio, almeno per gli edifici di altezze standard (2-3 piani al massimo). In ogni caso, a partire dalla versione 2011 PC.E ha reso disponibile anche la possibilità di considerare un edificio in muratura armata con gerarchia delle resistenze (vd. Parametri di Calcolo, scheda Muratura (1), Tipologia strutturale). ■

5. ALTRE FUNZIONALITA'

Le funzionalità descritte in questo capitolo sono fra le più significative introdotte con le più recenti versioni (2011/2012).

5.1. PRESSOFLESSIONE NELLE FASCE: COME SI CONSIDERA LA RESISTENZA A TRAZIONE

Per le **fasce murarie** (elementi striscia, sottofinestra), qualificate nel D.M. 14.1.2008 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 (per le strisce: architrave sopra l'apertura sottostante la striscia) e/o estradosso (per le fasce: cordolo di piano). Tale resistenza a trazione viene definita nei dati attraverso l'armatura ed il corrispondente copriferro. Una fascia dotata di elemento resistente a trazione viene sempre sottoposta a verifica a pressoflessione tramite la costruzione del dominio di resistenza N-M ed il confronto fra momento sollecitante e momento resistente (ultimo).

Per le fasce murarie viene sempre eseguito il controllo che l'armatura tesa (alternativamente, quella in intradosso e quella in estradosso) non abbia una resistenza superiore a $0.4 f_{hd} * ht$ (§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): in analisi lineare, $f_{hd} = f_{hk} / \gamma_M$.

NTC08 (§7.8.2.2.4) riconduce la verifica a pressoflessione delle fasce ad un confronto sul taglio massimo resistente; in PC.E, seguendo un'impostazione equivalente più generale, la verifica a pressoflessione viene ricondotta direttamente al confronto fra momento di calcolo e momento ultimo. Nella verifica a pressoflessione della fascia assume particolare importanza il segno del momento flettente di calcolo: per $M > 0$, le fibre tese sono inferiori e la resistenza a trazione chiamata in causa corrisponde all'elemento teso in intradosso (p.es. architrave sopra porta o finestra, nel caso di striscia); per $M < 0$, le fibre tese sono superiori e la resistenza a trazione chiamata in causa corrisponde all'elemento teso in estradosso (p.es. cordolo di piano, nel caso di striscia).

La verifica a pressoflessione nella fascia di piano (composta, nel caso più generale, da striscia e sottofinestra) viene talvolta limitata all'elemento striscia; la resistenza a trazione indicata può essere convenzionale, come nel caso di fasce di piano senza elementi specifici resistenti a trazione, quali cordoli o architravi: un caso del genere si presenta negli edifici esistenti, p.es. in fasce impostate su piattabande o archi murari (che definiscono le aperture sottostanti): in casi di tale tipo talvolta la verifica a pressoflessione viene omessa, limitando il controllo alla verifica a taglio (sempre eseguibile anche in travi di sola muratura) ed eventualmente integrando l'analisi globale con verifiche locali di stabilità specifiche per gli archi murari che definiscono l'apertura (utilizzando appropriati modelli di calcolo quali la teoria di Heyman).

5.2. DEFINIZIONE DI P_{GA} COME ACCELERAZIONE SU SUOLO RIGIDO O CON EFFETTI DI SITO

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 .

Nel primo caso assume lo stesso significato del parametro a_g tabulato nel D.M. 14.1.2008 nell'ambito del reticolo sismico; nel secondo caso, PGA corrisponde al prodotto $a_g \cdot S$ ($S = S_s \cdot S_T$).

Si osservi che mentre il periodo di ritorno non ha definizioni alternative, e quindi l'Indicatore di Rischio in termini di T_R assume un preciso valore invariabile, l'Indicatore di Rischio in termini di PGA è condizionato dalla scelta sul significato di PGA. Nel caso di accelerazione su suolo rigido, il rapporto è tra la a_g sostenibile (capacità) e la a_g da reticolo sismico (domanda); a parte il caso in cui coincidano ($I.R. = 1.000$), le due accelerazioni (capacità e domanda) sono distinte.

Ad a_g corrispondono univocamente, secondo il reticolo sismico, T_R , F_o e T_C^* , mentre il fattore di suolo S risulta legato ad a_g e F_o attraverso il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s (§3.2.3.2.1): a valori di a_g diversi corrispondono quindi, in generale, diversi valori di S .

Nella formula dell'Indicatore di Rischio in termini di PGA, vi saranno una capacità ed una domanda date dall'accelerazione su suolo rigido amplificata di un fattore S diverso tra numeratore (capacità) e denominatore (domanda), e quindi $IR(PGA)$ tenendo conto degli effetti di suolo sarà diverso da $IR(PGA)$ considerando la PGA come accelerazione su suolo rigido. La diversa scelta del significato di PGA non comporta variazioni sull'Indicatore di Rischio $IR(PGA)$ solo quando S assume lo stesso valore in corrispondenza di tutti i valori di a_g previsti dal reticolo. In particolare, ciò accade adottando la 'microzonazione sismica' (descritta al punto seguente).

Parametri di Calcolo

Generali | Sismica (1) | Sismica (2) | Modale | Muratura (1) | Muratura (2) | Pushover (1) | Pushover (2) | Pushover (3) | Mur. Armata | C.a.

Determinazione dell'Azione Sismica [§3.2]

1. Pericolosità sismica:
Coordinate geografiche del sito (nel sistema ED50, utilizzato da INGV per il reticolo), in gradi decimali:
Longitudine = 10.851111 | Latitudine = 43.681667

Tipo di interpolazione:
☐ Media ponderata: [3], §AII.A
☒ Superficie rigata [§CA]

WGS84 <-> ED50 ...
Tab.2, All.B:
Sito non in Tab.2

Reticolo intorno al sito...
Incolla da Spettri, Cons.Sup.LLPP.

T_R (anni)	a_g (g)	F_o	T_C^* (sec)
30	0.043	2.549	0.242
50	0.054	2.562	0.254
72	0.061	2.580	0.262
101	0.070	2.550	0.268
140	0.080	2.555	0.271
201	0.091	2.541	0.275
475	0.123	2.542	0.284
975	0.161	2.456	0.289
2475	0.210	2.480	0.300

2. P.V.R. %: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R per ciascun Stato Limite (Tab. 3.2.1):

Stati limite	P.V.R. (%)
SLE: SLO	81
SLE: SLD	63
SLU: SLV	10
SLU: SLC	5

V_R (anni) = 50
 $T_R = V_R / \ln(1 - P.V.R.)$

3. Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno Stato Limite, e: S_s , C_c , S , T_B , T_C , T_D , F_y [§3.2.3]:

Stati	Limite	T_R (anni)	a_g (g)	F_o	T_C^* (sec)	S_s	C_c	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)	F_y
SLE	SLO	30	0.043	2.549	0.242	1.000	1.000	1.000	0.081	0.242	1.772	0.714
SLE	SLD	50	0.054	2.562	0.254	1.000	1.000	1.000	0.085	0.254	1.816	0.804
SLU	SLV	475	0.123	2.542	0.284	1.000	1.000	1.000	0.095	0.284	2.092	1.204
SLU	SLC	975	0.161	2.456	0.289	1.000	1.000	1.000	0.096	0.289	2.244	1.330

Categoria di sottosuolo: A | h/H (h = quota sito, H =altezza rilievo topografico) ($0 < h/H \leq 1$) = 0.000 [§3.2.3.2.1: $S_T = 1.00$]
Categoria topografica: T1 | Coefficiente di amplificazione topografica S_T = 1.000

Componente orizzontale:
SLE: Smorzamento viscoso: ξ (%) = 5 → η = 1.000
SLU: α_v/α_h (secondo §C8.7.1.2: 1.50) = 1.40 → q_0 = 2.800
Secondo Normativa: $q = k^*(a_u/a_1)$. Si ha: $k = 2.0$, e quindi: $q = 2.800$
☒ Regolarità in altezza → q = 2.800 → η = 0.357

Componente verticale:
SLE: ξ (%) = 5 → η = 1.000
SLU: q = 1.500 → η = 0.667

Definizione di PGA
☒ acc. su roccia (come a_g)
☐ $a_g \cdot S$ ($S = S_s \cdot S_T$)

S.S. da microzonazione sismica
☐ S.S. da microzonazione sismica

Reimpostazione parametri dipendenti Tab.3. | ☒ Reimpostazione automatica Tab.3.

Legenda Parametri (modifiche: in confronto ai valori definiti dai criteri del DM 14.1.2008):
indipendenti | modificati | modificabili, ma non modificati | non modificabili

OK | Annulla

5.3. MICROZONAZIONE SISMICA: FATTORE DI SUOLO S INDIPENDENTE DAI PARAMETRI DI SPETTRO DEL D.M. 14.1.2008

Parametri di Calcolo

Generali | Sismica (1) | Sismica (2) | Modale | Muratura (1) | Muratura (2) | Pushover (1) | Pushover (2) | Pushover (3) | Mur. Armata | C.a.

Determinazione dell'Azione Sismica [§3.2]

1. Pericolosità sismica:
Coordinate geografiche del sito (nel sistema ED50, utilizzato da INGV per il reticolo), in gradi decimali:
Longitudine = 10.851111 | Latitudine = 43.681667

Tipo di interpolazione:
☐ Media ponderata: [3], SALLA
☒ Superficie rigata [SCA]

WGS84 <-> ED50 ...
Tab.2, All.B:
Sito non in Tab.2
Incolla da Spettri, Cons.Sup.LLPP.

Reticolo intorno al sito...

2. P.V.R. %: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V.R. per ciascun Stato Limite (Tab. 3.2.1):

Stati limite	P.V.R. (%)
SLE: SLO	81
SLE: SLD	63
SLU: SLV	10
SLU: SLC	5

V.R. (anni) = 50
T.R. = V.R./ln(1-P.V.R)

3. Valori dei parametri a.g, F.o, TC* per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno Stato Limite, e: S,S, C,C, S, TB, TC, TD, F.v [§3.2.3]:

Stati	Limite	TR (anni)	a.g (g)	F.o	TC* (sec)	S,S	C,C	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	F.v
SLE	SLO	30	0.043	2.549	0.242	1.250	1.000	1.250	0.081	0.242	1.772	0.714
SLE	SLD	50	0.054	2.562	0.254	1.250	1.000	1.250	0.085	0.254	1.816	0.804
SLU	SLV	475	0.123	2.542	0.284	1.250	1.000	1.250	0.095	0.284	2.092	1.204
SLU	SLC	975	0.161	2.456	0.289	1.250	1.000	1.250	0.096	0.289	2.244	1.330

Categoria di sottosuolo: A | h/H (h= quota sito, H=altezza rilievo topografico) (0<h/H<=1) = 0.000 | (\$3.2.3.2.1: ST=1.00)
Categoria topografica: T1 | Coefficiente di amplificazione topografica S,T = 1.000

S,S da microzonazione sismica ☒ Definizione di PGA
☒ acc. su roccia (come a.g)
☐ a.g*S (S=S,S * S,T)

- Componente orizzontale:
SLE: Smorzamento viscoso: ξ (%) = 5 → η = 1.000
SLU: α_v/α_s (secondo §C8.7.1.2: 1.50) = 1.40 → q_0 = 2.800
Secondo Normativa: $q = k \cdot (\alpha_v/\alpha_s)$. Si ha: $k = 2.0$, e quindi: $q = 2.800$
☒ Regolarità in altezza → q = 2.800 → η = 0.357

- Componente verticale:
S,S = 1.000 | S = 1.000 | T (sec): TB = 0.050 | TC = 0.150 | TD = 1.000
SLE: ξ (%) = 5 → η = 1.000
SLU: q = 1.500 → η = 0.667

Reimpostazione parametri dipendenti Tab.3 | ☒ Reimpostazione automatica Tab.3

Legenda Parametri (modifiche: in confronto ai valori definiti dai criteri del DM 14.1.2008):
indipendenti | modificati | modificabili, ma non modificati | non modificabili

OK | Annulla

Selezionando l'opzione relativa alla microzonazione sismica, il campo del coefficiente di amplificazione stratigrafica S,S della tabella 3. per SLV (vd. fig.) diviene editabile. Confermandone un certo valore (dato appunto dagli studi di microzonazione), tutti i valori di S,S relativi ai 4 stati limite di riferimento si aggiornano a tale valore. Di conseguenza, viene aggiornato il parametro S, a sua volta dipendente anche da S,T (quest'ultimo tuttavia non ha relazione con lo stato limite considerato né con i parametri di spettro, ma è un dato fisso per l'edificio in esame).

In tal modo, i dati di microzonazione assumono priorità rispetto ai valori del fattore di suolo definiti dalla norma nazionale (D.M. 14.1.2008).

In particolare, questa procedura è segnalata da un documento della Regione Molise, elaborato dalla Commissione Microzonazione Sismica (reperibile dal menu Normativa, finestra Progetto, di PC.E) in data 11.10.2010. Si segnala in particolare il punto 3., dove si tratta l'interferenza tra gli studi di microzonazione e le prescrizioni sismiche del D.M. 14.1.2008.

5.4. FATTORE DI CONFIDENZA F_C IN INPUT, INDIPENDENTE DAL LIVELLO DI CONOSCENZA

Parametri di Calcolo

Generali | Sismica (1) | Sismica (2) | Modale | **Muratura (1)** | Muratura (2) | Pushover (1) | Pushover (2) | Pushover (3) | Mur. Armata | C.a.

Edifici in Muratura: Generalità

Tipo di Edificio: Livello di Conoscenza

Tipologia strutturale

☒ Muratura Ordinaria ☐ Muratura Armata

☐ Muratura Armata, progettata secondo Gerarchia Resistenze

Edificio Nuovo o Esistente [per esistenti: FC da Tab. C8A.1.1]

☐ Nuovo: C.Sic. = Coeff. Parz. Sic. (g).m = 2.00

☐ Verifica di robustezza del progetto secondo §3.1.1

☐ Esistente, LC1 (limitata) [FC=1.35]

☒ Esistente, LC2 (adeguata) [FC=1.20]

☐ Esistente, LC3 (accurata) [FC = 1.00]

[FC secondo §C8A.1.A.4]

FC in edifici monumentali: cfr. §4.2, Circ.26 2.12.2010, Min. Beni Culturali

FC = 1.20

Coeff. parz. di sicurezza (g).m [= (gamma).m]:

Statica [§4.5.6.1]: 2.00

Sismica [§7.8.1.1]: 2.00

Per Edifici Esistenti: (gamma).m * FC [§8.5.4]:

Statica: 2.40

Sismica: 2.40

Analisi Statica NON Sismica. Verifiche di Resistenza [§4.5.6.2]

Per Azioni Complanari (PressoFlessione e Taglio): si applicano le stesse modalità di verifica dell'Analisi Sismica (vd. scheda 'Muratura (2)').

PressoFlessione Ortogonale (o: per carichi laterali):

☐ Con azioni derivanti dal modello di calcolo (3D)

☐ Eccentricità minima (h/200) [(4.5.9) in §4.5.6.2] anche per verifiche con azioni da modello di calcolo (3D)

☒ Metodo semplificato: ipotesi di articolazione delle estremità della parete (supposta incernierata a livello dei piani) [§4.5.5, §4.5.6.2]

☒ Eseguire le verifiche statiche a PressoFlessione Ortogonale (sia da modello 3D, sia con metodo semplificato): solo in Mezzeria

Stati Limite Ultimi per Carichi concentrati

Verifiche per Carichi concentrati secondo il D.M. 14.1.2008: suggerimenti sul percorso operativo

Sezioni di Verifica per Azioni Complanari

Per le Azioni Complanari, in Analisi Statica e in Analisi Sismica, eseguire le verifiche [PressoFlessione Complanare, Taglio per Scorrimento, Taglio per Fessurazione Diagonale]: alla Base (obbligatorie); in Sommità:

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

Edifici in Muratura: Analisi Sismica (1)

Valutazione della sicurezza: Indicatori di Rischio Sismico

Tipo di valutazione

☒ Edificio Esistente: Adeguamento, o: Stato Attuale di un intervento di Miglioramento; oppure: Edificio Nuovo

☐ Edificio Esistente: Stato di Progetto di un intervento di Miglioramento (da confrontare con lo Stato Attuale specificato)

☒ Per Edifici Esistenti: valutare la sicurezza con riferimento ai soli Stati Limite Ultimi (SLV) [§8.3]

Eseguire il calcolo della capacità in termini di PGA (e di TR) ed il confronto con la domanda, per la definizione degli Indicatori di Rischio Sismico

Per Interventi di Miglioramento:

Nei progetti di Miglioramento: i valori degli Indicatori di Rischio Sismico allo Stato di Progetto devono essere maggiori dei corrispondenti valori allo Stato Attuale.

Se lo Stato corrente è lo Stato di Progetto: specificare il nome del file corrispondente allo Stato Attuale (per eseguire il confronto: Sarà ovviamente un nome diverso dal nome del Progetto corrente):

Se il nome del file non è specificato, non sarà eseguito alcun confronto (l'esecuzione effettiva del confronto richiede la disponibilità dei risultati del progetto indicato come Stato Attuale)

OK Annulla

I valori di F_C normalmente corrispondenti al livello di conoscenza vengono evidenziati nella finestra di PC.E. E' possibile adottare valori di F_C differenti, in relazione ad esigenze specifiche, legate ad esempio agli edifici monumentali e alla modalità di calcolo di F_C indicata nella normativa dedicata (cfr. Circ.26 del 2.2.2010, §4.2).

5.5. CAPACITÀ DELLA STRUTTURA ESPRESSA IN TERMINI DI VITA NOMINALE

Nelle schede di sintesi dei risultati delle verifiche sismiche, finalizzati alla definizione degli Indicatori di Rischio, si riporta anche il seguente schema:

Capacità della struttura in termini di Vita Nominale:

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) C_U

Dati in input (domanda): Vita Nominale V_N (§2.4.1) - Vita di Riferimento (§2.4.3) $V_R = V_N * C_U$

PV_R per SLV (definita in input)

Dai risultati dell'analisi: capacità in termini di periodo di ritorno TR_{CLV}

Dalla relazione: $TR = -V_R / \ln(1-PV_R)$, ponendo $TR=TR_{CLV}$ e assumendo PV_R per SLV definita in input, seguono la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (V_{RC}) e quindi di Vita Nominale (V_{NC}).

La **capacità della struttura in termini di Vita Nominale (V_{NC})** 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. Se dal calcolo risulta $V_{NC} \leq 35/C_U$, si assume comunque $V_{NC} = 35/C_U$ (cfr. §2.4.3). Se risulta: $TR_{CLV} \geq 2475$ anni, si potrà considerare un valore della vita nominale \geq del limite V_{NC} riportato nella scheda (corrispondente a $TR=2475$ anni: $V_{NC} \geq 2475 * -\ln(1-PV_R) / C_U$).

In relazione a questo argomento, si riporta un estratto della Circ. 26 de 2.12.2010 sui beni monumentali (§2.4), tratto dal paragrafo sulla sicurezza sismica:

"(...) Nel caso di progettazione di un intervento di miglioramento sismico (LV2, LV3), piuttosto che all'indice di sicurezza sismica valutato con la (2.3) $[T_{SLV} / TR_{SLV} \equiv TR_{CLV} / TR_{DLV}]$ può essere opportuno riferirsi direttamente alla vita nominale, ovvero valutare la vita nominale corrispondente allo stato attuale e quella ottenibile a seguito dell'intervento:

$$V_N = - (T_{SL} / C_U) * \ln(1-PV_R) \quad (2.4)$$

dove T_{SL} è il periodo di ritorno dell'azione sismica che porta al raggiungimento del generico stato limite valutato prima e dopo l'intervento e PV_R è la probabilità di superamento relativa allo stato limite considerato (ad esempio 10% per lo SLV).

Coerentemente con il fatto che per un bene culturale non è prescritto il raggiungimento di un prefissato livello di sicurezza (le NTC assumono che per le opere ordinarie l'adeguamento sismico sia conseguito assumendo $V_N \geq 50$ anni), garantire l'intervento per una vita nominale minore significa accettare di dover provvedere ad una nuova verifica entro tale termine, oltre a prevedere un idoneo programma di monitoraggio e, nei casi di edifici con funzione strategica o sociale, eventuali provvedimenti per garantire la sicurezza (limitazioni dell'accessibilità, sistemi di protezione per gli occupanti, ecc.). Secondo tale principio, valori della vita nominale maggiori di 20 anni possono comunque considerarsi ammissibili per un manufatto tutelato.(...)"