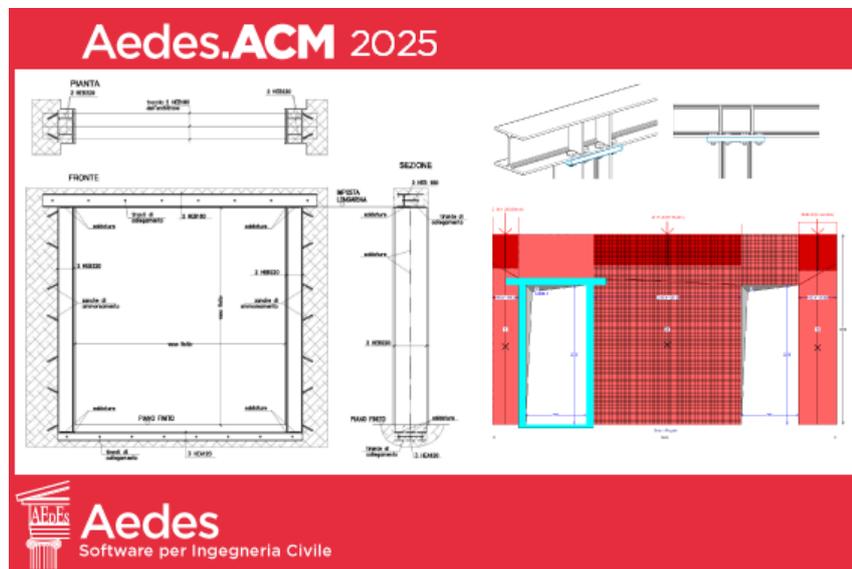


Copyright



## Aedes.ACM 2025

APERTURE E CERCHIATURE IN MURATURE PORTANTI

### Teoria, Manuale d'uso, Esempi applicativi

Ultima revisione di questo documento: 20.01.2025

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

© 1997-2025 AEDES Software per Ingegneria Civile

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

Tel.: +39 0571 401073 - [www.aedes.it](http://www.aedes.it)

Amministrazione: [info@aedes.it](mailto:info@aedes.it) - Supporto tecnico: [assistenza@aedes.it](mailto:assistenza@aedes.it)

#### AVVERTENZE E CONDIZIONI D'USO

La AEDES Software si riserva il diritto di apportare miglioramenti o modifiche al programma Aedes.ACM (indicato con: ACM), 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.

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

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

## **INDICE**

### **A. LA TEORIA**

#### **A.1. INTRODUZIONE**

A.1.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

A.1.2. BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

#### **A.2. ANALISI DI PARETI MURARIE OGGETTO DI INTERVENTO**

A.2.1. COMPORTAMENTO STRUTTURALE DELLE PARETI IN MURATURA

A.2.2. CALCOLO DELLA FORZA ULTIMA PER PRESSOFLESSIONE NEL PIANO

A.2.3. CALCOLO DELLA FORZA ULTIMA PER TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE

A.2.4. CALCOLO DELLA FORZA ULTIMA PER TAGLIO PER SCORRIMENTO

#### **A.3. MODALITA' DI ESECUZIONE DELL'ANALISI**

A.3.1. COMPORTAMENTO STRUTTURALE DEL SINGOLO MASCHIO MURARIO

A.3.2. INFLUENZA DELLE FASCE DI PIANO SUL COMPORTAMENTO DEI MASCHI

A.3.3. COSTRUZIONE DELLA CURVA DI CAPACITA' (ANALISI STATICA NON LINEARE):  
COMPORTAMENTO STRUTTURALE DELLA PARETE COMPOSTA DA PIU' MASCHI MURARI

A.3.4. TELAI DI CERCHIATURA

A.3.5. VERIFICA DI SICUREZZA

A.3.6. SINTESI DEI RISULTATI

#### **A.4. ESTRATTI DALLA NORMATIVA TECNICA**

### **B. MANUALE D'USO**

#### **B.1. GENERALITA'**

B.1.1. AMBIENTE DI LAVORO

#### **B.2. FINESTRA PRINCIPALE**

B.2.1. BARRA DEGLI STRUMENTI

B.2.2. NAVIGATORE

B.2.3. COMANDI COMUNI

B.2.3.1. Menu FILE

B.2.3.2. Menu FINESTRA

B.2.3.3. Menu IMMAGINE

B.2.3.4. Menu ?

#### **B.3. FINESTRA PROGETTO**

B.3.1. Dati PROGETTO

B.3.1.1. PARAMETRI SISMICI

B.3.2. BARRA DEGLI STRUMENTI DELLA FINESTRA PROGETTO

B.3.3. Menu FILE

B.3.4. Menu ESEGUI

B.3.5. Menu OPZIONI

#### **B.4. ESECUZIONE DEI CALCOLI**

#### **B.5. FINESTRA CERCHIATURE**

B.5.1. Dati CERCHIATURE

B.5.1.1. Scheda GEOMETRIA E VINCOLI

B.5.1.2. Scheda MURATURA

B.5.1.3. Scheda STRUTTURE IN C.A.

B.5.1.4. Scheda STRUTTURE IN ACCIAIO

- B.5.1.5. Scheda CARICHI
- B.5.1.6. Scheda CALCOLO
- B.5.1.7. Schede GIUNTI: SOMMITA' e BASE
  - B.5.1.7.1. GIUNTI: MODALITA' OPERATIVE con ACM
  - B.5.1.7.2. Scheda SOMMITA'
  - B.5.1.7.3. Scheda BASE
- B.5.1.8. Scheda GRAFICA

B.5.2. Menu MODIFICA

B.5.3. Menu SPOSTA

## **B.6. FINESTRA PARETI**

B.6.1. Dati PARETI

B.6.1.1. Scheda GEOMETRIA

B.6.1.2. Scheda MURATURA

B.6.1.3. Scheda CARICHI

B.6.1.4. Scheda APERTURE-MASCHI

B.6.1.4.1. DATI APERTURE

B.6.1.4.2. DATI MASCHI

B.6.1.4.3. DATI NICCHIE

B.6.1.5. Scheda CALCOLO (1)

B.6.1.5.1. COMPORTAMENTO DEI MASCHI MURARI: RIGIDEZZA

B.6.1.5.2. COMPORTAMENTO DEI MASCHI MURARI: SPOSTAMENTO ULTIMO

B.6.1.6. Scheda CALCOLO (2)

B.6.1.7. Scheda CALCOLO (3)

B.6.1.7.1. RINFORZO CON FRMC

B.6.1.7.2. RINFORZO CON INTONACO ARMATO

B.6.1.8. Scheda CALCOLO (4)

B.6.1.9. Scheda GRAFICA

B.6.2. Menu MODIFICA

B.6.3. Menu SPOSTA

## **B.7. FINESTRA TABELLA MATERIALI**

B.7.1. Dati TABELLA MATERIALI

B.7.2. Menu MODIFICA

B.7.3. Menu OPZIONI

## **B.8. FINESTRA RISULTATI**

B.8.1. RISULTATI CERCHIATURE

B.8.1.1. Scheda RIGIDEZZA

B.8.1.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE (SLE; SLU)

B.8.1.2.1. Scheda VERIFICA PER SLE: STATO LIMITE DI ESERCIZIO

B.8.1.2.2. Scheda VERIFICA PER SLU: STATO LIMITE ULTIMO

B.8.1.3. Scheda GIUNTI

B.8.1.4. Scheda SISMICA

B.8.2. RISULTATI PARETI

B.8.2.1. Scheda STATICA

B.8.2.2. Scheda SISMICA: COEFFICIENTI DI SICUREZZA

B.8.2.3. Scheda SISMICA: STATO ATTUALE

B.8.2.4. Scheda SISMICA: STATO DI PROGETTO

B.8.2.5. CURVA DI CAPACITA' DELLA PARETE

## **B.9. GRAFICA**

B.9.1. Menu IMMAGINE

## **B.10. FINESTRA RELAZIONE**

B.10.1. Menu FILE

## **B.11. FINESTRA GALLERIA**

## **B.12. SUGGERIMENTI SULL'USO INFORMATICO**

B.12.1. COME FARE PER...

B.12.1.1. SALVARE UNA SCHERMATA

B.12.1.2. INTRODURRE NUOVI MATERIALI E ASSEGNARLI A PARETI

B.12.1.3. INSERIRE NELLA RELAZIONE LE FIGURE DELLA FINESTRA GRAFICA

B.12.2. SOLUZIONI IN CASO DI DIFFICOLTA'

B.12.2.1. NELLA STAMPA NON COMPAIONO TUTTE LE CERCHIATURE O PARETI

B.12.2.2. FINESTRE SOVRAPPOSTE

B.12.2.3. IMPOSSIBILE APRIRE PIU' ISTANZE DI ACM

## **B.13. SUGGERIMENTI SULL'USO INGEGNERISTICO**

B.13.1. COME FARE PER...

B.13.1.1. INDIVIDUARE UNA PARETE MURARIA DA ANALIZZARE

B.13.1.2. ELEMENTI MURARI A SEZIONE TRASVERSALE NON RETTANGOLARE

B.13.1.3. MURATURE MISTE NON RICONOSCIBILI NELLE TIPOLOGIE DI NORMATIVA

B.13.1.4. CONSOLIDARE IN PRATICA UNA PARETE

## **C. ESEMPI APPLICATIVI e PROCEDURE DI VALIDAZIONE**

### **C.1. ESEMPIO PER LA VALIDAZIONE DEL SOFTWARE**

C.1.1. SVOLGIMENTO DELL'ESEMPIO CON CALCOLI MANUALI

C.1.2. SVOLGIMENTO DELL'ESEMPIO CON ACM E CONFRONTI SUI RISULTATI

### **C.2. ESEMPI DI APPRENDIMENTO**

C.2.1. ESEMPIO GUIDATO

C.2.2. CERCHIATURA IN CALCESTRUZZO ARMATO

C.2.3. INTONACO ARMATO

C.2.4. VERIFICHE DELLE FASCE

## **D. ANALISI PARAMETRICA**

D.1. INTRODUZIONE

D.2. ANALISI PARAMETRICA CON AEDES.ACM

D.3. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI VARIABILI

D.4. GENERAZIONE DELLE COMBINAZIONI

D.5. ESECUZIONE DELL'ANALISI PARAMETRICA

D.6. CONSULTAZIONE DEI RISULTATI

D.7. ANALISI DI SENSITIVITA'

D.8. ESEMPIO APPLICATIVO

## **E. FOGLI DI CALCOLO A CORREDO DI ACM**

### **E.1. GENERALITA'**

E.1.1. AMBIENTE DI LAVORO

E.1.2. FOGLIO DI CALCOLO: ANALISI DEI CARICHI

- E.1.2.1. GEOMETRIA DELL'EDIFICIO
- E.1.2.2. ANALISI DEI CARICHI
- E.1.3. FOGLIO DI CALCOLO: GIUNTO DI BASE
  - E.1.3.1. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI
  - E.1.3.2. MOMENTO RESISTENTE DI BASE
  - E.1.3.3. ESEMPIO DI VALIDAZIONE
    - E.1.3.3.1. VERIFICHE BULLONI
    - E.1.3.3.2. VERIFICA DELL'ANCORAGGIO
    - E.1.3.3.3. RESISTENZA PIASTRA INFLESSA
    - E.1.3.3.4. RESISTENZA A COMPRESSIONE
    - E.1.3.3.5. RESISTENZA GIUNTO DI BASE

## **F. GIUNTI NEI TELAI DI CERCHIATURA**

- F.1. INTRODUZIONE
- F.2. GIUNTO BULLONATO
  - F.2.1. GIUNTO BULLONATO NON IRRIGIDITO
  - F.2.2. GIUNTO BULLONATO IRRIGIDITO
- F.3. GIUNTO SALDATO
- F.4. IMPLEMENTAZIONE NEL SOFTWARE ACM

## **ARTICOLI TECNICO-SCIENTIFICI**

### **TELAI DI CERCHIATURA E INTERVENTI LOCALI: VARIAZIONI DI RESISTENZA E DI CAPACITA' DI SPOSTAMENTO**

INTERVENTI LOCALI SULLE PARETI IN MURATURA: DIAGRAMMA DI FLUSSO  
INTERVENTO CON CERCHIATURA: LIMITE SULLA VARIAZIONE DI RIGIDEZZA  
EFFETTI GLOBALI DI UN INTERVENTO LOCALE  
ANALISI PARAMETRICA DEGLI EFFETTI GLOBALI DI UN INTERVENTO LOCALE  
LIMITI SULLE VARIAZIONI DI RESISTENZA E SPOSTAMENTO  
CONCLUSIONI  
BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO  
APPENDICE A. PRINCIPALI CONTENUTI NORMATIVI

### **PARETI IN MURATURA E TELAI DI CERCHIATURA: INFLUENZA DEL VERSO DELL'AZIONE SISMICA**

TELAI DI CERCHIATURA: VERSO SISMICO E POSIZIONE DELL'APERTURA  
STATO DI SOLLECITAZIONE DELLA PARETE PER AZIONE ORIZZONTALE  
APERTURE CON TELAIO: RISPOSTA DIPENDENTE DAL VERSO DELL'AZIONE SISMICA  
IMPLEMENTAZIONE DEL VERSO DELL'AZIONE SISMICA NEL CALCOLO LOCALE DELLE  
PARETI  
VALIDAZIONE DELLA PROCEDURA PROPOSTA  
ESEMPIO APPLICATIVO  
CONCLUSIONI  
BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

## **NICCHIE CON TELAI DI CERCHIATURA NELLE PARETI IN MURATURA**

NICCHIE NELLE PARETI IN MURATURA: RIDUZIONE DELLA RESISTENZA  
NICCHIA CERCHIATA: DIMENSIONAMENTO DEL TELAIO DI RINFORZO  
NICCHIA CERCHIATA CON TELAIO IN ACCIAIO: ESEMPIO APPLICATIVO  
CONCLUSIONI

## **CERCHIATURE E TELAIO EQUIVALENTE: CONFRONTO CON TEST E VALIDAZIONE**

CERCHIATURE E PARETI IN MURATURA: IL METODO A TELAIO EQUIVALENTE  
LA CORRETTA FORMULAZIONE DEL METODO A TELAIO EQUIVALENTE  
TEST SPERIMENTALE E MODELLO NUMERICO FEM NON LINEARE  
MODELLO A TELAIO EQUIVALENTE: CONFRONTO CON I RISULTATI DEL TEST  
CONCLUSIONI  
BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

## **EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA: FATTORE DI CONFIDENZA E MODULI ELASTICI**

IL FATTORE DI CONFIDENZA NELLA NORMATIVA VIGENTE  
FATTORE DI CONFIDENZA APPLICATO AI MODULI DI ELASTICITA': CASI STUDIO  
INTERVENTO LOCALE CON TELAIO DI CERCHIATURA  
STUDIO DI UN MODELLO GLOBALE CON ANALISI PARAMETRICA  
VALUTAZIONI DELLA SICUREZZA CON APPROCCI ALTERNATIVI:  
L'AFFIDABILITA' STRUTTURALE DEGLI EDIFICI ESISTENTI  
CONCLUSIONI  
BIBLIOGRAFIA

## **INTERVENTI LOCALI E CERCHIATURE: SICUREZZA DELLE PARETI SOTTOSTANTI**

CERCHIATURE E PARETI IN MURATURA: SICUREZZA STRUTTURALE  
REGOLARIZZAZIONE DELLE APERTURE IN ELEVAZIONE  
REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA APERTURA AD UN PIANO INTERMEDIO  
CONCLUSIONI  
BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

## **INTERVENTI LOCALI SU MURATURE SCADENTI: DISGREGAZIONE, RISTILATURA DEI GIUNTI**

INDICE  
1. INTERVENTO LOCALE CON TELAIO DI CERCHIATURA SU MURATURA SCADENTE  
2. MODIFICA DI UN'APERTURA IN UNA PARETE MURARIA DI SCARSA QUALITA'  
3. IPOTESI (A): MURATURA SCADENTE MA NON SOGGETTA A DISGREGAZIONE  
4. RISTILATURA DEI GIUNTI NON ARMATA: MODELLAZIONE DELL'INTERVENTO  
5. IPOTESI (A): STATI DI PROGETTO CON RIGENERAZIONE DELLA MALTA  
E RINFORZI IN ACCIAIO  
6. DISGREGAZIONE DELLA MURATURA: FORMULAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO  
7. IPOTESI (B): MURATURA SCADENTE SOGGETTA A POSSIBILE DISGREGAZIONE  
8. IPOTESI (B): STATI DI PROGETTO CON RIGENERAZIONE DELLA MALTA  
E RINFORZI IN ACCIAIO

[CONCLUSIONI](#)

[RINGRAZIAMENTI](#)

[BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO](#)

**PARTICOLARI COSTRUTTIVI DELLE CERCHIATURE DELLE APERTURE  
NELLE PARETI MURARIE**

## A. LA TEORIA

Questo capitolo illustra la Teoria alla base di ACM, già trattata in [7], e qui revisionata in relazione ai più recenti sviluppi del software e della Normativa tecnica per le costruzioni.

### A.1. INTRODUZIONE

Conformemente alle prescrizioni della Normativa tecnica vigente (D.M. 17.1.2018 e documenti applicativi) per edifici esistenti in muratura, un intervento strutturale di consolidamento di una parete muraria deve essere sottoposto a verifica calcolando e confrontando tra loro, allo Stato Attuale e allo Stato di Progetto, rigidzze, forza ultima e capacità di spostamento. Talvolta questo tipo di analisi affianca verifiche più estese, alle quali si affida la valutazione globale della sicurezza statica e sismica dell'edificio.

Per inquadrare correttamente la metodologia applicativa della Normativa vigente, si rende necessaria in primo luogo la definizione del comportamento strutturale delle pareti murarie e dei telai di rafforzamento (dove si utilizzano altri materiali: conglomerato cementizio armato e/o acciaio). Successivamente, si deve classificare il tipo di intervento proposto distinguendo la Riparazione locale dal Miglioramento sismico.

Nel testo i riferimenti ai paragrafi della Normativa sono indicati dal simbolo §, mentre quelli ai paragrafi del Manuale stesso sono indicati con p. (ad es.: p.A.3.1: consultare il testo del paragrafo A.3.1 del Manuale).

#### A.1.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

**[1] D.M. 17.1.2018:** "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni".

**[2] Circolare 7 del 21.1.2019:** "Circolare applicativa delle nuove Norme tecniche per le costruzioni approvate con D.M. 17 gennaio 2018".

**[3] Regione Toscana, Comitato Tecnico Scientifico** in materia di rischio sismico (art. 3bis L.R. 58/2009 e Decreto del Presidente della Giunta regionale n. 83 del 22/5/2022): "Orientamenti interpretativi in merito alla classificazione degli interventi sugli edifici esistenti".

**[4] Regione Emilia Romagna, Comitato Tecnico Scientifico** (art.4, L.R. n.19/2008 e D.G.R. n.1430/2009; Riunione del 12 gennaio 2012 - Seduta n.11): "Parere in merito alla classificazione degli interventi di formazione e/o modifica di aperture in pareti murarie (Rif. prot. int. n.35).

**[5] Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9.2.2011:** "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008", di cui costituisce parte integrante la Circ. 26 del 2.12.2010 del Ministero per i Beni e le Attività Culturali: "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale".

**[6] EuroCodici strutturali:** EC3 - Progettazione delle strutture in acciaio. In particolare: UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti; EC6 - Progettazione delle strutture in muratura; EC8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.

## A.1.2. BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

Gli [articoli tecnico-scientifici](#), pubblicati su *Ingenio* e riportati nel presente Manuale, hanno ciascuno la propria numerazione per la Bibliografia di riferimento. Il seguente elenco si riferisce ai paragrafi da A. a F.

- [7] F. Pugi: **Aperture e Cerchiature in Murature portanti**, ALINEA Editrice, Firenze, 2010.
- [8] F. Pugi: **Edifici in Muratura e nuova Normativa Sismica**, ALINEA Editrice, Firenze, 2006.
- [9] T. P. Tassios: **Meccanica delle murature**, LIGUORI Editore, Napoli, 1988.
- [10] N. Augenti: **Il calcolo sismico degli edifici in muratura**, UTET, Torino, 2000.
- [11] A. Benedetti: **Progettazione di Strutture in Muratura in Zona Sismica**, Corso di aggiornamento sulle nuove Normative Sismiche, Imola, Maggio 2004.
- [12] M. Dolce: **Schematizzazione e modellazione per azioni nel piano delle pareti**, Corso sul consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica, Ordine degli Ingegneri, Potenza, 1989.
- [13] G. Magenes, D. Bolognini, C. Braggio (A cura di): **Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura**, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti - Roma, 2000. Il volume originariamente reperibile on line all'indirizzo attualmente non più raggiungibile: [gndt.ingv.it/Pubblicazioni/Monografie\\_disponibili\\_con\\_intestazione.htm](http://gndt.ingv.it/Pubblicazioni/Monografie_disponibili_con_intestazione.htm) è reperibile in: [https://www.aedes.it/documents/20142/305149/GNDT\\_AnalisiNL\\_Muratura.zip](https://www.aedes.it/documents/20142/305149/GNDT_AnalisiNL_Muratura.zip)
- [14] B. Furiozzi, C. Messina, L. Paolini: **Prontuario con software didattico per il calcolo di elementi strutturali**, Le Monnier, Firenze, 2002.
- [15] P. Pozzati: **Teoria e Tecnica delle Strutture, Vol.III: Sistemi di Travi: interpretazione del collasso**, UTET, Torino, 1987.
- [16] [www.promozioneacciaio.it](http://www.promozioneacciaio.it)
- [17] C. Bernuzzi, F. M. Mazzolani: **Edifici in acciaio. Materiale, calcolo e progetto secondo l'Eurocodice EN-1993-1-1**, Hoepli, Milano, 2007.
- [18] G. Ballio, C. Bernuzzi: **Progettare costruzioni in acciaio**, Hoepli, Milano, 2004.
- [19] F. M. Mazzolani, R.Landolfo, G. Della Corte, B. Faggiano: **Edifici con Struttura di Acciaio in Zona Sismica**, IUSS Press, Pavia, 2006.
- [20] Long Carbon Europe, Sections and Merchant Bars: **Strutture antisismiche in acciaio**, ArcelorMittal Commercial Sections, LUXEMBOURG, [www.arcelormittal.com/sections](http://www.arcelormittal.com/sections).
- [21] L. Petrini, R. Pinho, G. M. Calvi: **Criteri di Progettazione Antisismica degli Edifici**, IUSS Press, Pavia, 2004.
- [22] **Manuale di Ingegneria Civile**, Sezione seconda: Scienza delle costruzioni, Tecnica delle costruzioni, Ponti, Cremonese, Roma, 1982.
- [23] Università degli Studi di Brescia, materiale didattico on line a cura del Prof. Gelfi: [https://gelfi.unibs.it/didattica/appunticorso/pdf/piastre\\_di\\_base.pdf](https://gelfi.unibs.it/didattica/appunticorso/pdf/piastre_di_base.pdf)
- [24] AICAP: **Progettazione sismica di edifici in calcestruzzo armato. Guida all'uso dell'EuroCodice 2 con riferimento alle Norme Tecniche D.M.14.1.2008**, Roma, 2008.
- [25] Prof. Ing. Enrico Spacone, Ing. PhD. Guido Camata: **Cerniere plastiche. Descrizione delle cerniere plastiche sviluppate per telai in cemento armato e implementate nel programma AEDES**. Ricerca su commissione di AEDES Software, Pescara, 2007.
- [26] American Society of Civil Engineers (ASCE). Pre standard and commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. **FEMA 356**, Federal Emergency Management Agency. Washington DC, 2004.
- [27] **ACI 318**. Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary. American Concrete Institute. Michigan, 2000.

- [28] A. Borri, G. Castori, M. Corradi, R. Sisti: **Tecniche innovative di rinforzo di murature storiche**. Sperimentazioni in situ con un intonaco armato di nuova generazione: <https://www.ingegno-web.it/articoli/tecniche-innovative-di-rinforzo-di-murature-storiche/>
- App[29]** Università degli Studi di Trieste: **Rapporto tecnico n. 1. Studio dell'efficacia del sistema di rinforzo delle murature con l'impiego della rete in materiale composito fibrorinforzato GFRP prodotta dalla Ditta FIBRE NET S.r.l. di Udine**, 2010, Responsabile del Progetto: Prof. Ing. Natalino Gattesco.
- [30] FibreNET: **Calcolo dei parametri meccanici delle murature rinforzate con intonaco armato con rete in G.F.R.P.**, in: <http://www.fibre-net.it>
- [31] S. Caffè: **Acciaio. Manuale tecnico per il progetto e la verifica delle strutture in acciaio e delle connessioni bullonate e saldate**, Grafill, Palermo, 2013.
- [32] Borri A., De Maria A.: **L'Indice di Qualità Muraria (IQM) e la disgregazione delle murature per effetto del sisma**, Structural n. 229, maggio-giugno 2020.
- [33] **App IQMindex**, [www.iqmindex.com](http://www.iqmindex.com)
- [34] R. Cucuzza, M. Domaneschi, G. Camata, G.C. Marano, A. Formisano, D. Brigante: **FRCM retrofitting techniques for masonry walls: a literature review and some laboratory tests**, 2023, Procedia Structural Integrity 44(4):2190-2197: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2452321623002895>
- [35] V. Alecci, M. Fagone, S. Galassi, T. Rotunno, G. Stipo, M. De Stefano: **Experimental shear behaviour of masonry walls reinforced with FRCM**, Engineering Structures 315 (2024) 118425: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029624009878>

## A.2. ANALISI DI PARETI MURARIE OGGETTO DI INTERVENTO

L'intervento locale su una parete di un edificio esistente in muratura che preveda aperture nuove o modificate con eventuale inserimento di telai metallici o in cemento armato e/o consolidamento della muratura, deve essere soggetto a verifica sismica.

Secondo le NTC2018, gli interventi sugli edifici esistenti sono classificati in 3 tipologie (§8.4):

- Riparazione o Intervento locale (§8.4.1)
- Intervento di Miglioramento (§8.4.2)
- Intervento di Adeguamento (§8.4.3)

L'intervento sulla parete può rientrare nell'ambito della '**Riparazione o Intervento locale**' alle condizioni previste dal punto §C8.4.1: *Riparazione o intervento locale*, Circ. 7/2019:

### "C8.4.1 RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE

Ricadono in questa categoria gli interventi che non alterano significativamente il comportamento globale della costruzione; l'obiettivo sulla base del quale è valutata l'ammissibilità dell'intervento è un aumento della sicurezza di almeno una porzione della costruzione, ovvero, nel caso di danni subiti, quello del mantenimento o dell'incremento dell'originaria efficacia strutturale della porzione danneggiata.

In tale categoria rientrano gli interventi di ripristino, rinforzo o sostituzione di elementi strutturali o di parti di essi non adeguati alla funzione che devono svolgere (ad esempio travi, architravi, coperture, impalcati o porzioni di impalcato, pilastri, pannelli murari). In particolare, gli interventi di rinforzo devono privilegiare lo sviluppo di meccanismi duttili o comunque migliorare la duttilità locale, così da favorire lo sviluppo della duttilità di insieme della struttura.

Il ripristino o rinforzo dei collegamenti esistenti tra i singoli componenti o tra parti di essi o la realizzazione di nuovi collegamenti (ad esempio tra pareti murarie, tra pareti e travi o solai, anche attraverso l'introduzione di catene/tiranti, chiodature tra elementi lignei di una copertura o di un solaio, tra componenti prefabbricati) ricadono in questa categoria.

Infine, la modifica di una parte limitata della struttura (ad es. **l'apertura di un vano in una parete, accompagnata da opportuni rinforzi**) può rientrare in questa categoria, a condizione che si dimostri che **l'insieme degli interventi non modifichi significativamente rigidità, resistenza nei confronti delle azioni orizzontali e capacità di deformazione della struttura**.

La relazione illustrativa dei lavori deve riportare i risultati delle indagini conoscitive svolte, le carenze strutturali riscontrate, la descrizione dei lavori e i risultati attesi, affermando e, se necessario, dimostrando che l'intervento non ha modificato in senso negativo il comportamento degli altri elementi della costruzione e di tutta la costruzione nel suo insieme.

Per questa categoria di intervento non è richiesta la valutazione della sicurezza globale dell'opera ma, nel caso di rafforzamento locale finalizzato al miglioramento del funzionamento di elementi strutturali o alla limitazione di meccanismi di collasso, è richiesta la valutazione della variazione del livello locale di sicurezza."

La Circ. 7/2019 riporta inoltre, in "C8.7.4.1 CRITERI PER GLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DEGLI EDIFICI IN MURATURA":

(...) 4. Incremento della capacità delle pareti (...)

Nel caso di **realizzazione di nuove aperture in pareti esistenti**, per far fronte alla diminuzione della capacità resistente della parete e all'aumento della sua deformabilità, può essere necessario prevedere rinforzi in grado di collaborare con la muratura esistente attraverso opportune

connessioni **ripristinando, per quanto possibile, la condizione dell'intera parete in atto prima della realizzazione dell'apertura.**

Un incremento della capacità portante delle pareti murarie, con conseguente miglioramento del comportamento sismico, si ottiene infine anche attraverso l'eliminazione delle discontinuità con la chiusura di nicchie, canne fumarie cavedi o anche di vecchie lesioni o sconessioni all'interno delle murature, purché venga realizzato un efficace collegamento dei nuovi elementi di muratura con quelli esistenti. (...)"

Per verificare che rigidezza, resistenza e capacità di spostamento non cambino in modo significativo e che l'intervento ripristini, per quanto possibile, la condizione dell'intera parete in atto prima della realizzazione dell'apertura, occorre analizzare la parete allo Stato Attuale e allo Stato di Progetto, e confrontare i corrispondenti parametri.

Per la **rigidezza** un limite di riferimento per la sua variazione è identificato in [3] con l'intervallo  $\pm 15\%$ .

Per la **resistenza** e la **capacità di deformazione** non sono disponibili analoghi valori di riferimento; in ACM è comunque possibile definire una variazione minima e una massima. Considerando nulla la variazione minima, è possibile imporre che l'intervento non determini peggioramento di resistenza e capacità di deformazione (tale era l'indicazione specifica della Circolare 617/2009 al D.M. 14.1.2008).

Se la variazione di rigidezza, resistenza e/o capacità di deformazione supera l'intervallo di riferimento, l'intervento non può essere classificato come *Riparazione o intervento locale*, ed entra nell'ambito degli *Interventi di Miglioramento*.

La qualifica di '**Intervento di Miglioramento**' si applica quando a seguito dell'intervento si determina:

- una variazione di rigidezza eccessiva (superiore al limite di riferimento, frequentemente assunto pari al 15%);
- una variazione di resistenza o di capacità di spostamento che sia superiore ai limiti definiti in input o che violi la condizione di non peggioramento: in tali casi la parete non può essere vista come oggetto di intervento locale ma solo come parte di una riorganizzazione complessiva della struttura che necessariamente richiede un'analisi globale.

Se l'intervento rientra nell'ambito della 'Riparazione o intervento locale', la verifica di confronto Stato Attuale / Stato di Progetto su Rigidezza, Resistenza e Capacità di spostamento è esaustiva. Se invece si tratta di un 'Intervento di Miglioramento', all'analisi della parete dovrà essere affiancata una verifica della struttura nel suo insieme:

§8.4.2: *Intervento di Miglioramento*, D.M. 17.1.2018:

" La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme. (...)"

Con riferimento all'orizzontamento sovrastante la parete, possono distinguersi i casi di impalcato rigido o di impalcato deformabile (quest'ultimo frequentemente presente negli edifici esistenti: ad es. solai in legno, o in putrelle, o senza soletta di calcestruzzo adeguatamente armata).

Nel caso di **impalcato rigido** si rende sempre necessaria un'analisi globale, che potrà essere condotta con i metodi previsti dalla Norma (analisi lineare o non lineare).

Nel caso di **impalcato deformabile** sovrastante la parete, si può considerare che la variazione locale di rigidezza abbia un effetto limitato sul comportamento strutturale globale: la ripartizione

delle azioni sismiche, infatti, avviene non in base alle rigidità ma alle masse locali. Nel caso di impalcato deformabile, pertanto, la verifica 'globale' può intendersi soddisfatta con la sola analisi della parete, senza studiare lo schema globale, ma prendendo in considerazione la forza sismica agente sulla parete dipendente, attraverso lo spettro di piano, dall'accelerazione al suolo PGA. Ciò rispetta quanto previsto dal D.M. 17.1.2018 in §8.7.5 (è richiesta la determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU).

§8: *Costruzioni esistenti* - §8.7: *Progettazione degli interventi in presenza di azioni sismiche* - §8.7.5: *Elaborati del progetto dell'intervento*

"Per tutte le tipologie costruttive, il progetto dell'intervento di adeguamento o miglioramento sismico deve almeno comprendere:

- a) **l'analisi e la verifica della struttura prima dell'intervento, con identificazione delle carenze e del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU** (e SLE se richiesto) [N.B.: da §4.5.6.3: Non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio di strutture di muratura, quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (...)];
- b) la scelta, esplicitamente motivata, del tipo di intervento;
- c) la scelta, esplicitamente motivata, delle tecniche e/o dei materiali;
- d) il dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
- e) **l'analisi strutturale della struttura post-intervento;**
- f) la **verifica della struttura post-intervento, con determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU** (e SLE se richiesto).

Analogamente si procederà per gli **interventi (di riparazione o rafforzamento) locali**. In tal caso non si eseguiranno le analisi della struttura e le verifiche ante e post-operam di cui ai punti a), e), f), che saranno sostituite da analoghe verifiche sul singolo elemento o sul meccanismo locale sul quale si interviene, al fine di determinarne gli incrementi di resistenza e/o di duttilità conseguenti all'intervento."

### **A.2.1. COMPORTAMENTO STRUTTURALE DELLE PARETI IN MURATURA**

I **diagrammi di comportamento** dei singoli elementi murari sono **elastoplastici** di tipo bilineare o trilineare. Nel caso di comportamento trilineare si può avere una riduzione della rigidità (rigidità fessurata) per effetto della parzializzazione a flessione; nel caso di comportamento bilineare, è possibile specificare (cfr. Dati Pareti) la rigidità fessurata che, data la bilinearità, agisce fin dalla configurazione statica iniziale.

La forza ultima è determinata dalla minima forza resistente fra PressoFlessione e Taglio; lo spostamento ultimo allo stato limite di collasso viene generalmente assunto, a meno di moti rigidi del pannello, pari a 0.5%H in caso di crisi per taglio (per fessurazione diagonale o per scorrimento) ( $F_u = F_{u,Taglio}$ ) e 1.0%H in caso di crisi per PressoFlessione ( $F_u = F_{u,PressoFlessione}$ ); per lo spostamento ultimo a PressoFlessione la Normativa propone un fattore correttivo per il comportamento deformativo a pressoflessione (vd. [p.A.3.1](#)).

In ACM i valori dei drift dei singoli maschi murari (e della duttilità) possono essere comunque modificati dall'Utente in relazione alla natura della parete e ad eventuali particolari interventi di consolidamento; H viene assunta pari alla luce deformabile del maschio (altezza di calcolo) per le verifiche di resistenza; ai fini dello spostamento ultimo viene utilizzata la luce deformabile o l'altezza completa (=altezza di interpiano) a seconda della scelta dei dati in input. La luce deformabile è in generale minore dell'altezza completa a causa delle zone rigide di intersezione fra maschi e fasce di piano, seguendo in tal modo le indicazioni sulla modellazione 'a telaio' riportate

in §7.8.1.5.2:

"(...) In presenza di elementi di accoppiamento l'analisi può essere effettuata utilizzando modelli a telaio, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali possono essere considerate infinitamente rigide. (...)"

Le caratteristiche fisiche e meccaniche del materiale murario costituente la parete vengono descritte in §C8.5.3.1, dove la Tab.C8.5.I fornisce valori di riferimento per parametri meccanici (resistenze e moduli di elasticità) e peso specifico; i parametri possono essere modificati dall'applicazione dei coefficienti correttivi proposti in Tab.C8.5.II.

E' possibile inserire parametri meccanici elaborati attraverso il metodo dell'**Indice di Qualità Muraria** [32], che consente la valutazione di valori specifici per la muratura considerata, secondo un procedimento coerente con la Normativa vigente e nel rispetto di quanto indicato in §C8.5.3.1: "(...) A seguito delle indagini, è necessario valutare, per ogni prova, il grado di rappresentatività sia della classe tipologica attribuita al materiale, sia dei valori medi delle caratteristiche meccaniche dell'edificio da utilizzare nelle modellazioni.

A questo scopo possono essere utili metodi che, avvalendosi della lettura visiva dei paramenti e della sezione, consentano di ottenere delle stime di tali caratteristiche attraverso indicatori di qualità muraria, purché elaborati con procedure di comprovata attendibilità. (...)"

### **A.2.2. CALCOLO DELLA FORZA ULTIMA PER PRESSOFLESSIONE NEL PIANO**

(D.M. 17.1.2018, § 7.8.2.2.1- § C8.7.1.3.1.1)

Per i **maschi murari**, la verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$M_u = (l^2 t \sigma_o / 2) (1 - \sigma_o / 0.85 \cdot f_d)$ , dove:

$M_u$  = momento corrispondente al collasso per pressoflessione; se  $F$  è la forza orizzontale agente in sommità alla parete, nel caso di doppio incastro (incastro scorrevole in sommità) il momento alla base e in sommità è pari  $Fh/2$ ; nello schema a mensola (con incastro alla base e rotazione libera in sommità), il momento alla base è pari a  $Fh$ ; se in sommità vi è un semincastro, il momento assume un valore compreso fra i due casi limite;

$l$  = lunghezza della parete, intesa come dimensione della sezione del maschio nel piano della parete, inclusiva della zona tesa;

$t$  = spessore della zona compressa della parete;

$\sigma_o$  = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ( $= P / lt$ , con  $P$  forza assiale agente positiva se di compressione), agente nella sezione della luce deformabile sede di verifica (alla base o in sommità).

Se  $P$  è di trazione,  $M_u = 0$ ;

$f_d = f_k / \gamma_M$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

In Analisi Non Lineare la resistenza di calcolo è data da:  $f_d = f_m$ , dove  $f_m$  è il valore medio della resistenza a compressione della muratura (se  $f_m$  non è nota, si pone:  $f_m = f_k / 0.7$ ); inoltre, non si applica il coefficiente  $\gamma_M$ .

La formulazione riportata in §7.8.2.2.1 fa diretto riferimento a muratura nuova.

Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del materiale è la resistenza a compressione media  $f_m$ , definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti

le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi.  $f_m$  sostituisce  $f_k$  nella formulazione di  $f_d$ ; inoltre,  $\gamma_M$  deve essere moltiplicato per il Fattore di Confidenza  $F_C$  (§C8.7.1.5) normalmente pari a 1.35, 1.20, 1.00 rispettivamente per i livelli di conoscenza LC1,LC2,LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per  $f_m$ ).

In Analisi Non Lineare, non si applica  $\gamma_M$ , e la resistenza di calcolo è data da:  $f_d = f_m / F_C$ .

Poiché in ACM viene eseguita un'Analisi Non Lineare, consistente nella determinazione del diagramma Forza-Spostamento del sistema (costruito considerando i contributi dei singoli elementi, maschi e telai cerchianti):  $f_d = f_m / F_C$ .

### **A.2.3. CALCOLO DELLA FORZA ULTIMA PER TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE**

(§ C8.7.1.3.1.1)

La resistenza a taglio per fessurazione diagonale nel caso di muratura irregolare viene valutata per mezzo della relazione [C8.7.1.16]:

$$V_t = l t \cdot (1.5 \tau_{od} / b) \cdot \sqrt{[1 + \sigma_o / (1.5 \tau_{od})]} = l t \cdot (f_{td} / b) \cdot \sqrt{[1 + \sigma_o / f_{td}]}$$

essendo:

$l$  = lunghezza della parete, intesa come dimensione della sezione del maschio nel piano della parete;

$t$  = spessore della parete;

$\sigma_o$  = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ( $= P / lt$ , con  $P$  forza assiale agente positiva se di compressione), agente nella sezione di mezzeria della luce deformabile (dove si ipotizza l'insacco della lesione a  $X$  tipica della fessurazione diagonale);

$f_{td}$  = valore di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale =  $1.5 \tau_{od}$ , con:

$\tau_{od}$  = valore di calcolo della resistenza a taglio di riferimento (=resistenza a taglio puro, cioè in assenza di sforzo normale) per fessurazione diagonale

$b$  = coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere  $b=h/l$ , comunque non superiore a 1.5 e non inferiore a 1, dove  $h$  è l'altezza della parete.

I valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza  $F_C$  (Analisi Lineare e Non Lineare) e, solo in Analisi Lineare, per il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali  $\gamma_M$ . Il Fattore di Confidenza  $F_C$  è normalmente pari a 1.35, 1.20, 1.00 rispettivamente per i livelli di conoscenza LC1,LC2,LC3 (dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per  $\tau_o$ ). 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.

Nel caso di presenza di precompressione, la formulazione della resistenza a taglio si modifica nel seguente modo

( $\sigma_{po}$  precompressione orizzontale,  $\sigma_{pv}$  precompressione verticale):

$$V_t = l t \cdot (f_{td} / b) \cdot \sqrt{[1 + (\sigma_o + \sigma_{po} + \sigma_{pv}) / (1.5 \tau_o) + (\sigma_o + \sigma_{pv}) \cdot \sigma_{po} / (1.5 \tau_o)^2]}$$

Per muratura regolare, la Circ. 7/2019 propone inoltre una resistenza a taglio per fessurazione diagonale che descrive la lesione a "scaletta", che interessa giunti e/o blocchi, espressa dalla formula [C8.7.1.17]:

$$V_t = (l t / b) \cdot [f_{vdo} / (1 + \mu \Phi) + \mu / (1 + \mu \Phi) \sigma_o] \leq V_{t,lim}$$

$$\text{con } V_{t,lim} = (l t / b) \cdot (f_{btd} / 2.3) \cdot \sqrt{(1 + \sigma_o / f_{btd})}$$

dove:

$l$  = lunghezza della parete, intesa come dimensione della sezione del maschio nel piano della parete;

t = spessore della parete;

b = coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione (vd. sopra);

$f_{vdo}$  = valore di calcolo della resistenza a taglio di riferimento (=resistenza a taglio puro, cioè in assenza di sforzo normale);

$\mu$ ,  $\Phi$  = coefficiente di attrito locale  $\mu$  (normalmente pari a 0.577) e coefficiente di ingranamento  $\Phi$  (definito in input, e definito dalla relazione [C8.7.1.2])

$\sigma_o$  = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione

$V_{t,lim}$  = valore limite della resistenza a taglio espresso dalla relazione [C8.7.1.18]

$f_{btd}$  = tensione di rottura a trazione dei blocchi, assunta pari a  $0.1 \cdot f_{bdr}$ , con  $f_{bdr}$  resistenza a compressione del blocco di progetto (il pedice d indica il valore di progetto, inclusa quindi, in analisi non lineare, la divisione per  $F_C$ ).

#### **A.2.4. CALCOLO DELLA FORZA ULTIMA PER TAGLIO PER SCORRIMENTO**

(D.M. 17.1.2018, §7.8.2.2.2, §C8.7.1.3.1.1)

La resistenza a taglio per scorrimento viene definita per i nuovi edifici in §7.8.2.2.2; è inoltre considerata per l'analisi degli edifici esistenti (in §C8.7.1.3.1.1) qualora per il materiale considerato sia possibile questa modalità di collasso (ad es. per murature di mattoni pieni con letti regolari di malta).

La resistenza a taglio per scorrimento viene valutata per mezzo della relazione seguente:

$V_t = l' t f_{vd}$ , dove:

$l'$  = lunghezza della parte compressa della parete;

t = spessore della parete.

Per murature nuove:  $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$  è definito in §4.5.6.1, §11.10.3.3:  $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \sigma_n$ , calcolando la tensione normale media sulla parte compressa della sezione:  $\sigma_n = P / (l' \cdot t)$ , nella sezione di base della luce deformabile. In Analisi Non Lineare, la resistenza di calcolo è data da:  $f_{vd} = f_{vmo} + 0.4 \sigma_n$ , dove  $f_{vmo}$  è la resistenza media a taglio della muratura.

Per murature esistenti:  $f_{vd} = f_{vdo} + 0.4 \sigma_n$ , dove  $f_{vdo}$  è la resistenza a taglio per murature regolari.

Al valore medio della resistenza a taglio deve inoltre essere applicato il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_M$  (solo per l'Analisi Lineare), ed il fattore di confidenza  $F_C$  (sia in Lineare, che in Non Lineare).

Il Fattore di Confidenza  $F_C$  è normalmente pari a 1.35, 1.20, 1.00 rispettivamente per i livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3.

I coefficienti  $\gamma_M$  e  $F_C$  vengono applicati all'espressione completa della resistenza, cioè sia al termine di taglio puro sia a quello dovuto alla tensione normale. Infatti 0.4 è il coefficiente di attrito del materiale murario: è quindi un parametro caratteristico del materiale, e pertanto anche ad esso vanno applicati i coefficienti di sicurezza  $\gamma_M$  e  $F_C$ .

Per quanto riguarda  $l'$ , lunghezza della parte compressa della parete, questa viene determinata ipotizzando una distribuzione di tensioni lineare (triangolare, in caso di sezione parzializzata). Con tale ipotesi, la lunghezza di zona reagente per sezione parzializzata è data da:

$l' = 3 (l/2 - e) = 3 (l/2 - M/N)$ . Il taglio resistente è quindi:

$$V_{Rd} = l' t \cdot (f_{vdo} + 0.4 \cdot N/l't) / F_C = (l' t f_{vdo} + 0.4 N) / F_C = [3 (l/2 - M/N) t f_{vdo} + 0.4 N] / F_C$$

Ora: il momento è legato al taglio secondo lo schema statico adottato.

Più precisamente:  $M = V_{Rd} H/2$  nell'ipotesi di doppio incastro, e  $M = V_{Rd} H$  nel caso di comportamento a mensola (in sintesi:  $M = V_{Rd} H/\alpha$ ). Si ha dunque:

$$V_{Rd} = [3 (l/2 - (V_{Rd} H/\alpha)/N) t f_{vdo} + 0.4 N] / F_C$$

Con alcuni semplici passaggi, si ottiene l'espressione del taglio resistente per scorrimento:

$$V_{Rd} = \alpha (1.5 l t f_{vdo} + 0.4 N) / (\alpha F_C/H + 3 t f_{vdo}/N) / H$$

### A.3. MODALITA' DI ESECUZIONE DELL'ANALISI

Il comportamento della parete muraria, composta da uno o più maschi murari con eventuali telai di rafforzamento nelle aperture, viene adeguatamente studiato tramite analisi statica non lineare, considerando i diagrammi di comportamento dei singoli elementi costitutivi della parete.

#### A.3.1. COMPORTAMENTO STRUTTURALE DEL SINGOLO MASCHIO MURARIO

Consideriamo il singolo maschio sottoposto all'azione di una forza orizzontale (fig. A.3.1), facendo per semplicità riferimento alla legge bilineare (non considerando la rigidità fessurata).

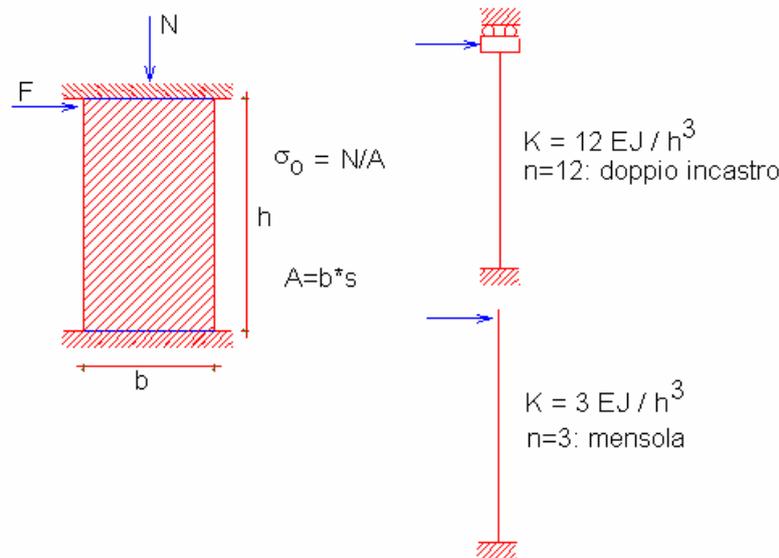


Fig. A.3.1.

Lo spostamento in sommità, componendo la deformazione flessionale e tagliante, è dato dalla

$$(1) \quad \delta = \delta_M + \delta_T = F h^3 / (n EJ) + \chi Fh / (GA), \quad \chi = 1.2, \quad 3 < n <= 12$$

Ponendo lo spostamento uguale a 1, si ottiene il valore della rigidezza alla traslazione:

$$(2) \quad K = 1 / [ h^3 / (n EJ) + 1.2 h / (GA) ]$$

dove  $n=3$  per il caso della mensola,  $n=12$  per la parete doppiamente incastrata,  $3 < n < 12$  per i casi intermedi.

La rigidezza elastica alla traslazione è uno dei tre parametri necessari per la definizione del comportamento strutturale del maschio murario. Infatti, assumendo una legge costitutiva elasto-plastica (rappresentata dal diagramma Forza-Spostamento, vd. fig. A.3.2, che costituisce la curva di capacità del maschio murario), occorrono i seguenti tre parametri:

### Diagramma elasto-plastico

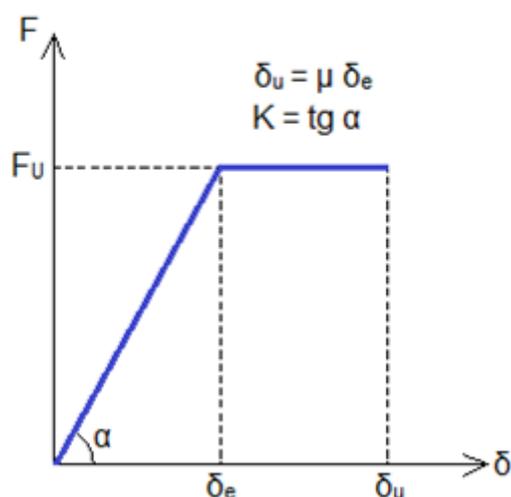


Fig. A.3.2.

- la rigidità elastica  $K$ , espressa dalla (2), che fornisce la pendenza del tratto inclinato del diagramma (campo elastico);
  - la forza ultima  $F_u$ , che rappresenta il valore minimo fra la resistenza a taglio (valutata come minima fra i due meccanismi di fessurazione diagonale e di scorrimento) e la resistenza a pressoflessione del maschio;
  - la duttilità  $\mu$ , pari al rapporto tra spostamento ultimo  $\delta_u$  e spostamento al limite elastico  $\delta_e$ .
- Secondo il D.M. 17.1.2018, la deformazione ultima è espressa come drift di piano (percentuale dell'altezza deformabile del maschio) ed è quindi di natura geometrica (indipendente da  $\delta_e$ ), con valore del drift determinato dalla prima modalità di crisi del pannello (raggiungimento del limite elastico, cioè della resistenza, a pressoflessione, scorrimento o fessurazione diagonale). I valori del drift corrispondenti alle diverse modalità di crisi sono definiti in Normativa per lo stato limite di collasso SLC: 1.0%H per la pressoflessione, 0.5%H per il taglio.

La Circ. 7/2019 propone un importante **fattore correttivo per il comportamento deformativo a pressoflessione**, introdotto in §C7.8.2.2.1 con lo scopo di limitare il drift ultimo in caso di elevate compressioni. Più in dettaglio: il valore 1.0% è considerato coerente con rotture per pressoflessione caratterizzate da bassi valori dello sforzo di compressione medio normalizzato  $v = \sigma_o / f_d$ . In particolare, tale valore è coerente con i risultati sperimentali ottenuti per  $v \leq 0.2$ ; per  $v > 0.2$  si suggerisce il valore più cautelativo dato da:  $1.25\% \cdot (1 - v)$ , che comunque non deve essere inferiore allo spostamento al limite elastico del pannello (si intende come spostamento al limite elastico lo spostamento corrispondente all'inizio del tratto plastico).

Le resistenze corrispondenti alle verifiche a pressoflessione, scorrimento e fessurazione diagonale vengono riferite alla luce deformabile della parete (altezza al netto delle zone rigide alla base e in sommità). Per ognuna di queste verifiche, la resistenza corrisponde alla forza orizzontale che segna il limite per il comportamento elastico secondo la verifica stessa.

La resistenza a pressoflessione complanare viene calcolata su entrambe sezioni di base e di sommità; nella sezione dove viene raggiunta, attraverso il progressivo incremento della forza orizzontale, si ha la formazione di una cerniera plastica.

Nel caso di pareti non incernierate (cioè non a mensola), è possibile che la prima plasticizzazione a pressoflessione avvenga prima della crisi a taglio: in tal caso, si forma una cerniera plastica, si riduce la rigidità flessionale (da asta doppiamente incastrata a mensola), ma la resistenza del pannello può crescere fino alla crisi successiva.

La resistenza a fessurazione diagonale viene calcolata a metà luce deformabile, dove avviene l'innescò della lesione a X. La resistenza a taglio per scorrimento, che interpreta il meccanismo di slittamento della parte superiore del muro su quella sottostante, può essere eseguita alla base della luce deformabile. In alternativa, è possibile fare riferimento alla sezione di sommità, dove l'eccentricità è massima a causa del valore dello sforzo normale: rispetto alla base, in sommità vi è quindi minore zona reagente e minore componente di resistenza a taglio dovuta alla compressione.

Le crisi per taglio producono nella parete un degrado vincolare completo, con inizio del tratto plastico orizzontale.

Ai fini della costruzione del diagramma di comportamento (forza-spostamento), confrontando fra loro queste resistenze risultano possibili i seguenti casi (analizzati nell'algoritmo implementato in ACM).

**A.** Se la resistenza a taglio (per scorrimento o per fessurazione diagonale) è minore della resistenza corrispondente alla prima plasticizzazione a pressoflessione, il taglio determina il completo degrado vincolare e l'inizio del comportamento plastico (tratto orizzontale), fino a uno spostamento ultimo definito dal drift a taglio. In questo caso, la resistenza a pressoflessione non viene mai raggiunta dal pannello.

**B.** Diversamente, la resistenza minore corrisponde alla prima plasticizzazione a pressoflessione:

**B.1.** se la parete è una mensola (vincolamento originario con cerniera statica), il degrado è completo ed inizia il tratto plastico orizzontale: le resistenze a scorrimento o a fessurazione diagonale non possono essere raggiunte;

**B.2.** se invece il vincolamento statico è un doppio incastro o comunque un semincastro in sommità (con momento non nullo), la formazione della cerniera plastica degrada l'asta a mensola: la rigidità diminuisce, ma la forza resistente della parete può crescere fino alla crisi successiva, che sarà determinata:

**B.2.1.** o dal taglio (scorrimento o fessurazione diagonale) prima della formazione della seconda cerniera plastica a pressoflessione;

**B.2.2.** o dalla seconda cerniera plastica a pressoflessione.

A causa dell'interazione fra pressoflessione e scorrimento, occorre inoltre un approfondimento per il caso B.2: in questo caso, la resistenza a scorrimento è risultata superiore alla resistenza corrispondente alla prima plasticizzazione a pressoflessione. Ma poiché la formazione della cerniera plastica fa degradare l'asta a mensola, la resistenza per scorrimento deve essere ricalcolata considerando il comportamento a mensola. Se col ricalcolo si ottiene una resistenza inferiore alla resistenza corrispondente alla prima plasticizzazione a pressoflessione, quest'ultima si assumerà pari anche alla resistenza a scorrimento (perché comunque prima della formazione della cerniera plastica lo schema è con incastro o semincastro e quindi non ha significato assumere una resistenza a scorrimento minore); altrimenti, il ricalcolo fornisce la resistenza a scorrimento da considerare per il proseguimento del diagramma oltre il punto corrispondente alla prima cerniera plastica a pressoflessione.

Il drift per lo spostamento ultimo viene definito dalla modalità di raggiungimento della completa plasticizzazione, a taglio o a pressoflessione.

### A.3.2. INFLUENZA DELLE FASCE DI PIANO SUL COMPORTAMENTO DEI MASCHI

Se si sceglie di eseguire la **verifica di resistenza della fascia**, il comportamento del maschio murario adiacente ad un'apertura viene condizionato, oltre che dalle sue capacità, anche dal momento resistente delle fasce murarie che insistono sul maschio. Seguendo le indicazioni normative (§7.8.2.2.4 e §C8.7.1.3.1.1), in tal caso si calcola il taglio resistente della fascia.

I meccanismi di comportamento per la fascia sono: **pressoflessione** e taglio.

Nel caso in cui esista un elemento dotato di resistenza a trazione accoppiato alla fascia, il taglio resistente per pressoflessione è dato da:

$$V_p = 2 M_u / l$$

dove:  $l$  = luce netta della fascia (corrispondente quindi alla larghezza dell'apertura sottostante);

$M_u = H_p \cdot h/2 \cdot [1 - H_p / (0.85 f_{hd} h t)]$ , con:

$H_p$  = minimo tra capacità a trazione dell'elemento orizzontale teso ed il valore  $0.4 f_{hd} h t$ ;

$f_{hd}$  = resistenza di progetto della muratura a compressione in direzione orizzontale, normalmente assunta pari al 50% di  $f_d$ ;

$h, t$  = altezza e spessore della sezione della fascia.

Se non è possibile fare affidamento alla resistenza a trazione di un elemento orizzontale accoppiato, nel caso di muratura irregolare la resistenza alla pressoflessione è nulla; nel caso di muratura regolare è invece fornita dalla resistenza a trazione che si genera nelle sezioni di estremità per effetto dell'ingranamento con le porzioni di muratura adiacenti. Come riportato in §C8.7.1.3.1.1, i meccanismi di rottura possono coinvolgere la resistenza per trazione dei blocchi  $f_{bt}$  o avvenire per scorrimento lungo i giunti orizzontali; la resistenza a trazione orizzontale è data dall'espressione [C8.7.1.15]:

$$f_{ft} = \min (f_{btd} / 2 ; f_{vdo} + \mu \sigma_y / \Phi)$$

dove:

$\sigma_y$  = tensione normale media agente sui giunti orizzontali nella sezione d'estremità;

$f_{vdo}$  = resistenza a taglio della muratura in assenza di tensioni normali (che cautelativamente in questo contesto viene trascurata);

$\mu$  = coefficiente d'attrito locale del giunto;

$\Phi$  = coefficiente di ingranamento murario, definito nella equazione [C8.7.1.2].

$\sigma_y$  viene stimata pari a metà della tensione normale media  $\sigma_o$  agente nei maschi adiacenti.

Stimata la resistenza a trazione della fascia  $f_{ft}$ , il dominio di resistenza a pressoflessione M-N viene calcolato ipotizzando la conservazione della sezione piana e un legame tensione-deformazione: elastoplastico a compressione, mentre a trazione il legame è: elastofragile nel caso di rottura dei blocchi; elastoplastico nel caso di rottura per scorrimento dei giunti.

La resistenza per pressoflessione viene calcolata, in accordo con le indicazioni normative, assumendo  $N=0$ .

Nel caso di comportamento elastofragile (rottura dei blocchi:  $f_{ft} = f_{btd}/2$ ), si ipotizza una distribuzione di tensioni lineare, senza parzializzazione, con valore massimo della resistenza a trazione pari a  $f_{ft}$ .

Definendo il rapporto  $\alpha$  fra resistenza a trazione e resistenza di progetto a compressione:

$$\alpha = f_{ft} / (0.85 f_d)$$

il momento ultimo è dato da:  $M_{u(\text{elastofragile})} = (h/6) \cdot (N + \alpha \cdot N_u)$ , con:  $N_u = 0.85 \cdot f_d \cdot h \cdot t$

e quindi, per  $N=0$ :  $M_{u(\text{elastofragile})} = (h/6) \cdot \alpha \cdot N_u$

Nel caso di comportamento elastoplastico (rottura per scorrimento lungo i giunti orizzontali):

$f_{ft} = f_{vdo} + \mu \cdot \sigma_y / \varphi$ , si considera la plasticizzazione completa a trazione e a compressione.

In tal caso il momento ultimo è dato da:

$$M_{u(\text{elastoplastico})} = N_u \cdot (h/2) \cdot \{ [N/N_u] + \alpha \} \cdot (1 - N/N_u) / (1 + \alpha)$$

Si osservi che questa relazione, in caso di  $\alpha=0$ , cioè resistenza a trazione nulla, fornisce la nota:

$$M_u = (N \cdot h/2) \cdot (1 - N/N_u), \text{ equivalente alla formula di Normativa:}$$

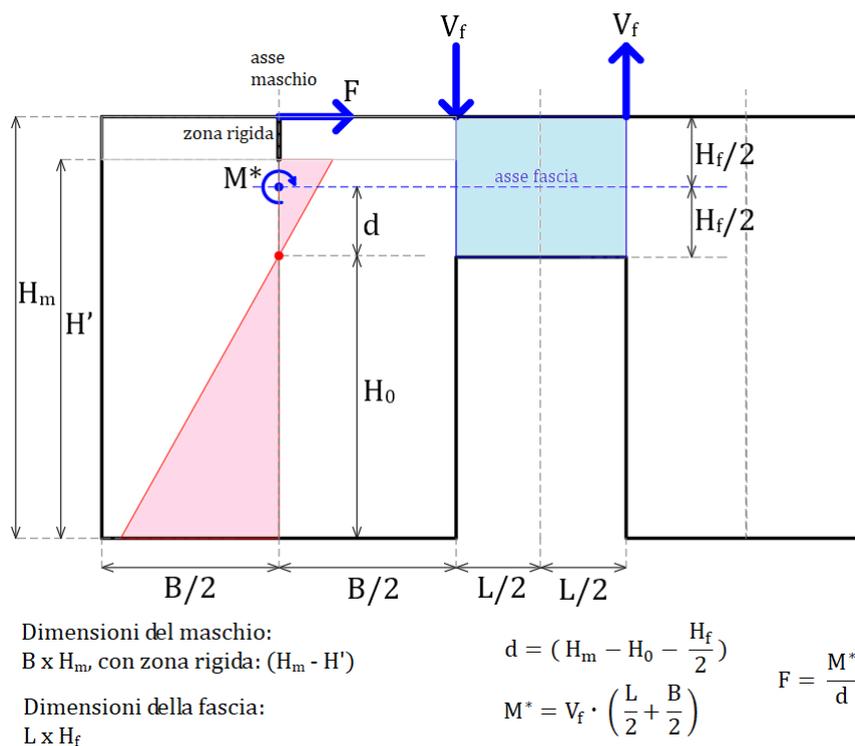
$$M_u = [(h^2 \cdot t \cdot \sigma_0) / 2] \cdot [1 - \sigma_0 / (0.85 \cdot f_d)].$$

Nel caso di  $N=0$  si ha:  $M_{u(\text{elastoplastico})} = N_u \cdot (h/2) \cdot \alpha / (1 + \alpha)$

Calcolato il momento ultimo, il taglio resistente per pressoflessione è dato dalla formula sopra riportata ( $V_p = 2 M_u / l$ ).

Per quanto riguarda la **resistenza a taglio**, per le fasce viene utilizzata la formula [C8.7.1.16], già applicata nel caso dei maschi, nella quale viene posto  $\sigma_0=0$  (seguendo le indicazioni normative, la tensione media normale può essere usualmente trascurata). Se la muratura è regolare, viene inoltre applicata la relazione [C8.7.1.17], anch'essa nota dal caso dei maschi, ponendo anche in questo caso  $\sigma_0=0$ .

Una volta noto il taglio minimo resistente della fascia  $V_f$ , definito dal meccanismo di pressoflessione o da quello di taglio, da questo è possibile risalire al momento agente sul maschio murario, in corrispondenza della sezione posta alla quota di modellazione dell'asta resistente corrispondente alla fascia (baricentrica, cioè a metà altezza della fascia stessa) (fig. A.3.3).



**Fig. A.3.3.** Forza orizzontale sul maschio corrispondente alla resistenza della fascia

Definendo con  $L$  la luce libera della fascia, e con  $B$  la lunghezza della sezione del maschio murario adiacente, il momento nel maschio è dato da:

$$M^* = V_f \cdot (L/2 + B/2)$$

composto da metà del momento della fascia ( $V_f \cdot L$ ) che equilibra la resistenza, più il momento generato dal braccio  $B/2$ . In pratica, per una certa fascia il suo momento resistente viene ripartito fra i due maschi adiacenti in parti uguali; l'effetto su ognuno dei due maschi adiacenti in caso di

maschi con sezione diversa è pertanto differente in quanto dipende dal braccio tra l'estremità della fascia e l'asse del maschio.

Dal momento  $M^*$  si risale alla forza orizzontale agente sulla sommità del maschio, in corrispondenza del traverso superiore della parete, mediante la relazione:

$$F = M^* / (H_m - H_0 - H_f/2)$$

dove:

$H_m$  = altezza totale del maschio dalla base alla sommità, comprendente anche le zone rigide;

$H_f$  = altezza della fascia;

$H_0$  = luce di taglio, ossia distanza tra la base del maschio ed il punto di momento nullo ( $H_0=H'/2$  nel caso di vincolo a doppio incastro,  $H_0=H'$  per la mensola;  $H_0=H' \cdot (1/3 + 2/k)$  nel caso di vincolo intermedio, dove  $k$  è il coefficiente del grado di vincolo compreso fra 3 e 12;

$H'$  = la luce deformabile del maschio (altezza al netto delle zone rigide superiore e inferiore).

Nel caso di un maschio intermedio, la forza in sommità che corrisponde alla crisi della fascia è fornita dalla somma dei contributi delle due fasce adiacenti che insistono sul maschio.

Definita la forza  $F$ , questa viene confrontata con le resistenze a pressoflessione e a taglio del maschio. Qualora nel maschio si raggiunga la sollecitazione corrispondente alla forza  $F$ , si assume un degrado vincolare analogo alla crisi per pressoflessione in sommità, ponendo una cerniera nella sezione estrema superiore della luce deformabile.

Per quanto riguarda la deformazione ultima della fascia, nello schema semplificato di parete valutata in ACM si affida ai maschi la definizione della capacità di spostamento.

### A.3.3. COSTRUZIONE DELLA CURVA DI CAPACITA' (ANALISI STATICA NON LINEARE): COMPORAMENTO STRUTTURALE DELLA PARETE COMPOSTA DA PIU' MASCHI MURARI

Il comportamento strutturale della parete, costituita da più maschi in parallelo, viene definito a partire da quello dei singoli maschi. Sotto l'azione di una forza orizzontale agente globalmente, la parete presenta uno spostamento comune a tutti i maschi. Ognuno reagisce con una forza dipendente dalla propria rigidezza alla traslazione. Pertanto, la curva di capacità della parete si ottiene sommando i contributi resistenti di ciascun maschio (fig. A.3.4) (per semplicità, viene fatto riferimento al comportamento bilineare).

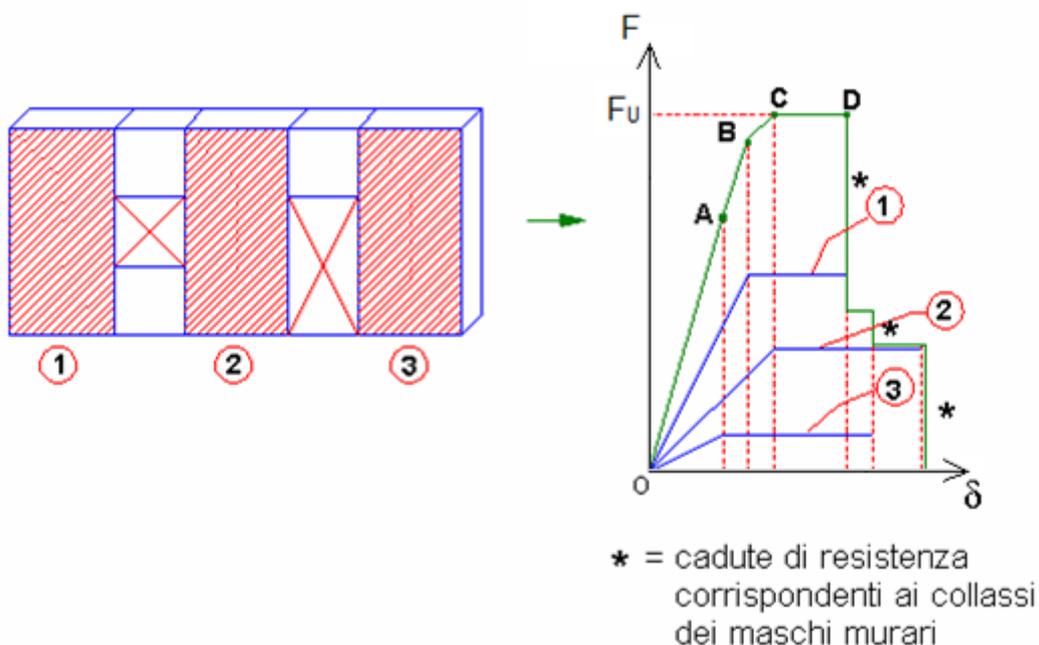


Fig. A.3.4. Curva di capacità globale

Grazie alla curva di capacità globale, è possibile, noto il valore della forza orizzontale, ricavare il corrispondente spostamento della parete, mentre i vari contributi resistenti dei maschi murari vengono letti sui rispettivi diagrammi di comportamento.

Per fissare le idee, si faccia riferimento al diagramma in fig. A.3.4, costruito per l'esempio di 3 maschi. Supponiamo che i singoli diagrammi Forza-Spostamento dei maschi siano quelli riportati in figura; vogliamo costruire il diagramma complessivo che descrive il comportamento della parete. Fino al punto A si sommano i contributi resistenti elastici dei tre maschi. La fine della fase elastica è determinata dal raggiungimento del limite elastico per il maschio n.3.

Il punto B è caratterizzato dal raggiungimento del limite elastico per il maschio n°1; il punto C è determinato dal limite elastico del maschio n°2.

Successivamente, inizia un tratto orizzontale (fase perfettamente plastica): la forza corrispondente è la massima sviluppabile dalla parete nel suo complesso, ed è quindi la resistenza ultima della parete stessa.

Il tratto orizzontale termina in D, dove viene a mancare il contributo del maschio n°1, giunto a rottura. Proseguendo oltre questo punto, il diagramma presenta scalini corrispondenti alle successive cadute di resistenza degli altri due maschi.

In sintesi, la costruzione della curva di capacità corrisponde al risultato di un'analisi statica non lineare (pushover) di un telaio equivalente sottoposto ad un taglio crescente, corrispondente ad una forza orizzontale agente sul traverso superiore.

L'incognita dinamica è lo spostamento orizzontale del traverso (assumendo che gli spostamenti orizzontali di sommità siano uguali per tutti i maschi). La composizione delle curve di capacità dei singoli maschi genera la curva complessiva. In corrispondenza di un certo spostamento, comune a tutti i maschi, si rilevano le singole forze che sommate danno il taglio globale corrispondente. In presenza di un telaio di rinforzo (vd. paragrafo seguente), questo può essere modellato con l'ipotesi di comportamento shear-type dei nodi del traverso (che non possono ruotare): ciò equivale ad una 'trave alta' (costituita dalle fasce che uniscono i maschi) infinitamente rigida ma non infinitamente resistente. La modellazione shear-type richiede un controllo sulla capacità locale del nodo di garantire l'assenza di rotazioni. In alternativa, le rotazioni dei nodi del telaio possono essere consentite, ottenendo ovviamente un diverso diagramma di comportamento del telaio.

Quando la fascia va in crisi, ciò si rappresenta con una forza orizzontale agente, in corrispondenza del nodo superiore del traverso, sul maschio murario, e per analogia con la pressoflessione complanare del maschio, si determina la formazione di una cerniera nella sezione di estremità superiore della luce deformabile del maschio.

#### **A.3.4. TELAI DI CERCHIATURA**

Per la costruzione del diagramma globale Forza-Spostamento della parete occorrono i corrispondenti diagrammi dei singoli componenti. Per quanto riguarda i maschi murari, la procedura è già stata illustrata. Gli eventuali telai di cerchiatura intervengono con le proprie curve di capacità, determinate dal comportamento degli elementi strutturali del telaio (aste e giunti).

La curva di capacità del telaio, a portale o chiuso nel caso si consideri anche il traverso inferiore, viene costruita risolvendo il telaio con metodo FEM. Nel caso di giunti semirigidi, vengono applicate sconnessioni parziali a rotazione interne (molle rotazionali). Se il giunto non garantisce almeno un parziale ripristino di resistenza, in corrispondenza del nodo viene posta una cerniera.

Sull'architrave agisce il carico uniformemente distribuito corrispondente alla combinazione sismica; al telaio viene applicata una forza orizzontale crescente, in corrispondenza dell'architrave. Ad ogni passo successivo del metodo incrementale, vengono controllate le possibili crisi flessionali o taglianti nei seguenti componenti strutturali:

- alla base o in sommità del montante sinistro o destro;
- nell'architrave o nel traverso inferiore all'estremo sinistro o all'estremo destro;
- nel giunto di base o di sommità sinistro o destro.

La curva di capacità è costituita da tratti lineari individuati da punti di crisi progressivi; seguendo la non linearità della struttura, i vincolamenti interni vengono modificati a causa delle crisi e la rigidità, via via aggiornata, diminuisce progressivamente, fino ad un eventuale tratto plastico, che termina allo spostamento limite ultimo.

Considerando i valori dei fattori di struttura proposti dalla Normativa vigente per telai monopiano in strutture rigide, e il legame tra fattore di struttura e duttilità, è possibile fare riferimento ad una duttilità pari a 2.5 volte lo spostamento identificato dalla formazione di cerniera in corrispondenza dei nodi di base e di sommità del telaio. Poiché il telaio di cerchiatura è inserito in una parete muraria, lo spostamento limite è assunto sempre almeno pari allo spostamento corrispondente al valore ultimo della muratura rimossa, definito dal drift a pressoflessione o a taglio. Per la distinzione del valore del drift si fa riferimento alla snellezza, data dal rapporto fra altezza e larghezza del vano utile di apertura. Se la snellezza è superiore a 1.5 si considera il drift a pressoflessione (pari a 1.0%H), altrimenti il drift a taglio (0.5%H), con H = altezza del vano utile.

Questa impostazione consente di attribuire al telaio un valore di spostamento massimo indipendente dalla parete complessiva nella quale è ubicato, che peraltro avrà un'altezza superiore a quella del vano utile; lo spostamento ultimo del telaio viene in tal modo assunto a favore di sicurezza.

In tutti i casi di crisi a taglio la costruzione della curva termina istantaneamente.

La curva di capacità del telaio concorre, insieme alle curve di comportamento dei maschi murari, alla curva di capacità complessiva della parete in cui il telaio è presente come struttura di cerchiatura.

### **A.3.5. VERIFICA DI SICUREZZA**

Da §7.8.1.6: "(...) Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento di cui al §7.3.4.2, salvo quanto specificato di seguito. La rigidità elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0,7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema.

In ogni caso, sia per le costruzioni in muratura ordinaria sia per le costruzioni in muratura armata senza progettazione in capacità, la verifica di sicurezza non è soddisfatta qualora il rapporto tra taglio totale agente alla base del sistema equivalente a un grado di libertà, calcolato con lo spettro di risposta elastico, e taglio alla base resistente del sistema equivalente a un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare, ecceda il valore 4,0."

In ACM, conformemente a §7.8.1.5.4, nello schema della muratura a telaio equivalente, i pannelli murari vengono caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza al limite elastico definita per mezzo della risposta flessionale o a taglio di cui in §7.8.2.2 e

§7.8.3.2; è possibile, inoltre, che il modello tenga conto della riduzione di rigidità dovuta alla parzializzazione con formazione di una zona non reagente (modello trilineare). Nel modello di ACM, riferito ad un'analisi locale di un interpiano, si adotta l'ipotesi di comportamento shear-type dei nodi del traverso, trascurando gli effetti connessi alla variazione delle forze verticali dovuta all'azione sismica. Qui di seguito si fornisce una descrizione dettagliata del procedimento di analisi statica non lineare.

Il concetto alla base dell'analisi sismica statica non lineare è che la capacità complessiva della struttura di sostenere le azioni sismiche può essere descritta dal comportamento della stessa sottoposta ad un sistema di forze statiche equivalenti incrementate fino a raggiungere il collasso, inteso come incapacità di continuare a sostenere i carichi verticali. '**Analisi pushover**' significa '**analisi di spinta**', intendendo appunto per 'spinta' l'applicazione delle forze orizzontali progressivamente incrementate.

Nel caso dell'analisi di una singola parete di un interpiano, la curva di capacità può essere immediatamente ottenuta assemblando le curve di comportamento dei singoli elementi (maschi murari e telai di cerchiatura), come è stato illustrato ai paragrafi precedenti. Si tratta di un sistema ad un unico grado di libertà, coincidente con lo spostamento orizzontale del traverso superiore. L'analisi viene condotta separatamente sia per lo **Stato Attuale**, sia per lo **Stato di Progetto**, e in ognuno dei due casi viene costruita la curva forza-spostamento (curva di capacità della parete). La curva consente la definizione dei parametri necessari per la **verifica di sicurezza**:

- la **rigidezza** è pari alla rigidità elastica iniziale del sistema reale;
- la **resistenza** è pari alla forza massima sostenibile dal sistema reale prima del raggiungimento dello Stato Limite Ultimo SLC;
- la **capacità di deformazione**, pari allo spostamento corrispondente al raggiungimento dello Stato Limite, può essere definita per SLV e, ove richiesto, per SLD. Sulla curva pushover (curva forza-spostamento), lo **Stato Limite Ultimo SLC** coincide con il punto caratterizzato dallo spostamento corrispondente ad un taglio alla base residuo pari all'80% del massimo (riduzione del 20%), mentre lo **Stato Limite Ultimo SLV** resta definito da uno spostamento pari a (3/4) dello spostamento corrispondente a SLC. Lo spostamento allo **Stato Limite di Esercizio SLD** è il minore fra lo spostamento a cui tutti i maschi hanno raggiunto la forza ultima e lo spostamento al limite elastico della bilineare equivalente, e comunque non può essere minore dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio globale pari a (3/4) del taglio globale massimo.

I risultati sono esprimibili sotto forma di **Coefficienti di Sicurezza**, dati dal rapporto tra valore nello Stato di Progetto e valore nello Stato Attuale. Per ognuno dei parametri, la verifica di Riparazione locale è soddisfatta se la variazione del parametro è contenuta entro l'intervallo specificato in input per la qualifica dell'intervento come locale (ad esempio: +/-15% per la rigidità). Più in dettaglio:

- per la **rigidezza** viene sempre eseguito il confronto della sua variazione con l'intervallo corrispondente;
- per ognuno degli altri parametri: **resistenza, capacità di spostamento per SLV, capacità di spostamento per SLD, energia dissipata** il confronto con il corrispondente intervallo viene effettuato se richiesto. E' possibile in alternativa scegliere il controllo di non peggioramento, in tal caso la verifica è soddisfatta quando la variazione tra Stato Attuale e Stato di Progetto non è negativa.

Se i coefficienti di sicurezza indicano che la verifica è soddisfatta, **l'intervento può essere inquadrato come Riparazione Locale** e non vi sono ulteriori operazioni da svolgere: la verifica non dipende dalla zona sismica di ubicazione della struttura (le capacità sono caratteristiche

intrinseche del modello strutturale).

**Se invece l'intervento non può essere qualificato come Riparazione Locale (§C8.4.3)**, ma i parametri di controllo considerati non presentano peggioramenti rispetto allo Stato Attuale, l'intervento può essere qualificato come **Miglioramento** (§8.4) e l'analisi locale della parete può essere considerata esaustiva, alle seguenti condizioni:

(1) il solaio che si imposta sulla parete non sia rigido (solai rigidi richiedono un'analisi 3D dell'edificio);

(2) l'indicatore di rischio sismico  $\zeta E$ , dato dal rapporto tra capacità e domanda in termini di PGA:  $\zeta E = (PGA, CLV / PGA, DLV)$  e calcolato per entrambi gli Stati Attuale e di Progetto sia  $\geq$  del valore obiettivo (target  $\zeta E$ ).

Il target  $\zeta E$  può essere definito come valore assoluto di riferimento (ad es.  $\zeta E \geq 0.6$ ) oppure come incremento rispetto allo  $\zeta E$  dello Stato Attuale (ad es.  $\Delta \zeta E \geq 0.1$ ) (questo secondo criterio appare superfluo quando allo stato di progetto  $\zeta E \geq$  valore di riferimento suddetto, condizione di per sé sufficiente a garantire che la verifica sia soddisfatta).

Il **calcolo di  $\zeta E$**  viene eseguito considerando come capacità della parete la PGA che determina la forza orizzontale corrispondente a SLV (PGA, CLV), e come domanda la PGA (PGA, DLV =  $ag \cdot S$  per SLV), definita dai Parametri Sismici in input.

La forza agente sulla parete viene calcolata secondo la (7.2.1):  $F_a = S_a \cdot W_a / q_a$ , dove  $S_a$  è l'accelerazione spettrale definita attraverso la formulazione dello spettro di piano [C7.2.6],  $W_a$  il peso sismico della parete e  $q_a$  il fattore di comportamento. Lo spettro di piano definisce l'accelerazione strutturale che agisce alla base della parete, amplificata rispetto all'accelerazione al suolo quando la parete è posta a piani superiori rispetto al piano di imposta sulle fondazioni. Per valutare lo spettro di piano sono richiesti i seguenti parametri: altezza  $H$  dell'edificio (altezza complessiva della struttura rispetto alla fondazione  $H$ ); quota di base (imposta) della parete (dato in input per la singola parete); numero di piani dell'edificio  $N$ ; coefficiente di partecipazione modale; primo periodo di vibrazione  $T_1$  dell'edificio nella direzione secondo cui è orientata la parete (X o Y); periodo proprio della parete  $T$ ; coefficiente di smorzamento viscoso per l'edificio e per la parete muraria; parametri sismici che definiscono lo spettro di risposta al suolo.

Il periodo proprio della parete  $T$  viene calcolato attraverso l'elaborazione dell'oscillatore bilineare equivalente, definito mediante la curva di capacità della parete stessa. Secondo quanto indicato in §7.8.1.6, la rigidezza elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad una forza orizzontale (taglio alla base) pari a 0.7 volte il valore massimo. Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema, corrispondente allo stato limite di collasso SLC.

In alternativa alla procedura descritta, è in ogni caso possibile un'analisi più precisa su un modello globale 3D<sup>1</sup> che consenta di inquadrare correttamente l'intervento come Miglioramento o Adeguamento.

<sup>1</sup> Per quanto riguarda l'**analisi su modello globale 3D**, Aedes consente lo studio del comportamento dell'edificio dove una o più aperture sono consolidate con telai di cerchiatura attraverso il software ad elementi finiti Aedes.PCM. I telai di cerchiatura, insieme a tutte le altre tipologie di intervento, vengono ridefiniti direttamente in ambiente PCM, e concorrono alla risposta globale dell'edificio insieme a tutti gli elementi resistenti, in muratura o altri materiali.

### **A.3.6. SINTESI DEI RISULTATI**

Riepilogo dei risultati ottenuti dall'analisi strutturale della parete con aperture ed eventuali telai di

cerchiatura, con riferimento alla parete allo Stato Attuale (prima dell'intervento; in caso di danneggiamento per evento sismico si deve fare riferimento alla configurazione pre-evento) e allo Stato di Progetto (applicando l'intervento di progetto).

## **STATICA**

Sotto l'azione dei **solli carichi verticali** (carico in sommità e peso proprio), i maschi murari vengono analizzati a **Stato Limite Ultimo** facendo riferimento alle sollecitazioni determinate dai carichi agenti nella **Combinazione fondamentale** (cfr. (2.5.1) in §2.5.3).

La tensione statica alla sezione di base della luce deformabile del maschio viene confrontata con la tensione di progetto a compressione data dalla resistenza media a compressione, divisa per il coefficiente parziale di sicurezza del materiale  $\gamma_M$  e per il fattore di confidenza  $F_C$  (specificati in input).

Per i maschi murari reagenti affiancati da telai di cerchiatura la tensione statica viene calcolata, a favore di sicurezza, supponendo che il carico verticale agente in sommità della parete in corrispondenza del maschio venga sostenuto dal maschio stesso, prescindendo dalla collaborazione con il telaio di cerchiatura.

## **SISMICA: COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Viene eseguito il confronto fra Stato di Progetto e Stato Attuale, definendo i seguenti coefficienti di sicurezza:

- **rigidezza** (rapporto tra rigidezze elastiche iniziali)

e, ove richiesto:

- **resistenza** (rapporto tra forze massime)

- **capacità di spostamento per SLV** (rapporto tra spostamenti allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita)

- **capacità di spostamento per SLD** (rapporto tra spostamenti allo stato limite di danno)

- **energia dissipata** (rapporto tra energie dissipate), dove l'energia dissipata è definita dall'area sottesa dalla curva di capacità fino al punto di stato limite ultimo. Tale coefficiente, non strettamente richiesto dalla vigente Normativa nazionale, è tuttavia importante per confrontare dal punto di vista energetico lo Stato Attuale con lo Stato di Progetto: esso consente il confronto fra stato attuale e stato di progetto attraverso la comparazione dei diagrammi forza-spostamento in campo anelastico.

## **STATO ATTUALE E STATO DI PROGETTO**

Si considerano i parametri riguardanti singolarmente i maschi murari che definiscono lo Stato Attuale o di Progetto della parete: rigidezza  $K$ ; resistenza a taglio per fessurazione diagonale, a taglio per scorrimento e a pressoflessione complanare in sommità e alla base, secondo i meccanismi di comportamento scelti per i singoli maschi nei dati in input (la resistenza a taglio o a pressoflessione che segna il raggiungimento del limite elastico, ossia la plasticizzazione completa del maschio, determina il drift per la definizione dello spostamento ultimo); forza ultima (massima forza sostenibile dal maschio); spostamenti al limite elastico e ultimo.

Nel caso di controllo di resistenza delle fasce, si considerano inoltre i parametri riguardanti il calcolo delle capacità della fascia a pressoflessione e a taglio, e per i maschi murari si evidenzia la forza orizzontale corrispondente alla crisi delle fasce, concorrente anch'essa alla costruzione della curva di capacità del maschio assemblata nella curva di capacità complessiva della parete costituita da maschi e fasce.

Nel caso di modellazione del telaio di cerchiatura con comportamento shear-type (rotazione impedita per i nodi di sommità del telaio) si devono inoltre effettuare controlli di effettiva

realizzazione del vincolo, confrontando localmente nel nodo momento sollecitante e momento resistente.

#### **A.4. ESTRATTI DALLA NORMATIVA TECNICA**

Si riportano alcuni estratti dalla Normativa tecnica, confrontando il nuovo D.M. 17.1.2018 e relativa Circolare 7 del 21.1.2019, con il D.M. 14.1.2008 e relativa Circolare 617 del 2.2.2009.

Le prescrizioni restano sostanzialmente invariate, anche se vi è una modifica da notare nell'ambito degli interventi di Riparazione locale:

- nella Normativa del 2008, con Circolare 2009, per un intervento di apertura sulla parete muraria, si deve dimostrare che la rigidità dell'elemento variato non cambia significativamente e che la resistenza e la capacità di deformazione, anche in campo plastico, non peggiorino ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali;

- nella nuova Normativa del 2018, con Circolare 2019, si deve dimostrare che l'insieme degli interventi non modifichi significativamente rigidità, resistenza nei confronti delle azioni orizzontali e capacità di deformazione della struttura.

Le nuove indicazioni possono essere ancora intese come rigidità che non cambia in modo significativo e resistenza e capacità di deformazione non peggiorative; qualora invece si opti per la definizione di specifici intervalli di variazione per ognuno di questi parametri rappresentativi del comportamento strutturale della parete prima e dopo l'intervento, in ACM è possibile specificare tali intervalli e svolgere le verifiche di riparazione locale accertando se per ognuno dei parametri la variazione è compresa nell'intervallo corrispondente.

| <b>D.M. 17.1.2018 e Circolare 7 del 21.1.2019</b>   | <b>D.M. 14.1.2008 e Circolare 617 del 2.2.2009</b>  |
|---|---|
| <p><b>8.4. CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI</b></p> <p>Si individuano le seguenti categorie di intervento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- interventi di riparazione o locali: interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti;</li> <li>- interventi di miglioramento: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3;</li> <li>- interventi di adeguamento: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3.</li> </ul> <p>Solo gli interventi di miglioramento ed adeguamento sono sottoposti a collaudo statico.</p> <p>Per gli interventi di miglioramento e di adeguamento l'esclusione di provvedimenti in fondazione dovrà essere in tutti i casi motivata esplicitamente dal progettista, attraverso una</p> | <p><b>8.4 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI</b></p> <p>Si individuano le seguenti categorie di intervento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- interventi di adeguamento atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle presenti norme;</li> <li>- interventi di miglioramento atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle presenti norme;</li> <li>- riparazioni o interventi locali che interessino elementi isolati, e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.</li> </ul> <p>Gli interventi di adeguamento e miglioramento devono essere sottoposti a collaudo statico.</p> <p>Per i beni di interesse culturale in zone dichiarate a rischio sismico, ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del D. lgs. 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio", è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della</p> |

|  |  |
|--|--|
| <p>verifica di idoneità del sistema di fondazione in base ai criteri indicati nel §8.3.</p> <p>Qualora l'intervento preveda l'inserimento di nuovi elementi che richiedano apposite fondazioni, queste ultime dovranno essere verificate con i criteri generali di cui ai precedenti Capitoli 6 e 7, così come richiesto per le nuove costruzioni.</p> <p>Per i beni di interesse culturale ricadenti in zone dichiarate a rischio sismico, ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del DLgs 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio", è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza.</p>  | <p>sicurezza.</p>  |
| <p><b>C8.4 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI</b></p> <p>Le NTC confermano le tre categorie di intervento previste dalle precedenti norme: riparazione o intervento locale, miglioramento, adeguamento, elencandole in ordine inverso rispetto al D.M. 14. gennaio 2008, ciò al fine ricollocare gli interventi di riparazione o locali ed il miglioramento in una meglio articolata scansione logica ed operativa(2).</p> <p>(2) È opportuno che gli interventi in progetto siano primariamente finalizzati all'individuazione e all'eliminazione o riduzione di carenze e criticità locali che possano incidere sulla capacità strutturale, per poi prevedere l'eventuale rafforzamento della costruzione nel suo complesso.</p> <p>Interventi mirati all'eliminazione di specifiche criticità locali, pur con opere di modesto impatto economico e senza alterare sistemi d'equilibrio venutisi a creare nel tempo, possono infatti produrre aumenti sensibili della sicurezza.</p> | <p><b>C8.4 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI</b></p> <p>Indipendentemente dall'appartenenza ad una delle tre categorie individuate dalle NTC, è opportuno che gli interventi, anche non sismici, siano primariamente finalizzati alla eliminazione o riduzione significativa di carenze gravi legate ad errori di progetto e di esecuzione, a degrado, a danni, a trasformazioni, etc. per poi prevedere l'eventuale rafforzamento della struttura esistente, anche in relazione ad un mutato impegno strutturale.</p> <p>Per gli interventi finalizzati alla riduzione della vulnerabilità sismica sui beni del patrimonio culturale vincolato, un opportuno riferimento è costituito dalla "Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni" del 12 ottobre 2007. Tale direttiva è adottabile per le costruzioni di valenza storico-artistica, anche se non vincolate.</p> |
| <p><b>8.4.1. RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE</b></p> <p>Gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura. Essi non debbono cambiare significativamente il comportamento globale della costruzione e sono volti a conseguire una o più delle</p>  | <p><b>8.4.3 RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE</b></p> <p>In generale, gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura e interesseranno porzioni limitate della costruzione. Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole</p>   |

|  |  |
|--|--|
| <p>seguenti finalità:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>– ripristinare, rispetto alla configurazione precedente al danno, le caratteristiche iniziali di elementi o parti danneggiati;</li> <li>– migliorare le caratteristiche di resistenza e/o di duttilità di elementi o parti, anche non danneggiati;</li> <li>– impedire meccanismi di collasso locale;</li> <li>– modificare un elemento o una porzione limitata della struttura.</li> </ul> <p>Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati, documentando le carenze strutturali riscontrate e dimostrando che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non vengano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi non comportino una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti.</p> <p>La relazione di cui al § 8.3 che, in questi casi, potrà essere limitata alle sole parti interessate dall'intervento e a quelle con esse interagenti, dovrà documentare le carenze strutturali riscontrate, risolte e/o persistenti, ed indicare le eventuali conseguenti limitazioni all'uso della costruzione.</p> <p>Nel caso di interventi di rafforzamento locale, volti a migliorare le caratteristiche meccaniche di elementi strutturali o a limitare la possibilità di meccanismi di collasso locale, è necessario valutare l'incremento del livello di sicurezza locale.</p> | <p>parti e/o elementi interessati e documentare che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non siano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.</p> <p>La relazione di cui al par. 8.2 che, in questi casi, potrà essere limitata alle sole parti interessate dall'intervento ed a quelle con esse interagenti, dovrà documentare le carenze strutturali riscontrate, risolte e/o persistenti, ed indicare le eventuali conseguenti limitazioni all'uso della costruzione.</p> |
| <p><b>C8.4.1 RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE</b></p> <p>Ricadono in questa categoria gli interventi che non alterano significativamente il comportamento globale della costruzione; l'obiettivo sulla base del quale è valutata l'ammissibilità dell'intervento è un aumento della sicurezza di almeno una porzione della costruzione, ovvero, nel caso di danni subiti, quello del mantenimento o dell'incremento dell'originaria efficacia strutturale della</p>   | <p><b>C8.4.3 RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE</b></p> <p>Rientrano in questa tipologia tutti gli interventi di riparazione, rafforzamento o sostituzione di singoli elementi strutturali (travi, architravi, porzioni di solaio, pilastri, pannelli murari) o parti di essi, non adeguati alla funzione strutturale che debbono svolgere, a condizione che l'intervento non cambi significativamente il comportamento globale della struttura, soprattutto ai fini della resistenza alle azioni</p>   |

porzione danneggiata.

In tale categoria rientrano gli interventi di ripristino, rinforzo o sostituzione di elementi strutturali o di parti di essi non adeguati alla funzione che devono svolgere (ad esempio travi, architravi, coperture, impalcato o porzioni di impalcato, pilastri, pannelli murari).

In particolare gli interventi di rinforzo devono privilegiare lo sviluppo di meccanismi duttili o comunque migliorare la duttilità locale, così da favorire lo sviluppo della duttilità di insieme della struttura.

Il ripristino o rinforzo dei collegamenti esistenti tra i singoli componenti o tra parti di essi o la realizzazione di nuovi collegamenti (ad esempio tra pareti murarie, tra pareti e travi o solai, anche attraverso l'introduzione di catene/tiranti, chiodature tra elementi lignei di una copertura o di un solaio, tra componenti prefabbricati) ricadono in questa categoria.

Infine, **la modifica di una parte limitata della struttura (ad es. l'apertura di un vano in una parete, accompagnata da opportuni rinforzi) può rientrare in questa categoria, a condizione che si dimostri che l'insieme degli interventi non modifichi significativamente rigidità, resistenza nei confronti delle azioni orizzontali e capacità di deformazione della struttura.**

La relazione illustrativa dei lavori deve riportare i risultati delle indagini conoscitive svolte, le carenze strutturali riscontrate, la descrizione dei lavori e i risultati attesi, affermando e, se necessario, dimostrando che l'intervento non ha modificato in senso negativo il comportamento degli altri elementi della costruzione e di tutta la costruzione nel suo insieme.

Per questa categoria di intervento non è richiesta la valutazione della sicurezza globale dell'opera ma, nel caso di rafforzamento locale finalizzato al miglioramento del funzionamento di elementi strutturali o alla limitazione di meccanismi di collasso, è richiesta la valutazione della variazione del livello locale di sicurezza.

sismiche, a causa di una variazione non trascurabile di rigidità o di peso.

Può rientrare in questa categoria anche la sostituzione di coperture e solai, solo a condizione che ciò non comporti una variazione significativa di rigidità nel proprio piano, importante ai fini della redistribuzione di forze orizzontali, né un aumento dei carichi verticali statici.

Interventi di ripristino o rinforzo delle connessioni tra elementi strutturali diversi (ad esempio tra pareti murarie, tra pareti e travi o solai, anche attraverso l'introduzione di catene/tiranti) ricadono in questa categoria, in quanto comunque migliorano anche il comportamento globale della struttura, particolarmente rispetto alle azioni sismiche.

Infine, **interventi di variazione della configurazione di un elemento strutturale, attraverso la sua sostituzione o un rafforzamento localizzato (ad esempio l'apertura di un vano in una parete muraria, accompagnata da opportuni rinforzi) possono rientrare in questa categoria solo a condizione che si dimostri che la rigidità dell'elemento variato non cambia significativamente e che la resistenza e la capacità di deformazione, anche in campo plastico, non peggiorino ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali.**

|   |  |
|---|--|
|   |  |
| <p><b>8.4.2. INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO</b></p> <p><b>La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.</b></p> <p>Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di <math>\zeta E</math> può essere minore dell'unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di <math>\zeta E</math>, a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6 , mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di <math>\zeta E</math>, sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.</p> <p>Nel caso di interventi che prevedano l'impiego di sistemi di isolamento, per la verifica del sistema di isolamento, si deve avere almeno <math>\zeta E = 1,0</math>.</p> | <p><b>8.4.2 INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO</b></p> <p>Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate.</p> <p>È possibile eseguire interventi di miglioramento nei casi in cui non ricorrano le condizioni specificate al paragrafo 8.4.1.</p> <p><b>Il progetto e la valutazione della sicurezza dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.</b></p>  |
| <p><b>C8.4.2 INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO</b></p> <p>L'intervento di miglioramento è finalizzato a conseguire un aumento della sicurezza della costruzione.</p> <p><b>In questa categoria ricadono tutti gli interventi che, pur non rientrando nella categoria dell'adeguamento, possono determinare modifiche, anche significative, del comportamento strutturale locale o globale o operando variazioni di rigidità, resistenza o capacità deformativa di singoli elementi o di porzioni della struttura, o introducendo nuovi elementi strutturali.</b></p> <p>Ciò può avvenire, ad esempio, impegnando maggiormente gli elementi più resistenti, riducendo le irregolarità in pianta e in elevazione, eliminando i meccanismi di collasso locali o trasformandoli da fragili in duttili. L'intervento di miglioramento può essere</p>   | <p><b>C8.4.2 INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO</b></p> <p>La valutazione della sicurezza per un intervento di miglioramento è obbligatoria, come specificato nel § 8.3 delle NTC, ed è finalizzata a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, cui la struttura può resistere con il grado di sicurezza richiesto.</p> <p>Nel caso di intervento di miglioramento sismico, la valutazione della sicurezza riguarderà, necessariamente, la struttura nel suo insieme, oltre che i possibili meccanismi locali.</p> <p><b>In generale ricadono in questa categoria tutti gli interventi che, non rientrando nella categoria dell'adeguamento, fanno variare significativamente la rigidità, la resistenza e/o la duttilità dei singoli elementi o parti strutturali e/o introducono nuovi elementi</b></p> |

effettuato nei confronti anche soltanto di alcune categorie di azioni quali, indicativamente ma non esaustivamente, le azioni del vento, le azioni sismiche, le azioni gravitazionali, fermi restando gli obblighi indicati al § C.8.3.

Come specificato nel § 8.3 delle NTC, per questa categoria di interventi la valutazione della sicurezza è obbligatoria e finalizzata a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, cui la struttura può resistere con il grado di sicurezza richiesto. Essa riguarderà necessariamente, oltre ai possibili meccanismi locali, la struttura nel suo insieme.

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di  $\zeta E$  definito dalle NTC e introdotto al § C.8.3 può essere minore dell'unità; in particolare, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di  $\zeta E$  a seguito degli interventi di miglioramento deve essere comunque non minore di 0,6, mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di  $\zeta E$ , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.

Nel miglioramento mediante l'impiego di isolatori sismici, si deve garantire che la sottostruttura si mantenga in campo sostanzialmente elastico; per la verifica del solo sistema di isolamento, il valore di  $\zeta E$  deve essere assunto almeno pari a 1,0.

Inoltre, nel valutare la domanda di spostamento nei dispositivi e nei giunti sismici, il periodo proprio fondamentale del sistema isolato deve essere determinato tenendo conto opportunamente dell'elongazione del periodo proprio della sovrastruttura a seguito delle eventuali plasticizzazioni, in relazione al valore di  $\zeta E$  ad essa attribuito.

**strutturali, così che il comportamento strutturale locale o globale, particolarmente rispetto alle azioni sismiche, ne sia significativamente modificato.**

Ovviamente la variazione dovrà avvenire in senso migliorativo, ad esempio impegnando maggiormente gli elementi più resistenti, riducendo le irregolarità in pianta e in elevazione, trasformando i meccanismi di collasso da fragili a duttili.

|  |  |
|--|--|
|  |  |
| <p><b>C8.7.4.1 CRITERI PER GLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DEGLI EDIFICI IN MURATURA</b></p> <p>(...) <b>4. Incremento della capacità delle pareti</b></p> <p>(...) Nel caso di <b>realizzazione di nuove aperture in pareti esistenti</b>, per far fronte alla diminuzione della capacità resistente della parete e all'aumento della sua deformabilità, <b>può essere necessario prevedere rinforzi in grado di collaborare con la muratura esistente attraverso opportune connessioni ripristinando, per quanto possibile, la condizione dell'intera parete in atto prima della realizzazione dell'apertura.</b></p> <p>Un incremento della capacità portante delle pareti murarie, con conseguente miglioramento del comportamento sismico, si ottiene infine anche attraverso l'eliminazione delle discontinuità con la chiusura di nicchie, canne fumarie cavedi o anche di vecchie lesioni o sconessioni all'interno delle murature, purché venga realizzato un efficace collegamento dei nuovi elementi di muratura con quelli esistenti. (...)</p> | <p><b>C8.5. CRITERI PER GLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DI EDIFICI IN MURATURA</b></p> <p>(...) <b>C8.5.5 INTERVENTI CHE MODIFICANO LA DISTRIBUZIONE DEGLI ELEMENTI VERTICALI RESISTENTI</b></p> <p>L'inserimento di nuove pareti può consentire di limitare i problemi derivanti da irregolarità planimetriche o altimetriche ed aumentare la resistenza all'azione sismica; tali effetti devono ovviamente essere adeguatamente verificati. La <b>realizzazione di nuove aperture</b>, se non strettamente necessaria, va possibilmente evitata; nel caso in cui la conseguente riduzione di rigidezza risulti problematica per la risposta globale, <b>sarà disposto un telaio chiuso, di rigidezza e resistenza tali da ripristinare per quanto possibile la condizione preesistente.</b></p> <p>Un incremento della rigidezza delle pareti murarie, con conseguente modifica del comportamento sismico, si ottiene attraverso la chiusura di nicchie, canne fumarie o altri vuoti, purché venga realizzato un efficace collegamento dei nuovi elementi di muratura con quelli esistenti attraverso la tecnica dello scuci e cuci. La chiusura di queste soluzioni di continuità nella compagine muraria rappresenta anche un intervento positivo nei riguardi dei collegamenti.</p> <p><b>C8.5.8 INTERVENTI VOLTI A RINFORZARE LE PARETI INTORNO ALLE APERTURE</b></p> <p>Negli interventi di inserimento di architravi o cornici in acciaio o calcestruzzo di adeguata rigidezza e resistenza, occorre curare il perfetto contatto o la messa in forza con la muratura esistente.</p> |

## B. MANUALE D'USO

Questo capitolo illustra i comandi di ACM. Per le applicazioni progettuali, consultare il capitolo [Esempi Applicativi e Procedure di Validazione](#).

### B.1. GENERALITA'

**ACM è un software di analisi strutturale** per il calcolo di aperture e cerchiature in murature portanti, **completo** di tutte le fasi di **introduzione dati, elaborazioni di calcolo, trattamento dei risultati** anche sotto forma di **post-elaborazioni grafiche**. ACM colloquia con i programmi di CAD per la fase di restituzione dei disegni elaborati, e con i word-processor quali Microsoft Word per la compilazione della relazione di calcolo.

**Le principali caratteristiche di ACM sono:**

**Dal punto di vista ingegneristico:**

- Per edifici in muratura sottoposti ad **interventi di apertura o di irrigidimento di vani** (porte, finestre, ecc.): consente il corretto dimensionamento di opere particolarmente delicate nell'ambito del consolidamento del patrimonio edilizio esistente.
- Tutti i parametri di calcolo sono coerenti con la **Normativa tecnica vigente** (D.M. 17.1.2018).
- **Telai irrigidenti in Acciaio e in Cemento Armato**: per l'Acciaio, le sezioni vengono scelte nell'archivio di tutti i profili, già presente in dotazione al programma. Possibilità di specificare montanti calastrellati, costituiti da angolari ancorati nella muratura, e profili personalizzati. Per il Cemento Armato i momenti di snervamento, per la definizione delle forze orizzontali resistenti, vengono valutati con le formulazioni classiche della pressoflessione a stato limite ultimo.
- **Curva di capacità del telaio**: l'analisi FEM del telaio, a portale o chiuso considerando anche il traverso inferiore, sotto azione orizzontale crescente, conduce alla curva di capacità caratterizzata dalle crisi progressive dei componenti strutturali (giunti, montanti, architrave, traverso inferiore).
- **Analisi dei Carichi sull'architrave**, con distribuzione triangolare dell'influenza della muratura sovrastante. Possibilità di considerare carichi distribuiti e concentrati. **Verifica a resistenza e a deformabilità** dell'architrave. Verifica dei **giunti saldati e bullonati**.
- Calcolo della cerchiatura in base all'equivalenza meccanica con la porzione di muratura eliminata.
- **Calcolo di una parete piena e/o forata**, nello Stato Attuale e nello Stato di Progetto, sottoposta a qualunque tipo di consolidamento meccanico, con determinazione della Curva di capacità della parete. Le eventuali cerchiature presenti nella parete sono collegate alle singole cerchiature analizzate nel programma. Per ogni **maschio murario**: possibilità di comportamento bilineare o trilineare, con effetti della parzializzazione sulla rigidezza (rigidezza fessurata), e scelta del vincolamento in sommità (doppio incastro, mensola o vincolamento intermedio). Verifiche a pressoflessione complanare, taglio per scorrimento, taglio per fessurazione diagonale per comportamento irregolare o regolare (taglio 'a scaletta'), e vincolamento dipendente opzionalmente anche dalla resistenza delle fasce murarie a pressoflessione e a taglio.
- Verifica strutturale in base a **rigidezza, resistenza, capacità di spostamento agli stati limite ultimo SLV ed di esercizio SLD, energia dissipata**.
- E' così possibile, ad esempio nel caso di apertura in una parete muraria, verificare anzitutto la cerchiatura in sé; quindi, analizzare il comportamento dell'intera parete, prima e dopo l'intervento, assicurando le richieste di Normativa sugli Interventi in zona sismica.
- Conformemente al D.M. 17.1.2018, l'intervento viene classificato come **Riparazione locale o Miglioramento**, oppure viene evidenziata la necessità dell'Adeguamento sismico.

### Dal punto di vista informatico e gestionale:

- **Visualizzazione interattiva dei risultati** del calcolo, in base ai dati: modificando qualsiasi dato, vengono aggiornate in tempo reale tutte le finestre di testo e grafiche sui risultati. *Immediata l'ottimizzazione dell'intervento con la scelta della migliore tipologia!*
- **Elaborazioni grafiche** parametrizzabili ed esportabili su dxf, compatibili con i programmi di CAD, e su bitmap: *semplicissimo corredare di disegni la Relazione di Calcolo!*
- **Relazione di calcolo** su files rtf, compatibile con word-processor (come Microsoft Word), già formattata e pronta per la stampa. Completa di descrizione dei metodi di calcolo utilizzati.
- **Guida in linea** completa di **Manuale d'uso** ed **Esempi Applicativi**, con numerose illustrazioni, consultabile con Adobe Acrobat Reader®.
- Come per tutti i software AEDES, **supporto tecnico e contenuti web**, con video dedicati nel **canale AedesSoftware di YouTube**.

### B.1.1. AMBIENTE DI LAVORO

ACM opera con una disposizione di finestre ottimizzata (nel seguito: disposizione preimpostata), che l'utente può comunque variare come preferisce. Come ogni altro programma progettato per il sistema operativo Windows, ACM può essere aperto contemporaneamente ad altri software; pertanto l'effettivo aspetto dello schermo, nel corso dell'uso di ACM, dipende dalla configurazione in quel momento determinata dall'utente.

Nella schermata preimpostata di ACM, sotto al titolo e alla barra dei menu sono presenti:

- la **barra degli Strumenti**, che consente l'esecuzione rapida di molti dei comandi principali di ACM;
- la **finestra Grafica Dati e la finestra Risultati** (in formato grafico o testuale);
- le **finestre di testo** per l'inserimento dei dati. Le finestre di testo sono le seguenti: **Progetto, Cerchiature, Pareti, Tabella Materiali, Tabella Profili Acciaio, Parametri variabili (Analisi Parametrica)**. Ad esse si aggiungono altre finestre di utilità, quali la finestra **Relazione**, dove si visualizza il testo della relazione elaborata nella fase di Stampa, ed una finestra di testo dedicata dove si visualizzano i risultati in forma estesa. Queste finestre sono ognuna dotata di proprio menu.

Nei **menu**, di tipo grafico, ogni comando reca a lato - se disponibile - il corrispondente pulsante della barra degli strumenti, in modo da facilitare l'apprendimento del significato dei pulsanti grafici delle barre (l'utilizzo dei pulsanti grafici è infatti certamente la via più rapida di accesso ai diversi comandi). I menu sono dinamici, e si aggiornano contestualmente alla finestra corrente: ogni finestra infatti presenta il proprio gruppo di menu, inerenti le particolari funzionalità richieste durante l'attivazione della finestra stessa.

La 'finestra corrente' è la finestra attiva, cioè quella che riceve i comandi: il suo bordo del titolo appare in evidenza, mentre i bordi del titolo di tutte le altre finestre contemporaneamente aperte vengono posti in luminosità ridotta.

La finestra **Navigatore** - che in qualsiasi momento può essere aperta o chiusa, generando corrispondentemente il ridimensionamento delle altre finestre presenti - consente un accesso immediato alle varie sezioni del programma: la sequenza dei vari comandi rispetta l'ordine: "dati - risultati" e quindi costituisce un valido punto di riferimento per l'esplorazione delle varie funzionalità di ACM corrispondenti alle fasi progressive del lavoro.

Nella schermata di ACM è inoltre presente in basso la **barra dei messaggi di stato**, dove vengono riportati i riferimenti alle più significative operazioni svolte durante la sessione di lavoro con ACM.

La **finestra principale è la finestra Progetto**: essa contiene i comandi fondamentali di creazione, apertura e salvataggio dei progetti, ed il comando di uscita dal programma. *Ogni sessione di ACM inizia con l'attivazione della finestra Progetto*, e termina con la sua chiusura attraverso l'apposito comando Esci (CTRL + Q) del menu File, equivalente all'uso del pulsante grafico .

**Nelle finestre di testo Cerchiature e Pareti i dati sono organizzati in diverse schede**, visualizzabili selezionandone opportunamente il titolo corrispondente. In questo modo, i dati vengono raggruppati in insiemi specifici che consentono agevolmente le operazioni di inserimento e modifica.

## B.2. FINESTRA PRINCIPALE

L'ambiente operativo di ACM è costituito da una finestra principale, con due barre degli strumenti sempre disponibili, contenente più finestre interne.

### B.2.1. BARRA DEGLI STRUMENTI

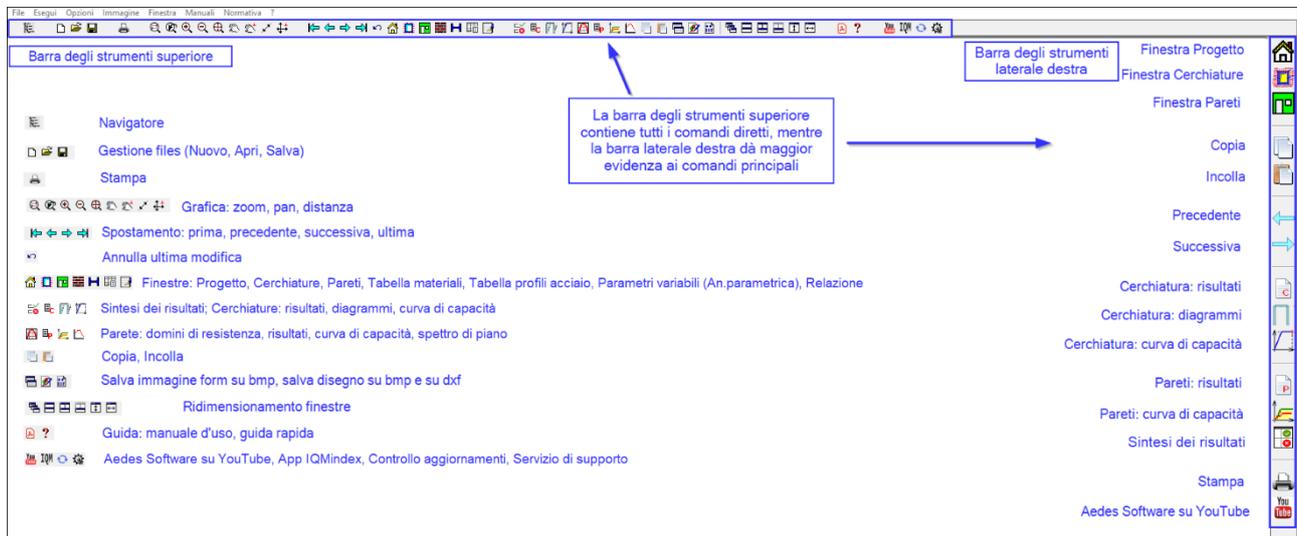


Fig. B.2.1. Barra degli strumenti: superiore e laterale destra

**Apri/Chiudi Navigatore:** apre o chiude, alternatamente, la finestra Navigatore contenente l'albero dei comandi.

**Gestione files:** **Nuovo** progetto, **Apri** progetto, **Salva** progetto = è possibile aprire e salvare files in formato standard di ACM (estensione .acm), in uno dei seguenti percorsi:

*Acm\Progetti* = destinato a contenere i progetti dell'Utente;

*Acm\Es-Apprendi* = preinstallato da ACM con esempi di apprendimento.

*Acm\Es-Progetti* = preinstallato da ACM con esempi di apprendimento.

Per salvare o archiviare progetti in altri percorsi, si potrà gestire i files di ogni singolo progetto (files e sottocartella di *Acm\Progetti* avente il nome del progetto stesso) mediante 'Esplora Risorse' di Windows.

**Stampa:** apre la finestra di dialogo per le impostazioni di stampa, finalizzata alla creazione della Relazione di Calcolo. ACM non esegue stampe dirette sull'hardware collegato alla macchina, ma opera creando il file .rtf che può poi essere gestito con i normali word-processor (quali Microsoft © Word).

**Grafica: Zoom:** **Finestra**, **Precedente**, **+** : **Ingrandisci**, **-** : **Riduci**, **Tutto: Ottimizza** = comandi di zoom. Le operazioni di zoom + e zoom - (ingrandimento e riduzione) possono essere eseguite agevolmente anche con la rotellina del mouse.

**Pan:** **Spostamento**, **Ortagonale** = comandi di pan (panoramica).

**Distanza:** tra punti qualsiasi e Ortogonale.

**Spostamento:** **Prima**, **Precedente**, **Successiva**, **Ultima** = i pulsanti freccia spostano alla prima cerchiatura (se è attiva la finestra Cerchiature) o parete (se è attiva la finestra Pareti), alla precedente, alla successiva o all'ultima del gruppo definito per il progetto corrente. Per un progetto è infatti possibile definire 1 o più Cerchiature, e 1 o più Pareti (dati in input nella finestra Progetto).

**Annulla:** annulla l'ultima modifica effettuata (non è disponibile l'annullamento di modifiche precedenti). Il comando può essere eseguito solo dalla finestra Progetto.

**Finestra:** **Progetto**, **Cerchiature**, **Pareti**, **Tabella Materiali**, **Tabella Profili acciaio**, **Parametri variabili (Analisi Parametrica)**, **Grafica Dati**, **Risultati**, **Relazione**: aprono le corrispondenti finestre. Corrispondono ai comandi del menu Finestra. Attraverso il comando si restituisce il fuoco alla **finestra Progetto** che contiene tutti i principali comandi di gestione dei files (apertura, salvataggio, impostazioni varie) e dell'ambiente (ad esempio, la chiusura di ACM).

**Cerchiatura: risultati:** testo dei risultati dell'analisi della cerchiatura, presentati nella finestra in alto a destra, e organizzati nelle schede: Rigidezza, Verifica per SLE, Verifica per SLU, Giunti, Sismica.

**Cerchiatura: diagrammi:** visualizzazione dei diagrammi delle sollecitazioni e degli spostamenti del telaio sotto azioni orizzontali crescenti, corrispondenti ai punti progressivi della curva di capacità. Possono essere visualizzate anche le condizioni dei vincoli interni ai vari passi (cerniere iniziali, cerniere plastiche, molle rotazionali).

**Cerchiatura: curva di capacità:** curva di capacità del telaio di cerchiatura, costituita dai punti del diagramma forza-spostamento corrispondenti alle crisi progressive delle strutture (montanti, architrave, traverso inferiore, giunti); i valori numerici dei punti della curva sono riportati nella scheda 'Sismica' dei Risultati Cerchiature (finestra in alto a destra).

**Parete: domini di resistenza:** domini di resistenza, elaborati in caso di presenza di rinforzi con FRCC su maschi e/o su fasce

**Parete: risultati:** Testo dei risultati dell'analisi della parete, presentati nella finestra in alto a destra, e organizzati nelle schede: Statica, Sismica: Coefficienti di Sicurezza, Stato Attuale, Stato di Progetto.

**Parete: curva di capacità:** curva di capacità della parete complessiva, costituita dall'assemblaggio delle curve dei componenti strutturali della parete: maschi murari ed eventuali telai di cerchiatura. Attraverso l'icona della barra degli strumenti della finestra Grafica Risultati, una volta aperta la curva di capacità, è possibile visualizzare in automatico, contemporaneamente, la curva di capacità ed i corrispondenti risultati.

**Parete: spettro di piano:** spettro di piano per SLV

**Copia, Incolla:** con questi comandi è possibile copiare in memoria una cerchiatura o una parete, e incollarla nello stesso progetto oppure in un altro progetto. Il comando Copia copia negli appunti anche le immagini o i testi delle relazioni.

**Salva immagine del form su file bmp**, **Salva su file bmp**, **Salva su file dxf**: i comandi consentono rispettivamente l'output dello screenshot del form su file bitmap, e del disegno mostrato nella finestra grafica corrente su file bitmap o vettoriale.

**Ridimensionamento finestre:**  **Sovrapponi**,  **Affianca**: ridispongono le finestre secondo i comandi standard di Windows.  **Disponi tutte le finestre**: ricompone dimensioni e posizioni delle finestre aperte secondo lo schema predefinito di ACM (le due finestre Grafica e Risultati in alto, rispettivamente a sinistra e a destra, le finestre testuali dei dati in basso).  **Disponi singola finestra**: torna alle dimensioni predefinite della finestra corrente.  **Cambia altezza**,  **Cambia larghezza**: aumenta o riduce rispettivamente l'altezza e la larghezza della finestra, spostandone anche la posizione. Per ognuno dei due comandi, eseguendolo più volte, i tre assetti della finestra da esso consentiti vengono applicati in modo ciclico.

**Guida: manuale d'uso**  **Guida rapida:**  : i comandi di Guida aprono rispettivamente il manuale d'uso su file pdf e il menu ? per una guida rapida. Tutti i documenti riguardanti ACM possono essere direttamente aperti dai corrispondenti comandi dei menu Manuali e Normativa della finestra Progetto.

**Aedes Software su You Tube:**  apre il canale AedesSoftware di YouTube, contenente fra l'altro video e playlist dedicati ad ACM.

**App IQMIndex:**  apre l'app IQMIndex che consente il calcolo dell'Indice di Qualità Muraria per una data muratura e l'elaborazione dei corrispondenti parametri meccanici

**Controllo Aggiornamenti:**  controlla la disponibilità degli aggiornamenti del software ACM

**Servizio di Supporto (Assistenza):**  apre la pagina web di aedes.it dedicata alle modalità di svolgimento del Servizio di Supporto

## B.2.2. NAVIGATORE

Il comando  della barra strumenti superiore apre / chiude la finestra Navigatore, consistente nell'**albero dei comandi** del programma. I comandi sono presentati in ordine logico, corrispondente alle diverse fasi successive di analisi di un progetto, e recano a lato, se prevista, l'icona rappresentativa, in coerenza con le icone delle barre degli strumenti e dei menu (fig. B.2.2).

La barra degli strumenti del Navigatore appare in modo completo solo quando il mouse si sposta sopra di essa; i suoi comandi sono i seguenti:

 **Comprimi Navigatore**,  **Espandi Navigatore** = modificano con un unico comando l'elenco dell'albero: la compressione riduce l'albero ai soli rami principali; l'espansione apre invece tutti i comandi.

Agendo sui tasti , è ovviamente possibile modificare i comandi elencati, aprendo  e chiudendo  i diversi rami.

 **Carica personalizzazione** = reimposta il Navigatore caricando l'elenco personalizzato, precedentemente salvato con 'Salva personalizzazione'.

 **Salva personalizzazione** = salva la configurazione corrente dell'elenco del Navigatore, per un eventuale successivo caricamento secondo la reimpostazione dell'albero personalizzata.

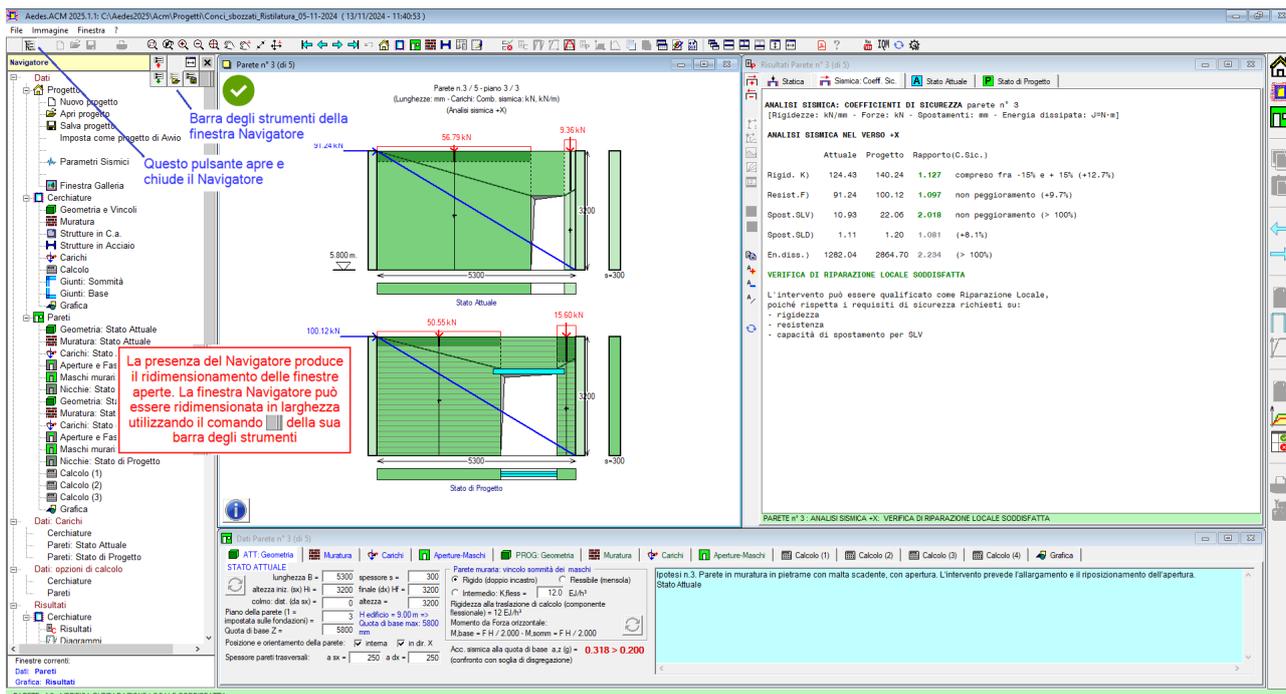


Fig. B.2.2. Finestra Navigatore (albero dei comandi)

**↔ Cambia larghezza Navigatore** = cambia automaticamente la larghezza del Navigatore, reimpostandola su valori predefiniti. L'Utente può modificare a piacere la larghezza della finestra Navigatore utilizzando il pulsante 'Trascinamento'; l'altezza è invece fissa ed occupa lo spazio destinato alle finestre di ACM.

**✕ Chiudi Navigatore**

**▮ Trascinare per ridimensionare** = il pulsante consente l'operazione di ridimensionamento in larghezza.

### B.2.3. COMANDI COMUNI

I menu File, Finestra e ? sono sempre disponibili durante l'utilizzo di ACM e rendono accessibili le operazioni riguardanti gli archivi dei progetti e i passaggi da una sezione all'altra del programma, ad esempio dalla finestra Cerchiature alla finestra Pareti.

#### B.2.3.1. Menu FILE

Il menu File si presenta in formato esteso nella finestra Progetto, a cui si rimanda per la descrizione completa dei comandi. Nelle altre finestre, il menu si compone di due comandi:

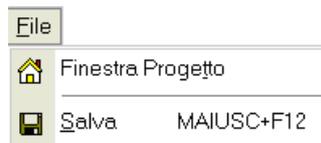


Fig. B.2.3. Menu File

il primo restituisce il fuoco alla finestra Progetto, che contiene i principali comandi di gestione dei files (apertura, salvataggio, impostazioni varie); alla finestra Progetto si accede direttamente anche dal comando  della barra strumenti.

Il secondo comando consente il salvataggio dei dati correnti senza la necessità di tornare alla finestra Progetto; l'operazione di salvataggio viene comunque effettuata in modo diretto tramite il pulsante  della barra strumenti.

#### B.2.3.2. Menu FINESTRA

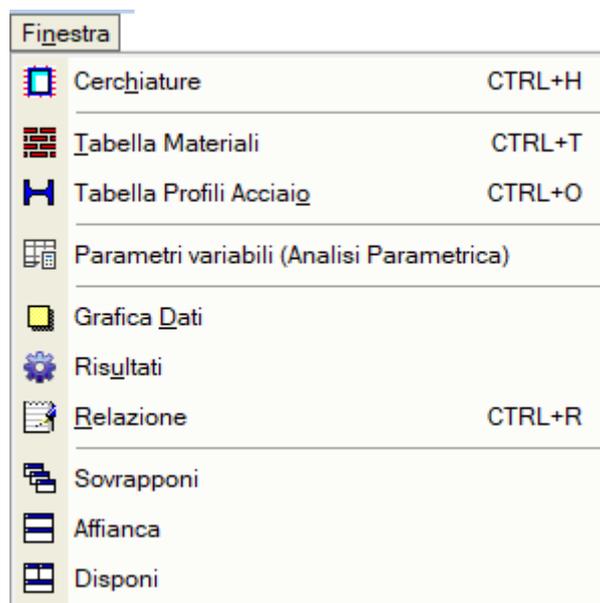
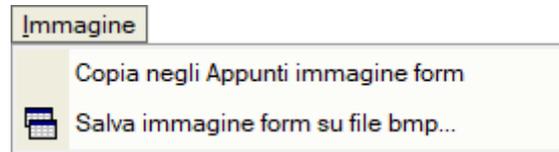


Fig. B.2.4. Menu Finestra

I comandi aprono le corrispondenti finestre. I tasti di scelta rapida costituiscono una valida alternativa alla selezione del comando di menu o al clic sul corrispondente pulsante della barra

strumenti laterale destra: ad esempio, CTRL+H apre direttamente la finestra Cerchiature.

### **B.2.3.3. Menu IMMAGINE**



**Fig. B.2.5.** Menu Immagine

Il menu Immagine permette la copia negli appunti dell'immagine del form attivo oppure il salvataggio di questa in formato grafico bitmap.

### **B.2.3.4. Menu ?**

Il menu ? si presenta esteso nella finestra Progetto, cui si rimanda per la descrizione completa dei comandi.

Il comando 'Informazioni su ACM', comune fra le varie finestre, fornisce il numero identificativo della chiave hardware (tale codice può essere richiesto dalla AEDES per lo svolgimento del servizio di assistenza).

I manuali della Guida di ACM vengono aperti attraverso i comandi appositi dei menu Manuali e Normativa della finestra Progetto.

### B.3. FINESTRA PROGETTO

La **finestra Progetto** contiene i comandi fondamentali di creazione, apertura e salvataggio di progetti, ed il comando di uscita dal programma. *Ogni sessione di ACM inizia con l'attivazione della finestra Progetto*, e termina con la sua chiusura tramite il comando Esci (CTRL + Q) del menu File, equivalente all'uso del pulsante grafico .

**ACM è installato nella cartella (obbligatoria) \Aedes20xx\Acm** (es: 20xx=2025), mentre i **Progetti** dell'Utente vengono **archiviati**, in un formato proprio del programma, **nella sottocartella \Aedes20xx\Acm\Progetti**

Nel percorso: **\Aedes20xx\Acm\Progetti\NomeProgetto**

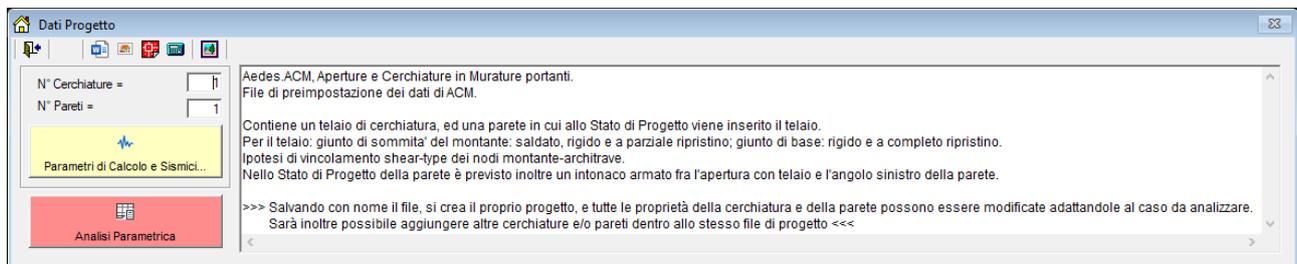
vengono inoltre create sottocartelle contenenti risultati dell'elaborazione e files vari (fra cui: relazioni, fogli di calcolo).

Il nome del Progetto è riportato nella barra del titolo, in alto sullo schermo, accanto alla release del software.

#### B.3.1. Dati PROGETTO

'**Progetto**' è la struttura all'interno della quale sono definite le cerchiature e le pareti sottoposte a calcolo. **Più cerchiature e/o più pareti** possono quindi appartenere ad uno stesso progetto, ad esempio nel caso di un intervento articolato su diverse zone di un edificio, oppure per studiare diverse ipotesi di progetto per una medesima parete. Per preimpostazione, almeno una cerchiatura ed una parete saranno presenti nei dati.

Non vi è relazione diretta fra numero di cerchiature e numero di pareti: ad esempio, è possibile avere 2 cerchiature e 4 pareti, con la prima cerchiatura presente nelle pareti 1 e 2, e la seconda nella parete 3, mentre per la parete 4 non sono previsti telai ma altri tipi di consolidamento.



**Fig. B.3.1.** Finestra Progetto

**N° Cerchiature** = numero di cerchiature da analizzare presenti nel progetto.

**N° Pareti** = numero di pareti da analizzare presenti nel progetto.

**Commento** = Testo opzionale associato al progetto, allo scopo di identificarne le caratteristiche.

**Parametri di Calcolo e Sismici** = pulsante di comando, equivalente al comando 'Parametri di Calcolo e Sismici' del menu Esegui, che apre una finestra dedicata all'inserimento e alla modifica dei parametri generali e sismici dell'edificio.

### B.3.1.1. PARAMETRI DI CALCOLO E SISMICI

I Parametri di Calcolo e Sismici sono organizzati in due schede: Dati Generali e Azione Sismica.



**Attenzione** I dati dei parametri sismici sono generalmente superflui nei confronti delle verifiche qualificabili come 'Riparazione locale', verifiche nelle quali ciò che conta è il confronto fra Stato di Progetto e Stato Attuale in termini di rigidità, forza ultima e capacità di spostamento, grandezze direttamente ricavate dalle curve di capacità della singola parete ai due stati pre e post intervento (diagrammi automaticamente costruiti dall'elaborazione di ACM). Tale confronto è a tutti gli effetti indipendente dalla sismicità della zona di ubicazione dell'edificio dove è collocata la parete oggetto di analisi.

**Tuttavia, nel caso di murature scadenti soggette a possibile disgregazione, il meccanismo di disgregazione dipende sia dalle caratteristiche della muratura** (pareti con indice di qualità muraria fuori piano  $\leq 4$ ) **sia dall'intensità dell'accelerazione sismica alla base della parete**, valutata come accelerazione di ancoraggio dello spettro di piano, spettro che dipende dai dati sismici. In casi di questo tipo, quindi, i dati dei parametri sismici devono essere adeguatamente specificati.

**Se l'intervento non può essere qualificato come Riparazione Locale** (§C8.4.3), ma i parametri di controllo considerati non presentano peggioramenti rispetto allo Stato Attuale, l'intervento stesso può essere qualificato come **Miglioramento** (§8.4) e l'analisi locale della parete può essere considerata esaustiva, alle seguenti condizioni:

(1) il solaio che si imposta sulla parete non sia rigido (solai rigidi richiedono un'analisi 3D dell'edificio);

(2) l'indicatore di rischio sismico  $\zeta E$ , dato dal rapporto tra capacità e domanda in termini di PGA:  $\zeta E = (PGA, CLV / PGA, DLV)$  e calcolato per entrambi gli Stati Attuale e di Progetto sia  $\geq$  del valore obiettivo (target  $\zeta E$ ).

Il target  $\zeta E$  può essere definito come valore assoluto di riferimento (ad es.  $\zeta E \geq 0.6$ ) oppure come incremento rispetto allo  $\zeta E$  dello Stato Attuale (ad es.  $\Delta \zeta E \geq 0.1$ ) (questo secondo criterio appare superfluo quando allo stato di progetto  $\zeta E \geq$  valore di riferimento suddetto, condizione di per sé sufficiente a garantire che la verifica sia soddisfatta).

Il **calcolo di  $\zeta E$**  viene eseguito considerando come capacità della parete la PGA che determina la forza orizzontale corrispondente a SLV (PGA, CLV), e come domanda la PGA (PGA, DLV =  $ag \cdot S$  per SLV), definita dai Parametri Sismici in input.

La forza agente sulla parete viene calcolata secondo la (7.2.1):  $F_a = S_a \cdot W_a / q_a$ , dove  $S_a$  è l'accelerazione spettrale definita attraverso la formulazione dello spettro di piano [C7.2.6],  $W_a$  il peso sismico della parete e  $q_a$  il fattore di comportamento. Lo spettro di piano definisce l'accelerazione strutturale che agisce alla base della parete, amplificata rispetto all'accelerazione al suolo quando la parete è posta a piani superiori rispetto al piano di imposta sulle fondazioni.

Per valutare lo spettro di piano sono richiesti i seguenti parametri: altezza  $H$  dell'edificio (altezza complessiva della struttura rispetto alla fondazione  $H$ ); quota di base (imposta) della parete (dato in input per la singola parete); numero di piani dell'edificio  $N$ ; coefficiente di partecipazione modale; primo periodo di vibrazione  $T_1$  dell'edificio nella direzione secondo cui è orientata la parete ( $X$  o  $Y$ ); periodo proprio della parete  $T$ ; coefficiente di smorzamento viscoso per l'edificio e per la parete muraria; parametri sismici che definiscono lo spettro di risposta al suolo.

Il periodo proprio della parete  $T$  viene calcolato attraverso l'elaborazione dell'oscillatore bilineare equivalente, definito mediante la curva di capacità della parete stessa. Secondo quanto indicato in §7.8.1.6, la rigidità elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla

curva di capacità nel punto corrispondente ad una forza orizzontale (taglio alla base) pari a 0.7 volte il valore massimo. Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema, corrispondente allo stato limite di collasso SLC.

In definitiva, per determinare PGA,CLV è necessario il seguente procedimento iterativo.

Si calcola la domanda in termini di forza agente sulla parete per SLV a partire da diversi valori dell'accelerazione al suolo PGA, ricercando il valore di PGA cui corrisponde una domanda uguale alla capacità di forza per SLV ricavata dalla curva di capacità. ■

## Scheda DATI GENERALI

**Parametri di Calcolo e Sismici**

Dati Generali | Azione Sismica

**Dati Edificio**

Numero di piani dell'edificio N =

In Analisi Sismica, per il coefficiente di partecipazione modale 'gamma' può essere adottato il valore semplificato in base al numero di piani N (vd. a lato):  $\gamma = 3N / (2N+1)$

Altezza dell'edificio rispetto alla fondazione H (m) =

In Analisi Sismica, H viene utilizzata per il calcolo della funzione  $\psi(Z) = (Z/H)$  che descrive in modo approssimato il primo modo di vibrazione.

Per il periodo proprio T1 dell'intera struttura può essere adottato il valore semplificato:  $T = 0.050 \cdot H^{0.75}$

Reimpostazione automatica Gamma, T1

**Vita Nominale, Classi d'Uso, Periodo di riferimento**

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

Coefficiente d'uso C,U = 1.0

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

**Analisi Statica**

Coefficienti parziali:  $\gamma_{G,1} =$    $\gamma_{G,2} =$

Per i carichi permanenti negli edifici esistenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali può consentire di adottare coefficienti parziali modificati (\*), assegnando a  $\gamma_G$  valori esplicitamente motivati (§8.5.5)

(\*) rispetto ai valori:  $\gamma_{G,1}=1.3$  e  $\gamma_{G,2}=1.5$  (Tab. 2.6.1)

**Analisi Sismica**

**Indicatore di Rischio Sismico zeta,E (§8.4)**

In caso di intervento di miglioramento, l'indicatore di rischio sismico allo Stato di Progetto dovrà essere  $\geq$  di quello allo Stato Attuale, e l'obiettivo dello Stato di Progetto è il seguente criterio:

$\zeta E \geq$     $\Delta \zeta E \geq$

**Gamma (coeff. part. modale) [C7.2.10]**

Gamma predef. =  $3N / (2N+1) = 1.286$

Gamma: valore di calcolo =

**Primo periodo di vibrazione T1 (sec) [C7.3.2]**

T1 predef. =  $0.050 \cdot H^{0.75} = 0.260$  sec

Valore di calcolo: in direzione X: T1,X =   
in direzione Y: T1,Y =

**Smorzamento viscoso (csi) (espresso in %)**

Per l'edificio (corrispondente al primo periodo):  
(csi)<sub>1</sub> =  da cui: (eta) = 1.000

Per la parete muraria:  
(csi) =  da cui: (eta) = 1.000

**Disgregazione per sisma di elevata intensità**

Accelerazione strutturale alla base della parete, oltre la quale, in caso di maschio murario con IQM fuori piano  $\leq 4$ , è possibile la disgregazione della muratura (g) =

Fig. B.3.2. Parametri di Calcolo e Sismici: Dati Generali

### > Dati Edificio

**Numero piani dell'edificio N:** numero totale di piani di calcolo dell'edificio all'interno del quale sono poste le pareti oggetto di analisi. Il numero di piani considera anche il piano terreno (o comunque il piano impostato sulle fondazioni), definito come piano n°1. Un edificio con piano terreno e piano primo, ad esempio, è costituito da 2 piani di calcolo (N°piani edificio = 2).

**Altezza dell'edificio** rispetto alla fondazione H (m): si tratta dell'altezza sismica dell'edificio (può coincidere con l'altezza in gronda o con l'altezza massima). La quota di base di una parete analizzata per il progetto non potrà essere superiore all'altezza sismica dell'edificio. H viene utilizzata per il calcolo della funzione  $\psi(Z) \equiv \text{psi}(Z) = (Z/H)$  che descrive in modo approssimato la prima forma modale.

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

Vita Nominale V,N (anni)

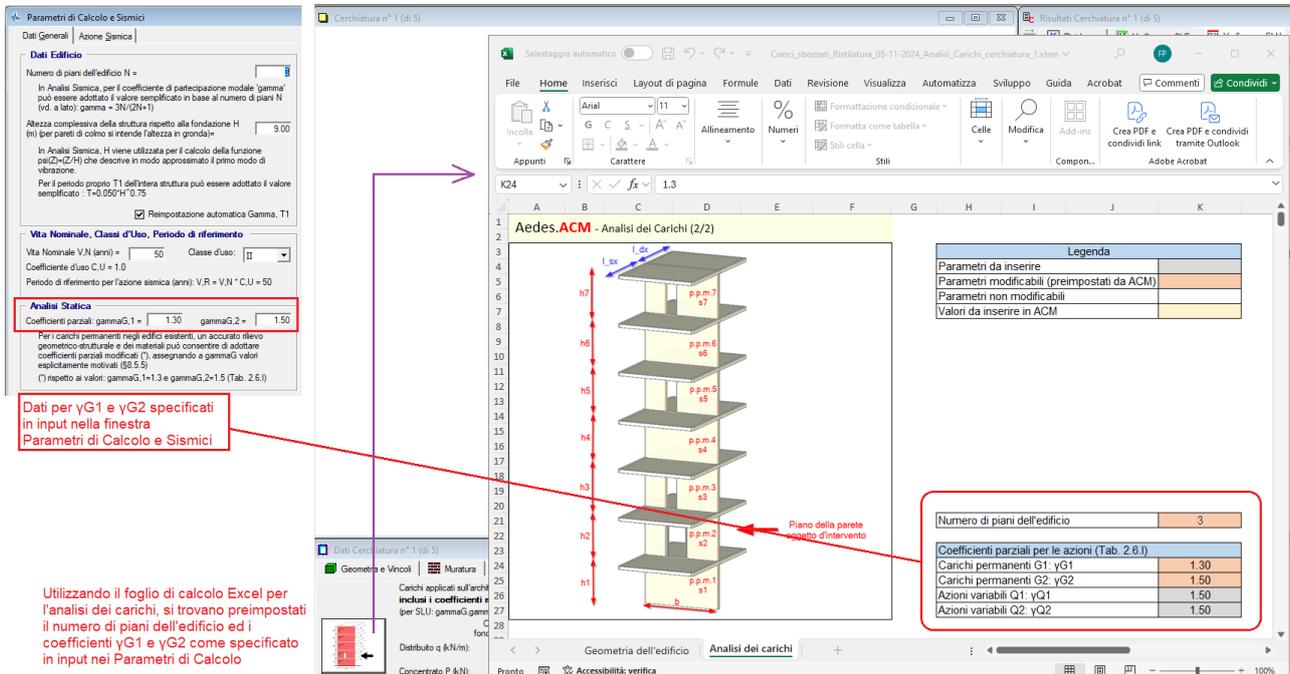
Classe d'uso (1=I,2=II,3=III,4=IV), da cui segue il Coefficiente d'uso C,U e il periodo di riferimento per l'azione sismica V,R=V,N·C,U

> **Analisi Statica**

**Coefficienti parziali gammaG,1 e gammaG,2:**

per i carichi permanenti negli edifici esistenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali può consentire di adottare coefficienti parziali modificati (rispetto ai valori:  $\gamma_{G,1} = 1.3$  e  $\gamma_{G,2} = 1.5$ , vd. Tab. 2.6.I), assegnando a  $\gamma_G$  valori esplicitamente motivati (§8.5.5).

Il valore specificato per  $\gamma_{G,1}$  viene automaticamente utilizzato in tutti i calcoli interni ad ACM dove il coefficiente parziale deve essere attribuito ai pesi propri. Il valore specificato per  $\gamma_{G,2}$  non viene utilizzato direttamente dai calcoli di ACM bensì è considerato come valore in input corrispondente anche alla scelta effettuata per definire i carichi applicati, ad esempio attraverso il foglio di calcolo che ACM rende disponibile dall'apposito pulsante di comando della finestra Cerchiature o della finestra Pareti.



**Fig. B.3.3. Coefficienti parziali per Analisi Statica**

Il foglio di calcolo di Excel importa automaticamente(\*) i dati input nei Parametri di Calcolo e Sismici riguardanti il numero di piani e i coefficienti parziali  $\gamma_{G1}$  e  $\gamma_{G2}$ , in modo da garantire piena coerenza fra i dati interni di ACM e quelli ausiliari del file Excel aventi lo scopo di calcolare i carichi da inserire nei dati di ACM.

(\*) purch  sia abilitata la modalit  di Fogli di calcolo con macro di Excel, un'impostazione avanzata di ACM contenuta nel file Impostaz.txt installato in Acm\Files.

L'utilizzo del foglio di calcolo di Excel per l'analisi dei carichi non   strettamente indispensabile per l'input dei carichi in ACM: essi infatti possono essere calcolati a parte dall'Utente, che in tal caso avr  cura di garantire la coerenza con i dati specificati in input in ACM, in particolare con i coefficienti parziali  $\gamma_G$ .

## > **Analisi Sismica**

### > **Indicatore di Rischio Sismico zeta,E (§8.4)**

Nel caso che l'intervento non rientri nell'ambito della Riparazione Locale, il controllo per l'Intervento di Miglioramento viene eseguito, secondo §8.4.2, in termini di Indicatore di rischio sismico  $\zeta_E$ . Allo Stato di Progetto  $\zeta_E$  dovr  essere  $\geq$  rispetto a quello dello Stato Attuale, e l'obiettivo di progetto   un criterio scelto fra:

- $\zeta_E \geq$  valore di riferimento (normalmente 0.6), oppure:
- variazione di  $\zeta_E \geq$  variazione di riferimento (normalmente 0.1).

Il calcolo dell'indicatore di rischio sismico richiede la valutazione di  $PGA_{CLV}$  = capacit  in termini di PGA, essendo  $\zeta_E$  pari al rapporto tra la capacit  e la domanda  $PGA_{DLV}$ . Questa valutazione viene effettuata utilizzando la formulazione degli **spettri di piano** proposta dalla Normativa in §C7.2.3 che forniscono l'amplificazione dell'accelerazione al suolo per effetto della posizione in quota della parete.

Per le elaborazioni relative allo spettro di piano, per i seguenti parametri (gamma, T1, smorzamento) possono essere adottati i valori di riferimento di seguito specificati, oppure altri valori noti ad esempio da analisi modali o da altre ipotesi sul comportamento della struttura.

### > **Gamma (coeff. part. modale)**

Per il coefficiente di partecipazione modale pu  essere scelto il valore espresso dalla [C7.2.10], calcolato in base al numero di piani:  $\gamma = 3N/(2N+1)$ .

### > **Primo periodo di vibrazione T1**

Per il periodo proprio T1 dell'intera struttura pu  essere adottato il valore semplificato espresso dalla [C7.3.2]:  $T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$ , con  $C_1=0.050$  per costruzioni in muratura.

### > **Smorzamento viscoso**

Il fattore di smorzamento viscoso viene espresso sia per l'edificio sia per la parete: per entrambi pu  essere adottato il valore del 5%.

### > **Disgregazione per sisma di elevata intensit **

Il dato in input si riferisce all'accelerazione strutturale alla base della parete, oltre la quale, in caso di maschio murario con IQM fuori piano  $\leq 4$ ,   possibile la disgregazione della muratura.

## Scheda SISMICA

Parametri di Calcolo e Sismici

Dati Generali | Azione Sismica

### Determinazione dell'Azione Sismica

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

Tipo di interpolazione:  
 Media ponderata: [3]. §All.A  
 Superficie rigata [SCA]

WGS84 <> ED50 ...

Tab.2, All.B:

Reticolo intorno al sito...

| TR (anni) | a.g (g) | F.o   | TC* (sec) |
|-----------|---------|-------|-----------|
| 30        | 0.044   | 2.549 | 0.240     |
| 50        | 0.054   | 2.560 | 0.254     |
| 72        | 0.062   | 2.570 | 0.260     |
| 101       | 0.072   | 2.546 | 0.265     |
| 140       | 0.081   | 2.542 | 0.269     |
| 201       | 0.093   | 2.532 | 0.275     |
| 475       | 0.126   | 2.527 | 0.285     |
| 975       | 0.164   | 2.472 | 0.285     |
| 2475      | 0.213   | 2.505 | 0.296     |

2. P.VR %: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R per ciascun Stato Limite (Tab. 3.2.I):

| Stati limite | P.VR (%) |
|--------------|----------|
| SLE: SLO     | 81       |
| SLE: SLD     | 63       |
| SLU: SLV     | 10       |
| SLU: SLC     | 5        |

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

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        | 0.044   | 2.549 | 0.240     | 1.200 | 1.463 | 1.200 | 0.117    | 0.351    | 1.776    | 0.722 |
| SLE   | SLD    | 50        | 0.054   | 2.560 | 0.254     | 1.200 | 1.447 | 1.200 | 0.123    | 0.368    | 1.816    | 0.803 |
| SLU   | SLV    | 475       | 0.126   | 2.527 | 0.285     | 1.200 | 1.414 | 1.200 | 0.134    | 0.403    | 2.104    | 1.211 |
| SLU   | SLC    | 975       | 0.164   | 2.472 | 0.285     | 1.200 | 1.414 | 1.200 | 0.134    | 0.403    | 2.256    | 1.351 |

Categoria di sottosuolo:  h/H (h= quota sito, H=altezza rilievo topografico) (0<h/H<=1) =  (§3.2.3.2.1: ST=1.00)

Categoria topografica:  Coefficiente di amplificazione topografica S,T =

S,S da micro-zonazione sismica

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

Legenda Parametri (modifiche: in confronto ai valori normativi):  
 indipendenti  modificati  modificabili, ma non modificati  non modificabili

Controllare che Latitudine e Longitudine siano corrispondenti al sito di ubicazione dell'edificio del Progetto corrente (consultare la maglia del reticolo premendo il pulsante: 'Reticolo intorno al sito...')

Fig. B.3.4. Parametri di Calcolo: Sismica

### > Determinazione dell'Azione Sismica

**Individuazione del sito: Longitudine e Latitudine ED50** (gradi sessadecimali)

**Tipo di interpolazione**

1 = media ponderata

2 = superficie rigata

**Tab.2, All.B**

0 = località non in Tab.2,All.B

1-20 = isola (località posta in Tab.2,All.B), con la seguente convenzione:

1=Arcipelago Toscano, 2=Isole Egadi, 3=Pantelleria, 4=Sardegna, 5=Lampedusa, 6=Linosa, 7=Ponza, 8=Palmarola, 9=Zannone, 10=Ventotene, 11=Santo Stefano, 12=Ustica, 13=Tremiti, 14=Alicudi, 15=Filicudi, 16=Panarea, 17=Stromboli, 18=Lipari, 19=Vulcano, 20=Salina

**Valori dei parametri ag (-g), Fo, TC\*(sec) per i periodi di ritorno di riferimento:**

*NTC08, §All.B: Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica*

Per il sito di ubicazione della struttura, vengono specificati i valori di ag, Fo, TC\* per i periodi di riferimento: (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975, 2475 anni).

### **P,VR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR §3.2.1**

Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) le azioni sismiche dipendono dalla corrispondente probabilità P di superamento nel periodo di riferimento VR.

### **Valori dei parametri $a_g$ , $F_0$ , $TC^*$ e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno Stato Limite §3.2**

Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) vengono definiti TR (anni),  $a_g$  (-g),  $F_0$ ,  $TC^*$  e S, TB, TC, TD (periodi in sec.)

### **Categoria di sottosuolo (1=A,2=B,3=C,4=D,5=E) §3.2.2**

### **Categoria topografica (1=T1,2=T2,3=T3,4=T4) §3.2.2**

### **Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico §3.2.2**

### **Coefficiente di amplificazione topografica ST §3.2.3.2.1**

L'accelerazione di picco al suolo PGA (domanda in termini di PGA) è definita tenendo conto degli effetti locali del sito attraverso il fattore di suolo S:  $PGA = a_g \cdot S$  ( $S=S_1, S_2, S_3, T$ ).

## **B.3.2. BARRA DEGLI STRUMENTI DELLA FINESTRA PROGETTO**



**Esci:**  il pulsante (equivalente al corrispondente comando del menu File) costituisce l'unica via per la chiusura della sessione corrente di ACM (i classici pulsanti di chiusura sono disattivati sia nella finestra principale sia nella finestra Progetto).

**Elaborazione files: rtf, bmp, dxf:**    equivalgono ai corrispondenti comandi del menu File.

**Calcolatrice:**  apre la calcolatrice di Windows.

**Finestra Galleria:**  apre la finestra Galleria.

### B.3.3. Menu FILE

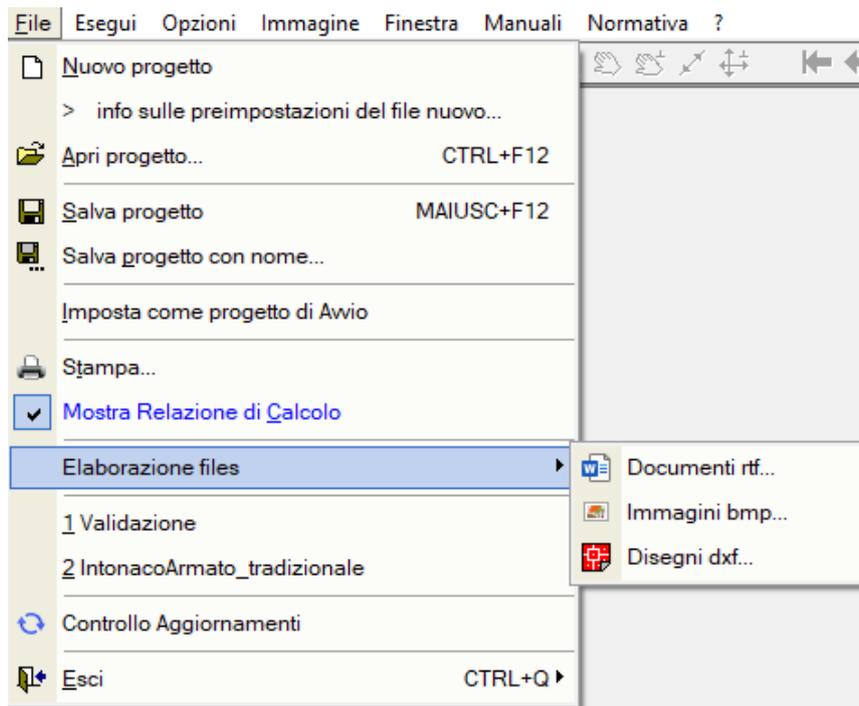


Fig. B.3.5. Finestra Progetto: menu File

Le operazioni di archiviazione (o salvataggio), di apertura di archivi esistenti e di creazione di nuovi Progetti, vengono effettuate da ACM attraverso i comandi del Menu File.

Dai comandi del Menu File è possibile, inoltre, elaborare e stampare la relazione di calcolo.

**Nuovo progetto** = Reinizializza i dati correnti, impostando la creazione di un nuovo Progetto.

**info sulle preimpostazioni del file nuovo...** = Fornisce informazioni sulle preimpostazioni del file di un nuovo progetto.

Iniziando un nuovo file di progetto per ACM, viene aperto il file di default avente le seguenti preimpostazioni:

- Muratura in mattoni pieni e malta di calce, livello di conoscenza LC2.
- Contiene un telaio di cerchiatura, ed una parete in cui allo Stato di Progetto viene inserito il telaio.
- Per il telaio: giunto di sommità del montante: saldato, rigido e a parziale ripristino; giunto di base: rigido e a completo ripristino.
- Ipotesi di vincolamento shear-type dei nodi montante-architrave.
- Nello Stato di Progetto della parete è previsto inoltre un intonaco armato fra l'apertura con telaio e l'angolo sinistro della parete.

Salvando con nome il file, si crea il proprio progetto, e tutte le proprietà della cerchiatura e della parete possono essere modificate adattandole al caso da analizzare.

Sarà inoltre possibile aggiungere altre cerchiature e/o pareti dentro allo stesso file di progetto.

**Apri progetto** (CTRL+F12) = Apre un archivio esistente, localizzato nella cartella determinata dalla selezione effettuata su uno dei tre gruppi di archivi possibili: progetti personali dell'Utente, progetti di esempio per l'apprendimento (in dotazione di ACM).

Alle due selezioni competono due percorsi di ubicazione degli archivi distinti; rispettivamente: `\Aedes20xx\Acm\Progetti`, `\Aedes20xx\Acm\Es-Apprendi`, `\Aedes20xx\Acm\Es-Progetti`.  
Per preimpostazione, viene fatto riferimento agli archivi posti in `\Aedes20xx\Acm\Progetti`.

**Salva progetto** (MAIUSC+F12) = Salva il Progetto corrente, di nome 'NomeProgetto', con nome del file: `NomeProgetto.acm`, posto nella cartella del gruppo di archivi selezionato: per default, `\Aedes20xx\Acm\Progetti`.

Il formato *acm* del file dati prevede l'archiviazione di tutti i dati collegati al Progetto.

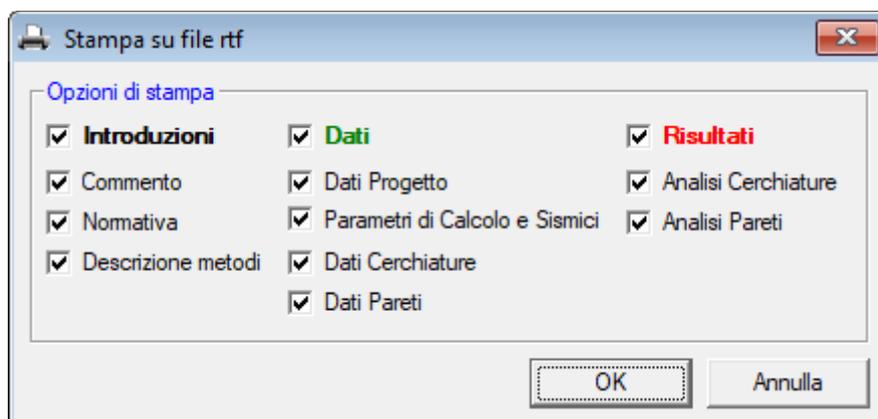
Pur essendo il formato *acm* in caratteri ASCII e quindi editabile, non si dovrebbero modificare i dati direttamente con un editor ASCII: le sequenze di formattazione (spazi e ritorni a capo interposti fra i valori dei dati) potrebbero essere alterate con successiva impossibilità di corretta riapertura in ACM.

Il comando Salva del menu File è presente anche in altre finestre di ACM in modo da consentire il salvataggio dei dati correnti direttamente, senza l'obbligo di attivare la finestra Progetto.

**Salva progetto con nome...** = Richiede il nome del Progetto prima di archivarlo. Consente di salvare il Progetto corrente con un altro nome, creando quindi un altro archivio. Effettuato il salvataggio con il nome specificato, questo è il nome che viene assunto come corrente.

**Imposta come progetto di Avvio** = il progetto corrente verrà aperto automaticamente all'avvio delle successive sessioni di lavoro con ACM. Scegliendo 'Nuovo progetto', e subito dopo 'Imposta come progetto di Avvio', viene ripristinata la configurazione di progetto anonimo all'atto dell'apertura di ACM.

**Stampa...** = Apre la finestra di dialogo dei Parametri di Stampa, dove si selezionano i dati e/o i risultati che saranno utilizzati per comporre la relazione di calcolo attraverso la stampa su file rtf:



**Fig. B.3.6.** Stampa su file rtf

**In ACM il calcolo delle cerchiature e delle pareti viene eseguito interattivamente** durante la visualizzazione della corrispondente finestra: occorre quindi aprire tale finestra per rendere disponibili in modo completo i risultati. Inoltre, nel caso di più cerchiature o più pareti, saranno disponibili per la stampa soltanto i risultati degli elementi che sono stati visualizzati: quindi, per ottenere una stampa completa, è necessario aprire la finestra Cerchiature e la finestra Pareti, e per ognuna delle due scorrere tutti gli elementi del Progetto corrente (usando i comandi del menu Sposta oppure i pulsanti della Barra degli Strumenti: ← Precedente, → Successiva).

Confermando con OK, verrà proposto il nome del file contenente la relazione (normalmente *Relaz*, modificabile a piacere), che verrà scritto in `\Aedes20xx\Acm\NomeProgetto\Output`). Confermando ancora con OK, avrà inizio la fase di scrittura del file, terminata la quale sarà possibile visualizzarne il contenuto attraverso la finestra Relazione (attivabile dal comando del menu Finestra).

Il testo di un file rtf contiene già le formattazioni atte alla efficace presentazione del documento: ad esempio, grassetto e sottolineature, tipi di carattere, ecc. ed è quindi particolarmente orientato ad una rapida gestione della visualizzazione e della stampa dei dati e dei risultati. Ovviamente, l'utente può effettuare sul testo, all'interno del word-processor, tutte le variazioni di stili e proprietà che desidera, oltre ad inserire immagini prelevate dalle elaborazioni grafiche di ACM.

**Mostra Relazione di Calcolo** = Se selezionato, consentirà - al termine dell'operazione di stampa - di visualizzare automaticamente la finestra Relazione senza necessità di invocarla dal menu Finestra.

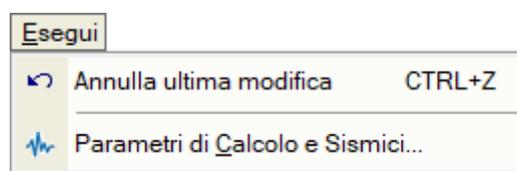
**Elaborazione files** = propone l'apertura diretta del word-processor, di Paint o del programma di CAD a cui sono automaticamente associate le estensioni *.rtf*, *.bmp*, *.dxf* (rispettivamente) sul file compatibile presente nella cartella di output del progetto corrente (`\Aedes20xx\Acm\Progetti\NomeProgetto\Output`). Il comando può non avere effetto qualora l'associazione dell'estensione dei files a Windows non sia stata eseguita, oppure non sia attivabile a causa di protezioni o impostazioni interne del sistema operativo. In tal caso, i files potranno essere comunque gestiti direttamente nella cartella di output del progetto.

In fondo ai comandi del menu File è riportata la **lista dei files recenti**, in numero non superiore a 4 (l'ordine, da 1 a 4, va dal più recente al più vecchio: i più vecchi scalano verso il basso). Viene invocata ad ogni apertura valida di files, ed anche ad ogni salvataggio con nuovo nome.

**Controllo Aggiornamenti** = esegue il controllo sulla disponibilità di versioni più recenti rispetto a quella correntemente in uso.

Il comando di menu: **Esci** (CTRL+Q, o equivalentemente il pulsante  della barra degli strumenti della finestra Progetto) costituisce l'unica via per la chiusura della sessione corrente di ACM (i classici pulsanti di chiusura sono disattivati sia nella finestra principale sia nella finestra Progetto).

### B.3.4. Menu ESEGUI



**Fig. B.3.7.** Finestra Progetto: menu Esegui

Il menu Esegui della finestra Progetto consente l'annullamento dell'ultima modifica effettuata, e l'apertura della finestra dei Parametri di Calcolo e Sismici (alternativa al corrispondente pulsante di comando della finestra Progetto stessa).

Il comando **Annulla ultima modifica** (CTRL+Z) consente il recupero della sola ultima struttura precedente quella corrente (ACM non gestisce annullamenti e recuperi multipli).

### B.3.5. Menu OPZIONI

Il menu Opzioni della finestra Progetto consente l'attivazione o meno della **barra degli Strumenti**, nella sua forma completa o ridotta (completa se è selezionato il corrispondente comando di menu).



Fig. B.3.8. Finestra Progetto: menu Opzioni

**Calcolatrice** = apre la calcolatrice di Windows.

**Finestra Galleria** = apre la finestra Galleria.

**Avvio rapido** = imposta o rimuove l'Avvio rapido all'inizio della sessione successiva. In caso di Avvio rapido, viene saltata la fase di visualizzazione estesa del logo e dei messaggi iniziali di avvio sessione.

**Non visualizzare messaggi informativi** = se selezionato, disabilita i messaggi che ACM mostra durante le modifiche dei dati in input. Ad esempio, quando si effettua una modifica dei dati di un'apertura (Dati Aperture e Fasce della finestra Dati Parete), ACM propone il seguente messaggio:

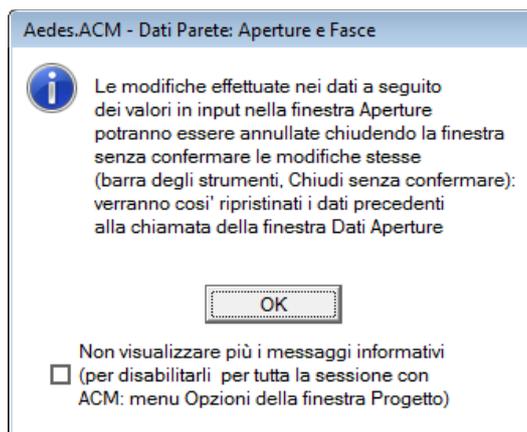


Fig. B.3.9. Esempio di messaggio di ACM durante le fasi di input/modifica dati

## B.4. ESECUZIONE DEI CALCOLI

In ACM, i calcoli vengono **eseguiti interattivamente in tempo reale**: ogni modifica dei dati produce un immediato aggiornamento del disegno dei dati stessi (finestra Grafica) e dei risultati mostrati nella finestra Risultati sotto forma di testo. Sia i dati, sia i risultati si riferiscono alla finestra Cerchiature o alla finestra Pareti, a seconda di quale sia correntemente attiva. Quando ha il fuoco la finestra Progetto, i dati si riferiscono alla Cerchiatura e i risultati possono non essere presenti (i risultati si aggiornano automaticamente aprendo la finestra Cerchiature o la finestra Pareti). La finestra Pareti richiede necessariamente la precedente apertura della finestra Cerchiature: in caso contrario, compare la segnalazione illustrata in fig. B.4.1.

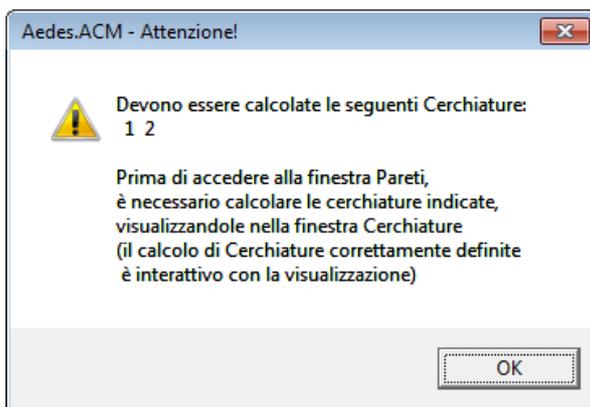


Fig. B.4.1. Gerarchia di apertura delle finestre Cerchiature e Pareti

Data l'interattività del calcolo, non sono presenti comandi specifici di menu atti all'avvio dell'esecuzione dei calcoli. ACM è autocorrettivo, nel senso che dati numerici non coerenti fra loro oppure fuori dai limiti significativi vengono automaticamente scartati. Tuttavia, nel caso che alcune combinazioni non possano produrre risultati significativi, questi vengono posti uguali a zero o comunque, attraverso opportuni messaggi, ne viene evidenziata l'erroneità.

La scelta di adeguati **parametri di calcolo**, ad esempio per definire i limiti di deformabilità della freccia dell'architrave della Cerchiatura, viene effettuata attraverso le schede dati delle finestre Cerchiature e Pareti.

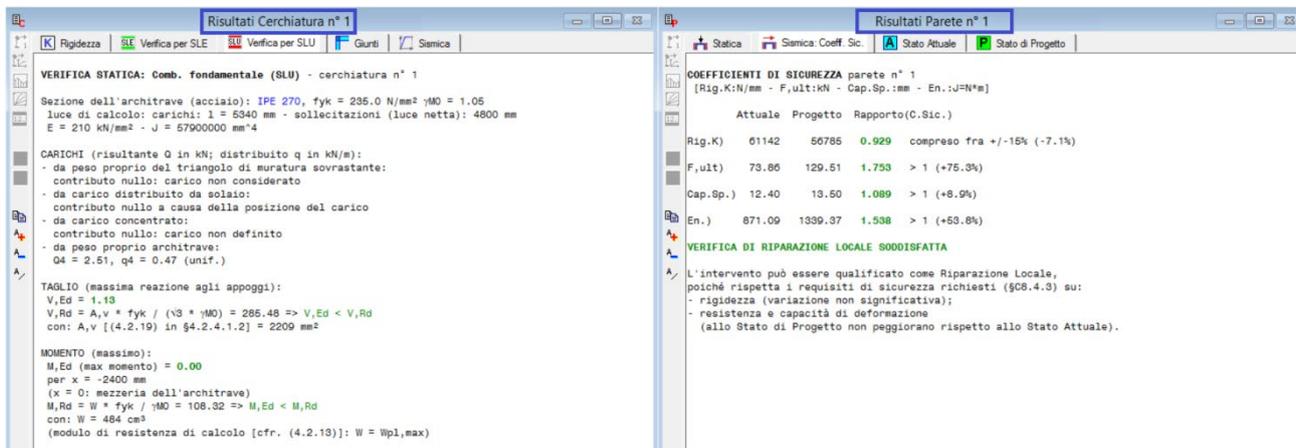


Fig. B.4.2. Esecuzione dei calcoli: Risultati: Cerchiature (a sinistra); Pareti (a destra)

Una **verifica soddisfatta** viene evidenziata in verde nella barra dei messaggi (in fondo alla schermata) e nel colore dei risultati delle varie schede; nel caso di verifica non soddisfatta, il colore verde è sostituito dal rosso.

## B.5. FINESTRA CERCHIATURE

La finestra Cerchiature contiene la gestione dei dati riguardanti i telai di cerchiatura.

### B.5.1. Dati CERCHIATURE

I dati Cerchiature si possono riferire, per un progetto, a una o più cerchiature analizzate per il progetto corrispondente. Nel titolo della finestra viene indicata la **cerchiatura corrente**, della quale vengono mostrati i dati.

Attraverso i comandi del menu Sposta (oppure i pulsanti della Barra degli Strumenti:  Prima,  Precedente,  Successiva,  Ultima), è possibile visualizzare le altre cerchiature presenti nel progetto corrente; i comandi del menu Modifica consentono invece l'aggiunta, l'inserimento o l'eliminazione di altre cerchiature.

I dati Cerchiature comprendono anche **aperture semplicemente architravate**: tali configurazioni vengono riconosciute dalla selezione dell'apposita opzione presente nella scheda 'Geometria e Vincoli'.

#### B.5.1.1. Scheda GEOMETRIA E VINCOLI

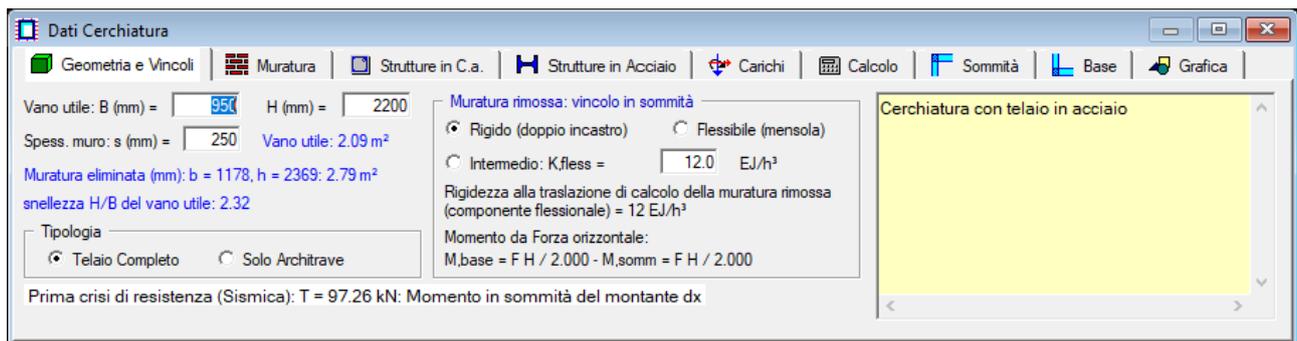


Fig. B.5.1. Finestra Cerchiature: scheda Geometria e Vincoli

**Vano utile B, H** = dimensioni del vano utile dell'apertura. L'inserimento o modifica di questi dati comporta l'aggiornamento delle dimensioni del corrispondente pannello di muratura eliminato: queste vengono determinate automaticamente in base all'occupazione fisica del telaio di cerchiatura, e pertanto risultano maggiori delle dimensioni del vano utile. Modificando questi dati, anche i dati delle Pareti che contengono aperture collegate alle cerchiature vengono automaticamente aggiornati (analoga funzionalità automatica è disponibile per le altre modifiche dei dati sulle cerchiature, ad esempio riguardanti le sezioni dei montanti e dei traversi).

**Spess. muro** = spessore della parete muraria oggetto d'intervento.

**Tipologia: Telaio Completo o Solo Architrave** = l'opzione 'Solo Architrave' deve essere selezionata qualora l'analisi si riferisca non ad un telaio completo di cerchiatura ma soltanto ad una architrave.

**Muratura rimossa: vincolo in sommità** = tipo di vincolamento del **muro rimosso** per la creazione dell'apertura. Si distinguono due casi notevoli: rigido (doppio incastro) e flessibile (mensola), che determinano rispettivamente un valore del coefficiente di rigidezza alla traslazione

(componente flessionale) pari a 12 e 3. E' possibile definire un valore intermedio (semincastro in sommità). In corrispondenza del tipo di vincolamento, vengono espressi i valori dei momenti determinati da una forza orizzontale alla base e in sommità del muro.

Per il **telaio di cerchiatura** inserito all'interno della parete sono possibili le seguenti schematizzazioni:

- il telaio può essere chiuso (con il traverso inferiore incluso nello schema strutturale) o a portale (costituito dai soli montanti e dall'architrave);
- le rotazioni nel piano verticale dei nodi di sommità dei montanti possono essere impediti (caso di comportamento shear-type) o consentite;
- il comportamento sotto azione orizzontale crescente in sommità del telaio (in corrispondenza dell'architrave) è descritto da una curva di capacità costruita tenendo conto delle resistenze di tutti i componenti (momento e taglio resistente): montanti, architrave, traverso inferiore (se considerato nel modello), giunti, e della capacità massima di spostamento del telaio;
- il giunto di sommità del montante può essere saldato o bullonato e viene classificato in base alla resistenza e alla rigidità; ad un eventuale giunto semi-rigido corrisponde una molla rotazionale in corrispondenza del nodo di sommità;
- il giunto di base può avere comportamento identico al giunto di sommità oppure è possibile specificare la rigidità (cerniera, semirigido con valore di rigidità iniziale in input, rigido) e la resistenza (cerniera, parziale ripristino con valore del momento resistente in input, completo ripristino);
- per i montanti e l'architrave è possibile definire zone rigide, generalmente corrispondenti all'intersezione di nodo fra i profili.

**Commento** = Testo opzionale associato alla cerchiatura corrente, allo scopo di identificarne le caratteristiche.

### B.5.1.2. Scheda MURATURA

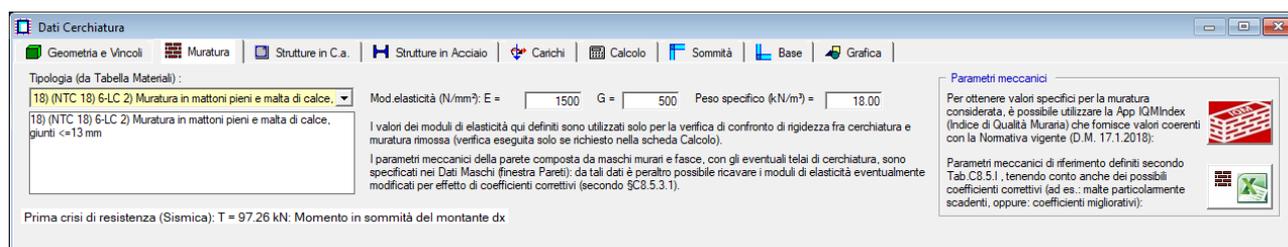


Fig. B.5.2. Finestra Cerchiature: scheda Muratura

**Tipologia** = numero e descrizione di identificazione del tipo di materiale per la parete muraria entro cui è inserita la cerchiatura. Collega il materiale della parete muraria ai dati inseriti nella Tabella dei Materiali. *Per compatibilità con Tabelle Materiali di altri software della AEDES, per predefinitone, si ha: 1. Cemento Armato; 2. Acciaio.* Tutti i tipi successivi si riferiscono invece a murature. **In ACM i tipi 1 e 2 non hanno quindi significato, poiché la parete entro cui è inserita la cerchiatura deve essere in muratura; pertanto ne viene impedita la selezione.**

La scelta di una tipologia determina i corrispondenti valori dei **parametri rappresentativi del materiale**: moduli di elasticità di Young E e tangenziale G; peso specifico. Tali valori sono comunque singolarmente modificabili nelle caselle di testo corrispondenti.



### Nota bene

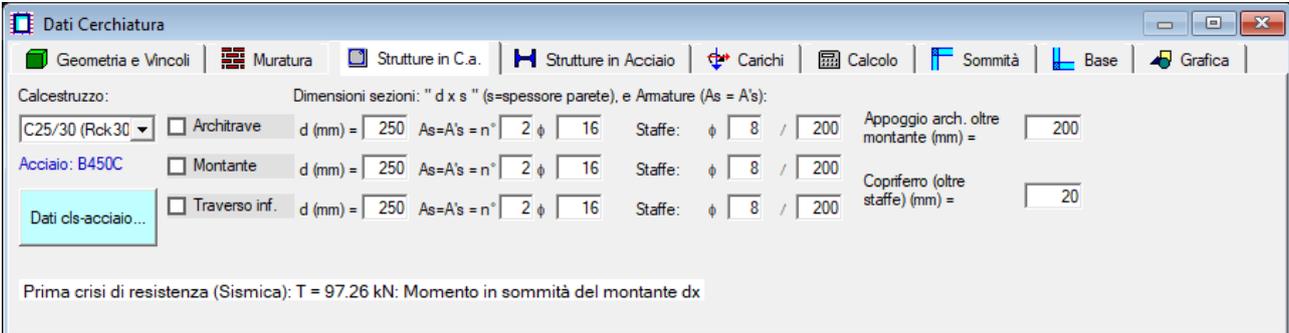
Questi parametri sul materiale murario compaiono nella finestra Cerchiature ai fini dei calcoli strettamente relativi alla cerchiatura stessa, e più precisamente per la verifica di rigidità in confronto al pannello murario rimosso. Non sono quindi necessari, in questo contesto, i parametri di resistenza ( $\tau_0$ ,  $f_m$ ). Per quanto riguarda la verifica della parete in cui la cerchiatura è inserita, nella finestra Pareti saranno specificati in dettaglio i parametri dei materiali, diversificati tra Stato Attuale e Stato di Progetto, contenenti anche le resistenze (a taglio e a compressione), indispensabili per l'analisi statica e sismica della parete. ■

Come per ogni altra modifica dei dati, selezionando dalla casella a discesa un particolare tipo di muratura (anche semplicemente **scorrendo le tipologie elencate**), **i risultati vengono automaticamente aggiornati**.

Nel gruppo **Parametri meccanici** sono disponibili due comandi di utilità:

-  apre la **App IQMIndex** (Indice di Qualità Muraria) [33] per ottenere valori specifici per la muratura considerata. IQMIndex che fornisce valori coerenti con la Normativa vigente (D.M. 17.1.2018) (per ogni approfondimento si rinvia alla documentazione disponibile nella App);
-  apre un foglio di Excel con i **parametri meccanici di riferimento** definiti secondo Tab.C8.5.I, tenendo conto anche dei possibili coefficienti correttivi (ad es.: malte particolarmente scadenti, oppure: coefficienti migliorativi).

### B.5.1.3. Scheda STRUTTURE IN C.A.



Dati Cerchiatura

Geometria e Vincoli | Muratura | Strutture in C.a. | Strutture in Acciaio | Carichi | Calcolo | Sommità | Base | Grafica

Calcestruzzo: C25/30 (Rck30)  Architrave d (mm) = 250 As=A's = n° 2  $\phi$  16 Staffe:  $\phi$  8 / 200 Appoggio arch. oltre montante (mm) = 200

Acciaio: B450C  Montante d (mm) = 250 As=A's = n° 2  $\phi$  16 Staffe:  $\phi$  8 / 200 Coprifermo (oltre staffe) (mm) = 20

Traverso inf. d (mm) = 250 As=A's = n° 2  $\phi$  16 Staffe:  $\phi$  8 / 200

Dati cls-acciaio...

Prima crisi di resistenza (Sismica): T = 97.26 kN: Momento in sommità del montante dx

Fig. B.5.3. Finestra Cerchiature: scheda Strutture in c.a.

Questa scheda consente la specifica di elementi in c.a. nel telaio di cerchiatura. Selezionando la corrispondente opzione, può essere qualificata in c.a. l'architrave (traverso superiore), il montante (o montante), il traverso inferiore. Se il materiale non è c.a., viene automaticamente posto in acciaio.

Le diverse combinazioni consentono quindi la specifica in ACM di telai di cerchiatura misti (ad esempio con montanti in c.a. e architrave in acciaio).

**Tipo di calcestruzzo** = tipo di calcestruzzo secondo la classificazione delle più recenti Normative tecniche (§4.1. D.M. 17.1.2018). L'acciaio per c.a. è sempre considerato di tipo B450C.

Il pulsante di comando **Dati cls-acciaio** consente la visualizzazione delle proprietà utilizzate nell'analisi delle sezioni in c.a. (cfr. fig. B.5.3).

**Dimensioni sezioni: "d x s" (s=spessore parete), e Armature (As = A's)** = caratteristiche di:

architrave, montante e traverso inferiore. La **sezione** ha dimensione ortogonale al piano medio della parete sempre pari allo spessore della parete stessa.

L'**armatura** è ritenuta comunque simmetrica (armatura tesa = armatura compressa).

Il **copriferro** utilizzato nel calcolo è assunto automaticamente pari a:

**Copriferro oltre staffe** (in input; può assumere ad esempio il valore di 20 mm) di copriferro reale + diametro della staffa + metà diametro dell'armatura longitudinale.

**Appoggio architrave oltre pilastro** = lunghezza di appoggio entro la muratura.

#### B.5.1.4. Scheda STRUTTURE IN ACCIAIO

Dati Cerchiatura

Geometria e Vincoli | Muratura | Strutture in C.a. | **Strutture in Acciaio** | Carichi | Calcolo | Sommità | Base | Grafica

Acciaio:

S235 (Fe360)  Architrave  J max HEA 120 x n' = 2

E = 210 000 N/mm<sup>2</sup>  Montante  J max HEA 120 x n' = 2  Sez. Doppia

G = 80 769 N/mm<sup>2</sup>  Traverso inf.  J max UPN 120 x n' = 2

Giunto di sommità: non eseguire la classificazione.  
Rigidizza e Resistenza vengono definite in input

Appoggio arch. oltre montante (mm) = 200

Per montanti con angolari o profili a C

profilo calastrellato  
con lato d (mm) = 300

includere nei maschi murari  
 adiacenti al telaio la muratura  
confinata dai montanti

Verifica ancoraggi (per montanti che trasmettono il carico verticale alla muratura adiacente)

N° di ancoraggi totali per lato del telaio = 5

Diametro: φ 12

Tabella profili acciaio

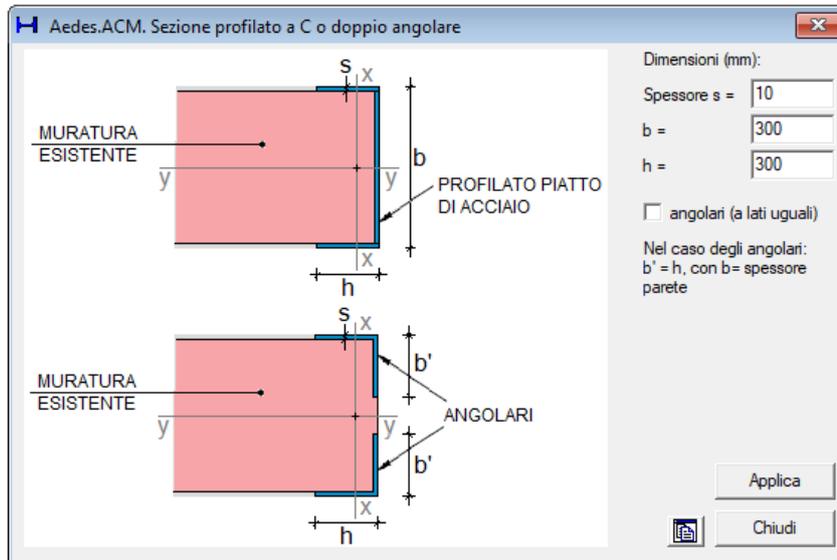
Prima crisi di resistenza (Sismica): T = 97.26 kN: Momento in sommità del montante dx

Fig. B.5.4. Finestra Cerchiature: scheda Strutture in acciaio

Questa scheda consente la specifica di elementi in acciaio nel telaio di cerchiatura. Selezionando la corrispondente opzione, può essere qualificata in acciaio l'architrave (traverso superiore), il montante (o montante), il traverso inferiore. Se il materiale non è acciaio, viene automaticamente posto in c.a. All'interno di ACM sono riportati i seguenti profili in acciaio: HEA, HEB, IPE, piatti, L, UPN, 2UPN, IPN. Se si desidera definire un nuovo profilo non disponibile nell'elenco, è possibile specificarlo nella Tabella dei Profili di Acciaio, cui si accede cliccando sul pulsante di comando rappresentato in fig. B.5.5.



| N°  | Nome            | Area (cm²) | Jmax (cm⁴) | Jmin (cm⁴) | Wmax (cm³) | Wmin (cm³) | peso (N/m) | h (mm) | b (mm) | tw (mm) | tf (mm) | rs2r1 (mm) | di2 (mm) | Wpl,max (cm³) | Wpl,min (cm³) | Classe 235 congez. | Classe 275 congez. | Classe 355 congez. | Classe 235 fess. | Classe 275 fess. | Classe 355 fess. | Av anima (cm²) | Av ali (cm²) |
|-----|-----------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|--------|--------|---------|---------|------------|----------|---------------|---------------|--------------------|--------------------|--------------------|------------------|------------------|------------------|----------------|--------------|
| 177 | PH 500          | 179.0      | 68740.0    | 2480.0     | 2750.0     | 268.0      | 1.41       | 500.0  | 185.0  | 18.0    | 27.0    | 18.0       | 10.8     | 3240.0        | 456.0         | 1                  | 1                  | 1                  | 1                | 1                | 1                | 93.68          | 105.2        |
| 178 | PH 550          | 212.0      | 99180.0    | 3490.0     | 3610.0     | 349.0      | 1.66       | 550.0  | 200.0  | 19.0    | 30.0    | 19.0       | 11.9     | 4240.0        | 592.0         | 1                  | 1                  | 1                  | 1                | 1                | 1                | 109.1          | 126.12       |
| 179 | PH 600          | 254.0      | 139000.0   | 4670.0     | 4630.0     | 434.0      | 1.99       | 600.0  | 215.0  | 21.6    | 32.4    | 21.6       | 13.0     | 5452.0        | 752.0         | 1                  | 1                  | 1                  | 1                | 1                | 1                | 135.68         | 147.73       |
| 180 | Personale n.180 | 57.18      | 1784.4     | 38487.37   | 133.84     | 1282.91    | 44.89      | 180.0  | 180.0  |         |         |            |          | 243.97        | 1448.68       |                    |                    |                    |                  |                  |                  |                |              |



**Fig. B.5.5.** Finestra Tabella Profili acciaio

Una volta aperta la **Tabella Profili acciaio** è possibile inserire nuovi profili, attraverso il menu Modifica posto nella barra degli strumenti superiore, con il comando Aggiungi. Per definire in maniera corretta il nuovo profilo, devono essere inserite le seguenti caratteristiche meccaniche della sezione: Area, Jmax, Jmin, Wmax, Wmin, peso, h, b, Wpl,max, Wpl,min. L'area definita sarà utilizzata per la verifica a taglio della sezione (per l'architrave).

Nella finestra Tabella Profili Acciaio è disponibile un comando apposito per la **creazione di sezioni a C o a doppio angolare, con calcolo automatico dei parametri statici**: menu Modifica, Definisci sezione a C o a Lx2. Il comando apre la finestra di dialogo riportata in fig. B.5.5. Specificando le dimensioni del profilato (spessore, b = generalmente pari allo spessore della parete oggetto di intervento, h = prolungamento dell'ala nel piano della parete), si crea automaticamente il profilo nel campo di input corrente nella tabella. Il profilo potrà quindi essere richiamato dalla finestra Cerchiature; oppure, nel caso che il profilo sia già stato utilizzato per definire membrature del telaio, i dati e la grafica verranno aggiornati con i valori eventualmente modificati.

I profili modificabili, e quindi anche le sezioni a C, sono profili personalizzati e si trovano in tabella in fondo all'elenco, dopo i profili predefiniti (HE, IPE, ecc.)  
Sulle sezioni a C utilizzate per i telai di cerchiatura è disponibile un approfondimento nella sezione Articoli tecnico-scientifici del presente manuale: [Particolari costruttivi delle cerchiature delle aperture nelle strutture murarie](#), che presenta in sintesi le modalità operative proposte da Massimo Mariani.

**Tipo di acciaio** = tipo di acciaio secondo la classificazione delle più recenti Normative tecniche (§11.3.4.1. D.M. 17.1.2018).

**Architrave** = tipo di profilo costituente l'architrave. Nel caso di montante composto da più profili affiancati, il tipo si riferisce ovviamente al singolo profilo; il numero a lato indica quanti profili sono affiancati (1 nel caso di unico profilo).

La casella a discesa consente di accedere all'elenco di tutti i profili in acciaio disponibili in ACM.

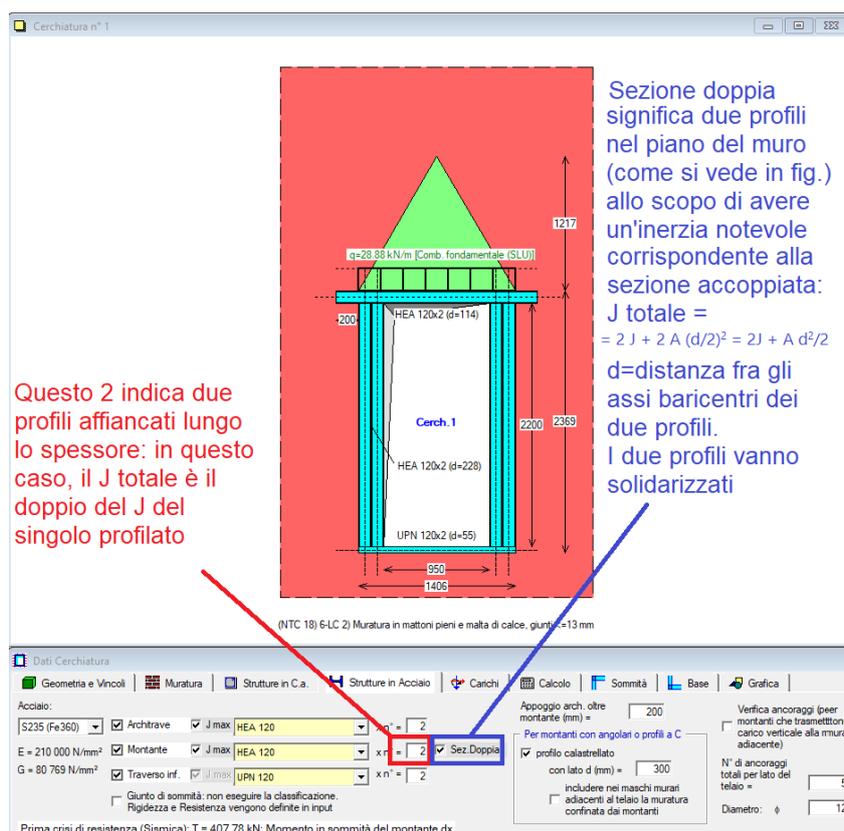
Per un'architrave sono **accettabili i seguenti tipi di profilo: HE, IPE, UNP e profilo personalizzato dall'utente**. HE, IPE e UNP possono essere orientati nel verso  $J_{max}$  o  $J_{min}$  a seconda che l'anima o le ali siano parallele al piano medio della parete; normalmente si utilizza il verso  $J_{max}$  per un miglior sfruttamento della sezione. E' comunque possibile operare la scelta sul verso selezionando o deselezionando l'opzione  **$J_{max}$**  a lato.

Per l'architrave si può specificare, nell'apposito parametro, la **lunghezza di appoggio oltre il pilastro**, entro la muratura.

Per l'architrave si può specificare, nell'apposito parametro, la **lunghezza di appoggio oltre il pilastro**, entro la muratura.

**Montante** = tipo di profilo costituente il montante. Nel caso di montante in acciaio composto da più profili affiancati, il tipo si riferisce ovviamente al singolo profilo; il numero a lato indica quanti profili sono affiancati (1 nel caso di unico profilo).

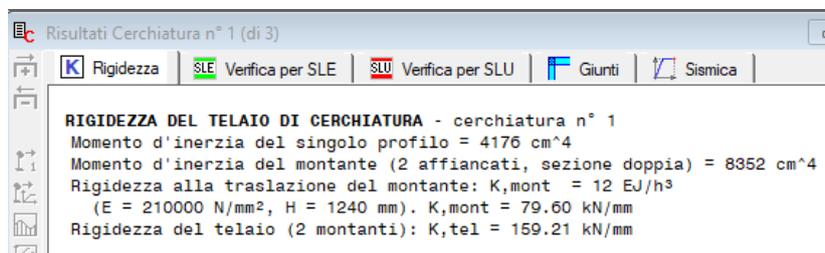
Può aversi, inoltre, il caso di **sezione doppia**: in tal caso, la sezione del montante (costituita da uno o più profili affiancati) viene raddoppiata lungo la direzione del piano della parete; ciò consente, ad esempio, di accoppiare due profili in modo da incrementarne notevolmente la rigidezza.



**Fig. B.5.6.** Montanti del telaio con sezione doppia

Ciò significa che nel caso di **sezione doppia** i due profili generano un'inerzia elevata dovuta al momento di trasporto. Questo corrisponde ovviamente a solidarizzare i due montanti, ma se vengono affiancati nel piano del muro si intende che lavorino come sezione unica. Quindi dovranno essere saldati lungo le ali o bullonati in modo diffuso (fig. B.5.6). Nei risultati dell'analisi

della cerchiatura, nella scheda Rigidezza (cfr. [p.B.8.1.1](#)) viene indicato il momento d'inerzia del profilo scelto per il montante e quello del montante composto da più profili nello spessore e/o lungo il muro, per evidenziare gli effetti dell'accoppiamento. Effetti che determinano i risultati se si seleziona il confronto di rigidezza fra muratura rimossa e telaio (cfr. [p.B.5.1.6](#), scheda Calcolo).



**Fig. B.5.7.** Momenti d'inerzia e rigidezze dei montanti

Per predefinitone, in ACM **la sezione doppia implica la solidarizzazione dei montanti**. Questo perchè con il montante composto da due profili non solidarizzati si perderebbe la conservazione della sezione piana a causa dello scorrimento lungo l'elevazione dei due profili l'uno rispetto all'altro; si tratta di un requisito importante per la robustezza del telaio.

Per quanto riguarda l'input dei profili, la casella a discesa consente di accedere all'elenco di tutti i profili in acciaio disponibili in ACM. Per un montante sono **accettabili i seguenti tipi di profilo: HE, IPE, 2xUPN, L e profilo personalizzato dall'utente**. HE, IPE e 2xUPN possono essere orientati nel verso Jmax o Jmin a seconda che l'anima o le ali siano parallele al piano medio della parete; normalmente si utilizza il verso Jmax per un miglior sfruttamento della rigidezza del telaio. E' comunque possibile operare la scelta sul verso selezionando o deselezionando l'opzione **Jmax** a lato.

La scelta del profilo **L** definisce un **pilastro calastrellato con 4 angolari**, posti tra loro alla distanza 'd' indicata a lato, sulla destra dall'apposito parametro (che nei casi di altri profili non ha ovviamente significato). In ACM gli angolari vengono ritenuti collegati da calastrelli disposti a interasse non superiore a 500 mm., e di larghezza 100 mm.: questa scelta ha unicamente influenza sulle rappresentazioni grafiche (i calastrelli non sono sottoposti a calcoli specifici).

Per i montanti con sezione a C e con angolari è possibile specificare se la muratura confinata dai montanti deve essere inclusa nei maschi adiacenti al telaio. Si tratta di un'opzione che permette di considerare il contributo alla rigidezza del maschio la cui geometria trova prolungamento all'interno del montante a C o con angolari.

**Traverso inferiore** = tipo di profilo costituente il traverso inferiore. Nel caso di traverso composto da più profili affiancati, il tipo si riferisce ovviamente al singolo profilo; il numero a lato indica quanti profili sono affiancati (1 nel caso di unico profilo).

La casella a discesa consente di accedere all'elenco di tutti i profili in acciaio disponibili in ACM. Per un traverso inferiore sono **accettabili i seguenti tipi di profilo: HE, IPE, UNP, Piatto e profilo personalizzato dall'utente**. HE e IPE vengono automaticamente orientati nel verso Jmax (con l'anima in verticale); UNP nel verso a Jmin (con l'anima in orizzontale, quindi con funzione di 'bordatura' della muratura sottostante).

Le diverse combinazioni delle membrature del telaio (architrave, montanti, traverso inferiore) consentono la specifica in ACM di telai di cerchiatura misti (ad esempio con montanti in c.a. e architrave in acciaio).

**Verifica ancoraggi** = l'opzione consente la verifica di ancoraggio del montante (lato verticale del telaio) in acciaio, collegato al muro adiacente tramite pioli (ancoraggi). Supponendo che il carico verticale agente sul montante venga trasferito al maschio murario adiacente, la verifica dei pioli viene effettuata a taglio utilizzando lo sforzo normale statico del montante.

Quando la verifica viene eseguita, i risultati compaiono dopo quelli del montante, nella verifica statica per SLU (vd. figura seguente).

**N.B.:** La verifica degli ancoraggi, fondata sulla collaborazione fra maschio e montante, è svolta nell'ambito dell'analisi statica in quanto dal punto di vista sismico la collaborazione fra maschi e montanti prevede, a favore di sicurezza, il comportamento in parallelo: nella verifica sismica la curva di capacità del telaio concorre, insieme alle curve di comportamento dei maschi murari, alla curva di capacità complessiva della parete in cui il telaio è presente come struttura di cerchiatura.

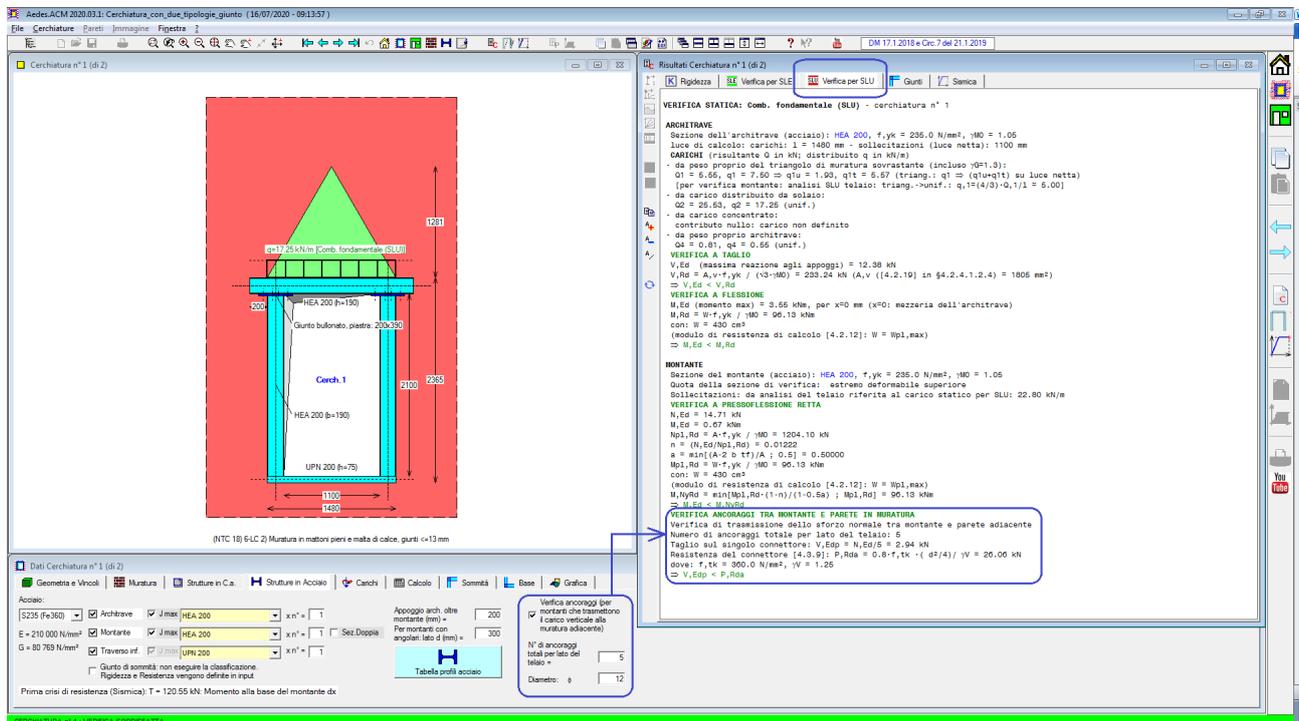


Fig. B.5.8. Verifica ancoraggi tra montante e parete in muratura

### B.5.1.5. Scheda CARICHI

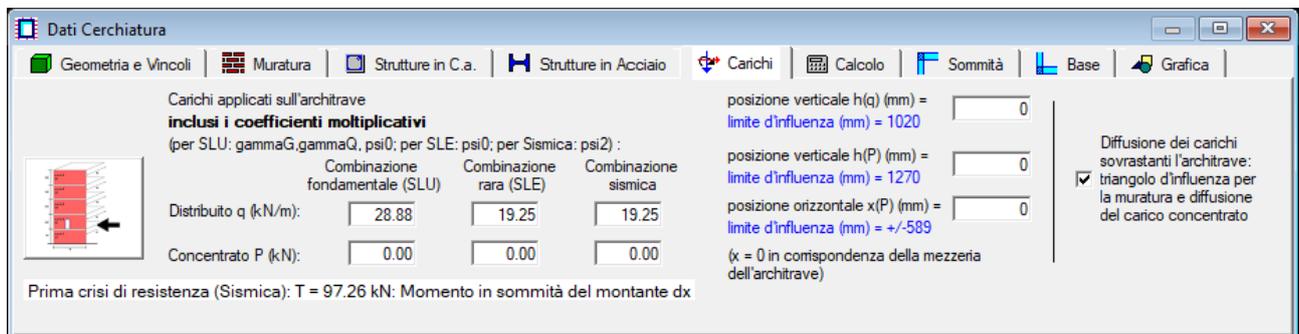


Fig. B.5.9. Finestra Cerchiature: scheda Carichi

I carichi agenti sull'architrave del telaio di cerchiatura sono distinti in **Distribuito 'q'** e **Concentrato 'P'**. Il carico distribuito 'q' può provenire da un solaio impostato superiormente all'architrave e/o da murature sovrastanti, e da un carico concentrato agente nella zona di influenza, come nel seguito specificato. Generalmente per il calcolo del carico sull'architrave viene considerato il solo contributo delle strutture direttamente incidenti (solaio, muratura del triangolo di carico sovrastante), a differenza di quanto avviene per la parete nel suo complesso, cui il telaio di cerchiatura appartiene, dove il carico complessivo viene generato da tutta la parte di edificio sovrastante (inclusendo quindi carichi di solai e di murature di eventuali piani superiori). I valori dei carichi 'q' e 'P' vengono suddivisi nelle **3 combinazioni di riferimento**, identificate conformemente alle indicazioni normativa (§2.5.3): **fondamentale**, per le verifiche di resistenza allo Stato Limite Ultimo; **rara**, per le verifiche di deformabilità allo Stato Limite di Esercizio (SLE); **sismica**, per l'analisi del comportamento del telaio sotto azioni orizzontali di origine sismica. I valori specificati in input includono gli effetti dei coefficienti moltiplicativi:  $\gamma_G, \gamma_Q, \psi_0$  per SLU;  $\psi_0$  per SLE;  $\psi_2$  per Sismica).

Posizione verticale di 'q' e 'P' e orizzontale di 'P' individuano i punti di applicazione dei carichi. L'origine del sistema di riferimento (xy) è posta in corrispondenza della mezzera dell'architrave, con verso positivo verso destra.

I **limiti d'influenza** di 'q' e di 'P' dipendono dalla geometria dell'architrave, e sono calcolati secondo le modalità d'influenza dei carichi sull'architrave, in base alla norma DIN 1053 (dicembre 1952).

Se nei dati in input è stata selezionata l'opzione di **diffusione dei carichi sovrastanti l'architrave**, si ipotizza che sopra all'architrave si generi un effetto di volta scaricantesi ai lati: pertanto, si considera gravante sull'architrave solo il peso del muro incluso in un triangolo equilatero avente come base la luce dell'architrave 'b'. Se entro il detto triangolo agisce sulla muratura il carico uniformemente distribuito 'q', esso viene considerato solo per la parte che si trova entro i limiti del triangolo.

Se entro la luce dell'architrave agisce il carico concentrato 'P' esso deve essere considerato ammettendo una distribuzione del carico a  $60^\circ$ , anche se il suo punto d'applicazione è al di fuori del triangolo, ma sia tuttavia al di sotto della linea orizzontale posta 25 cm. al di sopra della sommità del triangolo stesso. Dovrà essere inoltre aggiunto il peso della muratura la cui proiezione verticale interseca il triangolo di riferimento.

Gli effetti dovuti al carico concentrato e alla sua posizione rispetto al triangolo sovrastante l'architrave vengono valutati a seconda dei casi, con riferimento al carico concentrato applicato sull'architrave oppure alla sua diffusione in carico uniforme su tutta o metà luce dell'architrave; la modalità considerata viene evidenziata nella descrizione dei risultati.

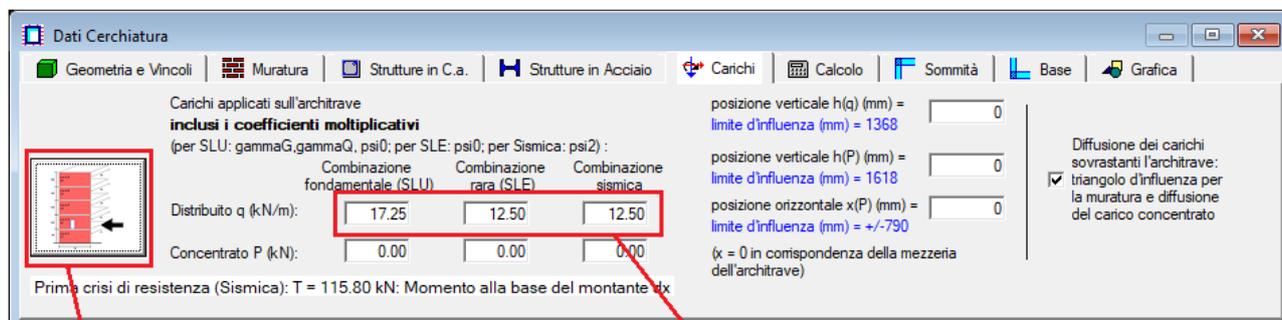
**Ai fini dell'analisi sismica del telaio**, tutti gli eventuali contributi di carico verticale non uniformi sull'intera luce (dovuti sia al triangolo di carico, sia al carico concentrato) vengono ricondotti allo schema uniformemente distribuito, utilizzando opportuni **coefficienti correttivi** in modo tale che il carico uniforme su tutta la luce produca le stesse sollecitazioni massime.

Ad esempio, posta 'b' luce dell'architrave, al carico triangolare con massimo in mezzera  $q_T$  corrispondono la risultante  $Q_T = q_T b / 2$  e il momento  $M_{max} = q_T b^2 / 12 = Q_T b / 6$ . Al carico uniforme equivalente  $q_U$  corrispondono la risultante  $Q_U = q_U b$  e il momento  $M_{max} = q_U b^2 / 8 = Q_U b / 8$ .

Uguagliando le due risultanti, si ottiene  $Q_U = (4/3)Q_T$  (a riprova:  $q_U = Q_U / b = (4/3) Q_T / b \Rightarrow M_{max} = q_U b^2 / 8 = (4/3) Q_T b / 8 = (4/3) q_T (b/2) / 8 = q_T b^2 / 12$ ).

In assenza di diffusione dei carichi, il carico distribuito q viene applicato direttamente sull'architrave; analogamente, il carico concentrato P viene considerato agente, lungo la sua retta d'azione, direttamente sull'architrave.

I valori dei carichi in input per le tre combinazioni di riferimento, che come già osservato contengono i coefficienti moltiplicativi, possono essere calcolati attraverso un foglio di calcolo ausiliario, per Excel, che ACM rende disponibile attraverso un apposito pulsante di comando. I valori ricavati sono stati già combinati secondo le tre combinazioni di carico.



Cliccando sull'icona dei carichi è possibile compilare il foglio di calcolo: Analisi dei carichi

Attraverso il foglio di calcolo è possibile determinare il carico uniformemente distribuito per le combinazioni:  
 - Fondamentale (SLU)  
 - Rara (SLE)  
 - Sismica

**Fig. B.5.10.** Scheda Carichi: Analisi dei carichi

Il foglio Excel è costituito da due fogli di calcolo, denominati "Geometria dell'edificio" e "Analisi dei carichi". Tramite il foglio di calcolo "Geometria dell'Edificio" viene descritto il pannello murario e le condizioni al contorno dello stesso (muratura e solaio sovrastante la muratura). Una volta impostata la geometria dell'edificio, passando al foglio di calcolo "Analisi dei carichi" si inseriscono i carichi gravanti sui solai per ogni piano.

Inseriti i carichi agenti per ogni solaio, in fondo al foglio di calcolo vengono riportati i carichi uniformemente distribuiti da inserire nella Finestra delle Cerchiature, ed i carichi concentrati in sommità della parete da inserire nella Finestra delle Pareti per ogni condizione di carico analizzata. Per i carichi uniformemente distribuiti da inserire nella Finestra delle Cerchiature possiamo distinguere **tre casi**:

1. Carico uniformemente distribuito derivante solo dal solaio;
2. Carico uniformemente distribuito derivante dal solaio e dalla muratura fra l'apertura ed il solaio;
3. Carico uniformemente distribuito derivante dal carico totale in sommità.

Il primo caso viene utilizzato quando le aperture risultano allineate verticalmente (ai piani superiori). Se vi è una zona di muratura sovrastante l'architrave che produce su di essa un carico diretto, in tal caso deve essere spuntata in ACM l'opzione della diffusione dei carichi per tener conto dell'influenza del triangolo di scarico della muratura nelle verifiche di resistenza dell'architrave.

Il secondo caso viene utilizzato quando in corrispondenza dell'apertura non è presente un maschio murario sovrastante, ma si vuol considerare sull'architrave il carico prodotto dalla muratura compresa fra l'architrave stessa ed il solaio.

Il terzo caso viene utilizzato quando le aperture non sono allineate verticalmente (ai piani superiori), e sull'architrave insiste un maschio murario: il carico che grava sull'architrave è quindi

quello derivante dall'analisi dei carichi dei piani superiori (comprendente i carichi dei solai e delle murature).

Il foglio di calcolo restituisce, in funzione del piano a cui è impostata l'apertura, i carichi uniformemente distribuiti da inserire all'interno della Finestra Cerchiature di ACM 20XX, ed i carichi agenti in sommità da inserire all'interno della Finestra Pareti di ACM 20XX.

Maggiori informazioni sui fogli di calcolo allegati al programma sono riportate nel paragrafo D.1.2 di questo manuale.

### B.5.1.6. Scheda CALCOLO

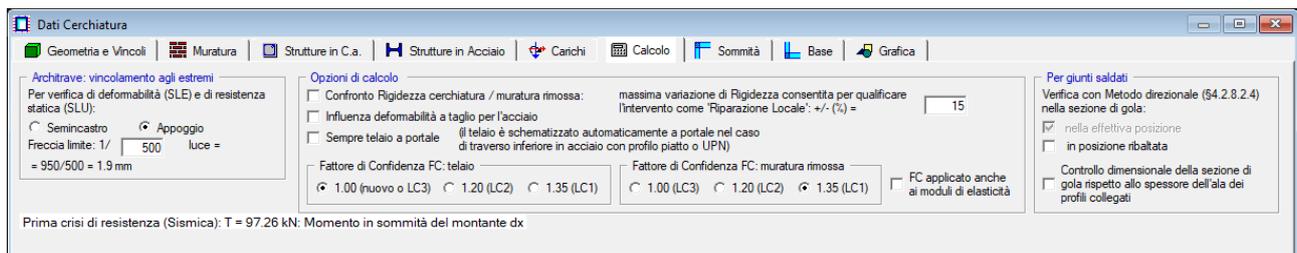


Fig. B.5.11. Finestra Cerchiature: scheda Calcolo

Nella scheda Calcolo vengono selezionati alcuni parametri di calcolo significativi per l'analisi della cerchiatura.

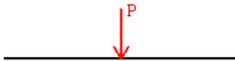
#### - Architrave: vincolamento agli estremi ⇒ Semincastro o Appoggio

Per la verifica di deformabilità (SLE) e di resistenza statica (non sismica) (SLU), al vincolo estremo dell'architrave può essere attribuito il doppio appoggio o il semincastro, con luce di calcolo pari alla larghezza del pannello murario rimosso (luce netta del vano). Per la Verifica di deformabilità dell'architrave (nel caso di architrave acciaio) viene definito il limite di freccia.

Per preimpostazione è attivo il vincolamento a doppio appoggio; il vincolamento a semincastro consente la riduzione della freccia e del momento flettente teorico per effetto di un certo grado di incastro agli appoggi. L'analisi su schema di trave doppiamente appoggiata può essere infatti eccessivamente penalizzante nei confronti delle verifiche di deformabilità e di resistenza.

In ACM il semincastro prevede l'applicazione di un fattore riduttivo a freccia e momento flettente, stimato come 'medio' fra i due casi limite di trave doppiamente appoggiata e doppiamente incastrata.

Più in dettaglio, si devono considerare deformazioni e sollecitazioni competenti ai vari tipi di carico previsti. In fig. B.5.12 si riportano i valori corrispondenti ai due schemi limite e i valori 'medi'.

| Freccia   |  |  | Valore medio          | Fattore riduzione |
|---|---|---|-----------------------|-------------------|
|  | $Pl^3/48EJ = (4/192) Pl^3/EJ$   | $Pl^3/192EJ$  | $(2.5/192) Pl^3/EJ$   | $2.5/4 = 0.625$   |
|  | $(5/384) ql^4/EJ$   | $(1/384) ql^4/EJ$   | $(3/384) ql^4/EJ$     | $3/5 = 0.6$       |
|  | $ql^4/120EJ = (32/3840) ql^4/EJ$  | $(7/3840) ql^4/EJ$  | $(19.5/3840) ql^4/EJ$ | $19.5/32 = 0.61$  |
| Momento flettente   |  |  | Valore medio          | Fattore riduzione |
|  | $Pl/4 = (2/8) Pl$   | $Pl/8$  | $(1.5/8) Pl$          | $1.5/2 = 0.75$    |
|  | $ql^2/8 = (3/24) ql^2$  | $ql^2/12 = (2/24) ql^2$   | $(2.5/24) ql^2$       | $2.5/3 = 0.8$     |
|  | $ql^2/12 = (8/96) ql^2$   | $ql^2/32 = (3/96) ql^2$   | $(5.5/96) ql^2$       | $5.5/8 = 0.6875$  |

**Fig. B.5.12.** Fattori riduttivi per frecce e momenti nel caso di semincastro

A favore di sicurezza, si adottano i seguenti fattori di riduzione: 0.625 per la freccia, 0.80 per il momento.

Per la sollecitazione tagliante agli appoggi si fa comunque riferimento allo schema di trave doppiamente appoggiata.

- **Confronto Rigidezza cerchiatura / muratura rimossa** = se selezionato, esegue il confronto diretto tra rigidezza alla traslazione del telaio di cerchiatura e rigidezza del pannello murario tolto. Nel caso che il confronto sia svolto, è possibile specificare la variazione di rigidezza entro cui la verifica si considera soddisfatta (ad esempio: +/-15%).

- **Influenza deformabilità a taglio per l'acciaio** = se selezionato influisce sulla rigidezza delle aste del telaio.

★ **Importante!** Il confronto fra rigidezza del telaio di cerchiatura e pannello murario rimosso costituisce un reale indice di sicurezza solo se è garantita una perfetta connessione tra muratura e telaio. **In caso di incertezza sulla perfetta connessione telaio/muratura** il confronto di rigidezza fra Stato Attuale e Stato di Progetto deve essere svolto solo nell'ambito dell'analisi complessiva della Parete.

In tal caso, quindi, si eviterà di selezionare il check 'Confronto rigidezza cerchiatura / muratura rimossa'. ■

- **Sempre telaio a portale**= se selezionato esegue l'analisi del telaio prescindendo in ogni caso dal traverso inferiore; pertanto, lo schema statico equivale ad un portale con i montanti incastrati alla base. Si ricorda che, il telaio è schematizzato automaticamente a portale nel caso di traverso inferiore in acciaio con profilo piatto o UPN.

- **Fattore di Confidenza  $F_c$**  = il fattore di confidenza viene definito indipendentemente per il telaio

di cerchiatura e per la muratura. E' possibile applicare FC anche ai moduli di elasticità: a questo argomento è dedicato un approfondimento nella sezione Articoli tecnico-scientifici del presente manuale: [Edifici esistenti in muratura: Fattore di Confidenza e Moduli Elastici](#).

- **Per giunti saldati:** Verifica con Metodo direzionale (§4.2.8.2.4 in D.M.17.1.2018) nella sezione di gola: nella effettiva posizione (sempre eseguita) e nella posizione ribaltata (opzionale). E' possibile effettuare il controllo dimensionale della sezione di gola rispetto allo spessore dell'ala dei profili collegati: in tal caso, nella relazione di calcolo sul giunto saldato viene evidenziato un valore minimo di riferimento per l'altezza di gola [31], pari a:  $0.707 \cdot \min[t_{fc}, t_{ft}]$ , con  $t_{fc}$ =spessore dell'ala del montante,  $t_{ft}$ =spessore dell'ala della membratura da collegare.

### **B.5.1.7. Schede GIUNTI: SOMMITA' e BASE**

Le schede Sommità e Base consentono l'inserimento dei dati riguardanti i giunti, ossia i vincolamenti interni ai nodi fra montante e architrave (sommità) e fra traverso inferiore e montante (base).

**La classificazione dei giunti** per rigidezza rotazionale e per resistenza (=capacità portante flessionale) si riferisce al collegamento del singolo montante ed **è disponibile quando sono rispettate le seguenti condizioni:**

- i montanti e l'architrave sono in acciaio;
- i montanti hanno sezione ad I o ad H, non doppia e orientata secondo la massima inerzia. Inoltre, se il vincolo in sommità non è shear-type:
- l'architrave ha sezione ad I o ad H, orientata secondo la massima inerzia;
- numero di montanti = numero di travi (telai tutti uguali affiancati).

Prima di esaminare in dettaglio i dati in input, si illustrano le modalità operative di ACM riguardanti i giunti e la loro classificazione.

#### **B.5.1.7.1. GIUNTI: MODALITA' OPERATIVE con ACM**

Il software ACM elabora la curva di capacità del complesso muratura+cerchiatura considerando il diagramma di comportamento dei maschi e del telaio. Per il telaio, la curva di capacità viene elaborata tramite l'analisi dello schema statico, considerando rigidezza, resistenza e capacità deformativa dei suoi componenti: i profili (montante = colonna, architrave = trave, e traverso inferiore in caso di telaio chiuso) ed i collegamenti (= giunti).

Fra le possibili ipotesi di lavoro, è molto importante la modalità con cui viene schematizzato il vincolamento interno del nodo colonna/trave. La rotazione del nodo di sommità colonna-trave può essere considerata nulla a priori (lo schema statico del telaio è piano, e si tratta della rotazione del nodo nel piano verticale).

Questa ipotesi può essere applicata quando vi è un buon ammorsamento dell'architrave nella parete, in grado di garantire il comportamento shear-type del telaio. In tal caso, il giunto viene classificato trascurando le componenti di base relative alle ali e all'anima della trave e agli irrigidimenti nell'anima della trave.

Fra i risultati dell'elaborazione di calcolo relativa al comportamento della parete in cui è inserito il telaio di cerchiatura, ACM propone il confronto fra il momento resistente dovuto alla reazione della muratura nella zona di ammorsamento della trave, e il momento di progetto di nodo corrispondente allo spostamento corrispondente allo stato limite ultimo della parete.

Il comportamento shear-type è garantito quando il momento resistente è superiore al momento di

progetto. Si osservi che il momento resistente non dipende solo dal prolungamento della trave nel muro, ma anche dallo spessore della parete e dalla resistenza a compressione della muratura.

Se l'architrave non è prolungata (o non lo è sufficientemente) nel muro adiacente o la resistenza a compressione della muratura nella zona di ammorsamento è scarsa, il blocco della rotazione al nodo colonna-trave non è garantito, ed è opportuno evitare l'ipotesi shear-type. In tal caso, al nodo si consente la rotazione nel piano verticale, e di conseguenza il giunto viene classificato considerando anche le componenti di base relative alla trave.

Si osservi che normalmente nelle strutture intelaiate in acciaio il giunto viene studiato per l'unione fra una colonna e una trave che viene collegata alla colonna, ad es. bullonata attraverso una piastra. Nel caso particolare del telaio di cerchiatura, il nodo si presenta ruotato di 90°, in quanto è la colonna che viene collegata alla trave. La trave attraversa con continuità la sommità della colonna stessa, fino a prolungarsi entro la muratura nella quale si appoggia. Nel caso di un giunto bullonato con piastra, la piastra è saldata in sommità alla colonna, e il collegamento bullonato si realizza attraverso i fori della piastra e quelli predisposti nell'ala della trave. In conseguenza di ciò, le illustrazioni che corredano il testo normativo di riferimento (EuroCodice EN 1993-1-8), riferite al giunto 'trave con piastra/colonna', devono essere pensate ruotate e cioè riferite al giunto 'colonna con piastra/trave'.

Ciò premesso, nel seguito si esamina in dettaglio il comportamento del giunto colonna/trave. Si considerano telai in acciaio, composti da un profilo di tipologia HE o IPE sia per il montante (=colonna) sia per l'architrave (=trave), tra loro non necessariamente uguali. Il giunto presenta doppia simmetria, a causa della sollecitazione ciclica sismica.

L'analisi del collegamento (giunto) fra colonna e trave consiste nella classificazione del giunto in funzione della rigidità rotazionale e della capacità portante flessionale.

#### **Classificazione in funzione della rigidità rotazionale:**

1. rigido. Gli elementi sono collegati con continuità: non sono consentite rotazioni relative tra colonna a trave;
2. semi-rigido. Nello schema statico del telaio, al giunto corrisponde una cerniera con molla rotazionale: il giunto consente una rotazione relativa tra colonna e trave e nello stesso tempo trasmette azione flettente;
3. cerniera. Colonna e trave sono collegati con una cerniera interna che consente rotazioni relative senza trasmettere momento flettente.

#### **Classificazione in funzione della capacità portante flessionale:**

- A. giunto a completo ripristino di resistenza. Il momento resistente del giunto è superiore a quello degli elementi collegati; la cerniera plastica si forma nell'elemento strutturale più debole;
- B. giunto a parziale ripristino di resistenza: la cerniera plastica si forma nel giunto. Il giunto deve avere capacità rotazionale sufficiente per consentire lo sviluppo della cerniera plastica;
- C. giunto a cerniera: il nodo di collegamento fra colonna e trave non può essere sede di plasticizzazioni.

L'analisi strutturale del telaio di cerchiatura viene effettuata in **condizioni sismiche**.

La normativa vigente (D.M. 17.1.2018), relativamente ai collegamenti di strutture intelaiate nuove in acciaio sottoposte ad azioni sismiche, prescrive che essi siano progettati in modo da possedere una adeguata sovraresistenza per consentire la formazione delle cerniere plastiche negli elementi

collegati (non necessariamente nelle travi, poiché si tratta di telai monopiano: §7.5.4 D.M. 17.1.2018). In particolare, il momento resistente del giunto deve essere superiore a  $1.1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot M_{pl,Rd}$ , dove  $M_{pl,Rd}$  è il momento resistente dell'elemento collegato e  $\gamma_{Rd}$  è il coefficiente di sovrarresistenza del materiale.

Nel caso di comportamento shear-type (nodo di giunto a rotazione nulla), la sovrarresistenza è rispetto alla colonna; se le rotazioni nel nodo sono consentite, la sovrarresistenza è rispetto alla colonna e alla trave. La sovrarresistenza farà sì che la plasticizzazione avvenga nell'elemento collegato prima che nel collegamento (quindi, nel corso dell'analisi elastoplastica del telaio il momento resistente del collegamento non sarà mai raggiunto).

Questa condizione intende conseguire una sufficiente sicurezza nei confronti di azioni di tipo ciclico, quali sono le azioni sismiche. Il giunto, per essere idoneo al progetto antisismico, in base alla classificazione per capacità portante flessionale, dovrà risultare 'a completo ripristino di resistenza': in caso contrario, occorre riprogettarlo.

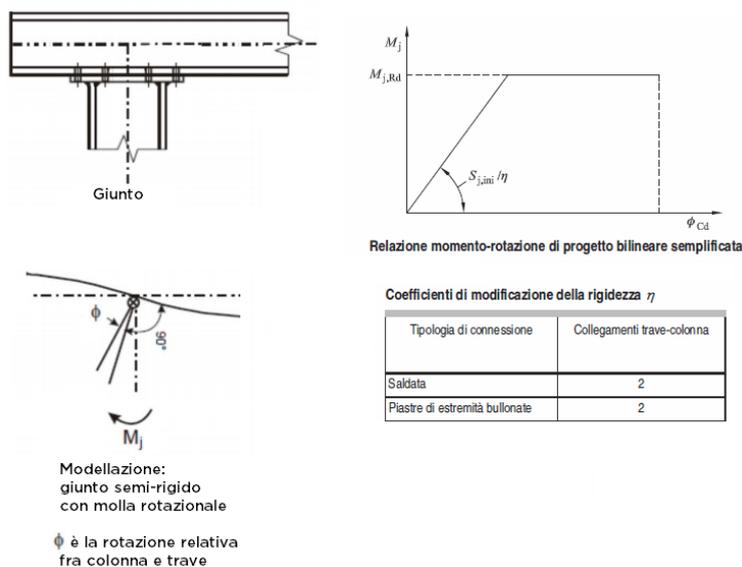
Aldilà della capacità portante flessionale, la classificazione del giunto in base alla rigidità consentirà di definire la rigidità del giunto, e nel caso semi-rigido sarà possibile modellarlo attraverso una molla rotazionale. La conoscenza del diagramma di comportamento del giunto permetterà di valutare correttamente resistenza e deformazione sviluppate dal telaio.

Occorre tuttavia osservare che **il telaio di cerchiatura non corrisponde propriamente ad una nuova struttura in acciaio, quanto piuttosto ad una tecnica di intervento su una struttura in muratura entro la quale il telaio è confinato**. Adottare la condizione di sovrarresistenza del giunto per i telai di cerchiatura equivale a scartare soluzioni intermedie che nell'ottica degli interventi su strutture esistenti possono essere considerate valide se comportano un miglioramento del comportamento statico e sismico della struttura nel suo insieme (la parete muraria contenente il telaio di cerchiatura).

La scelta più appropriata è quindi considerare le strutture di rinforzo per ciò che sono, valutandone gli effetti sull'intervento: condizione indispensabile è ovviamente considerare le reali rigidità e resistenze dei componenti strutturali, giunto incluso.

ACM consente la definizione della legge di comportamento del giunto attraverso la sua classificazione per rigidità e per resistenza; fra i risultati dell'elaborazione, viene evidenziata la sua eventuale sovrarresistenza.

Poiché la curva di capacità del telaio viene definita mediante un'analisi elasto-plastica, sarà possibile adottare per il giunto un comportamento bilineare (elastico-perfettamente plastico), seguendo §5.1.4 EN 1993-1-8.



**Fig. B.5.13.** Giunto: comportamento bilineare elastico-perfettamente plastico

Alcune configurazioni strutturali di telai di cerchiatura non sono incluse nella casistica di giunti classificati da ACM:

- telai in acciaio con colonna e/o trave non avente sezione HE o IPE;
- telai misti in acciaio e c.a.;
- telai in c.a.;
- per murature con grande spessore dove la cerchiatura prevede più telai uguali tra loro affiancati: il collegamento colonna/trave viene studiato facendo riferimento al singolo telaio; è necessario che il numero di colonne affiancate sia uguale al numero di travi affiancate.

Nei casi non inclusi nella classificazione automatica, il comportamento del giunto può essere considerato rigido e a completo ripristino della resistenza; è ovviamente opportuna una verifica a parte sulla soluzione strutturale adottata per il nodo. ACM consente comunque l'inserimento diretto in input di rigidezza iniziale e momento resistente del giunto.

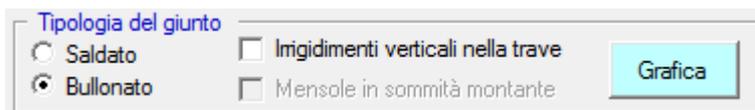
Fin qui per quanto riguarda il giunto di sommità della colonna. Per quanto riguarda il giunto di base, ACM consente le seguenti specifiche:

- è possibile assegnare gli stessi valori di rigidezza e resistenza del giunto di sommità (ciò corrisponde al caso in cui la colonna sia collegata al traverso inferiore con identiche modalità con cui viene collegata alla trave);
- in alternativa, si possono specificare direttamente rigidezza e/o resistenza, o qualificare il giunto di base come rigido e/o a completo ripristino, oppure a cerniera.

Per maggiori dettagli sulle giunzioni bullonate e saldate, con riferimento alla Normativa vigente (EuroCodice 3, parte 8, e D.M. 17.1.2018) si rimanda al [capitolo F](#).

#### **B.5.1.7.2. Scheda SOMMITA'**

La scheda consente le specifiche riguardanti il giunto in sommità, ossia il vincolamento interno al nodo fra montante e architrave.



**Fig. B.5.14.** Finestra Cerchiature: scheda Sommità. Caso di giunto bullonato

- **Vincolamento del nodo di sommità: rotazione impedita (shear type)** = questa ipotesi può essere applicata quando vi è un buon ammorsamento dell'architrave nella parete, in grado di garantire il **comportamento shear-type** del telaio. In tal caso, il giunto viene classificato trascurando le componenti di base relative alle ali e all'anima della trave e agli irrigidimenti nell'anima della trave. Se l'architrave non è prolungata (o non lo è sufficientemente) nel muro adiacente o la resistenza a compressione della muratura nella zona di ammorsamento è scarsa, il blocco della rotazione al nodo colonna-trave non è garantito, ed è opportuno evitare l'ipotesi shear-type. In tal caso, al nodo si consente la rotazione nel piano verticale, e di conseguenza il giunto viene classificato considerando anche le componenti di base relative alla trave. La correttezza del vincolamento shear-type verrà analizzata nei risultati sismici della parete dove il telaio di cerchiatura viene inserito, e consisterà nel confronto locale tra momento sollecitante e momento resistente nella zona di appoggio dell'architrave.

- **Zone rigide in sommità** = possono essere nulle (nessuna), automaticamente definite dall'intersezione fra montante e architrave, oppure direttamente definite in input dall'utente.

- **Tipologia del giunto** = è possibile definire il giunto come saldato o bullonato. Nel caso particolare del telaio di cerchiatura, il nodo si presenta ruotato di 90°, in quanto è la colonna che viene collegata alla trave, la quale attraversa con continuità la sommità della colonna stessa.

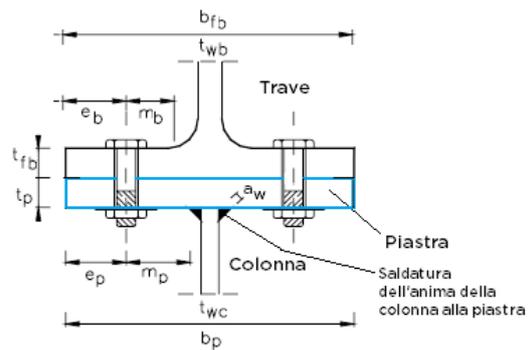
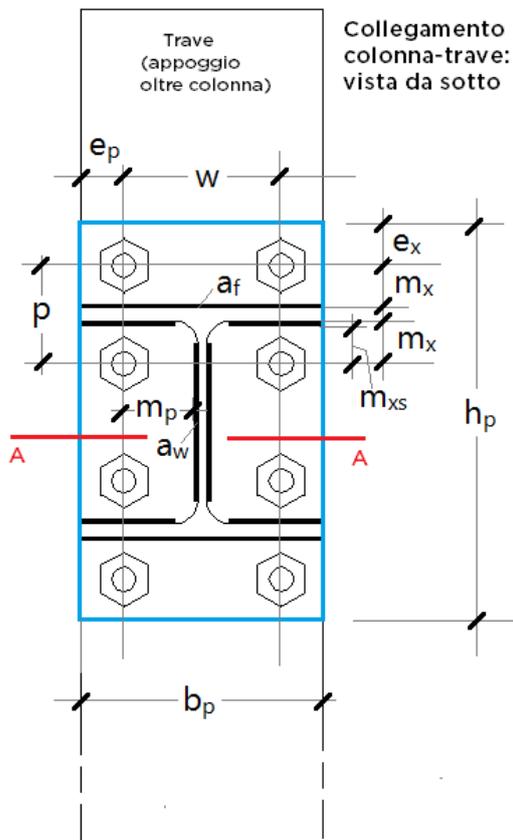
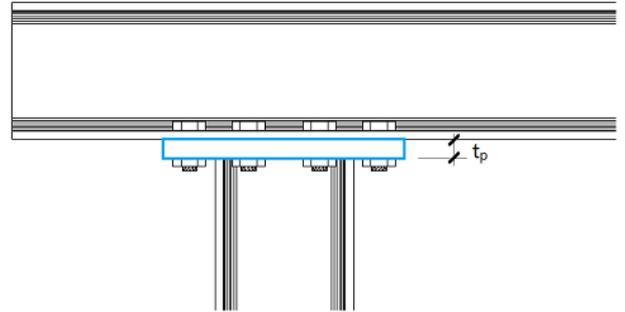
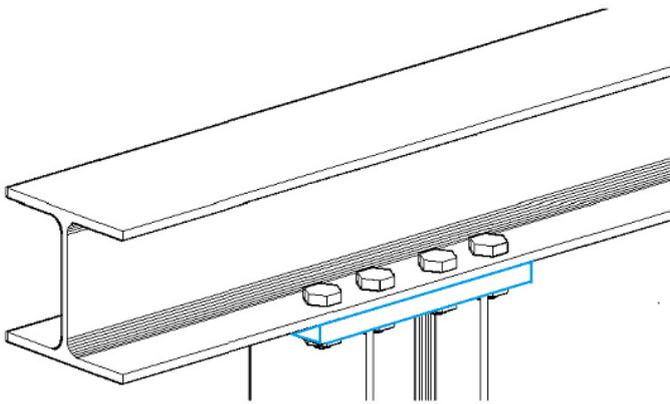
Sono possibili ulteriori opzioni (cfr. figure seguenti):

> **Irrigidimenti verticali nella trave**

> e, nel caso di irrigidimenti verticali: **Mensole in sommità del montante**

#### • **Giunti bullonati**

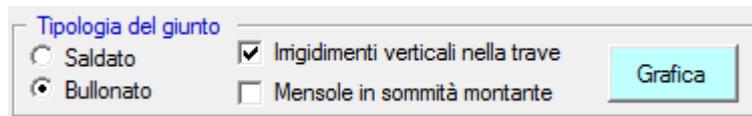
Nel caso di un giunto bullonato con piastra, la piastra è saldata in sommità alla colonna, e il collegamento bullonato si realizza attraverso i fori della piastra e quelli predisposti nell'ala della trave. Una volta selezionato il giunto bullonato, si attivano i controlli geometrici relativi al posizionamento dei bulloni, secondo le limitazioni riportate nella tabella 4.2.XVIII delle NTC 2018.



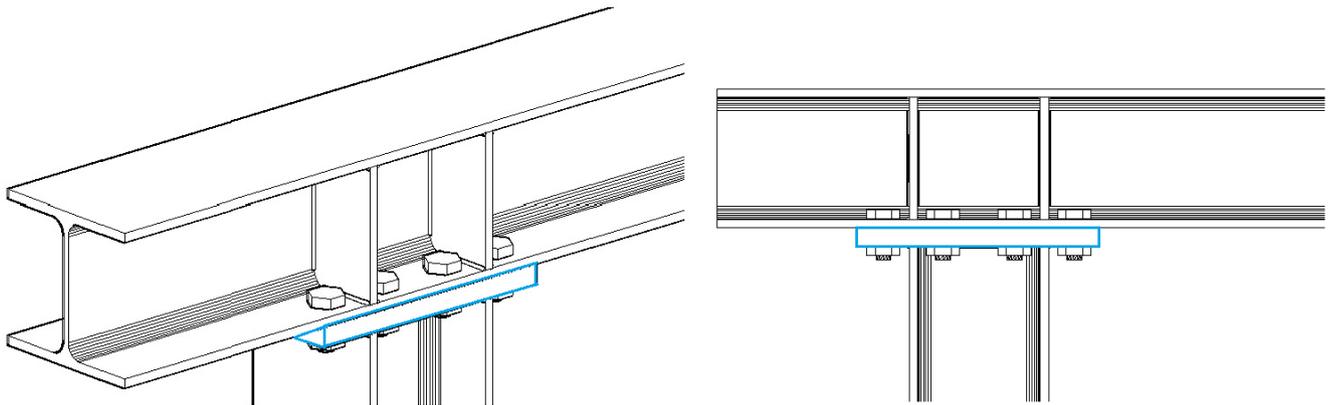
Sezione A-A

Fig. B.5.15. Giunto bullonato non irrigidito

Nei casi in cui il giunto senza irrigidimenti è a parziale ripristino di resistenza, per aumentare il valore del momento resistente, tendendo al completo ripristino, è possibile rinforzare la trave con **irrigidimenti trasversali** (nervature verticali).



**Fig. B.5.16.** Finestra Cerchiature: scheda Sommità ⇒ Giunto bullonato con irrigidimenti verticali nella trave



**Fig. B.5.17.** Giunto bullonato irrigidito

Se il momento resistente ancora non è sufficiente, si può aumentare la sezione della colonna prevedendo un'espansione dell'altezza della sezione per mezzo di **due mensole laterali**.

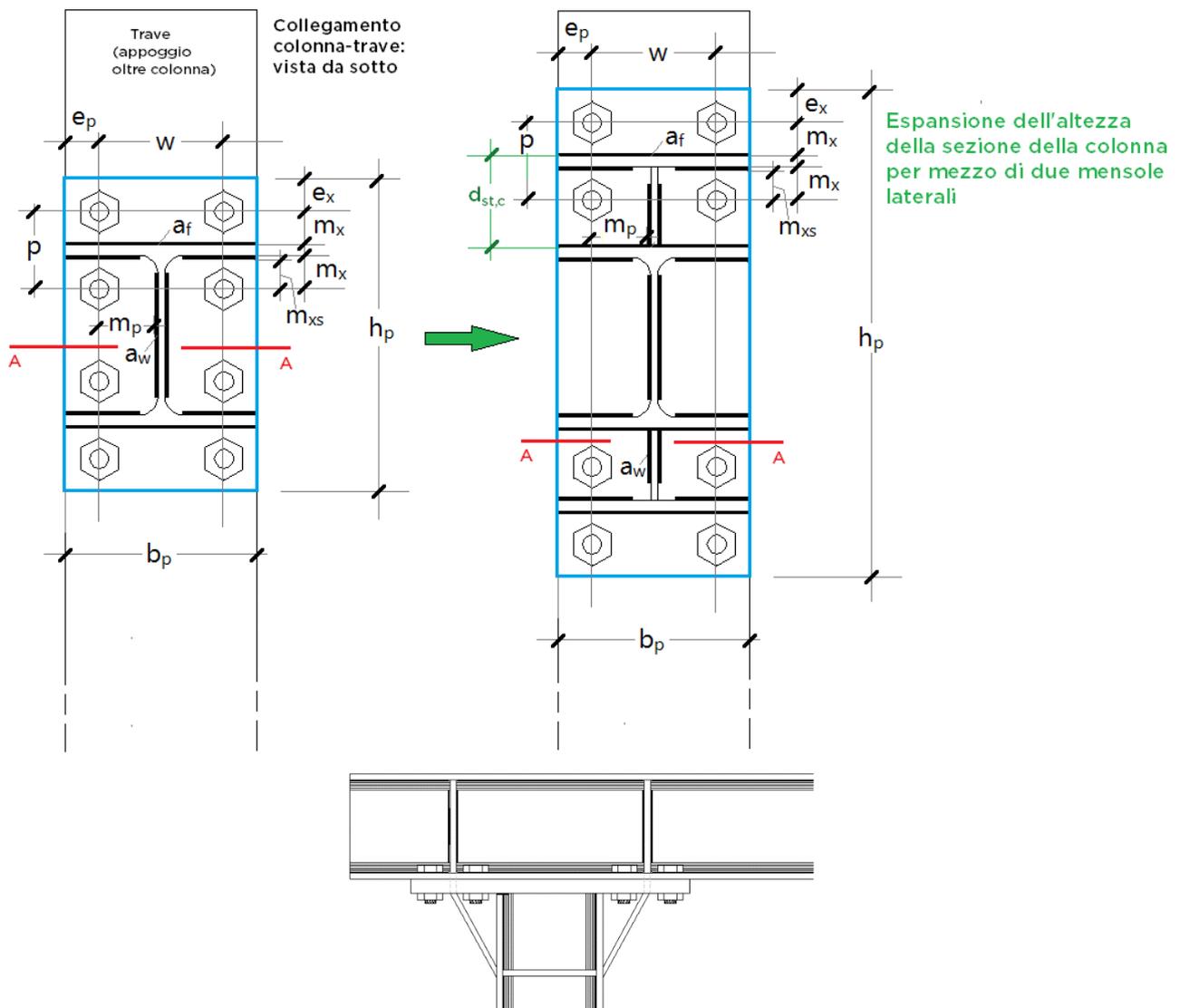
Tipologia del giunto

Saldato
  Irrigidimenti verticali nella trave

Bullonato
  Mensole in sommità montante

Grafica

**Fig. B.5.18.** Finestra Cerchiature: scheda Sommità ⇒  
Giunto bullonato con irrigidimenti verticali nella trave e mensole



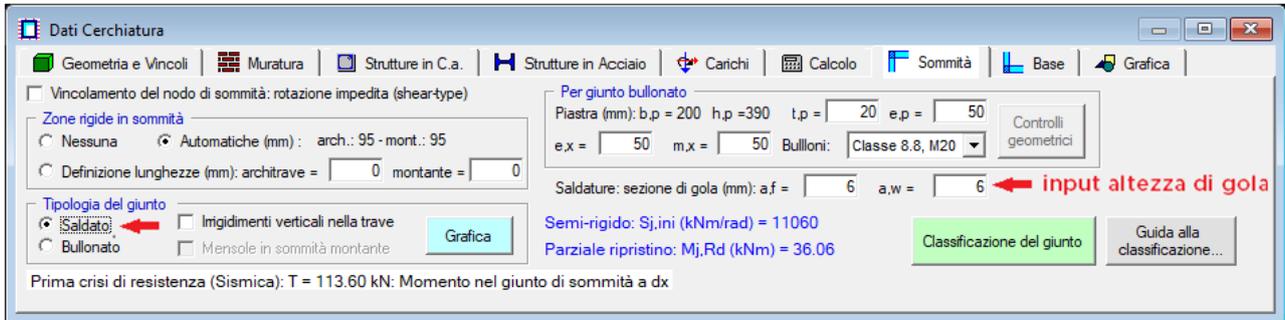
**Fig. B.5.19.** Giunto bullonato irrigidito con mensole laterali

## • Giunti saldati

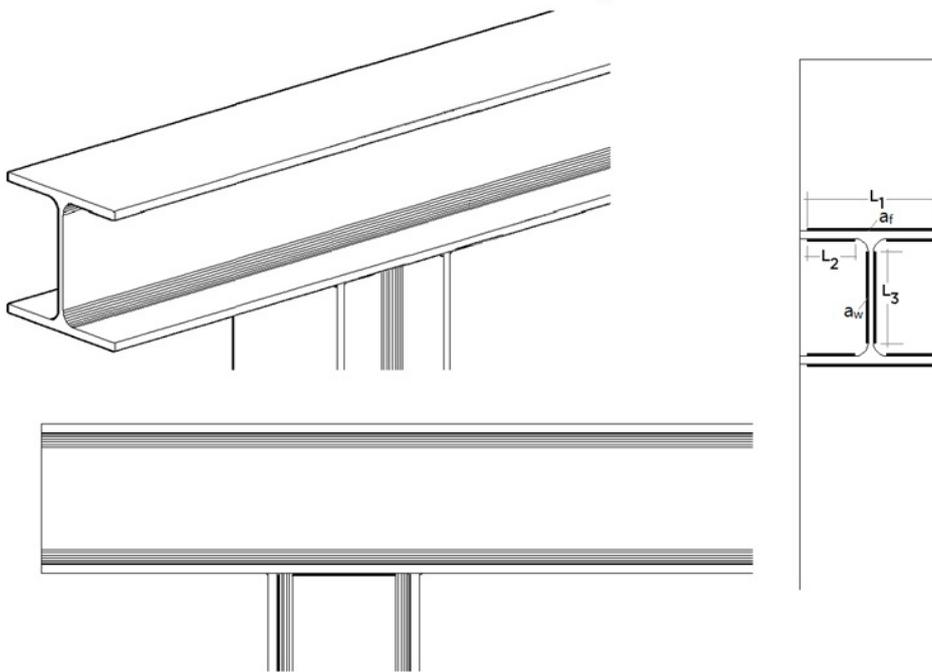
Una volta selezionato il giunto saldato, il pulsante di comando relativo ai controlli geometrici dei giunti bullonati viene disabilitato in quanto non pertinente con questa tipologia di giunto.

Le verifiche di sicurezza dei giunti saldati sono previste per sezioni di tipo IPE o HE.

L'altezza di gola della saldatura proposta per default è di 6 mm.

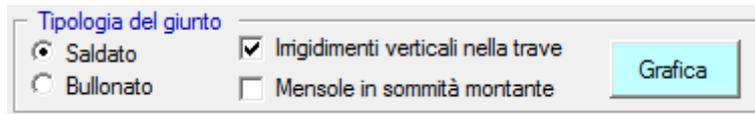


**Fig. B.5.20.** Finestra Cerchiature: scheda Sommità. Giunto saldato ed inserimento dell'altezza di gola

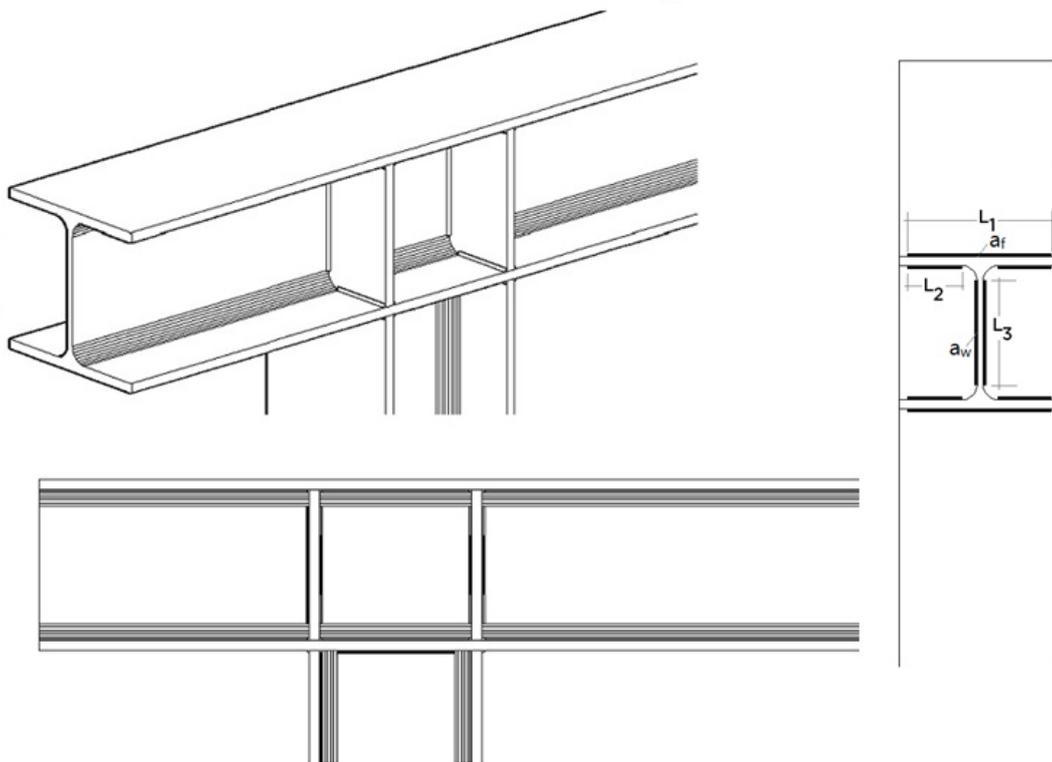


**Fig. B.5.21.** Giunto saldato non irrigidito

In modo del tutto analogo a quanto già illustrato per il giunto bullonato, per aumentare il momento resistente del giunto è possibile rinforzare la trave con **irrigidimenti trasversali**.

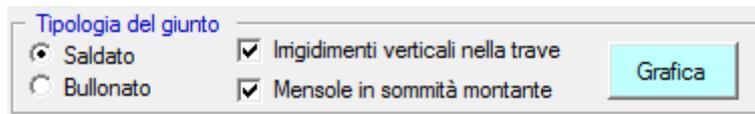


**Fig. B.5.22.** Giunto saldato con irrigidimenti verticali nella trave

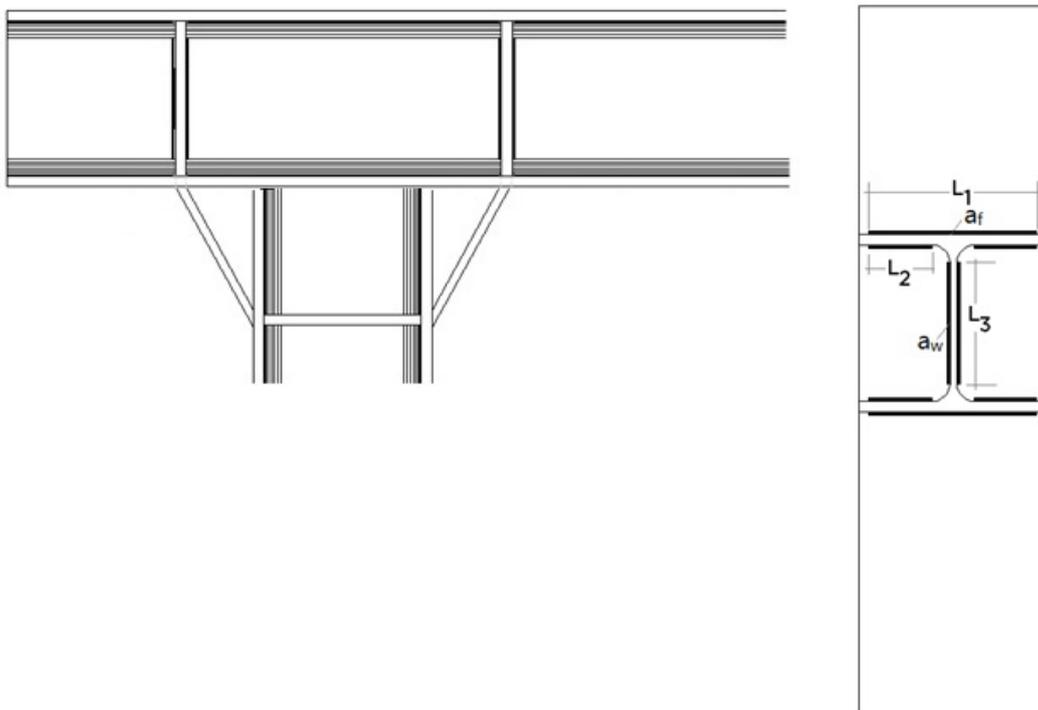


**Fig. B.5.23.** Giunto saldato irrigidito

Per incrementare ulteriormente la resistenza del giunto, si può prevedere, insieme alle nervature di irrigidimento nella trave, un'espansione dell'altezza della sezione per mezzo di due **mensole laterali**.



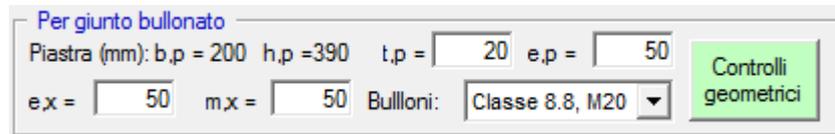
**Fig. B.5.24.** Giunto saldato con irrigidimenti verticali nella trave e mensole in sommità



**Fig. B.5.25.** Giunto saldato irrigidito con mensole laterali

- **Per giunto bullonato** = E' possibile inserire le varie quantità che caratterizzano il giunto bullonato oggetto di studio.

Una volta selezionato il giunto bullonato, si attivano i controlli geometrici relativi al posizionamento dei bulloni, secondo le limitazioni riportate nella tabella 4.2.XVIII delle NTC 2018.



**Fig. B.5.26.** Finestra Cerchiature: scheda Sommità. Posizionamento dei bulloni

In questo gruppo di dati vengono riportate le dimensioni della piastra utilizzata per il collegamento, ed è inoltre possibile inserire il posizionamento dei bulloni e definire il tipo di bullone e la sua Classe di resistenza.

Si riporta per semplicità la nomenclatura utilizzata in ACM:

b,p e h,p = dimensioni della piastra di collegamento;

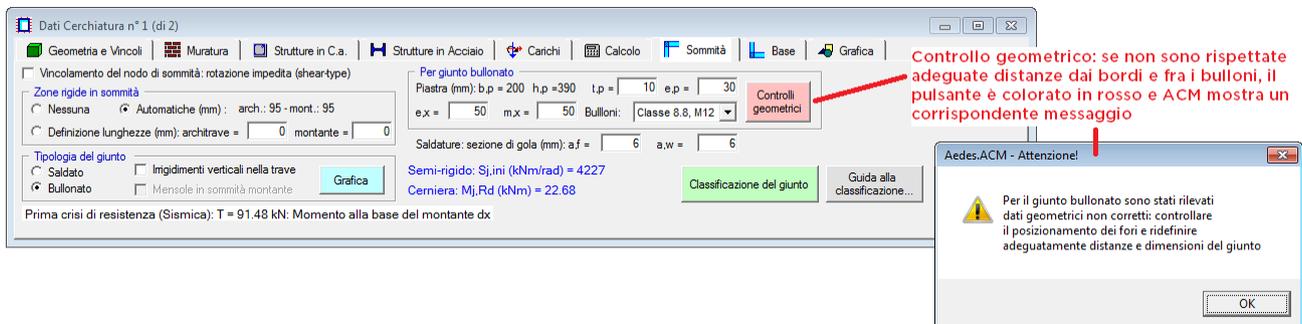
t,p = spessore della piastra di collegamento;

e,p = distanza orizzontale fra il bordo della piastra ed il primo bullone;

e,x = distanza verticale fra il bordo della piastra ed il primo bullone;

m,x = distanza verticale fra il bordo della saldatura (piastra – colonna) ed il bullone immediatamente prossimo.

Se le limitazioni geometriche non sono verificate, il corrispondente pulsante di comando assume colore rosso indicando che il giunto non è verificato, inoltre apparirà un messaggio informativo.



**Fig. B.5.27.** Finestra Cerchiature: scheda Sommità.  
Controlli geometrici sul giunto bullonato

Facendo clic sul pulsante di comando dei Controlli geometrici, si apre una finestra nella quale è possibile visualizzare in dettaglio le limitazioni geometriche dei giunti, con le relative distanze da modificare ove non verificate.



Fig. B.5.28. Giunto bullonato: controllo posizione fori

### B.5.1.7.3. Scheda BASE

La scheda consente le specifiche riguardanti il giunto di base, ossia il vincolamento interno al nodo fra traverso inferiore e montante.

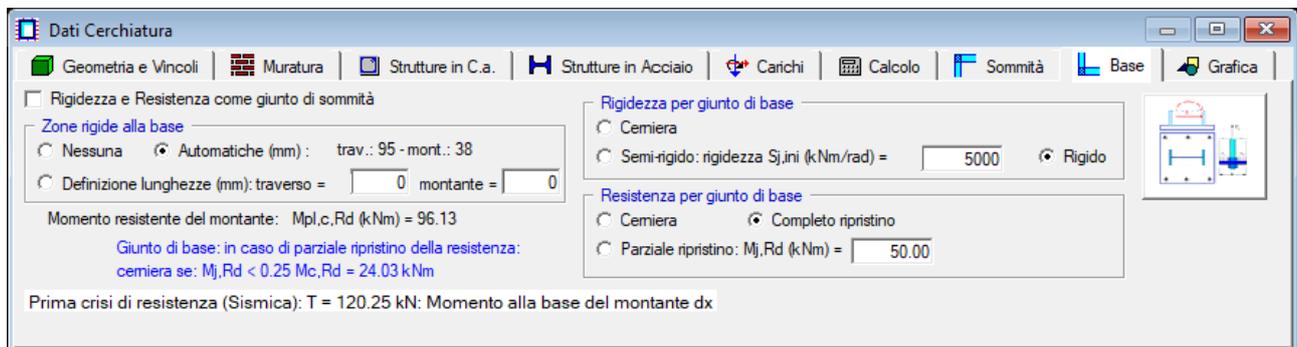


Fig. B.5.29. Finestra Cerchiature: scheda Base

- **Zone rigide alla base** = possono essere nulle (nessuna), automaticamente definite dall'intersezione fra montante e architrave, oppure direttamente definite in input dall'utente.

- **Rigidità e Resistenza come giunto di sommità** = è possibile assegnare al nodo di base la Rigidità e la Resistenza come al giunto di sommità.

- **Rigidità per giunto di base** = sono possibili le seguenti opzioni:

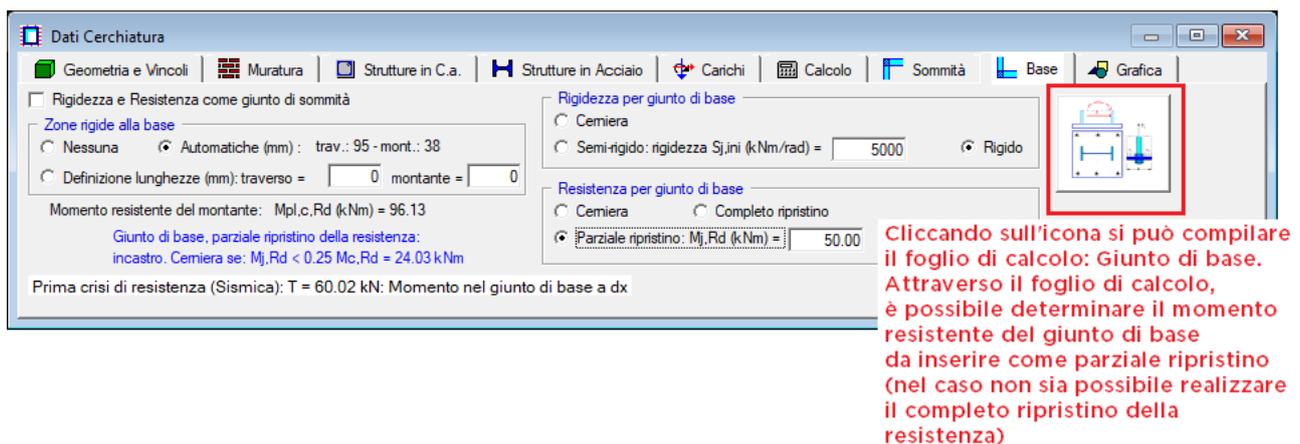
1. Cerniera: montante e trave sono collegati con una cerniera interna che consente rotazioni relative senza trasmettere momento flettente

2. Semi-rigido. Nello schema statico del telaio, al giunto corrisponde una cerniera con molla rotazionale: il giunto consente una rotazione relativa tra colonna e trave e nello stesso tempo trasmette azione flettente. La rigidezza del giunto viene definita in input
3. Rigido. Gli elementi sono collegati con continuità: non sono consentite rotazioni relative tra montante e trave;

- **Resistenza per giunto di base** = sono possibili le seguenti opzioni:

1. Cerniera: il nodo di collegamento fra montante e trave non può essere sede di plasticizzazioni.
2. Parziale ripristino: la cerniera plastica si forma nel giunto. Il giunto deve avere capacità rotazionale sufficiente per consentire lo sviluppo della cerniera plastica. Il momento resistente del giunto viene definito in input
3. Completo ripristino: il momento resistente del giunto è superiore a quello degli elementi collegati; la cerniera plastica si forma nell'elemento strutturale più debole.

Il valore del momento resistente, nel caso dell'opzione di parziale ripristino, può essere calcolato attraverso un foglio di calcolo ausiliario, per Excel, che ACM rende disponibile attraverso un apposito pulsante di comando.



**Fig. B.5.30.** Finestra Cerchiature: scheda Base

Il foglio Excel è costituito da due fogli di calcolo, denominati "Definizione dei parametri" e "Momento resistente di base".

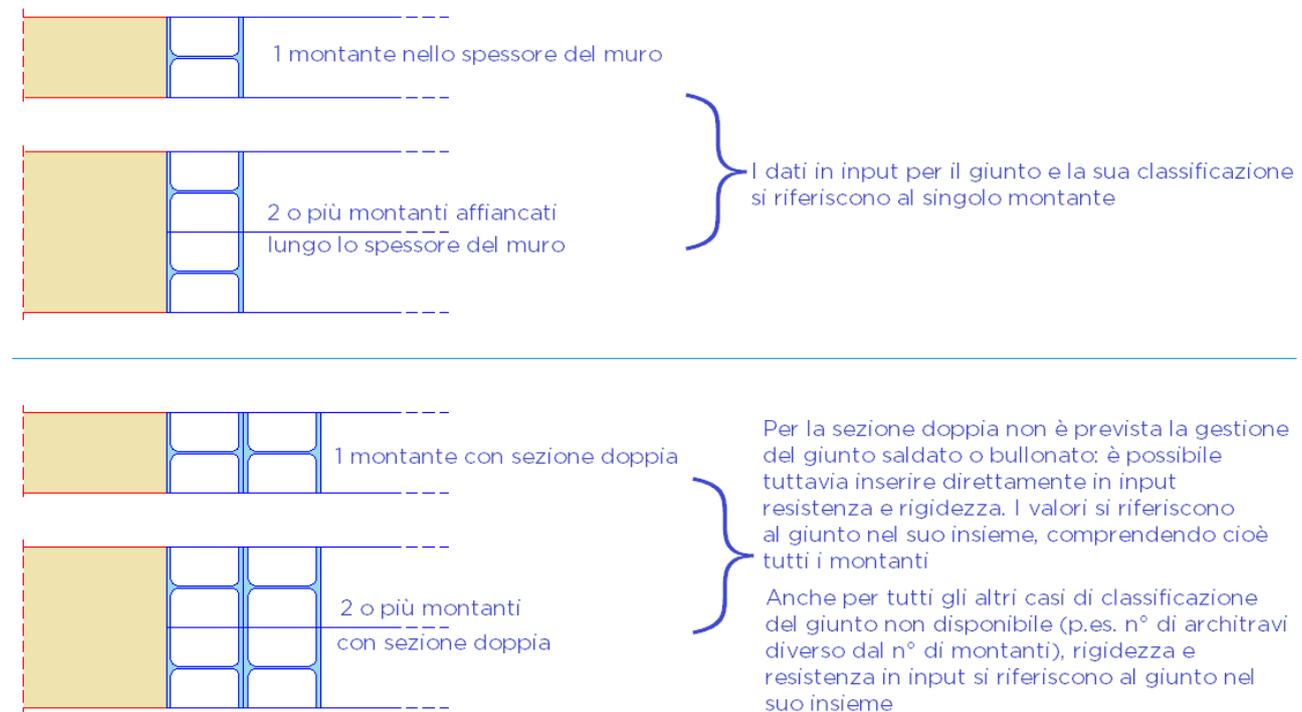
Tramite il foglio di calcolo "Definizione dei parametri" viene descritto il giunto di base (dimensione della piastra, definizione e disposizione dei bulloni). Una volta definiti i parametri che definiscono la geometria del giunto di base, passando al foglio di calcolo "Momento resistente di base" si inserisce la lunghezza di ancoraggio del tirafondo nel cordolo.

Il collegamento viene realizzato tramite una piastra saldata al montante del telaio e bullonata al cordolo in c.a.

Il momento resistente viene calcolato in funzione della minima resistenza offerta dagli elementi che costituiscono il Giunto di base, pertanto viene calcolata la resistenza a trazione ed a taglio dei tirafondi, la resistenza a estrazione dell'ancoraggio, la resistenza della piastra inflessa e la resistenza a compressione del cls.

Per quanto riguarda i casi di più montanti affiancati lungo lo spessore del muro, oppure per sezione doppia (due montanti nel piano del muro), sia per la sommità che per la base il giunto

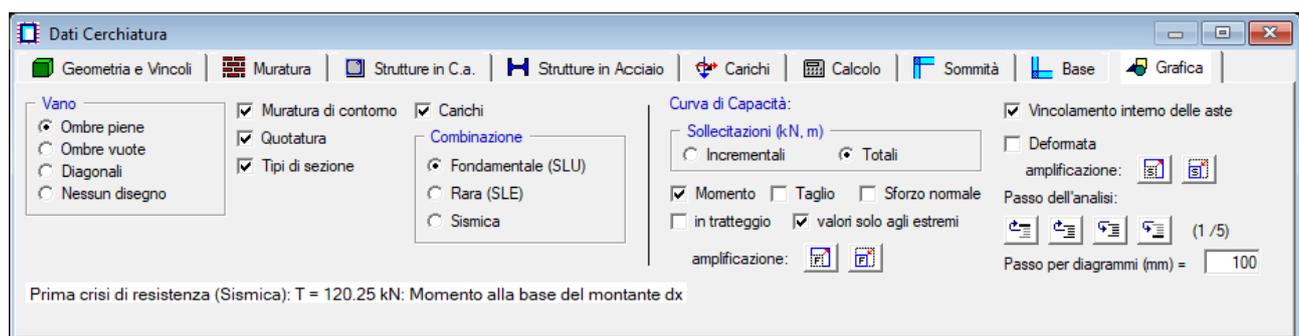
viene inteso come riferito al singolo montante con la singola trave, qualora si tratti di un giunto classificato; se invece il giunto non viene classificato, resistenza e rigidezza in input fanno riferimento al giunto nel suo insieme. In fig. B.5.29 è riportato uno schema di riferimento.



**Fig. B.5.31.** Giunti: casi di uno o più montanti

Maggiori informazioni sulla compilazione del foglio di calcolo di base, consultare il paragrafo D.1.3 FOGLIO DI CALCOLO: GIUNTO DI BASE di questo manuale.

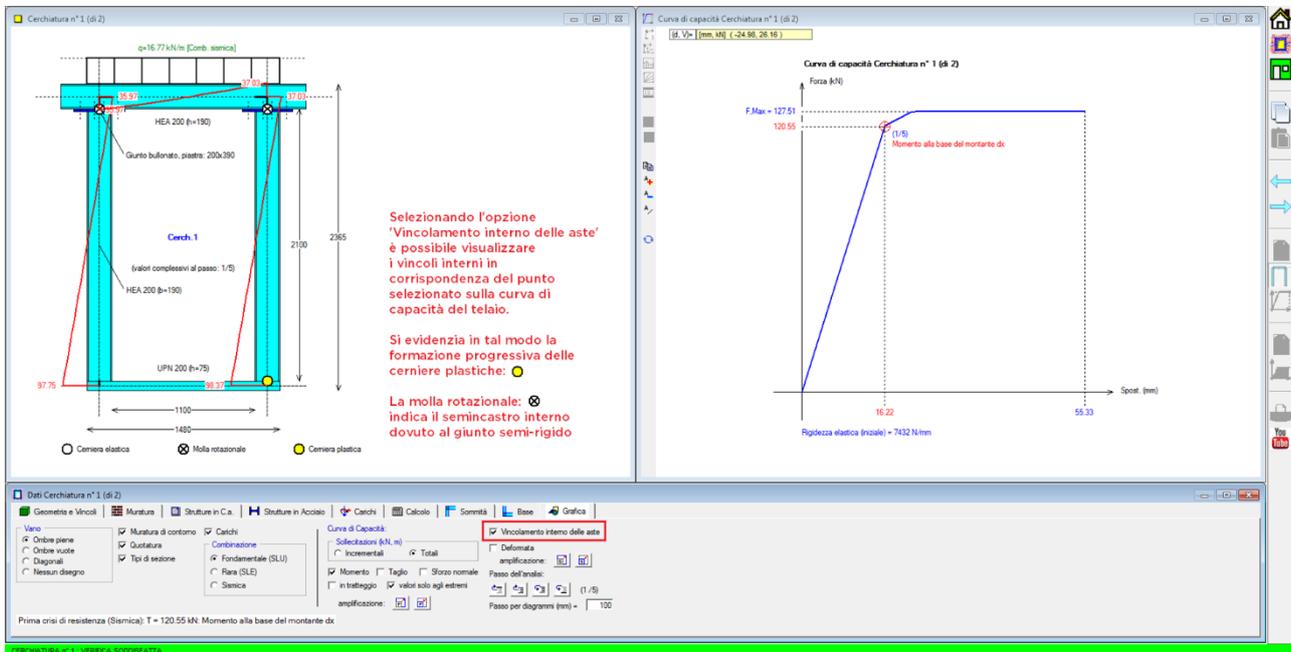
### B.5.1.8. Scheda GRAFICA



**Fig. B.5.32.** Finestra Cerchiature: scheda Grafica

Nella scheda Grafica vengono selezionati parametri di rappresentazione grafica dei dati. La selezione dei comandi ha effetto immediato nei disegni rappresentati nelle finestre grafiche. Poiché l'**output su file dxf** riproduce fedelmente quanto visualizzato nella finestra grafica corrente, selezionare preventivamente questi parametri per determinare le caratteristiche del disegno in output (ad esempio, per ottenere un disegno su dxf quotato occorre che l'opzione 'Quotatura' sia attivata).

Fra le varie opzioni, è possibile visualizzare i carichi agenti sull'architrave in funzione della combinazione di carico scelta (Fundamentale, Rara e Sismica), e selezionare il "Vincolamento interno delle aste" attraverso il quale è possibile osservare la formazione delle cerniere all'interno del telaio.



**Fig. B.5.33.** Finestra Cerchiature: scheda Grafica. Vincolamento delle aste

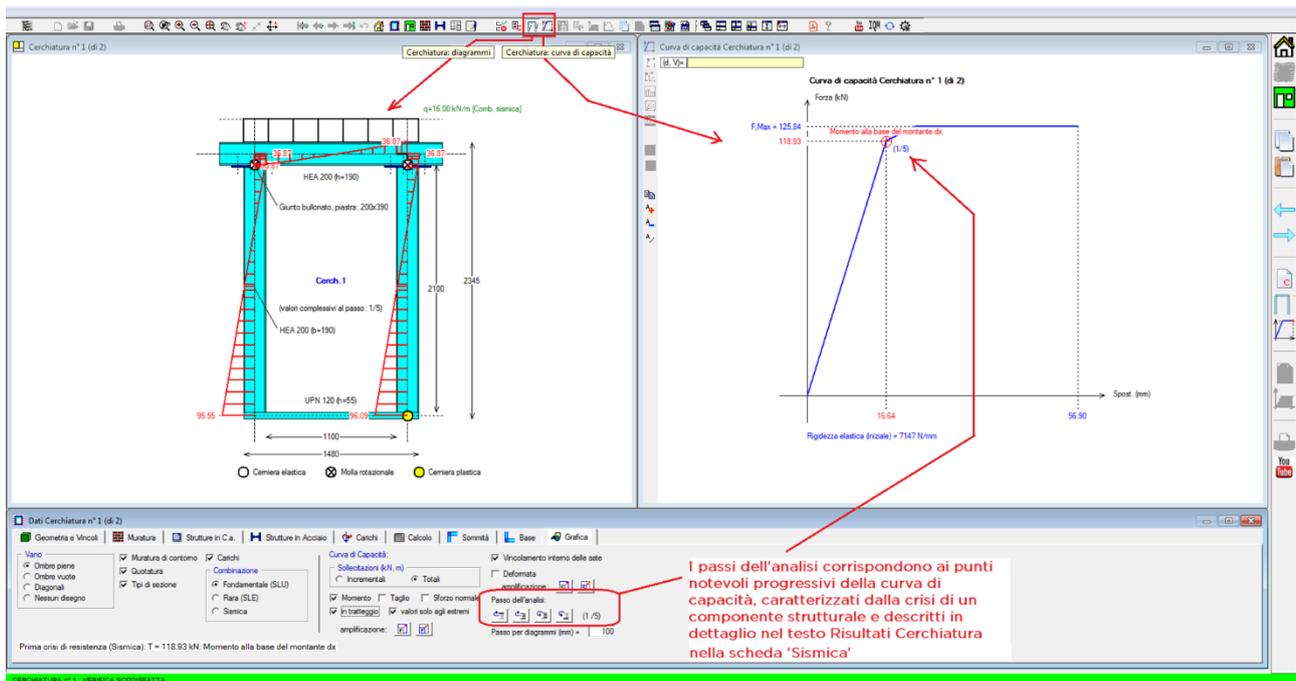
Il comportamento strutturale del telaio viene descritto dalla sua **curva di capacità** e dallo stato di sollecitazione e deformazione in corrispondenza di ogni punto della curva. Tramite la scheda 'Grafica' è possibile selezionare il passo incrementale di interesse, corrispondente ad un punto notevole della curva di capacità (punto che segna una crisi), e visualizzare sollecitazioni e spostamenti, come in figura seguente.

Per **selezionare il passo** sono disponibili appositi pulsanti:



, rispettivamente: Passo Iniziale, Precedente, Successivo, Ultimo passo.

In alternativa ai pulsanti, è possibile **fare clic con il tasto destro del mouse** sul disegno (nella finestra grafica a destra) della curva di capacità, in prossimità del punto che si vuole evidenziare.



**Fig. B.5.34.** Finestra Cerchiature: scheda Grafica. Sollecitazioni e Curva di capacità della cerchiatura

## B.5.2. Menu MODIFICA



**Fig. B.5.35.** Finestra Cerchiature: menu Modifica

I comandi di aggiunta o inserimento pongono in linea una nuova cerchiatura, i cui dati vengono preimpostati da ACM: essi ovviamente verranno modificati dall'Utente in base al caso analizzato.

**Aggiungi** = Aggiunge una cerchiatura per il Progetto analizzato, facendola divenire la cerchiatura corrente.

**Inserisci** = Inserisce una cerchiatura nella posizione corrente, scalando quindi di uno verso il basso la numerazione di tutte le Cerchiature ad essa successive.

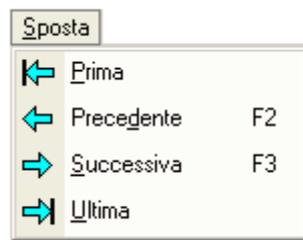
**Taglia** = Elimina la cerchiatura corrente, ponendola in memoria.

**Copia** = Pone in memoria la cerchiatura corrente.

**Incolla** = Incolla la cerchiatura presente in memoria. Utilizzando Copia e Incolla, associati a Inserisci o Aggiungi, è possibile spostare dati di Cerchiature, anche fra edifici diversi.

**Elimina** = Elimina la cerchiatura corrente, senza porla in memoria.

### B.5.3. Menu SPOSTA



**Fig. B.5.36.** Finestra Cerchiature: menu Sposta

Il menu Sposta consente lo spostamento alla cerchiatura successiva o precedente rispetto a quella visualizzata, cambiando quindi la cerchiatura corrente. Se nel Progetto è presente una sola cerchiatura, ovviamente questo menu risulta ininfluente.

E' possibile scorrere le diverse Cerchiature utilizzando i tasti di scelta rapida F2, F3.

In alternativa, possono essere utilizzati i pulsanti della Barra degli Strumenti:

← Prima, ← Precedente, → Successiva, → Ultima.

## B.6. FINESTRA PARETI

La finestra Pareti contiene la gestione dei dati riguardanti le pareti murarie oggetto di studio, contenenti o meno le cerchiature già definite nella finestra Cerchiature.

### B.6.1. Dati PARETI

I dati Pareti si possono riferire, per un progetto, a una o più pareti analizzate per il progetto corrispondente. Nel titolo della finestra viene indicata la **parete corrente**, della quale vengono mostrati i dati.

Attraverso i comandi del menu Sposta (oppure i pulsanti della Barra degli Strumenti: Prima, Precedente, Successiva, Ultima), è possibile visualizzare le altre pareti presenti nel progetto corrente; i comandi del menu Modifica consentono invece l'aggiunta o l'eliminazione di altre pareti. Come per le Cerchiature, anche per le Pareti i dati sono organizzati in schede. **Le schede Geometria, Muratura, Carichi, Aperture-Maschi sono distinte per lo Stato Attuale e per lo Stato di Progetto; le schede Calcolo (1) (2) (3) (4) e Grafica sono invece univoche.**

Per i dati Pareti, si considerano due Stati: Attuale e di Progetto, nel cui confronto consiste la valutazione di sicurezza.

Nei paragrafi seguenti, nelle figure sono riportate le schede corrispondenti allo Stato Attuale; le schede dello Stato di Progetto presentano in aggiunta il pulsante di comando: "**Copia Stato Attuale**" per unificare immediatamente i valori dei parametri della scheda visualizzata a quelli corrispondenti dello Stato Attuale.

#### B.6.1.1. Scheda GEOMETRIA

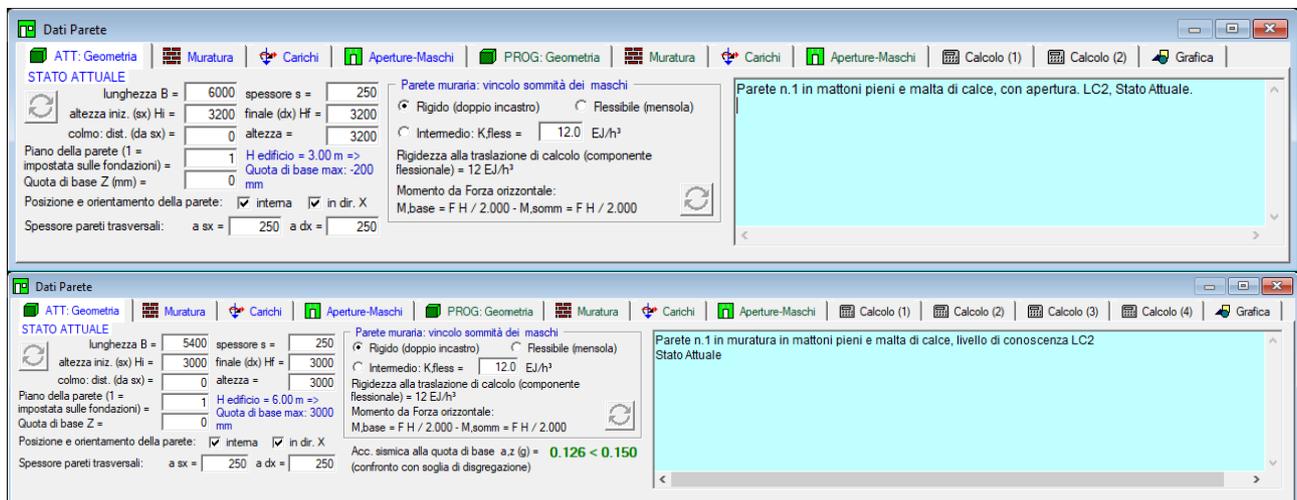


Fig. B.6.1. Finestra Pareti. Stato Attuale: scheda Geometria

**Dimensioni parete B, Hi, Hf, s, altezza colmo, distanza da sx colmo** = dimensioni globali della parete. E' possibile descrivere in maniera accurata anche le pareti sottostanti la copertura, aventi sommità inclinata, eventualmente con colmo. La parete può essere piena oppure contenere fori definiti dalla scheda Aperture.

Lo **spessore** si riferisce alla parete nel suo complesso. Per schematizzare pareti aventi spessore variabile, occorre modificare lo spessore dei maschi murari costituenti la parete nella finestra

'Maschi murari' apribile dalla scheda Aperture-Maschi.

Spesso, tuttavia, nel caso di una discontinuità di spessore in una parete esistente sottoposta ad intervento, si opera distinguendo due pareti, a causa delle possibili zone d'innescò di lesione in corrispondenza della variazione di spessore che verrebbero comunque a determinare un comportamento statico indipendente delle due parti. Come ulteriore alternativa, si può scegliere uno spessore medio.

Il **Piano della parete** è il piano dell'edificio a cui si trova la parete. Per piano 1 si intende il piano terreno o più in generale il piano che si imposta sulle fondazioni. Il piano che nel linguaggio corrente, ad esempio, viene denominato 'piano primo' è quindi il piano 2 di calcolo (1=terreno, 2=piano primo). Questo stesso criterio determina il numero di piani dell'edificio inserito nei Dati Progetto (vd. [p.B.3.1.1](#)).

La **Quota di base** è l'altezza della base della parete rispetto alla quota di inizio delle azioni sismiche (quota di fondazione). Essa non può essere superiore ad una quota pari all'altezza dell'edificio (specificata nei Parametri di Calcolo, scheda Generali: vd. dati Progetto) meno l'altezza della parete stessa (calcolata come la minore fra l'altezza della parete allo Stato Attuale e l'altezza allo Stato di Progetto: quasi sempre esse sono uguali, ma viene considerata la minore poiché è possibile specificare altezze diverse tra i due Stati). Un'apposita etichetta, posta in basso nella scheda, evidenzia l'altezza dell'edificio ed il valore limite che può assumere la Quota di base coerentemente con i dati in input correnti.

**Posizione ed Orientamento della parete:** individuano la parete nella pianta dell'edificio. Dal punto di vista della posizione, la parete può essere interna o esterna. La qualifica 'esterna' significa che la parete è posta nel perimetro murario, ossia appartiene ad un prospetto. Questo ne determina il controllo dimensionale sui maschi di bordo che non devono presentare base (corrispondente alla mazzetta) inferiore a 1.00 m. compreso lo spessore del muro ortogonale, oltre al requisito di non essere mai inferiore a 50 cm. (valido sia per parete esterna che interna). L'Orientamento colloca la parete lungo la direzione X o Y; nello stesso file, riferito ad un edificio, possono essere studiate più pareti diversamente orientate. Nel caso che il singolo intervento non possa avere carattere locale e si valuti quindi la possibilità di inquadrarlo come miglioramento, saranno utilizzate le valutazioni della capacità in termini di PGA attraverso lo spettro di piano nella cui formulazione entra il periodo proprio dell'edificio nella direzione considerata, X o Y.

**Spessore pareti trasversali:** indica lo spessore dei muri trasversali (ortogonali) ai bordi della parete oggetto di studio, che ne delimitano i confini. Lo spessore delle pareti trasversali interviene nel controllo della larghezza delle mazzette (murature ai bordi) sopra descritto.

**Vincolo in sommità della parete muraria** = tipo di vincolamento della parete. Si distinguono due casi notevoli: rigido (doppio incastro) e flessibile (mensola), che determinano rispettivamente un valore del coefficiente di rigidezza alla traslazione (componente flessionale) pari a 12 e 3. In alternativa, è possibile definire un valore intermedio (semincastro in sommità).

In corrispondenza del tipo di vincolamento, vengono espressi i valori dei momenti determinati da una forza orizzontale alla base e in sommità del muro. Nei calcoli di elaborazione, per ogni maschio sarà considerato il proprio vincolamento, derivante direttamente dal vincolo della parete globale oppure opportunamente modificato nella tabella dei Dati Maschi.

Per quanto riguarda eventuali cerchiature inserite all'interno della parete (tramite la definizione

nella scheda Aperture/Maschi), ACM considera la corrispondente curva di capacità, caratterizzata da una rigidità elastica iniziale, e da successivi degradi dipendenti dalle possibili crisi (momenti e tagli nelle aste e/o nei giunti). Nel caso di giunto semi-rigido lo schema risolutivo del telaio di cerchiatura, che può essere chiuso o a portale, contiene un vincolamento interno a molla rotazionale.

**Accelerazione sismica alla quota di base** = l'etichetta (non in input) riporta l'accelerazione sismica strutturale, ossia alla quota di base della parete, calcolata tramite spettro di piano. Se la parete è posta a piano terra, l'accelerazione alla base coincide con PGA per SLV, altrimenti il valore  $a_z$  alla quota  $Z > 0$  coincide con l'accelerazione di ancoraggio calcolata tramite la formulazione di Normativa [C7.2.7].

L'etichetta riporta il confronto con l'accelerazione considerata come soglia di disgregazione, definita in input nei Parametri di Calcolo e Sismici. Per pareti aventi indice di qualità muraria IQM fuori piano  $\leq 4$ , il superamento di tale soglia determina l'attivazione del meccanismo di disgregazione, rappresentato attraverso la modellazione elasto-fragile del comportamento meccanico del maschio. Se l'accelerazione strutturale alla base è inferiore alla soglia di disgregazione il confronto è riportato in colore verde, altrimenti in colore rosso.

L'argomento è trattato nel documento di approfondimento contenuto nella sezione Articoli tecnico-scientifici: [Interventi locali su murature scadenti: disgregazione, ristilatura dei giunti.](#)

**Commento** = Testo opzionale associato alla parete corrente, allo scopo di identificarne le caratteristiche.

### B.6.1.2. Scheda MURATURA

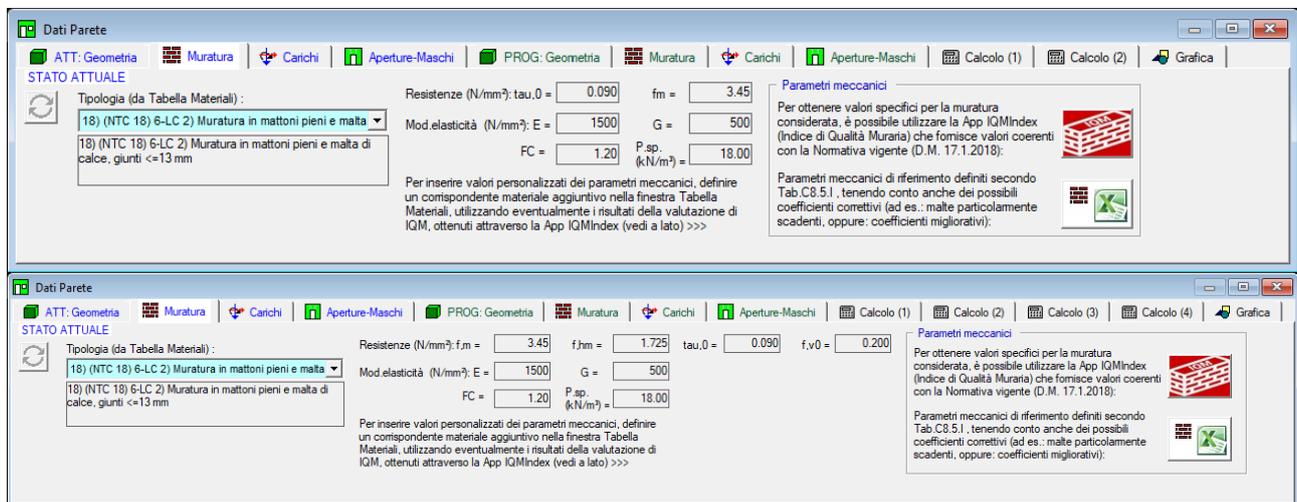


Fig. B.6.2. Finestra Pareti. Stato Attuale: scheda Muratura

**Tipologia** = numero e descrizione di identificazione del tipo di materiale costituente la parete. Collega il materiale della parete muraria ai dati inseriti nella Tabella dei Materiali. *Per compatibilità con Tabelle Materiali di altri software della AEDES, per predefinitone, si ha: 1. Cemento Armato; 2. Acciaio.* Tutti i tipi successivi si riferiscono invece a murature. **In ACM i tipi 1 e 2 non hanno quindi significato, poiché la parete analizzata deve essere in muratura; pertanto ne viene impedita la selezione.**

La scelta di una tipologia determina i corrispondenti valori dei **parametri rappresentativi del materiale**: resistenze medie a taglio ed a compressione; moduli di elasticità di Young E e tangenziale G; fattore di confidenza  $F_c$ ; peso specifico. Tali valori non sono modificabili in quanto corrispondenti alla muratura scelta nell'elenco, formato dalle tipologie contenute nella Tabella Materiali.

Si ricorda che i valori corrispondenti a LC1 sono uguali ai valori minimi forniti nella tabella C8.5.I della Circ. 7/2019, mentre a LC2 corrisponde la media fra il valore massimo e quello minimo della tabella C8.5.I.

Selezionando un materiale, i dati dei maschi murari corrispondenti si aggiornano automaticamente in base ai dati di riferimento del materiale, contenuti nella Tabella Materiali.

Tuttavia, **i dati dei maschi sono singolarmente modificabili** attraverso input/modifica nella scheda Aperture-Maschi.

Dopo eventuali singole modifiche, è disponibile il comando di Reimpostazione



che reimposta automaticamente tutti i dati dei maschi in base ai dati di riferimento del materiale.

Come per ogni altra modifica dei dati, selezionando dalla casella a discesa un particolare tipo di muratura (anche semplicemente **scorrendo le tipologie elencate**), **i risultati vengono automaticamente aggiornati**.

Il **fattore di Confidenza  $F_c$**  dipende dal Livello di Conoscenza ed è finalizzato alla riduzione cautelativa delle resistenze di progetto.  $F_c=1.35$  per LC1, 1.20 per LC2 e 1.00 per LC3 (D.M. 17.1.2018, § 8.5.4 e Circ. 7/2019, § C8.5.4). La Direttiva P.C.M. del 9.2.2011 sui beni monumentali (in §4.2) prevede la possibilità di diversi valori di  $F_c$ , in ogni caso compresi fra 1.00 e 1.35, composti da vari contributi (fattori di confidenza parziali).

 **Attenzione** Il materiale viene scelto dall'elenco archiviato nella Tabella Materiali (che può essere consultata dalla finestra Materiali), memorizzato facendo riferimento ad un certo livello di conoscenza (LC1 o LC2). **Ad ogni materiale è stato associato il fattore di confidenza  $F_c$ , nella tabella materiali** (ad esempio 1.20 per LC2 e 1.35 per LC1). ■

### B.6.1.3. Scheda CARICHI

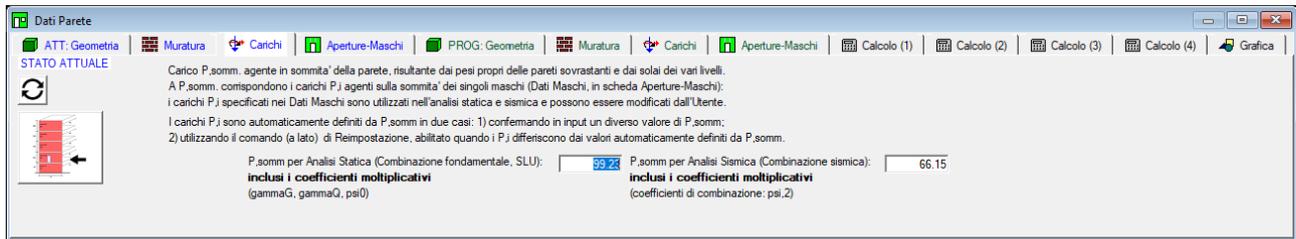


Fig. B.6.3. Finestra Pareti. Stato Attuale: scheda Carichi

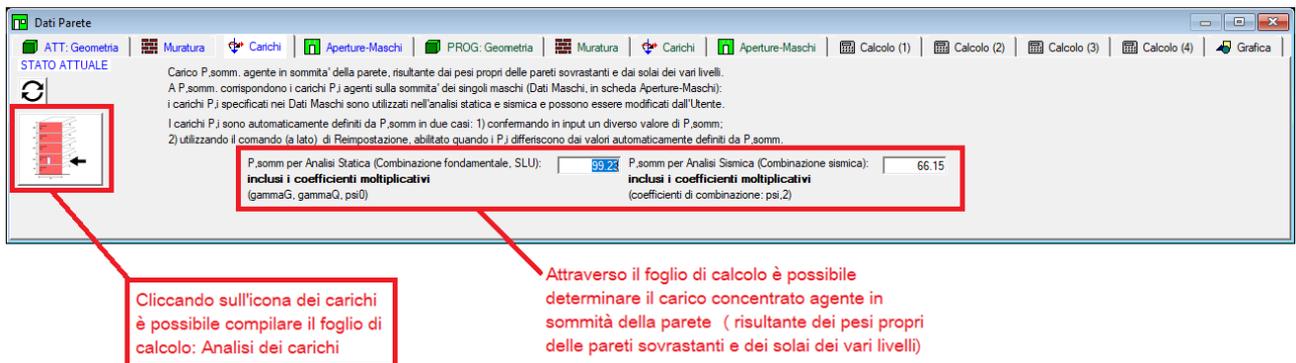


Fig. B.6.4. Finestra Pareti. Stato Attuale: foglio di calcolo

Nella scheda Carichi viene specificata la **risultante  $P_{somm}$  dei carichi agenti globalmente sulla sommità della parete muraria**, risultante dai pesi propri delle pareti sovrastanti e dai solai dei vari livelli. A  $P_{somm}$  corrispondono - attraverso una ripartizione eseguita in base alle dimensioni in pianta, ossia all'area di influenza - i carichi  $P_{i}$  agenti sulla sommità dei singoli maschi (Dati Maschi, in scheda Aperture-Maschi). I carichi  $P_{i}$  specificati nei Dati Maschi sono utilizzati nell'analisi statica e sismica e possono essere modificati dall'Utente. Nei calcoli di elaborazione, per ogni maschio saranno considerati i propri carichi, derivanti direttamente dai carichi della parete globale oppure opportunamente modificati.

Il carico in sommità della parete si distingue in due tipologie:

- $P_{somm}$  per Analisi Statica (Combinazione fondamentale, SLU); il valore specificato include i coefficienti moltiplicativi:  $\gamma_G, \gamma_Q, \psi_0$ ;
- $P_{somm}$  per Analisi Sismica (Combinazione sismica); il valore specificato include i coefficienti moltiplicativi  $\psi_2$ .

I valori dei carichi in input per le due combinazioni di riferimento, che come già osservato contengono i coefficienti moltiplicativi, possono essere calcolati attraverso un foglio di calcolo ausiliario, per Excel, che ACM rende disponibile attraverso un apposito pulsante di comando. I valori ricavati sono stati già combinati secondo le due combinazioni di carico.

Il foglio di calcolo relativo all'Analisi dei carichi è stato già trattato in [p.B.5.1.5](#); maggiori informazioni sui fogli di calcolo allegati al programma sono riportate in [p.E.1.2](#). In ogni caso, le resistenze dei maschi vengono calcolate in base ai valori dei carichi in sommità ai singoli maschi stessi. **La grafica dei Dati della Parete evidenzia le risultanti dei carichi in sommità competenti a ciascun maschio utilizzate nel calcolo.**



**Attenzione** La **risultante dei carichi agenti globalmente sulla sommità della parete muraria** viene distribuita tra i maschi murari in base alle aree di influenza, calcolate attribuendo ad ogni maschio affiancato da aperture la competenza di una zona delimitata dalla mezzeria delle aperture adiacenti.

Tale operazione di attribuzione del carico ai maschi viene eseguita anche quando in un'apertura è presente un telaio di cerchiatura. D'altra parte, nella finestra Cerchiature, il telaio stesso sarà stato analizzato sotto l'azione di un carico. In altre parole, ha luogo una ripetizione del carico sul telaio fra la parte di ACM che analizza il telaio e quella che studia la parete.

Tuttavia, si deve considerare che i due calcoli (**analisi del telaio di cerchiatura e analisi della parete**) sono effettuati in modo disaccoppiato, e per ognuno dei due viene utilizzata la configurazione di carico più sfavorevole. Sul telaio agirà effettivamente almeno una quota parte del carico agente in sommità della parete in cui si troverà inserito; applicando quindi un carico sull'architrave si agisce in modo coerente con la reale configurazione di carico.

Quando invece si studia la parete, distribuendo il carico complessivo fra i maschi murari si avrà modo di valutare il massimo carico statico che può agire sui maschi stessi (tale carico, per ogni maschio, viene gestito nella finestra Aperture-Maschi). Dal punto di vista sismico, possono aversi valori di N un poco superiori al valore reale (da cui una maggiore resistenza a Taglio), aspetto compensato dal fatto che nel calcolo per azioni orizzontali maschio e telaio sono considerati in parallelo senza l'effetto di connessione (tipo 'sezione composta') fra muratura e acciaio o c.a. del telaio che renderebbe migliore la prestazione della parete nel suo insieme.

**In definitiva, si opera a favore di sicurezza nel seguente modo:**

- a) il **telaio di cerchiatura** viene calcolato con il carico effettivamente agente sull'architrave;
- b) la **parete** viene calcolata suddividendo tutto il carico agente sulla sommità fra i maschi murari; maschi e telai sono considerati reagenti in parallelo, e collaborano solo ai fini della resistenza sismica;
- c) di conseguenza, l'**analisi statica di una parete contenente telai di cerchiatura** mostra tensioni cautelative ed è caratterizzata dai seguenti criteri:
  - per i maschi murari reagenti affiancati da telai di cerchiatura la tensione statica viene calcolata, a favore di sicurezza, supponendo che il carico verticale agente in sommità della parete in corrispondenza del maschio venga sostenuto dal maschio stesso, prescindendo dalla collaborazione con il telaio di cerchiatura.
  - per i maschi non reagenti (maschi snelli secondo le opzioni specificate nella scheda Calcolo dei Dati Pareti) aventi a fianco un telaio di cerchiatura: diversamente dai maschi tozzi, per non eccedere a favore di sicurezza (ottenendo verifiche non soddisfatte ma non realistiche) è possibile prendere in considerazione il fatto che il carico verticale in realtà sia sostenuto insieme al telaio. Di conseguenza, è possibile trascurare le tensioni statiche teoricamente valutate da ACM considerando che il maschio sostenga da solo il carico in sommità. Nei risultati dell'analisi statica della parete, tali tensioni trascurabili vengono indicate in colore grigio (un caso è illustrato in C.2: [esempio guidato](#)).

Si è finora affermato che la parete viene calcolata suddividendo tutto il carico agente sulla sommità fra i maschi murari. **Esiste tuttavia la possibilità di attribuire ai maschi adiacenti ad un telaio un carico inferiore in considerazione della parte sostenuta direttamente dai montanti del telaio:** a tal fine è disponibile nei Dati Aperture assume il check 'Carico su maschi' (vd. [p.B.6.1.4.1](#)).

Questa opzione offre la possibilità di definire se il carico sull'architrave del telaio di cerchiatura viene trasmesso al muro adiacente o meno. Se il check non è selezionato, il carico competente all'architrave viene applicato sul solo montante e quindi la tensione normale nel maschio murario diminuisce rispetto alla scelta opposta, descritta in precedenza, con conseguenze che possono essere favorevoli e più realistiche nei confronti delle sollecitazioni verticali nei maschi adiacenti ai telai e quindi nelle verifiche statiche dei maschi stessi.

In ACM è comunque possibile attribuire a ciascun maschio il carico desiderato (attraverso la scheda Aperture-Maschi dei Dati Parete), e prescindere o meno dal considerare non reagenti i maschi snelli (opzione della scheda Calcolo dei Dati Parete). Per l'Utente è quindi disponibile un'ampia gamma di opzioni per descrivere adeguatamente l'assetto statico della propria parete da analizzare. ■

#### B.6.1.4. Scheda APERTURE - MASCHI

ACM permette la definizione di un numero di aperture a piacere. I dati sulle aperture vengono inseriti in input nella tabella apposita, aperta dal comando 'Dati Aperture e Fasce' (p.B.6.1.4.1), dove è possibile aggiungere, inserire o eliminare aperture; le aperture valide determinano l'assetto della parete ed il valore associato all'etichetta 'N° aperture'. Il numero dei maschi è sempre superiore di 1 al numero delle aperture; non è infatti previsto il caso anomalo in cui la parete inizi da un'apertura: si dovrà sempre considerare almeno una fascia muraria, anche se di ridotte dimensioni, ai bordi sinistro e destro della parete (maschi estremi).



Fig. B.6.5. Finestra Pareti. Stato Attuale: scheda Aperture-Maschi

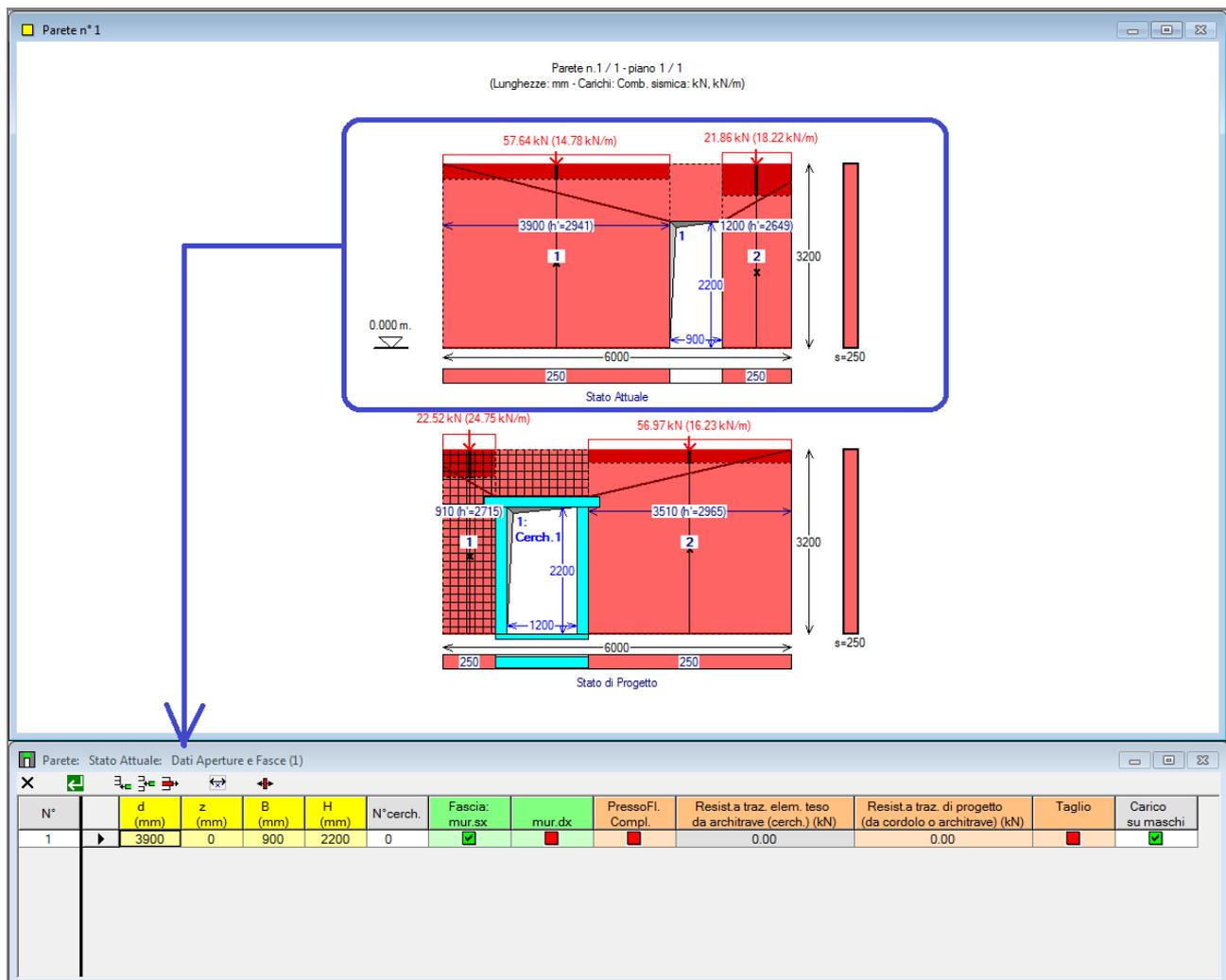
In ACM si potrebbe procedere senza occuparsi dei dati particolari di ogni maschio murario e trattando così i soli dati relativi alla **parete piena con i suoi fori** (la realtà fisica del problema). Ma questa impostazione non consente la rappresentazione delle **disomogeneità interne** alla parete (maschi murari aventi ad esempio diverso materiale, o carico): per tale motivo ACM permette la modifica dei maschi murari, inizialmente preimpostati dai dati complessivi della parete, secondo quanto specificato più avanti in p.B.6.1.4.2.

E' possibile definire maschi murari contigui, ad esempio per variazione di materiale o di carico: tale configurazione può essere ottenuta utilizzando il comando di suddivisione di un maschio originario (cfr. p.B.6.1.4.2). I maschi contigui sono divisi da una linea di 'apertura' convenzionale (di dimensioni piccolissime, cioè 1-2 mm.). Attraverso un apposito parametro, è possibile **assemblare la loro rigidezza flessionale**, amplificando il momento d'inerzia di ogni singolo maschio (e quindi la sua rigidezza flessionale), in modo tale che la somma delle inerzie dei maschi sia pari all'inerzia del maschio assemblato. Indicando con:  $s_i$  lo spessore della parete,  $b_i$  la base del singolo maschio da assemblare,  $s$  e  $b$ : spessore e base del maschio complessivo, il coefficiente amplificativo è pari a:  $[ sb^3 / \sum(s_i b_i^3) ]$ , con:  $b = \sum b_i$ ,  $s = \sum (s_i b_i) / b$ .

Nella scheda Aperture-Maschi sono presenti inoltre alcune importanti opzioni relative alla definizione delle zone rigide di estremità dei maschi murari (cfr. [p.B.6.1.4.2](#)).

### B.6.1.4.1. DATI APERTURE E FASCE

Il numero dell'aperture presenti nella parete viene definito direttamente all'interno dei "Dati Aperture e Fasce". Tramite appositi comandi presenti nella barra degli strumenti, è possibile inserire un'apertura dopo l'ultima, inserire un'apertura prima della corrente, eliminare un'apertura e quotare l'apertura. Ad ogni apertura corrisponde una fascia muraria sovrastante: appositi dati consentono la caratterizzazione delle fasce.



**Fig. B.6.6.** Finestra Aperture

I comandi della barra degli strumenti sono i seguenti:

X = Chiudi senza confermare

↵ = Conferma e chiudi

➕ = Aggiungi apertura dopo l'ultima

➕ = Inserisci apertura prima della corrente

➖ = Elimina apertura

↔ = Quotatura dinamica

↕ = Trazione dell'architrave

## Dimensioni:

**d, z** = distanza dell'apertura dalla parete, rispettivamente: dal bordo sinistro (d) e dal bordo inferiore (z) della parete globale;

**B, H** = larghezza e altezza dell'apertura.

Queste dimensioni si riferiscono sempre al **vano netto (vuoto) dell'apertura anche in presenza di cerchiatura**. Non includono quindi gli ingombri dei montanti, dell'architrave e del traverso inferiore dell'eventuale cerchiatura; l'ingombro della cerchiatura viene gestito automaticamente da ACM, e di tale ingombro si tiene conto nella definizione dei maschi murari, sempre considerati al netto delle strutture della cerchiatura.

★ **Importante!** Definendo le dimensioni delle aperture risultano per conseguenza definite le dimensioni dei maschi murari.

File: Immagine - Finita 1

Parete n° 1

Parete n. 1 / 1 - piano 1 / 1  
(Lunghezze mm - Carichi Comb. statica kN, kN/m)  
(Pulsante statica +X)

94.58 kN 57.64 kN 21.96 kN

0.000 m

Stato Attuale

109.29 kN 66.22 kN

Stato di Progetto

Segnalazione dell'anomalia di mazzetta muraria di larghezza inferiore a 50 cm

Pulsante di warning fornisce informazioni sulle anomalie rilevate nelle pareti di bordo

Aedes.ACM - Dati Pareti

⚠ Parete muraria interna:  
anomalia per le dimensioni della muratura ai bordi (mm):  
- Stato di Progetto:  
a sx: mazzetta muraria = 210 < 500

OK

ANALISI SISMICA: COEFFICIENTI DI SICUREZZA parete n° 1  
[Rigidità: N/mm - Forza ultima: kN - Spostamento: mm - Energia dissipata: J/N·m]

ANALISI SISMICA NEL VERSO +X

Attuale Progetto Rapporto(C.Sic.)

Rigid. K 199399 195190 0.970 compreso fra -15% e + 15% (-9.0%)

Resist.F 94.58 109.29 1.156 compreso fra 0% e + 50% (+15.0%)

Spost.GLV 11.02 11.24 1.020 compreso fra 0% e + 50% (+2.0%)

Spost.GLD 1.03 1.20 1.165 compreso fra 0% e + 50% (+16.5%)

En.diss.) 996.09 1163.99 1.169 compreso fra 0% e + 50% (+16.9%)

VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti su:

- rigidità
- resistenza
- capacità di spostamento per GLV

PARETE n° 1 - ANALISI SISMICA -X- VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

| N° | d (mm) | z (mm) | B (mm) | H (mm) | N°cerch. | Fascia: mur ex | mur dx | PressoFI: Compl. | Resist.a traz. elem. lesa da architrave (cerch.) (kN) | Resist.a traz. di progetto (da cordolo o architrave) (kN) | Taglio su maschi | Carico su maschi | Rinforzo con FRCM |
|----|--------|--------|--------|--------|----------|----------------|--------|------------------|---|---|------------------|------------------|-------------------|
| 1  | 400    | 0      | 1200   | 2200   | 1        |                |        |                  | 1204.10   | 0.00  |                  |                  |                   |

PARETE n° 1 - VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

**Fig. B.6.7.** Anomalie per la dimensione della parete di bordo

ACM segnala eventuali **anomalie nelle dimensioni di base dei maschi di bordo**.

Queste riguardano il caso della mazzetta minore di 50 cm., valido per tutte le pareti (interne ed esterne) e per le pareti esterne (perimetrali) il caso della dimensione della mazzetta inferiore a 100 cm. comprendendo lo spessore del muro trasversale che definisce i confini della parete studiata.

Queste limitazioni, coerenti con le indicazioni normative del D.M. 17.1.2018 e degli Orientamenti della Regione Toscana, indicano la necessità di evitare negli Stati di Progetto aperture, anche cerchiare, che siano troppo vicine al bordo, con conseguente effetto di indebolimento dell'organismo resistente murario nel suo insieme. ■

**N° cerchiatura** = tipo di telaio previsto per l'apertura. Una casella a discesa propone tutte le cerchiature (e le eventuali sole architravi) disponibili per il progetto corrente; il numero della cerchiatura può anche essere direttamente digitato in input (l'elenco include anche eventuali sole architravi).

Il numero 0 indica convenzionalmente un'apertura senza cerchiatura o architrave definita nei Dati Cerchiature.

Il numero di cerchiatura specificato deve essere effettivamente presente nei dati del progetto corrente affinché si attui il collegamento fra parete e cerchiature. Non vi è alcuna relazione obbligatoria fra Stato Attuale o di Progetto e cerchiature definite per il progetto corrente: ognuna di esse può essere inserita nei dati di una parete, sia allo stato attuale come che allo stato di progetto.

 **Importante!** Se alle aperture vengono attribuiti parametri non coerenti con le dimensioni della parete (ad esempio, se la somma di z (distanza dal bordo inferiore della parete) e di H (altezza di apertura) supera l'altezza della parete stessa, oppure se si inserisce una cerchiatura che fisicamente corrispondente ad un'altezza di muratura eliminata maggiore dell'altezza della parete), esse vengono scartate. Opportuni messaggi indicano che è stato inserito un dato non valido. ■

**Fascia mur.sx, mur.dx** = determina il materiale della fascia, uguagliandolo alla muratura del maschio di sinistra o di destra.

**PressoFI.Compl, Taglio** = cliccando sull'icona è possibile attivare la verifica a Pressoflessione complanare ed a Taglio della fascia.

| Fascia:<br>mur.sx | mur.dx | PressoFI.<br>Compl. | Resist.a traz. elem. teso<br>da architrave (cerch.) (kN) | Resist.a traz. di progetto<br>(da cordolo o architrave) (kN) | Taglio | Carico<br>su maschi |
|-------------------|--------|---------------------|--|--|--------|---------------------|
| ✔                 | ❌      | ❌                   | 0.00   | 0.00   | ❌      | ✔                   |

**Fig. B.6.8.** Dati per resistenza e verifica delle fasce murarie

**Resistenza a traz. elem. teso da architrave (cerch.)** = campo non editabile: se l'architrave è inserita, viene calcolata dal programma la sua resistenza a trazione.

**Resistenza a traz. di progetto (da cordolo o architrave)** = campo editabile. Attraverso il tasto  è possibile inserire il valore della resistenza a trazione dell'architrave come resistenza di progetto a trazione. In ogni caso l'Utente può modificare il valore della resistenza di progetto in funzione dell'informazioni sulla struttura.

**Carico su maschi** = il check offre la possibilità di definire se il carico sull'architrave del telaio di cerchiatura viene trasmesso al muro adiacente o meno. In caso negativo, il carico competente all'architrave viene applicato sul solo montante e quindi la tensione normale nel maschio murario diminuisce rispetto alla scelta opposta, con conseguenze che possono essere favorevoli e più

realistiche nei confronti delle sollecitazioni verticali nei maschi adiacenti ai telai e quindi nelle verifiche statiche dei maschi stessi.

### B.6.1.4.2. DATI MASCHI

I comandi della barra degli strumenti sono i seguenti:

-  = Chiudi senza confermare
-  = Conferma e chiudi

**Edit** = campo dedicato ad un pulsante che consente la divisione del maschio in due parti (uguali o diverse: in questo secondo caso viene specificata la lunghezza del primo maschio) o l'unione col successivo. In ACM la divisione di un maschio corrisponde alla creazione di un'"apertura" virtuale consistente in una 'linea' di divisione (p.es. una frattura verticale o una discontinuità di spessore) di larghezza piccolissima (1-2 mm.), a tutt'altezza della parete. Unendo un maschio con quello successivo verrà eliminata l'apertura precedentemente interposta (qualsiasi siano le dimensioni dell'apertura e l'eventuale telaio in essa presente).

Questi comandi modificano in modo significativo i dati. Durante la fase di input/modifica è possibile uscire dalla tabella dei Dati Maschi senza confermare (pulsante  della barra degli strumenti associata alla tabella), tornando all'assetto della parete precedente l'apertura della tabella Dati Maschi. Chiudendo invece la tabella confermando le modifiche (pulsante ) , queste ultime vengono memorizzate nei dati del Progetto. A questo punto è comunque ancora possibile annullare l'ultima modifica e tornare alla configurazione precedente, attraverso il comando 'Annulla ultima modifica' del menu Esegui della finestra Progetto.

Questo pulsante della colonna Edit consente l'accesso a tre comandi relativi alla geometria dei maschi murari: "Dividi in due maschi uguali", "Dividi in due maschi" e "Unisci al maschio seguente"

I dati in corso di modifica vengono identificati in grassetto



| N° | Edit | Sim. seg.                           | B (mm) | H (mm) | Zona rig. inf. (mm) | Zona rig. sup. (mm) | s (mm) | K x in xEJ/h² | P.somm. SLU (kN) | P.somm. SEd (kN) | sp.o (N/mm²) | sp.v (N/mm²) | Tipol. | F.C   | f <sub>m</sub> (N/mm²) | f <sub>tm</sub> (N/mm²) | tau.0 (N/mm²) | N.0 (N/mm²) | f <sub>b</sub> (N/mm²) | (m) coeff. ale. | (phi) coeff. | f <sub>t</sub> (N/mm²) | E (N/mm²) | G (N/mm²) | p.a. (N/mm²) |
|----|------|-------------------------------------|--------|--------|---------------------|---------------------|--------|---------------|------------------|------------------|--------------|--------------|--------|-------|------------------------|-------------------------|---------------|-------------|------------------------|-----------------|--------------|------------------------|-----------|-----------|--------------|
| 1  |      | <input checked="" type="checkbox"/> | 3900   | 3000   | 0                   | 200                 | 250    | 12.0          | 79.93            | <b>54.00</b>     | 0.00         | 0.00         | 18     | 1.200 | 3.45                   | 1.725                   | 0.090         | 0.200       | 10.000                 | 0.577           | 1.000        | 0.345                  | 1500      | 500       | 18.00        |
| 2  |      | <input checked="" type="checkbox"/> | 600    | 3000   | 0                   | 574                 | 250    | 12.0          | 19.29            | 12.88            | 0.00         | 0.00         | 18     | 1.200 | 3.45                   | 1.725                   | 0.090         | 0.200       | 10.000                 | 0.577           | 1.000        | 0.345                  | 1500      | 500       | 18.00        |

| N° | Malta scadente           | Nucleo scadente          | Malta buona              | Ricorsi o listature      | Connessione trasversale  | Distoni artificiali      | Tiranti antispuls.       | Iniezioni di miscela     | Intonaco armato          | Ristielatura non armata  | % spessore | Ristiel. arm. con conness. | Coef. corrett. resistenze | Coef. corrett. mod. elast. | Rinforzo con FRCM        | Drift (%) a PressoFI (SLC) | Drift (%) a Taglio (SLC) |
|----|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------|----------------------------|---------------------------|----------------------------|--------------------------|----------------------------|--------------------------|
| 1  | <input type="checkbox"/> | 50         | <input type="checkbox"/>   | fr: 1.00 - tau.0.F0: 1.00 | 1.00                       | <input type="checkbox"/> | 1.00                       | 0.50                     |
| 2  | <input type="checkbox"/> | 50         | <input type="checkbox"/>   | fr: 1.00 - tau.0.F0: 1.00 | 1.00                       | <input type="checkbox"/> | 1.00                       | 0.50                     |

| N° | PressoFI Compil.                    | Taglio Scorr.                       | Taglio Fess. Diag.                  | IGM f.p. <= 4            | Comport. fragile         |
|----|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------|--------------------------|
| 1  | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |
| 2  | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |

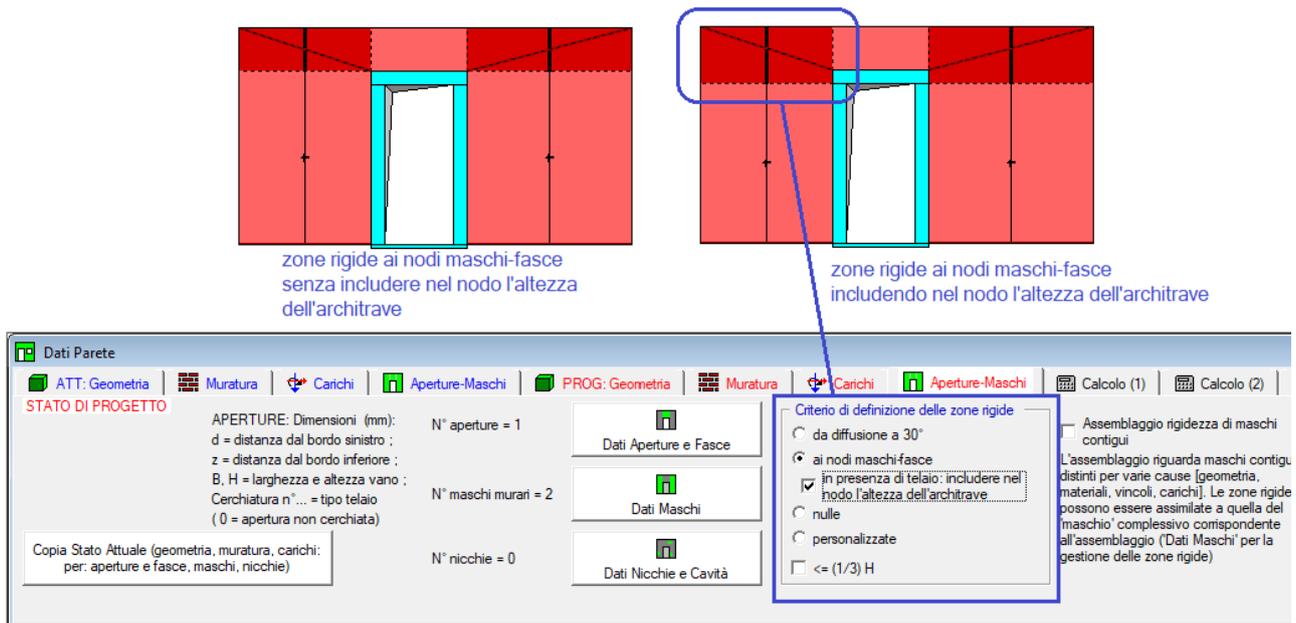
Fig. B.6.9. Finestra Maschi murari

**B, H, Rig.inf., Rig.sup., s** = dimensioni del maschio murario. La **base 'B' e l'altezza H non sono modificabili**: esse sono automaticamente determinate dalle aperture. Le zone rigide inferiore e superiore, e lo spessore 's' sono preimpostati con i valori della parete globale, ma in questa finestra tali parametri possono essere opportunamente modificati in modo da rappresentare sia disomogeneità geometriche lungo la parete globale, sia le effettive altezze deformabili dei maschi (agendo sulle zone rigide corrispondenti alle fasce superiore e inferiore).

Per la definizione delle **Zone rigide**, oltre alla possibilità di specificare valori numerici a piacere nei campi in input dei Dati Maschi, ACM offre alcune importanti funzioni preimpostate, rese disponibili da appositi pulsanti di comando della scheda Aperture-Maschi.

In particolare, sono possibili le seguenti preimpostazioni:

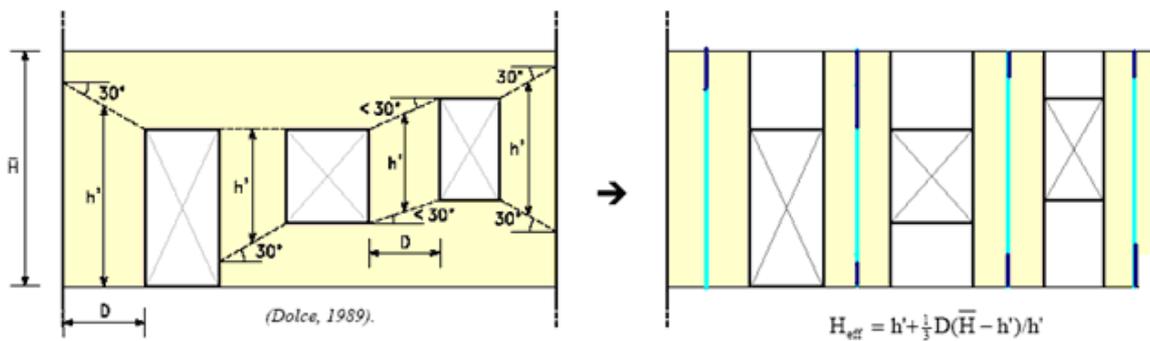
- zone rigide secondo il metodo di diffusione a 30°, tenendo conto degli spigoli delle aperture e degli estremi delle pareti; le zone rigide, secondo questa metodologia [7] non corrispondono esattamente all'intersezione fra le linee di diffusione a 30° e l'asse baricentrico della parete (come evidenziato in fig. B.6.11) ma sono leggermente inferiori, secondo la legge di definizione dell'altezza efficace (riportata anche in fig. B.6.11);
- zone rigide corrispondenti ai pannelli di nodo (=intersezioni geometriche tra maschi e fasce); Nell'ambito di questa opzione, è possibile includere nel nodo l'altezza dell'architrave;
- zone rigide nulle.



**Fig. B.6.10.** Zona rigida al nodo maschio-fascia: inclusione dell'altezza dell'architrave

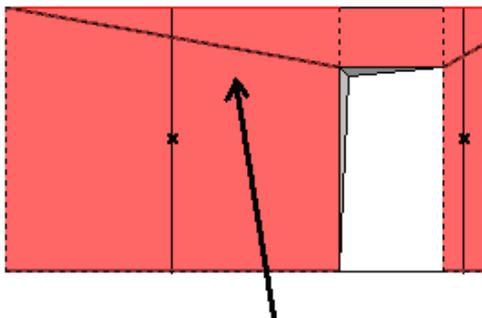
Un comando apposito consente il controllo sul superamento da parte delle zone rigide di  $1/3$  dell'altezza del maschio: si ritiene in generale che un'estensione eccessiva delle zone di irrigidimento non sia realistica.

**★ Importante!** Ai fini dell'analisi del comportamento elastoplastico di una parete muraria con aperture oggetto di intervento, la corretta gestione delle zone rigide assume importanza fondamentale, in particolare alla luce dei parametri di calcolo previsti dal D.M. 17.1.2018. Una trattazione estesa della questione si trova in [7]. ■



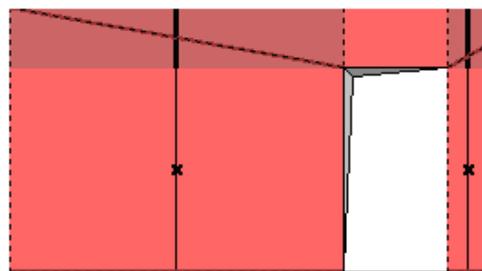
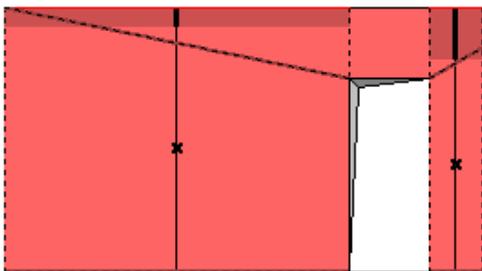
Definizione dell'altezza efficace dei maschi murari (Dolce, 1989)

**Esempio applicativo per il caso di una parete con una apertura:**



Alle linee di diffusione a 30°, secondo il metodo sopra illustrato, corrispondono particolari zone rigide per i maschi adiacenti l'apertura:

In alternativa, un comando apposito permette la definizione automatica delle zone rigide di nodo, esattamente corrispondenti alle intersezioni geometriche fra fasce e maschi:



**Fig. B.6.11.** Definizione delle zone rigide dei maschi murari

**P,somm SLU, P,somm Sism (kN)** = sforzo normale agente sulla sommità del maschio murario rispettivamente per l'Analisi Statica (Combinazione fondamentale SLU) e per l'Analisi Sismica (Combinazione sismica).

Il valore preimpostato deriva dall'applicazione dei carichi agenti in sommità "P,somm per Analisi Statica" specificati nella scheda Carichi della finestra Pareti; la modifica di tale valore consente l'interpretazione di diverse configurazioni di carico su maschi murari distinti. In ogni caso, la grafica dei Dati della Parete evidenzia le risultanti dei carichi in sommità competenti a ciascun maschio utilizzate nel calcolo.

**s,po , s,pv** = tensioni di precompressione orizzontale e verticale dovute a tirantature. Eseguendo tale tipo di intervento si ha un aumento della resistenza a taglio e cioè delle prestazioni meccaniche del maschio murario, e, di conseguenza, della parete globale.

**Tipologia del materiale, parametri rappresentativi del materiale** = parametri preimpostati con i valori specificati nella scheda Muratura della parete globale. Resistenze e moduli di elasticità non possono essere qui modificati. Tali parametri possono tuttavia essere 'corretti', secondo quanto

riportato in §C8.5.3.1, cfr. Tab. C8.5.II), per tenere conto delle seguenti proprietà:  
 stato di fatto: malta scadente; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; connessioni trasversali;  
 interventi di consolidamento: diatoni artificiali; tirantini antiespulsivi; iniezioni di miscele; intonaco armato; ristilatura non armata; ristilatura armata con connessione dei paramenti.  
 Ognuno di questi fattori correttivi (il cui effetto dipende dalla tipologia della muratura) può essere applicato al singolo maschio selezionando l'apposito check in Tabella.

**Per selezionare/deselezionare un check, fare clic col mouse o, mantenendo la cella nel campo interessato, premere un tasto qualsiasi.**

### **Attenzione** Coefficienti correttivi per i Dati Maschi e Indice di Qualità Muraria IQM.

Se i parametri meccanici sono stati valutati con l'**indicatore IQM**, i coefficienti correttivi riguardanti lo stato di fatto su qualità malta, ricorsi o listature, connessione trasversale sono già stati considerati: pertanto, le corrispondenti opzioni NON dovranno essere selezionate nella tabella dei Dati dei Maschi. Gli effetti della selezione di tali opzioni sono tuttavia ininfluenti se si è definito un materiale apposito nella Tabella Materiali specificando 1.00 per i suddetti coefficienti correttivi. Se i parametri meccanici della muratura vengono valutati con il metodo IQM e allo stato di fatto IQM è stato calcolato con malta scadente, per applicare allo stato di progetto i coefficienti correttivi, ad esempio della ristilatura non armata, occorre fare riferimento alla medesima muratura ma con IQM calcolato per malta standard (senza correttivo per malta di qualità pessima), in quanto i coefficienti correttivi previsti in Tab. C8.5.II sono riferiti a malta in condizioni standard ossia di caratteristiche modeste (non: pessime, come per la malta scadente i cui fattori correttivi sono 0.7 per le resistenze e 0.8 per i moduli elastici). ■

Nei dati dei Maschi murari, nel gruppo dei parametri sul materiale, oltre ai parametri assunti dalla tabella dei materiali (eventualmente modificati a seguito di coefficienti correttivi selezionati) è disponibile, in input, anche la **resistenza a trazione di progetto  $f_t$** :

| Tipol. | F.C   | f,m<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | f,hm<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | tau,0<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | fv,0<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | fb<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | (m) coeff.<br>attr. | (phi)<br>coeff. | f,t<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | E<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | G<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | p.s.<br>(kN/m <sup>3</sup> ) |
|--------|-------|-----------------------------|------------------------------|-------------------------------|------------------------------|----------------------------|---------------------|-----------------|-----------------------------|---------------------------|---------------------------|------------------------------|
| 18     | 1.200 | 3.45                        | 1.725                        | 0.090                         | 0.200                        | 10.000                     | 0.577               | 1.000           | 0.345                       | 1500                      | 500                       | 18.00                        |
| 18     | 1.200 | 3.45                        | 1.725                        | 0.090                         | 0.200                        | 10.000                     | 0.577               | 1.000           | 0.345                       | 1500                      | 500                       | 18.00                        |

**Fig. B.6.12.** Resistenza a trazione della muratura

La resistenza a trazione  $f_t$  è un parametro non facilmente quantificabile che in genere viene trascurato assumendo per il comportamento della muratura una resistenza a trazione nulla<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Un valore di riferimento per  $f_t$  può essere considerato pari a (1/10) della resistenza a compressione in direzione verticale, in analogia a quanto riportato nella Circ. 2019 (§C8.7.1.3.1.1) dove la rottura a trazione dei blocchi in murature regolari viene stimata pari a (1/10) della resistenza a compressione del blocco. Data la difficile quantificazione di  $f_t$ , in assenza di specifiche in merito, si è preferito non inserire il parametro distinguendo tra valore medio e valore di progetto come per le altre resistenze della muratura; in ogni caso, le verifiche di resistenza a trazione discusse nel seguito vengono svolte utilizzando il valore specificato nei dati dei maschi diviso per il fattore di confidenza.

 **Importante!** In ACM la resistenza a trazione  $f_t$  è stata introdotta per gestire correttamente la crisi per trazione che può insorgere in un maschio murario adiacente ad un telaio di cerchiatura qualora il telaio abbia resistenza eccessiva e tenda ad assorbire tutta la forza sismica orizzontale. Questa situazione viene intercettata da ACM attraverso la procedura di **controllo di**

## fragilizzazione dei maschi sopravvento.

Un esempio applicativo viene illustrato nella Ricerca:

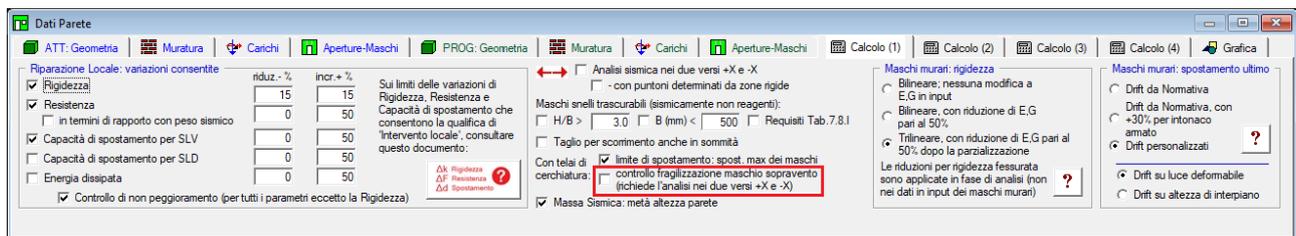
[Cerchiature e telaio equivalente: confronto con test e validazione](#)

riportata nel presente manuale nel capitolo 'Articoli tecnico-scientifici'.

In casi di questo tipo, la massima forza orizzontale che il telaio può sviluppare è inferiore in modo significativo alla sua capacità teorica, in quanto il taglio globale crescente determina nella muratura, ad un certo punto, una crisi per collasso fragile, con apertura di una fessura per trazione nel maschio sopravvento, all'incirca alla quota del nodo montante-architrave del telaio.

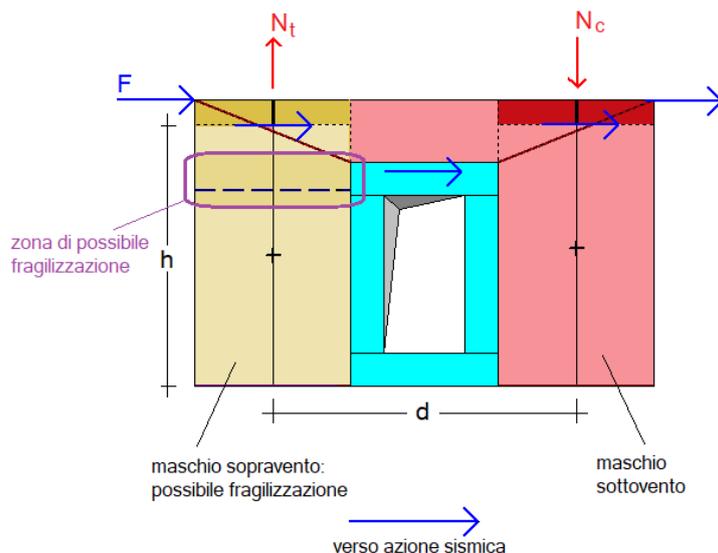
La possibile apertura della lesione a trazione viene controllata attraverso l'equilibrio ai momenti, considerando la forza orizzontale agente sul telaio e le corrispondenti azioni assiali di trazione (nel maschio sopravvento) e di compressione (nel maschio sottovento). La tensione normale di trazione non deve ovviamente superare il limite di resistenza a trazione di progetto: il raggiungimento di tale limite determina il valore massimo della forza orizzontale di progetto sul telaio, limite oltre il quale nella curva di capacità complessiva della parete si manifesta una caduta di taglio dovuta alla crisi fragile del maschio sopravvento, crisi che in questo maschio impedisce ulteriori spostamenti orizzontali (la zona successiva della curva, con spostamento a parità di forza, è teoricamente determinata dal maschio sottovento e dal telaio).

Il **controllo di fragilizzazione del maschio sopravvento** è un'opzione che può essere selezionata nella scheda Calcolo (1) dei dati Pareti (fig. seguente).



**Fig. B.6.13.** Controllo di fragilizzazione del maschio sopravvento

Più in dettaglio, lo schema di comportamento adottato in ACM per eseguire il controllo di fragilizzazione, ossia per gestire il collasso fragile per superamento della resistenza a trazione, è illustrato nella figura seguente.



**Fig. B.6.14.** Possibile fragilizzazione del maschio sopravvento

Si consideri l'azione sismica, nel piano della parete, orientata verso destra: il maschio a sinistra del telaio si trova sopravvento, quello a destra sottovento (ovviamente, il contrario accade considerando il verso opposto). Si osservi che, come evidenziato nel testo dell'opzione (vd. fig. B.6.13) **la verifica di fragilizzazione in ACM richiede l'analisi nei due versi**, in quanto il risultato non è identico, tranne il caso di perfetta simmetria strutturale).

La forza orizzontale che la parete può sviluppare incide sui maschi murari e sul telaio. Il telaio, se molto resistente, potrebbe in teoria assorbire una forza orizzontale elevata, ma che potrebbe non essere sostenuta dal maschio sopravvento, che sotto una decompressione eccessiva può giungere al limite di resistenza a trazione, limite oltre al quale la forza orizzontale complessiva sulla parete non può crescere, anche se il telaio in sé potrebbe consentirne valori maggiori.

Per determinare la massima forza sostenibile dal maschio sopravvento, con riferimento alla fig. 4 si considera il momento  $F \cdot h$  ( $h$ =altezza deformabile del maschio sopravvento), equilibrato da due forze assiali:  $N_t$ , di trazione per il maschio sopravvento, e  $N_c$ , di compressione per il maschio sottovento. Il maschio sopravvento risulta compresso con la tensione verticale  $\sigma_v$  per effetto dei carichi verticali agenti sulla parete e del peso proprio fino alla sezione di verifica (limite della luce deformabile). Per generare una fragilizzazione del maschio (di spessore  $s$  e base  $b$ ) occorre quindi una decompressione consistente nel superamento della somma della tensione verticale  $\sigma_v$  e della resistenza a trazione  $f_t$ :

$$M = Fh, \quad N_t = \frac{M}{d}$$

Deve essere:

$$N_t = \frac{M}{d} = \frac{Fh}{d} \leq (\sigma_v + f_t) \cdot (s b)$$

e pertanto:

$$F \leq (\sigma_v + f_t) \cdot (s b) \cdot \frac{d}{h}$$

Risulta così determinata la forza di fragilizzazione del maschio sopravvento, che limita la forza orizzontale massima esplicabile dal telaio di cerchiatura, con conseguente caduta di taglio nella curva di capacità complessiva della parete. ■

I valori dei **drift a pressoflessione e a taglio** sono per default assunti pari a quanto riportato nelle norme vigenti; essi possono essere modificati per tenere conto di particolari interventi.

Nel caso di **rinforzo armato: intonaco armato o FRCM su due facce**, il software propone un possibile incremento del drift pari al 30% (i valori sono comunque modificabili): in fig. B.6.15 il caso dell'intonaco armato; analogo comportamento si ha col rinforzo con FRCM purchè interessi entrambe le facce della parete, secondo le impostazioni su FRCM definite nella scheda Calcolo(3) (vd. [p.B.6.1.7.1](#)).

Intervento di consolidamento con intonaco armato

I coefficienti correttivi delle resistenze possono essere differenti fra resistenza a compressione e resistenza a taglio: per tale motivo vengono indicati entrambi

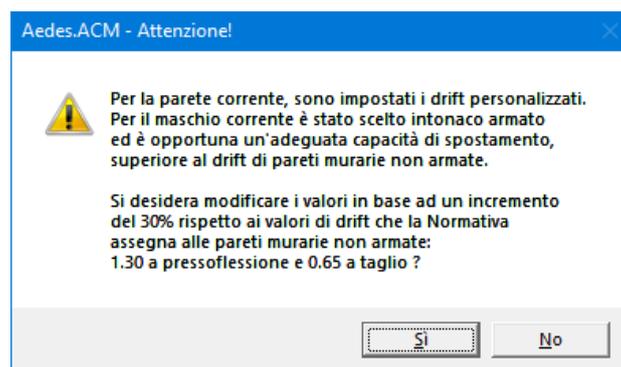
| Intonaco armato                     | Ristilatura non armata   | % spessore | Ristilat. arm. con conness. | Coeff. corrett. resistenze | Coeff. corrett. mod. elast. | Rinforzo con FRCM        | Drift (%) a PressoFl. (SLC) | Drift (%) a Taglio (SLC) | PressoFl. Compl.                    | Taglio Scorr.                       | Taglio Fess. Diag.                  |
|-------------------------------------|--------------------------|------------|-----------------------------|----------------------------|-----------------------------|--------------------------|-----------------------------|--------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | 50         | <input type="checkbox"/>    | fm: 1.50 - tau0.fv0: 1.50  | 1.50                        | <input type="checkbox"/> | 1.30                        | 0.65                     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> |
| <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | 50         | <input type="checkbox"/>    | fm: 1.50 - tau0.fv0: 1.50  | 1.50                        | <input type="checkbox"/> | 1.30                        | 0.65                     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> |
| <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | 50         | <input type="checkbox"/>    | fm: 1.50 - tau0.fv0: 1.50  | 1.50                        | <input type="checkbox"/> | 1.30                        | 0.65                     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> |

Lo sfondo rosso indica che il parametro non è disponibile: infatti la Ristilatura armata è 'bloccata' dall'intonaco armato. Queste interazioni garantiscono la coerenza fra le diverse tipologie di intervento

Drift aggiornati con l'attivazione dell'intonaco armato

**Fig. B.6.15.** Drift aggiornati per l'intonaco armato

Il riferimento ai valori 1.30 e 0.65 per il drift nasce dalla constatazione che un maschio consolidato con un rinforzo armato mostrerà un aumento oltre che di resistenza e rigidità anche di capacità di spostamento, dovuto alla duttilità conferita dall'armatura. Nella Normativa vigente (D.M. 17.1.2018 e Circ. 7/2019) non viene trattato l'incremento di capacità di spostamento, ma è possibile fare riferimento ad una Normativa italiana non abrogata (la Circ. 21745 del 30.7.1981) dove l'intervento di intonaco armato comporta un aumento di duttilità da 1.5 a 2.0 (+33%), che rapportato ai drift 1 e 0.5 (riferiti rispettivamente a pressoflessione e taglio) della Normativa vigente, conduce ai valori 1.3 e 0.65. Quando si seleziona l'intonaco armato si apre un messaggio informativo che pone l'attenzione sulle variazioni dei drift:



**Fig. B.6.16.** Messaggio sui parametri di drift per intonaco armato

Sull'incremento di capacità di spostamento nel caso di rinforzo con FRCM consultare il [p.B.6.1.7.1](#).

Nei Dati Maschi è possibile includere o escludere singolarmente ognuno dei tre **meccanismi resistenti previsti per la determinazione del taglio ultimo** sostenibile dal maschio (fig. B.6.17): pressoflessione complanare, taglio per scorrimento, taglio per fessurazione diagonale. Il taglio per fessurazione diagonale è un unico check che comprende sia la formulazione classica secondo la

relazione di Turnsek-Cacovic [C8.7.1.16], tipica delle murature irregolari ma estesa anche alle regolari e fondata sul parametro  $\tau_0$  (resistenza a taglio per trazione), sia la formulazione del taglio a scaletta [C8.7.1.17] destinata alle sole murature regolari, cioè le murature per le quali è disponibile il parametro di resistenza a taglio  $f_{v0}$  (utilizzato anche nella verifica a taglio per scorrimento).

| PressoFl. Compl.                    | Taglio Scorr.                       | Taglio Fess.Diag.                   | IQM f.p. $\leq 4$                   | Comport. fragile         |
|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------|
| <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |
| <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/> |
| <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/> |

Attivazione delle verifiche a PressoFlessione e Taglio

Se IQM fuori piano è minore o uguale a 4, in caso di accelerazione sismica alla base della parete maggiore del valore di soglia per la disgregazione indicato in input nei Parametri di Calcolo, si può attivare il processo di disgregazione evidenziato dal check 'Comportamento fragile' gestito in automatico (non in input: in input vi è solo la qualifica su IQM f.p.)

**Fig. B.6.17.** Impostazione verifiche e Comportamento fragile per disgregazione

Sono inoltre disponibili due parametri relativi al **meccanismo di disgregazione**. Più in dettaglio, è possibile selezionare il check che segnala un valore di IQM fuori piano  $\leq 4$ : in caso di accelerazione alla base della parete maggiore della soglia definita nei Parametri di Calcolo, si può attivare il fenomeno della disgregazione e il modello di comportamento del maschio diviene di tipo elasto-fragile.

### B.6.1.4.3. DATI NICCHIE

In ACM è possibile considerare gli effetti di nicchie e cavità ai fini della verifica di sicurezza delle pareti murarie con aperture.

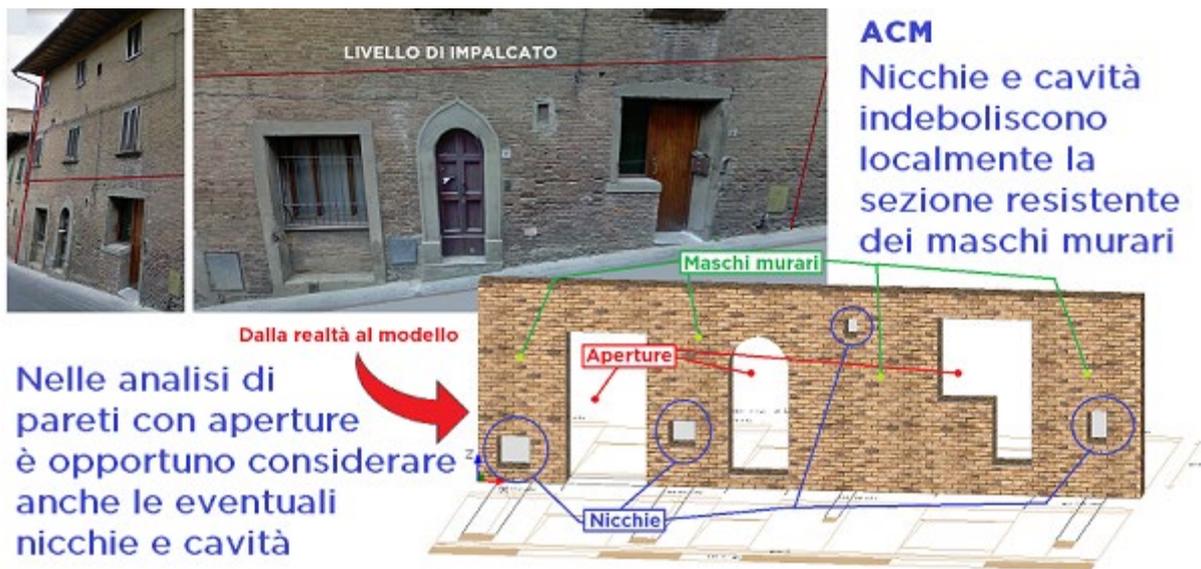
Questi indebolimenti locali hanno in genere piccole dimensioni, e spesso ospitano impianti.

Dove è possibile chiuderle, è preferibile ripristinare la piena continuità della tessitura muraria; in ogni caso, è opportuno considerare l'indebolimento dei maschi murari.

Non si tratta di vere e proprie aperture, e quindi la loro presenza non determina la scomposizione in ulteriori distinti maschi murari: una nicchia, semplicemente, indebolisce la prestazione meccanica del maschio, attraverso una riduzione della sezione resistente.

Nelle murature nuove la realizzazione di tracce e nicchie segue regole specifiche indicate dall'EuroCodice 6, fondate sulla riduzione della sezione resistente.

Il caso degli edifici in muratura esistenti è ben diverso, in quanto le cavità possono avere le più varie dimensioni ed occorre stabilire un algoritmo che rispetta il criterio di riduzione della sezione resistente adeguandolo alla verifica di capacità svolta per la parete muraria esistente.



**Fig. B.6.18.** Nicchie e cavità in pareti murarie

In ACM in caso di presenza di nicchie (definite attraverso una finestra specifica) ogni maschio viene scansionato orizzontalmente alle sue diverse quote, individuando la sezione resistente più piccola determinata dall'intercettazione di una o più nicchie. In conseguenza di ciò, i parametri meccanici del maschio (rigidezza, forza ultima) subiscono una modifica peggiorativa.

Lo studio di pareti murarie con nicchie può includere o meno telai di cerchiatura.

Un esempio fornito a corredo di ACM (file: *Parete\_con\_nicchie*) propone la modellazione di una parete con diverse considerazioni, permettendo la valutazione:

- dell'effetto di indebolimento delle nicchie;
- con un ragionamento inverso, del miglioramento conseguibile attraverso la chiusura di una o più nicchie;
- dell'effetto delle nicchie in presenza di interventi di cerchiatura.

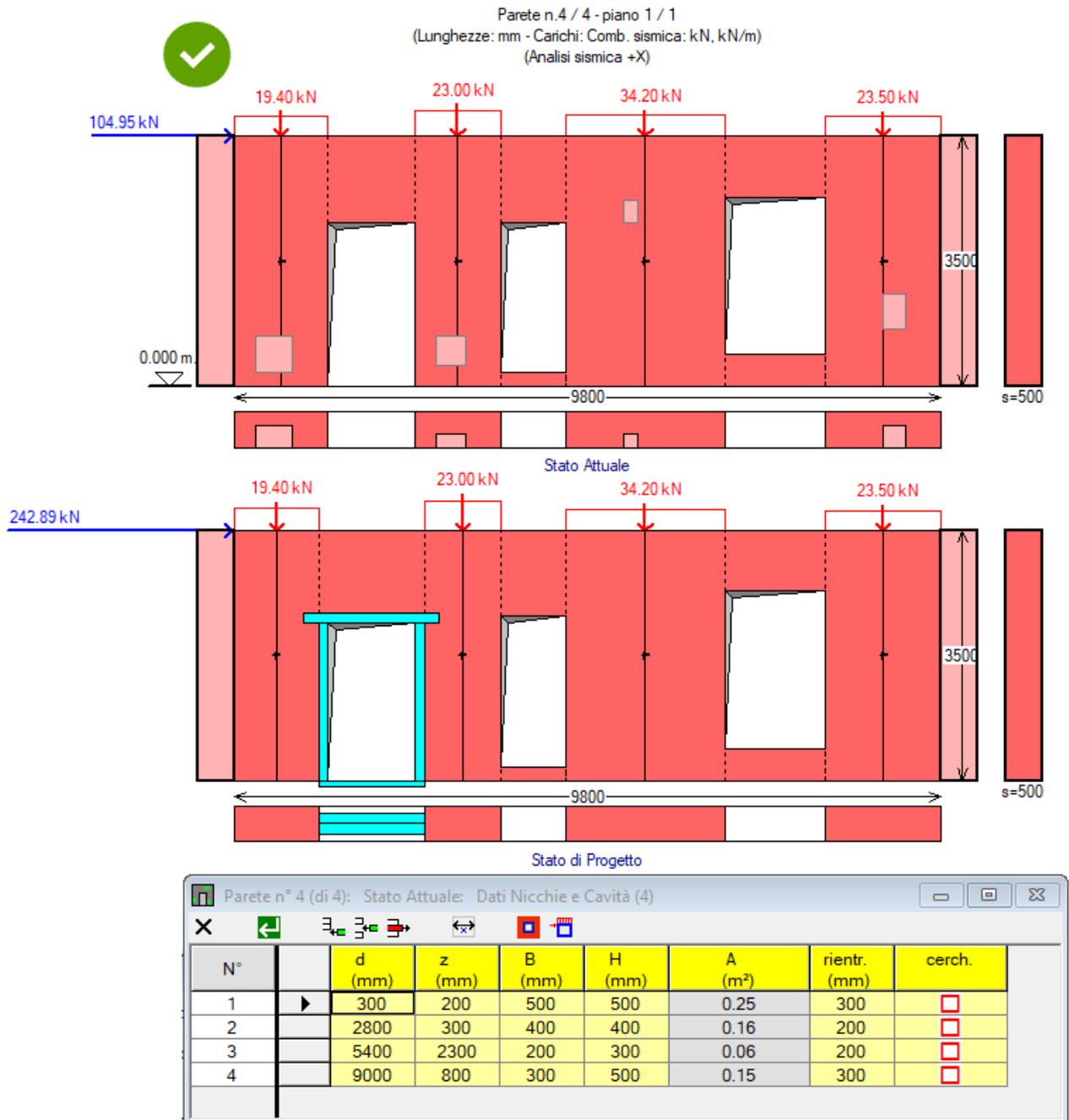
In un altro modello (file: *Parete\_con\_nicchia\_cerchiata*) si evidenzia la possibilità di delimitare il vano della nicchia con un telaio di cerchiatura (fig. B.6.20), costituito da un profilo costante su tutto il riquadro, il cui progetto è reso disponibile dall'apposito comando della barra degli strumenti.

In generale, una nicchia produce una riduzione delle capacità resistenti della parete, certamente minore rispetto ad un'apertura, ma che comunque può non essere trascurabile.

Può essere necessaria una struttura di consolidamento, come un telaio di acciaio a compensazione dell'indebolimento dovuto alla nicchia. Il criterio di compensazione della nicchia può fondarsi sulla resistenza: si ripristina in tal modo la 'continuità' strutturale nella parete muraria.

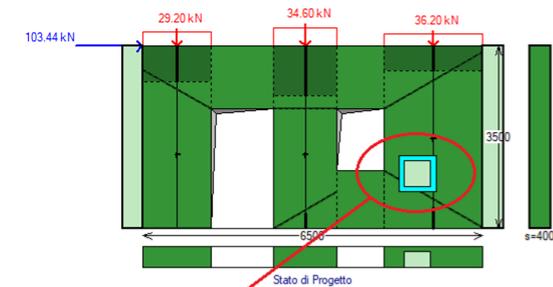
Il telaio di rinforzo consente la corretta diffusione delle sollecitazioni locali di compressione e di taglio.

A questo argomento è dedicato un approfondimento disponibile nella sezione Articoli tecnico-scientifici: [Nicchie con telai di cerchiatura nelle pareti in muratura](#).



Esempio di intervento consistente nella chiusura delle nicchie attualmente presenti nella parete muraria

**Fig. B.6.19.** Definizione delle nicchie



Dimensionamento cerchiatura nicchia

Stato di Progetto

| N° | d (mm) | z (mm) | B (mm) | H (mm) | A (mm²) | rientr. (mm) | cerch.                              |
|----|--------|--------|--------|--------|---------|--------------|-------------------------------------|
| 1  | 5000   | 800    | 500    | 500    | 0.25    | 300          | <input checked="" type="checkbox"/> |

Modello di calcolo delle nicchie cerchiate

TAB. 2.XX. — TELAIO RETTANGOLARE CHIUSO.

$$k_1 = \frac{I_3}{I_1} \quad R_1 = 2k_2 + 3$$

$$k_2 = \frac{I_3}{I_4} \cdot \frac{h}{l} \quad R_2 = 3k_1 + 2k_2$$

$$F_1 = R_1 R_2 - k_2^2$$

$$F_2 = 1 + k_1 + 6k_2$$

Carico uniformemente ripartito sul traverso superiore.

$$M_A = M_D = \frac{q l^2}{4} \cdot \frac{k_2}{F_1}$$

$$M_B = M_C = -\frac{q l^2}{4} \cdot \frac{R_2}{F_1}$$

$$M_{x_2} = \frac{q x_2 x_2'}{2} + M_B; \quad M_{max} = \frac{q l^2}{8} + M_B$$

$$V_A = V_D = \frac{q l}{2}$$

Carico concentrato orizzontale all'altezza del traverso superiore.

$$M_B = -M_C = \frac{P h}{2} \cdot \frac{k_1 + 3k_2}{F_2}$$

$$M_D = -M_A = \frac{P h}{2} \cdot \frac{3k_2 + 1}{F_2}$$

$$V_D = -V_A = \frac{P h}{l}; \quad H_A = -P$$

Nicchie cerchiate: dimensionamento dei telai in acciaio

Stato di Progetto

Nicchia cerchiata n° 1  
 con spessore s = 300 mm minore del muro:  
 Dimensioni: B = 500 x H = 500 mm  
 Resistenza della muratura:  
 Resistenza della muratura (gammaM = 2.0):  
 a compressione:  $f_{t,d} = f_{t,m} / \gamma_M = 0.960 \text{ N/mm}^2$   
 a taglio:  $\tau_{0,d} = \tau_0 / \gamma_M = 0.021 \text{ N/mm}^2$   
 Carico verticale distribuito corrispondente a  $f_{t,d}$ :  $q = 288 \text{ N/mm}$   
 Forza orizzontale corrispondente a  $\tau_{0,d}$ :  $P = 3150 \text{ N}$   
 Sollecitazione nel telaio  
 momento al nodo traverso-montante:  
 - da carico q:  $M = 3750000 \text{ Nmm}$   
 - da carico P:  $M = 393750 \text{ Nmm}$   
 - totale:  $M = 4143750 \text{ Nmm}$   
 momento in mezzeria del traverso (da carico q):  $M = 5250000 \text{ Nmm}$   
 Momento di progetto per il telaio di cerchiatura:  $M = 5250000 \text{ Nmm}$   
 Telaio in acciaio S235,  $f_{y,d} = 224 \text{ N/mm}^2$  (avendo applicato  $\gamma_M=1.05$ )  
 Modulo di resistenza minimo richiesto  $W = M / f_{y,d} = 23 \text{ cm}^3$

Profili con modulo di resistenza  $\geq W$  (resistenza telaio  $\geq$  resistenza muratura):  
 L 90x13 - W = 25.07 cm<sup>3</sup>  
 L 100x10 - W = 24.60 cm<sup>3</sup>  
 L 100x12 - W = 29.11 cm<sup>3</sup>  
 L 100x14 - W = 33.47 cm<sup>3</sup>  
 L 110x10 - W = 30.09 cm<sup>3</sup>  
 L 110x12 - W = 35.65 cm<sup>3</sup>  
 L 110x14 - W = 41.03 cm<sup>3</sup>  
 L 120x11 - W = 39.39 cm<sup>3</sup>  
 L 120x13 - W = 46.00 cm<sup>3</sup>  
 L 120x15 - W = 52.42 cm<sup>3</sup>  
 L 130x12 - W = 50.42 cm<sup>3</sup>  
 L 130x14 - W = 58.18 cm<sup>3</sup>  
 L 130x16 - W = 65.72 cm<sup>3</sup>

Fig. B.6.20. Dimensionamento del telaio di rinforzo in una nicchia

I comandi della barra degli strumenti sono i seguenti:

- = Chiudi senza confermare
- = Conferma e chiudi
- = Aggiungi nicchia dopo l'ultima
- = Inserisci nicchia prima della corrente
- = Elimina nicchia
- = Quotatura dinamica
- = Dimensionamento cerchiatura nicchie
- = Modello di calcolo cerchiatura nicchie

Il comando 'Dimensionamento cerchiatura nicchie' apre una finestra di testo dove vengono elencati i telai di rinforzo che ripristinano la continuità della parete. Il comando 'Modello di calcolo cerchiatura nicchie' apre una finestra che illustra gli schemi statici adottati per il dimensionamento

dei telai di rinforzo delle nicchie.

I dati caratteristici di una nicchia sono i seguenti:

**d, z** = distanza dell'apertura dalla parete, rispettivamente: dal bordo sinistro (d) e dal bordo inferiore (z) della parete globale;

**B, H** = larghezza e altezza della nicchia;

**A** = area del vano, non in input;

**rientr.** = rientranza della nicchia, che deve essere minore dello spessore murario, o uguale (in tal caso la nicchia diventa a una piccola apertura). Lo spessore di confronto è assunto pari al minimo fra gli spessori dei maschi intercettati dalla nicchia;

**cerch.** = indica se la nicchia è rinforzata con un telaio.

### B.6.1.5. Scheda CALCOLO(1)

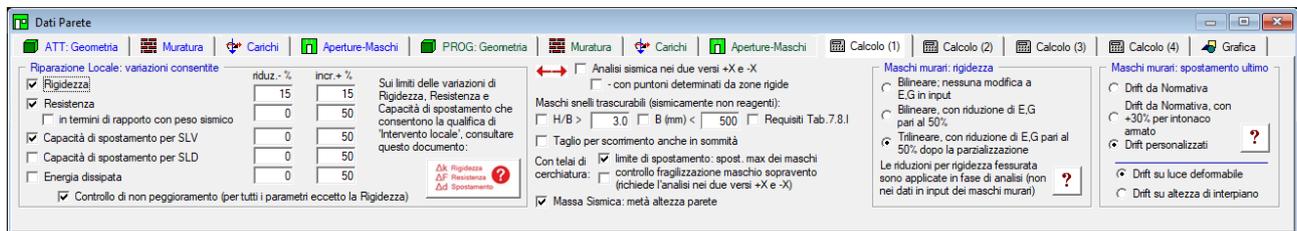


Fig. B.6.21. Finestra Pareti: scheda Calcolo (1)

Nella scheda Calcolo (1) vengono selezionati i criteri di calcolo per l'analisi della parete e le variazioni nel passaggio da Stato Attuale a Stato di Progetto ai fini della qualifica dell'intervento come Riparazione locale, secondo quanto specificato in §C8.4.3 (cfr. p.A.4 di questo Manuale, dove sono riportati estratti dalla Normativa tecnica).

Con appositi check è possibile scegliere i parametri con cui eseguire la verifica di sicurezza:

**Rigidezza** (sempre obbligatoria), **Resistenza**, **Capacità di spostamento per SLV**, **Capacità di spostamento per SLD ed Energia dissipata**. Per ognuno di questi è possibile modificare l'intervallo entro cui è consentita la variazione.

E' inoltre disponibile il check "**Controllo di non peggioramento**": selezionandolo, per Resistenza, Capacità di spostamento per SLV e SLD, Energia dissipata non vengono considerati i corrispondenti intervalli specificati, e la verifica è soddisfatta o meno in base alla condizione di non peggioramento (i corrispondenti coefficienti di sicurezza devono essere  $\geq 1$ ): tale condizione garantisce che allo Stato di Progetto i parametri interessati siano non inferiori allo Stato Attuale, senza porre un limite all'incremento.

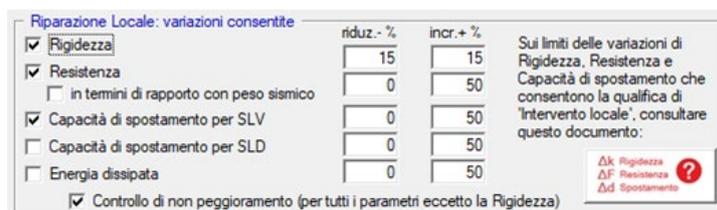


Fig. B.6.22. Finestra Pareti: scheda Calcolo (1). Variazioni consentite per la Riparazione Locale

**Rigidezza**: l'intervallo di riferimento per la variazione della rigidezza, secondo gli Orientamenti interpretativi della Regione Toscana [3], è pari a +/- 15% (valore comunque modificabile, come per

gli altri parametri).

**Resistenza, Capacità di spostamento SLV e SLD:** per questi parametri gli intervalli consentiti per la variazione non sono attualmente specificati nei riferimenti normativi: la Circ. 7/2019 si limita ad indicare la necessità di una modifica non significativa.

La Ricerca riportata nel presente manuale nel capitolo 'Articoli tecnico-scientifici':

[Telai di cerchiatura e interventi locali: variazioni di resistenza e di capacità di spostamento](#)

fornisce approfondimenti sull'argomento, giungendo a definire valori proponibili per gli intervalli di variazione di resistenza e di capacità di spostamento.

Per la **Resistenza** è inoltre disponibile un check che indica se il controllo deve essere fatto **in termini di rapporto col peso sismico**: ciò significa che per la verifica di resistenza, in alternativa al rapporto tra forza massima di progetto e forza massima attuale, il coefficiente di sicurezza si può valutare come rapporto fra il coefficiente sismico di progetto e quello attuale, dove il coefficiente sismico è pari al rapporto fra forza massima e peso sismico della parete. Esempi e dettagli sull'argomento sono riportati in un approfondimento disponibile nella sezione Articoli tecnico-scientifici: [Interventi locali e cerchiature. Sicurezza delle pareti sottostanti](#).

**Energia dissipata:** per questo parametro, non espressamente richiesto dalla Circ. 7/2019 ma presente nelle linee di indirizzo della Regione Emilia-Romagna [4], l'intervallo consentito per la variazione non è attualmente specificato nei riferimenti normativi.

 **Analisi Sismica nei due versi +X e -X:** selezionando questo parametro, ACM esegue l'analisi della parete e le conseguenti verifiche di sicurezza ipotizzando alternativamente i due versi sismici +X e -X. In ACM viene applicata la metodologia illustrata nella Ricerca:

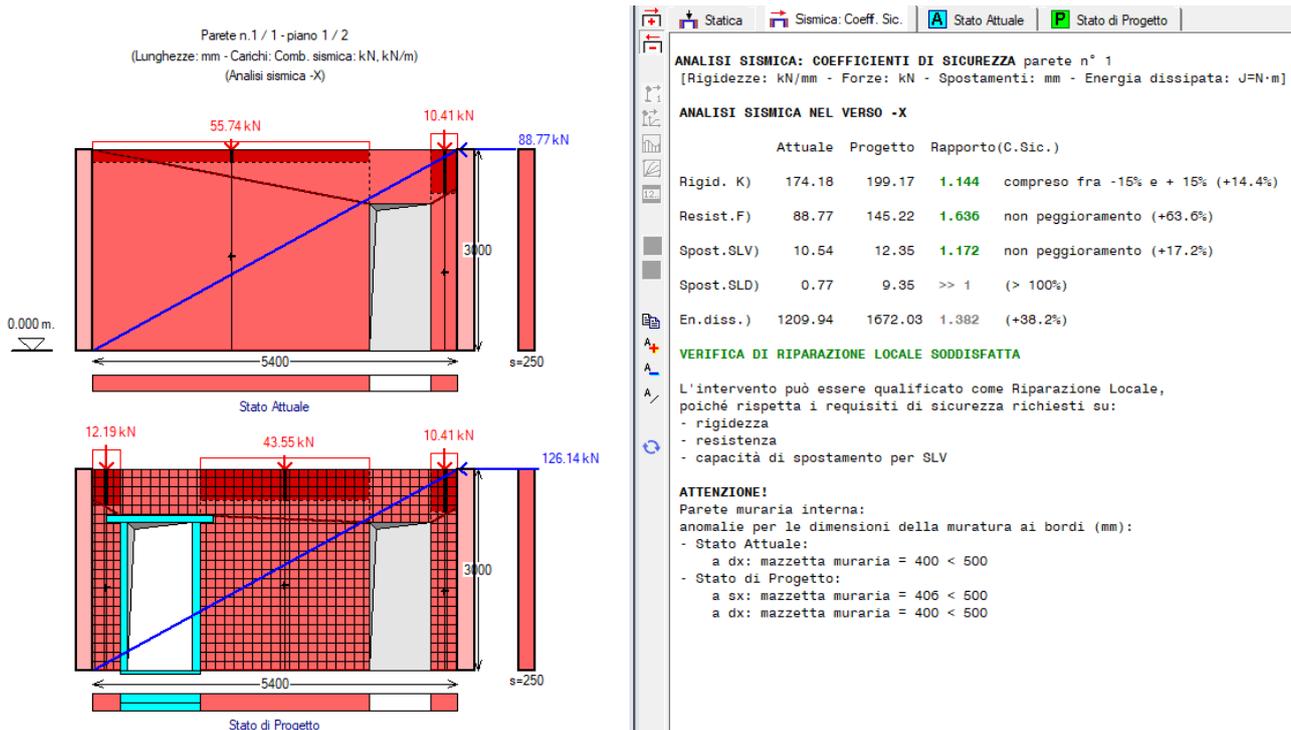
[Pareti in muratura e telai di cerchiatura: influenza del verso dell'azione sismica](#)

riportata nel presente manuale nel capitolo 'Articoli tecnico-scientifici', dove si definisce un percorso operativo idoneo per un ambiente di calcolo a telaio equivalente, quale ACM, per tenere conto degli effetti dovuti alla ciclicità dell'evento sismico e quindi al verso alternato della corrispondente azione orizzontale.

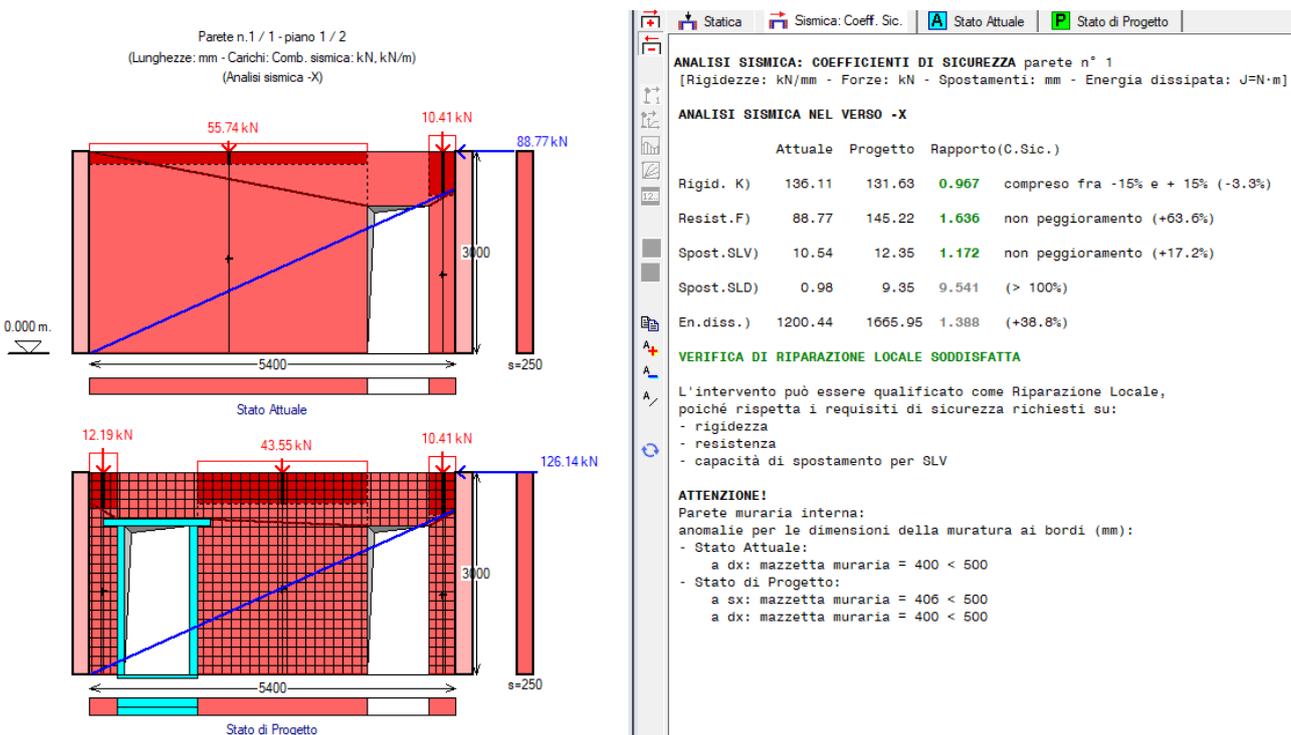
Rinviando a tale documento per maggiori approfondimenti, in sintesi la forza orizzontale genera un percorso diagonale del flusso tensionale di compressione, ossia un **puntone che può investire o meno l'apertura a seconda della posizione** di questa. Se l'apertura è intelaiata, la cerchiatura potrà esplicitare la propria capacità completa, in termini di rigidità, resistenza e duttilità, solo quando viene interessata dal puntone.

È importante fissare il punto di partenza del puntone allo spigolo superiore, sinistro nel caso di +X e destro per -X: tale punto può essere determinato o meno dalle zone rigide limitrofe, e allo scopo è disponibile il check: **con puntone determinati dalle zone rigide**.

Le implicazioni di questa opzione sono chiarite dalle figg. B.6.23, B.6.24, riferite ad un esempio di cui si presenta il caso di sisma -X. Nella fig. B.6.23, il puntone parte dallo spigolo superiore sinistro e non intercetta l'apertura vicina al bordo destro; in fig. B.6.24 il puntone tiene invece conto della zona rigida e l'apertura detta viene intercettata: i risultati in termini di verifiche di sicurezza sono differenti. In questo esempio, entrambi i casi corrispondono a verifica soddisfatta, ma la scelta di questa opzione determina una diversa variazione di rigidità: da +14.4% a -3.3%, con un'oscillazione rilevante che in altri casi può essere discriminante nei confronti della verifica soddisfatta o meno.



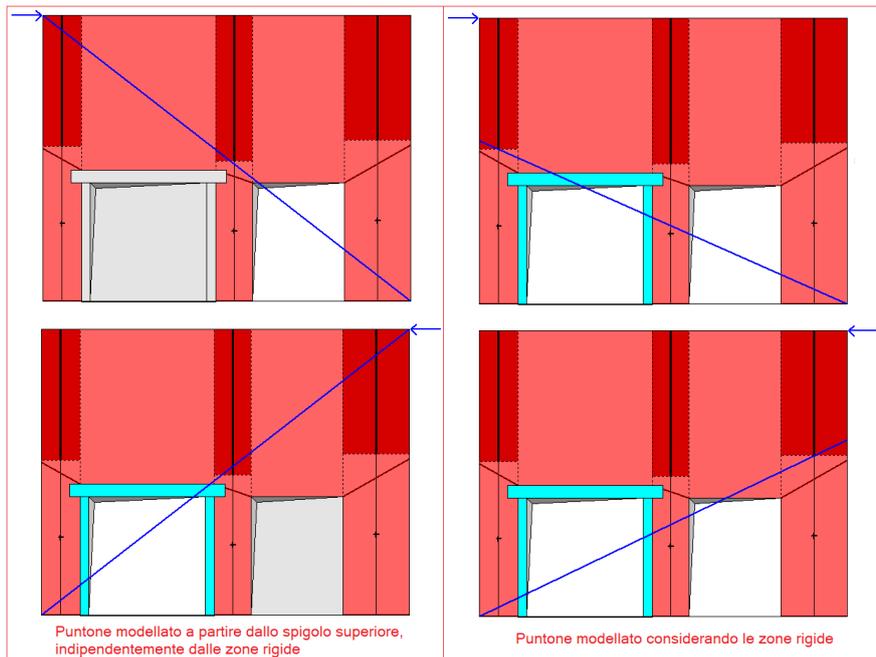
**Fig. B.6.23.** Analisi nei due versi +X e -X: esempio di puntone indipendente dalle zone rigide



**Fig. B.6.24.** Analisi nei due versi +X e -X: esempio di puntone che dipende dalle zone rigide

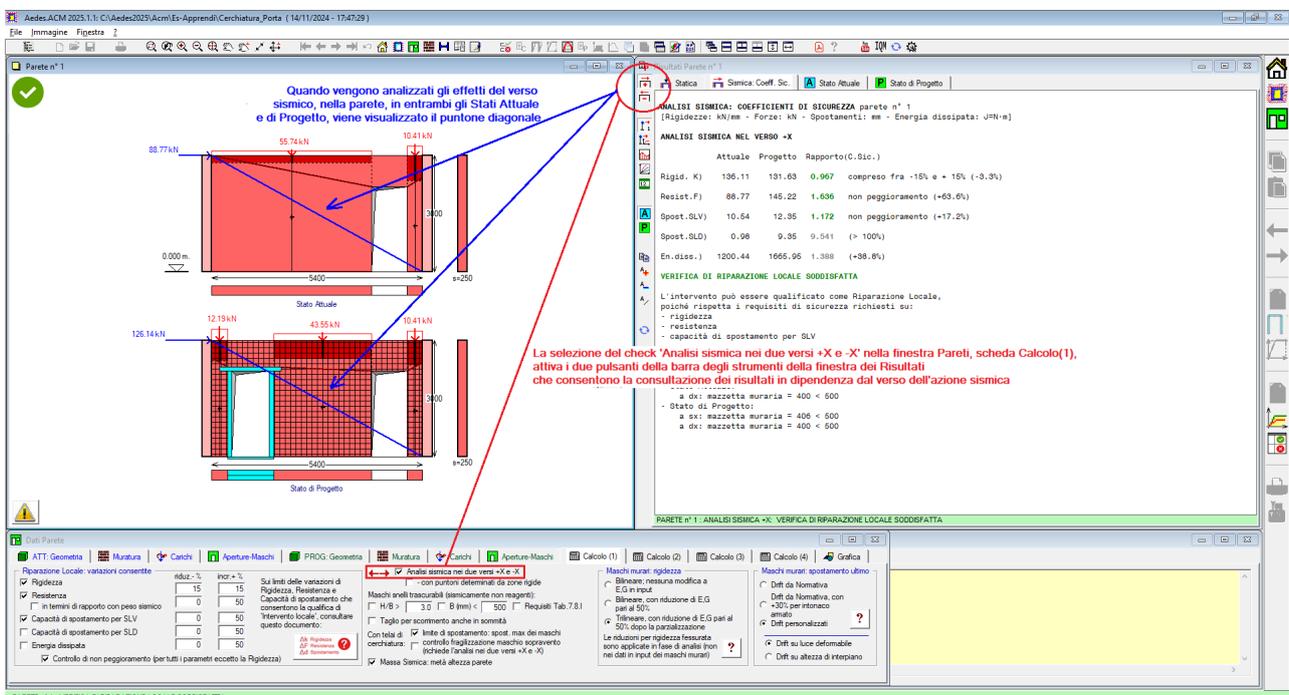
Casi in cui l'opzione sulla posizione dei puntone può incidere in modo rilevante sul risultato sono quelli di pareti alte. Analogamente alle immagini precedenti, anche nell'esempio in fig. B.6.25 risulta evidente come, in dipendenza dal verso dell'azione sismica, alcune aperture o telai di

cerchiatura possano essere intercettate dal puntone, e quindi avere effetto sulla capacità della parete, solo se questo viene modellato considerando la zona rigida del maschio sopravento.



**Fig. B.6.25.** Modellazione del puntone per analisi sismica nei due versi +X e -X

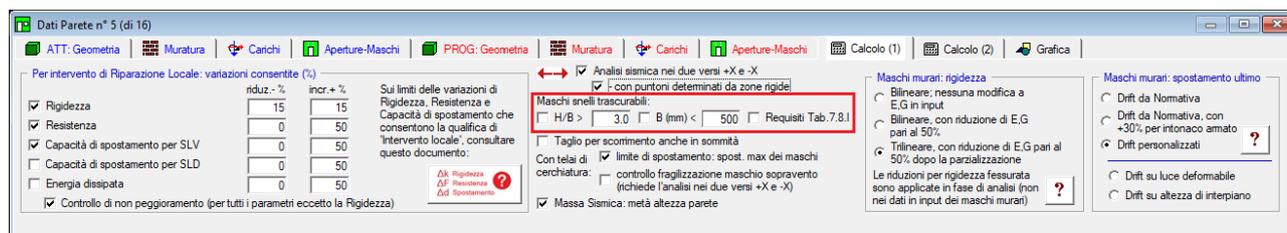
La visualizzazione dei risultati dell'analisi nei due versi sismici +X e -X (o: +Y e -Y, se la parete è orientata secondo Y) avviene mediante due pulsanti della finestra Risultati (fig. B.6.26).



**Fig. B.6.26.** Finestra Pareti: scheda Calcolo (1). Analisi sismica nei versi +X e -X

**Maschi snelli trascurabili** = con riferimento ai parametri presenti nella Normativa vigente, questi check consentono di evitare di considerare il contributo statico e sismico di componenti murarie

troppo snelle. Un'apposita opzione permette di considerare la **trascurabilità dei maschi snelli** in relazione non solo a limiti di snellezza e di dimensioni specificati dall'Utente, ma anche ai **requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma secondo Tab. 7.8.I del D.M. 17.1.2018** riguardanti: lo spessore della parete al netto dell'intonaco, la snellezza nel piano ortogonale e la snellezza nel piano della parete calcolata sulla base dell'altezza massima delle aperture adiacenti al maschio (figg. segg.).



**Fig. B.6.27.** Trascurabilità di maschi snelli: applicazione requisiti tab. 7.8.I del D.M. 17.1.2018

L'applicazione dei requisiti della tab. 7.8.I è effettuata sulle murature che nella tabella materiali fanno diretto riferimento alla tabella delle tipologie murarie proposta dalla Normativa (Tab. C8.5.I). Per i materiali murari personalizzati, ossia aggiunti dall'Utente in Tabella Materiali, l'opzione è ininfluente: la resistenza sismica del maschio murario può essere direttamente definita nei dati dei maschi murari (proprietà 'Sism.reag.'). Nell'applicazione dei requisiti, per semplicità l'altezza libera di inflessione viene calcolata assumendo  $\rho=1$ .

La geometria delle pareti resistenti al sisma, deve rispettare i requisiti indicati nella Tab. 7.8.I, in cui  $t$  indica lo spessore della parete al netto dell'intonaco,  $h_0$  l'altezza di libera inflessione della parete come definito al § 4.5.6.2,  $h'$  l'altezza massima delle aperture adiacenti alla parete,  $l$  la lunghezza della parete.

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

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

**Fig. B.6.28.** Requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma, secondo D.M. 17.1.2018

**Taglio per scorrimento anche in sommità** = questa opzione consente il calcolo del taglio resistente per scorrimento a favore di sicurezza, facendo riferimento alla sezione in condizioni più sfavorevoli (massima parzializzazione, in quanto in sommità si ha lo stesso momento della base ma sforzo normale minore).

Le verifiche di sicurezza di una parete muraria si riferiscono alla luce deformabile della parete stessa (e quindi escluse le zone rigide inferiore e/o superiore eventualmente definite non nulle). La resistenza a pressoflessione complanare è calcolata alla base e in sommità della luce deformabile; la resistenza a taglio per scorrimento è calcolata alla base o, se scelto dal corrispondente parametro in input, in sommità, mentre la resistenza a taglio per fessurazione diagonale è valutata a metà altezza della luce deformabile (questa è infatti la sezione dove si innesca la lesione a X tipica

della fessurazione diagonale).

Per la generazione della curva di capacità, in presenza di telai di cerchiatura, un'apposita opzione consente di **ignorare la parte oltre il massimo spostamento dei maschi murari**. E' infatti possibile che nel comportamento in parallelo dei maschi e della cerchiatura, la curva di capacità del telaio presenti spostamenti maggiori dei massimi spostamenti dei maschi murari; nell'ambito di un comportamento d'insieme delle strutture può essere opportuno ignorare spostamenti del telaio oltre lo spostamento massimo della muratura.

In presenza di telai di cerchiatura e per il caso di analisi nei due versi sismici +X e -X, è inoltre disponibile un'opzione che riguarda il **controllo di fragilizzazione dei maschi sopravvento**: il significato di tale opzione è stato in precedenza illustrato (cfr. fig. B.6.13, B.6.14).

**Massa Sismica: metà altezza parete** = consente la valutazione della forza sismica corrispondente al carico verticale includendo solo metà peso proprio. Ciò equivale a ritenere non idoneo pensare agente la forza sismica totale (corrispondente a tutto il peso: carico in sommità + peso proprio completo) sulla sommità della parete, ipotizzando che metà fascia (metà peso proprio di parete) sia solidarizzata con il vincolo di base.

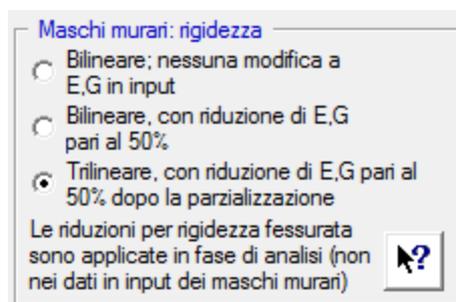
In analisi secondo il D.M. 17.1.2018, questa opzione influisce sul calcolo dell'oscillatore monodimensionale bilineare equivalente e quindi sulla valutazione della PGA sostenibile. Tali calcoli vengono presi in considerazione solo nei casi di Intervento di Miglioramento, mentre restano di fatto ininfluenti ai fini dello studio delle Riparazioni Locali.

Alla legge di comportamento dei maschi murari, in relazione alla rigidezza e alla capacità di spostamento, sono dedicati i due paragrafi seguenti.

#### **B.6.1.5.1. COMPORTAMENTO DEI MASCHI MURARI: RIGIDEZZA**

Per la curva di comportamento dei singoli maschi murari, sono possibili le seguenti opzioni:

1. **bilineare**: nessuna modifica a E,G in input;
2. **bilineare**, con riduzione di E,G pari al 50%;
3. **trilineare**, con riduzione di E,G pari al 50% dopo la parzializzazione.



**Fig. B.6.29.** Finestra Pareti: scheda Calcolo (1). Maschi murari: rigidezza

Le riduzioni per rigidezza fessurata sono applicate in fase di analisi (non nei dati in input dei maschi murari).

La rigidezza fessurata è considerata rappresentativa della parzializzazione delle sezioni che per i maschi murari avviene sotto momenti dovuti alle azioni orizzontali. Le sezioni dei pannelli murari

possono condurre a verifica di resistenza soddisfatta, anche se sono parzialmente reagenti. In tali condizioni non si ha plasticizzazione, ma la rigidità della sezione deve essere ridotta. Questo comportamento è efficacemente schematizzato con la legge trilineare, in grado di descrivere il passaggio dalla fase elastica alla fase fessurata e infine alla fase plastica; la legge trilineare è quindi maggiormente rappresentativa del fenomeno di riduzione della rigidità per fessurazione rispetto all'ipotesi di applicazione della riduzione del 50% ai valori iniziali dei moduli elastici.

Seguendo la legge trilineare, la curva di capacità del maschio murario è caratterizzata inizialmente dalla rigidità elastica. Appena si manifesta la parzializzazione, viene applicata la rigidità fessurata (pari al 50%). In seguito si gestiscono le plasticizzazioni a taglio e pressoflessione, attraverso l'analisi delle resistenze di progetto. In definitiva, la curva di comportamento non-lineare parte dalla rigidità elastica, e la fessurata entra in gioco solo al momento della parzializzazione. Questo tipo di comportamento non lineare è coerente con la normativa europea: EuroCodice EC8-1 (UNI EN 1998-1:2005), che in §4.3.3.4.1(2), relativamente ai metodi non lineari, recita:

"Come minimo, si raccomanda di utilizzare una relazione bilineare forza-deformazione a livello dell'elemento. In edifici di calcestruzzo e di muratura, si raccomanda che la rigidità elastica di una relazione bilineare forza-deformazione corrisponda a quella di sezioni fessurate. In elementi duttili, attesi esibire escursioni in campo plastico durante la risposta, si raccomanda che la rigidità elastica di una relazione bilineare sia la rigidità secante al punto di snervamento. Sono permesse **relazioni trilineari** forza-deformazione, che tengono conto di rigidità prima della fessurazione e dopo la fessurazione."

Con l'introduzione del comportamento trilineare, ACM implementa quindi in modo completo il comportamento descritto dall'EuroCodice, fermo restando che la legge bilineare resta ancora applicabile semplicemente effettuando la corrispondente selezione in input, con rigidità elastiche oppure fessurate (ridotte del 50%).

#### **B.6.1.5.2. COMPORTAMENTO DEI MASCHI MURARI: SPOSTAMENTO ULTIMO**

##### **Lo spostamento ultimo allo stato limite di collasso SLC è determinato in base al drift**

(deformazione angolare, data dal rapporto tra spostamento e altezza).

E' possibile specificare la **modalità di calcolo del drift** (capacità di spostamento ultimo per SLC), facendo riferimento ai valori normativi.

Per le murature ordinarie: il **drift a pressoflessione** è pari a 1.0%.

Inoltre, seguendo §7.8.2.2.1, durante l'elaborazione di calcolo si controlla lo sforzo di compressione medio normalizzato:  $v = \sigma_o / f_d$ , e se  $v > 0.2$  si applica una riduzione della capacità di spostamento, che diviene pari a  $1.25\% \cdot (1 - v)$  e comunque non inferiore allo spostamento al limite elastico del pannello (questa riduzione non viene specificata nei dati in input, ma è valutata nel corso dell'elaborazione di calcolo).

Il **drift a taglio** è pari a 0.5%, eccetto il caso delle murature di tipologia moderna costituite da blocchi forati, per le quali è pari a 0.4% (§8.7.1.3.1.1).

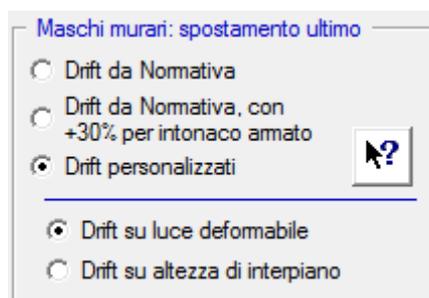
Per le murature armate, di nuova tipologia, la Normativa indica in §7.8.3.2.1 un drift a pressoflessione pari a 1.6% e in §7.8.3.2.2 un drift a taglio pari a 0.8%: la presenza di armature determina quindi un incremento della capacità di spostamento.

Ciò suggerisce un **incremento di drift anche per alcuni casi di consolidamento che prevedono la solidarizzazione di armature alla muratura**, come per l'intervento di intonaco armato, in

ragione di un evidente miglioramento della duttilità. Un incremento proponibile è pari al 30%; l'Utente di ACM può trattare ogni caso particolare specificando in input valori appropriati del drift.

Per agevolare le operazioni di input e la corretta definizione del drift, si è quindi predisposto la scelta di un'apposita opzione:

1. **Drift da Normativa;**
2. **Drift da Normativa, con +30% per intonaco armato;**
3. **Drift personalizzati.**



**Fig. B.6.30.** Finestra Pareti: scheda Calcolo (1). Maschi murari: spostamento ultimo

Le scelte 1. e 2. vincolano i valori dei drift presentati nei campi in input dei Dati Maschi, valori che non possono essere modificati.

La scelta 3. consente invece la definizione di valori qualsiasi.

In ogni caso, viene evidenziata l'opportunità di considerare, per l'intonaco armato, un incremento del 30% rispetto al valore di riferimento della Normativa (e quindi: **1.30% per la pressoflessione**, con successiva applicazione, in fase di elaborazione di calcolo, dell'eventuale correttivo in base all'entità della compressione, e **0.65%** (=0.5·1.3) per il taglio - che diviene  $0.4 \cdot 1.3 = 0.52\%$  in caso di muratura moderna a blocchi forati).

Per la curva di comportamento dei maschi murari, relativamente allo spostamento ultimo (spostamento al termine del tratto plastico) sono inoltre possibili le seguenti opzioni:

1. **Drift su luce deformabile;**
2. **Drift su altezza di interpiano.**

Il drift è dato dal rapporto tra spostamento e altezza, e in ACM l'altezza può fare riferimento alla luce deformabile (al netto delle zone rigide), oppure all'altezza di interpiano, ossia l'altezza della parete cui il maschio appartiene (pari alla luce completa del maschio, indipendentemente dalle zone rigide).

In generale viene fatto riferimento alla luce deformabile, in quanto lo spostamento deve essere valutato al netto di moti rigidi.

Nell'ambito dei confronti locali del comportamento sismico di una parete in muratura tra Stato Attuale e Stato di Progetto, si rileva che nel caso di una parete inizialmente piena (con altezza deformabile pari all'altezza completa, con zone rigide nulle) dove viene praticata un'apertura (per cui l'altezza deformabile dei maschi murari ai lati dell'apertura diminuisce, ad esempio con zone rigide che dipendono dalla diffusione degli sforzi a 30°), cerchiata con telaio, si otterrebbe una riduzione della capacità di spostamento, con conseguente giudizio negativo sull'intervento, in evidente contrasto con la realtà.

Una possibile soluzione a questo tipo di problemi si ottiene considerando, dal punto di vista della capacità di spostamento, la parete nel suo insieme e riferendo l'altezza per il calcolo dello spostamento al pannello anziché ai singoli maschi murari, e più precisamente all'altezza di

interpiano (prescindendo in pratica dalle zone rigide); l'ipotesi viene ovviamente applicata ad entrambi gli Stati Attuale e di Progetto. Questa è la seconda opzione proposta da ACM (drift su altezza di interpiano).

### B.6.1.6. Scheda CALCOLO(2)

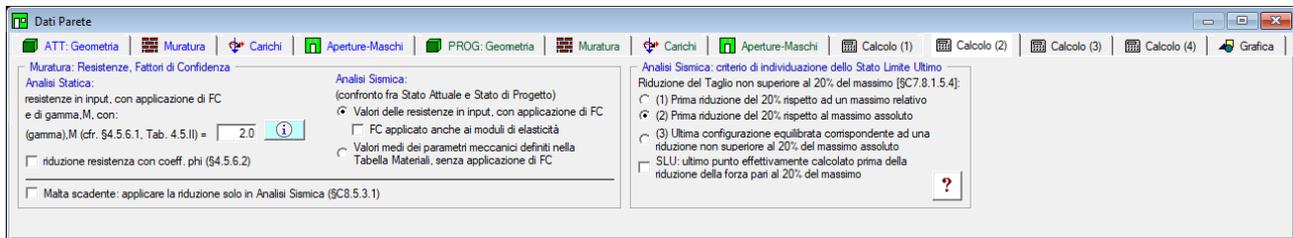


Fig. B.6.31. Finestra Pareti: scheda Calcolo (2)

### Muratura: Resistenze, Fattori di Confidenza.

#### Analisi Statica

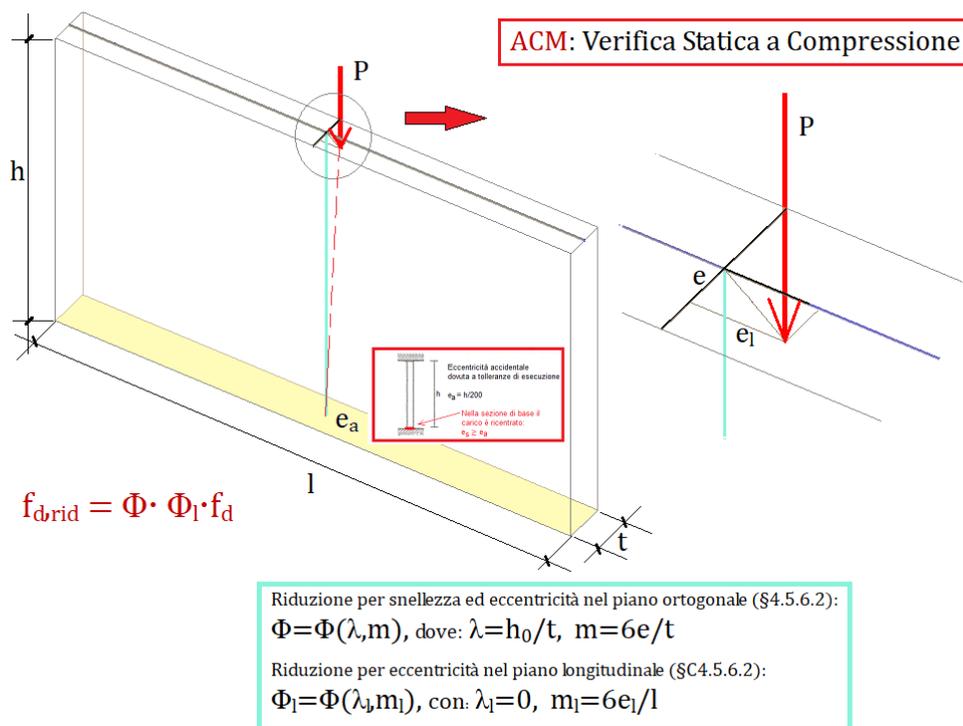
In analisi statica la resistenza a compressione di progetto della muratura è ottenuta da quella specificata in input divisa per il fattore di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_M$ :  $f_d = f_m / F_c / \gamma_M$ .

- Per il **coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_M$**  è possibile specificare il valore, generalmente compreso fra 2.0 e 3.0, in accordo con quanto indicato in §4.5.6.1.
- Nell'ambito della verifica statica a compressione, è possibile che la snellezza dei maschi murari o l'eccentricità del carico generino una riduzione della resistenza a compressione di progetto  $f_d$ . Questo aspetto è regolato, per le nuove murature, dalle NTC 2018 in §4.5.6. La riduzione di  $f_d$  avviene tramite il coefficiente  $\Phi$  che viene calcolato sulla base sia del comportamento fuori piano (§4.5.6.2) sia di quello nel piano (§C4.5.6.2): il check **riduzione resistenza con coefficiente  $\Phi$  (§4.5.6.2)** tiene conto di tale riduzione.

Il calcolo della riduzione della resistenza a compressione con il coefficiente  $\Phi$  può essere considerato opzionale in quanto secondo §8.4.1 l'intervento di Riparazione Locale richiede che non avvenga una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti, e quindi, se ad esempio la snellezza di una parete allo Stato Attuale implica un  $\Phi$  piccolo o nullo, qualora allo Stato di Progetto la snellezza non venga aumentata, si può ritenere che il livello di sicurezza preesistente non sia stato ridotto. In ogni caso, ovviamente, il Progettista deve tenere presente, ancora secondo §8.4.1, che le carenze strutturali riscontrate devono essere documentate ed eventualmente si devono indicare le conseguenti limitazioni all'uso della costruzione.

Dal punto di vista operativo in ACM, considerando l'ambiente destinato all'analisi locale della parete, vengono poste alcune ipotesi di lavoro riguardanti le eccentricità di calcolo.

Più in dettaglio: la verifica statica a compressione viene eseguita nella sezione di base dove il carico in sommità si è ricentrato e la sua eccentricità coincide con l'eccentricità accidentale, assunta pari a  $h/200$  ( $h$ =altezza di interpiano). L'eccentricità nel piano della parete, dove si deve assumere per il calcolo di  $\Phi$ :  $\lambda=0$ , viene trascurata data la possibilità di suddividere la parete in maschi murari in modo che questi effetti siano trascurabili e comunque considerando anche che il carico nella sezione di base si ricentra (fig. B.6.32).



**Fig. B.6.32.** Verifica statica a compressione e coefficiente di riduzione  $\Phi$

### Analisi Sismica

- Le **resistenze di progetto** in analisi sismica possono essere calcolate in base a due modalità.

**i)** Seguendo i contenuti normativi di NTC18, la resistenza di progetto si ottiene dalla resistenza in input divisa per il fattore di confidenza  $F_C$ . In ACM infatti viene utilizzato, ai fini della verifica sismica, il metodo statico non lineare per la costruzione della curva di capacità, grazie alla quale vengono effettuati i confronti fra Stato di Progetto e Stato Attuale in termini di rigidezza, resistenza e capacità di spostamento; secondo §C8.7.1.3.1.1, per le verifiche con metodi statici non lineari il fattore parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_M$  non viene considerato. Ad esempio, per la resistenza a compressione si ha:  $f_d = f_m / F_C$ .

Grazie ad un'apposita opzione, il fattore di confidenza  $F_C$  può essere applicato anche ai moduli di elasticità. A questo aspetto è dedicato un approfondimento disponibile nella sezione Articoli tecnico-scientifici: [Edifici esistenti in muratura: Fattore di Confidenza e Moduli elastici](#).

**ii)** In alternativa, è possibile seguire alcune indicazioni normative Regionali [3] [4] che propongono il riferimento ai valori medi dei parametri meccanici (indipendentemente dai valori definiti in input, che ad esempio possono coincidere con i valori minimi di Tab. C8.5.I se si ha livello di conoscenza LC1), senza applicazione di  $F_C$ . Più in dettaglio:

**Regione Toscana**, Comitato Tecnico Scientifico in materia di rischio sismico (Delibera Giunta Regionale n.606 del 21/6/2010).

Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti.

1.1. (...) Ai fini delle verifiche che devono essere condotte per questa tipologia di interventi si ritiene opportuno adottare i valori medi [delle caratteristiche meccaniche delle murature, Ndr] tra quelli proposti.

Non occorre dividere i valori suggeriti per il fattore di confidenza  $F_C$ . (...)

**Regione Emilia-Romagna**, Comitato Tecnico Scientifico (art. 4, L.R. n. 19/2008 e D.G.R. n.

1430/2009) - Riunione del 12 gennaio 2012 Seduta n. 11. Oggetto: Parere in merito alla classificazione degli interventi di formazione e/o modifica di aperture in pareti murarie. (Rif. prot. int. n. 35).

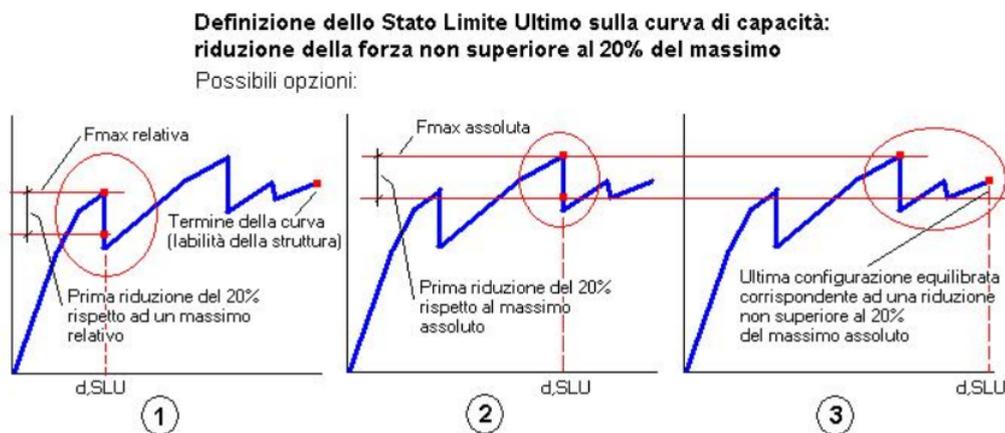
(...) Ai fini dei citati confronti [su rigidezza, resistenza, capacità di spostamento, NdR], è opportuno che le caratteristiche dei materiali esistenti siano assunte con riferimento ai loro valori più probabili (valori medi), senza l'applicazione dei fattori di confidenza  $F_c$  (ferma restando la possibilità di impiegare valori ridotti delle rigidezze per tener conto dello stato di fessurazione nei materiali fragili). (...)

Ad esempio, per la resistenza a compressione si ha:  $f_d = f_{m,med}$ .

**Analisi Sismica: criterio di individuazione dello Stato Limite Ultimo** = In analisi sismica secondo D.M. 17.1.2018, può inoltre essere specificato il **criterio** con cui si definisce lo **Stato Limite Ultimo SLC** secondo la riduzione della forza non superiore al 20% del massimo [§C7.8.1.5.4]:

1. Prima riduzione del 20% rispetto ad un massimo relativo;
2. Prima riduzione del 20% rispetto al massimo assoluto;
3. Ultima configurazione equilibrata corrispondente ad una riduzione non superiore al 20% del massimo assoluto.

E' possibile specificare se il punto di SLC deve coincidere con l'ultimo punto effettivamente calcolato prima della caduta del 20% (evitando l'interpolazione); questa opzione, presente per completezza di analisi, può essere influente nei confronti della verifica: se la caduta del 20% definisce un punto in uno scalino del diagramma, l'ultimo punto effettivamente calcolato prima della caduta ha una forza maggiore ma uno spostamento uguale: lo spostamento a SLC non cambia e di conseguenza resta invariato lo spostamento SLV.



Con riferimento ad una specifica curva di capacità, il punto rappresentativo dello Stato Limite Ultimo viene identificato con la riduzione della forza di taglio globale non superiore al 20% del massimo.

Nei diagrammi a 'scalini', dove alcuni collassi intermedi determinano locali perdite di resistenza, è possibile interpretare la definizione dello Stato Limite Ultimo secondo i tre criteri rappresentati in figura.

La scelta del criterio, e quindi dello spostamento strutturale corrispondente allo Stato Limite Ultimo, determina i risultati della verifica di compatibilità degli spostamenti.

Al criterio (1) corrisponde, in generale, una velocizzazione dell'analisi (la parte di curva oltre lo Stato Limite Ultimo diviene superflua e non è elaborata), ma deve essere usato con cautela nei casi in cui un collasso prematuro di locali elementi poco resistenti determini il soddisfacimento della condizione (1) prima che la struttura nel suo complesso abbia sviluppato le potenziali capacità resistenti.

**Fig. B.6.33.** Analisi sismica: criterio di individuazione di SLU

Le indicazioni normative (§C8.7.1.3.1) consentono la definizione sulla curva di capacità dei punti rappresentativi dei diversi stati limite. Il punto che definisce lo Stato Limite Ultimo (SLC) determina

il punto relativo a SLV, caratterizzato da uno spostamento è pari a  $\frac{3}{4}$  dello spostamento per SLC. Lo spostamento per SLD viene anzitutto valutato come spostamento al limite elastico della curva bilineare equivalente, definita a partire dallo spostamento ultimo per SLC; poi si valuta se lo spostamento corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari è inferiore: in caso affermativo, si assume questo come spostamento per SLD; infine si controlla che lo spostamento SLD non sia inferiore a quello corrispondente ad una forza (=taglio alla base della parete) pari a  $\frac{3}{4}$  della forza massima.

### B.6.1.7. Scheda CALCOLO(3)

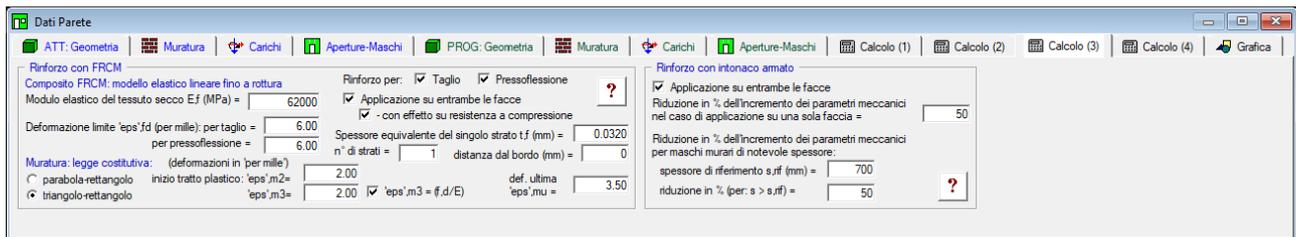


Fig. B.6.34. Finestra Pareti: scheda Calcolo (3)

La scheda Calcolo (3) gestisce le proprietà dei rinforzi con FRCM o con intonaco armato.

#### B.6.1.7.1. RINFORZO CON FRCM

**Rinforzo con FRCM** = consente la specifica dei parametri di progetto per il rinforzo della parete con compositi fibrorinforzati a matrice inorganica (FRCM).

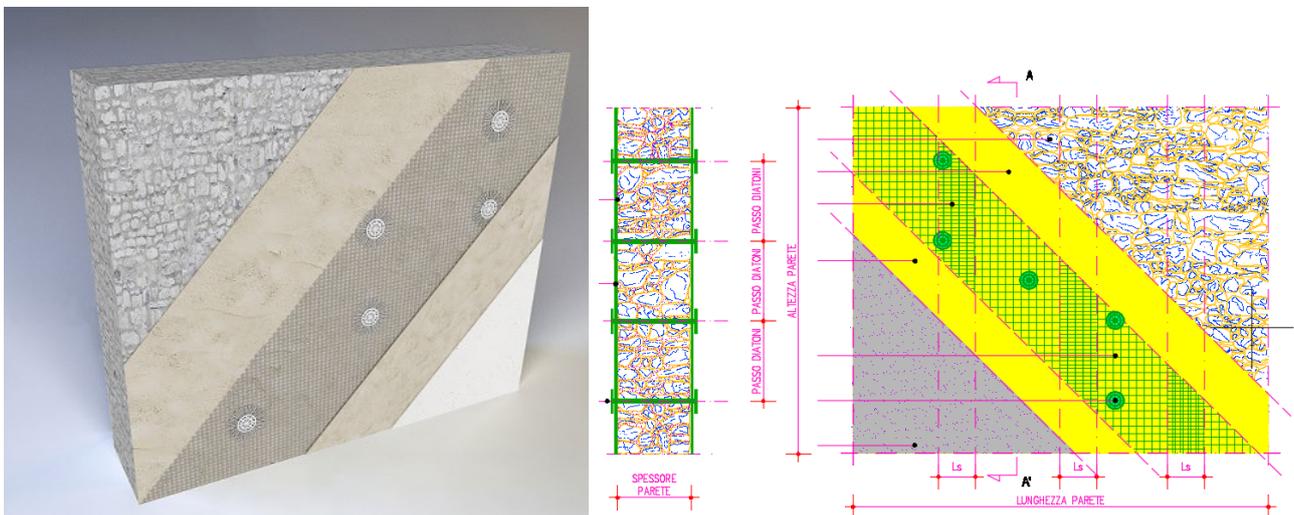
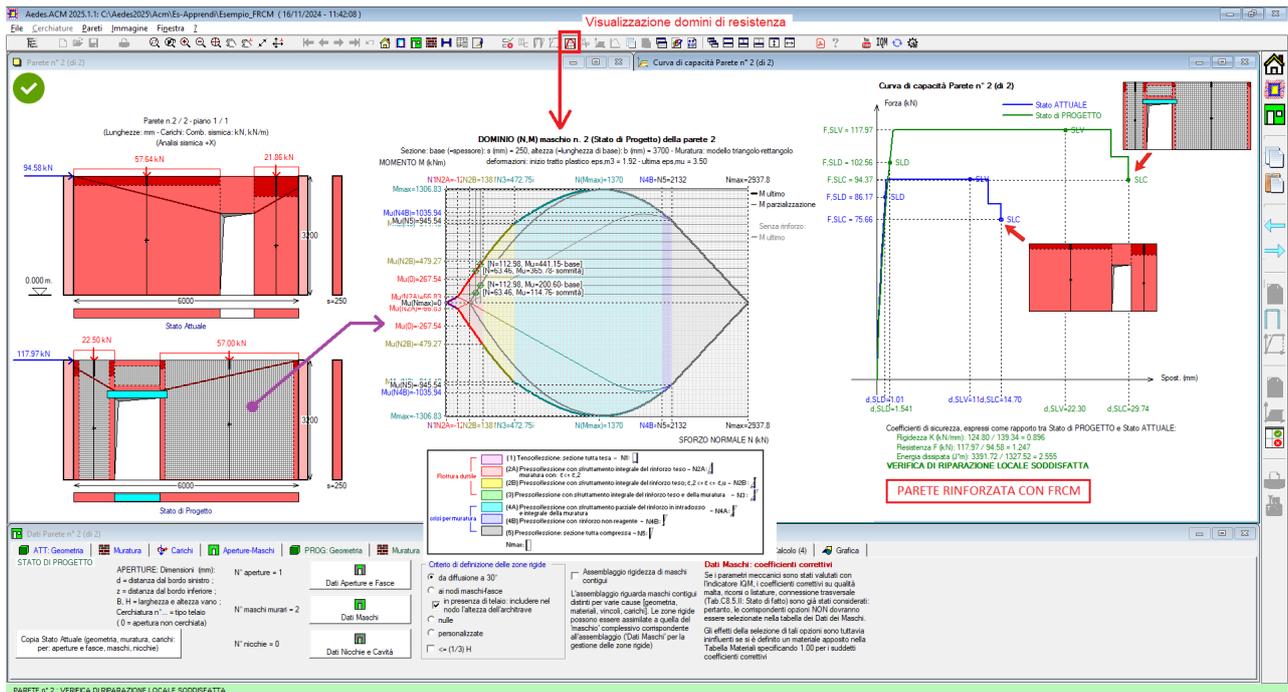


Fig. B.6.35. Rinforzo FRCM di un maschio murario

La fig. B.6.35 si riferisce al rinforzo a flessione e taglio del maschio murario tramite FRCM (nell'esempio: GeoSteel Grid 200/400 di Kerakoll; fonte: Kerakoll, Manuale tecnico: Linea guida per consolidamento, rinforzo strutturale e sicurezza sismica con nuove tecnologie Green - web: <https://strutturale.kerakoll.com>)



**Fig. B.6.36.** Intervento su una parete per modifica apertura, con rinforzo in FRCM

Le pareti in muratura possono essere rinforzate con **materiali compositi fibrorinforzati a matrice inorganica (FRCM)**. Le verifiche di sicurezza degli elementi rinforzati con FRCM sono svolte in accordo al documento **CNR-DT 215/2018** "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a Matrice Inorganica".

**In ACM** i parametri del rinforzo vengono specificati in un'apposita sezione dei Dati Parete. Questa tipologia di intervento può essere assegnata ad **ogni elemento resistente della parete**: maschi e fasce corrispondenti alle aperture. Il comportamento strutturale si determina attraverso l'elaborazione del dominio di resistenza, dove viene proposto il **confronto fra la frontiera della parete originaria e quella espansa** grazie all'intervento con il composito. Il miglioramento della capacità resistente conduce ad una modifica della curva di capacità della parete e questo intervento antisismico può costituire una valida **alternativa alla realizzazione di telai di cerchiatura**, evitando le note problematiche associate al tradizionale intonaco armato.

La scheda Calcolo (3) della finestra Dati Parete contiene i parametri che definiscono il rinforzo con FRCM.

Fra i dati richiesti da Aedes.ACM per la definizione delle proprietà meccaniche del materiale composito FRCM è presente la **deformazione limite  $\epsilon_{fd}$  per taglio e per pressoflessione**.

| Rinforzo con FRCM  |   |
|--|---|
| Composito FRCM: modello elastico lineare fino a rottura  |   |
| Modulo elastico del tessuto secco $E_f$ (MPa) =  | <input type="text" value="62000"/>                                  |
| Deformazione limite 'eps'.fd (per mille): per taglio =   | <input type="text" value="13.59"/>                                  |
| per pressoflessione =  | <input type="text" value="9.06"/>                                   |
| Muratura: legge costitutiva: (deformazioni in 'per mille')   |   |
| <input type="radio"/> parabola-rettangolo  | inizio tratto plastico: 'eps'.m2= <input type="text" value="2.00"/> |
| <input checked="" type="radio"/> triangolo-rettangolo  | 'eps'.m3= <input type="text" value="2.00"/>                         |
|  | <input checked="" type="checkbox"/> 'eps'.m3 = (f.d/E)              |
|  | def. ultima 'eps'.mu = <input type="text" value="3.50"/>            |
| Rinforzo per: <input checked="" type="checkbox"/> Taglio <input checked="" type="checkbox"/> Pressoflessione | <input style="float: right;" type="button" value="?"/>              |
| <input checked="" type="checkbox"/> Applicazione su entrambe le facce  |   |
| <input checked="" type="checkbox"/> - con effetto su resistenza a compressione                               |   |
| Spessore equivalente del singolo strato t.f (mm) =   | <input type="text" value="0.0320"/>                                 |
| n° di strati =   | <input type="text" value="2"/>                                      |
| distanza dal bordo (mm) =  | <input type="text" value="150"/>                                    |

**Fig. B.6.37.** Rinforzo con FRCM

Seguendo le CNR-DT 215/2018 (nel seguito: CNR-DT 215), si fa riferimento ai seguenti parametri:

$\varepsilon_{uf}$  = deformazione ultima a rottura per trazione del tessuto secco

$\varepsilon_{lim,conv}$  = deformazione limite convenzionale (situazioni di estremità) (distacco dal supporto)

$\sigma_{lim,conv}$  = tensione limite convenzionale (situazioni di estremità) (distacco dal supporto)

$\varepsilon^{(\alpha)}_{lim,conv}$  = deformazione limite convenzionale (situazione intermedia)

$\sigma^{(\alpha)}_{lim,conv}$  = tensione limite convenzionale (situazione intermedia)

$\varepsilon_{fd}$  = deformazione di progetto del rinforzo di FRCM

$E_f$  = modulo di elasticità normale del tessuto secco

$\alpha$  = coefficiente amplificativo per le situazioni di distacco dal supporto e/o di scorrimento tessuto-matrice di tipo intermedio (cioè in una zona distante dalle estremità del rinforzo)

#### Per il comportamento a taglio:

$$\varepsilon_{fd} = \eta \cdot \varepsilon^{(\alpha)}_{lim,conv} / \gamma_m$$

dove:

$\eta$  = fattore di conversione ambientale (Tab. 3.1 CNR-DT 215) assume i valori: 0.90 per esposizione interna, 0.80 per esposizione esterna e 0.70 per ambiente aggressivo

$\gamma_m$  = fattore parziale per il materiale, pari a 1.5 per le verifiche agli stati limite ultimi (SLV)

$$\varepsilon^{(\alpha)}_{lim,conv} = \alpha \cdot \varepsilon_{lim,conv}$$

dove si assume:  $\alpha = 1.5$ , e:

$\varepsilon_{lim,conv} = \sigma_{lim,conv} / E_f$ : questa relazione ed i parametri forniti dai produttori (dove la deformazione di distacco  $\varepsilon_{lim,conv}$  dipende dal supporto, cioè dal materiale murario da rinforzare, es. mattoni pieni, tufo, ecc.), determinano la conoscenza in input delle tre grandezze:  $\varepsilon_{lim,conv}$ ,  $\sigma_{lim,conv}$ ,  $E_f$ .

Ad esempio, facendo riferimento al prodotto GeoSteel Grid 200 FRM di Kerakoll su supporto in tufo, il produttore fornisce:  $E_f = 62$  GPa,  $\varepsilon_{lim,conv} = 1.51\% = 15.1\text{‰}$

Il valore in input per la deformazione limite per taglio, supponendo un ambiente interno, è quindi pari a:

$$\varepsilon_{fd} = \eta \cdot \varepsilon^{(\alpha)}_{lim,conv} / \gamma_m = 0.9 \cdot 1.5 \cdot 0.0151 / 1.5 = 13.59\text{‰}$$

#### Per il comportamento a pressoflessione nel piano:

$\varepsilon_{fd} = \eta \cdot \varepsilon^{(\alpha)}_{lim,conv} / \gamma_m$  nel caso in cui la modalità di crisi attesa sia per distacco o scorrimento in zona intermedia;

$\varepsilon_{fd} = \eta \cdot \varepsilon_{lim,conv} / \gamma_m$  nel caso in cui la modalità di crisi attesa sia per distacco o scorrimento in zona di estremità.

Qualora il rinforzo venga esteso fino ad una significativa distanza dalla sezione di verifica, la crisi per distacco dal supporto può essere considerata in zona intermedia. In ogni caso, a favore di sicurezza (essendo  $\varepsilon_{lim,conv} < \varepsilon^{(\alpha)}_{lim,conv}$ ), si può utilizzare:  $\varepsilon_{fd} = \eta \cdot \varepsilon_{lim,conv} / \gamma_m$  che per l'esempio citato fornisce:  $0.9 \cdot 0.0151 / 1.5 = 9.06\text{‰}$

Se la capacità a pressoflessione è governata dalla resistenza della rete e non dalla capacità di adesione del rinforzo FRCC al supporto o dallo scorrimento della rete all'interno della matrice, la deformazione di progetto sarà pari a quella di rottura del tessuto secco:

$$\varepsilon_{fd} = \eta \cdot \varepsilon_{uf} / \gamma_m$$

L'applicazione di FRCC può riguardare **entrambe le facce della parete o una singola faccia**.

Nel caso di entrambe le facce, con analogia agli interventi di intonaco armato anch'essi riguardanti entrambe le facce, anche grazie alla presenza di elementi trasversali di collegamento, si viene a configurare una parete 'armata' la cui **capacità di spostamento ultimo**, superiore a quella della muratura non rinforzata, corrisponde ad un incremento di duttilità (=rapporto fra spostamento ultimo e spostamento registrato al raggiungimento della massima forza) [34] [35].

Sull'incremento di capacità di spostamento in presenza di rinforzo armato si è già trattato in precedenza per il caso dell'intonaco armato (figg. B.6.15, B.6.16), tecnica per la quale è possibile applicare in modo immediato l'analogia con i documenti normativi che per primi hanno introdotto i valori di duttilità e i loro incrementi corrispondenti alle diverse tecniche di rinforzo (iniezioni, intonaco armato); si può stimare in tal modo un incremento di capacità di spostamento prodotto dall'intonaco armato pari a circa il 30%.

Per quanto riguarda FRCC, non risultano attualmente disponibili riferimenti a documenti normativi per quantificare il miglioramento dal punto di vista delle capacità di spostamento della parete in muratura rinforzata con FRCC, ma poiché anche questa tecnologia di rinforzo armato determina un incremento di duttilità, anche in considerazione dei risultati prodotti da recenti ricerche [35], si ritiene lecito operare con modalità analoghe all'intonaco armato stimando un incremento di capacità di spostamento pari al 30% (purchè l'applicazione del rinforzo avvenga su entrambe le facce). Tale valore viene proposto da ACM ma è comunque modificabile a piacere da parte dell'Utente. Si osservi che non assegnare alcun incremento di capacità di spostamento all'intervento con FRCC potrebbe penalizzare la verifica di non peggioramento sulla capacità di spostamento, ottenendo un risultato non realistico. In alternativa, nel caso di rinforzo con FRCC si può omettere il confronto numerico tra Stato Attuale e Stato di Progetto sulla capacità di spostamento, assumendo a priori che tale capacità incrementi e che da questo punto di vista la verifica di non peggioramento sia garantita, senza porsi l'obiettivo di quantificare l'incremento.

ACM rende inoltre disponibile un'opzione che indica se in caso di applicazione su entrambe le facce vi è **effetto sulla resistenza a compressione**. Grazie a tale opzione, è possibile considerare un effetto di incremento della resistenza a compressione dovuto ai collegamenti fra le facce, equiparando tale configurazione all'intervento con tirantini antiespulsivi. Ciò permette di rilevare un miglioramento anche nelle verifiche statiche, su cui altrimenti l'intervento con FRCC non avrebbe alcun effetto.

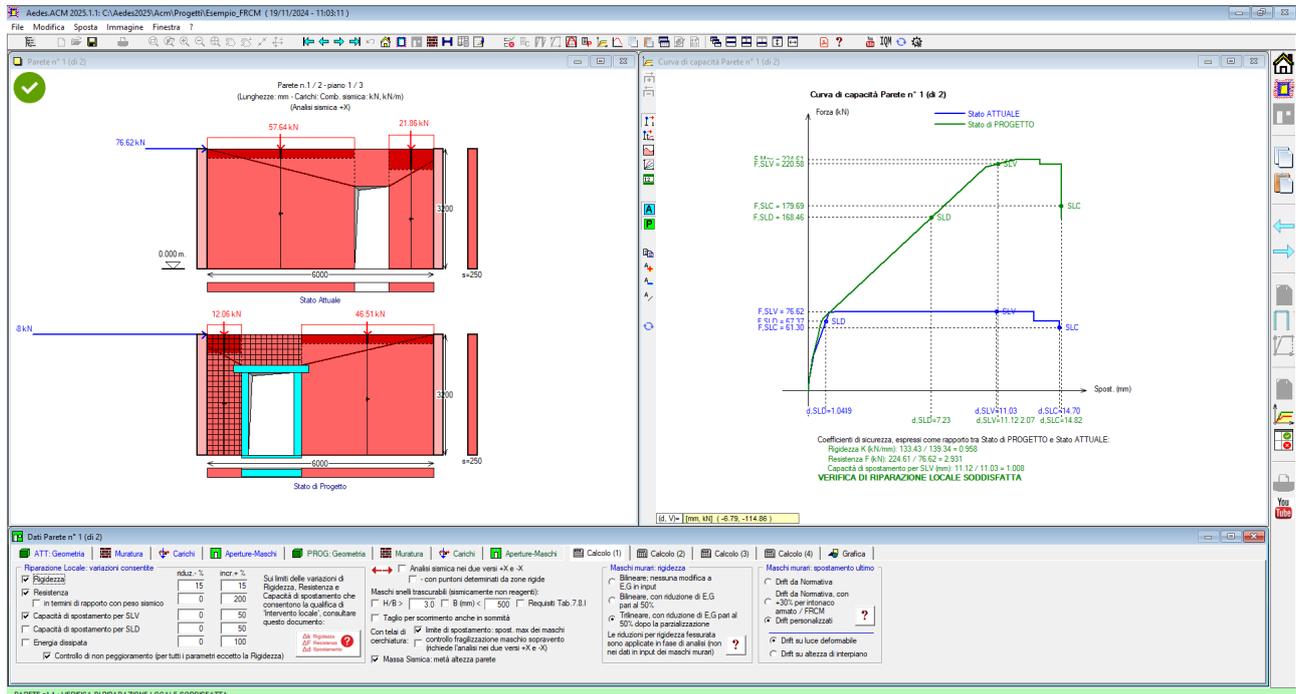
### **Definizione dell'intervento con FRCC e risultati dell'analisi**

L'intervento con FRCC viene definito attraverso i dati dei Maschi murari e delle Aperture.

Per illustrare un esempio di applicazione è disponibile il file *Esempio\_FRCC*, direttamente ottenuto dal file di preimpostazione dati di ACM, contenente un telaio di cerchiatura e due pareti: si tratta della medesima parete, una volta consolidata con telaio di cerchiatura (parete n°1) affiancato in parte da intonaco armato, e una volta consolidata con FRCC (parete n°2). In entrambi i casi, vengono considerati i comportamenti a pressoflessione e a taglio sia dei maschi murari sia della

fascia sovrastante l'apertura.

Per la parete n°1 i risultati sono riportati nell'immagine seguente:



**Fig. B.6.38.** Esempio di studio per ACM: confronto fra cerchiatura e rinforzo con FRM

**ANALISI SISMICA: COEFFICIENTI DI SICUREZZA parete n° 1**

[Rigidezze: kN/mm - Forze: kN - Spostamenti: mm - Energia dissipata: J=N·m]  
Attuale Progetto Rapporto(C.Sic.)

|            |         |         |              |                                  |
|------------|---------|---------|--------------|----------------------------------|
| Rigid. K)  | 139.34  | 133.43  | <b>0.958</b> | compreso fra -15% e +15% (-4.2%) |
| Resist.F)  | 76.62   | 224.61  | <b>2.931</b> | non peggioramento (> 100%)       |
| Spost.SLV) | 11.03   | 11.12   | <b>1.008</b> | non peggioramento (+0.8%)        |
| Spost.SLD) | 1.04    | 7.23    | <b>6.952</b> | (> 100%)                         |
| En.diss.)  | 1075.49 | 2389.01 | <b>2.221</b> | (> 100%)                         |

**VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA**

L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti su:

- rigidezza
- resistenza
- energia dissipata

Per la parete n°2, le caratteristiche del rinforzo in FRM vengono espresse, come sopra illustrato, nella scheda Calcolo(2) della finestra Dati Parete. In particolare, si sono previsti 2 strati e applicazione su entrambe le facce della parete. L'attribuzione del rinforzo avviene sia nei Dati Aperture, per quanto riguarda la fascia sopra l'apertura, sia nei Dati Maschi (figure seguenti).

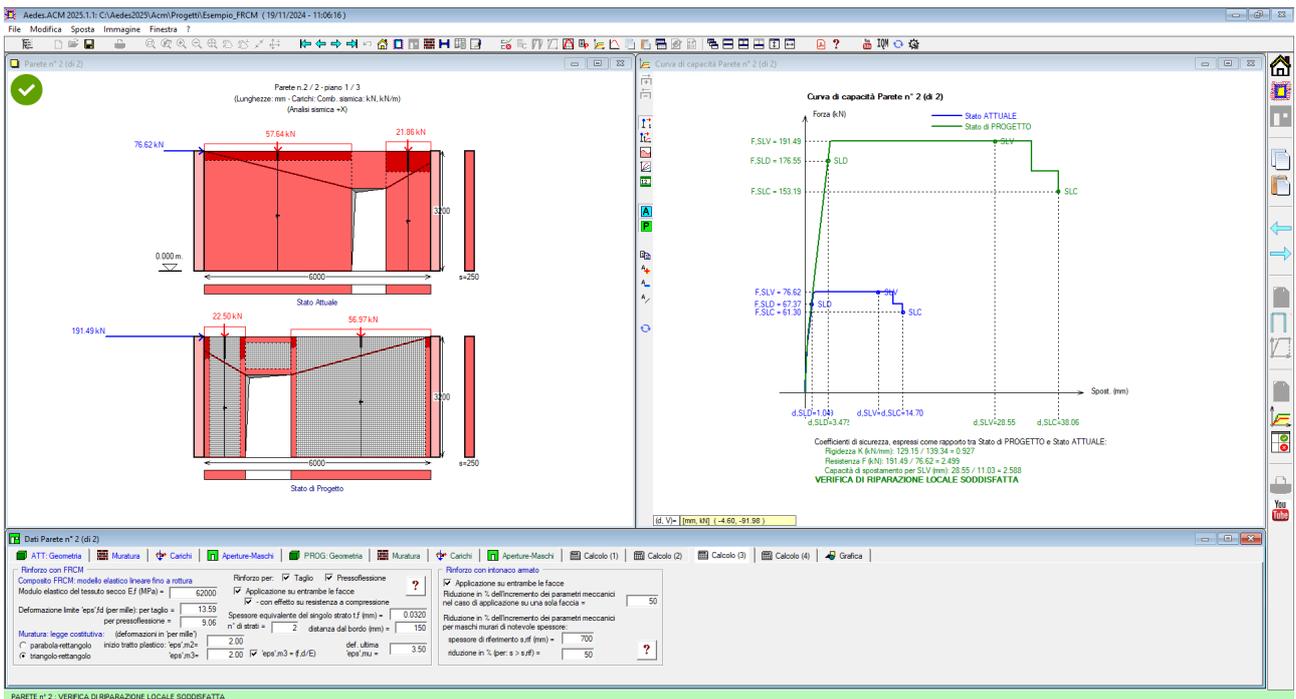
| N° | d (mm) | z (mm) | B (mm) | H (mm) | A (m²) | N°cerch. | Fascia mur sx                       | mur dx                   | PressoFl. Compl.                    | Resist.a traz. elem. teso da architrave (cerch.) (kN) | Resist.a traz. di progetto (da cordolo o architrave) (kN) | Taglio                              | Carico su maschi                    | Rinforzo con FRM                    |
|----|--------|--------|--------|--------|--------|----------|-------------------------------------|--------------------------|-------------------------------------|---|---|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| 1  | 1100   | 0      | 1200   | 2200   | 2.6400 | 0        | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | 0.00  | 0.00  | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> |

**Fig. B.6.39.** Dati in input per il rinforzo con FRM delle fasce (muratura sopra le aperture)

| N° | Malta buona              | Ricorsi o telature       | Connessione trasversale  | Diatoni artificiali      | Tirantini antiespuls.    | Iniezioni di miscele     | Intonaco armato                     | Riastriatura non armata  | % spessore | Riastriat. arm. con conness. | Coeff. corrett. resistenze | Coeff. corrett. mod. elast. | Rinforzo con FRCM                   | Drift (%) a PressoFl. (SLC) | Drift (%) a Taglio (SLC) |
|----|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|-------------------------------------|--------------------------|------------|------------------------------|----------------------------|-----------------------------|-------------------------------------|-----------------------------|--------------------------|
| 1  | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/> | 50         | <input type="checkbox"/>     | fm: 1.30 - tau0,6/0: 1.00  | 1.00                        | <input checked="" type="checkbox"/> | 1.30                        | 0.65                     |
| 2  | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | 50         | <input type="checkbox"/>     | fm: 1.30 - tau0,6/0: 1.00  | 1.00                        | <input checked="" type="checkbox"/> | 1.30                        | 0.65                     |

**Fig. B.6.40.** Dati in input per il rinforzo con FRCM dei maschi murari

I risultati per la parete n°2 sono i seguenti:



**Fig. B.6.41.** Risultati dell'analisi dell'esempio in caso di rinforzo con FRCM

**ANALISI SISMICA: COEFFICIENTI DI SICUREZZA parete n° 2**

[Rigidezze: kN/mm - Forze: kN - Spostamenti: mm - Energia dissipata: J=N·m]

|            | Attuale | Progetto | Rapporto(C.Sic.) |                                   |
|------------|---------|----------|------------------|-----------------------------------|
| Rigid. K)  | 139.34  | 129.15   | <b>0.927</b>     | compreso fra -15% e + 15% (-7.3%) |
| Resist.F)  | 76.62   | 191.49   | <b>2.499</b>     | non peggioramento (> 100%)        |
| Spost.SLV) | 11.03   | 28.55    | <b>2.588</b>     | non peggioramento (> 100%)        |
| Spost.SLD) | 1.04    | 3.47     | <b>3.337</b>     | (> 100%)                          |
| En.diss.)  | 1075.49 | 6880.37  | <b>6.397</b>     | (> 100%)                          |

**VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA**

Anche con questo tipo di consolidamento la verifica di riparazione locale è soddisfatta. E' quindi interessante confrontare gli effetti delle due soluzioni alternative (telaio di cerchiatura e rinforzo con FRCM):

• **Rigidezza:**

Stato Attuale: 139.34 kN/mm

Stato di Progetto con telaio di cerchiatura: 133.43 (-4.2%)

Stato di Progetto con FRCM: 129.15 (variazione: -7.3%)

In entrambi i casi la variazione di rigidezza resta confinata entro il 15%.

- **Forza ultima:**

Stato Attuale: 76.62 kN

Stato di Progetto con telaio di cerchiatura: 224.61 (+293.1% > 100%)

Stato di Progetto con FRCM: 191.49 (+249.9% > 100%)

In entrambi i casi la resistenza aumenta, con verifica di non peggioramento soddisfatta e con forza di progetto dello stesso ordine di grandezza.

- **Capacità di spostamento SLV:**

Stato Attuale: 11.03 mm

Stato di Progetto con telaio di cerchiatura: 11.12 (+0.8%)

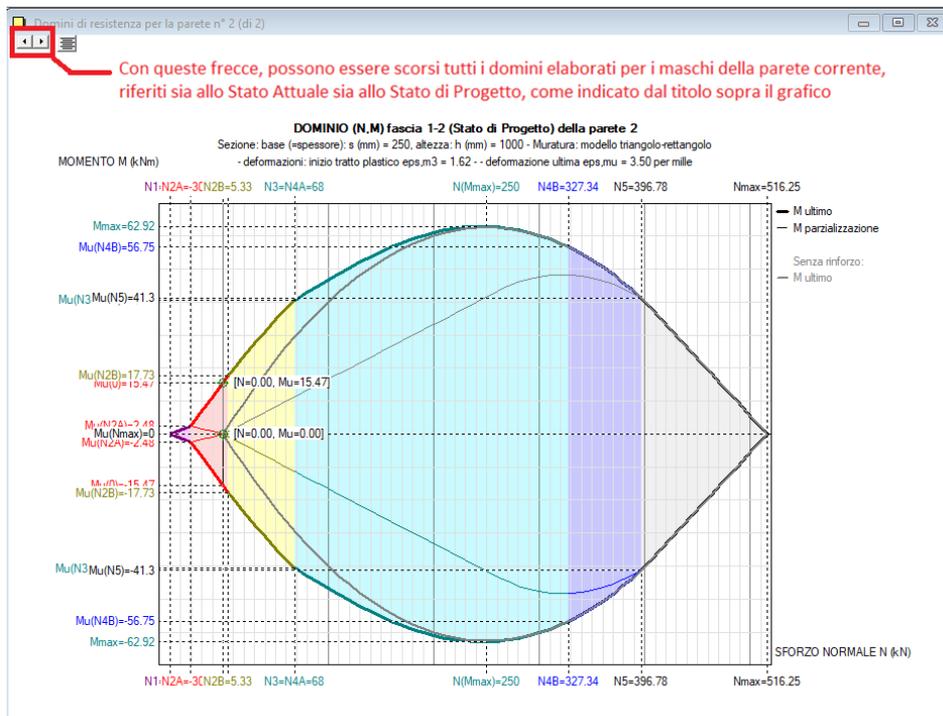
Stato di Progetto con FRCM: 28.55 (+158.8%)

In entrambi i casi la capacità di spostamento aumenta, in modo molto più significativo per FRCM; la verifica di non peggioramento è in ogni caso soddisfatta.

I due interventi possono essere considerati equivalenti. Va tenuto presente che al di là del modello numerico, l'intervento di consolidamento con FRCM ha il vantaggio di costituire un consolidamento diffuso che ben si integra al materiale murario preesistente, mentre per il telaio di cerchiatura permangono le problematiche riguardanti la connessione fra materiali diversi (acciaio e muratura), affrontata – nel caso in esame – predisponendo intonaco armato dalla parte adiacente al telaio con maschio murario più piccolo, vicino alla mazzetta sinistra (fig. B.6.38).

Per l'analisi degli elementi rinforzati con FRCM (fasce, maschi) ACM elabora il dominio di resistenza, dove è possibile confrontare il comportamento senza rinforzo (frontiera in colore grigio) con quello con rinforzo: l'incremento del momento ultimo dipende ovviamente anche dal numero di strati del rinforzo. In generale, viene mostrata una buona compatibilità fra il comportamento dell'elemento murario prima e dopo il rinforzo.

Nelle figg. B.6.42, B.6.43 e B.6.44 sono rappresentati i domini di resistenza della fascia e dei due maschi rinforzati con FRCM relativi alla parete n°2.



**Fig. B.6.42.** Dominio di resistenza per la fascia della parete di esempio rinforzata con FRCM

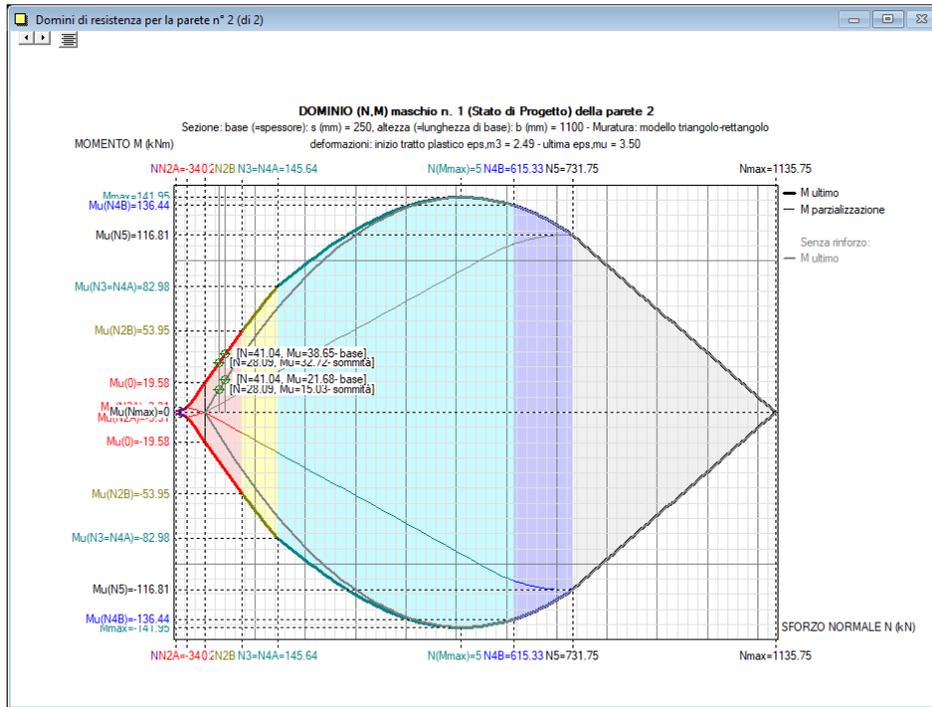


Fig. B.6.43. Dominio di resistenza per il maschio n°2 della parete di esempio rinforzato con FRCM

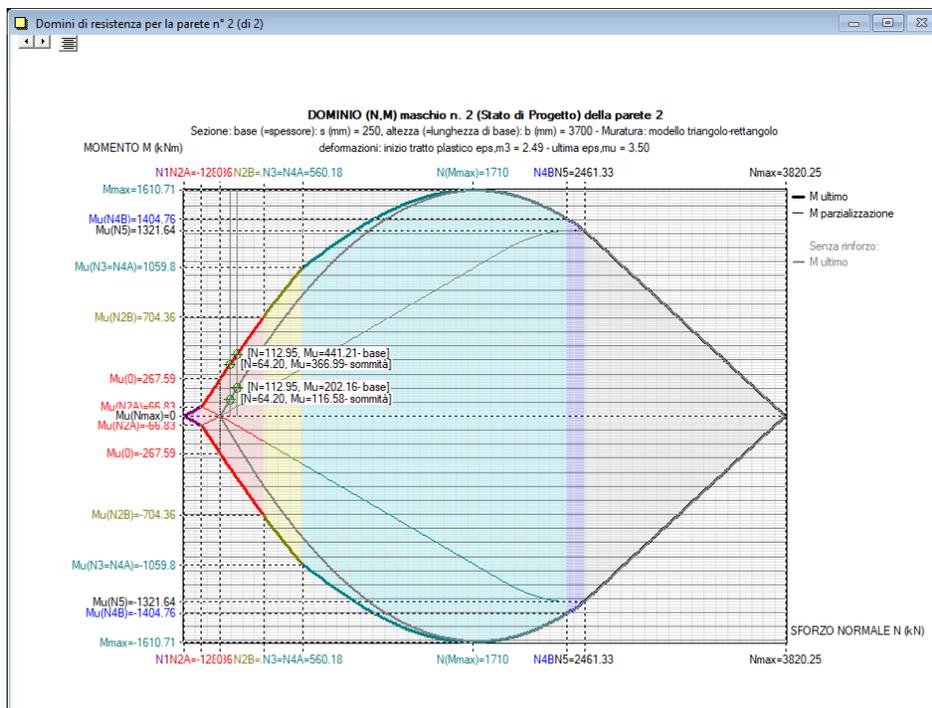


Fig. B.6.44. Dominio di resistenza per il maschio n°2 della parete di esempio rinforzato con FRCM

Per entrambe le ipotesi di rinforzo, sia con telaio di cerchiatura sia con FRCM, il confronto fra Stato Attuale e di Progetto riguardante la forza massima e la capacità di spostamento mostra incrementi che vengono considerati accettabili nell'ottica di non indurre peggioramenti nel comportamento della parete (in questo esempio di ACM è stato attivato il controllo di non peggioramento, vd. fig.

B.6.38). La Circ. 2019 indica in §C8.7.4.1, punto 4.:

*"(...) Nel caso di realizzazione di nuove aperture in pareti esistenti, per far fronte alla diminuzione della capacità resistente della parete e all'aumento della sua deformabilità, può essere necessario prevedere rinforzi in grado di collaborare con la muratura esistente attraverso opportune connessioni ripristinando, per quanto possibile, la condizione dell'intera parete in atto prima della realizzazione dell'apertura.(...)".*

Le indicazioni possono essere estese al caso più generale di modifica delle aperture: nell'esempio in esame si tratta di una nuova apertura con chiusura della precedente. Sia il telaio in acciaio, sia il rinforzo con FRCC fanno fronte alla diminuzione della capacità resistente della parete, determinandone un incremento, senza modificare in modo sostanziale la rigidità: grazie a questo aspetto, l'azione sismica sostenuta dalla parete, in interazione con le altre pareti dell'edificio, sarà sostanzialmente invariata. Nell'eventuale percorso di fessurazione progressiva, cambierà il punto di crisi della parete dovuto al raggiungimento della resistenza, spostandosi in avanti (poiché la resistenza aumenta), il che può essere considerato a favore di sicurezza in quanto non comporta riduzioni del livello di sicurezza preesistente.

#### **B.6.1.7.2. RINFORZO CON INTONACO ARMATO**

Seguendo la Normativa vigente (Circ. 2019, §C8.5.3.1), l'effetto di questa tipologia di consolidamento può essere stimato attraverso opportune valutazioni che considerino gli spessori della parete e dell'intonaco armato, oltre che i relativi parametri meccanici. In assenza di queste è possibile adottare il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, applicabile ai valori sia dei parametri di resistenza ( $f$ ,  $\tau_0$  e  $f_v0$ ), sia dei moduli elastici ( $E$  e  $G$ ).

In ACM, se si dispone di risultati di origine sperimentale, è possibile definire un materiale apposito per la muratura consolidata con intonaco armato. Diversamente, si utilizzano i coefficienti amplificativi della Tab. C8.5.II.

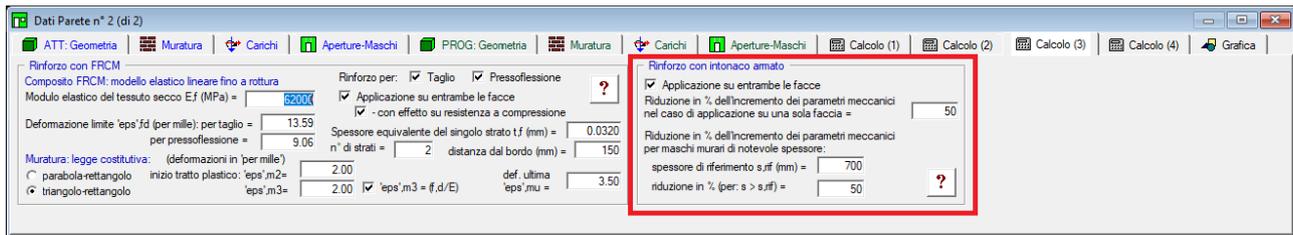
Nel caso del coefficiente correttivo per intonaco armato, non si applicano i coefficienti relativi alla connessione trasversale della muratura non consolidata e alla ristilatura armata. Le relazioni fra diversi tipi di consolidamento e di tipologia vengono gestiti automaticamente da ACM: non è ad esempio possibile definire contemporaneamente connessione trasversale con intonaco armato.

Il testo normativo specifica che il **consolidamento con intonaco armato** non ha alcuna efficacia in assenza di sistematiche connessioni trasversali e **la sua efficacia è ridotta quando realizzato su un solo paramento**.

La **riduzione dell'efficacia dell'intonaco armato su una sola faccia**, specificata in input in ACM nella scheda Calcolo(3), si applica direttamente al coefficiente correttivo della Tab. C8.5.II.

Ad esempio, se la riduzione è del 50% e la muratura è in pietre a spacco con buona tessitura, il coefficiente amplificativo si riduce da  $1.5(=1 + 0.5)$  a  $(1+50\% \cdot 0.5)=1.25$ .

Nella legenda della Tab. C8.5.II inoltre si specifica che **i coefficienti correttivi per l'intonaco armato sono da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore** (p.es. > 70 cm): per questa riduzione, nella stessa scheda ACM propone in input sia lo spessore di riferimento per tale valutazione, sia la corrispondente riduzione da applicare al coefficiente correttivo (fig. seg.).



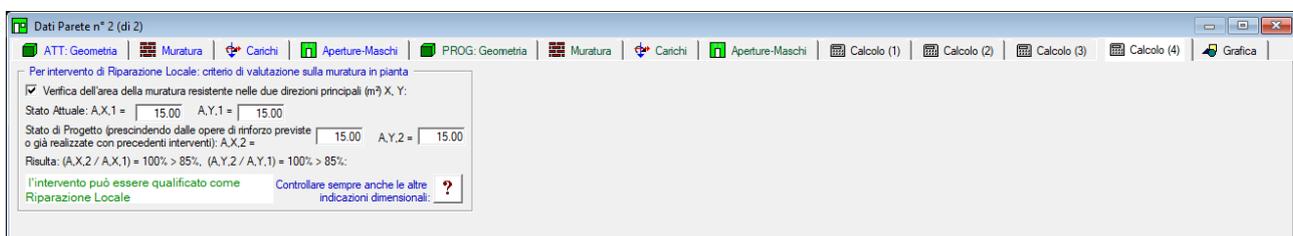
**Fig. B.6.45.** Opzioni per rinforzo con intonaco armato

Per le riduzioni dell'incremento di capacità meccanica ottenuto con l'intonaco armato, sia per l'intervento su una sola faccia, sia per il caso di notevole spessore, le opzioni in input in ACM fanno riferimento alla totalità della parete: si ritiene infatti che questi due criteri siano validi in generale per tutti i maschi murari della parete. Ciò significa che: se l'intonaco armato viene considerato su una sola faccia, questa proprietà sarà attribuita a tutti i maschi della parete consolidati con intonaco armato; se si adotta la riduzione delle capacità meccaniche per effetto di un certo spessore superiore al limite di riferimento (p.es. 70 cm.), tale riduzione verrà applicata a tutti i maschi della parete aventi spessore maggiore di questo.

Come noto, nella Circ.2019 si specifica che i coefficienti migliorativi della Tab. C8.5.11 possono essere applicati **in combinazione tra loro, in forma moltiplicativa. Questo approccio viene applicato da ACM ai coefficienti correttivi in genere.** Pertanto, se il coefficiente correttivo per una muratura di notevole spessore è pari a 0.7 (70%), ed è contemporaneo all'intonaco armato su una sola faccia (con riduzione del 50%), il coefficiente correttivo complessivo diviene pari a  $(1+70\% \cdot 50\% \cdot 0.5) = 1.175$ .

Ancora sull'intonaco armato, nel paragrafo normativo citato si specifica che nell'adozione degli eventuali coefficienti migliorativi si deve tenere conto delle caratteristiche delle malte utilizzate (cementizie o a calce) e delle armature (metalliche o in fibra). Infine, si segnala la necessità di una preventiva verifica che il paramento non evidenzi un'eccessiva disgregazione o presenza di vuoti, tale da rendere inefficace l'accoppiamento con l'intonaco armato; in questi casi è opportuno accoppiare l'intervento con iniezioni. L'accoppiamento fra coefficienti correttivi delle iniezioni e dell'intonaco armato viene gestito da ACM automaticamente, selezionando i corrispondenti check nei dati dei Maschi murari.

### B.6.1.8. Scheda CALCOLO (4)



**Fig. B.6.46.** Finestra Pareti: scheda Calcolo (4)

La scheda Calcolo (4) propone parametri riguardanti i dati sulla geometria in pianta della muratura resistente per una corretta valutazione della natura locale degli interventi su pareti portanti.

Per la qualifica dell'intervento sulla parete muraria come 'intervento locale', nelle linee guida "Orientamenti interpretativi in merito alla classificazione degli interventi sugli edifici esistenti",

Regione Toscana: Comitato Tecnico Scientifico in materia di Rischio Sismico (art. 3bis L.R. 58/2009 e Decreto del Presidente della Giunta regionale n. 83 del 22/5/2022), in §4.1.4 si forniscono indicazioni dimensionali e costruttive relative agli interventi classificabili come 'locali'.

Il documento normativo è consultabile in ACM:

*Dati Progetto > menu Normativa > Regione Toscana DGR 83 del 22.5.2022.*

Fra le indicazioni del documento, ai fini di valutare se un intervento che prevede la creazione di nuove aperture all'interno di un edificio in muratura sia da classificarsi come "intervento locale" oppure richieda verifiche di livello superiore, si adotta il seguente criterio empirico:

- facendo riferimento alla "unità immobiliare" ovvero alla porzione significativa del piano della Unità Strutturale oggetto di intervento, si valuta l'area della muratura resistente nelle due direzioni principali,  $A_{x1}$  e  $A_{y1}$ , nello stato attuale. Quindi si valuta l'area di muratura resistente nelle due direzioni principali nello stato di progetto,  $A_{x2}$  e  $A_{y2}$  prescindendo dalle opere di rinforzo previste o già realizzate con precedenti interventi;

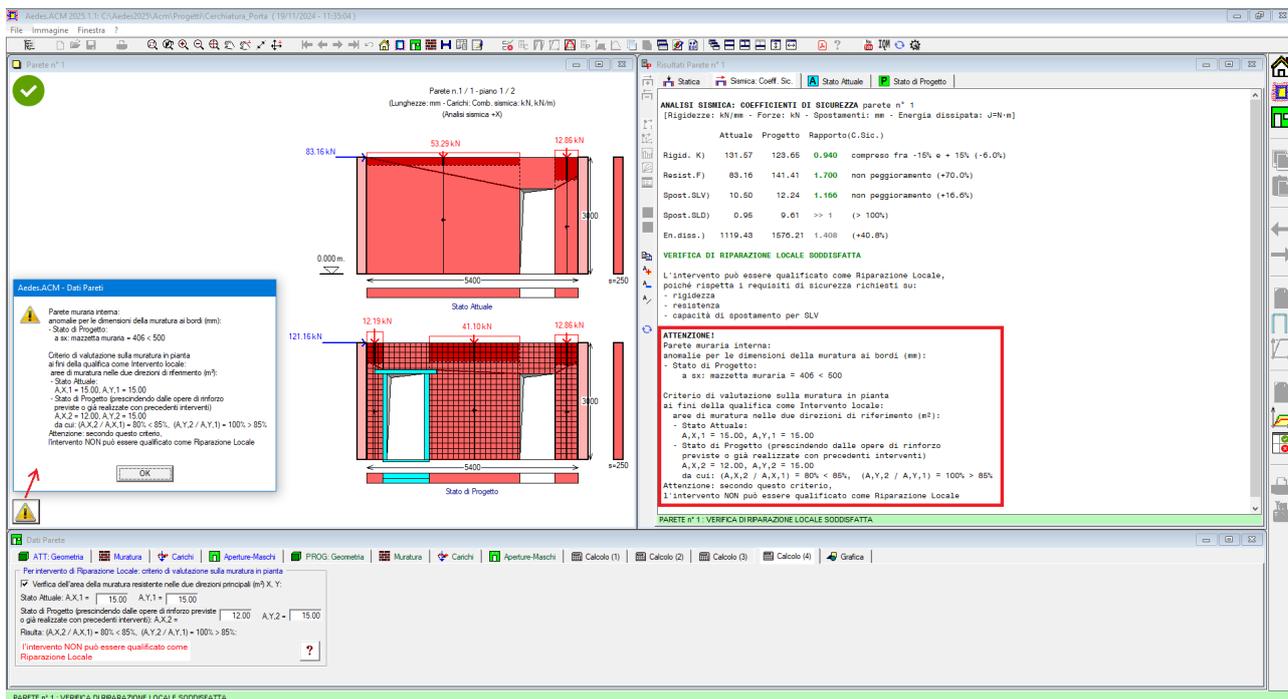
- se  $A_{x2}/A_{x1} > 85\%$  e  $A_{y2}/A_{y1} > 85\%$  l'intervento può essere considerato come locale, restando valide le altre indicazioni dimensionali e costruttive.

Il documento specifica inoltre che la nuova distribuzione delle aperture interne, oltre a prevedere idonee opere di rinforzo, deve essere tale da non alterare in modo significativo la struttura resistente di piano ed il livello di regolarità della struttura.

Nella scheda Calcolo(4), ACM propone un check che permette di considerare la verifica dell'area della muratura resistente nelle due direzioni principali X e Y (se il check non è selezionato, viene ignorato ai fini delle segnalazioni nell'interfaccia e della relazione di calcolo). Considerando il piano oggetto di intervento, si possono specificare le aree murarie resistenti e quindi ottenere l'indicazione se l'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale oppure no. Si segnala che in ogni caso devono essere tenute sotto controllo anche le altre indicazioni dimensionali:

attraverso il pulsante di comando  si visualizza un estratto dalle linee guida della Regione Toscana e si indica il comando di ACM che permette di consultare il documento (dal menu Normativa della finestra Dati Progetto).

Qualora uno o più criteri dimensionali controllati da ACM non siano soddisfatti, ACM propone il pulsante  nella finestra grafica della parete, e attraverso questo comando si visualizza un report: in fig. seg., ad esempio, si rilevano sia una mazzetta muraria insufficiente al bordo sinistro nello Stato di Progetto, sia l'insufficiente rapporto delle aree di muratura tra Stati di Progetto e Attuale ai fini dell'intervento di Riparazione locale. Queste indicazioni sono riportate anche in calce ai risultati proposti nei Coefficienti di sicurezza sismici (a destra in fig. seg.).



**Fig. B.6.47.** Controlli dimensionali per l'intervento di Riparazione locale

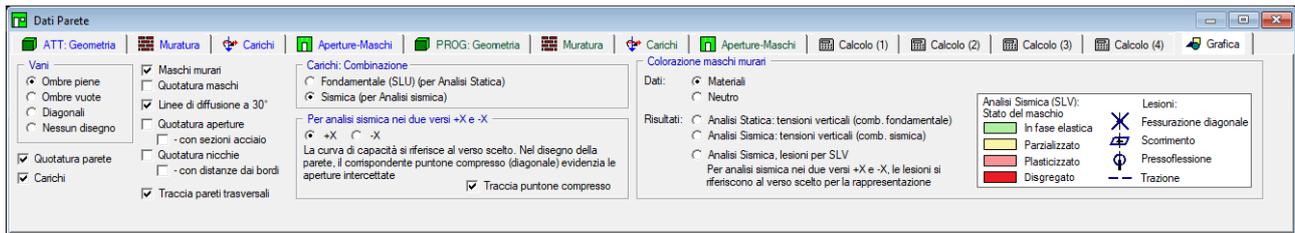
Si osservi che **il mancato rispetto di uno o più criteri dimensionali non comporta direttamente la qualifica di Verifica di Riparazione Locale non soddisfatta**: questo giudizio dipende solo dalle variazioni delle grandezze monitorate (Rigidezza, Forza ultima, Capacità di spostamento); tuttavia ACM segnala le anomalie dimensionali al fine di agevolare la definizione di uno Stato di Progetto di Riparazione Locale più corretto, che sia in grado di soddisfare non solo i requisiti numerici ottenuti dall'analisi strutturale, ma anche quelli qualitativi di tipo geometrico forniti dalle indicazioni dei documenti normativi di riferimento.

### B.6.1.9. Scheda GRAFICA

La selezione delle opzioni di rappresentazione grafica ha effetto immediato nei disegni correnti. Poiché l'**output su file dxf** riproduce fedelmente quanto visualizzato nella finestra grafica corrente, si selezionino preventivamente questi parametri per determinare le caratteristiche del disegno in output (ad esempio, per ottenere un disegno su dxf quotato occorre che le opzioni di quotatura siano attivate).

Un insieme di opzioni consente la rappresentazione di maschi, aperture, nicchie e la loro quotatura.

**Carichi: Combinazione** : è possibile selezionare quale Combinazione di carico visualizzare sui maschi murari. Per le immagini associate all'analisi Statica si userà la Fondamentale (SLU), per l'analisi sismica la Combinazione Sismica.



**Fig. B.6.48.** Finestra Pareti: scheda Grafica

**Per analisi sismica nei due versi +X e -X** (o +Y e -Y): è possibile scegliere il verso rappresentato nei risultati, in modo del tutto equivalente alla selezione dei corrispondenti pulsanti della barra degli strumenti della finestra Risultati. Un'opzione apposita consente la rappresentazione della traccia del puntone compresso.

**Colorazione dei maschi murari:** contiene comandi grafici di rappresentazione dei risultati. Per l'analisi statica, le tensioni verticali, in combinazione fondamentale o in combinazione sismica, determinano la colorazione dei maschi in verde nel caso di verifica soddisfatta, in rosso nel caso contrario.

Per l'analisi sismica, il maschio viene rappresentato in base al proprio stato in corrispondenza del raggiungimento dello stato limite SLV: verde se in fase elastica, giallo se parzializzato, rosso chiaro se plasticizzato, rosso scuro se disgregato.

Alla colorazione sismica si affianca la corrispondente lesione, che può essere a X (fessurazione diagonale), a scorrimento o a cerniera (pressoflessione); viene inoltre indicata la trazione nel caso di fragilizzazione del maschio murario.

La fig. B.6.49 include un esempio di analisi sismica dove in corrispondenza di SLV tutti i maschi murari hanno raggiunto la crisi per taglio per scorrimento.

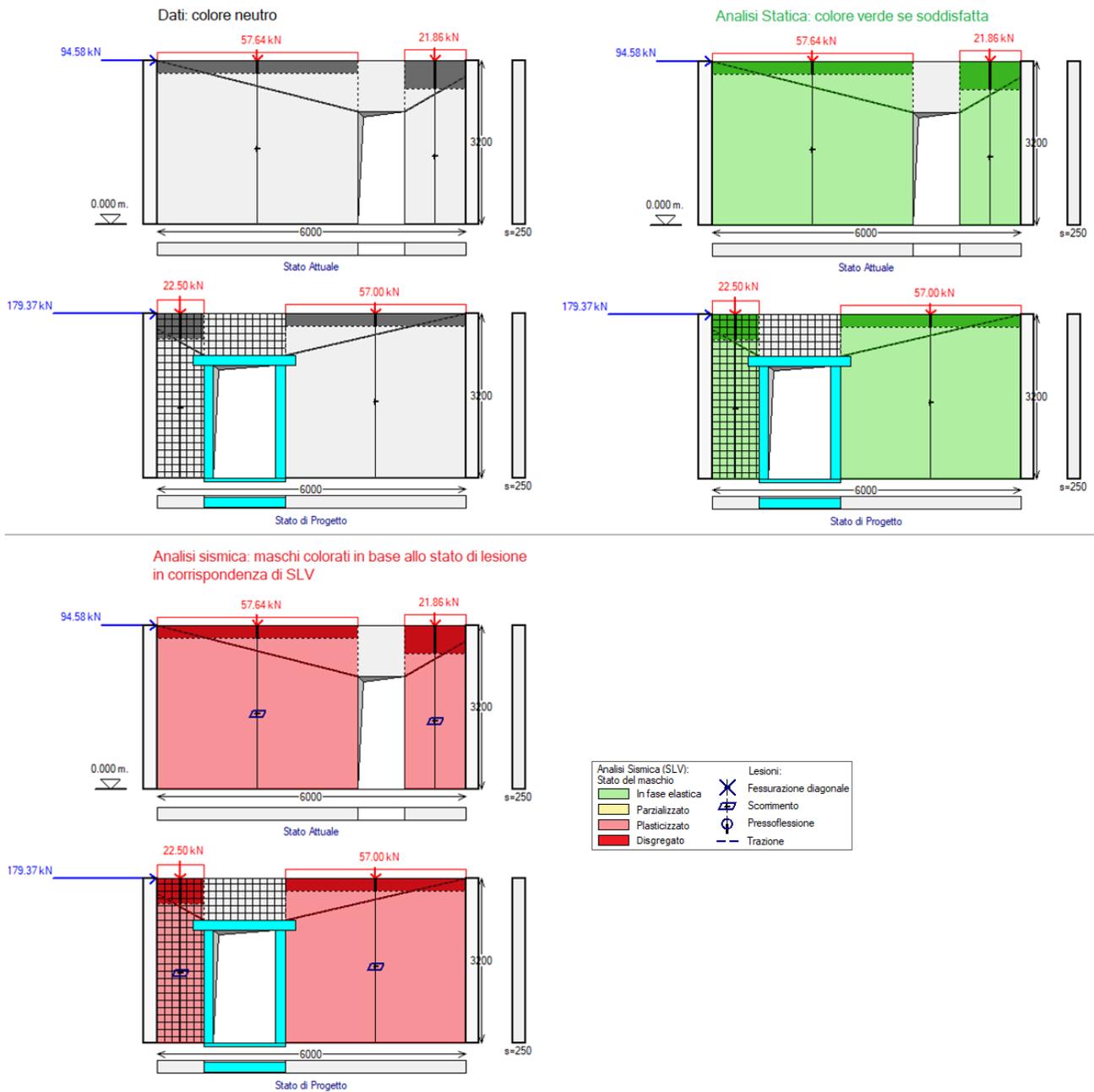


Fig. B.6.49. Colorazione dei maschi murari

### B.6.2. Menu MODIFICA



Fig. B.6.50. Finestra Pareti: menu Modifica

I comandi di aggiunta o inserimento pongono in linea una nuova parete, i cui dati vengono preimpostati da ACM: essi ovviamente verranno modificati dall'Utente in base al caso analizzato.

**Aggiungi** = Aggiunge una parete per il Progetto analizzato, facendola divenire la parete corrente.

**Inserisci** = Inserisce una parete nella posizione corrente, scalando quindi di uno verso il basso la numerazione di tutte le Pareti ad essa successive.

**Taglia** = Elimina la parete corrente, ponendola in memoria.

**Copia** = Pone in memoria la parete corrente.

**Incolla** = Incolla la parete presente in memoria. Utilizzando Copia e Incolla, associati a Inserisci o Aggiungi, è possibile spostare dati di Pareti, anche fra edifici diversi.

**Elimina** = Elimina la parete corrente, senza porla in memoria.

### B.6.3. Menu SPOSTA

Il menu Sposta consente lo spostamento alla parete successiva o precedente rispetto a quella visualizzata, cambiando quindi la parete corrente. Se nel Progetto è presente una sola parete, ovviamente questo menu risulta ininfluente.



Fig. B.6.51. Finestra Pareti: menu Sposta

E' possibile scorrere le diverse Pareti utilizzando i tasti di scelta rapida F2, F3.

In alternativa, possono essere utilizzati i pulsanti della Barra degli Strumenti:

← Prima, ← Precedente, → Successiva, → Ultima.

## B.7. FINESTRA TABELLA MATERIALI

ACM consente l'inserimento di una libreria di materiali (Tabella Materiali) a cui fare riferimento durante l'inserimento dei Dati Cerchiature e Pareti.

La Tabella Materiali è un archivio presente in ogni progetto, quindi può differire da un progetto all'altro a seconda delle modifiche effettuate dall'utente.

ACM fornisce una tabella materiali predefinita contenente i parametri descritti nella Normativa vigente, inserita nella struttura di default che viene posta in linea ogni qual volta si crea un nuovo progetto. Editando la tabella, l'utente potrà apportare le opportune modifiche, anche aggiungendo nuove tipologie.

The screenshot shows the 'Tabella Materiali' window in the software. The table below represents the data shown in the window:

| Tipologia di muratura  | f min | f max | f med | t0 min | t0 max | t0 med | fv0 min | fv0 max | fv0 med |
|--|-------|-------|-------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|
| Muratura in pietra non disordinata (cotto, pietre erratiche e irregolari)                                    | 1.000 | 2.000 | 1.500 | 0.018  | 0.032  | 0.025  |         |         |         |
| Muratura a conci sbalzati, con parametri di spessore disomogeneo (spessore di appoggio profondo in pietra)   | 2.000 | 2.000 | 2.000 | 0.035  | 0.051  | 0.043  |         |         |         |
| Muratura a conci sbalzati, con parametri di spessore disomogeneo (spessore di appoggio profondo in sintonia) | 2.400 | 2.400 | 2.400 | 0.042  | 0.061  | 0.052  |         |         |         |
| Muratura in pietra a spacco con buona tessitura  | 2.600 | 3.800 | 3.200 | 0.056  | 0.074  | 0.065  |         |         |         |
| Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenne, ecc.)  | 1.400 | 2.200 | 1.800 | 0.028  | 0.042  | 0.035  |         |         |         |
| Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenne, ecc.)  | 2.000 | 3.200 | 2.600 | 0.040  | 0.080  | 0.060  | 0.100   | 0.190   | 0.145   |

Fig. B.7.1. Finestra Tabella Materiali

Dalla finestra Tabella Materiali è possibile accedere ai parametri meccanici delle murature descritti dalle Tab. C8.5.I e C8.5.II di NTC18 ed alla app IQMIndex per la valutazione dell'indice di qualità muraria.

### B.7.1. Dati TABELLA MATERIALI

**N°** = numero di identificazione del tipo di materiale. *Per compatibilità con altri software della AEDES, per predefinitone si ha: 1. Cemento Armato; 2. Acciaio.* Tutti i tipi successivi si riferiscono invece a murature. **I tipi 1 e 2 non devono essere cambiati.**

**Col.** = Colore rappresentativo del materiale. Facendo doppio clic sulla casella colorata, si apre la finestra di dialogo 'Colori' che permette la scelta di un diverso colore per il materiale corrente; la scelta di un nuovo colore produrrà la rigenerazione automatica dei disegni visualizzati contenenti i colori dei materiali. Il doppio clic sul campo 'Col.' equivale al comando 'Colore' del menu Modifica.

**Descrizione** = Codice alfanumerico di descrizione del materiale.

**Fattore di confidenza FC** = Sono utilizzati per la riduzione dei valori dei parametri meccanici dei materiali e identificano il livello di approfondimento raggiunto. Ad ogni materiale viene associato un corrispondente fattore di confidenza.

I parametri rappresentativi dei materiali (resistenza media a taglio **tau,0** e **fv0**; resistenza media a compressione **f,m**; modulo di Young **E**; modulo di elasticità tangenziale **G**; peso specifico **P.spec.**) possono essere variati a piacere dall'utente.

I valori delle caratteristiche di resistenza delle murature predefiniti da ACM sono tratti dalla Normativa vigente (Tab. C8.5.I in §C8.5.3.1). Tali valori sono da considerarsi "consigliati" in assenza di dati sperimentali; naturalmente essi sono indicativi: il progettista può apportare le modifiche che ritiene opportune a seconda dei casi esaminati, anche al fine di considerare casi non contemplati dalla Normativa. In ogni caso, all'interno della Tabella Materiali, l'utente può definire tutti i tipi di muratura che ritiene necessari.

Ai materiali previsti dal testo normativo vengono inoltre associati i **coefficienti correttivi delle resistenze e dei parametri meccanici**, secondo quanto specificato in Tab. C8.5.II (i coefficienti sono modificabili).

### B.7.2. Menu MODIFICA



**Fig. B.7.2.** Finestra Tabella Materiali: menu Modifica

**Aggiungi** = Aggiunge un tipo di materiale al termine della tabella, posizionandovi la cella corrente in corrispondenza della colonna corrente.

**Il nuovo materiale viene preimpostato come quello su cui è posta la cella corrente:** pertanto, è molto semplice definire un nuovo materiale a partire da uno disponibile in tabella; sarà sufficiente modificare solo i valori differenti dai preimpostati.

**Elimina** = Elimina il tipo di materiale corrente.

**Colore...** = Apre la finestra di dialogo 'Colori' che permette la scelta di un diverso colore per il materiale corrente; la scelta di un nuovo colore produrrà la rigenerazione automatica dei disegni visualizzati contenenti i colori dei materiali. Questo comando equivale al doppio clic sul campo 'Col.'.

Fig. B.7.3. Finestra Tabella Materiali

Si osservi che per le murature irregolari non risultano definiti alcuni parametri meccanici:  **$f_{v0}$ ,  $f_b$ ,  $\mu$  (m) coefficiente d'attrito,  $\varphi$  (phi) coefficiente d'ingranamento**: si tratta infatti di parametri caratteristici delle murature regolari ed utilizzati nelle formulazioni delle resistenze a taglio per fessurazione diagonale del tipo 'a scaletta' e nel calcolo della resistenza a trazione delle fasce in assenza di elemento teso collaborante con la fascia.

Nella Tabella Materiali è inclusa la **resistenza a compressione in direzione orizzontale  $f_{hm}$** , generalmente assunta pari al 50% della resistenza a compressione in direzione verticale  $f_m$ <sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Il supporto normativo per tale scelta è dato da §5.2.2(6) della CNR-DT 200 R1/2013, Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati.

| N° | Col. | Descrizione   | F.C.  | $f_m$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $f_{hm}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $\tau_{0.0}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $f_{v.0}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $f_m$ med (N/mm <sup>2</sup> ) | $f_{hm}$ med (N/mm <sup>2</sup> ) | $\tau_{0.0}$ med (N/mm <sup>2</sup> ) | $f_{v.0}$ med (N/mm <sup>2</sup> ) |
|----|------|---|-------|----------------------------|-------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------------|------------------------------------|
| 3  |      | (NTC 18) 1-LC 1) Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari) | 1.350 | 1.00                       | 0.500                         | 0.018                             |                                | 1.50                           | 0.750                             | 0.025                                 |                                    |
| 4  |      | (NTC 18) 1-LC 2) Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari) | 1.200 | 1.50                       | 0.750                         | 0.025                             |                                | 1.50                           | 0.750                             | 0.025                                 |                                    |
| 5  |      | (NTC 18) 2-LC 1) Muratura a conci sbizzozzi, con parametri di spessore disomogeneo          | 1.350 | 2.00                       | 1.000                         | 0.035                             |                                | 2.00                           | 1.000                             | 0.043                                 |                                    |
| 6  |      | (NTC 18) 2-LC 2) Muratura a conci sbizzozzi, con parametri di spessore disomogeneo          | 1.200 | 2.00                       | 1.000                         | 0.043                             |                                | 2.00                           | 1.000                             | 0.043                                 |                                    |

Fig. B.7.4. Resistenza a compressione in direzione orizzontale

Per le murature tratte dalla tabella normativa C.8.5.I (Circ. 2019)  $f_{hm}$  è preimpostata al 50% di  $f_m$ . La resistenza a compressione in direzione orizzontale viene utilizzata in ACM per le valutazioni relative al calcolo della resistenza a pressoflessione delle fasce sopra le aperture. Analogamente alla resistenza a compressione in direzione verticale, alla resistenza media a compressione in direzione orizzontale  $f_{hm}$  viene applicato il fattore di confidenza per ottenere il valore di progetto  $f_{hd}$ .

Per quanto riguarda i coefficienti correttivi, alla resistenza a compressione orizzontale si attribuiscono gli stessi coefficienti correttivi della resistenza a compressione verticale.

Tramite appositi comandi presenti nella **barra degli strumenti**, è possibile: applicare il materiale murario corrente a tutte le murature del progetto (muri di cerchiature, pareti e maschi murari), aggiungere una muratura, eliminare una muratura.

In particolare, **il comando Applica**  della barra degli strumenti **è molto utile per modificare contemporaneamente il materiale di tutte le murature presenti nel progetto**. Questo comando richiede che la finestra Cerchiature e la finestra Pareti siano chiuse; il materiale modificato verrà proposto con la riapertura di tali finestre. Qualora la colorazione corrispondente cambi rispetto al materiale precedente, l'effetto del comando sarà subito visibile nella finestra Grafica Dati.

### **B.7.3. Menu OPZIONI**

**Salva come Tabella Utente** = Salva la corrente Tabella Materiali come tabella Utente nel file *Mat.tab* contenuto in *\Aedes20xx\Acm\Files*

**Carica Tabella Utente** = Recupera la Tabella Materiali Utente (*Mat.tab*, in *\Aedes20xx\Acm\Files*) e la utilizza per reimpostare la tabella materiali nel progetto corrente.

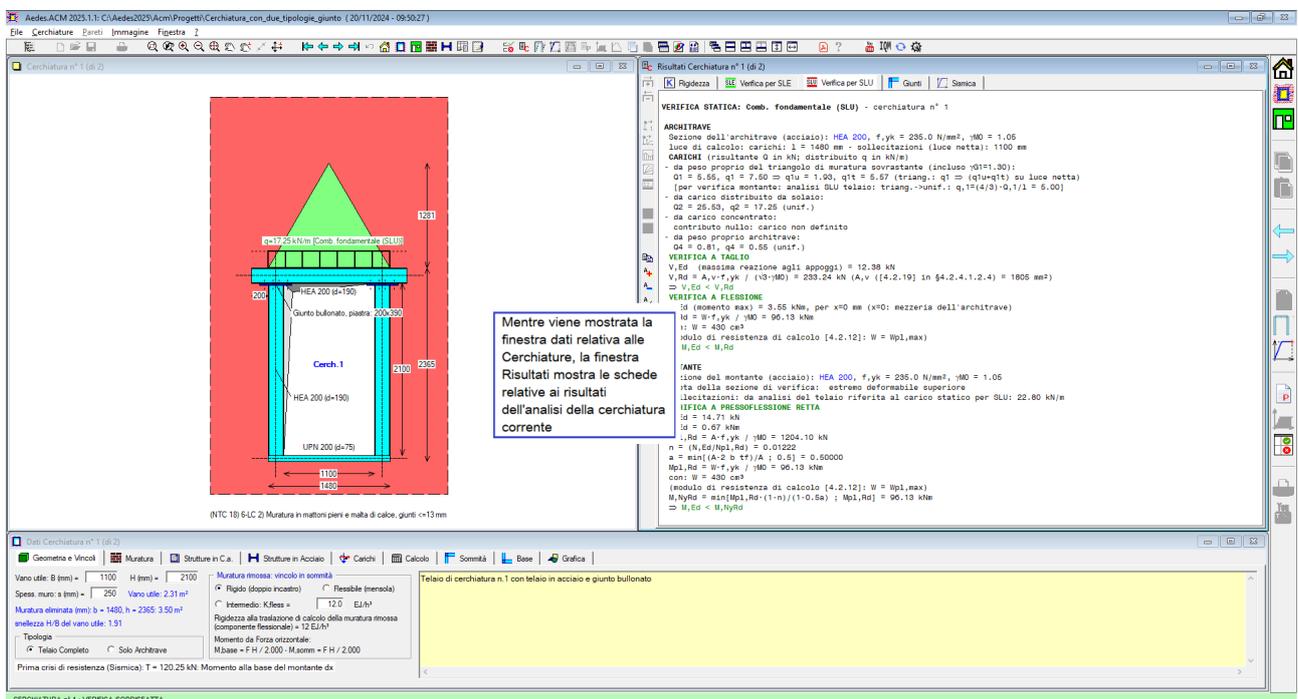
**Carica Tabella Standard** = Recupera i valori standard predisposti da ACM per la Tabella Materiali, utilizzandoli per reimpostare la tabella materiali del progetto corrente.

## B.8. FINESTRA RISULTATI

La finestra Risultati mostra i risultati in formato testo relativi all'analisi delle Cerchiature e delle Pareti, a seconda di quale finestra dati sia correntemente attiva. In fig. B.8.1 è riportato il caso delle Cerchiature, mentre alle Pareti si riferisce la fig. B.8.2. Sono inoltre disponibili risultati grafici, in particolare relativamente al Diagramma Forza-Spostamento (o curva di capacità della parete), punto fondamentale della verifica sismica della parete.

Nella barra degli strumenti della finestra Risultati sono disponibili:

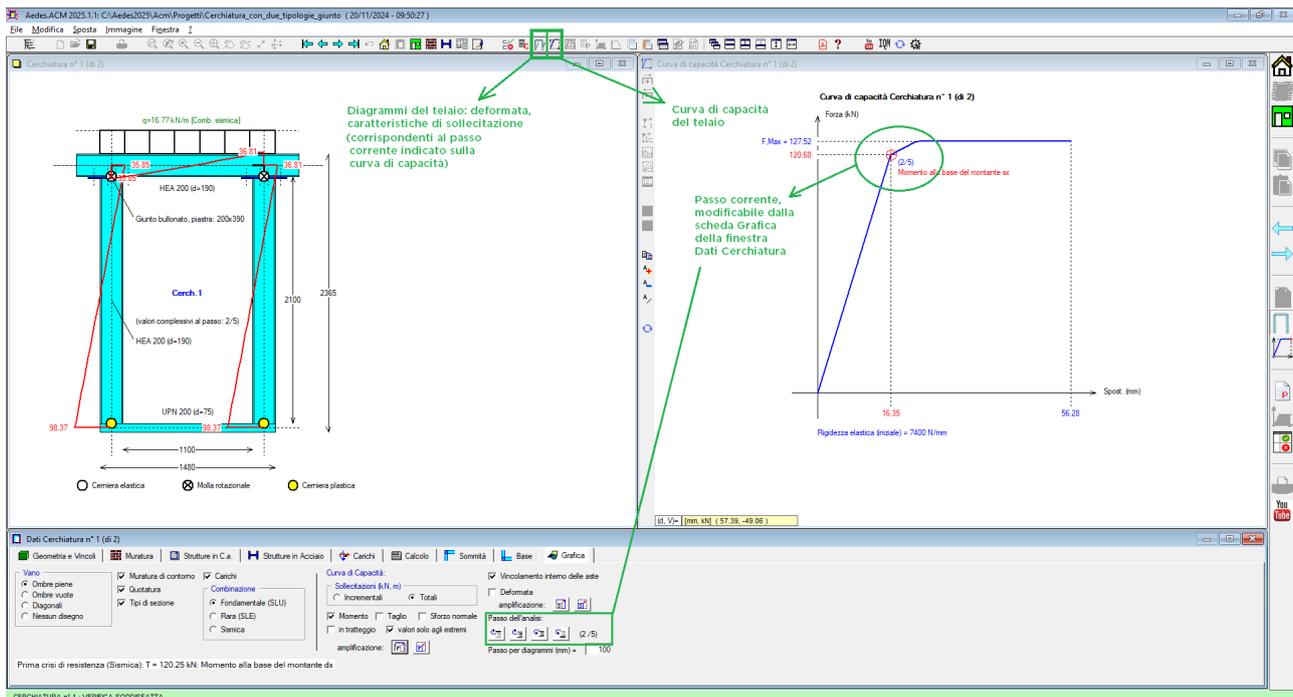
il pulsante Copia:  che permette di copiare il testo in un documento esterno (ad es. di Microsoft Word); i pulsanti relativi alla gestione della dimensione dei caratteri, finalizzati all'ingrandimento, alla riduzione o alla visualizzazione standard del testo ().



**Fig. B.8.1.** Finestra Risultati: risultati dell'analisi delle Cerchiature

I risultati dell'analisi delle **Cerchiature** sono organizzati in cinque schede: Rigidezza, Verifica per SLE, Verifica per SLU, Giunti e Sismica.

Il comportamento strutturale del telaio viene descritto dalla sua curva di capacità (=diagramma di comportamento del telaio) e dallo stato di sollecitazione e deformazione in corrispondenza di ogni punto della curva. Tramite la scheda 'Grafica' della finestra Cerchiature è possibile selezionare la sollecitazione di interesse e visualizzare le deformazioni e la curva di capacità del telaio per ogni passo.



**Fig. B.8.2.** Finestra Risultati: diagrammi e curva di capacità della Cerchiatura

Durante la costruzione della **curva di capacità del telaio di cerchiatura**, sono possibili crisi flessionali o taglianti nei seguenti componenti strutturali:

- alla base o in sommità del montante sinistro o destro;
- nell'architrave o nel traverso inferiore all'estremo sinistro o all'estremo destro;
- nel giunto di base o di sommità sinistro o destro.

E' inoltre controllato il raggiungimento dello spostamento limite.

Considerando i valori dei fattori di struttura proposti dalla Normativa vigente per telai monopiano in strutture rigide, e il legame tra fattore di struttura e duttilità, è possibile fare riferimento ad una duttilità pari a 2.5 volte lo spostamento identificato dalla formazione di cerniera in corrispondenza dei nodi di base e di sommità del telaio. Poiché il telaio di cerchiatura è inserito in una parete muraria, lo spostamento limite è assunto sempre almeno pari allo spostamento corrispondente al valore ultimo della muratura rimossa, definito dal drift a pressoflessione o a taglio. Per la distinzione del valore del drift si fa riferimento alla snellezza, data dal rapporto fra altezza e larghezza del vano utile di apertura. Se la snellezza è superiore a 2.0 (valore indicato da Tassios [9] a titolo di caratterizzazione dei pannelli che mostrano rottura a flessione) si considera il drift a pressoflessione (pari a 1.0%H), altrimenti il drift a taglio (0.5%H), con H = altezza del vano utile.

Questa impostazione consente di attribuire al telaio un valore di spostamento massimo indipendente dalla parete complessiva nella quale è ubicato, che peraltro avrà un'altezza superiore a quella del vano utile; lo spostamento ultimo del telaio viene in tal modo assunto a favore di sicurezza.

In tutti i casi di crisi a taglio la costruzione della curva termina istantaneamente.

La curva di capacità è costituita da tratti lineari individuati da punti di crisi progressivi; un esempio è riportato in fig. B.8.2. Ad ogni punto notevole della curva di capacità corrisponde uno stato di sollecitazione e di deformazione degli elementi strutturali; seguendo la non linearità della struttura, i vincolamenti interni vengono modificati a causa delle crisi e la rigidità diminuisce progressivamente, fino ad un eventuale tratto plastico.

La curva di capacità del telaio concorre, insieme alle curve di comportamento dei maschi murari, alla curva di capacità complessiva della parete in cui il telaio è presente come struttura di cerchiatura.

La principale verifica di sicurezza svolta in ACM consiste nel confronto fra la curva di capacità della parete allo Stato di Progetto con lo Stato Attuale, determinando le variazioni su rigidezza, resistenza e capacità di spostamento a seguito dell'intervento sulla struttura esistente. L'entità di tali variazioni determina infine la qualifica dell'intervento (es.: Riparazione locale, nei casi in cui non vi siano modifiche peggiorative o alterazioni di rigidezza eccessive).

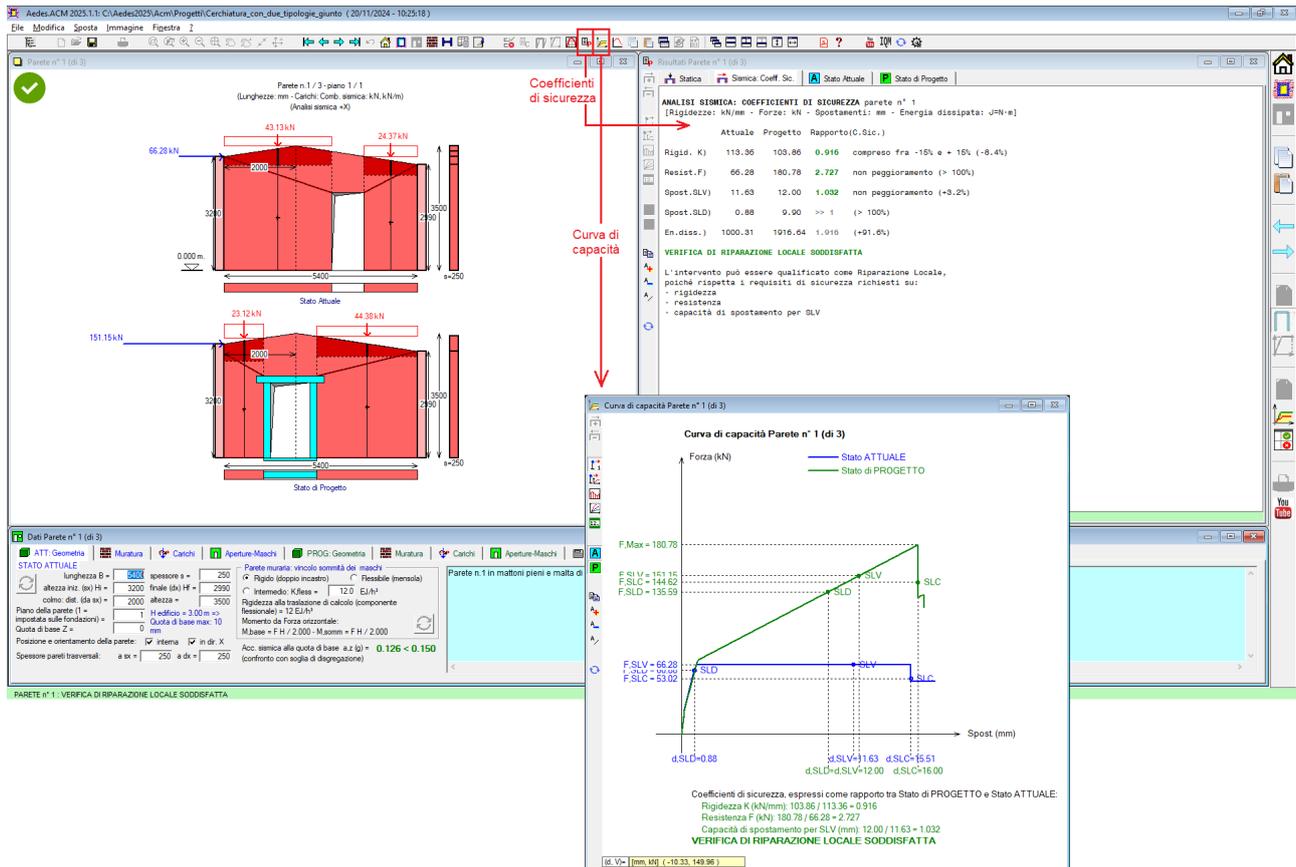


Fig. B.8.3. Finestra Risultati: risultati dell'analisi delle Pareti

I risultati dell'analisi delle **Pareti** sono organizzati in quattro schede: Statica; Sismica; Coefficienti di sicurezza, Stato Attuale, Stato di Progetto.

## B.8.1. RISULTATI CERCHIATURE

I risultati dell'analisi delle Cerchiature sono organizzati in quattro schede: Rigidezza, Verifica per SLE, Verifica per SLU, Giunti, Sismica.

### B.8.1.1. Scheda RIGIDEZZA

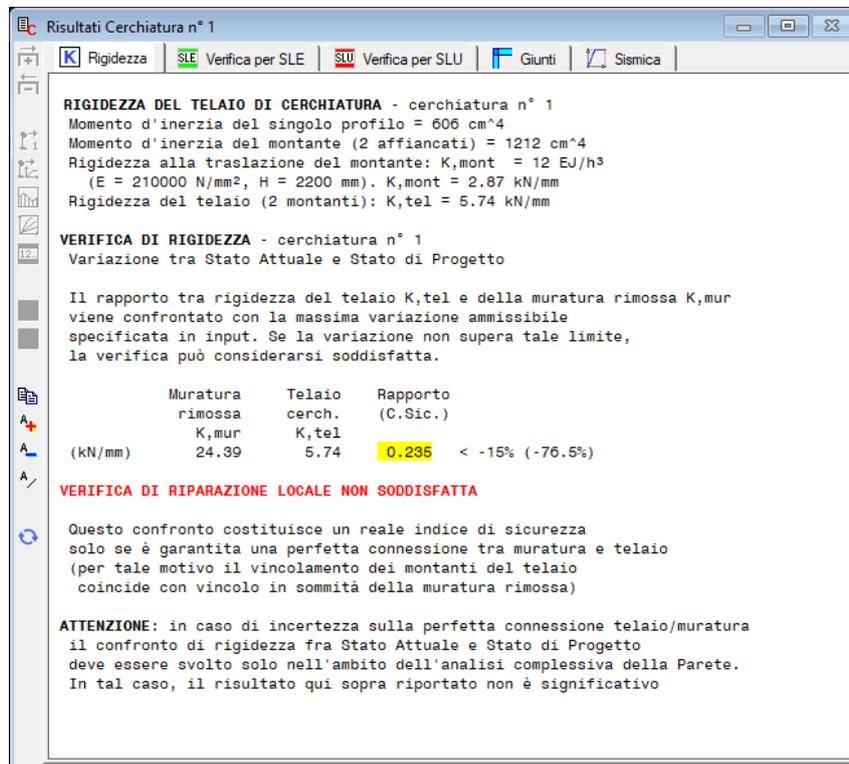


Fig. B.8.4. Risultati Cerchiature: scheda Rigidezza

La scheda Rigidezza contiene anzitutto informazioni sulle inerzie dei montanti e la rigidezza del telaio, dopodiché propone la Verifica di Rigidezza. L'analisi della cerchiatura consiste, dal punto di vista dell'equivalenza meccanica del telaio con il pannello murario eliminato, nel confronto tra la rigidezza prima e quella dopo l'intervento. Si ha verifica soddisfatta quando la rigidezza alla traslazione orizzontale del telaio è simile a quella della muratura eliminata, senza eccessiva variazione (nello spirito applicativo del D.M. 17.1.2018 e degli Orientamenti interpretativi della Regione Toscana [3], la variazione consentita è non superiore al 15%). Nei risultati viene riportato anche il rapporto percentuale fra la rigidezza del telaio e quella della parete.

Affinché i risultati di questo calcolo siano considerati ai fini della verifica di sicurezza, occorre che nei dati della cerchiatura (nella scheda Calcolo) sia stata attivata l'opzione '**Confronto rigidezza cerchiatura / muratura rimossa**'.

 **Nota bene** E' opportuno un approfondimento sul confronto tra la verifica di rigidezza effettuata (a) solo sul pannello murario rimosso e (b) sull'intera parete muraria oggetto di intervento.

**(a) La verifica sul solo pannello murario rimosso** equivale all'ipotesi di perfetta connessione tra pareti murarie e cerchiatura. In tal caso, il dimensionamento delle membrature del telaio produce sezioni minori rispetto al caso (b) e di conseguenza l'apertura di un varco più piccolo nella muratura originaria. La 'perfetta connessione' richiede tuttavia un collegamento rigido fra le due diverse strutture, ed è necessaria un'analisi locale delle connessioni che può rivelarsi difficile da svolgere con sufficiente sicurezza. La realizzazione di connessioni molto efficaci può inoltre disturbare l'assetto statico delle strutture nei dintorni dell'apertura.

**(b) La verifica sulla parete completa oggetto di intervento** si conduce considerando in parallelo i maschi murari e il telaio di cerchiatura, ossia ipotizzando il comportamento disaccoppiato tra telaio e muratura adiacente. Rispetto al caso (a) si ottengono sezioni maggiori per le membrature del telaio, e quindi la necessità di aprire un varco più ampio nella parete (a parità di vano utile). Si consegue però il vantaggio di ridimensionare, ai fini del comportamento complessivo della parete, il ruolo delle connessioni telaio-muratura, che eserciteranno una minore azione di disturbo sulle strutture adiacenti. Gli ancoraggi laterali (zancature), se non sottoposti a calcolo, vengono dimensionati secondo criteri operativi consolidati dalla pratica. La loro realizzazione è sempre consigliabile; essa garantisce il vincolamento del telaio alle strutture ad esso adiacenti, e anche se il calcolo è stato condotto con l'ipotesi (b), gli ancoraggi forniscono ulteriori margini di sicurezza. ■

### **B.8.1.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE (SLE; SLU)**

Le verifiche agli Stati Limite si distinguono in Stato Limite di Esercizio (SLE) e in Stato Limite Ultimo (SLU).

I carichi in input sono suddivisi fra SLU (combinazione fondamentale), SLE (combinazione caratteristica - rara), Sismica, ed i valori specificati contengono i corrispondenti coefficienti moltiplicativi, come specificato nella descrizione dei Dati Cerchiature.

Le verifiche per SLE sono le seguenti:

- nel caso dell'acciaio, verifica di deformabilità dell'architrave (verifica dello spostamento verticale massimo, o freccia), con riferimento alla combinazione caratteristica (rara);
- nel caso del c.a. (§4.1.2.2): verifica di deformabilità (§4.1.2.2.2) e verifica delle tensioni di esercizio (§4.1.2.2.5) con riferimento alla combinazione quasi permanente (SLE), con carichi variabili affetti dai coefficienti  $\psi_2$ , combinazione coincidente (per quanto riguarda i carichi verticali) con la combinazione sismica (§2.5.3).

Distintamente per SLE e per SLU, sono riportati i **risultati dell'analisi dei carichi agenti sull'architrave** della cerchiatura.

I diversi singoli contributi al carico agente, in dipendenza dalle scelte effettuate nei dati, possono essere i seguenti:

**Q1 = peso proprio della muratura**, di tipo triangolare, competente al triangolo di scarico sull'architrave definito da angoli interni di 60°. Il carico viene calcolato automaticamente da ACM qualora nei Dati Cerchiature sia stata selezionata l'opzione di diffusione dei carichi, altrimenti questo carico non viene considerato.

Trattandosi di peso proprio, nella combinazione fondamentale a tale carico compete il coefficiente parziale per le azioni  $\gamma_F=1.3$  (Tab. 2.6.I); anche se infatti tale carico non è il peso proprio della struttura resistente ma è un carico portato, essendo compiutamente definito è possibile adottare per esso gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti. Il triangolo di carico agisce sulla luce

completa, inclusa la sezione dei montanti, e quindi sulla luce netta si formano una componente triangolare ed una uniforme.

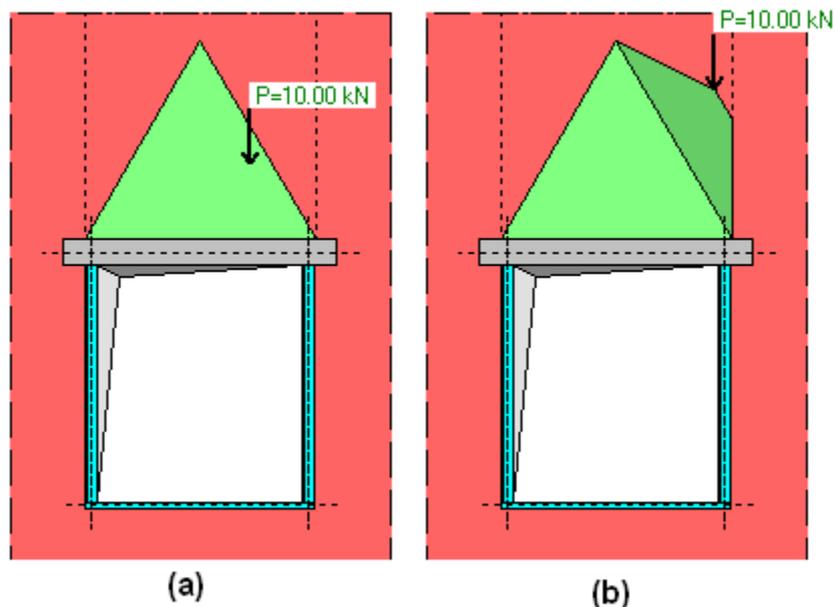
**Q2 = carico da solaio**, di tipo uniforme; tale valore può essere determinato attraverso il foglio di Excel messo a disposizione (per maggiori informazioni consultare il paragrafo B.5.1.5 e D.1.2 di questo manuale). Il valore in input (cfr. descrizione Dati Cerchiature) contiene tutti i contributi dei carichi da solaio sovrastanti la parete, e quindi se la parete non è posta sottotetto possono aversi contributi distinti. I carichi uniformi sono stati divisi in: Combinazione fondamentale SLU, Combinazione rara SLE e Combinazione sismica.

**Q3 = carico concentrato ed eventuale muratura aggiuntiva** (oltre al triangolo di scarico).

Se nei dati è stata selezionata l'opzione relativa alla diffusione dei carichi, il carico concentrato produce effetti a seconda della sua posizione rispetto al triangolo di scarico, considerando la zona di influenza (cfr. descrizione Dati Cerchiature); diversamente, gli effetti dipendono dalla posizione della sua retta d'azione rispetto all'architrave.

Il valore in input si riferisce al solo carico concentrato; l'eventuale muratura aggiuntiva viene calcolata automaticamente da ACM. Alla muratura aggiuntiva, analogamente al triangolo di scarico, viene attribuito, nella combinazione fondamentale, il coefficiente  $\gamma_F=1.3$ .

I carichi concentrati sono stati divisi in: Combinazione fondamentale SLU, Combinazione rara SLE e Combinazione sismica.



**Fig. B.8.5.** Alcune posizioni notevoli del carico concentrato.  
In fig. (b) è evidenziato un caso di presenza di muratura aggiuntiva oltre al triangolo di scarico

Sono possibili le seguenti configurazioni:

considerando la diffusione dei carichi (presenza del triangolo di scarico):

(a) interno al triangolo: non c'è muratura aggiuntiva oltre al triangolo, gli effetti si calcolano a partire dal carico concentrato (ad es. nel caso in asse: freccia:  $Pb^3/48EJ$ , momento:  $Pb/4$ );

(b) esterno al triangolo, in zona d'influenza: viene considerata anche la muratura aggiuntiva. Gli effetti vengono calcolati considerando un carico distribuito equivalente: su tutta la luce dell'architrave, se la muratura aggiuntiva è presente su entrambe le parti rispetto al colmo del triangolo; su metà luce, se solo da una parte;

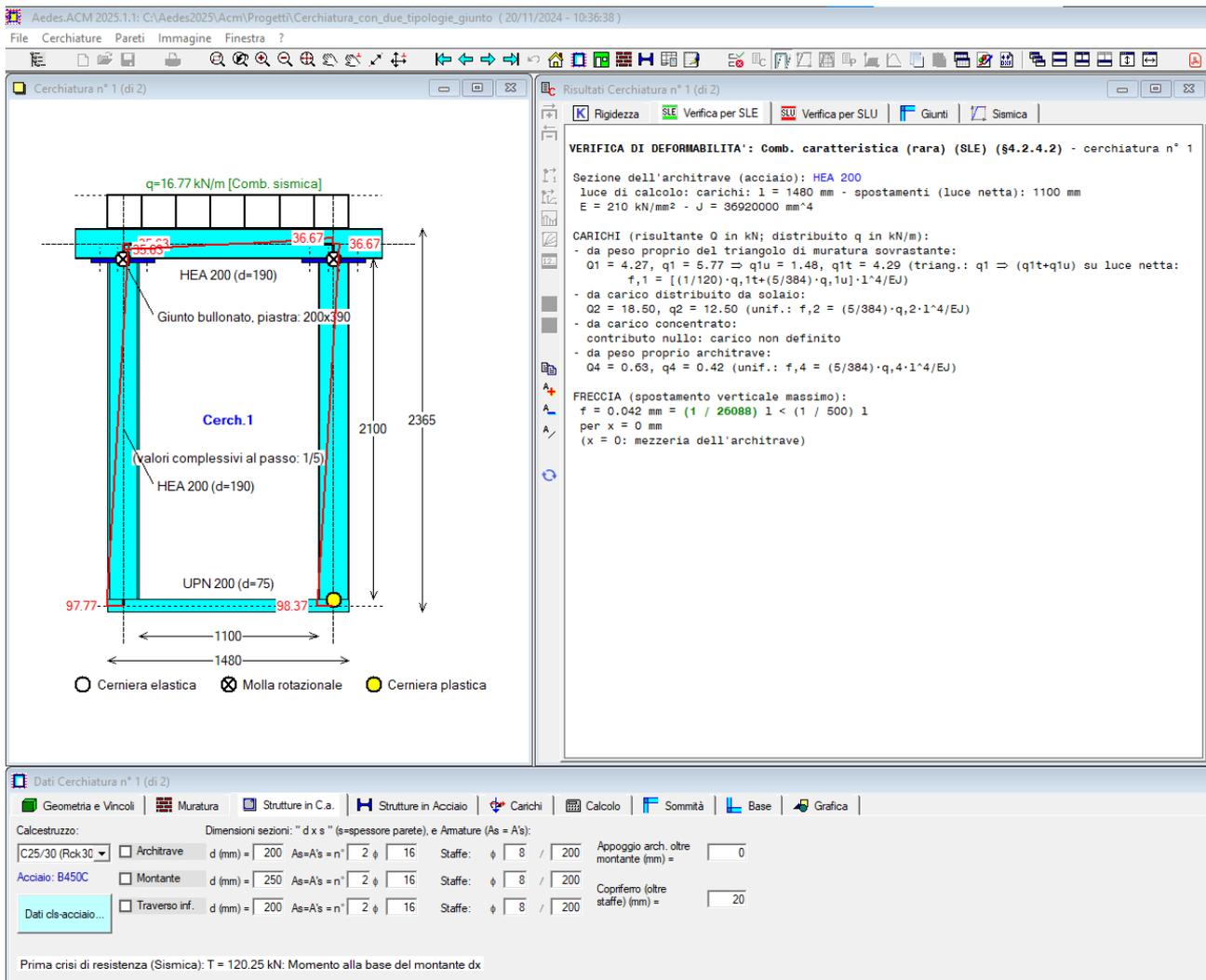
(c) esterno al triangolo, fuori zona d'influenza: il carico non produce alcun effetto.

Non considerando la diffusione dei carichi (si ignora il triangolo di scarico), se il carico agisce lungo la luce netta dell'architrave, gli effetti dipendono dalla posizione del carico concentrato senza necessità di considerare un carico distribuito equivalente. Per carico fuori dalla luce netta dell'architrave, non si produce alcun effetto.

**Q4 = peso proprio architrave**, di tipo uniforme, calcolato automaticamente da ACM (cui corrisponde  $\gamma_F=1.3$  nella combinazione fondamentale).

### B.8.1.2.1. Scheda VERIFICA PER SLE: STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Per architrave in **acciaio**: **verifica di deformabilità** dell'architrave (verifica dello spostamento verticale massimo, o freccia), con riferimento alla combinazione caratteristica (rara) (cfr. (2.5.2) in §2.5.3). La freccia, rapportata alla luce dell'architrave stessa, deve essere inferiore al limite specificato nei dati (normalmente 1/500 della luce; l'architrave è una membratura direttamente caricata da muri sovrastanti).



**Fig. B.8.6.** Risultati Cerchiature: scheda Verifica per SLE (caso di architrave in acciaio)

Per architrave in **calcestruzzo armato** (§4.1.2.2):

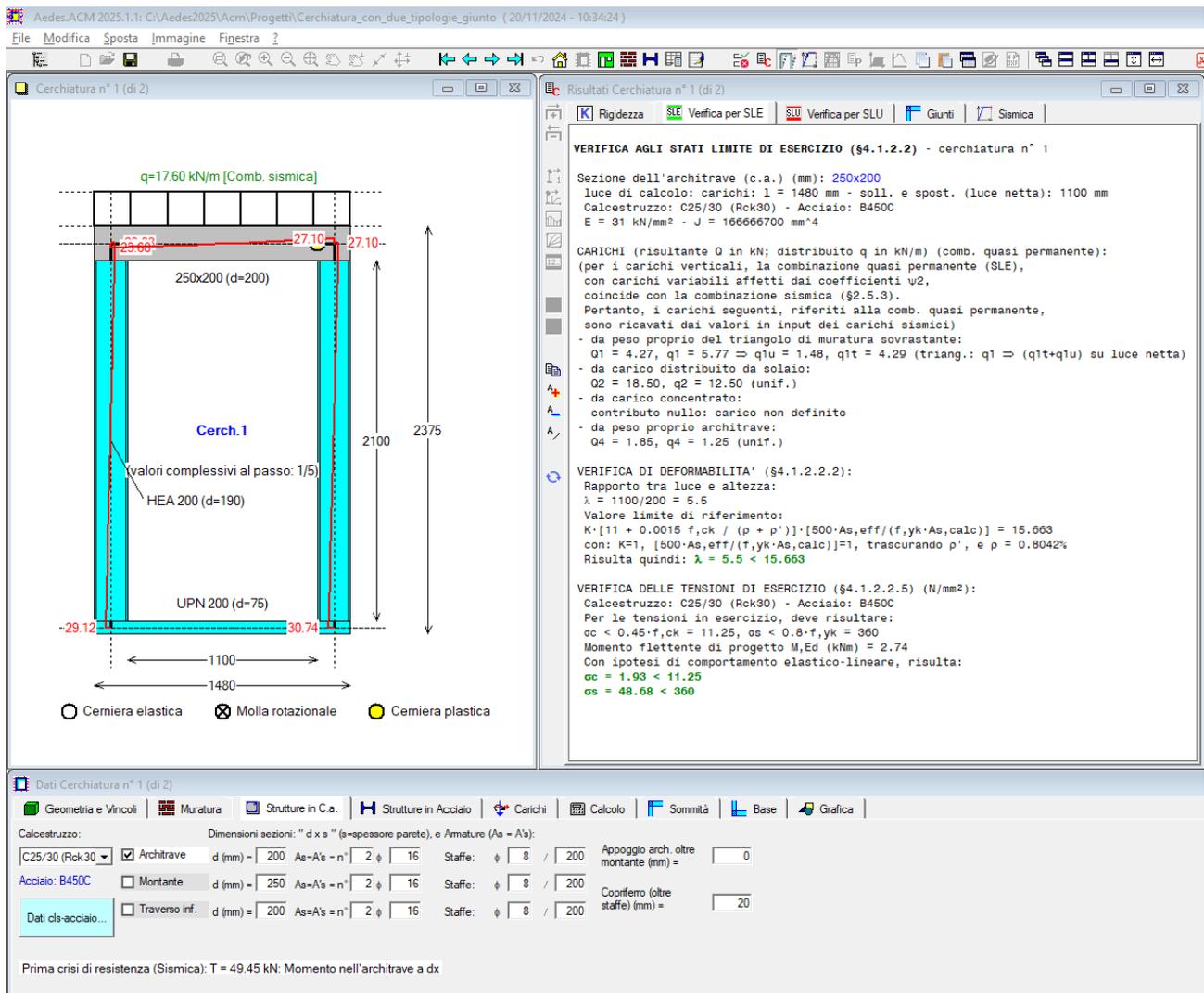
• **verifica di deformabilità** (§4.1.2.2.2):

il rapporto tra luce e altezza:  $\lambda = l/h$  viene confrontato con il valore limite di riferimento:

$K \cdot [11 + 0.0015 f_{ck} / (\rho + \rho')] \cdot [500 \cdot A_{s,eff} / (f_{yk} \cdot A_s,calc)]$ , assumendo:

$K=1$ ,  $[500 \cdot A_{s,eff} / (f_{yk} \cdot A_s,calc)] = 1$ , trascurando  $\rho'$ , e  $\rho = A_s / (b \cdot h)$ ;

• **verifica delle tensioni di esercizio** (§4.1.2.2.5) con riferimento alla combinazione quasi permanente (SLE), con carichi variabili affetti dai coefficienti  $\psi_2$ , combinazione coincidente (per quanto riguarda i carichi verticali) con la combinazione sismica (§2.5.3). Sotto l'azione del momento flettente di progetto, deve risultare:  $\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck}$ ,  $\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk}$ . Viene adottata l'ipotesi di comportamento elastico-lineare.



**Fig. B.8.7.** Risultati Cerchiature: scheda Verifica per SLE (caso di architrave in calcestruzzo)

**B.8.1.2.2. Scheda VERIFICA PER SLU: STATO LIMITE ULTIMO**

Per la verifica statica di resistenza a **Stato Limite Ultimo** viene fatto riferimento alla **Combinazione fondamentale** (cfr. (2.5.1) in §2.5.3).

Per l'**architrave**: sia per il taglio (massima reazione agli appoggi) che per il momento flettente (massimo valore lungo la luce dell'architrave) si esegue il confronto tra sollecitazione e resistenza di progetto.

Per il **montante**: con riferimento all'estremo deformabile superiore viene svolta la verifica a pressoflessione retta, con confronto fra sollecitazione e resistenza.

**Risultati Cerchiatura n° 1 (di 2)**

K Rigidezza   SLE Verifica per SLE   SLU Verifica per SLU   Giunti   Sismica

**VERIFICA STATICA: Comb. fondamentale (SLU) - cerchiatura n° 1**

**ARCHITRAVE**  
 Sezione dell'architrave (acciaio): HEA 200,  $f_y, k = 235.0 \text{ N/mm}^2$ ,  $\gamma_{M0} = 1.05$   
 luce di calcolo: carichi:  $l = 1480 \text{ mm}$  - sollecitazioni (luce netta):  $1100 \text{ mm}$   
**CARICHI** (risultante  $Q$  in kN; distribuito  $q$  in kN/m)  
 - da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante (incluso  $\gamma_{G1}=1.30$ ):  
 $Q1 = 5.55$ ,  $q1 = 7.50 \Rightarrow q1u = 1.93$ ,  $q1t = 5.57$  (triang.:  $q1 \Rightarrow (q1u+q1t)$  su luce netta)  
 [per verifica montante: analisi SLU telaio: triang.->unif.:  $q,1=(4/3) \cdot 0,1/1 = 5.00$ ]  
 - da carico distribuito da solaio:  
 $Q2 = 25.53$ ,  $q2 = 17.25$  (unif.)  
 - da carico concentrato:  
 contributo nullo: carico non definito  
 - da peso proprio architrave:  
 $Q4 = 0.81$ ,  $q4 = 0.55$  (unif.)

**VERIFICA A TAGLIO**  
 $V_{Ed}$  (massima reazione agli appoggi) =  $12.38 \text{ kN}$   
 $V_{Rd} = A_v \cdot f_y, k / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 233.24 \text{ kN}$  ( $A_v$  [4.2.19] in §4.2.4.1.2.4) =  $1805 \text{ mm}^2$ )  
 $\Rightarrow V_{Ed} < V_{Rd}$

**VERIFICA A FLESSIONE**  
 $M_{Ed}$  (momento max) =  $3.55 \text{ kNm}$ , per  $x=0 \text{ mm}$  ( $x=0$ : mezzeria dell'architrave)  
 $M_{Rd} = W \cdot f_y, k / \gamma_{M0} = 96.13 \text{ kNm}$   
 con:  $W = 430 \text{ cm}^3$   
 (modulo di resistenza di calcolo [4.2.12]:  $W = W_{pl,max}$ )  
 $\Rightarrow M_{Ed} < M_{Rd}$

**MONTANTE**  
 Sezione del montante (acciaio): HEA 200,  $f_y, k = 235.0 \text{ N/mm}^2$ ,  $\gamma_{M0} = 1.05$   
 Quota della sezione di verifica: estremo deformabile superiore  
 Sollecitazioni: da analisi del telaio riferita al carico statico per SLU:  $22.80 \text{ kN/m}$

**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RETTA**  
 $N_{Ed} = 14.71 \text{ kN}$   
 $M_{Ed} = 0.67 \text{ kNm}$   
 $N_{pl,Rd} = A \cdot f_y, k / \gamma_{M0} = 1204.10 \text{ kN}$   
 $n = (N_{Ed} / N_{pl,Rd}) = 0.01222$   
 $a = \min[(A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A ; 0.5] = 0.50000$   
 $M_{pl,Rd} = W \cdot f_y, k / \gamma_{M0} = 96.13 \text{ kNm}$   
 con:  $W = 430 \text{ cm}^3$   
 (modulo di resistenza di calcolo [4.2.12]:  $W = W_{pl,max}$ )  
 $M_{NyRd} = \min[M_{pl,Rd} \cdot (1-n) / (1-0.5a) ; M_{pl,Rd}] = 96.13 \text{ kNm}$   
 $\Rightarrow M_{Ed} < M_{NyRd}$

**Fig. B.8.8.** Risultati Cerchiature: scheda Verifica per SLU (caso di cerchiatura in acciaio)

Risultati Cerchiatura n° 1 (di 2)

Rigidezza Verifica per SLE Verifica per SLU Giunti Sismica

**VERIFICA STATICA: Comb. fondamentale (SLU) - cerchiatura n° 1**

**ARCHITRAVE**  
 Sezione dell'architrave (c.a.) (mm): 250x200  
 luce di calcolo: carichi: l = 1480 mm - sollecitazioni (luce netta): 1100 mm  
 Calcestruzzo: C25/30 (Rck30) - Acciaio: B450C

**CARICHI** (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m)  
 - da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante:  
 $Q1 = 5.55, q1 = 7.50 \Rightarrow q1u = 1.93, q1t = 5.57$  (triang.:  $q1 \Rightarrow (q1u+q1t)$  su luce netta)  
 - da carico distribuito da solaio:  
 $Q2 = 25.53, q2 = 17.25$  (unif.)  
 - da carico concentrato:  
 contributo nullo: carico non definito  
 - da peso proprio architrave:  
 $Q4 = 2.41, q4 = 1.63$  (unif.)

**VERIFICA A TAGLIO**  
 $V,Ed = 12.97$  kN  
 Calcolo del taglio resistente  $V,Rd$ :  
 $A,sw = 101$  mm<sup>2</sup>  
 $f',cd = 0.5 f,cd = 7.08; f,yd = 391$  N/mm<sup>2</sup>  
 $\theta$  [tale che:  $\sin^2(\theta) = (A,sw \cdot f,yd) / (b \cdot w \cdot s \cdot \alpha_c \cdot f',cd)$ ] ( $^\circ$ ) = 19.46  
 $\cotg\theta = 2.83$  (attenzione: non risulta compresa tra 1 e 2.5)  
 $V,Rd = 0.9 d (Asw/s) f,yd \cdot \cotg\theta = 82.10$  kN  
 $\Rightarrow V,Ed < V,Rd$

**VERIFICA A FLESSIONE**  
 $M,Ed$  (momento max) = 3.71 kNm, per x=0 mm (x=0: mezzeria dell'architrave)  
 $M,Rd$  (resistenza di progetto a flessione semplice) = 22.37 kNm  
 $\Rightarrow M,Ed < M,Rd$

**MONTANTE**  
 Sezione del montante (acciaio): HEA 200,  $f,yk = 235.0$  N/mm<sup>2</sup>,  $\gamma MO = 1.05$   
 Quota della sezione di verifica: estremo deformabile superiore  
 Sollecitazioni: da analisi del telaio riferita al carico statico per SLU: 23.87 kN/m

**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RETTA**  
 $N,Ed = 15.40$  kN  
 $M,Ed = 2.16$  kNm  
 $Np1,Rd = A \cdot f,yk / \gamma MO = 1204.10$  kN  
 $n = (N,Ed / Np1,Rd) = 0.01279$   
 $a = \min[(A - 2 b tf) / A ; 0.5] = 0.50000$   
 $Mp1,Rd = W \cdot f,yk / \gamma MO = 96.13$  kNm  
 con:  $W = 430$  cm<sup>3</sup>  
 (modulo di resistenza di calcolo [4.2.12]:  $W = Wp1,max$ )  
 $M,NyRd = \min[Mp1,Rd \cdot (1-n) / (1-0.5a) ; Mp1,Rd] = 96.13$  kNm  
 $\Rightarrow M,Ed < M,NyRd$

Fig. B.8.9. Risultati Cerchiature: scheda Verifica per SLU (caso di cerchiatura in calcestruzzo)

### B.8.1.3. Scheda GIUNTI

Per i giunti viene effettuata la **classificazione con metodo per componenti** (§6, EN 1993-1-8:2005) in base alla resistenza e alla rigidezza.

Dal punto di vista della **rigidezza** il giunto può risultare: a cerniera, semi-rigido, o rigido; per quanto riguarda la **resistenza** il giunto può essere: a cerniera, a parziale ripristino, o a completo ripristino.

Oltre alla resistenza flessionale viene esaminata la resistenza a taglio.

In alcuni casi, come i telai in c.a o misti in c.a. e acciaio, il giunto non può essere classificato. La classificazione dei giunti per rigidezza rotazionale e per resistenza (=capacità portante flessionale) è disponibile solo per montanti e travi con sezione HE/IPE orientate secondo la massima inerzia, e con sezione non doppia. Nel caso di 'n' travi e montanti affiancate nello spessore murario, il numero 'n' di travi e di montanti deve essere uguale, e la classificazione del giunto si riferisce ad 1 collegamento (nei calcoli rigidezza e resistenza del giunto si moltiplicano per 'n'). Nel caso di giunto bullonato, la classificazione richiede inoltre che gli opportuni controlli geometrici siano soddisfatti.

Il giunto non classificato può essere definito rigido e/o a completo ripristino di resistenza, o in alternativa rigidezza e/o resistenza sono definite direttamente in input.

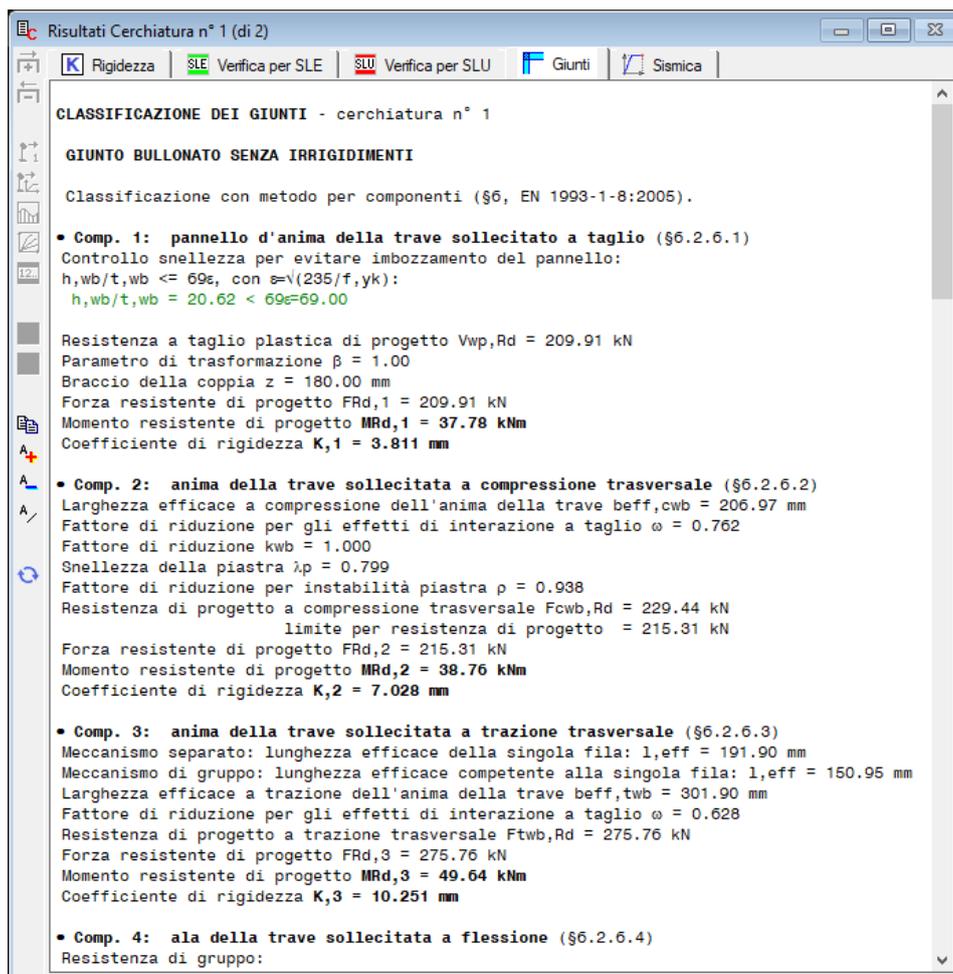


Fig. B.8.10. Risultati Cerchiature: scheda Giunti

### B.8.1.4. Scheda SISMICA

Nella scheda Sismica sono elencati, oltre al carico agente, i punti notevoli della curva di capacità del telaio, corrispondenti alle crisi progressive.

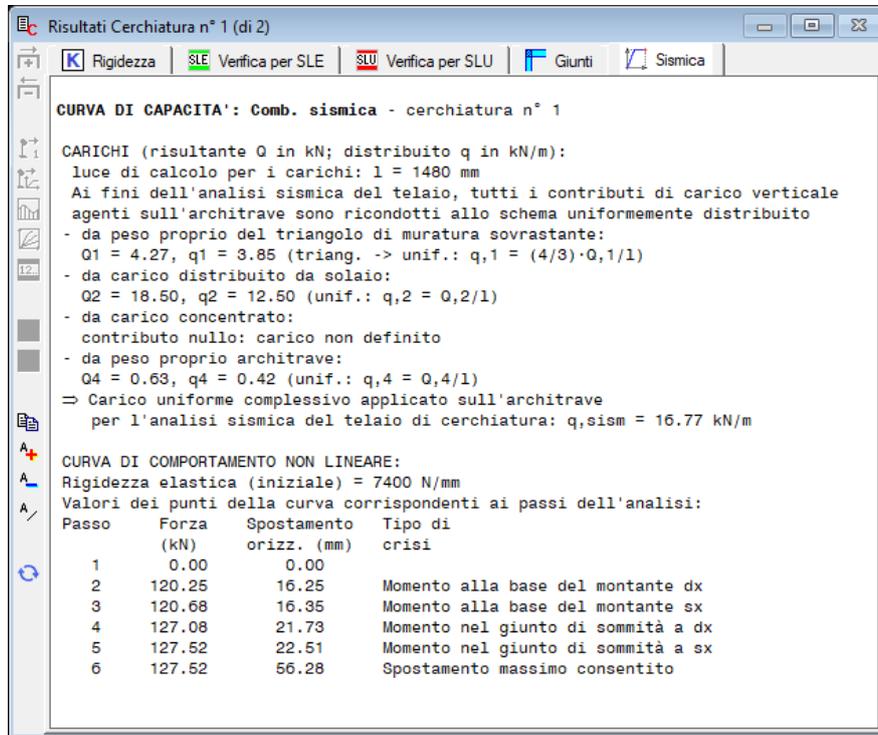


Fig. B.8.11. Risultati Cerchiature: scheda Sismica

## B.8.2. RISULTATI PARETI

I risultati ottenuti dall'analisi strutturale della parete con aperture ed eventuali telai di cerchiatura, si riferiscono allo Stato Attuale (prima dell'intervento; in caso di danneggiamento per evento sismico si deve fare riferimento alla configurazione pre-evento), allo Stato di Progetto (con il corrispondente intervento di consolidamento) e al loro confronto. I risultati sono organizzati in quattro schede: Statica; Sismica: Coefficienti di sicurezza, Stato Attuale, Stato di Progetto. L'analisi sismica è rappresentata graficamente dall'elaborazione della curva di capacità.

### B.8.2.1. Scheda STATICA

Sotto l'azione dei **solli carichi verticali** (carico in sommità e peso proprio), i maschi murari vengono analizzati a **Stato Limite Ultimo** facendo riferimento alle sollecitazioni determinate dai carichi agenti nella **Combinazione fondamentale** (cfr. (2.5.1) in §2.5.3).

La tensione statica alla sezione di base della luce deformabile del maschio viene confrontata con la tensione di progetto a compressione data dalla resistenza media a compressione, divisa per il coefficiente parziale di sicurezza del materiale  $\gamma_M$  e per il fattore di confidenza  $F_c$  (specificati in input nei Dati Pareti).

Per i maschi murari reagenti affiancati da telai di cerchiatura la tensione statica viene calcolata, a favore di sicurezza, supponendo che il carico verticale agente in sommità della parete in

corrispondenza del maschio venga sostenuto dal maschio stesso, prescindendo dalla collaborazione con il telaio di cerchiatura.

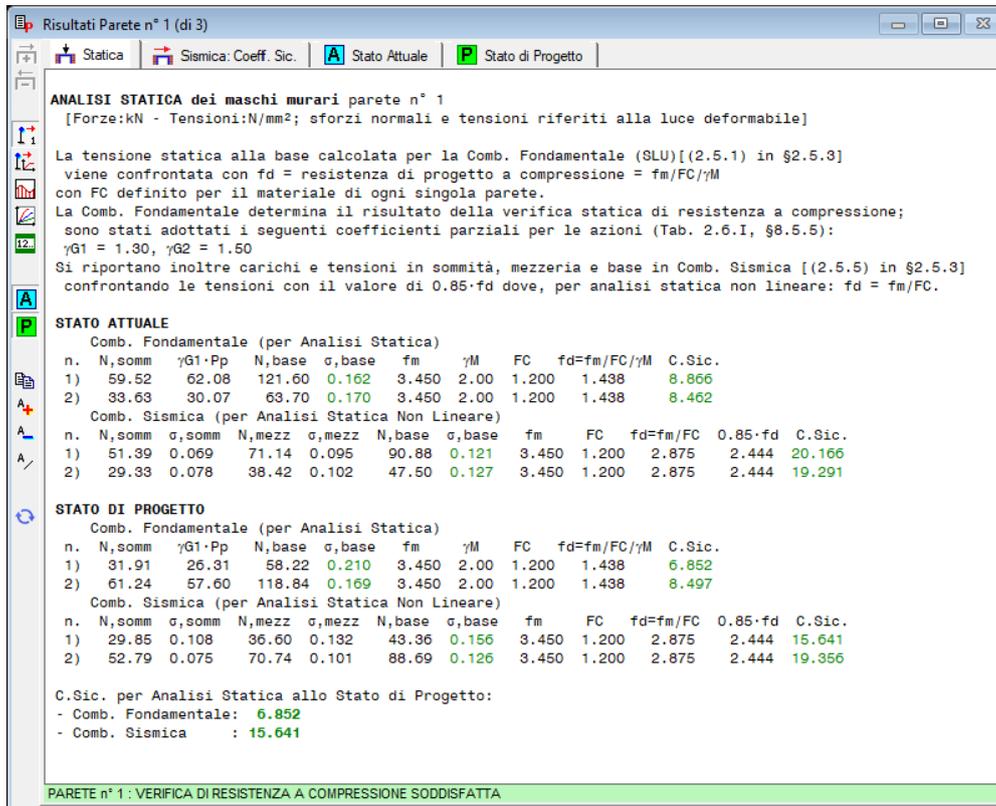


Fig. B.8.12. Risultati Pareti: scheda Statica

Sotto l'azione dei **solli carichi verticali** (carico in sommità e peso proprio), i maschi murari vengono analizzati a **Stato Limite Ultimo** facendo riferimento alla **Combinazione fondamentale** (cfr. (2.5.1) in §2.5.3).

Si riporta inoltre la tensione per i **carichi statici agenti nella Combinazione Sismica**, cioè le tensioni nei maschi murari assunte al passo 0 dell'analisi sismica statica non lineare. In tal modo è possibile controllare se al passo iniziale (statico, con forza orizzontale nulla) della curva di capacità della parete, lo sforzo normale prodotto dai carichi statici agenti in combinazione sismica supera lo sforzo normale ultimo della muratura: quando ciò avviene, per il maschio interessato si ha l'annullamento delle rigidezze e delle forze resistenti.

Sono inoltre evidenziati i **Coefficienti di Sicurezza** riferiti allo Stato di Progetto della parete, dati dal rapporto tra la tensione verticale e la resistenza di progetto a compressione (vd. fig. B.8.12).

I coefficienti di sicurezza si distinguono fra Combinazione fondamentale, relativa all'analisi statica vera e propria, e Combinazione sismica, riguardante la situazione statica delle pareti sotto i carichi verticali considerati agenti in fase sismica. Nel caso che il coefficiente di sicurezza per la Combinazione Sismica sia minore di 1, evidentemente sono presenti allo Stato di Progetto alcuni maschi che in analisi sismica, nella fase iniziale di costruzione della curva di capacità, presentano verifica a compressione non soddisfatta e quindi di fatto non sono sismicamente reagenti ed esprimono una curva di capacità nulla (rigidezza e forza ultima uguali a zero).



**Attenzione** La **risultante dei carichi agenti globalmente sulla sommità della parete muraria** viene distribuita tra i maschi murari in base alle aree di influenza, calcolate attribuendo ad ogni maschio affiancato da aperture la competenza di una zona delimitata dalla mezzeria delle aperture adiacenti.

Tale operazione di attribuzione del carico ai maschi viene eseguita anche quando in un'apertura è presente un telaio di cerchiatura. D'altra parte, nella finestra Cerchiature, il telaio stesso sarà stato analizzato sotto l'azione di un carico. In altre parole, ha luogo una ripetizione del carico sul telaio fra la parte di ACM che analizza il telaio e quella che studia la parete.

Tuttavia, si deve considerare che i due calcoli (**analisi del telaio di cerchiatura e analisi della parete**) sono effettuati in modo disaccoppiato, e per ognuno dei due viene utilizzata la configurazione di carico più sfavorevole. Sul telaio agirà effettivamente almeno una quota parte del carico agente in sommità della parete in cui si troverà inserito; applicando quindi un carico sull'architrave si agisce in modo coerente con la reale configurazione di carico.

Quando invece si studia la parete, distribuendo il carico complessivo fra i maschi murari si avrà modo di valutare il massimo carico statico che può agire sui maschi stessi (tale carico, per ogni maschio, viene gestito nella finestra Aperture-Maschi). Dal punto di vista sismico, possono aversi valori di N un poco superiori al valore reale (da cui una maggiore resistenza a Taglio), aspetto compensato dal fatto che nel calcolo per azioni orizzontali maschio e telaio sono considerati in parallelo senza l'effetto di connessione (tipo 'sezione composta') fra muratura e acciaio o c.a. del telaio che renderebbe migliore la prestazione della parete nel suo insieme.

**In definitiva, si opera a favore di sicurezza nel seguente modo:**

- a) il **telaio di cerchiatura** viene calcolato con il carico effettivamente agente sull'architrave;
- b) la **parete** viene calcolata suddividendo tutto il carico agente sulla sommità fra i maschi murari; maschi e telai sono considerati reagenti in parallelo, e collaborano solo ai fini della resistenza sismica;
- c) di conseguenza, l'**analisi statica di una parete contenente telai di cerchiatura** mostra tensioni cautelative ed è caratterizzata dai seguenti criteri:
  - > per i maschi murari reagenti affiancati da telai di cerchiatura la tensione statica viene calcolata, a favore di sicurezza, supponendo che il carico verticale agente in sommità della parete in corrispondenza del maschio venga sostenuto dal maschio stesso, prescindendo dalla collaborazione con il telaio di cerchiatura;
  - > per i maschi non reagenti (maschi snelli secondo le opzioni specificate nella scheda Calcolo dei Dati Pareti) aventi a fianco un telaio di cerchiatura: diversamente dai maschi tozzi, per non eccedere a favore di sicurezza (ottenendo verifiche non soddisfatte ma non realistiche) è possibile prendere in considerazione il fatto che il carico verticale in realtà sia sostenuto insieme al telaio. Di conseguenza, è possibile trascurare le tensioni statiche teoricamente valutate da ACM considerando che il maschio sostenga da solo il carico in sommità. Nei risultati dell'analisi statica della parete, tali tensioni trascurabili vengono indicate in colore grigio (un caso è illustrato in C.2: [esempio guidato](#)).

In ACM è comunque possibile attribuire a ciascun maschio il carico desiderato (attraverso la scheda Aperture-Maschi dei Dati Parete), e prescindere o meno dal considerare non reagenti i maschi snelli (opzione della scheda Calcolo dei Dati Parete). Per l'Utente è quindi disponibile un'ampia gamma di opzioni per descrivere adeguatamente l'assetto statico della propria parete da analizzare. ■

### B.8.2.2. Scheda SISMICA: COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Viene riportato il confronto fra Stato di Progetto e Stato Attuale, definendo i seguenti coefficienti di sicurezza:

- **rigidezza** (rapporto tra rigidezze elastiche iniziali): il coefficiente di sicurezza deve essere compreso nei limiti indicati in input ai fini della classificazione dell'intervento come Riparazione locale (ad esempio, secondo gli Orientamenti interpretativi della Regione Toscana [3], il coefficiente di sicurezza deve essere compreso fra 0.85 e 1.15: +/-15%);
- **resistenza** (rapporto tra forze massime): deve essere compreso nell'intervallo specificato in input; in alternativa, secondo le opzioni scelte, non deve essere peggiorativo (deve essere cioè  $\geq 1.00$ );
- **capacità di spostamento allo stato limite ultimo SLV** (rapporto tra spostamenti SLV): deve essere compreso nell'intervallo specificato in input; in alternativa, secondo le opzioni scelte, non deve essere peggiorativo (deve essere cioè  $\geq 1.00$ );
- **capacità di spostamento allo stato limite di esercizio SLD** (rapporto tra spostamenti SLD): essere compreso nell'intervallo specificato in input; in alternativa, secondo le opzioni scelte, non deve essere peggiorativo (deve essere cioè  $\geq 1.00$ );
- **energia dissipata** (rapporto tra energie dissipate): essere compreso nell'intervallo specificato in input; in alternativa, secondo le opzioni scelte, non deve essere peggiorativo (deve essere cioè  $\geq 1.00$ ).

Resistenza, Capacità di spostamento SLV, Capacità di spostamento SLD, Energia dissipata possono essere selezionate o meno, attraverso i corrispondenti check nella finestra Dati Pareti, scheda Calcolo (1). Una possibile scelta (fig. B.8.13) è ad esempio la selezione di Resistenza e Capacità di spostamento per SLV, ignorando gli altri due coefficienti.

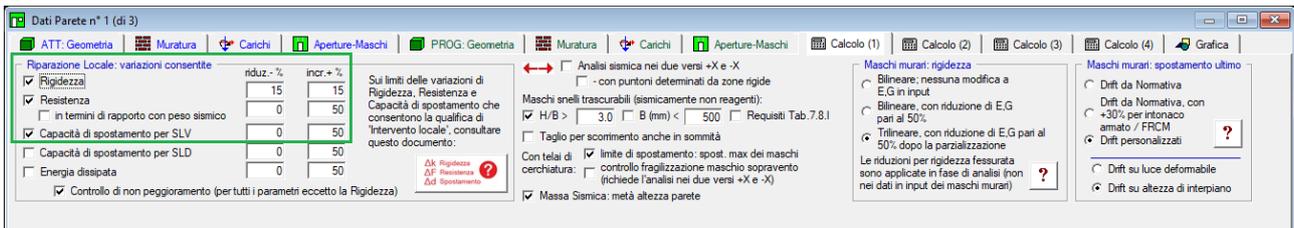
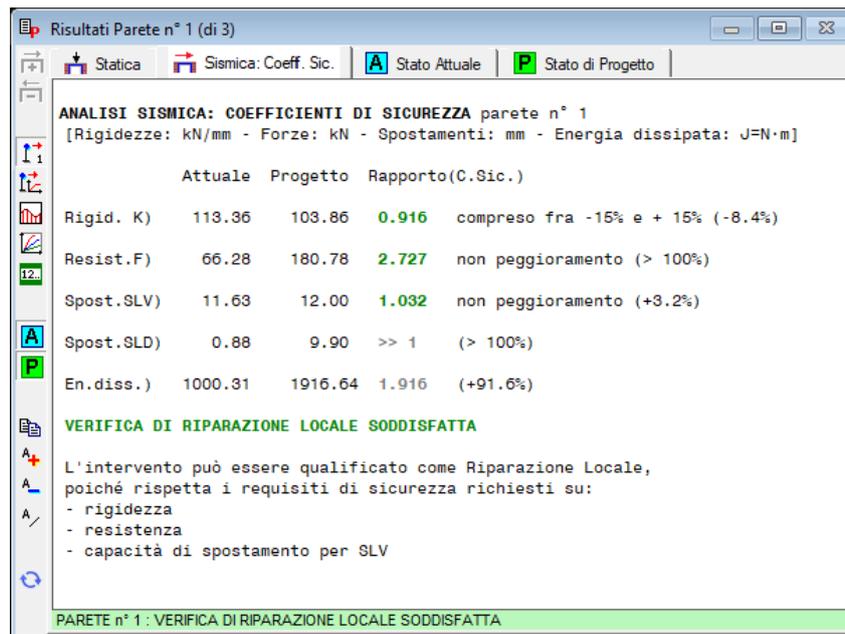


Fig. B.8.13. Verifiche di sicurezza: possibili scelte

E' comunque consigliabile controllare anche lo spostamento SLD in quanto all'interno della Circ. 7/2019 viene semplicemente riportato: "capacità di deformazione della struttura", il che può essere riferito sia a stati limite di esercizio, sia a stati limite ultimi. L'energia dissipata dall'oscillatore monodimensionale rappresentato dalla parete è definita dall'area sottesa dalla curva di capacità fino al punto di stato limite ultimo (con riferimento allo stato attuale, come da indicazioni normative del parere n.35 della Regione Emilia-Romagna). Tale coefficiente, non strettamente richiesto dalla vigente Normativa nazionale, è tuttavia importante per confrontare dal punto di vista energetico lo Stato Attuale con lo Stato di Progetto.



**Fig. B.8.14.** Risultati Pareti: scheda Sismica. Coefficienti di Sicurezza

L'importanza del coefficiente di sicurezza sull'energia dissipata viene evidenziata nel documento della Regione Emilia-Romagna relativo agli interventi sulle pareti murarie [4]:

" (...) Si ritiene che gli interventi di formazione e/o modifica di aperture siano classificabili come "locali" qualora interessino una "singola parte" e si dimostri, anche ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali, che: (i) la rigidezza della parte interessata non cambi significativamente, tenuto conto anche del comportamento in campo anelastico; (ii) resistenza e capacità di deformazione della parte interessata non peggiorino, anche in campo anelastico; (iii) non siano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme.

(...) Il confronto, tra lo stato di fatto e quello di progetto della "singola parte", deve prendere in considerazione anche il comportamento in campo anelastico, comparando i diagrammi forza-spostamento in uno o più (ove appropriato) punti di controllo; la dimostrazione di cui al punto (i) sopra riportato potrà essere condotta confrontando la rigidezza elastica iniziale oppure una "rigidezza equivalente", ad esempio in termini di "**energia di deformazione**" (area sottesa alla curva forza-spostamento, con riferimento allo spostamento ultimo allo stato di fatto)."

Se l'intervento non soddisfa i requisiti della Riparazione Locale, ad esempio per una eccessiva variazione di rigidezza, allora rientra nel campo del Miglioramento e si possono fare le seguenti considerazioni:

- se l'orizzontamento sovrastante la parete è rigido, occorre il calcolo globale e quindi l'analisi locale della parete viene sostituita dall'analisi globale dell'edificio;
- se invece l'orizzontamento sopra la parete è flessibile, la variazione di rigidezza non influisce sulla reazione delle altre parti dell'edificio e quindi è possibile 'contenere' la verifica di sicurezza entro i limiti della verifica locale, valutando la capacità in termini di PGA (PGA,CLV) e più precisamente in termini di indicatore di rischio sismico  $\zeta E$  (=PGA,CLV/PGA,DLV) che deve rispettare l'obiettivo previsto in input (target  $\zeta E$ ), seguendo la procedura già indicata nei paragrafi precedenti.

### B.8.2.3. Scheda STATO ATTUALE

| n. | B (mm) | Hcalc (H/B) | K (kN/mm) | Resistenza (kN)          |                | Taglio scorr. | Press.compl. somm./base | Fasce | F,ult. (max) | Spost. (mm) |             |
|----|--------|-------------|-----------|--------------------------|----------------|---------------|-------------------------|-------|--------------|-------------|-------------|
|    |        |             |           | Taglio diag. irreg./reg. | Taglio         |               |                         |       |              | lim.        | ult. elast. |
| 1) | 3000   | 2969        | 0.99      | 82.74                    | 114.55/ 105.29 | 50.47         | 50.47/ 68.87            | -     | 50.47        | 1.01        | 17.13       |
| 2) | 1500   | 2693        | 1.80      | 30.61                    | 38.88/ 35.79   | 15.81         | 15.81/ 20.45            | -     | 15.81        | 0.86        | 15.51       |

**Fig. B.8.15.** Risultati Pareti: Stato Attuale

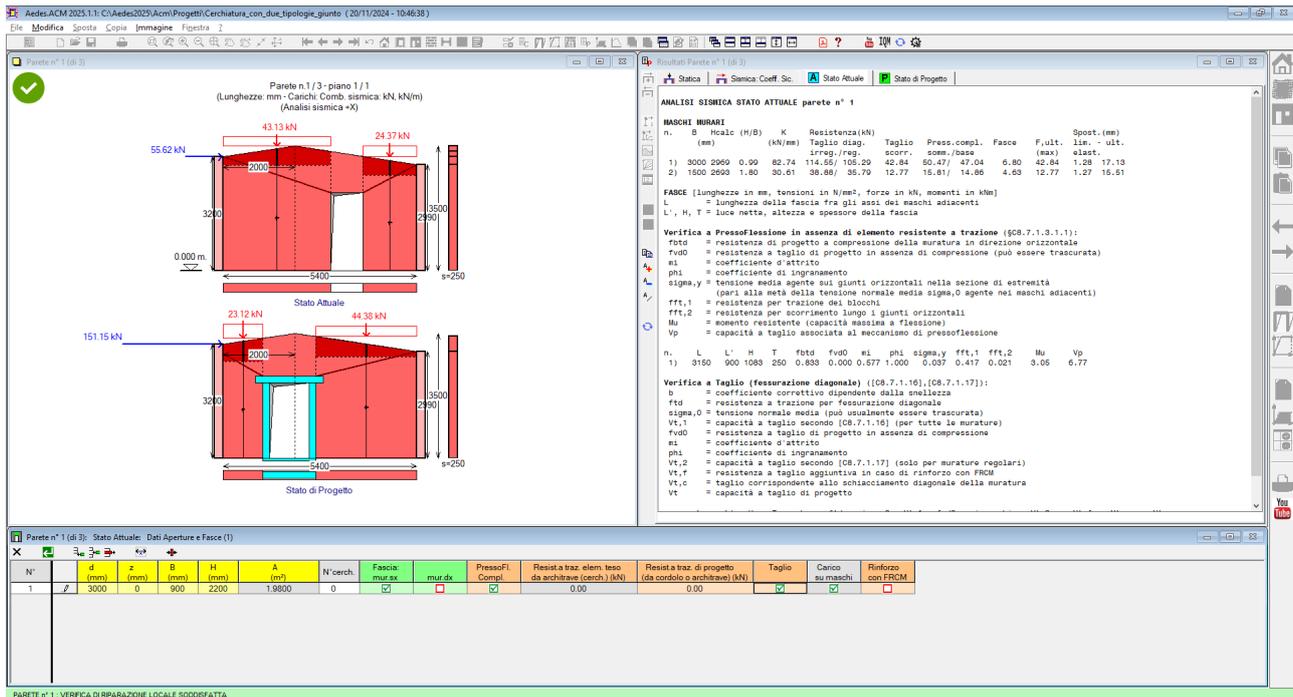
Si evidenziano i parametri riguardanti singolarmente i maschi murari che definiscono lo Stato Attuale della parete: rigidezza, resistenza e spostamenti al limite elastico e ultimo.

La resistenza, ossia il taglio agente nel maschio murario, viene calcolata per i seguenti comportamenti:

- ♦ taglio diagonale per muratura irregolare (fessurazione diagonale come da [C8.7.1.16], formulazione di Turnsek-Cacovic) e regolare (a scaletta, come da [C8.7.1.17]), a seconda della muratura: per la formulazione [C8.7.1.16] si utilizza  $\tau_0$ , per la [C8.7.1.17]  $f_{v0}$ ;
- ♦ taglio per scorrimento, alla base ed in sommità (se è selezionato il corrispondente check in Calcolo (1))
- ♦ pressoflessione complanare in sommità e alla base,
- ♦ resistenza delle fasce (cfr. [p.A.3.2](#)), ove considerata significativa, che può determinare una crisi a pressoflessione in sommità;

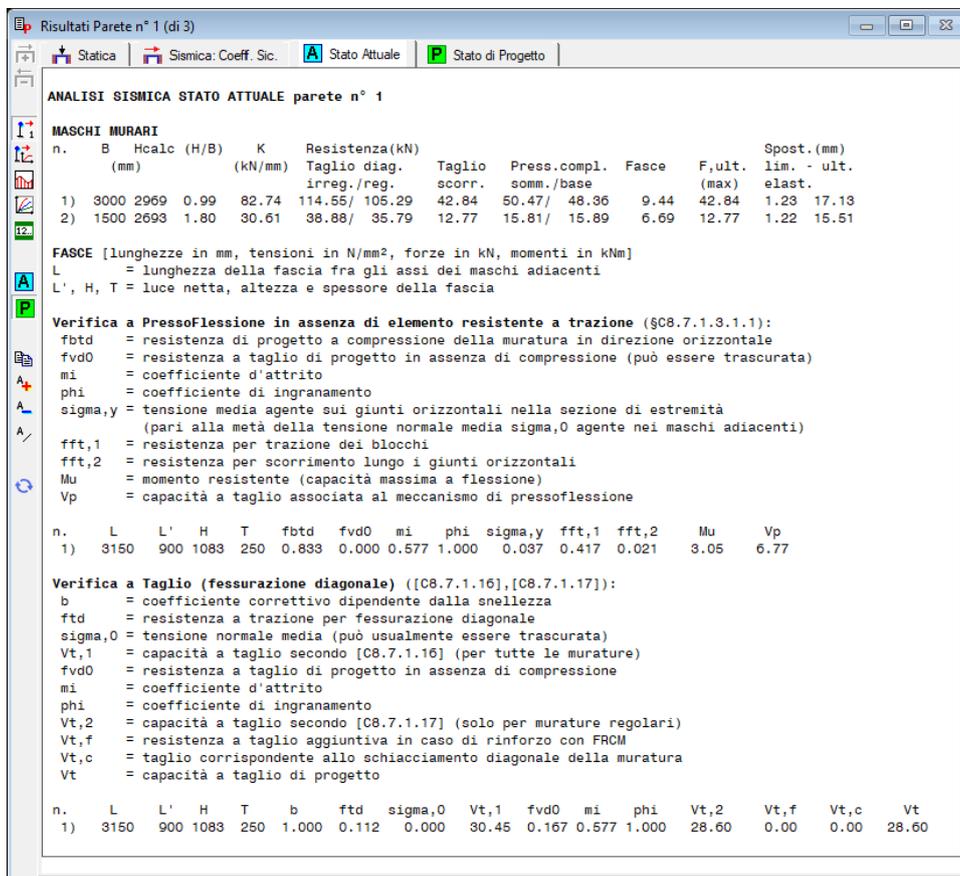
la forza orizzontale minima fra tutti i comportamenti esaminati segna il tipo di crisi e fornisce il valore della forza ultima (o max). Il tipo di crisi, a pressoflessione o a taglio, determina il drift per la definizione dello spostamento ultimo.

In fig. B.8.16 è riportato lo Stato Attuale di una parete in muratura regolare (mattoni pieni) con verifica di resistenza delle fasce in assenza di elemento resistente a trazione.



**Fig. B.8.16.** Stato Attuale: verifica delle fasce in assenza di elemento resistente a trazione

I risultati sono evidenziati in fig. B.8.17.



**Fig. B.8.17.**

### B.8.2.4. Scheda STATO DI PROGETTO

Analogamente allo Stato Attuale, si evidenziano i parametri riguardanti singolarmente i maschi murari che definiscono lo Stato di Progetto della parete: rigidezza, resistenza e spostamenti. Nello Stato di Progetto possono inoltre essere presenti telai di cerchiatura (telai di rinforzo potrebbero essere presenti anche nello Stato Attuale, ma l'applicazione più frequente di ACM consiste nella realizzazione di cerchiature allo Stato di Progetto). Per i telai di cerchiatura, i risultati mostrano i seguenti parametri

**K** = rigidezza del tratto iniziale;

**F lim. elast.** = valore della forza orizzontale al raggiungimento della prima crisi, che segna il termine del primo tratto elastico (cui corrisponde la rigidezza K);

**Spost. lim. elast.** = spostamento corrispondente alla forza al limite elastico F lim. elast.;

**F ult.** = valore della forza orizzontale al punto di crisi che segna l'inizio del tratto plastico, o più in generale, massimo valore della forza orizzontale che può essere sostenuta dal telaio (in caso di crisi a taglio, ad esempio, non vi è tratto plastico nella curva di capacità del telaio);

**Spost. ult.** = spostamento ultimo (in corrispondenza del termine della curva di capacità del telaio).

**MASCHI MURARI**

| n. | B (mm) | Hcalc (mm) | (H/B) | K (kN/mm) | Resistenza (kN) | Taglio diag. irreg./reg. | Taglio scorr. | Press.compl. somm./base | Fasce | F,ult. (max) | Spost. lim. elast. | ult.  |
|----|--------|------------|-------|-----------|-----------------|--------------------------|---------------|-------------------------|-------|--------------|--------------------|-------|
| 1) | 1110   | 2705       | 2.44  | 16.13     | 30.68/ 28.48    | 11.71                    | 11.71/ 14.18  | -                       | -     | 11.71        | 1.20               | 16.42 |
| 2) | 2810   | 2839       | 1.01  | 80.33     | 107.68/ 99.10   | 50.65                    | 50.65/ 66.95  | -                       | -     | 50.65        | 1.04               | 16.00 |

**Cerchiature**

| n. | B (mm) | Hcalc (mm) | K (kN/mm) | F lim. elast. (kN) | Spost. lim. elast. (mm) | F ult. (kN) | Spost. ult. (mm) |
|----|--------|------------|-----------|--------------------|-------------------------|-------------|------------------|
| 1) | 1480   | 2100       | 11.42     | 151.86             | 13.30                   | 155.31      | 36.35            |

**\*controllo vincolamento shear-type:**  
F,SLU = Forza orizzontale agente sul telaio in corrispondenza di SLU  
M',SLU = Quota parte del Momento di progetto al nodo montante/architrave in corrispondenza di SLU, data dalla differenza di sollecitazione fra i due schemi shear-type e a rotazione consentita e pari a:  $(Fh/4) \cdot [1/(6k+1)]$ , con:  $k=(Jarch./Jmont.) \cdot (h/l)$ , h=altezza e l=larghezza del telaio (h,l: in corrispondenza degli assi delle aste, e prescindendo dalle zone rigide di estremità)  
M,Rd = Momento resistente per compressione locale della muratura in corrispondenza dell'appoggio dell'architrave.  
Si ha:  $M,Rd = (fm/FC) \cdot s \cdot b^2/2$ , con: b = lunghezza da estremo appoggio dell'architrave ad asse del montante, fm/FC = resistenza di progetto del maschio murario adiacente all'apertura, s = spessore maschio.

| n. | F, SLU (kN) | M', SLU (kNm) | M,Rd (app.) sx | dx    |
|----|-------------|---------------|----------------|-------|
| 1) | 137.02      | 6.72          | 31.27          | 31.27 |

PARETE n° 1 : COMPORTAMENTO SHEAR-TYPE GARANTITO DAL MOMENTO RESISTENTE DI NODO

**Fig. B.8.18.** Risultati Pareti: scheda Stato di Progetto. Con controllo shear-type

Nel caso di modellazione del telaio di cerchiatura con comportamento shear-type (rotazione impedita per i nodi di sommità del telaio) vengono inoltre effettuati controlli di effettiva realizzazione del vincolo, confrontando localmente nel nodo momento sollecitante e momento resistente (vd. fig. B.8.18).

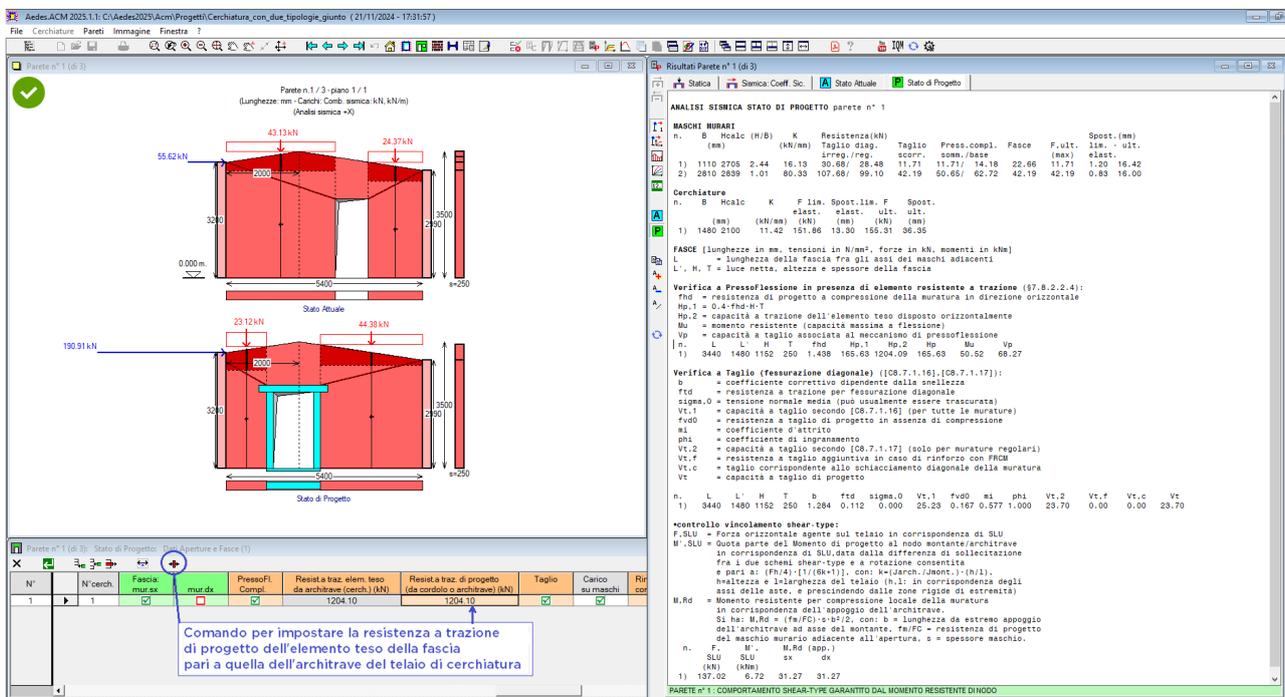
Nel **controllo di vincolamento shear-type** sono riportati i seguenti parametri:

**F,SLU** = Forza orizzontale agente sul telaio in corrispondenza di SLU;

**M',SLU** = Quota parte del Momento di progetto al nodo montante/architrave in corrispondenza di SLU data dalla differenza di sollecitazione fra i due schemi shear-type e a rotazione consentita e pari a:  $(Fh/4) \cdot [1/(6k+1)]$ , con:  $k=(J_{arch.}/J_{mont.}) \cdot (h/l)$ ,  $h$ =altezza e  $l$ =larghezza del telaio ( $h,l$ : in corrispondenza degli assi delle aste, e prescindendo dalle zone rigide di estremità);

**M,Rd** = Momento resistente per compressione locale della muratura in corrispondenza dell'appoggio dell'architrave. Si ha:  $M,Rd = (f_m/F_c) \cdot b^2/2$ , con:  $b$  = lunghezza da estremo appoggio dell'architrave ad asse del montante,  $f_m/F_c$  = resistenza di progetto del maschio murario adiacente all'apertura.

Se la verifica delle fasce è stata selezionata, i risultati riportano, prima del controllo di vincolamento shear-type, anche i risultati per le fasce. Nella figura seguente è rappresentato un caso di Stato di Progetto con telaio di cerchiatura e verifica delle fasce in presenza di un elemento resistente a trazione (l'architrave del telaio stesso: è infatti stata introdotta in input una resistenza di tale elemento paria quella dell'architrave, utilizzando un apposito comando della barra degli strumenti della finestra Aperture-Fasce).



**Fig. B.8.19.** Stato di Progetto: verifica delle fasce in presenza di un elemento resistente a trazione

I risultati sono evidenziati in fig. B.8.20.

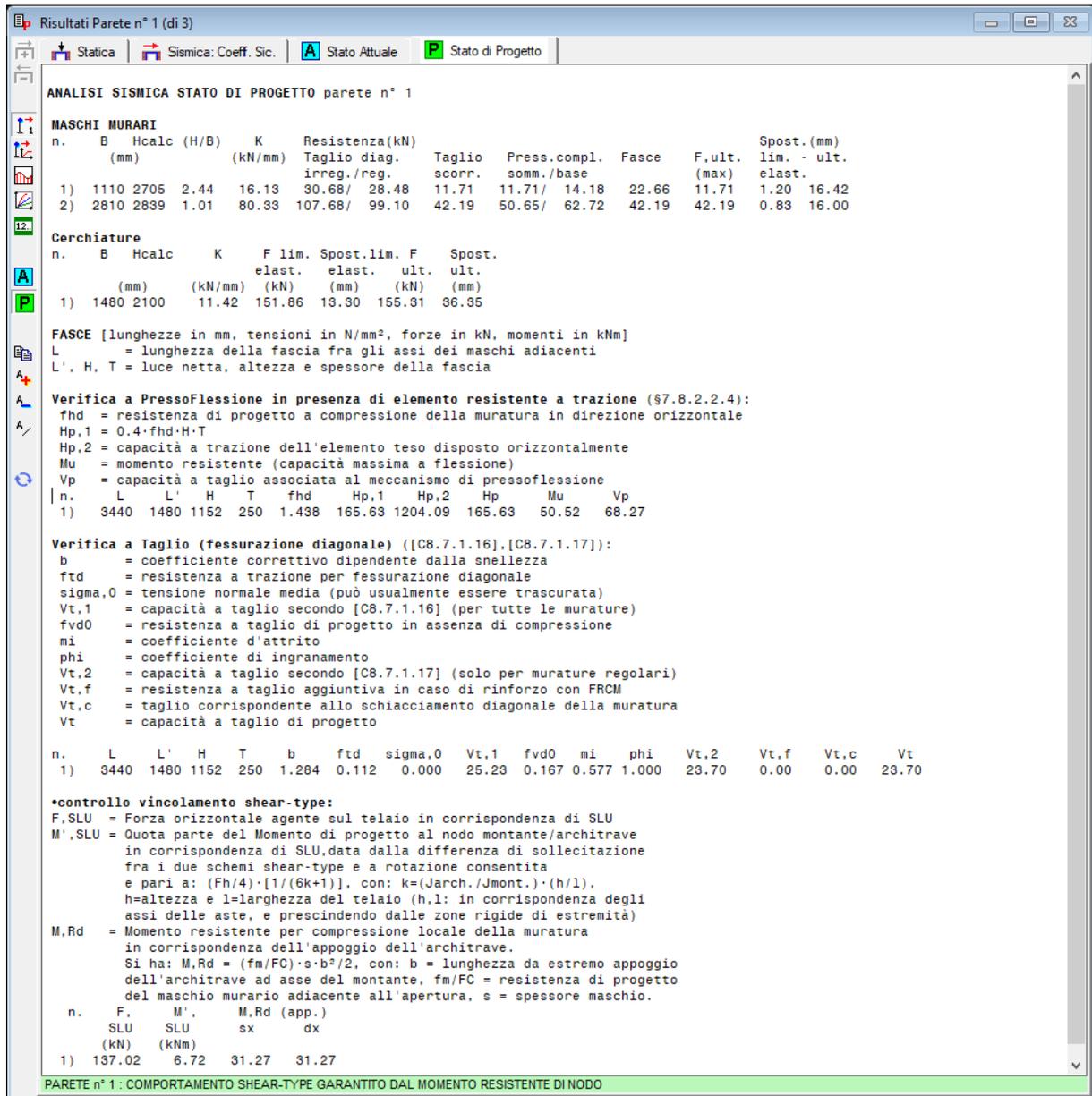
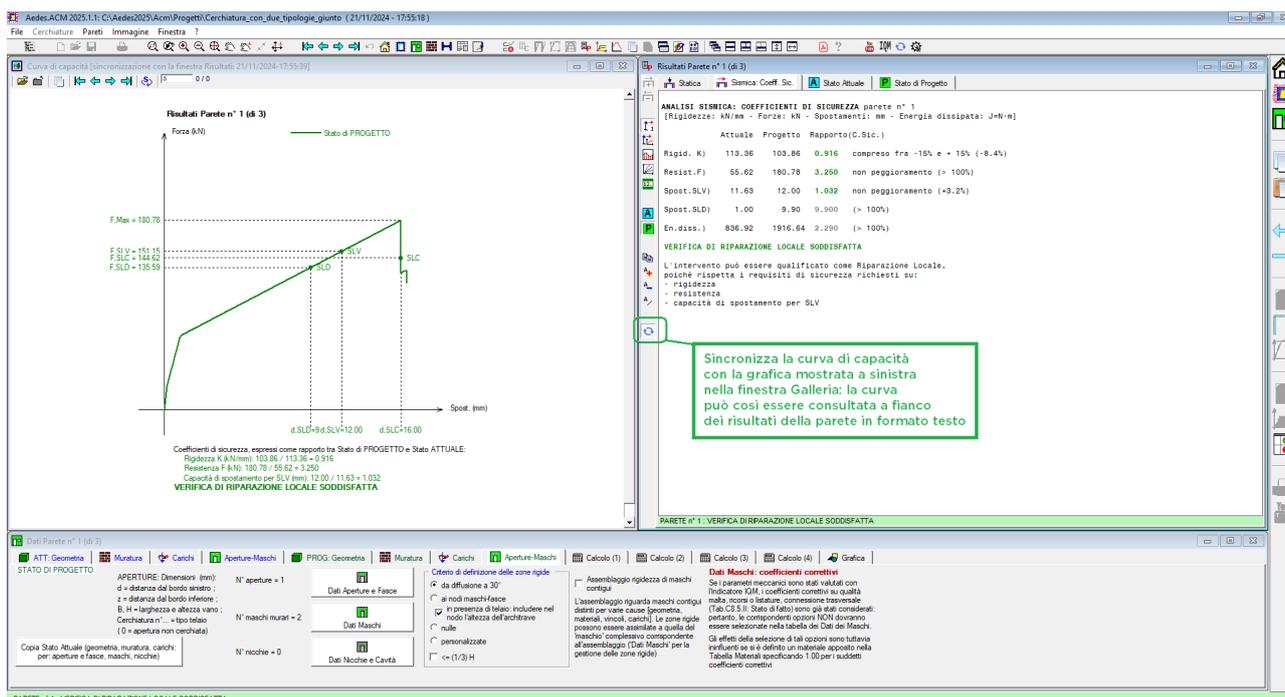


Fig. B.8.20. Risultati Pareti: scheda Stato di Progetto. Con verifica delle fasce

### B.8.2.5. CURVA DI CAPACITA' DELLA PARETE

Le curve di capacità dei singoli maschi murari vengono composte per ottenere la curva di capacità globale, sulla quale si individuano gli spostamenti agli stati limite SLC, SLV e SLD, determinati in base alle indicazioni di §C8.7.1.3.1.

La curva di capacità globale è visualizzabile attraverso il comando grafico  della barra degli strumenti. Il confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto viene descritto in modo completo attraverso i risultati in formato testuale (riportati nella finestra in alto a destra) ed il grafico della curva di capacità. E' possibile visualizzare contemporaneamente i risultati della parete in formato testo ed il diagramma della curva di capacità attraverso l'icona di sincronizzazione .



**Fig. B.8.21.** Risultati Pareti. Sincronizzazione curva di capacità per mostrare grafica e testo affiancati

### B.8.3. SINTESI DEI RISULTATI

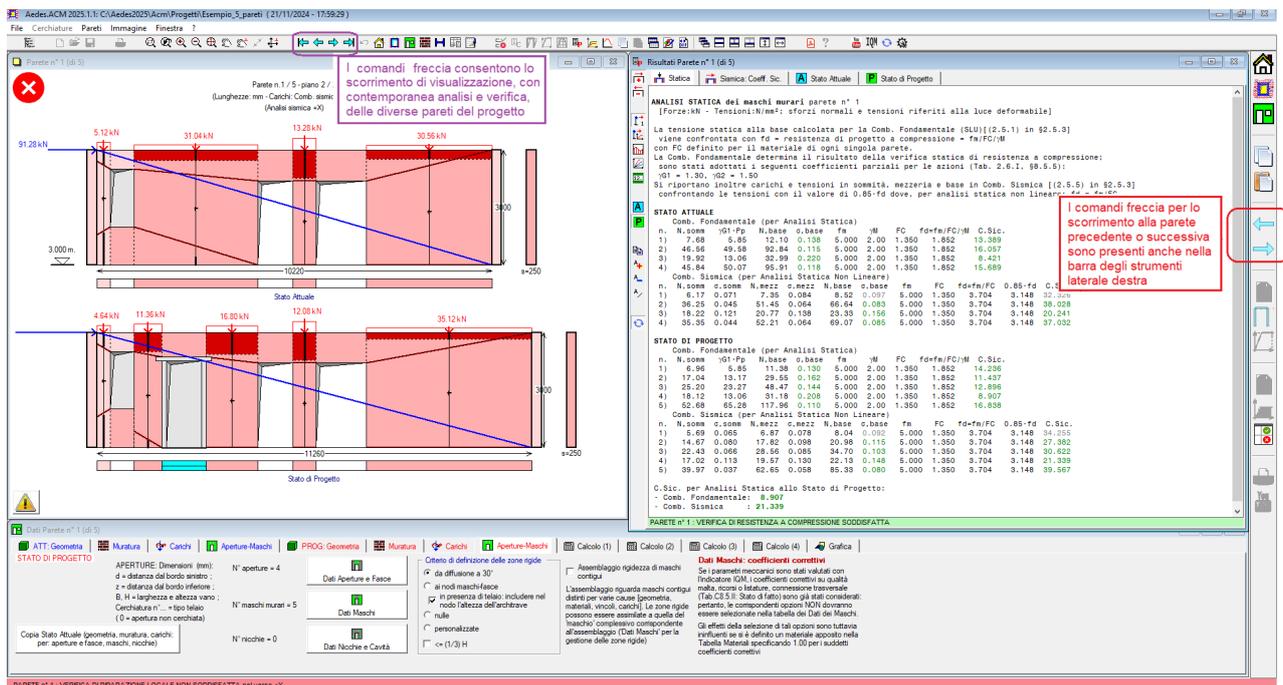
La Sintesi dei risultati consente la visualizzazione immediata dello stato corrente di verifica per tutte le pareti definite nel Progetto di ACM.

In un Progetto possono essere modellate più cerchiature e più pareti, per due diversi motivi:

- per rappresentare configurazioni strutturali effettivamente ubicate in zone diverse della costruzione oggetto di intervento<sup>1</sup>;
- per schematizzare, per una data parete, diverse soluzioni di intervento da mettere a confronto tra loro oppure diverse modellazioni, dipendenti ad esempio dalle ipotesi sulle resistenze del materiale murario o su altri parametri determinanti per i risultati delle verifiche di sicurezza. Infatti, anche se è possibile applicare l'Analisi Parametrica per condurre una serie di ipotesi ragionate su varianti di modellazione, la definizione diretta di una data parete con ipotesi diverse può costituire di fatto un utile approccio.

<sup>1</sup> Si tenga sempre presente che in casi di questo tipo è probabile che l'intervento sull'edificio esistente in muratura non sia qualificabile come intervento locale, e che occorra comunque esaminare gli effetti delle modifiche sulle pareti nell'ambito di un'analisi globale dell'edificio (condotta ad esempio con Aedes.PCM). E' comunque sempre auspicabile che anche le verifiche locali siano soddisfatte, e quindi il caso di più cerchiature o altri interventi contemporaneamente previsti su pareti differenti dello stesso edificio trova riscontro nella modellazione di più pareti in ACM.

Quando vengono modellate più pareti nel medesimo progetto, si possono utilizzare i comandi 'freccia' tradizionalmente disponibili in ACM per scorrere le diverse pareti e visualizzare le corrispondenti verifiche statiche e sismiche (fig. B.8.22) (le immagini seguenti si riferiscono ad un progetto di esempio fornito a corredo di ACM: *Esempio\_5\_pareti*).

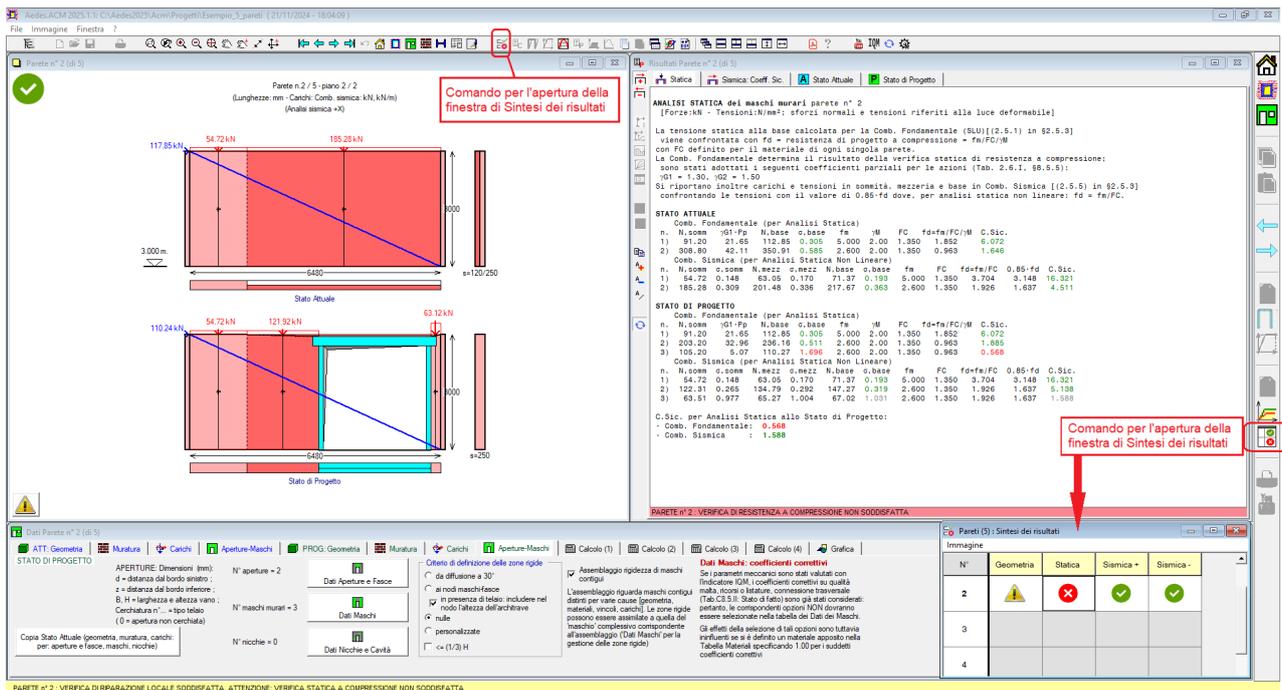


Con tale procedura non si ottiene tuttavia una visione sintetica d'insieme dello stato delle verifiche delle pareti per il progetto corrente: si evidenzia pertanto l'opportunità di visualizzare in modo compatto i risultati delle analisi delle varie pareti.

La **finestra Sintesi dei risultati** (fig. B.8.23) fornisce lo strumento di presentazione contemporanea dei risultati per tutte le pareti.

Per aprire la finestra di Sintesi dei risultati si utilizza il corrispondente comando presente nelle barre degli strumenti,

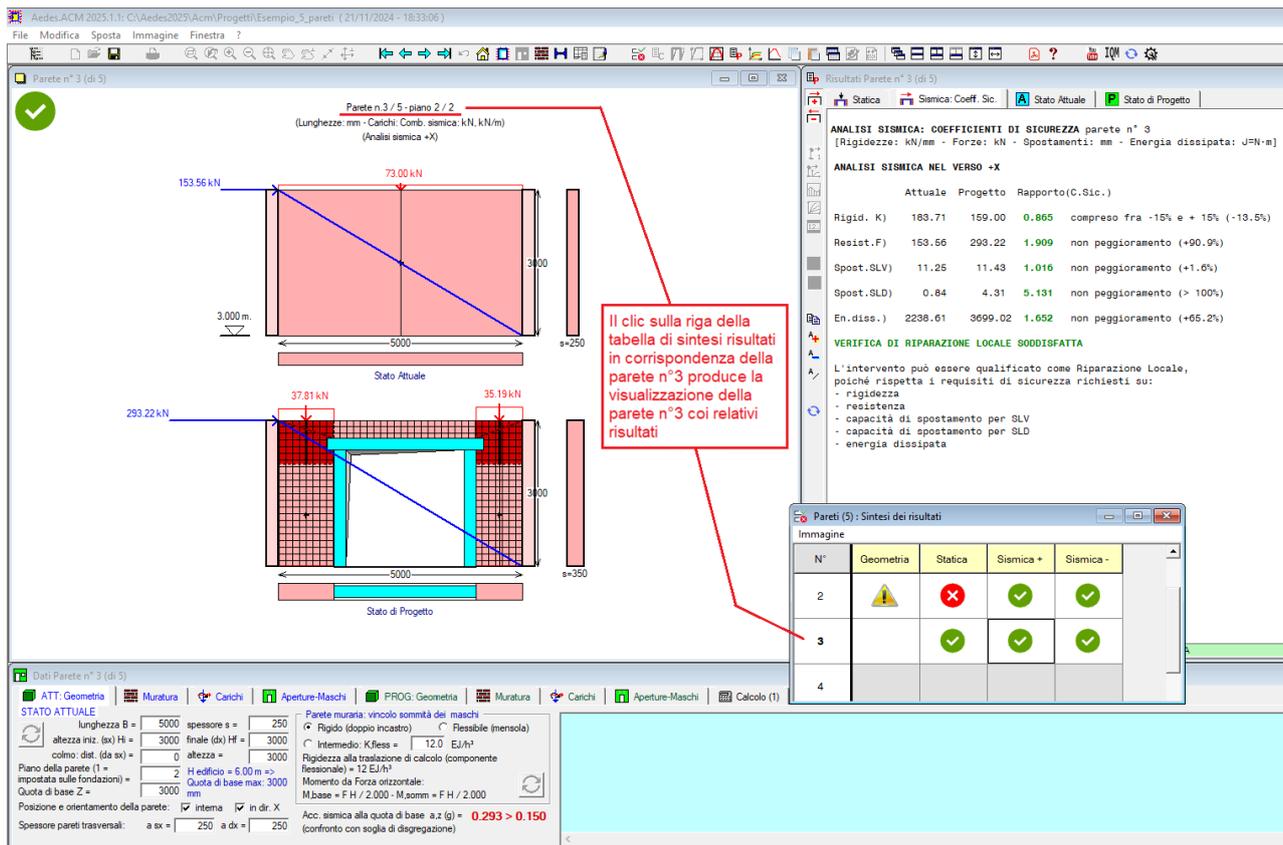
in alto: , o equivalentemente nella barra laterale destra: 



**Fig. B.8.23.** Finestra Sintesi dei risultati

In ACM i calcoli e le verifiche sono interattivi con le modifiche in input: pertanto, per poter disporre di tutti i risultati le pareti vanno scorse, una dopo l'altra.

Inizialmente, la finestra della Sintesi dei risultati può presentare infatti alcune righe non compilate (in colore grigio), corrispondenti alle pareti ancora da visualizzare/calcolare. In tal caso, facendo clic sulla riga di una parete ancora da analizzare, ACM propone direttamente la visualizzazione di tale parete e completa la riga in tabella con le verifiche della parete stessa, il cui numero risulta evidenziato in grassetto (fig. B.8.24).



**Fig. B.8.24.** Visualizzazione della parete corrispondente alla riga della tabella di Sintesi dei risultati

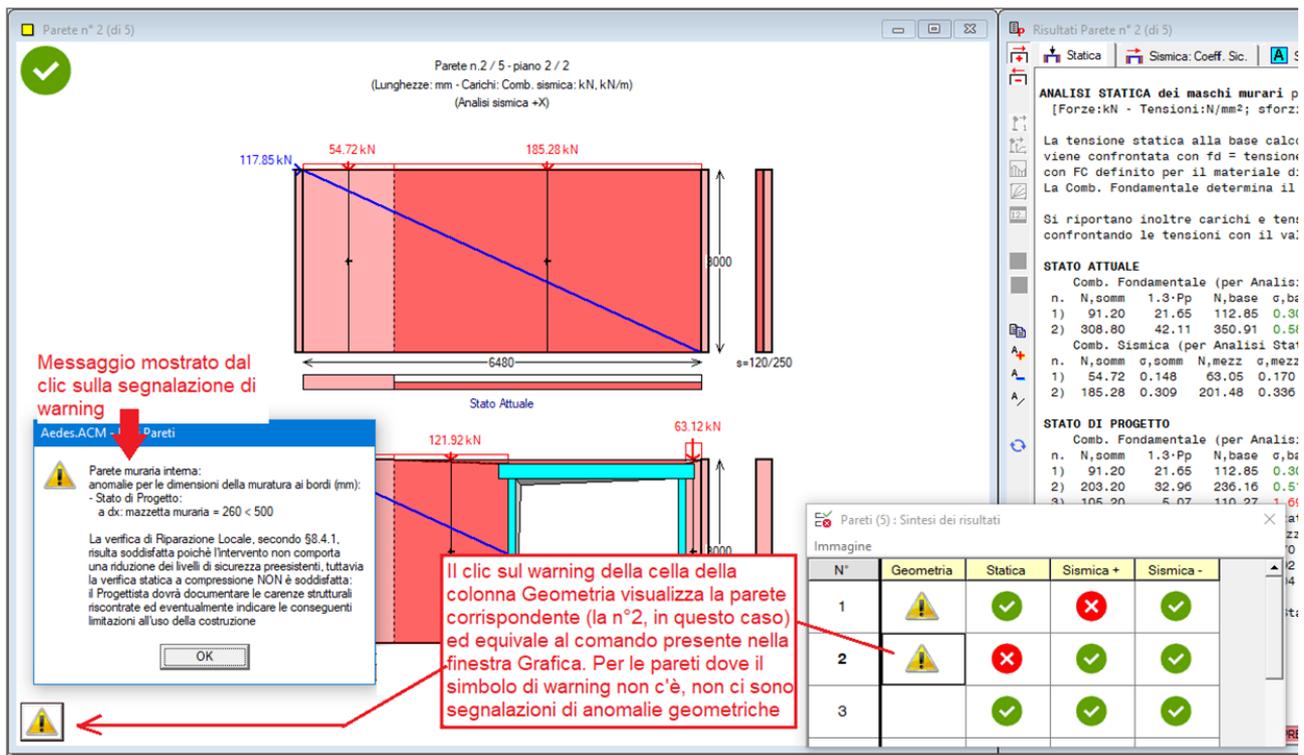
Con questo metodo, si può puntare direttamente ad una parete senza lo scorrimento sequenziale indicato in fig. B.8.22; data la rapidità dei calcoli di ACM, l'obiettivo di compilare nella tabella di sintesi i risultati di tutte le pareti viene in ogni caso raggiunto agevolmente.

Nelle immagini seguenti si illustra il significato delle colonne in tabella di sintesi dei risultati.

- La **colonna Geometria** si riferisce alle eventuali segnalazioni dovute ad aspetti geometrici della parete corrispondenti a configurazioni strutturali non ottimali. Se compare il simbolo di warning:

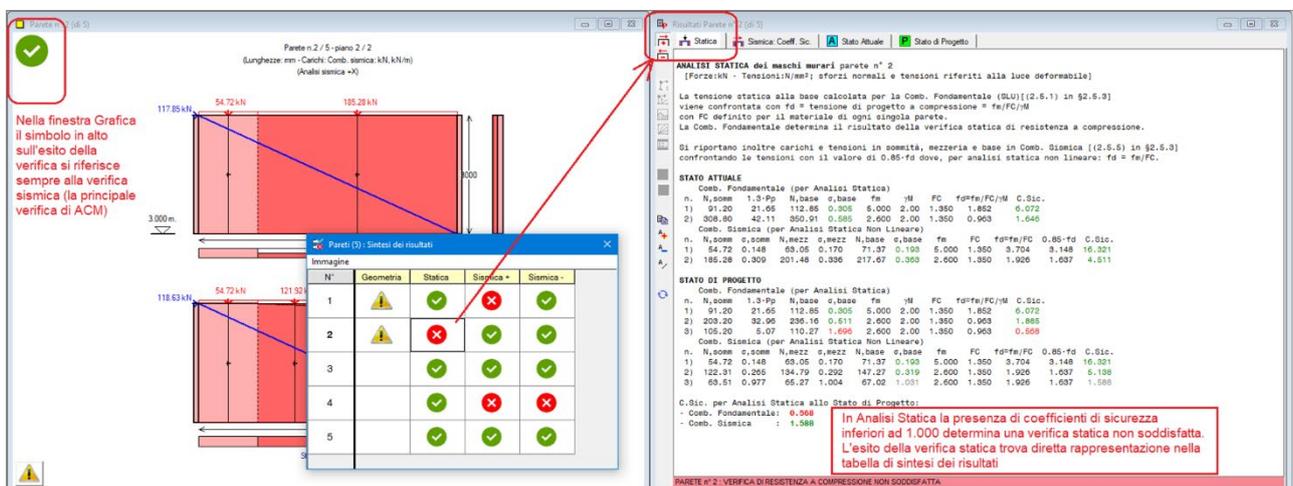


facendo clic su di esso viene visualizzato il corrispondente messaggio (fig. B.8.25).



**Fig. B.8.25.** Segnalazione di warning per una parete

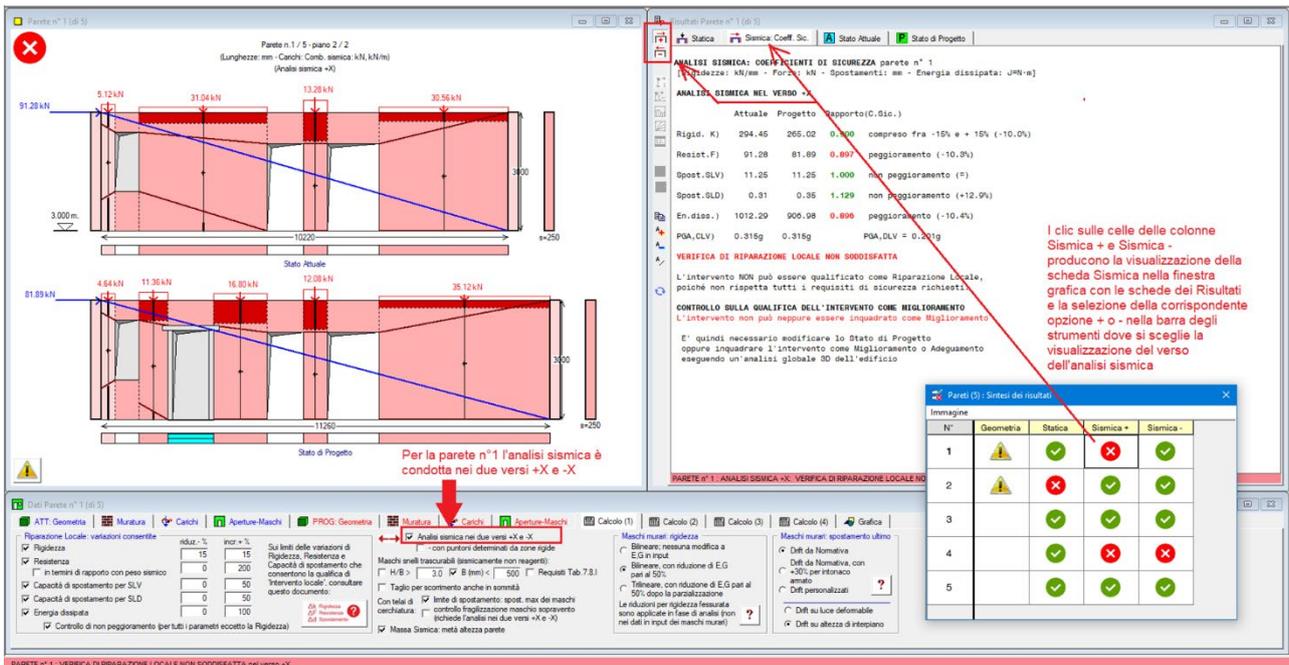
- La **colonna Statica** presenta il risultato della verifica Statica, e se non attualmente visualizzata, mostra la scheda Statica nella finestra grafica dei risultati (fig. B.8.26).



**Fig. B.8.26.** Risultati della verifica di sicurezza Statica

Nella finestra Grafica il simbolo in alto sull'esito della verifica si riferisce sempre alla verifica sismica (la principale verifica di ACM). In Analisi Statica la presenza di coefficienti di sicurezza inferiori ad 1.000 determina una verifica statica non soddisfatta. L'esito della verifica statica trova diretta rappresentazione nella tabella di sintesi dei risultati.

- Nelle **colonne Sismica + e Sismica -** i simboli di verifica soddisfatta o meno si possono tra loro differenziare se l'analisi sismica della parete viene condotta nei due versi (+X e -X) e gli esiti delle corrispondenti verifiche sono diversi (fig. B.8.27), altrimenti i due simboli sono coincidenti.

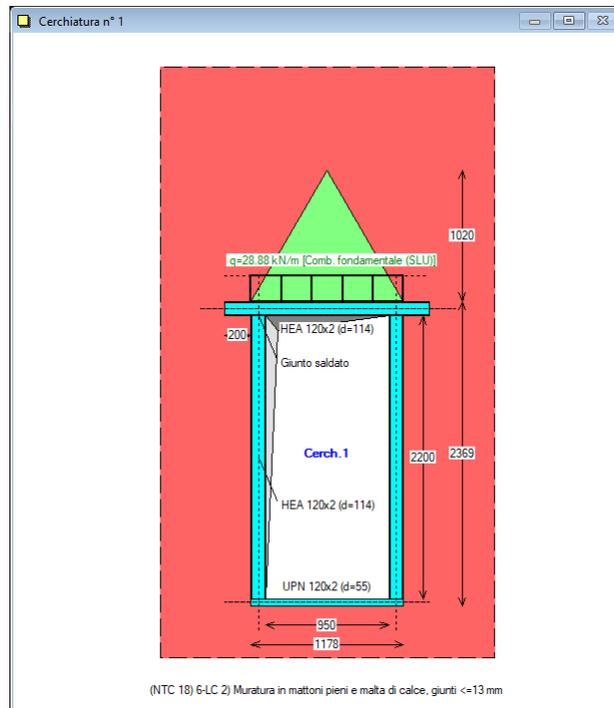


**Fig. B.8.27.** Risultati della verifica di sicurezza Sismica

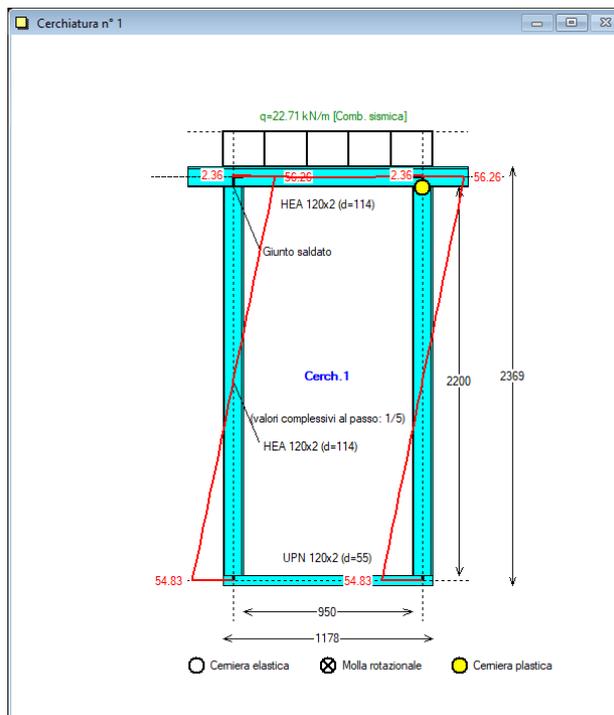
Analogamente alla Statica, facendo clic su una cella della tabella di sintesi in corrispondenza della colonna Sismica, viene mostrata, per la parete della riga corrispondente, la scheda dei risultati dell'analisi sismica e, nel caso di una parete analizzata nei due versi +X e -X, viene automaticamente selezionata nella barra degli strumenti la corrispondente opzione + o - riferita al verso dell'analisi sismica correntemente visualizzato.

## B.9. GRAFICA

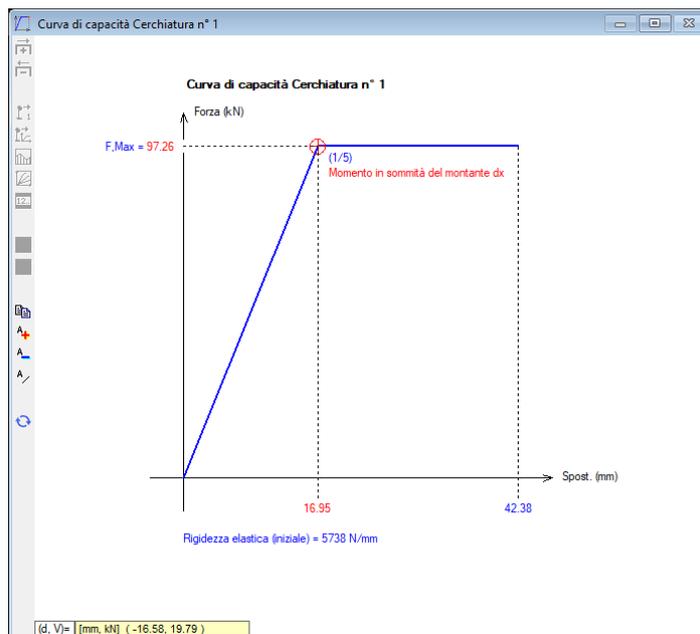
Le opzioni grafiche di ACM consentono la rappresentazione dei dati relativi alla cerchiatura e alla parete corrente, aggiornati interattivamente con le modifiche effettuate in input. I tipi di disegno che possono essere eseguiti sono illustrati nelle immagini seguenti.



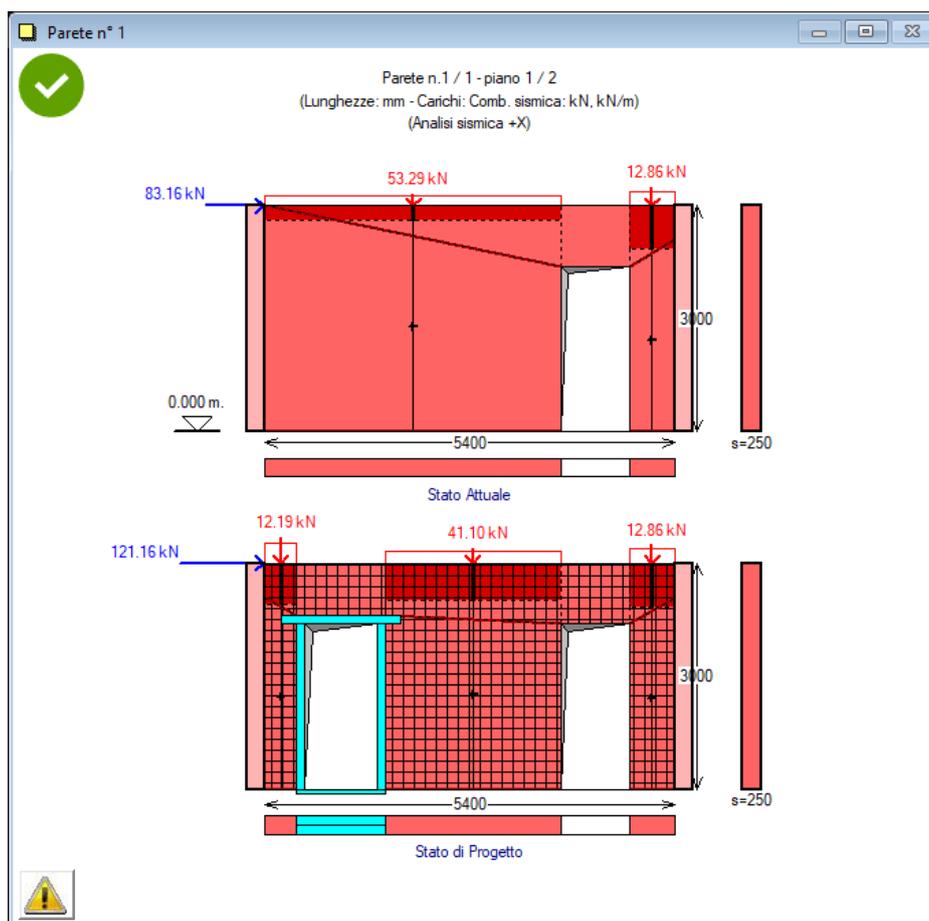
**Fig. B.9.1.** Grafica: Dati cerchiatura



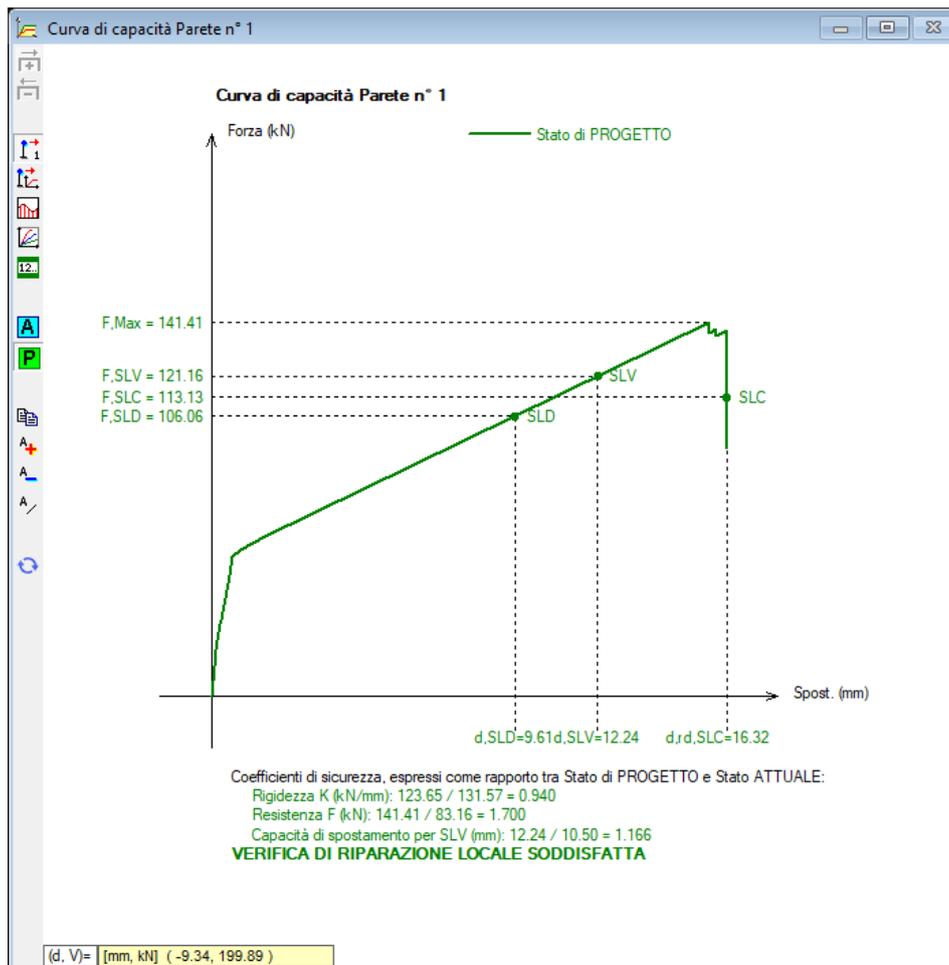
**Fig. B.9.2.** Grafica: diagrammi dell'analisi del telaio di cerchiatura sottoposto ad azione orizzontale in corrispondenza dell'architrave



**Fig. B.9.3.** Grafica: Curva di capacità del telaio di cerchiatura



**Fig. B.9.4.** Grafica: Dati parete



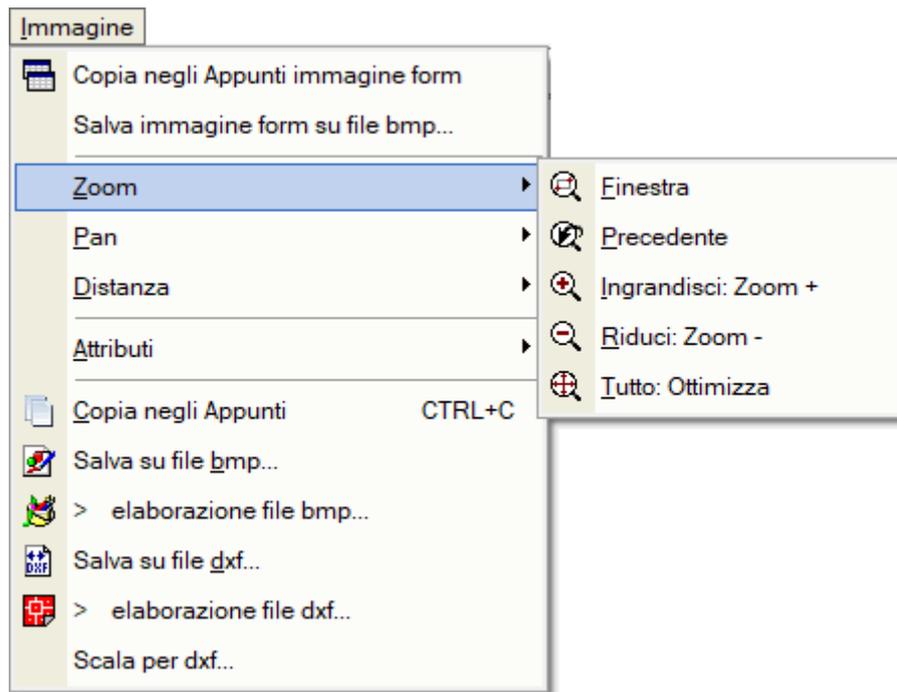
**Fig. B.9.5.** Grafica: Curva di capacità della parete

La curva di capacità della parete, variamente configurabile attraverso i comandi della barra degli strumenti (sul lato sinistro della finestra grafica) costituisce la più efficace rappresentazione visuale della verifica di sicurezza della parete muraria oggetto di analisi. In [p.B.8.2.5](#) è descritta la modalità di sincronizzazione dei risultati in formato grafico e testuale.

### **B.9.1. Menu IMMAGINE**

I comandi del menu Immagine provvedono alla **gestione dell'immagine** (Zoom, Pan, Distanza, ecc.).

**Tutti i disegni** (dati e risultati) caratterizzati dai parametri correnti, **sono esportabili su file dxf** per una successiva rielaborazione da programmi di CAD. E' inoltre possibile specificare la scala dei files dxf in output.



**Fig. B.9.6.** Finestra Grafica: menu Immagine

**Zoom Finestra** = Consente l'ingrandimento del disegno visualizzato nell'Immagine del Progetto, attraverso la definizione di una finestra rettangolare. Per eseguire tale operazione:

- scegliere questo comando,
- posizionare il puntatore del mouse all'interno della cornice dell'Immagine del Progetto nel punto che costituirà il vertice superiore sinistro della finestra di zoom,
- premere il pulsante sinistro del mouse
- e tenendolo premuto trascinare il mouse costruendo la finestra di zoom,
- rilasciare il pulsante sinistro del mouse quando la finestra ha assunto le dimensioni desiderate.

**Zoom Precedente** = Ritorna alla visualizzazione precedente.

**Ingrandisci (Zoom +), Riduci (Zoom -)** = Ingrandisce o riduce le dimensioni del disegno visualizzato, secondo la percentuale del 10%, considerando come punto fisso il punto centrale della visualizzazione corrente.

**Zoom Tutto: Ottimizza** = Mostra la visualizzazione ottimale del disegno, adattandolo nel modo migliore possibile alle dimensioni della finestra grafica.

**Pan** = Consente la visualizzazione di diverse porzioni del disegno, senza cambiarne l'ingrandimento. In questo modo si possono vedere quei dettagli che non rientravano nello schermo prima di dare il comando Pan, e più in generale si può spostare il disegno all'interno dell'Immagine del Progetto. Questo comando richiede la definizione di un vettore di spostamento. Per eseguire tale operazione:

- scegliere questo comando,
- posizionare il puntatore del mouse all'interno della cornice dell'Immagine del Progetto nel punto di inizio del vettore di spostamento,
- premere il pulsante sinistro del mouse
- e tenendolo premuto trascinare il mouse costruendo il vettore,
- rilasciare il pulsante sinistro del mouse quando il vettore corrisponde allo spostamento desiderato.

Il vettore di spostamento specifica come il disegno deve spostarsi rispetto allo schermo.

Nel caso che **'ortogonale'** sia selezionato, lo spostamento avverrà in direzione orizzontale o verticale.

**Distanza** = Consente il calcolo e la visualizzazione della distanza fra due punti dell'area grafica. La distanza Ortogonale fornisce il valore in direzione orizzontale o verticale.

**Attributi** = Apre un sottomenu, nel quale vari comandi di visualizzazione permettono la gestione di attributi dell'immagine

**Copia negli Appunti** = Pone nella memoria grafica di Windows l'immagine della finestra grafica corrente. Questo comando è utile per rapide operazioni di Copia e Incolla volte ad esportare immagini in altri programmi (ad es. Word, Paint), senza l'obbligo di salvare l'immagine preventivamente su file BMP.

**Salva su file bmp...** = Crea un file grafico, di estensione bmp, nella sottocartella:

`\Aedes20xx\Acm\NomeProgetto\Output`

che può essere aperto, visualizzato e modificato in un qualunque programma di disegno in grado di importare files nel formato bitmap (es. Paint). Il disegno bitmap è un particolare tipo di immagine composta da una serie di punti e non da vettori; esso, pertanto, non può essere ridimensionato in scala.

Per il disegno corrente, viene proposto un particolare nome di file (sigla identificativa del disegno) che comunque l'utente può variare a piacere.

**Salva su file dxf...** = Crea un file grafico, di estensione dxf, nella sottocartella:

`\Aedes20xx\Acm\NomeProgetto\Output`

che può essere aperto da un qualunque programma di CAD in grado di importare files nel formato dxf (es. AutoCAD). Il disegno importato si presenta, all'interno del programma di CAD, in formato vettoriale, ovvero composto da entità geometriche (linee, cerchi, archi, testi, ecc.) che lo rendono ridimensionabile in scala. Con questo metodo vengono normalmente editati i disegni tecnici.

Il file dxf prodotto si riferisce al disegno correntemente visualizzato nella finestra grafica attiva.

Per il disegno corrente, viene proposto un particolare nome di file che comunque l'utente può variare a piacere.

I files dxf in output possono essere richiamati per visualizzazione ed eventuali modifiche e/o integrazioni dai programmi di CAD tramite gli opportuni comandi; ad esempio, in AutoCAD il comando DXFIN consente l'importazione dei disegni archiviati sotto forma di file dxf.

Tutte le rappresentazioni grafiche di ACM sono esportabili su CAD via files dxf di output.

Per quanto riguarda i **colori su file dxf in output**, questi sono predisposti in modo da corrispondere a quelli visualizzati da ACM. Comunque, le corrispondenze possono essere corrette all'interno del file ColorCad.txt, utilizzando i codici numerici per i colori convenzionali idonei al particolare programma di CAD utilizzato. Alcune possibili combinazioni sono quelle di ColorCad.001 (uguale a ColorCad.txt per preimpostazione) e ColorCad.002.

**Scala per dxf...** = Richiede la scala per generare il file dxf di output.

## B.10. FINESTRA RELAZIONE

La finestra Relazione consente la visualizzazione della Relazione di calcolo precedentemente elaborata usando il comando Stampa del menu File della finestra Progetto.

In questo modo la Relazione può essere gestita come finestra interna di ACM senza necessità di lanciare un software esterno, tipo Word. In ogni caso, per stamparne il contenuto o arricchirne il testo ad esempio inserendo figure, occorre utilizzare un word-processor, ad esempio Word.

La relazione di calcolo visualizzabile deve essere un file rtf posto nella sottocartella:

`\Aedes20xx\Acm\NomeProgetto\Output`

dove vengono collocati tutti i files grafici (bmp, dxf) e di testo (rtf) prodotti da ACM per il Progetto corrente.

### B.10.1. Menu FILE

**Apri relazione...** = Apre una finestra di dialogo dove è possibile specificare quale relazione visualizzare nella finestra Relazione. Le relazioni devono essere files rtf posti in

`\Aedes20xx\Acm\NomeProgetto\Output`

Poiché quindi la relazione è selezionabile, possono essere state elaborate - per il Progetto corrente - più relazioni, in modo da confrontarne il contenuto attraverso la loro visualizzazione.

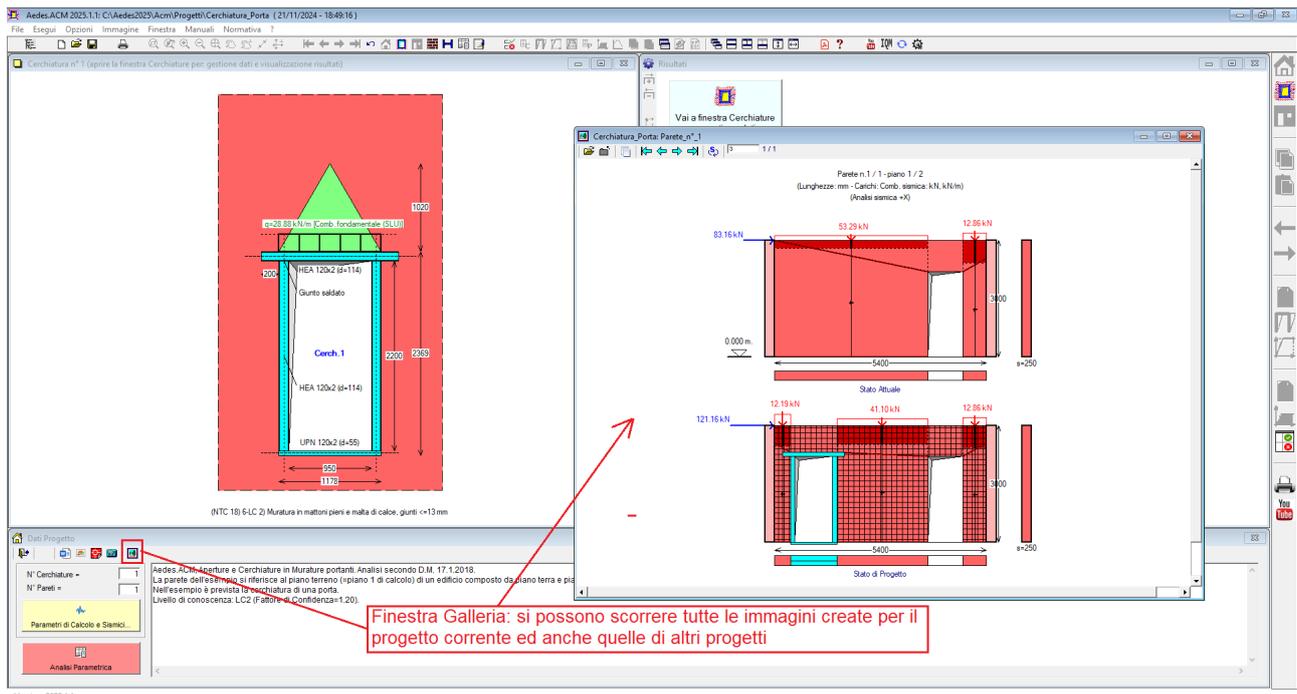
**Salva relazione** = Salva la relazione corrente. Questo comando può essere eseguito dopo aver modificato il testo della Relazione visualizzata nella finestra.

**Salva relazione con nome...** = Apre una finestra di dialogo, dove, dopo modifiche del testo, la relazione correntemente visualizzata può essere salvata con altro nome, in modo da conservare il testo precedente.

## B.11. FINESTRA GALLERIA

La finestra Galleria (fig. B.11.1) viene aperta dal pulsante grafico  della barra degli strumenti della finestra Progetto, o equivalentemente dall'apposito comando del menu Opzioni della finestra Progetto.

La finestra consente la comoda visualizzazione di tutte le immagini associate al Progetto; esse vengono caricate da i files bitmap (estensione *.bmp*) presenti nella cartella:  
`\Aedes20xx\Acm\Progetti\NomeProgetto\Output`  
dove NomeProgetto indica il progetto di cui si visualizzano le immagini.



**Fig. B.11.1.** Apertura finestra Galleria in Dati Progetto

Le immagini possono essere scorse a piacere, attraverso gli opportuni tasti di comando descritti nel seguito, oppure automaticamente, tramite il comando di Sequenza Automatica che anima la finestra, mostrando i disegni uno dopo l'altro secondo l'intervallo di tempo desiderato. Con un solo comando è così possibile visualizzare tutte le rappresentazioni grafiche fino a quel momento salvate per il Progetto corrente.

La finestra Galleria ha in realtà una funzione più ampia rispetto alla semplice visualizzazione delle immagini associate al progetto corrente: in essa infatti possono essere aperte le immagini (precedentemente elaborate) di qualunque progetto, anche distinto dal progetto corrente. Questa opportunità permette ad esempio il confronto diretto fra due strutture distinte, quella attualmente in linea come progetto corrente di ACM, e quella le cui immagini sono mostrate nella finestra Galleria. Da opportune caselle di riepilogo può essere scelto sia il nome del Progetto di cui si vogliono visualizzare le immagini, sia la particolare immagine (fra quelle disponibili) che si vuole effettivamente visualizzare nella Galleria.

Le immagini della finestra Galleria, diversamente dalla finestra Grafica, sono immagini bitmap e quindi 'fisse': esse non possono essere ridimensionate; anche se la finestra Galleria viene ingrandita,

sono sempre mostrate con le loro dimensioni reali. Per visualizzare immagini a scale diverse, magari ingrandite al fine di visualizzare un maggior numero di dettagli nel disegno, occorre ridimensionare adeguatamente le rappresentazioni grafiche nella finestra Grafica prima di generare le bitmap.

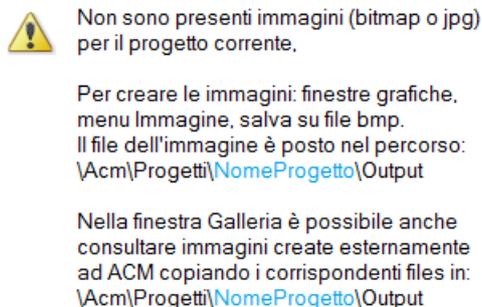
Quando la bitmap eccede le dimensioni fisiche della finestra Galleria, opportune barre di scorrimento consentono comunque la visualizzazione di ogni parte dell'immagine corrente.

## Barra degli strumenti



 **Apri Elenchi Progetti e Immagini** = visualizza le caselle di riepilogo dove sono mostrati in elenco a sinistra i Progetti disponibili, ed in elenco a destra le immagini disponibili per il Progetto selezionato. E' sufficiente fare clic sul nome del progetto e sul nome del file bitmap dell'immagine, per visualizzarla immediatamente. Un esempio è riportato in fig. B.11.2, dove la finestra Galleria è visualizzata, in ambiente ACM, insieme alla finestra Grafica, alla finestra Progetto e al Navigatore. Si comprende quindi come l'accesso ad una qualunque immagine salvata di un qualunque progetto elaborato con ACM, è un'operazione immediata. Si osservi inoltre che nell'elenco delle immagini compaiono tutti i files bmp presenti in: *Aedes20xx\Acm\Progetti\ NomeProgettoSelezionato\Output*, quindi anche gli eventuali files elaborati dall'Utente esternamente a ACM (per esempio, possono essere state generate e modificate altre bitmap contenenti commenti o annotazioni: fotografie, immagini architettoniche, particolari costruttivi, ecc.).

Qualora per un dato Progetto nessuna bitmap sia disponibile, nella finestra Galleria viene mostrato il messaggio riportato in fig. B.11.2:



**Fig. B.11.2.** Assenza di immagini per il progetto correntemente selezionato

 **Chiudi Elenchi** = nasconde le caselle di riepilogo contenente i nomi dei Progetti e delle corrispondenti bitmap disponibili. Chiusi gli elenchi, non è possibile variare il progetto di cui sono mostrate le immagini nella Galleria, tuttavia è possibile scorrerne a piacere le immagini disponibili attraverso gli appositi pulsanti, descritti qui di seguito.

 **Copia negli Appunti** = copia l'immagine corrente negli Appunti, ad esempio al fine di incollarla in un documento di Word contenente una relazione.

 **Prima Immagine**,  **Immagine Precedente**,  **Immagine Successiva**,  **Ultima Immagine** = tasti per lo scorrimento delle immagini. E' così possibile visualizzare le diverse immagini disponibili per il progetto correntemente selezionato. Un indicatore sulla destra della barra degli strumenti mostra il numero attuale dell'immagine nell'elenco rilevato; per esempio, in fig. B.11.1, l'immagine mostrata è la prima su un totale di 5 disponibili: 1/5.

 **Sequenza automatica** = questo comando ha l'effetto di iniziare la visualizzazione automatica delle immagini, mostrate in sequenza una dopo l'altra (dopo l'ultima, la sequenza riprende dalla

prima immagine). Il tempo di visualizzazione di ogni singola immagine (intervallo) è specificato, in secondi, nella casella di testo immediatamente a lato, sulla destra; l'intervallo è modificabile a piacere. Un tempo più lungo consente una comoda visualizzazione di tutta la sequenza, rendendo possibile la consultazione approfondita dell'immagine. Attivando per esempio la sequenza automatica nella configurazione di fig. B.11.1, le 5 immagini disponibili saranno mostrate in successione ad intervalli di 3 secondi. Per disattivare la sequenza automatica, premere nuovamente il pulsante.

## B.12. SUGGERIMENTI SULL'USO INFORMATICO

**Per apprendere l'utilizzo di ACM:** la migliore modalità di apprendimento all'uso del programma avviene:

- a) guardando i video su YouTube (canale AedesSoftware);
- b) leggendo e ripercorrendo con attenzione l'[esempio guidato](#) nel paragrafo C.2.1. di questo Manuale;
- c) consultando il Manuale, cercando i contenuti nel documento pdf con il comando Trova.

### B.12.1. COME FARE PER...

La sezione 'Come fare per...' intende dare una serie di risposte alle più frequenti domande inoltrate dagli Utenti. Per altri quesiti, rivolgersi al Servizio di Supporto tecnico: assistenza@aedes.it

#### B.12.1.1. SALVARE UNA SCHERMATA

Qualunque schermata di Windows, relativa a qualsiasi programma utilizzato, può essere salvata come immagine bitmap per poi essere riutilizzata, ad esempio, per relazioni (ad es. in Word) o modifiche delle figure (ad es. in Paint).

Per salvare in una bitmap la schermata, si utilizzano i comandi del sistema operativo Windows:

**ALT+STAMP** pone in memoria solo la finestra attiva (quella correntemente in evidenza);

**STAMP** pone in memoria tutta la schermata di Windows.

Subito dopo è possibile incollare l'immagine ad esempio in Word, o in Paint, utilizzando i comandi:

**CTRL+V** o **SHIFT+INS**

#### B.12.1.2. INTRODURRE NUOVI MATERIALI E ASSEGNARLI A PARETI

I nuovi materiali possono essere introdotti nella tabella materiali. Si tenga presente che pur cambiando i parametri nella **Tabella Materiali**, non cambiano i parametri corrispondenti nei Dati Cerchiature e nei Dati Pareti: il collegamento interattivo fra le due finestre, infatti, non esiste. Inserito un nuovo materiale, chiudere la finestra Tabella Materiali, archiviare (Salva) e riaprire la finestra Cerchiature o Pareti: a questo punto il nuovo materiale può essere letto dalla Tabella Materiali per richiamarlo nei Dati Cerchiature o nei Dati Pareti.

#### B.12.1.3. INSERIRE NELLA RELAZIONE LE FIGURE DELLE FINESTRE GRAFICHE

Per inserire nella Relazione di calcolo le figure, occorre: aver precedentemente creato la relazione su file RTF, ed averla aperta ad esempio con Word (Word è quindi aperto insieme a ACM).

In ACM, facendo clic sulla finestra grafica interessata, la si attiva (bordo evidenziato). Scegliere il comando 'Copia negli Appunti' (CTRL+C) dal menu Immagine; il comando pone nella memoria grafica di Windows l'immagine al momento visualizzata.

Per incollarla nella relazione: all'interno di Word, scorrere il testo fino alla posizione desiderata, e quindi eseguire il comando Incolla del menu Modifica di Word.

In alternativa, le immagini di ACM possono essere salvate su bitmap, generando files di archivio grafico BMP in *\Aedes20xx\Acm\NomeProgetto\Output*, e quindi, magari in un secondo tempo, richiamate da Word per l'inserimento nella relazione.

## B.12.2. SOLUZIONI IN CASO DI DIFFICOLTA'

In questo paragrafo vengono illustrate soluzioni per alcune richieste frequenti. Per altri quesiti, rivolgersi al Servizio di Supporto tecnico: assistenza@aedes.it

### B.12.2.1. NELLA STAMPA NON COMPAIONO TUTTE LE CERCHIATURE O PARETI

Quando si apre un progetto già archiviato, si attiva automaticamente la finestra Progetto e viene mostrata la prima cerchiatura. Aprendo la finestra Cerchiature, i risultati vengono aggiornati interattivamente. Se nel progetto sono presenti più Cerchiature e/o più Pareti (ad esempio: 3 Cerchiature e 2 Pareti), qualora si eseguano subito le seguenti operazioni (in sequenza):

- chiusura della finestra Cerchiatura, per attivare la finestra Progetto e poter creare la Relazione di calcolo;

- comando Stampa della finestra Progetto (Barra degli Strumenti: ) , viene evidenziato un messaggio di avviso col seguente contenuto:

```
"Risultano non calcolate le seguenti Cerchiature: 2 3
Risultano non calcolate le seguenti Pareti: 1 2
Per questi elementi non sono disponibili i Risultati dell'Analisi:
occorre prima visualizzarli nelle finestre corrispondenti
```

```
(il calcolo viene svolto interattivamente con la visualizzazione)."
```

Il significato è evidente: infatti, **in ACM il calcolo delle cerchiature e quello delle pareti viene eseguito interattivamente** durante la visualizzazione delle rispettive finestre: occorre quindi aprire tali finestre per rendere disponibili i risultati. Nel caso di più cerchiature, o più pareti, saranno disponibili per la stampa soltanto i risultati degli elementi visualizzati: quindi, per ottenere una stampa completa, è necessario aprire le finestre Cerchiature e/o Pareti, e scorrere tutti gli elementi del progetto corrente (usando i comandi del menu Sposta oppure i pulsanti della Barra degli Strumenti:  Prima,  Precedente,  Successiva,  Ultima).

### B.12.2.2. FINESTRE SOVRAPPOSTE

Spostando le finestre di ACM sul video, con operazioni tipiche di Windows, è possibile creare schermate caotiche od occupare solo parzialmente l'area di schermo disponibile. In tal caso, si consiglia di utilizzare il comando 'Disponi' del menu Finestra (selezionabile anche attraverso il pulsante grafico della barra degli strumenti: ), che ottimizza la disposizione delle finestre di ACM, secondo le modalità di default più convenienti per la gestione del programma.

In alto, vengono affiancate le due finestre grafiche (1) (a sinistra) e (2) (a destra); in basso la finestra di testo corrente (le altre eventualmente aperte restano sotto la finestra attiva). In pratica, si ripristina la disposizione di finestre presentata all'avvio da ACM.

In ogni momento, quindi, anche dopo aver spostato e/o ridimensionato alcune finestre, è possibile richiamare la disposizione ottimale.

### B.12.2.3. IMPOSSIBILE APRIRE PIÙ ISTANZE DI ACM

ACM non prevede tale possibilità. Quindi, per esaminare più strutture non si può contemporaneamente aprire più di una sessione di ACM: occorre cambiare la struttura all'interno del programma, richiamando via via il progetto desiderato.

## **B.13. SUGGERIMENTI SULL'USO INGEGNERISTICO**

Nell'utilizzo di ACM si devono tenere presenti alcune limitazioni, che potranno essere superate nelle versioni di aggiornamento, insieme all'implementazione di nuove funzionalità.

Nell'attuale versione, ad esempio:

- non è possibile specificare cerchiature con più di due montanti (ad esempio, telai con lunghe architravi che poggiano su montanti intermedi);
- non è possibile specificare cerchiature con telai in materiale misto (ad esempio, sezioni in acciaio-calcestruzzo, come nel caso di montanti HE annessi in pilastri in calcestruzzo).

Per ogni approfondimento, rivolgere il quesito specifico a: [assistenza@aedes.it](mailto:assistenza@aedes.it)

### **B.13.1. COME FARE PER...**

La sezione 'Come fare per...' intende dare una serie di risposte alle più frequenti domande inoltrate dagli Utenti. Per altri quesiti, rivolgersi al Servizio di Supporto tecnico: [assistenza@aedes.it](mailto:assistenza@aedes.it)

#### **B.13.1.1. INDIVIDUARE UNA PARETE MURARIA DA ANALIZZARE**

Quando si prevedono interventi locali di consolidamento, si focalizzerà l'attenzione sullo Stato Attuale (pre-intervento) e sullo Stato di Progetto (ad intervento realizzato). Si ricorda che nel caso di pareti effettivamente lesionate da evento sismico, occorre fare riferimento - come Stato Attuale - allo stato pre-evento.

Mentre è immediato sapere quali cerchiature o architravi analizzare (perché il progettista stesso ne decide l'eventuale impiego e la tipologia), potrebbe non essere immediato definire i '**contorni della parete**' oggetto di studio.

In genere conviene operare individuando la parete nel seguente modo:

- bordo laterale sinistro: posizione del muro di irrigidimento ortogonale;
- bordo laterale destro: posizione del muro di irrigidimento consecutivo;
- bordo superiore: solaio sovrastante;
- bordo inferiore: solaio sottostante.

#### **B.13.1.2. ELEMENTI MURARI A SEZIONE TRASVERSALE NON RETTANGOLARE**

In ACM, le pareti murarie devono necessariamente avere sezione trasversale rettangolare.

Pertanto, non è possibile schematizzare, ad esempio:

- pareti a sezione trasversale quadrilatera ma non rettangolare;
- pareti che formano in pianta geometrie complesse: ad esempio, angoli a L, o incroci murari a T, ecc.: occorre sempre ricondursi allo studio separato di più elementi rettangolari;
- pareti curve: devono essere rettificare, suddividendo il paramento curvo in più pareti a sezione rettangolare.

Non è possibile inoltre schematizzare 'contrafforti' o 'speroni', cioè pareti a sezione variabile in altezza (talvolta presenti alle quote inferiori di edifici murari esistenti). Utilizzare ad esempio la sezione a metà altezza per schematizzare l'intera parete senza alterare il valore del peso proprio.

#### **B.13.1.3. MURATURE MISTE NON RICONOSCIBILI NELLE TIPOLOGIE DI NORMATIVA**

Nel caso di pareti dove i singoli maschi murari presentino materiali diversi, ma tutti riconoscibili fra

quelli previsti dalla Normativa, occorre modificare i valori sui materiali (reimpostati secondo la parete globale) nella finestra 'Maschi murari' della scheda Aperture-Maschi della finestra Pareti. Qualora invece sia proprio il materiale costituente i maschi a non essere riconoscibile nelle tipologie di Normativa, è possibile definire - nella finestra Tabella Materiali - 'nuovi' materiali con caratteristiche intermedie basate su 'medie pesate' (p.es. facendo riferimento ai volumi dei diversi componenti).

#### **B.13.1.4. CONSOLIDARE IN PRATICA UNA PARETE**

Per migliorare uno Stato Attuale e pervenire allo Stato di Progetto, in modo che tutte le verifiche previste per la parete siano soddisfatte, dobbiamo studiare in che modo tradurre in 'numeri' e 'parametri' gli interventi concreti di consolidamento.

E' possibile, fra l'altro, agire nei seguenti modi:

- rivedere la geometria: allo Stato di Progetto, ad esempio, la parete potrebbe cambiare dimensioni. Si ricorda infatti che, nell'ambito di una verifica locale quale è quella eseguita da ACM, generalmente per individuare una 'parete' (paramento murario con eventuali aperture) si fa riferimento ai muri ortogonali di irrigidimento, che ne determinano l'inizio e la fine. Inserendo ad esempio nuove pareti ortogonali, si può ridurre la lunghezza della parete da analizzare;
- migliorare le caratteristiche meccaniche (intonaco armato o FRCM; cucì-scucì; iniezioni; perforazioni armate in grado di conseguire un incremento di duttilità), eventualmente solo per porzioni della parete (e quindi modificare opportunamente i dati sui maschi murari);
- inserire cerchiature delle aperture in grado di ripristinare la continuità per pareti forate;
- modificare la distribuzione dei carichi.

## C. ESEMPI APPLICATIVI e PROCEDURE DI VALIDAZIONE

Questo capitolo illustra alcuni le procedure di validazione del software, nel rispetto delle prescrizioni di cui al §10.2 del D.M. 17.1.2018, ed alcuni esempi applicativi significativi.

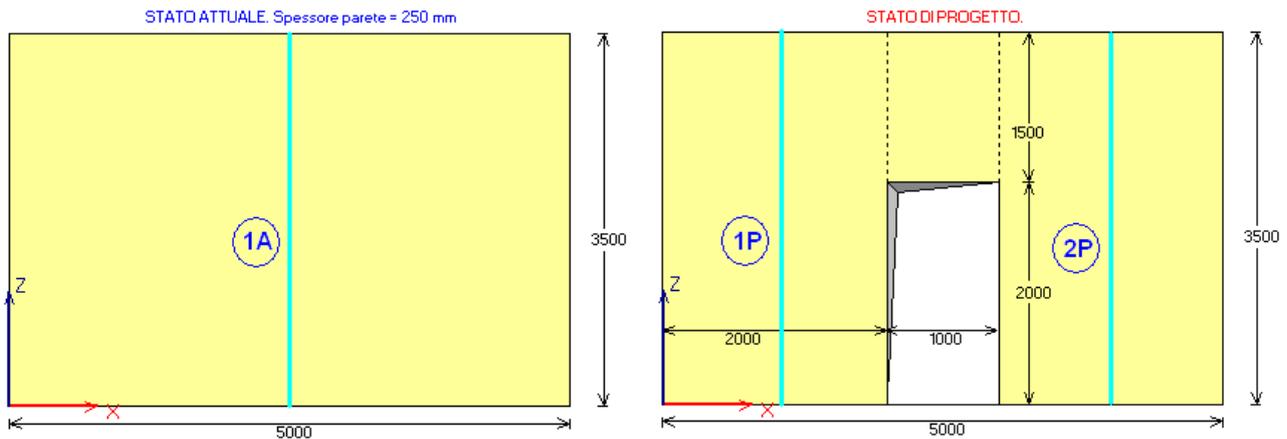
### C.1. ESEMPIO PER LA VALIDAZIONE DEL SOFTWARE

ACM viene applicato ad un esempio trattato in [7], per il quale si riportano nel paragrafo C.1.1 i calcoli svolti manualmente, e nel paragrafo successivo, C.1.2, le elaborazioni del software.

Nello svolgimento con calcoli manuali, in **grassetto rosso** si riportano i parametri di calcolo più significativi assunti per il confronto di validazione nell'ambito del par. C.1.2.

#### C.1.1. SVOLGIMENTO DELL'ESEMPIO CON CALCOLI MANUALI

L'esempio consiste nel caso di una parete piena esistente (ipotizzata in mattoni pieni e malta di calce) allo Stato Attuale, nella quale si vuole realizzare una porta (apertura) in posizione centrale (fig. C.1.1).



**Fig. C.1.1.** Modellazione di una parete muraria dove viene realizzata un'apertura

Caratteristiche geometriche:  $b=5000$  mm,  $h=3500$  mm,  $s=250$  mm

(si osservi che lo spessore della muratura deve essere considerato al netto dell'intonaco).

Caratteristiche meccaniche:  $E = 1500$  N/mm<sup>2</sup>,  $G=500$  N/mm<sup>2</sup>: questi valori coincidono con i valori medi dell'intervallo di riferimento proposto per la tipologia di materiale considerato (Circ. 7/2019, §C8.5.3.1).

Allo Stato di Progetto, si deve realizzare un'apertura di larghezza 1000 mm e altezza 2000 mm, in posizione centrale; le dimensioni dell'apertura vengono considerate tenendo conto dell'ingombro di un eventuale telaio di cerchiatura.

Scomponendo la parete in maschi, lo Stato Attuale evidenzia un maschio rappresentato da un'asta equivalente con asse in posizione centrale e di dimensioni 5000x3500 mm, mentre nello Stato di Progetto ci sono due maschi uguali, di dimensione 2000x3500 mm, oltre ad una fascia sovrastante l'apertura di dimensioni 1000x1500 mm.

Si consideri in particolare la variazione di rigidezza alla traslazione orizzontale, un parametro particolarmente importante per la verifica ad azioni orizzontali di tipo sismico.

Seguendo la procedura tradizionale, la rigidezza alla traslazione nello Stato di Progetto è fornita dalla somma delle rigidezze dei due maschi 1P e 2P; la variazione di rigidezza, che dovrà essere 'compensata'

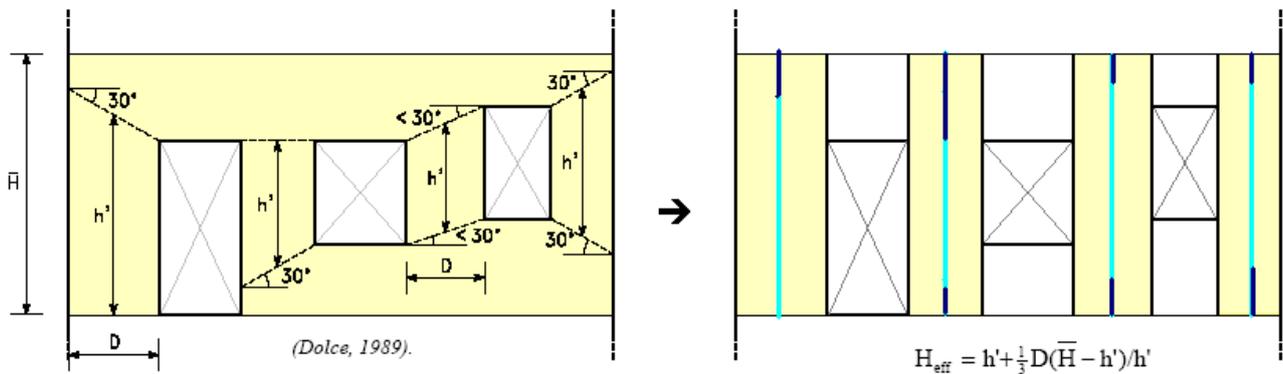
dall'introduzione di un telaio di cerchiatura è quindi data dalla rigidezza attuale meno la rigidezza di progetto.

Si consideri inoltre l'ipotesi shear-type (comportamento della parete tipo 'taglio', con sommità che trasla senza ruotare).

La rigidezza alla traslazione è espressa, come noto, da:

$$K = \frac{1}{\frac{1}{K_{fless}} + \frac{1}{K_{tag}}} = \frac{1}{\frac{h^3}{12 EJ} + \frac{1.2 h}{G A}} = \frac{1}{\frac{h^3}{12 E \frac{sb^3}{12}} + \frac{1.2 h}{G sb}} = \frac{s}{\frac{1}{E} \left(\frac{h}{b}\right)^3 + \frac{1.2 h}{G b}}$$

Per studiare in modo appropriato la collaborazione dei maschi separati dall'apertura, vengono considerate zone rigide in corrispondenza dei pannelli di nodo, seguendo l'impostazione di figura seguente.



**Fig. C.1.2.** Definizione dell'altezza efficace dei maschi murari (Dolce, 1989) [12]

Riprendendo il caso in esame, facendo riferimento al modello di Dolce, si valuta l'altezza deformabile del maschio murario adiacente all'apertura:

$$h' = h_{APE} + (D/2) \operatorname{tg}30^\circ = 2000 + 1000 \cdot \operatorname{tg}30^\circ = 2577 \text{ mm}$$

Si osservi che il metodo illustrato in fig. 4.3 è applicabile in quanto:

$$D \operatorname{tg}30^\circ \leq (h - h_{APE}) \Leftrightarrow (2000 \cdot \operatorname{tg}30^\circ) = 1154 \leq 1500$$

Se questa relazione non fosse soddisfatta, si dovrebbe considerare non la direzione a 30° dallo spigolo dell'apertura, ma il segmento che unisce lo spigolo dell'apertura allo spigolo superiore della parete.

La luce deformabile del maschio murario è dunque pari a:

$$H_{eff} = 2577 + (1/3) \cdot 2000 \cdot (3500 - 2577)/2577 = 2816 \text{ mm}$$

$$\text{e quindi la zona rigida è pari a: } Z_R = 3500 - 2816 = 684 \text{ mm}$$

Allo Stato Attuale, la rigidezza dell'unico maschio (coincidente con la parete stessa) vale:

$$K_A = K_{1A} = 250 / \left( \frac{1}{1500} \cdot \left(\frac{3500}{5000}\right)^3 + \frac{1.2 \cdot 3500}{(500 \cdot 5000)} \right) = \mathbf{130981} \text{ N/mm}$$

Allo Stato di Progetto, la rigidezza dei maschi è la seguente:

$$K_{1P} = K_{2P} = 250 / \left( \frac{1}{1500} \cdot \left(\frac{2816}{2000}\right)^3 + \frac{1.2 \cdot 2816}{(500 \cdot 2000)} \right) = 47709 \text{ N/mm}$$

$$K_P = 2 \cdot \mathbf{47709} = 95418 \text{ N/mm}$$

La perdita di rigidezza dovuta alla realizzazione dell'apertura è dunque:

$$\Delta K = 130981 - 95418 = 35563 \text{ N/mm}$$

Secondo gli Orientamenti interpretativi emanati dalla Regione Toscana [3], per la parete allo Stato di Progetto sarà consentita una variazione di rigidezza non superiore a +/-15%:

$$(i) -15\% \Rightarrow K_P = 130981 \cdot 0.85 = 111334 \text{ N/mm} \Rightarrow K_{tel} = 111334 - 95418 = 15916 \text{ N/mm}$$

$$(ii) 0\% \Rightarrow K_P = 130981 \text{ N/mm} \Rightarrow K_{tel} = 130981 - 95418 = 35563 \text{ N/mm} \text{ (questo valore di rigidezza del telaio compensa esattamente la perdita di rigidezza muraria dovuta all'apertura)}$$

$$(iii) +15\% \Rightarrow K_p = 130981 \cdot 1.15 = 150628 \text{ N/mm} \Rightarrow K_{tel} = 150628 - 95418 = 55210 \text{ N/mm}$$

Il telaio di cerchiatura (p.es. metallico, con profilato in acciaio) dovrà avere una rigidezza alla traslazione tale da soddisfare queste limitazioni.

Considerando che i due montanti laterali del telaio si comportino come aste doppiamente incastrate, la rigidezza (considerando il contributo flessionale e trascurando quello a taglio) è espressa da:

$$2 \cdot 12 E_{acc} J / h'^3$$

dove:  $h'$  = altezza dell'apertura (=altezza dei montanti) = 2000 mm;  $E_{acc} = 210\,000 \text{ N/mm}^2$

Per le tre condizioni esaminate, uguagliando tale rigidezza a  $K_{tel}$  si ottiene:

$$(i) J = 2526 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$(ii) J = 5644 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$(iii) J = 8762 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

Considerando profili HEB, il campo delle sezioni ammissibili è compreso fra HEB180 ( $J=3831 \text{ cm}^4$ ) e HEB220 ( $J=8091 \text{ cm}^4$ ).

Per i montanti del telaio di cerchiatura viene quindi scelta la sezione HEB180.

Nell'ipotesi adottata di doppio incastro, la rigidezza del telaio è in definitiva pari a:

$$2 \cdot 12 \cdot 210000 \cdot 3831 \cdot 10^4 / 2000^3 = 24135 \text{ N/mm}$$

Questo valore può essere raffinato considerando l'effettiva altezza libera del montante, secondo lo schema di fig. C.1.3:

$$K_{tel} = 2 \cdot 12 \cdot 210000 \cdot 3831 \cdot 10^4 / 1910^3 = \mathbf{27710} \text{ N/mm}$$

Determinati i profili del telaio, si ricalcolano l'altezza efficace, la lunghezza delle zone rigide superiori e la rigidezza effettiva dei maschi allo stato di progetto.

$$h_{APE} = 1910 + 180 = 2090 \text{ mm}$$

$$h' = h_{APE} + (D/2) \cdot \text{tg}30^\circ = 2090 + 1000 \cdot \text{tg}30^\circ = 2667 \text{ mm}$$

La luce deformabile del maschio murario è dunque pari a:

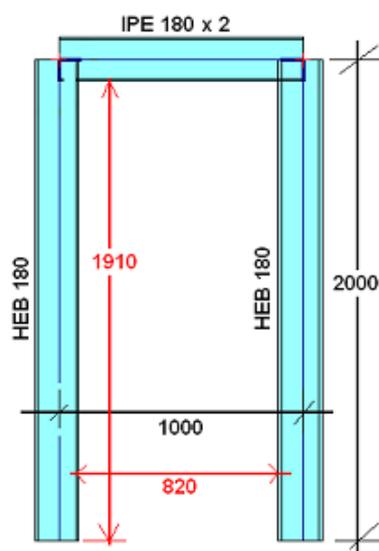
$$H_{eff} = 2667 + (1/3) \cdot 2000 \cdot (3500 - 2667) / 2667 = 2875 \text{ mm}$$

e quindi la zona rigida è pari a:  $Z_R = 3500 - 2875 = 625 \text{ mm}$

Allo Stato di Progetto, la rigidezza dei maschi è la seguente:

$$K_{1P} = K_{2P} = 250 / ( 1/1500 \cdot (2875/2000)^3 + 1.2 \cdot 2875 / (500 \cdot 2000) ) = 46038 \text{ N/mm}$$

$$K_p = 2 \cdot \mathbf{46038} = 92076 \text{ N/mm}$$



**Fig. C.1.3.** Telaio in acciaio di cerchiatura

L'acciaio utilizzato è S235 (§11.3.4.1, D.M. 17.1.2018):

tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ ,  
tensione caratteristica di rottura:  $f_{tk} = 360 \text{ N/mm}^2$

**Classificazione del montante: profilo pressoinflesso HEB180** (§4.2.3.1) (per l'acciaio S235 si ha:  $\epsilon=1$ ):

Ala:  $(c/t_f)$ :  $c = (180 - 8.5 - 2 \cdot 15)/2 = 70.75 \text{ mm}$ ,  $t_f = 14 \text{ mm}$ ,

$(c/t_f) = 5.05 \leq 9\epsilon = 9$  (Classe 1)

Anima compressa:  $(d/t_w)$ :  $d = 180 - 2 \cdot 14 - 2 \cdot 15 = 122 \text{ mm}$ ,  $t_w = 8.5 \text{ mm}$ ,

$(d/t_w) = 14.3 \leq 33$  (Classe 1)

Anima inflessa:  $(d/t_w) = 14.3 \leq 72$  (Classe 1)

Il profilo HEB180 in acciaio S235 ha sezione trasversale di classe 1 se sollecitato da pressoflessione.

La resistenza della sezione trasversale del montante HEB180 è data dal momento di piena plasticizzazione  $M_p$ , che si calcola come il prodotto della tensione resistente di progetto ( $f_y / \gamma_{M0}$ ) per il modulo di resistenza plastico della sezione ( $W_p$ ) (§4.2.4.1.2, (4.2.13)):

$$M_p = W_p \cdot (f_y / \gamma_{M0}) = 481.4 \cdot 10^3 \cdot 235 / 1.05 = 1.0774 \cdot 10^8 \text{ Nmm} = 107.74 \text{ kNm}$$

Il giunto montante-architrave si ipotizza rigido e a completo ripristino della sezione resistente.

Dato l'assetto dei carichi verticali sulla parete, ai fini della determinazione della forza ultima orizzontale sostenibile dal telaio l'effetto dello sforzo normale nel montante può essere considerato trascurabile.

Considerando lo schema di montanti a doppio incastro, si ottiene:

$$M_p = W_{pl} \cdot (f_y / \gamma_{M0}) = 481.4 \cdot 10^3 \cdot 235 / 1.05 = \mathbf{107.74 \text{ kNm}}$$

Dall'ipotesi di doppio incastro segue il valore della forza orizzontale:

$$V = 2 M_p / H = 2 \cdot 107.74 / 1.910 = \mathbf{112.82 \text{ kN}}$$

Questo valore, riferito al singolo montante, deve essere moltiplicato per 2 (cioè per il numero dei montanti) per ottenere la forza sostenibile dal telaio di cerchiatura:

$$F_{u,tel} = 2 \cdot 112.82 = \mathbf{225.63 \text{ kN}}$$

Dalla forza ultima e dalla rigidezza del telaio ( $K = 27710 \text{ N/mm}$ ), discende lo spostamento di snervamento (al limite elastico):

$$\delta_{y,tel} = 225630 / 27710 = \mathbf{8.14 \text{ mm}}$$

La capacità di spostamento del telaio si considera significativamente maggiore rispetto ai maschi murari.

E' possibile effettuare una stima utilizzando l'approccio "fattore di struttura  $\Rightarrow$  duttilità".

Per la struttura della cerchiatura, che può essere considerata rigida, si può applicare la relazione:

$$q = \sqrt{2\mu - 1} \Rightarrow \mu = (q^2 + 1) / 2$$

Si adotta:  $q_0=2$  (§7.5.2.2, D.M. 17.1.2018), da cui segue:  $\mu = 2.5$

Lo spostamento ultimo del telaio viene quindi assunto pari a:

$$\delta_u = 8.14 \cdot 2.5 = \mathbf{20.35 \text{ mm}}$$

Il carico da solaio applicato sulla parete muraria complessiva è composto dai seguenti contributi:

- carico permanente strutturale:  $G_1 = 3.5 \text{ kN/m}^2$
- carico permanente non strutturale:  $G_2 = 2.3 \text{ kN/m}^2$
- carico variabile:  $Q_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\psi_2$  (ambiente ad uso residenziale) = 0.3
- combinazione di carico sismica:  $Q = 3.5 + 2.3 + 0.3 \cdot 2.0 = 6.4 \text{ kN/m}^2$

Area di influenza: luce competente alla parete: 3.00 m, da cui:  $q = 6.4 \cdot 3.00 = 19.2 \text{ kN/m}$

Attraverso i fogli di calcolo forniti a corredo di ACM è possibile determinare agevolmente i carichi agenti sull'architrave e sulle pareti in funzione delle diverse combinazioni.

|  |       |      |  |
|--|-------|------|--|
| Piano della parete oggetto d'intervento                                | 1     |      |  |
| Carico uniformemente distribuito Condizione Statica $p_{statico\_SLU}$ | 33.00 | kN/m | <b>CERCHIATURE</b> (solo carico di solaio) |
| Carico uniformemente distribuito Condizione Statica $p_{statico\_SLE}$ | 23.40 | kN/m |  |
| Carico uniformemente distribuito Condizione Sismica $p_{sismica}$      | 19.20 | kN/m |  |
| Altezza dell'apertura  | 2     | m    |  |

|  |        |    |               |
|--|--------|----|---------------|
| Carico totale (solaio + muratura sovrastante) Condizione Statica SLU | 165.00 | kN | <b>PARETI</b> |
| Carico totale (solaio + muratura sovrastante) Condizione Sismica     | 96.00  | kN |               |

$$N_{somm,sismica} = 96/2 = 48 \text{ kN}$$

La luce deformabile dei maschi murari è pari a 2875 mm, come precedentemente valutato.

La sezione resistente per la verifica a taglio per fessurazione diagonale viene identificata con la mezzeria della luce deformabile, e quindi alla quota (rispetto alla base della parete) di 1438 mm, mentre la sezione di verifica a pressoflessione complanare è assunta alla base della parete stessa.

Il peso proprio della parete nel suo complesso, depurato dal vano dell'apertura, vale (per semplicità, il calcolo viene approssimato alla luce teorica dell'apertura, senza considerare cioè l'ingombro del telaio):

$$N_{pp} = (0.25 \cdot 5.00 \cdot 3.50 - 0.25 \cdot 1.00 \cdot 2.00) \cdot 18 = 69.75 \text{ kN}$$

e quindi ad ogni maschio compete, alla base, uno sforzo normale in condizioni sismiche pari a:

$$N_{PC,sismico} = 48 + 34.88 = 82.88 \text{ kN}$$

A tale sforzo corrisponde la tensione verticale:  $\sigma_0 = 82880 / (2000 \cdot 250) = 0.166 \text{ N/mm}^2$ , valore utilizzato per la verifica a pressoflessione complanare in analisi sismica.

[dal punto di vista dell'analisi statica, lo sforzo normale massimo (combinazione fondamentale) vale:

$$N = 165/2 + 34.88 \cdot 1.3 = 127.84 \text{ kN}$$

cui corrisponde la tensione verticale:  $\sigma_0 = 127840 / (2000 \cdot 250) = 0.256 \text{ N/mm}^2$  ]

Per la muratura considerata (mattoni pieni e malta di calce), la resistenza a compressione di progetto è pari a ( $260 \text{ N/cm}^2 = 2.6 \text{ N/mm}^2$ ):  $f_d = 2.6 / 1.35 = 1.926 \text{ N/mm}^2$

Si ricorda che nella definizione della resistenza a compressione di progetto non si applica il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_M (=2.0)$ , in quanto la resistenza viene utilizzata per la costruzione della curva di capacità e quindi per un'analisi strutturale di tipo non lineare (cfr. §C8.7.1.3.1.1).

Il momento resistente per **pressoflessione complanare in sommità** è dato da ((7.8.2) in §7.8.2.2.1):

$$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0.85 f_d) = (2000^2 \cdot 250 \cdot 0.096 / 2) \cdot (1 - 0.096 / (0.85 \cdot 1.926)) = 45185266.63 \text{ Nmm} = 45.19 \text{ kNm}$$

$$\sigma_0 = 48000 / (2000 \cdot 250) = 0.096 \text{ N/mm}^2$$

cui corrisponde il taglio resistente (nell'ipotesi di doppio incastro):

$$V_{PC} = 2 M_u / H = 2 \cdot 45185266.63 / 2875 = 31433.23 \text{ N} = 31.43 \text{ kN}$$

Oltre questo valore di taglio si forma la cerniera in sommità alla parete, pertanto il vincolo degrada da doppio incastro a mensola.

Il momento resistente per **pressoflessione complanare alla base** è dato da ((7.8.2) in §7.8.2.2.1):

$$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0.85 f_d) = (2000^2 \cdot 250 \cdot 0.166 / 2) \cdot (1 - 0.166 / (0.85 \cdot 1.926)) = 74583898.36 \text{ Nmm} = 74.58 \text{ kNm}$$

Il momento globale resistente alla base, con il vincolo degradato a mensola è dato da  $45.19 \text{ kNm} + 74.58 \text{ kNm} = 119.77 \text{ kNm}$ .

cui corrisponde il taglio resistente (vincolo degradato a mensola):

$$V_{PC} = M_u / H = 119769165 / 2875 = 41658.84 \text{ N} = 41.66 \text{ kN}$$

Per la verifica a **taglio per fessurazione diagonale muratura irregolare** si ha invece (sommando: peso proprio maschio dalla sommità alla sezione di verifica a metà luce deformabile; peso proprio di metà fascia; carico in sommità del maschio):

$$N_{TFD} = 18 \cdot (2.00 \cdot 0.25 \cdot (3.50 - 1.438)) + 18 \cdot (3.50 - 2.00) \cdot 0.25 \cdot 1.00 / 2 + 48 = 69.93 \text{ kN}$$

cui corrisponde la tensione verticale:  $\sigma_0 = 69930 / (2000 \cdot 250) = 0.140 \text{ N/mm}^2$

La resistenza a taglio di progetto è pari a ( $5.0 \text{ N/cm}^2 = 0.05 \text{ N/mm}^2$ ):

$$\tau_{0d} = 0.05 / 1.35 = 0.037 \text{ N/mm}^2$$

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = l \cdot t \cdot \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad [\text{C8.7.1.16}]$$

Il taglio resistente per fessurazione diagonale assume il seguente valore (§C8.7.1.3.1.1, ponendo:

$$f_{td} = 1.5 \tau_{0d} = 0.0555 \text{ N/mm}^2$$

$$b = 2876 / 2000 = 1.44$$

$$V_{TFD} = 2000 \cdot 250 \cdot (1.5 \cdot 0.037 / 1.44) \cdot \sqrt{1 + 0.140 / (1.5 \cdot 0.037)} = 36168.24 \text{ N} = \mathbf{36.168 \text{ kN}}$$

A questo Taglio corrisponde un Momento che, sempre nell'ipotesi di doppio incastro, vale:

$$M = V H / 2 = 36168.24 \cdot 2875 / 2 = 51991846.05 \text{ Nmm} = 51.99 \text{ kNm}$$

Per la verifica a **taglio "a scaletta" muratura regolare** si ha invece (sommando: peso proprio maschio dalla sommità alla sezione di verifica a metà luce deformabile; peso proprio di metà fascia; carico in sommità del maschio):

$$N_{TFD} = 18 \cdot (2.00 \cdot 0.25 \cdot (3.50 - 1.438)) + 18 \cdot (3.50 - 2.00) \cdot 0.25 \cdot 1.00 / 2 + 48 = 69.93 \text{ kN}$$

$$\text{cui corrisponde la tensione verticale: } \sigma_0 = 69930 / (2000 \cdot 250) = 0.140 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v0} = 0.13 \text{ N/mm}^2;$$

$$\mu = 0.577;$$

$$\varphi = 1.00: \text{coefficiente di ingranamento murario;}$$

$$V_t = \frac{l \cdot t}{b} (\tilde{f}_{v0d} + \tilde{\mu} \sigma_0) = \frac{l \cdot t}{b} \left( \frac{f_{v0d}}{1 + \mu \varphi} + \frac{\mu}{1 + \mu \varphi} \sigma_0 \right) \leq V_{t,lim} \quad [\text{C8.7.1.17}]$$

Il taglio resistente diagonale a scaletta assume il seguente valore

$$V_T = (2000 \cdot 250 / 1.44) \cdot ((0.096 / (1 + 0.577 \cdot 1.00)) + ((0.577 \cdot 0.140) / (1 + 0.577 \cdot 1.00))) = 38923 \text{ N} = \mathbf{38.92 \text{ kN}}$$

La resistenza a taglio di progetto è pari a:

$$f_{v0d} = 0.13 / 1.35 = 0.096 \text{ N/mm}^2$$

A questo Taglio corrisponde un Momento che, sempre nell'ipotesi di doppio incastro, vale:

$$M = V H / 2 = 368923 \cdot 2875 / 2 = 55952152.91 \text{ Nmm} = 55.95 \text{ kNm}$$

Il meccanismo resistente a taglio per fessurazione diagonale è quindi più sfavorevole rispetto alla pressoflessione complanare ( $V_{TFD} < V_{PC}$ ).

Resta da valutare la resistenza a **taglio per scorrimento**, per verificare se sia inferiore alla resistenza fin qui determinata come minima fra pressoflessione complanare e fessurazione diagonale.

Lo sforzo normale agente alla base del pannello è noto:

$$N = 82880 \text{ N, cui corrisponde } \sigma_n = 0.166 \text{ N/mm}^2$$

La resistenza tensionale per scorrimento è pari a:

$$f_{vd} = f_{vm} / F_C, \text{ dove: } f_{vm} = f_{v0} + 0.4 \sigma_n, \text{ con } f_{v0} = 0.13 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{e quindi: } f_{vd} = (0.13 + 0.4 \cdot 0.166) / 1.35 = 0.145 \text{ N/mm}^2$$

Con l'ipotesi di zona reagente ad andamento delle tensioni lineare, le relazioni che permettono la determinazione del taglio per scorrimento resistente possono essere agevolmente determinate.

La sezione passa da interamente reagente a parzializzata quando l'eccentricità dello sforzo normale supera la soglia di  $l/6$ : il corrispondente momento si indica con  $M_0$ :

$$e = M_0/N = l/6 \Rightarrow M_0 = Nl/6 = 82880 \cdot 2000/6 = 27626667 \text{ Nmm} = 27.63 \text{ kNm.}$$

Per  $M \leq M_0$ ,  $V_{Rd}$  si calcola con sezione interamente reagente:

$$V_{Rd} = l t f_{vd} = 2000 \cdot 250 \cdot 0.145 = 72500 \text{ N}$$

Per valori di  $M > M_0$ ,  $l'$  e  $V_{Rd}$  sono dati da:

$$l' = 3 (l/2 - e) = 3 (l/2 - M/N) \Rightarrow$$

$$V_{Rd} = l' t \cdot (f_{v0} + 0.4 \cdot N/l't) / F_C = (l' t f_{v0} + 0.4 N) / F_C = [3 (l/2 - M/N) t f_{v0} + 0.4 N] / F_C$$

Per quanto riguarda la sollecitazione di progetto, si ha:  $V_{Ed} = 2M/H$

e quindi l'uguaglianza fra sollecitazione e resistenza è fornita dalla relazione:

$$[3 (l/2 - M/N) t f_{v0} + 0.4 N] / F_C = 2M/H$$

la cui soluzione fornisce il momento  $M_{TS,Rd}$  corrispondente al taglio resistente per scorrimento.

Con alcuni semplici passaggi, si ottiene:

$$M_{TS,Rd} = (1.5 l t f_{v0} + 0.4 N) / (2 F_C/H + 3 t f_{v0} / N)$$

(in questa formula si deve far attenzione a considerare  $\tau_{0d}$  non ridotta col fattore di confidenza:  $F_C$  è considerato nell'espressione del divisore)

e nel caso in esame risulta:

$$M_{TS,Rd} = (1.5 \cdot 2000 \cdot 250 \cdot 0.13 + 0.4 \cdot 82880) / (2 \cdot 1.35/2875 + 3 \cdot 250 \cdot 0.13/82880) = 61.76 \text{ kNm}$$

cui corrisponde, secondo il legame momento-taglio per schema a doppio incastro, il taglio:

$$V_{TS,Rd} = 2 M_{TS,Rd}/H = 2 \cdot 61.76 \cdot 10^6/2875 = 42962.45 \text{ N} = \mathbf{42.96 \text{ kN}}$$

Per riprova: a  $M=61.76 \text{ kNm}$  corrisponde l'eccentricità:

$$e = 61.76 \cdot 10^6/82880 = 745.17 \text{ mm} > l/6 (=333.33 \text{ mm})$$

e quindi la zona reagente è data da:

$$l' = 3 (l/2 - e) = 3 \cdot (2000/2 - 745.17) = 764.48 \text{ mm}$$

La tensione media sulla zona reagente vale:  $\sigma_n = 82880/(250 \cdot 764.48) = 0.434 \text{ N/mm}^2$

da cui:  $f_{vd} = (0.13 + 0.4 \cdot 0.434) / 1.35 = 0.225 \text{ N/mm}^2$

e pertanto la resistenza a scorrimento vale:

$$V = l' t f_{vd} = 764.48 \cdot 250 \cdot 0.225 = 43002 \text{ N, come volevasi dimostrare (a meno di errori di arrotondamento).$$

La resistenza a taglio per scorrimento non è risultata minore delle resistenze in precedenza calcolate a pressoflessione complanare (41.66 kN) e taglio per fessurazione diagonale (36.17 kN): pertanto, il taglio resistente del pannello considerato, corrispondente al meccanismo per fessurazione diagonale, è pari a:

$$V_{Rd} = 36.17 \text{ kN.}$$

La forza massima sostenibile dal singolo maschio è quindi pari a 36.17 kN; essendo nota la rigidezza alla traslazione (46038 N/mm), ad essa corrisponde uno spostamento al limite elastico pari a:

$$\delta_y = 36170 / 46038 = \mathbf{0.79 \text{ mm}}$$

Trattandosi di crisi per taglio, lo spostamento massimo plastico (sotto taglio costante) consentito al pannello è pari a 0.5% dell'altezza del pannello stesso (facendo riferimento all'altezza di interpiano):

$$\delta_u = 0.5\% \cdot 3500 = \mathbf{17.5 \text{ mm}}$$

La curva di capacità complessiva della parete (sistema maschi+telaio) è caratterizzata dai seguenti punti:

*Telaio:*

$$(\delta_1, F_1) = (8.14, 225.63)$$

$$(\delta_2, F_2) = (20.35, 225.63)$$

*Maschi murari* ( $36.17 \cdot 2 = 72.34 \text{ kN}$ ):

$$(\delta_1, F_1) = (0.79, 72.34)$$

$$(\delta_2, F_2) = (17.5, 72.34)$$

Composizione del telaio e dei due maschi murari:

$$(\delta_1, F_1) = (0.8, 94.24)$$

$$(\delta_2, F_2) = (8.14, 297.97)$$

$$(\delta_3, F_3) = (17.5, 297.97)$$

dopo il collasso dei maschi murari la curva di capacità presenta uno scalino:

$$(\delta_4, F_4) = (17.5, 225.63)$$

La forza massima sviluppabile dal sistema strutturale allo Stato di Progetto è quindi pari a 297.97 kN, mentre la capacità di spostamento SLC vale 17.5 mm.

La capacità di spostamento al SLV è i  $\frac{3}{4}$  dello spostamento al SLC =  $\frac{3}{4} \cdot 17.5 = 13.125$  mm.

Per il confronto con lo **Stato Attuale**, occorre valutare la curva di capacità della parete muraria allo Stato Attuale.

Per quanto riguarda la **pressoflessione complanare**:

Il peso proprio della parete nel suo complesso, vale:

$$N_{pp} = (0.25 \cdot 5.00 \cdot 3.50) \cdot 18 = 78.75 \text{ kN}$$

e quindi al maschio compete, alla base, uno sforzo normale in condizioni sismiche pari a:

$$N_{PC, \text{sismico}} = 96 + 78.75 = 174.75 \text{ kN.}$$

A tale sforzo corrisponde la tensione verticale:  $\sigma_0 = 174750 / (5000 \cdot 250) = \mathbf{0.140}$  N/mm<sup>2</sup>, valore utilizzato per la verifica a pressoflessione complanare in analisi sismica.

[dal punto di vista dell'analisi statica, lo sforzo normale massimo (combinazione fondamentale) vale:

$$N = 165/2 + 34.88 \cdot 1.3 = 127.84 \text{ kN}$$

cui corrisponde la tensione verticale:  $\sigma_0 = 127840 / (2000 \cdot 250) = \mathbf{0.256}$  N/mm<sup>2</sup> ]

Il momento resistente per **pressoflessione complanare in sommità** è pari a:

$$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0.85 f_d) = (5000^2 \cdot 250 \cdot 0.0768 / 2) \cdot (1 - 0.0768 / (0.85 \cdot 1.926)) = 228.74 \text{ kNm}$$

$$\sigma_0 = 96000 / (5000 \cdot 250) = \mathbf{0.0768}$$
 N/mm<sup>2</sup>

cui corrisponde il taglio resistente (nell'ipotesi di doppio incastro):

$$V_{PC} = 2 M_u / H = 2 \cdot 228.74 \cdot 10^6 / 3500 = 130708.57 \text{ N} = \mathbf{130.71}$$
 kN

Il momento resistente per **pressoflessione complanare alla base** è pari a:

$$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0.85 f_d) = (5000^2 \cdot 250 \cdot 0.140 / 2) \cdot (1 - 0.140 / (0.85 \cdot 1.926)) = 399.57 \text{ kNm}$$

Il momento globale resistente alla base, con il vincolo degradato a mensola è dato da 228.74 kNm + 399.57 kNm = **628.31** kNm.

cui corrisponde il taglio resistente (vincolo degradato a mensola):

$$V_{PC} = M_u / H = 628.31 \cdot 10^6 / 3500 = 179517.14 \text{ N} = \mathbf{179.52}$$
 kN

Si valuta ora il taglio resistente allo Stato Attuale per **fessurazione diagonale muratura irregolare**.

Lo sforzo normale in mezzeria è pari a:

$$N = 96 + 78.75/2 = 135.38 \text{ kN}$$

cui corrisponde la tensione verticale:  $\sigma_0 = 135380 / (5000 \cdot 250) = 0.108$  N/mm<sup>2</sup>

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{1.5 \tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \tau_{0d}}} = l \cdot t \cdot \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad [\text{C8.7.1.16}]$$

Taglio resistente per fessurazione diagonale (snellezza: 3500/5000=0.7  $\Rightarrow$  b=1.0):

$$V_{TFD} = 5000 \cdot 250 \cdot (1.5 \cdot 0.037 / 1.0) \cdot \sqrt{1 + 0.108 / (1.5 \cdot 0.037)} = 133954 \text{ N} = \mathbf{119.26}$$
 kN

Per la verifica a **taglio "a scaletta" muratura regolare** si ha:

$$N = 96 + 78.75/2 = 135.38 \text{ kN}$$

cui corrisponde la tensione verticale:  $\sigma_0 = 135380 / (5000 \cdot 250) = 0.108 \text{ N/mm}^2$

$$f_{v0} = 0.13 \text{ N/mm}^2;$$

$$\mu = 0.577;$$

$\Phi = 1$  coefficiente di ingranamento murario;

$$V_t = \frac{lt}{b} (\tilde{f}_{v0d} + \tilde{\mu} \sigma_0) = \frac{lt}{b} \left( \frac{f_{v0d}}{1 + \mu \Phi} + \frac{\mu}{1 + \mu \Phi} \sigma_0 \right) \leq V_{t,lim} \quad [\text{C8.7.1.17}]$$

Il taglio resistente diagonale a scaletta assume il seguente valore

$$V_T = (2000 \cdot 250 / 1) \cdot ((0.096 / (1 + 0.577 \cdot 1.00)) + ((0.577 \cdot 0.108) / (1 + 0.577 \cdot 1.00))) = \mathbf{125.86 \text{ kN}}$$

La resistenza a taglio di progetto è pari a:

$$f_{v0d} = 0.13 / 1.35 = 0.096 \text{ N/mm}^2$$

A questo Taglio corrisponde un Momento che, sempre nell'ipotesi di doppio incastro, vale:

$$M = V H / 2 = 368923 \cdot 2875 / 2 = 55952152.91 \text{ Nmm} = 55.95 \text{ kNm}$$

Infine, si valuta il taglio resistente per **scorrimento**, adottando l'ipotesi di andamento delle tensioni lineare.

Il corrispondente momento resistente vale (cfr. [p.A.2.4](#)):

$$\begin{aligned} M_{TS,Rd} &= (1.5 \text{ l t } f_{v0} + 0.4 N) / (2 F_C/H + 3 \text{ t } f_{v0}/N) = \\ &= (1.5 \cdot 5000 \cdot 250 \cdot 0.13 + 0.4 \cdot 174750) / (2 \cdot 1.35/3500 + 3 \cdot 250 \cdot 0.13/174750) = \\ &= 235.94 \text{ kNm, da cui:} \end{aligned}$$

$$V_{TS,Rd} = 2 M_{TS,Rd} / H = 2 \cdot 235.94 \cdot 10^6 / 3500 = 134822.34 \text{ N} = \mathbf{134.82 \text{ kN}}$$

Pertanto, il taglio resistente allo Stato Attuale, determinato dal meccanismo a taglio per fessurazione diagonale, vale:

$$V_{Rd} = 119.26 \text{ kN}$$

$$\text{Spostamento al limite elastico: } \delta_y = 119260 / 130981 = \mathbf{0.91 \text{ mm}}$$

$$\text{Spostamento ultimo: } \delta_u = 0.5\% \cdot 3500 = \mathbf{17.5 \text{ mm}}$$

La curva di capacità allo Stato Attuale è quindi caratterizzata dai due seguenti punti:

$$(\delta_1, F_1) = (0.91, 119.26); (\delta_2, F_2) = (17.5, 119.26).$$

La forza massima sviluppabile dal sistema strutturale allo Stato di Progetto è quindi pari a 119.26 kN, mentre la capacità di spostamento SLC vale 17.5 mm.

La capacità di spostamento al SLV è  $\frac{3}{4}$  dello spostamento al SLC =  $\frac{3}{4} \cdot 17.5 = 13.125 \text{ mm}$ .

## Considerazioni finali sulla verifica di sicurezza della parete

### Rigidezza:

Stato Attuale: 130981 N/mm,

Stato di Progetto:  $2 \cdot 46038 + 27710 = 119786 \text{ N/mm}$

Variazione: **-8.55%**

### Forza ultima:

Stato Attuale: 119260 N

Stato di Progetto: 297970 N (+150%)

### Capacità di spostamento:

Stato Attuale: 13.12 mm

Stato di Progetto: 13.12 mm (=)

**Lo Stato di Progetto è quindi caratterizzato da una variazione di rigidezza non superiore al 15%, da un incremento della forza ultima, e la capacità di spostamento non peggiora:** la verifica sismica è quindi soddisfatta (§C8.4.3), qualificando l'intervento come **'Riparazione locale'**.

### Verifica Architrave SLE

Sezione dell'architrave (acciaio): **IPE 180x2**

luce di calcolo: carichi:  $l = 1180$  mm - spostamenti (luce netta):  $820$  mm

$E = 210$  kN/mm<sup>2</sup> -  $J = 26340000$  mm<sup>4</sup>

CARICHI (risultante  $Q$  in kN; distribuito  $q$  in kN/m):

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante:

$Q1 = 2.71$ ,  $q1 = 4.60 \Rightarrow q1u = 1.40$ ,  $q1t = 3.20$  (triang.:  $q1 \Rightarrow (q1t+q1u)$  su luce netta:

$f,1 = [(1/120) \cdot q,1t + (5/384) \cdot q,1u] \cdot l^4/EJ = 0.0037$  mm

- da carico distribuito da solaio:

$Q2 = 27.61$ ,  $q2 = 23.40$  (unif.):

$f,2 = (5/384) \cdot q,2 \cdot l^4/EJ = 0.0249$  mm

- da carico concentrato:

contributo nullo: carico non definito

- da peso proprio architrave:

$Q4 = 0.44$ ,  $q4 = 0.38$  (unif.):

$f,4 = (5/384) \cdot q,4 \cdot l^4/EJ = 0.0004$  mm

FRECCIA (spostamento verticale massimo):

$f = f1 + f2 + f4 = 0.029$  mm =  $(1 / 28301) l < (1 / 500) l = 1.64$  mm: **Verifica soddisfatta**

### Verifica Architrave SLU

Sezione dell'architrave (acciaio): **IPE 180x2**,  $f_{yk} = 235.0$  N/mm<sup>2</sup>,  $\gamma_{M0} = 1.05$

luce di calcolo: carichi:  $l = 1180$  mm - sollecitazioni (luce netta):  $820$  mm

$E = 210$  kN/mm<sup>2</sup> -  $J = 26340000$  mm<sup>4</sup>

CARICHI (risultante  $Q$  in kN; distribuito  $q$  in kN/m):

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante (incluso  $\gamma_G = 1.3$ ):

$Q1 = 3.53$ ,  $q1 = 5.98 \Rightarrow q1u = 1.82$ ,  $q1t = 4.15$  (triang.:  $q1 \Rightarrow (q1u+q1t)$  su luce netta)

- da carico distribuito da solaio:

$Q2 = 38.94$ ,  $q2 = 33.00$  (unif.)

- da carico concentrato:

contributo nullo: carico non definito

- da peso proprio architrave:

$Q4 = 0.58$ ,  $q4 = 0.49$  (unif.)

TAGLIO (massima reazione agli appoggi):

$V,Ed = [(33+0.49+1.82) \cdot 0.82 + 4.15 \cdot 0.82/2]/2 = 15.33$

$V,Rd = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 289.55 \Rightarrow V,Ed < V,Rd$ : **Verifica soddisfatta**

con:  $A_v [(4.2.19) \text{ in } §4.2.4.1.2] = 2241$  mm<sup>2</sup>

MOMENTO (massimo):

$$M,Ed \text{ (max momento)} = [(33+0.49+1.82) \cdot 0.82^2/8 + 4.15 \cdot 0.82^2/12] = \mathbf{3.20}$$

per  $x = 0$  mm

( $x = 0$ : mezzeria dell'architrave)

$$M,Rd = W \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 74.48 \Rightarrow M,Ed < M,Rd \text{ **Verificato**}$$

con:  $W = 333 \text{ cm}^3$

(modulo di resistenza di calcolo [cfr. (4.2.13)]:  $W = W_{pl,max} = 166 \times 2 \text{ cm}^3$ )

### C.1.2. SVOLGIMENTO DELL'ESEMPIO CON ACM E CONFRONTI SUI RISULTATI

In questo paragrafo si riporta l'output prodotto dal software ACM per la parete considerata, corredato delle illustrazioni fornite dal software stesso.

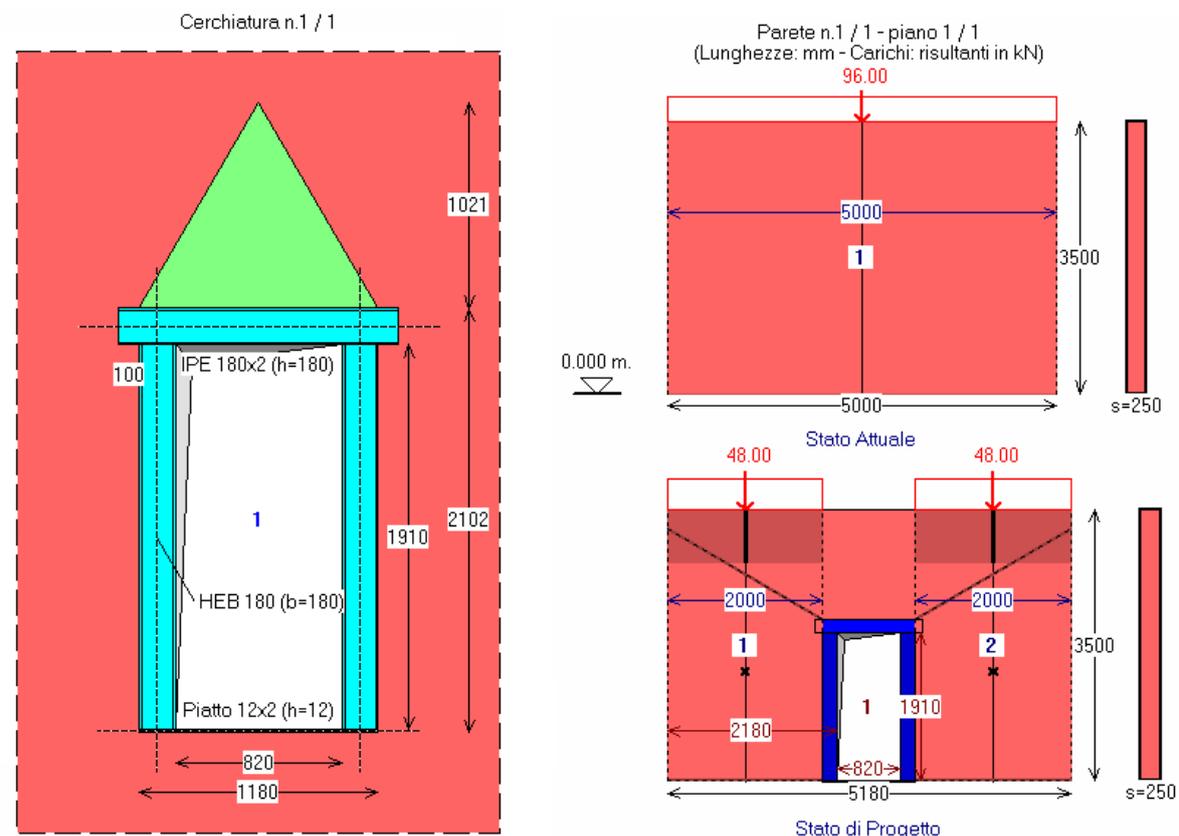
L'esempio è consultabile da ACM aprendo il progetto: *Validazione*

posto nella cartella: *Acm\Es-Progetti*

In caratteri **evidenziati** sono segnalati i parametri di calcolo più significativi assunti per il confronto di validazione: essi vengono confrontati direttamente con i corrispondenti valori determinati in [p.C.1.1](#) e qui riportati a lato in **rosso**.

Per poter effettuare un confronto corretto tra lo svolgimento manuale del calcolo e l'elaborazione con ACM, allo Stato di Progetto viene attribuita alla parete la lunghezza di 5180 mm, anziché 5000 mm. ACM infatti definisce le dimensioni di base dei singoli maschi murari in modo esatto, tenendo conto della dimensione della sezione del profilo. Considerando quindi una luce netta del vano pari a 820 mm. e i due profili dei montanti HEB180, in totale la cerchiatura occupa fisicamente 1180 mm, e per poter considerare due maschi ognuno di 2000 mm. di base occorre fissare una lunghezza di parete complessiva pari a 5180 mm.

La fig. C.1.4 rappresenta i dati in ACM.



(NTC 08) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce

**Fig. C.1.4.** Esempio per la validazione. Telaio di cerchiatura e parete oggetto di intervento

Il giunto saldato fra montante e architrave è previsto a completo ripristino di resistenza; a tal fine, si assume un'altezza di gola pari a 10 mm.

Si riportano i dati e i risultati così come elaborati da ACM per la Relazione di Calcolo, evidenziando i parametri di confronto con i calcoli manuali, ai fini della validazione.

#### **DATI PROGETTO**

Numero di Cerchiature : 1  
Numero di Pareti : 1  
Normativa di riferimento: D.M. 17.1.2018 e Circ.7 del 21.1.2019

#### **DATI CERCHIATURA n° 1**

GEOMETRIA E VINCOLI [lunghezze in mm], cerchiatura n° 1:

Vano utile B = 820, H = 1910  
Muratura eliminata b = 1180, h = 2102  
Spessore parete s = 250  
Muratura rimossa: vincolo in sommità: Rigido (doppio incastro)  
Rigidità alla traslazione di calcolo della muratura rimossa (componente flessionale) = 12 EJ/h<sup>3</sup>  
M,base = F H / 2.000 - M,somm = F H / 2.000

MURATURA [N/mm<sup>2</sup>], cerchiatura n° 1:

Tipologia: (NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti <=13 mm  
Modulo di elasticità longitudinale E (N/mm<sup>2</sup>) = 1500  
Modulo di elasticità tangenziale G (N/mm<sup>2</sup>) = 500  
Peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 18.00

STRUTTURE IN ACCIAIO, cerchiatura n° 1:

Tipo di acciaio: S 235  
E = 210 000 N/mm<sup>2</sup>  
G = 80 769 N/mm<sup>2</sup>

ARCHITRAVE IN ACCIAIO, cerchiatura n° 1:

Sezione Architrave: IPE 180 x 2 - Verso a inerzia massima - Appoggio oltre montante: 100 mm.

---

MONTANTE IN ACCIAIO, cerchiatura n° 1:

Sezione Montante: HEB 180 - Verso a inerzia massima

TRAVERSO INFERIORE IN ACCIAIO, cerchiatura n° 1:

Sezione Traverso inferiore: Piatto 12 x 2

CARICHI applicati sull'architrave, cerchiatura n° 1:

Distribuito q (kN/m):

Combinazione fondamentale (SLU) = 33.00 (include i coefficienti  $\gamma_G, \gamma_Q, \psi_0$ )  
Combinazione rara (SLE) = 23.40 (include i coefficienti  $\psi_0$ )  
Combinazione sismica = 19.20 (include i coefficienti  $\psi_2$ )

- posizione del carico q:

posizione verticale h1 (mm) = 0  
limite d'influenza (h1 lim.) (mm) = 1022

Concentrato P (kN):

Combinazione fondamentale (SLU) = 0.00 (include i coefficienti  $\gamma_G, \gamma_Q, \psi_0$ )  
Combinazione rara (SLE) = 0.00 (include i coefficienti  $\psi_0$ )  
Combinazione sismica = 0.00 (include i coefficienti  $\psi_2$ )

- posizione del carico P:

posizione verticale h2 (mm) = 0  
limite d'influenza (h2 lim.) (mm) = 1272  
Posizione orizzontale x' (mm) = 0  
limite d'influenza (x' lim.) (mm) = +/- 590

Diffusione dei carichi sovrastanti l'architrave (triangolo d'influenza per la muratura

e diffusione del carico concentrato): sì

CRITERI di calcolo, cerchiatura n° 1:

Architrave: per verifica di deformabilità (SLE) e di resistenza statica (SLU):

- vincolamento agli estremi: appoggio
- luce di calcolo: corrispondente alla luce netta del vano
- freccia limite:  $1 / 500 \text{ luce} = 820/500 = 1.6 \text{ mm}$ .

Opzioni di calcolo:

- influenza deformabilità a taglio per l'acciaio: no
- sempre telaio a portale (il telaio è schematizzato automaticamente a portale nel caso di traverso inferiore in acciaio con profilo piatto o UPN): sì

GIUNTI: Sommità, cerchiatura n° 1:

Vincolamento del nodo di sommità: rotazione impedita (shear-type): sì

Zone rigide in sommità: automatiche (mm): arch.: 90 - mont.: 90

Tipologia del giunto: Saldato

Irrigidimenti verticali nella trave: no

Mensole in sommità montante: no

Saldature: sezione di gola (mm): a,f = 10 - a,w = 10

GIUNTI: Base, cerchiatura n° 1:

Rigidità e Resistenza come giunto di sommità: no

Zone rigide alla base: automatiche (mm): trav.: 90 - mont.: 6

Rigidità per giunto di base:

- rigido

Resistenza per giunto di base:

- completo ripristino

Momento resistente del montante:  $M_{pl,c,Rd}$  (kNm) = 107.74

Giunto di base: in caso di parziale ripristino della resistenza:

cerniera se:  $M_{j,Rd} < 0.25 M_{c,Rd} = 26.94 \text{ kNm}$

## DATI PARETE n° 1

**STATO ATTUALE** parete n° 1

GEOMETRIA E VINCOLI (Stato Attuale) [lunghezze in mm], parete n° 1:

Lunghezza B = 5000

Spessore s = 250

Altezze: iniziale (sx)  $H_i = 3500$

finale (dx)  $H_f = 3500$

colmo: distanza da sx = 0

altezza = 3500

Direzione : X

Piano della parete (1 = impostata sulle fondazioni): 1

Quota di base Z = 0

MURATURA (Stato Attuale) [N/mm<sup>2</sup>], parete n° 1:

la descrizione del materiale murario ed i corrispondenti parametri meccanici vengono in seguito specificati per ogni singolo maschio murario.

MASCHI MURARI (Stato Attuale), parete n° 1:

B, H, H<sub>calc</sub>, s (mm) = larghezza, altezza, altezza di calcolo e spessore

Vincolo in sommità: coefficiente x di rigidità alla traslazione (componente flessionale):  $K = x \text{ EJ/h}^3$

P<sub>somm</sub> (kN) = carico in sommità' del maschio: Comb.fondamentale (SLU), e Comb.sismica (Sism)

f<sub>m</sub>,  $\tau_0$ , f<sub>v0</sub>, f<sub>b</sub>,  $\mu$ ,  $\phi$ , E, G (N/mm<sup>2</sup>) = parametri meccanici della muratura

1) B = 5000, H = 3500, S = 250

Vincolo in sommità: rigidità alla traslazione K (componente flessionale) = 12.00 EJ/h<sup>3</sup>

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, H<sub>calc</sub> = 3500

P<sub>somm</sub> (SLU) = 165.00, P<sub>somm</sub> (Sism) = 96.00

Muratura: (NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti  $\leq 13 \text{ mm}$

- peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 18.00

valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:

- fattore di confidenza F,C = 1.350

- resistenza media a compressione  $f_{,m} = 2.600$
- resistenza media a taglio  $\tau_{,o} = 0.050$
- resistenza media a taglio  $f_{v,o} = 0.130$
- resistenza a compr. del blocco  $f_b = 10.000$
- coeff.attrito locale giunto  $\mu = 0.577$
- coeff. ingranamento  $\phi = 1.000$
- modulo di elasticità longitudinale  $E = 1500$
- modulo di elasticità tangenziale  $G = 500$

Drift Taglio (d/H %) = 0.50, Drift PressoFlessione = 1.00

Criterio di definizione delle zone rigide:

- da diffusione a  $30^\circ$

In ogni caso, le zone rigide utilizzate nell'analisi, sono quelle definite nei dati dei maschi murari, sopra riportate.

#### STATO DI PROGETTO parete n° 1

GEOMETRIA E VINCOLI (Stato di Progetto) [lunghezze in mm], parete n° 1:

Lunghezza  $B = 5180$   
 Spessore  $s = 250$   
 Altezze: iniziale (sx)  $H_i = 3500$   
           finale (dx)  $H_f = 3500$   
 colmo: distanza da sx  $= 0$   
           altezza  $= 3500$

Direzione : X

Piano : 1

Quota di base Z = 0

MURATURA (Stato di Progetto) [N/mm<sup>2</sup>], parete n° 1:

la descrizione del materiale murario ed i corrispondenti parametri meccanici vengono in seguito specificati per ogni singolo maschio murario.

APERTURE (Stato Attuale), parete n° 1:

d, z (mm) = distanza tra bordi sinistri e inferiori della parete e dell'apertura

B, H (mm) = larghezza e altezza dell'apertura

In caso di verifica della fascia:

- muratura costitutiva, resistenza a trazione dell'elemento teso (ove presente)

1) d = 2180, z = 0; B = 820, H = 1910 - Arch. n°:1

MASCHI MURARI (Stato di Progetto), parete n° 1:

B, H, H<sub>calc</sub>, s (mm) = larghezza, altezza, altezza di calcolo e spessore

Vincolo in sommità: coefficiente x di rigidità alla traslazione (componente flessionale):  $K = x \cdot EJ/h^3$

P<sub>somm</sub> (kN) = carico in sommità' del maschio: Comb.fondamentale (SLU), e Comb.sismica (Sism)

f<sub>m</sub>,  $\tau_o$ , f<sub>v0</sub>, f<sub>b</sub>,  $\mu$ ,  $\phi$ , E, G (N/mm<sup>2</sup>) = parametri meccanici della muratura

1) B = 2000, H = 3500, S = 250

Vincolo in sommità: rigidità alla traslazione K (componente flessionale) = 12.00 EJ/h<sup>3</sup>

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 624, H<sub>calc</sub> = 2876

P<sub>somm</sub> (SLU) = 82.50, P<sub>somm</sub> (Sism) = 48.00

Muratura: (NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti  $\leq 13$  mm

- peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 18.00

valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:

- fattore di confidenza  $F,C = 1.350$
- resistenza media a compressione  $f_{,m} = 2.600$
- resistenza media a taglio  $\tau_{,o} = 0.050$
- resistenza media a taglio  $f_{v,o} = 0.130$
- resistenza a compr. del blocco  $f_b = 10.000$
- coeff.attrito locale giunto  $\mu = 0.577$
- coeff. ingranamento  $\phi = 1.000$
- modulo di elasticità longitudinale  $E = 1500$
- modulo di elasticità tangenziale  $G = 500$

Drift Taglio (d/H %) = 0.50, Drift PressoFlessione = 1.00

2) B = 2000, H = 3500, S = 250

Vincolo in sommità: rigidità alla traslazione K (componente flessionale) = 12.00 EJ/h<sup>3</sup>

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 624, H<sub>calc</sub> = 2876

P,somm (SLU) = 82.50, P,somm (Sism) = 48.00

Muratura: (NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti  $\leq 13$  mm

- peso specifico ( $\text{kN/m}^3$ ) = 18.00

valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:

- fattore di confidenza  $F,C = 1.350$

- resistenza media a compressione  $f,m = 2.600$

- resistenza media a taglio  $\tau,o = 0.050$

- resistenza media a taglio  $f_v,o = 0.130$

- resistenza a compr. del blocco  $f_b = 10.000$

- coeff.attrito locale giunto  $\mu = 0.577$

- coeff. ingranamento  $\phi = 1.000$

- modulo di elasticità longitudinale  $E = 1500$

- modulo di elasticità tangenziale  $G = 500$

Drift Taglio (d/H %) = 0.50, Drift PressoFlessione = 1.00

Assemblaggio rigidezza flessionale per maschi contigui: no

Criterio di definizione delle zone rigide:

- da diffusione a  $30^\circ$

In ogni caso, le zone rigide utilizzate nell'analisi, sono quelle definite nei dati dei maschi murari, sopra riportate.

CRITERI di calcolo, parete n° 1:

Criteri per classificazione dell'intervento come Riparazione Locale:

Variazioni consentite (%):

Rigidezza: - 15%, + 15%

Resistenza: non deve peggiorare

Capacità di spostamento per SLV: non deve peggiorare

Maschi snelli trascurabili (non reagenti) per  $(H/B) > 3$ : no

Maschi snelli trascurabili (non reagenti) per  $B$  (mm)  $< 500$ : no

Resistenza a taglio per scorrimento calcolata in sommità: no

In presenza di telai di cerchiatura: ignorare curva di capacità oltre massimo spostamento dei maschi murari: sì

Massa Sismica: metà altezza parete: sì

Coeff. parziale di sicurezza per i materiali in Analisi Statica:  $(\gamma), M = 2$

Comportamento dei maschi murari:

- Rigidezza:

Trilineare, con riduzione di  $E,G$  pari al 50% dopo la parzializzazione

- Spostamento ultimo: drift su altezza di interpiano (luce del maschio)

Muratura: Resistenze, Fattori di Confidenza:

In Analisi Statica: si applicano i valori in input per ogni singolo maschio murario.

In Analisi Sismica (confronti fra Stato Attuale e Stato di Progetto), si utilizzano:

- Valori delle resistenze, con applicazione di  $FC$ , così come definiti in input

SLU) Riduzione della forza non superiore al 20% del massimo

Criterio adottato:

- Prima riduzione del 20% rispetto al massimo assoluto

**NORMATIVA di riferimento: D.M.17.1.2018 e Circ.7 del 21.1.2019**

## **RISULTATI ANALISI CERCHIATURA n° 1**

**RIGIDEZZA DEL TELAIO DI CERCHIATURA** - cerchiatura n° 1

Momento d'inerzia del singolo profilo =  $3831 \text{ cm}^4$

Momento d'inerzia del montante =  $3831 \text{ cm}^4$

Rigidezza alla traslazione del montante:  $K_{\text{mont}} = 12 \text{ EJ/h}^3$

( $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ ,  $H = 1744 \text{ mm}$ ).  $K_{\text{mont}} = 18.20 \text{ kN/mm}$

Rigidezza del telaio (2 montanti):  $K_{\text{tel}} = 36.40 \text{ kN/mm}$

**VERIFICA DI RIGIDEZZA** - cerchiatura n° 1

Variazione tra Stato Attuale e Stato di Progetto

Il confronto tra rigidezza del telaio di cerchiatura e della muratura rimossa viene ignorato ai fini delle verifiche di sicurezza.

La verifica di rigidezza per la parete oggetto di intervento (consistente nel confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto) riguarda il comportamento della parete nel suo complesso, cioè i coefficienti di sicurezza determinati dall'analisi della Parete.

#### VERIFICA DI DEFORMABILITA': Comb. caratteristica (rara) (SLE) [§4.2.4.2] - cerchiatura n° 1

Sezione dell'architrave (acciaio): IPE 180x2

luce di calcolo: carichi:  $l = 1180$  mm - spostamenti (luce netta): 820 mm  
 $E = 210$  kN/mm<sup>2</sup> -  $J = 26340000$  mm<sup>4</sup>

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m):

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante:  
 $Q_1 = 2.71$ ,  $q_1 = 4.60 \Rightarrow q_{1u} = 1.40$ ,  $q_{1t} = 3.20$  (triang.:  $q_1 \Rightarrow (q_{1t}+q_{1u})$  su luce netta:  
 $f_{,1} = [(1/120)*q_{,1t}+(5/384)*q_{,1u}]*l^4/EJ$ )
- da carico distribuito da solaio:  
 $Q_2 = 27.61$ ,  $q_2 = 23.40$  (unif.:  $f_{,2} = (5/384)*q_{,2}*l^4/EJ$ )
- da carico concentrato:  
contributo nullo: carico non definito
- da peso proprio architrave:  
 $Q_4 = 0.44$ ,  $q_4 = 0.38$  (unif.:  $f_{,4} = (5/384)*q_{,4}*l^4/EJ$ )

FRECCIA (spostamento verticale massimo):

$f = 0.029$  mm [0.029 mm] = (1 / 28301) l < (1 / 500) l  
per  $x = 0$  mm  
( $x = 0$ : mezzeria dell'architrave)

#### VERIFICA STATICA: Comb. fondamentale (SLU) - cerchiatura n° 1

Sezione dell'architrave (acciaio): IPE 180x2,  $f_{yk} = 235.0$  N/mm<sup>2</sup>  $\gamma_{M0} = 1.05$   
luce di calcolo: carichi:  $l = 1180$  mm - sollecitazioni (luce netta): 820 mm  
 $E = 210$  kN/mm<sup>2</sup> -  $J = 26340000$  mm<sup>4</sup>

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m):

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante (incluso  $\gamma_G=1.3$ ):  
 $Q_1 = 3.53$ ,  $q_1 = 5.98 \Rightarrow q_{1u} = 1.82$ ,  $q_{1t} = 4.15$  (triang.:  $q_1 \Rightarrow (q_{1u}+q_{1t})$  su luce netta)
- da carico distribuito da solaio:  
 $Q_2 = 38.94$ ,  $q_2 = 33.00$  (unif.)
- da carico concentrato:  
contributo nullo: carico non definito
- da peso proprio architrave:  
 $Q_4 = 0.58$ ,  $q_4 = 0.49$  (unif.)

TAGLIO (massima reazione agli appoggi) (kN):

$V_{,Ed} = 15.33$  [15.33 kN]  
 $V_{,Rd} = A_{,v} * f_{yk} / (\sqrt{3} * \gamma_{M0}) = 289.55 \Rightarrow V_{,Ed} < V_{,Rd}$   
con:  $A_{,v}$  [(4.2.19) in §4.2.4.1.2] = 2241 mm<sup>2</sup>

MOMENTO (massimo) (kNm):

$M_{,Ed}$  (max momento) = 3.20 [3.20 kN]  
per  $x = 0$  mm  
( $x = 0$ : mezzeria dell'architrave)  
 $M_{,Rd} = W * f_{yk} / \gamma_{M0} = 74.48 \Rightarrow M_{,Ed} < M_{,Rd}$   
con:  $W = 333$  cm<sup>3</sup>  
(modulo di resistenza di calcolo [cfr. (4.2.13)]:  $W = W_{pl,max} = 166x2$  cm<sup>3</sup>)

#### CURVA DI CAPACITA': Comb. sismica - cerchiatura n° 1

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m):

luce di calcolo per i carichi:  $l = 1180$  mm

Ai fini dell'analisi sismica del telaio, tutti i contributi di carico verticale agenti sull'architrave sono ricondotti allo schema uniformemente distribuito.

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante:  
 $Q_1 = 2.71$ ,  $q_1 = 3.07$  (triang. -> unif.:  $q_1 = (4/3) \cdot Q_1/1$ )
  - da carico distribuito da solaio:  
 $Q_2 = 22.66$ ,  $q_2 = 19.20$  (unif.:  $q_2 = Q_2/1$ )
  - da carico concentrato:  
 contributo nullo: carico non definito
  - da peso proprio architrave:  
 $Q_4 = 0.44$ ,  $q_4 = 0.38$  (unif.:  $q_4 = Q_4/1$ )
- ⇒ Carico uniforme complessivo applicato sull'architrave  
 per l'analisi sismica del telaio di cerchiatura:  $q_{sism} = 22.64$  kN/m

#### CURVA DI COMPORTAMENTO NON LINEARE:

Rigidità elastica (iniziale) = 27714 N/mm

Valori dei punti della curva corrispondenti ai passi dell'analisi:

| Passo | Forza (kN)         | Spostamento orizz. (mm) | Tipo di crisi                      |
|-------|--------------------|-------------------------|------------------------------------|
| 1     | 0.00               | 0.00                    |                                    |
| 2     | 225.87<br>[225.63] | 8.15<br>[8.14]          | Momento in sommità del montante dx |
| 3     | 225.87<br>[225.63] | 8.15<br>[8.14]          | Momento alla base del montante dx  |
| 4     | 225.87<br>[225.63] | 8.15<br>[8.14]          | Momento in sommità del montante sx |
| 5     | 225.87<br>[225.63] | 8.15<br>[8.14]          | Momento alla base del montante sx  |
| 6     | 225.87<br>[225.63] | 20.38<br>[20.35]        | Spostamento limite del telaio      |

**NORMATIVA di riferimento: D.M.17.1.2018 e Circ.7 del 21.1.2019**

#### RISULTATI ANALISI PARETE n° 1

##### ANALISI STATICA dei maschi murari parete n° 1

[Forze:kN - Tensioni:N/mm<sup>2</sup>; sforzi normali e tensioni riferiti alla luce deformabile]

La tensione statica alla base calcolata per la Comb. Fondamentale (SLU)[(2.5.1) in §2.5.3] viene confrontata con  $f_d$  = resistenza di progetto a compressione =  $f_m/FC/\gamma_M$  con FC definito per il materiale di ogni singola parete.

La Comb. Fondamentale determina il risultato della verifica statica di resistenza a compressione; sono stati adottati i seguenti coefficienti parziali per le azioni (Tab. 2.6.I, §8.5.5):  $\gamma_{G1} = 1.30$ ,  $\gamma_{G2} = 1.50$

Si riportano inoltre carichi e tensioni in sommità, mezzera e base in Comb. Sismica [(2.5.5) in §2.5.3] confrontando le tensioni con il valore di  $0.85 \cdot f_d$  dove, per analisi statica non lineare:  $f_d = f_m/FC$ .

#### STATO ATTUALE

Comb. Fondamentale (per Analisi Statica)

| n. | N,somm | $\gamma_{G1} \cdot P_p$ | N,base | $\sigma_{base}$ | $f_m$ | $\gamma_M$ | FC    | $f_d=f_m/FC/\gamma_M$ | C.Sic. |
|----|--------|-------------------------|--------|-----------------|-------|------------|-------|-----------------------|--------|
| 1) | 165.00 | 102.38                  | 267.38 | 0.214           | 2.600 | 2.00       | 1.350 | 0.963                 | 4.502  |

[0.214]

Comb. Sismica (per Analisi Statica Non Lineare)

| n. | N,somm | $\sigma_{somm}$ | N,mezz | $\sigma_{mezz}$ | N,base | $\sigma_{base}$ | $f_m$ | FC    | $f_d=f_m/FC$ | $0.85 \cdot f_d$ | C.Sic. |
|----|--------|-----------------|--------|-----------------|--------|-----------------|-------|-------|--------------|------------------|--------|
| 1) | 96.00  | 0.077           | 135.38 | 0.108           | 174.75 | 0.140           | 2.600 | 1.350 | 1.926        | 1.637            | 11.710 |

[0.1398]

#### STATO DI PROGETTO

Comb. Fondamentale (per Analisi Statica)

| n. | N,somm | $\gamma_{G1} \cdot P_p$ | N,base | $\sigma_{base}$ | $f_m$ | $\gamma_M$ | FC    | $f_d=f_m/FC/\gamma_M$ | C.Sic. |
|----|--------|-------------------------|--------|-----------------|-------|------------|-------|-----------------------|--------|
| 1) | 82.50  | 45.82                   | 128.32 | 0.257           | 2.600 | 2.00       | 1.350 | 0.963                 | 3.752  |
| 2) | 82.50  | 45.82                   | 128.32 | 0.257           | 2.600 | 2.00       | 1.350 | 0.963                 | 3.752  |

[0.256]

Comb. Sismica (per Analisi Statica Non Lineare)

| n. | N,somm | $\sigma$ ,somm | N,mezz | $\sigma$ ,mezz | N,base | $\sigma$ ,base | fm    | FC    | fd=fm/FC | 0.85·fd | C.Sic. |
|----|--------|----------------|--------|----------------|--------|----------------|-------|-------|----------|---------|--------|
| 1) | 57.36  | 0.115          | 70.30  | 0.141          | 83.24  | 0.166          | 2.600 | 1.350 | 1.926    | 1.637   | 9.833  |
| 2) | 57.36  | 0.115          | 70.30  | 0.141          | 83.24  | 0.166          | 2.600 | 1.350 | 1.926    | 1.637   | 9.833  |

[0.166]

C.Sic. per Analisi Statica allo Stato di Progetto:

- Comb. Fondamentale: **3.752**

- Comb. Sismica : **9.833**

Per i maschi murari affiancati da telai di cerchiatura il carico applicato in sommità della parete viene così ripartito: la quota parte sul maschio è sostenuta dal maschio stesso; per quella sul telaio il contributo di carico sui maschi dipende dall'opzione scelta nei Dati Aperture:

- il carico viene applicato sui maschi adiacenti, oppure:
- il carico viene attribuito ai montanti del telaio.

**ANALISI SISMICA STATO ATTUALE** parete n° 1

**MASCHI MURARI**

| n. | B (mm) | Hcalc (H/B) | K (kN/mm) | Resistenza(kN) | Taglio diag. irreg./reg. | Taglio scorr. | Press.compl. somm./base | Fasce | F,ult. (max) | Spost. (mm) lim. - ult. elast. |
|----|--------|-------------|-----------|----------------|--------------------------|---------------|-------------------------|-------|--------------|--------------------------------|
| 1) | 5000   | 3500        | 0.70      | 130.98         | 119.26/ 125.86           | 134.82        | 130.71/ 179.52          | -     | 119.26       | 1.47 17.50                     |

[119.26/125.86] [134.82] [130.71/179.52]

[119.26]

[17.50]

**ANALISI SISMICA STATO DI PROGETTO** parete n° 1

**MASCHI MURARI**

| n. | B (mm) | Hcalc (H/B) | K (kN/mm) | Resistenza(kN) | Taglio diag. irreg./reg. | Taglio scorr. | Press.compl. somm./base | Fasce | F,ult. (max) | Spost. (mm) lim. - ult. elast. |
|----|--------|-------------|-----------|----------------|--------------------------|---------------|-------------------------|-------|--------------|--------------------------------|
| 1) | 2000   | 2876        | 1.44      | 46.01          | 36.30/ 39.12             | 43.11         | 37.09/ 44.55            | -     | 36.30        | 1.29 17.50                     |
| 2) | 2000   | 2876        | 1.44      | 46.01          | 36.30/ 39.12             | 43.11         | 37.09/ 44.55            | -     | 36.30        | 1.29 17.50                     |

[36.17/38.92] [42.96] [31.43/41.66]

[36.17]

[17.50]

**Cerchiature**

| n. | B (mm) | Hcalc (kN/mm) | K (kN) | F lim. elast. (kN) | Spost. lim. elast. (mm) | F ult. (kN) | Spost. ult. (mm) |
|----|--------|---------------|--------|--------------------|-------------------------|-------------|------------------|
| 1) | 1180   | 1910          | 27.71  | 225.87             | 8.15                    | 225.87      | 20.38            |

[27.71][225.63] [8.14][225.63][20.35]

**•controllo vincolamento shear-type:**

F,SLU = Forza orizzontale agente sul telaio in corrispondenza di SLU

M',SLU = Quota parte del Momento di progetto al nodo montante/architrave in corrispondenza di SLU, data dalla differenza di sollecitazione fra i due schemi shear-type e a rotazione consentita e pari a:  $(Fh/4) \cdot [1/(6k+1)]$ , con:  $k=(J_{arch.}/J_{mont.}) \cdot (h/l)$ ,  $h$ =altezza e  $l$ =larghezza del telaio ( $h,l$ : in corrispondenza degli assi delle aste, e prescindendo dalle zone rigide di estremità)

M,Rd = Momento resistente per compressione locale della muratura in corrispondenza dell'appoggio dell'architrave. Si ha:  $M,Rd = (f_m/FC) \cdot s \cdot b^2/2$ , con:  $b$  = lunghezza da estremo appoggio dell'architrave ad asse del montante,  $f_m/FC$  = resistenza di progetto del maschio murario adiacente all'apertura,  $s$  = spessore maschio.

| n. | F, SLU (kN) | M', SLU (kNm) | M,Rd (app.)<br>sx dx |
|----|-------------|---------------|----------------------|
| 1) | 225.87      | 12.21         | 10.02* 10.02*        |

\* = momento resistente insufficiente: per garantire il vincolamento shear-type può essere necessario l'irrigidimento dell'architrave con la muratura sovrastante. In alternativa, rimuovere l'ipotesi shear-type nei dati della cerchiatura.

**ANALISI SISMICA: COEFFICIENTI DI SICUREZZA** parete n° 1

[Rigidezze: kN/mm - Forze: kN - Spostamenti: mm - Energia dissipata: J=N·m]

|            | Attuale   | Progetto  | Rapporto(C.Sic.) |                                      |
|------------|-----------|-----------|------------------|--------------------------------------|
| Rigid. K)  | 130.98    | 119.73    | 0.914            | compreso fra -15% e + 15% (-8.6%)    |
|            | [130.981] | [119.786] | [0.9145]         | [-8.55%]                             |
| Resist.F)  | 119.26    | 298.47    | 2.503            | non peggioramento (+150.3%) (> 100%) |
|            | [119.26]  | [297.97]  | [2.498]          | [+149.85%]                           |
| Spost.SLV) | 13.12     | 13.12     | 1.000            | non peggioramento (=)                |
|            | [13.125]  | [13.125]  |                  |                                      |
| Spost.SLD) | 1.33      | 5.46      | 4.105            | (> 100%)                             |
| En.diss.)  | 2012.16   | 4262.60   | 2.118            | (> 100%)                             |

#### VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti su:

- rigidezza
- resistenza
- capacità di spostamento per SLV

#### Considerazioni sul confronto per la validazione

I risultati evidenziati per il confronto di validazione mostrano ottima corrispondenza con quanto sviluppato nell'esempio di riferimento. Le lievi discordanze, ove presenti, sono da attribuirsi ad arrotondamenti numerici.

## C.2. ESEMPI DI APPRENDIMENTO

Per l'apprendimento all'uso di ACM, viene proposto un esempio guidato. L'apprendimento di ACM viene completato dalla consultazione degli altri esempi applicativi proposti in questo manuale e dei video nel canale [AedesSoftware di YouTube](#).

### C.2.1. ESEMPIO GUIDATO

Si tratta di un progetto strutturale relativo ad un edificio esistente in muratura di mattoni pieni di laterizio, che si sviluppa su due piani fuori terra, ognuno di altezza 3.10 m., oltre ad una soffitta non abitabile di altezza massima 2.20 m.

L'edificio è ubicato in zona sismica caratterizzata da parametri specificati nella finestra [Parametri di Calcolo e Sismici](#).

Gli interventi consistono nella realizzazione di 2 aperture al piano secondo dell'edificio e la quota di base delle pareti oggetto di intervento è pari a 3.10 m; la prima apertura (n°1) di larghezza 4.80 m. viene realizzata nel muro portante in mattoni pieni ad una testa che separa attualmente l'ingresso dal soggiorno. Tale apertura viene cerchiata, al fine di ripristinare la rigidezza della parete prima dell'intervento, con un telaio metallico realizzato con IPE 270.

Questa cerchiatura non prevede a lato una mazzetta di almeno 50 cm. escluso lo spessore del muro ortogonale: ciò, secondo gli Orientamenti interpretativi a cura della Regione Toscana [3], invaliderebbe la qualifica di intervento di Riparazione locale:

#### "4.1.4 Indicazioni dimensionali e costruttive

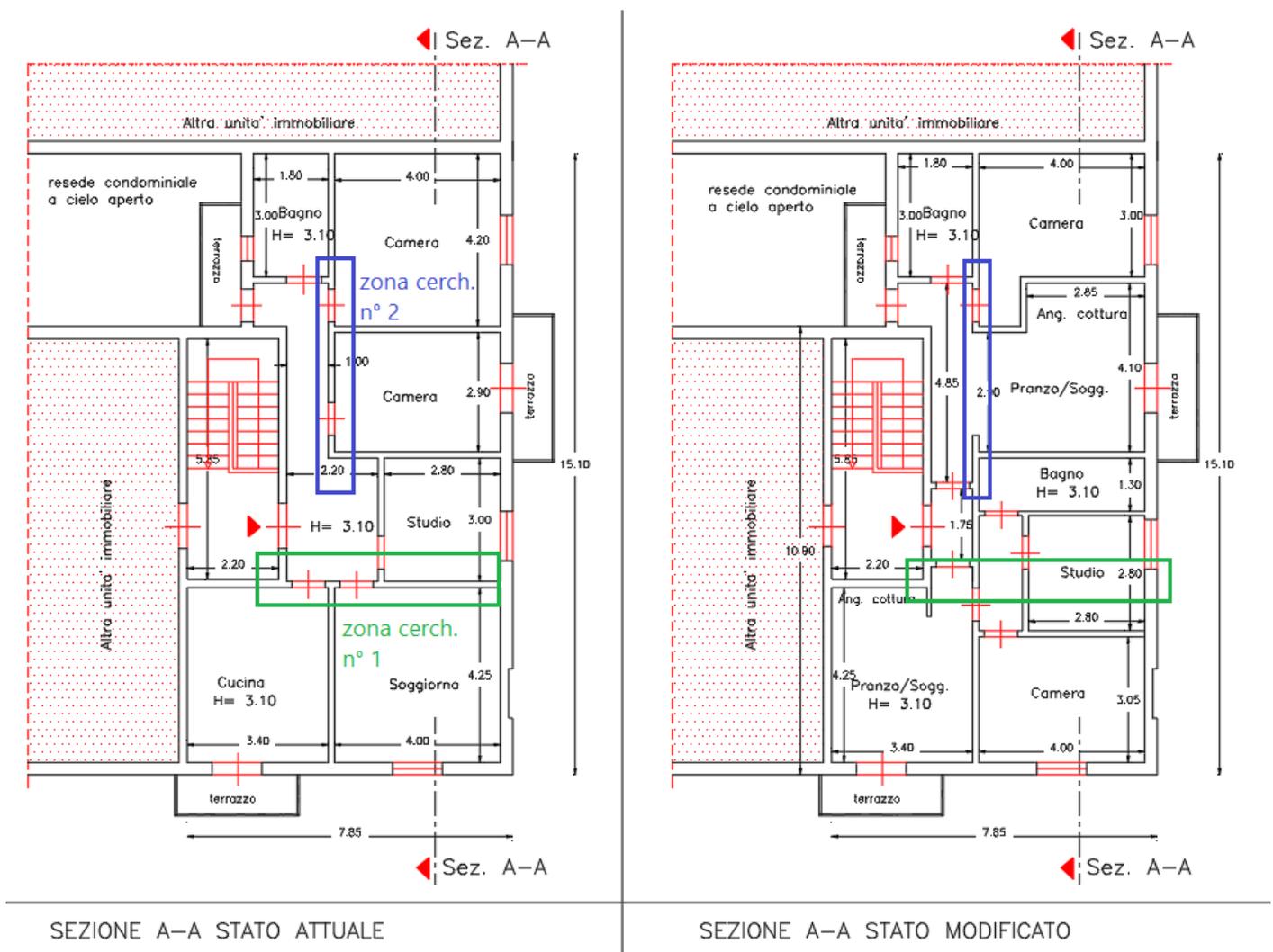
*Nell'ambito degli interventi classificabili come locali ai sensi del § 8.4.1 si ritiene che siano da evitare i seguenti interventi:*

- *eliminazione totale di una parete portante e/o di controvento. Tale intervento può essere considerato ammissibile solamente se inquadrato all'interno di una verifica più ampia rispetto a quella del generico interpiano;*

- apertura di porte o finestre nelle pareti che lascino una mazzetta muraria laterale residua inferiore a 50 cm (escluso lo spessore del muro ortogonale). Tale limitazione non si applica nel caso in cui la parete oggetto di rinforzo prosegua oltre il muro ortogonale.

Il mancato rispetto delle suddette indicazioni non fa decadere la possibilità di considerare l'intervento come "locale" ai sensi del § 8.4.1, fatto salvo l'obbligo di estendere il campo delle verifiche e degli interventi, per i quali sarà necessaria una valutazione caso per caso. In questa eventualità occorrerà una particolare cura della progettazione esecutiva di dettaglio che dovrà essere accuratamente esposta negli elaborati progettuali, in modo da assicurare comunque un efficace collegamento tra le murature ed il rispetto dei criteri richiesti al citato punto normativo. (...)"

Per il caso in esame si deve osservare che nello Stato Attuale la parete oggetto di intervento risulta scollegata dal muro del prospetto esterno: fu costruita in un secondo tempo, semplicemente accostata alla parete esterna ad essa ortogonale. Pertanto, la cerchiatura, con i suoi collegamenti, di fatto migliora la situazione precedente; inoltre il progetto prevederà un'adeguata connessione al muro ortogonale nelle zone adiacenti al telaio.

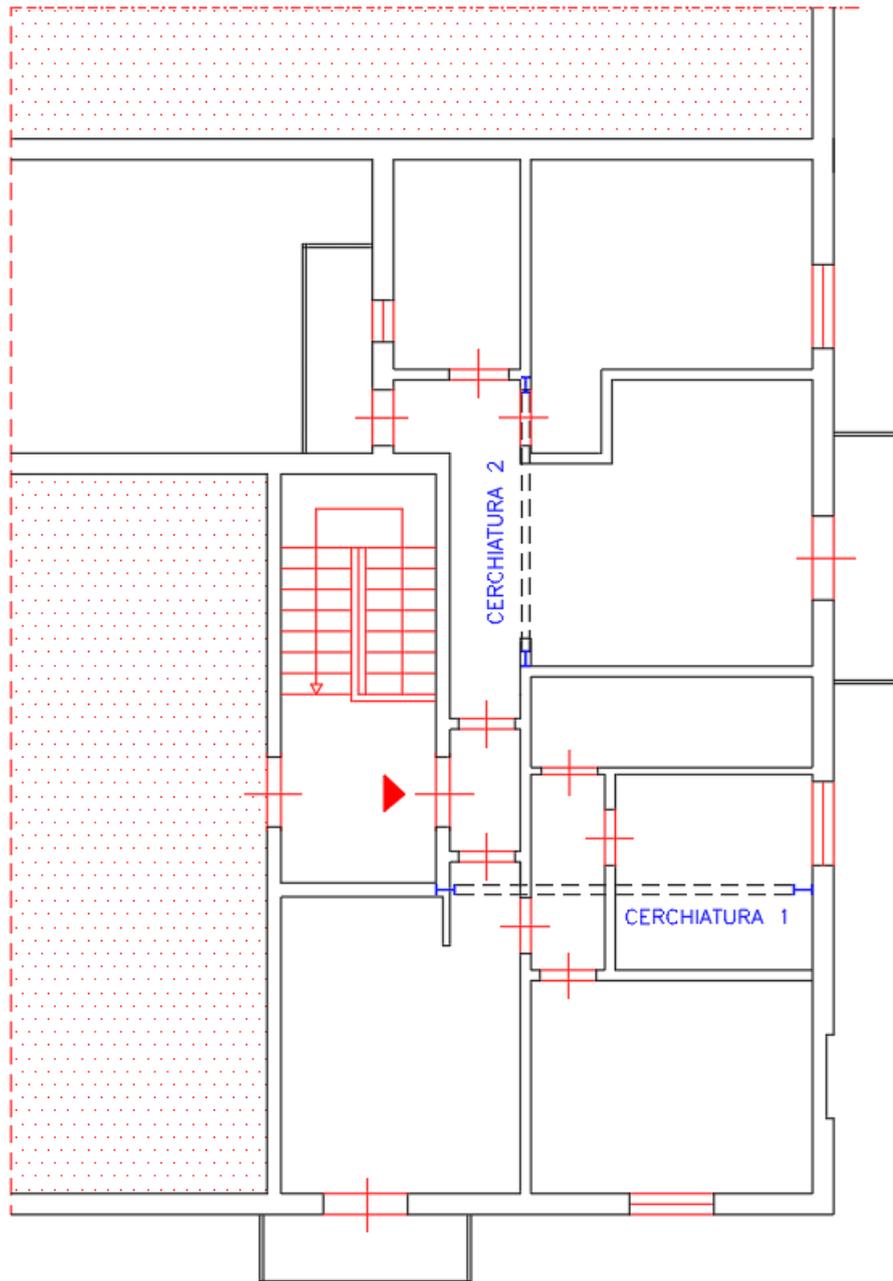


**Fig. C.2.1.** Piante e Sezioni Stato Attuale e Stato Modificato

La seconda apertura (n°2) di larghezza 3.70 m. viene invece realizzata nel muro in mattoni pieni ad una testa che separa attualmente l'ingresso dalle camere. Anche in questo caso, l'apertura viene cerchiata con profilati

metallici IPE 220, al fine di ripristinare la rigidità della parete prima dell'intervento ed assicurare che resistenza e capacità di spostamento allo Stato di Progetto non peggiorino rispetto allo Stato Attuale. Nella zona del telaio di cerchiatura, la parete prosegue oltre il muro ortogonale e quindi non ha rilevanza una mazzetta inferiore a 50 cm.

PIANTA DEL PIANO SECONDO scala 1:50  
STATO MODIFICATO



**Fig. C.2.2.** Posizione dei telai di cerchiatura previsti per la realizzazione dello Stato modificato

CERCHIATURA\_1 scala 1:10

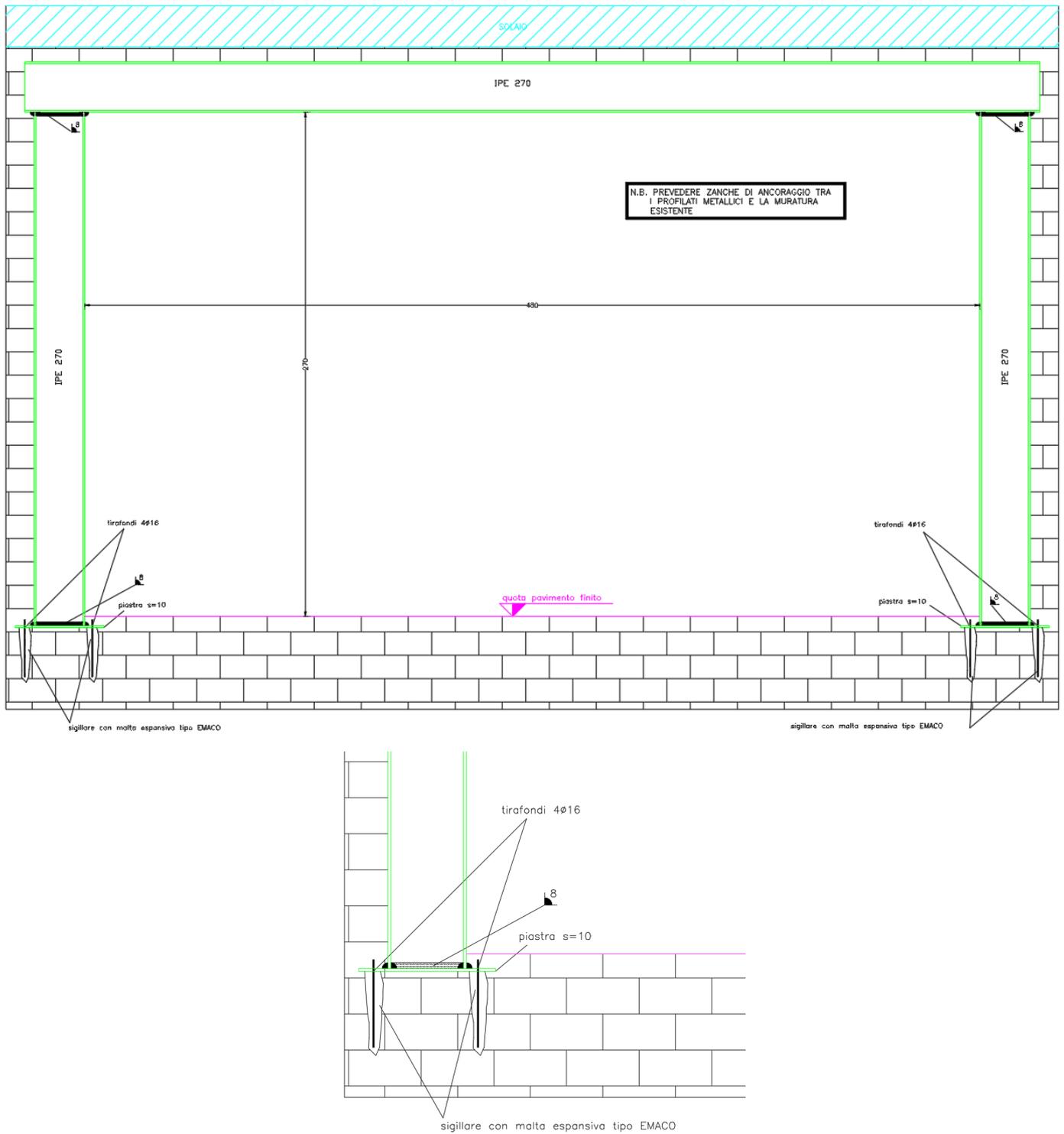
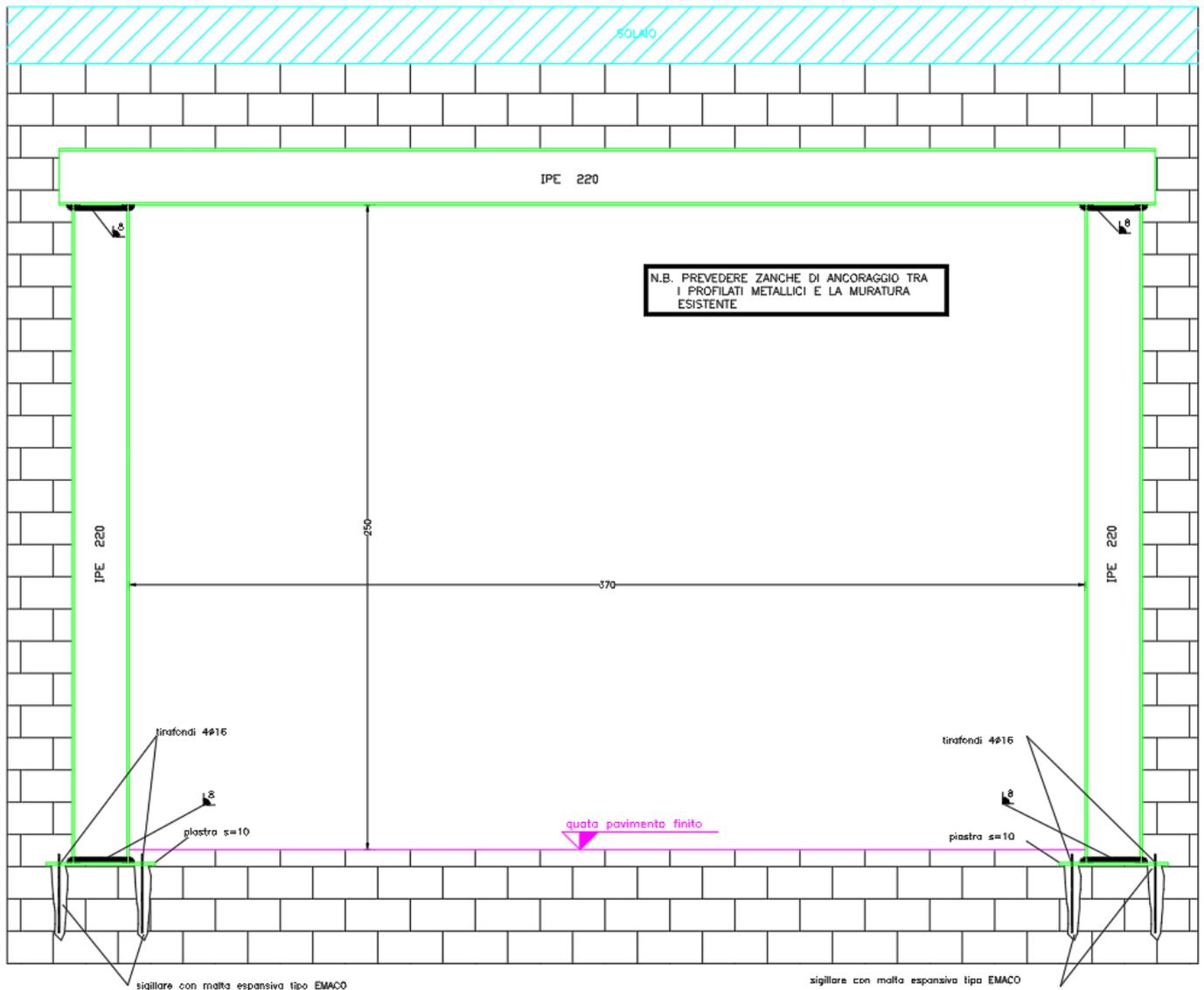


Fig. C.2.3. Cerchiatura n°1, con particolare di ancoraggio alla base



**Fig. C.2.4.** Cerchiatura n°2

I profilati metallici delle due cerchiature vengono opportunamente collegati ed ammortati alla muratura esistente tramite zanche metalliche ed uniti nei nodi mediante saldature a cordoni d'angolo. I ritti del telaio vengono collegati alla muratura esistente tramite piastre e tirafondi inseriti in fori nella muratura esistente sigillati con malta espansiva. Si prevede inoltre al piano primo la demolizione porzioni di pareti in forati che non hanno nessuna rilevanza statica.

Per entrambe le cerchiature, è previsto alla base un piatto in lamiera di acciaio di spessore 15 mm, ancorato alle strutture sottostanti con 8 barre  $\Phi 16$ , di lunghezza 250 mm.

Il vincolo di base del montante sarà progettato in modo da garantire un parziale ripristino di resistenza.

In fig. C.2.2 sono evidenziate le zone dove vengono eseguite le cerchiature; dalla pianta del piano secondo di fig. C.2.1 è possibile ricavare le dimensioni delle pareti oggetto d'intervento allo Stato Attuale e allo Stato di Progetto.

Per rilevare le reali misure, si consultino i files architettonici *Guidato-a.dwg* e *Guidato-b.dwg* forniti in dotazione ad ACM; il file del progetto di ACM è denominato *Guidato.acm*. Tutti questi files sono installati nei percorsi: *Acm\Es-Apprendi*, *Acm\Es-Progetti* e *Acm\Progetti*.

Per la determinazione dei carichi da inserire in ACM, sono stati considerati i seguenti carichi:

• Solaio piano primo:

$G_1 = 2.00 \text{ kN/m}^2$  Carico permanente strutturale  
 $G_2 = 3.00 \text{ kN/m}^2$  Carico permanente non strutturale  
 $Q_1 = 2.00 \text{ kN/m}^2$  Carico accidentale

• Solaio piano sottotetto:

$G_1 = 2.00 \text{ kN/m}^2$  Carico permanente strutturale  
 $G_2 = 3.00 \text{ kN/m}^2$  Carico permanente non strutturale  
 $Q_1 = 1.00 \text{ kN/m}^2$  Carico accidentale

• Solaio copertura:

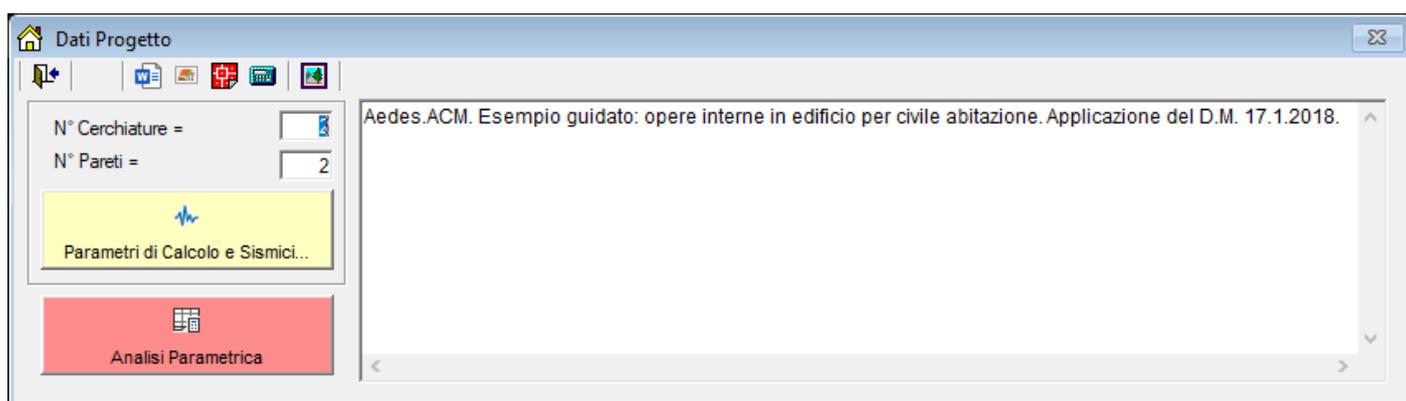
$G_1 = 2.00 \text{ kN/m}^2$  Carico permanente strutturale  
 $G_2 = 3.00 \text{ kN/m}^2$  Carico permanente non strutturale  
 $Q_1 = 0.50 \text{ kN/m}^2$  Carico accidentale (manutenzione H1)  
 $Q_2 = 1.00 \text{ kN/m}^2$  Carico accidentale (neve)

La muratura in corrispondenza delle aperture ha uno spessore di 12 cm, ed è costituita da mattoni pieni e malta di calce, con un peso di  $18.00 \text{ kN/m}^3$ .

Lanciato ACM: menu File, Nuovo progetto. I dati presentati sono quelli preimpostati: dovranno essere modificati per il progetto da analizzare. Nella finestra della Grafica Dati è visualizzata la cerchiatura preimpostata; la finestra Grafica Risultati non presenta risultati: infatti, non essendo state ancora aperte le finestre Cerchiature o Pareti, i calcoli interattivi non sono ancora stati eseguiti.

Nella finestra Dati Progetto, specificare i seguenti dati:

Numero di Cerchiature = 2, Numero di Pareti = 2.



**Fig. C.2.5.** Dati Progetto

Aperto dall'apposito pulsante i 'Parametri di Calcolo e Sismici', si specifica il numero di piani dell'edificio, pari a 3, l'altezza totale:  $H=9.00 \text{ m}$  e si controllano vari altri dati collegati; per quanto riguarda i parametri sismici, si possono mantenere invariati sui valori proposti da ACM. Nella casella di testo del 'Commento' si

può inserire un testo a piacere inerente il progetto corrente (descrizione del progetto, nome del Committente ed ubicazione, indicazioni sulla configurazione del progetto, ecc.)

La finestra Progetto non richiede ulteriori dati; trattandosi della finestra principale, nei prossimi passaggi essa resterà come finestra di testo di sfondo dell'applicazione.

Inseriti il numero di Cerchiature e di Pareti da analizzare, per proseguire l'analisi è necessario salvare il progetto corrente, si utilizzi il comando del menu File: **Salva (MAIUSC+F12)** della finestra Progetto. Poiché il progetto corrente era il progetto preimpostato: 'Anonimo', viene richiesto un nome da attribuire all'archivio: digitare, ad esempio:

*Apprendi* e quindi effettuare il salvataggio. Il nome *Apprendi* diverrà il nome corrente del progetto, come mostrato in alto nella barra del titolo di ACM.

Per attivare la finestra Dati Cerchiature (o finestra Cerchiature) si può utilizzare il pulsante:

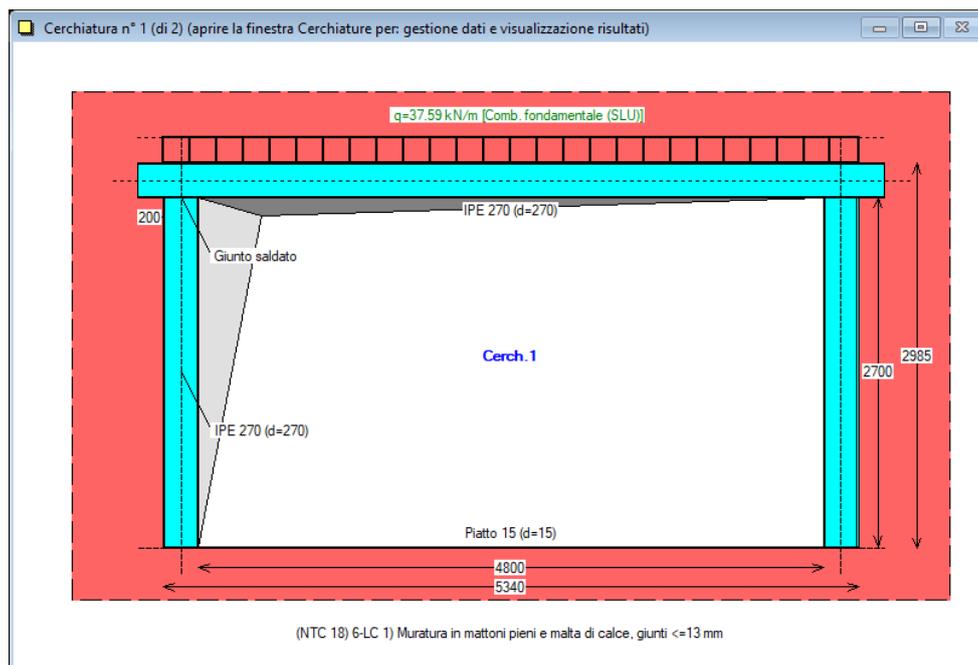


o equivalentemente, il comando del menu Finestra: **ALT+N,H (CTRL+H)**.

Con l'apertura della finestra Cerchiature, vengono immediatamente aggiornati i risultati della finestra Grafica Risultati: essi ovviamente non possono ancora riferirsi al progetto da analizzare, perché occorre modificare opportunamente i dati; ma già si comprende come agisce ACM: via via che si modificheranno i dati, introducendo i reali valori del caso in esame, si avrà un continuo aggiornamento dei risultati, sempre coerenti con i dati attivi al momento.

I dati da inserire per la Cerchiatura n°1, nelle varie schede: Geometria e Vincoli, Muratura, Strutture in Acciaio, Carichi, Calcolo, Sommità, Base, Grafica sono i seguenti (per spostarsi da un campo all'altro, usare TAB o INVIO o fare clic con il mouse):

#### DATI CERCHIATURA n° 1



**Fig. C.2.6.** Dati Cerchiatura n°1

---

## DATI CERCHIATURA n° 1

---

### GEOMETRIA E VINCOLI [lunghezze in mm], cerchiatura n° 1:

Vano utile B = 4800, H = 2700  
Spess. muro s = 120 - Vano utile: 12.96 m<sup>2</sup>  
Muratura eliminata b = 5340, h = 2985: 15.94 m<sup>2</sup>  
snellezza H/B del vano utile: 0.56  
Muratura rimossa: vincolo in sommità: Rigido (doppio incastro)  
Rigidezza alla traslazione di calcolo della muratura rimossa (componente flessionale) = 12 EJ/h<sup>3</sup>  
Momento da Forza orizzontale:  
M,base = F H / 2.000 - M,somm = F H / 2.000

---

### MURATURA [N/mm<sup>2</sup>], cerchiatura n° 1:

Tipologia: (NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti <=13 mm  
Modulo di elasticità longitudinale E (N/mm<sup>2</sup>) = 1500  
Modulo di elasticità tangenziale G (N/mm<sup>2</sup>) = 500  
Peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 18.00

---

 **Nota bene** Si osservi che per i dati sulla muratura è stata scelta la tipologia n°17 (muratura in mattoni pieni e malta di calce), con livello di conoscenza LC1. Secondo la Tabella Materiali preimpostata da ACM, i moduli di elasticità per LC1 sono i valori minimi, mentre per LC2 sono i valori medi. ■

---

### STRUTTURE IN ACCIAIO, cerchiatura n° 1:

Tipo di acciaio: S 235  
E = 210 000 N/mm<sup>2</sup>  
G = 80 769 N/mm<sup>2</sup>

---

### ARCHITRAVE IN ACCIAIO, cerchiatura n° 1:

Sezione Architrave: IPE 270  
- Verso a inerzia massima  
- Appoggio oltre montante: 200 mm.

---

### MONTANTE IN ACCIAIO, cerchiatura n° 1:

Sezione Montante: IPE 270  
- Verso a inerzia massima

---

### TRAVERSO INFERIORE IN ACCIAIO, cerchiatura n° 1:

Sezione Traverso inferiore: Piatto 15

---

### CARICHI applicati sull'architrave, cerchiatura n° 1:

#### Distribuito q (kN/m):

Combinazione fondamentale (SLU) = 37.59 (include i coefficienti  $\gamma_G, \gamma_Q, \psi_0$ )  
Combinazione rara (SLE) = 26.58 (include i coefficienti  $\psi_0$ )  
Combinazione sismica = 23.35 (include i coefficienti  $\psi_2$ )

#### - posizione del carico q:

posizione verticale h1 (mm) = 0  
limite d'influenza (h1 lim.) (mm) = 4625

#### Concentrato P (kN):

Combinazione fondamentale (SLU) = 0.00 (include i coefficienti  $\gamma_G, \gamma_Q, \psi_0$ )  
Combinazione rara (SLE) = 0.00 (include i coefficienti  $\psi_0$ )  
Combinazione sismica = 0.00 (include i coefficienti  $\psi_2$ )

#### - posizione del carico P:

posizione verticale h2 (mm) = 0  
limite d'influenza (h2 lim.) (mm) = 4875  
Posizione orizzontale x' (mm) = 0  
limite d'influenza (x' lim.) (mm) = +/-2670

Diffusione dei carichi sovrastanti l'architrave (triangolo d'influenza per la muratura e diffusione del carico concentrato): no

---

CRITERI di calcolo, cerchiatura n° 1:

Architrave: per verifica di deformabilità (SLE) e di resistenza statica (SLU):

- vincolamento agli estremi: semincastro
- luce di calcolo: corrispondente alla luce netta del vano
- freccia limite:  $1 / 500 \text{ luce} = 4800/500 = 9.6 \text{ mm}$ .

Opzioni di calcolo:

- Influenza deformabilità a taglio per l'acciaio: no
- Sempre telaio a portale (il telaio è schematizzato automaticamente a portale nel caso di traverso inferiore in acciaio con profilo piatto o UPN): no
- Fattori di Confidenza:
  - per telaio di cerchiatura:  
FC=1.00 (nuovo o esistente LC3)
  - per muratura esistente rimossa:  
FC=1.35 (LC1)

FC viene applicato alle sole resistenze e non ai moduli di elasticità

Per giunti saldati: Verifica con Metodo direzionale (§4.2.8.2.4) nella sezione di gola:

- Verifica con Metodo direzionale (§4.2.8.2.4) nella sezione di gola:  
nella effettiva posizione
- 

GIUNTI: Sommità, cerchiatura n° 1:

Vincolamento del nodo di sommità: rotazione impedita (shear-type): sì

Zone rigide in sommità: automatiche (mm): arch.: 135 - mont.: 135

Tipologia del giunto: Saldato

Irrigidimenti verticali nella trave: no

Mensole in sommità montante: no

Saldature: sezione di gola (mm): a,f = 8 - a,w = 8

---

GIUNTI: Base, cerchiatura n° 1:

Rigidezza e Resistenza come giunto di sommità: no

Zone rigide alla base: automatiche (mm): trav.: 135 - mont.: 8

Rigidezza per giunto di base :

- rigido

Resistenza per giunto di base :

- parziale ripristino:  $M_{j,Rd} \text{ (kNm)} = 31.57$

Momento resistente del montante:  $M_{pl,c,Rd} \text{ (kNm)} = 108.32$

Giunto di base, parziale ripristino della resistenza:

incastro. Cerniera se:  $M_{j,Rd} < 0.25 M_{c,Rd} = 27.08 \text{ kNm}$

---

Fra i carichi della cerchiatura è possibile distinguere i valori derivanti dalle tre combinazioni di carico (SLU, SLE e Sismica), tali valori si determinano tramite il foglio di calcolo a corredo del software (facendo clic sul pulsante di comando indicato in fig. C.2.7 è possibile consultare il foglio di calcolo compilato.

Dati Cerchiatura n° 2 (di 2)

Geometria e Vincoli | Muratura | Strutture in C.a. | Strutture in Acciaio | Carichi

Carichi applicati sull'architrave  
**inclusi i coefficienti moltiplicativi**  
(per SLU:  $\gamma_G, \gamma_Q, \psi_0$ ; per SLE:  $\psi_0$ ; per Sismica:  $\psi_2$ ) :

|                       | Combinazione fondamentale (SLU) | Combinazione rara (SLE) | Combinazione sismica |
|-----------------------|---------------------------------|-------------------------|----------------------|
| Distribuito q (kN/m): | 30.22                           | 21.65                   | 19.44                |
| Concentrato P (kN):   | 0.00                            | 0.00                    | 0.00                 |

Prima crisi di resistenza (Sismica): T = 41.60 kN; Momento nel giunto di base a dx

posizione ve limite d'influe  
posizione ve limite d'influe  
posizione ori limite d'influe  
(x = 0 in cor dell'architrav

**Attenzione:** Carico uniformemente distribuito, da inserire nella Finestra Cerchiature, comprensivo di tutto il carico in sommità dell'architrave ( $\sum$  carichi solai e  $\sum$  carichi maschi in muratura), da considerare se **non** spuntato il carico triangolare della muratura su ACM. (Il carico della muratura fra l'architrave ed il solaio è stato moltiplicato per  $\gamma_{G1}$  nella Combinazione Fondamentale)

|  |      |                   |
|--|------|-------------------|
| Altezza dell'apertura                                | 2.7  | m                 |
| Altezza interpiano della parete oggetto d'intervento | 3.1  | m                 |
| Spessore della parete oggetto d'intervento           | 0.12 | m                 |
| Peso della muratura oggetto d'intervento             | 18   | kN/m <sup>3</sup> |

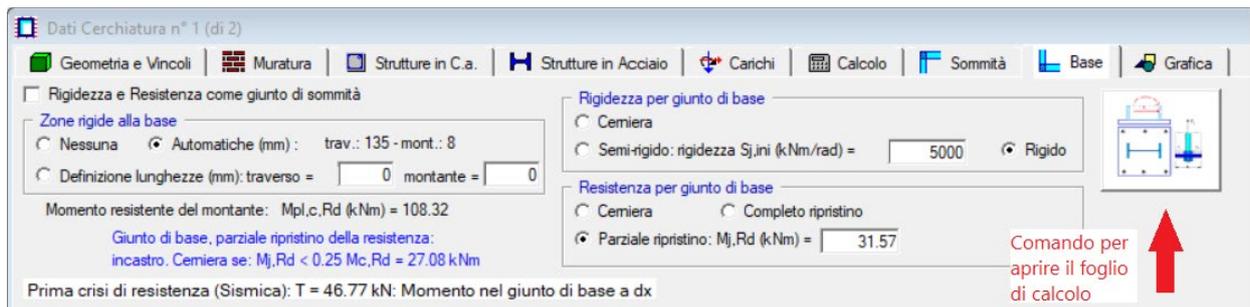
|  |       |      |  |
|--|-------|------|--|
| Carico uniformemente distribuito Condizione Statica $p_{statico\_SLU}$ | 37.59 | kN/m | <b>CERCHIATURE</b> (comprensivo di tutto il carico in sommità dell'architrave) |
| Carico uniformemente distribuito Condizione Statica $p_{statico\_SLE}$ | 26.58 | kN/m |  |
| Carico uniformemente distribuito Condizione Sismica $p_{sismica}$      | 23.35 | kN/m |  |

|  |        |    |
|--|--------|----|
| Carico totale (solaio + muratura sovrastante) Condizione Statica SLE | 208.30 | kN |
|--|--------|----|

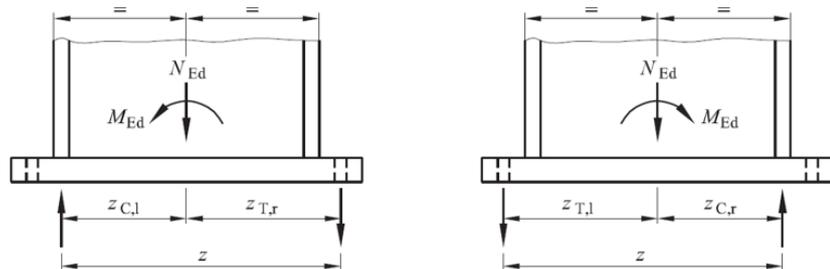
|  |        |    |               |
|--|--------|----|---------------|
| Carico totale (solaio + muratura sovrastante) Condizione Statica SLU | 295.41 | kN | <b>PARETI</b> |
| Carico totale (solaio + muratura sovrastante) Condizione Sismica     | 182.14 | kN |               |

**Fig. C.2.7.** Carichi sulla cerchiatura

Fra i vari dati della Cerchiatura, si osservi che per il giunto di base è stata considerata una resistenza a parziale ripristino con un momento resistente pari a 31.57 kNm. Tale valore è stato determinato attraverso il foglio di calcolo messo a corredo del software per la determinazione del momento resistente del giunto di base del montante (fig. C.2.8).



Considerare la resistenza della piastra nel calcolo del Momento resistente del Giunto di base? SI



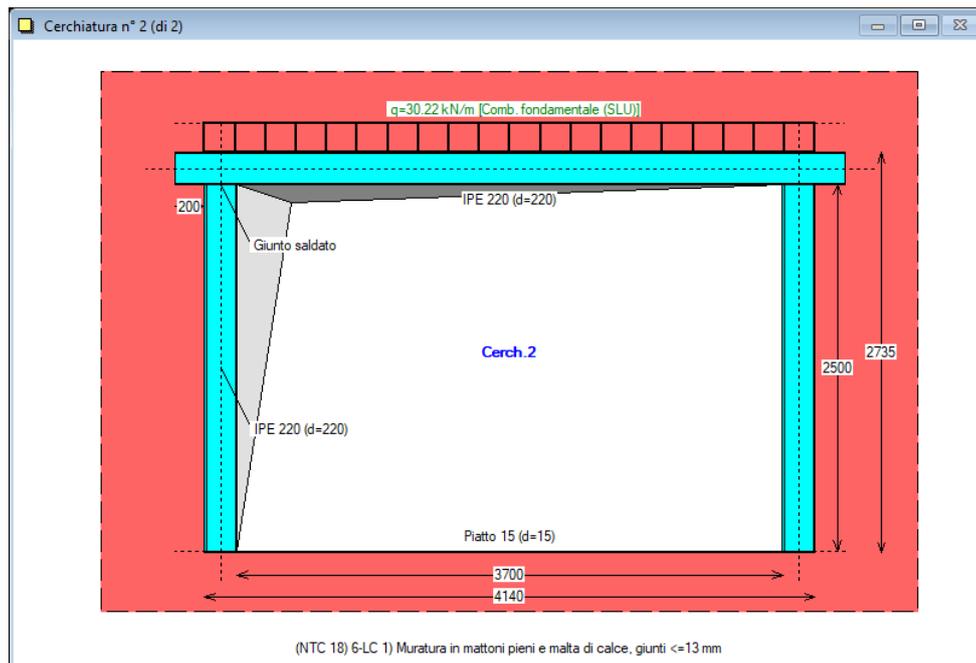
|   |   |                                |              |            |
|---|---|--------------------------------|--------------|------------|
| $M_{Rd} = \min(\sum F_{T,Rd(\min 1-2-3)} * z_i;  F_{C,Rd}  * z)$                          |   |                                | <b>31.57</b> | <b>kNm</b> |
| $z = \text{distanza fra la zona tesa e la zona compressa} = bp - ((bp-hc)/2) - e1 - tf/2$ |   |                                | 284.90       | mm         |
| Momento resistente a trazione riga esterna :  |   |                                |              |            |
| Minima Resistenza a Trazione singolo tirafondo ( $F_{T,Rd(\min 1-2-3)}$ ):                |   |                                | 33.84        | kN         |
| nb1   | 2 | z1 = braccio bulloni colonna 1 | 284.90       | mm         |
| Momento resistente a trazione riga interna :  |   |                                |              |            |
| Minima Resistenza a Trazione singolo tirafondo ( $F_{T,Rd(\min 1-2-3)}$ ):                |   |                                | 33.84        | kN         |
| nb2   | 2 | z2 = braccio bulloni colonna 2 | 181.57       | mm         |
| nb3   | 2 | z3 = braccio bulloni colonna 3 | 0.00         | mm         |
| nb4   | 2 | z4 = braccio bulloni colonna 4 | 0.00         | mm         |
| nb5   | 0 | z5 = braccio bulloni colonna 5 | 0.00         | mm         |
| Momento resistente Ft,Rd colonna 1  |   |                                | 19.28        | kNm        |
| Momento resistente Ft,Rd colonna 2  |   |                                | 12.29        | kNm        |
| Momento resistente Ft,Rd colonna 3  |   |                                | 0.00         | kNm        |
| Momento resistente Ft,Rd colonna 4  |   |                                | 0.00         | kNm        |
| Momento resistente Ft,Rd colonna 5  |   |                                | 0.00         | kNm        |
| $\sum F_{T,Rd(\min 1-2-3)} * z_i$   |   |                                | 31.57        | kNm        |

**Fig. C.2.8.** Giunto di Base

Dall'immagine riportata sotto è possibile osservare che il minimo momento resistente affinché non si abbia la cerniera al giunto di base è 27.08 kNm, pertanto il giunto è stato progettato in modo da avere un momento superiore a tale valore per considerare l'incastro alla base.

Si deve ora passare all'inserimento dei dati della Cerchiatura n°2: per spostarsi, utilizzare i comandi del menu Sposta oppure i pulsanti della Barra degli Strumenti: Prima, Precedente, Successiva, Ultima).

## DATI CERCHIATURA n° 2



**Fig. C.2.9.** Dati Cerchiatura n°2

### GEOMETRIA E VINCOLI [lunghezze in mm], cerchiatura n° 2:

Vano utile  $B = 3700$ ,  $H = 2500$

Spess. muro  $s = 120$  - Vano utile:  $9.25 \text{ m}^2$

Muratura eliminata  $b = 4140$ ,  $h = 2735$ :  $11.32 \text{ m}^2$

snellezza  $H/B$  del vano utile:  $0.68$

Muratura rimossa: vincolo in sommità: Rigido (doppio incastro)

Rigidezza alla traslazione di calcolo della muratura rimossa (componente flessionale) =  $12 \text{ EJ/h}^3$

Momento da Forza orizzontale:

$M_{\text{base}} = F H / 2.000$  -  $M_{\text{somm}} = F H / 2.000$

### MURATURA [ $\text{N/mm}^2$ ], cerchiatura n° 2:

Tipologia: (NTC 18) 6-LC 1 Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti  $\leq 13 \text{ mm}$

Modulo di elasticità longitudinale  $E$  ( $\text{N/mm}^2$ ) =  $1200$

Modulo di elasticità tangenziale  $G$  ( $\text{N/mm}^2$ ) =  $400$

Peso specifico ( $\text{kN/m}^3$ ) =  $18.00$

### STRUTTURE IN ACCIAIO, cerchiatura n° 2:

Tipo di acciaio: S 235

$E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$

$G = 80\,769 \text{ N/mm}^2$

### ARCHITRAVE IN ACCIAIO, cerchiatura n° 2:

Sezione Architrave: IPE 220

- Verso a inerzia massima

- Appoggio oltre montante:  $200 \text{ mm}$ .

### MONTANTE IN ACCIAIO, cerchiatura n° 2:

Sezione Montante: IPE 220

- Verso a inerzia massima

TRAVERSO INFERIORE IN ACCIAIO, cerchiatura n° 2:  
Sezione Traverso inferiore: Piatto 15

---

CARICHI applicati sull'architrave, cerchiatura n° 2:

Distribuito q (kN/m):

Combinazione fondamentale (SLU) = 30.22 (include i coefficienti  $\gamma_G, \gamma_Q, \psi_0$ )  
Combinazione rara (SLE) = 21.65 (include i coefficienti  $\psi_0$ )  
Combinazione sismica = 19.44 (include i coefficienti  $\psi_2$ )

- posizione del carico q:

posizione verticale h1 (mm) = 0  
limite d'influenza (h1 lim.) (mm) = 3585

Concentrato P (kN):

Combinazione fondamentale (SLU) = 0.00 (include i coefficienti  $\gamma_G, \gamma_Q, \psi_0$ )  
Combinazione rara (SLE) = 0.00 (include i coefficienti  $\psi_0$ )  
Combinazione sismica = 0.00 (include i coefficienti  $\psi_2$ )

- posizione del carico P:

posizione verticale h2 (mm) = 0  
limite d'influenza (h2 lim.) (mm) = 3835  
Posizione orizzontale x' (mm) = 0  
limite d'influenza (x' lim.) (mm) = +/-2070

Diffusione dei carichi sovrastanti l'architrave (triangolo d'influenza per la muratura e diffusione del carico concentrato): no

---

CRITERI di calcolo, cerchiatura n° 2:

Architrave: per verifica di deformabilità (SLE) e di resistenza statica (SLU):

- vincolamento agli estremi: semincastro
- luce di calcolo: corrispondente alla luce netta del vano
- freccia limite:  $1 / 500$  luce =  $3700/500 = 7.4$  mm.

Opzioni di calcolo:

- Influenza deformabilità a taglio per l'acciaio: no
- Sempre telaio a portale (il telaio è schematizzato automaticamente a portale nel caso di traverso inferiore in acciaio con profilo piatto o UPN): no
- Fattori di Confidenza:
  - per telaio di cerchiatura:  
FC=1.00 (nuovo o esistente LC3)
  - per muratura esistente rimossa:  
FC=1.35 (LC1)

FC viene applicato alle sole resistenze e non ai moduli di elasticità

Per giunti saldati: Verifica con Metodo direzionale (§4.2.8.2.4) nella sezione di gola:

- Verifica con Metodo direzionale (§4.2.8.2.4) nella sezione di gola:  
nella effettiva posizione
- 

GIUNTI: Sommità, cerchiatura n° 2:

Vincolamento del nodo di sommità: rotazione impedita (shear-type): sì

Zone rigide in sommità: automatiche (mm): arch.: 110 - mont.: 110

Tipologia del giunto: Saldato

Irrigidimenti verticali nella trave: no

Mensole in sommità montante: no

Saldature: sezione di gola (mm): a,f = 8 - a,w = 8

---

GIUNTI: Base, cerchiatura n° 2:

Rigidezza e Resistenza come giunto di sommità: no

Zone rigide alla base: automatiche (mm): trav.: 110 - mont.: 8

Rigidezza per giunto di base :

- rigido

Resistenza per giunto di base :

- parziale ripristino:  $M_j, R_d$  (kNm) = 26.00

Momento resistente del montante:  $M_{pl,c}, R_d$  (kNm) = 63.88

Giunto di base, parziale ripristino della resistenza:

incastro. Cerniera se:  $M_j, R_d < 0.25 M_c, R_d = 15.97$  kNm

Completato l'input per i telai di cerchiature, si inseriscono i dati delle Pareti.

Si sposta quindi il fuoco sulla finestra Pareti attraverso il comando del menu Finestra: **ALT+N,P (CTRL+P)**. Analogamente alla finestra Cerchiature, con l'apertura della finestra Pareti vengono immediatamente aggiornati i risultati della finestra Grafica Risultati.

I dati della parete n°1 da inserire nelle varie schede: Geometria, Muratura, Carichi, Aperture-Maschi, (Stato Attuale e Stato di Progetto), Criteri (Calcolo (1) (2) (3) (4), Grafica), sono riportati qui di seguito.

#### DATI PARETE n° 1

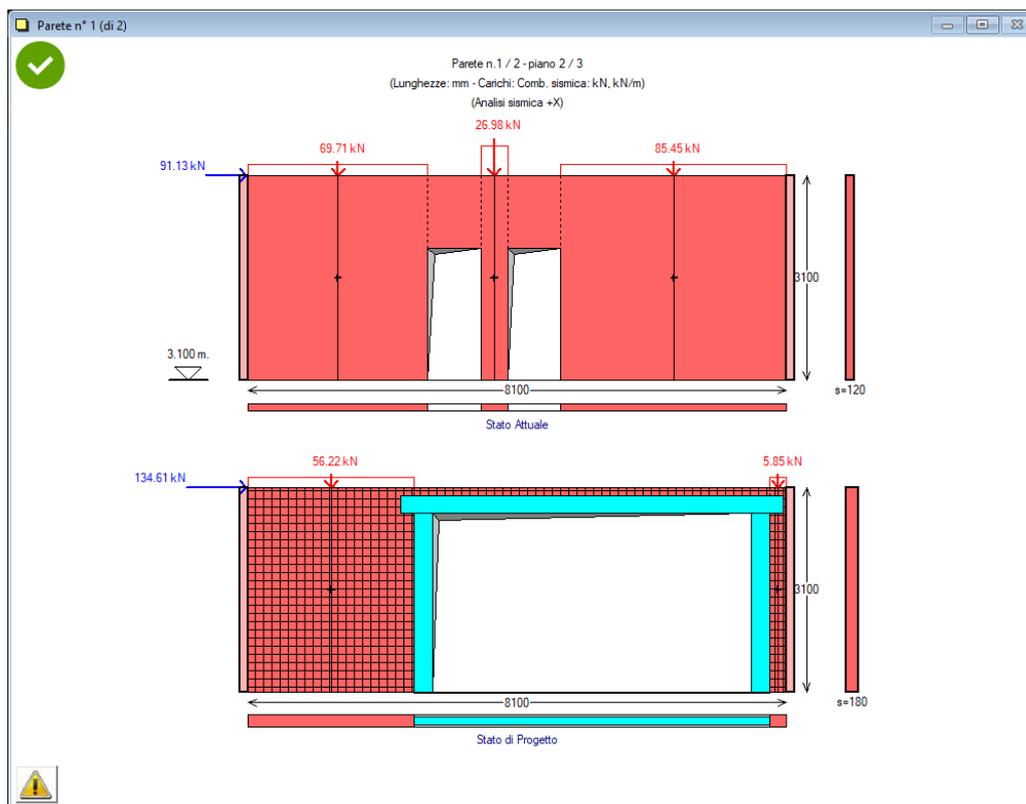


Fig. C.2.10. Dati Parete n°1

#### DATI PARETE n° 1

##### STATO ATTUALE parete n° 1

GEOMETRIA E VINCOLI (Stato Attuale) [lunghezze in mm], parete n° 1:

Lunghezza B = 8100  
 Spessore s = 120  
 Altezze: iniziale (sx) Hi = 3100  
 finale (dx) Hf = 3100  
 colmo: distanza da sx = 0  
 altezza = 3100

Piano della parete (1 = impostata sulle fondazioni): 3

Quota di base Z = 6000

Posizione e orientamento:

parete interna  
 in direzione X

Spessore pareti trasversali:

a sinistra = 120, a destra = 120

Accelerazione strutturale aZ alla quota di base della parete (g) = 0.274

confronto con l'accelerazione soglia di attivazione della disgregazione (g): 0.274 > 0.150

MURATURA (Stato Attuale) parete n° 1:

la descrizione del materiale murario ed i corrispondenti parametri meccanici vengono in seguito specificati per ogni singolo maschio murario.

---

APERTURE (Stato Attuale), parete n° 1:

d, z (mm) = distanza tra bordi sinistri e inferiori della parete e dell'apertura

B, H (mm) = larghezza e altezza dell'apertura

In caso di verifica della fascia:

- muratura costitutiva, resistenza a trazione dell'elemento teso (ove presente)

1) d = 2700, z = 0; B = 800, H = 2000

Il carico della fascia viene distribuito sui maschi murari adiacenti

2) d = 3900, z = 0; B = 800, H = 2000

Il carico della fascia viene distribuito sui maschi murari adiacenti

---

MASCHI MURARI (Stato Attuale), parete n° 1:

B, H, Hcalc, s (mm) = larghezza, altezza, altezza di calcolo e spessore

Vincolo in sommità: coefficiente x di rigidità alla traslazione (componente flessionale):  $K = x EJ/h^3$

P<sub>somm</sub> (kN) = carico in sommità del maschio: Comb.fondamentale (SLU), e Comb.sismica (Sism)

f<sub>m</sub>, f<sub>hm</sub>, τ<sub>o</sub>, f<sub>v,o</sub>, f<sub>b</sub>, μ, φ, f<sub>t</sub>, E, G (resistenze e moduli di elasticità in N/mm<sup>2</sup>) = parametri meccanici della muratura

1) B = 2700, H = 3100, s = 120

Vincolo in sommità: rigidità alla traslazione K (componente flessionale) = 12.00 EJ/h<sup>3</sup>

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3100

P<sub>somm</sub> (SLU) = 113.05, P<sub>somm</sub> (Sism) = 69.69

Muratura: (NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti ≤13 mm

- peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 18.00

valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:

- fattore di confidenza F,C = 1.350
- resistenza media a compressione f,m = 2.600
- resist. compr. dir. orizzontale f,hm = 1.300
- resistenza media a taglio τ,o = 0.050
- resistenza media a taglio f<sub>v,o</sub> = 0.130
- resistenza a compr. del blocco f<sub>b</sub> = 10.000
- coeff. attrito locale giunto μ = 0.577
- coeff. ingranamento φ = 1.000
- resistenza a trazione f,t = 0.260
- modulo di elasticità longitudinale E = 1500
- modulo di elasticità tangenziale G = 500

Drift Taglio (d/H %) = 0.50, Drift PressoFlessione = 1.00

2) B = 400, H = 3100, s = 120

Vincolo in sommità: rigidità alla traslazione K (componente flessionale) = 12.00 EJ/h<sup>3</sup>

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3100

P<sub>somm</sub> (SLU) = 43.76, P<sub>somm</sub> (Sism) = 26.98

Muratura: (NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti ≤13 mm

- peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 18.00

valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:

- fattore di confidenza F,C = 1.350
- resistenza media a compressione f,m = 2.600
- resist. compr. dir. orizzontale f,hm = 1.300
- resistenza media a taglio τ,o = 0.050
- resistenza media a taglio f<sub>v,o</sub> = 0.130
- resistenza a compr. del blocco f<sub>b</sub> = 10.000
- coeff. attrito locale giunto μ = 0.577
- coeff. ingranamento φ = 1.000
- resistenza a trazione f,t = 0.260
- modulo di elasticità longitudinale E = 1500
- modulo di elasticità tangenziale G = 500

Drift Taglio (d/H %) = 0.50, Drift PressoFlessione = 1.00

3) B = 3400, H = 3100, s = 120

Vincolo in sommità: rigidità alla traslazione K (componente flessionale) = 12.00 EJ/h<sup>3</sup>

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3100

P<sub>somm</sub> (SLU) = 138.58, P<sub>somm</sub> (Sism) = 85.43

Muratura: (NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti ≤13 mm

- peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 18.00

valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:

- fattore di confidenza F,C = 1.350
- resistenza media a compressione f,m = 2.600
- resist. compr. dir. orizzontale f,hm = 1.300
- resistenza media a taglio τ,o = 0.050
- resistenza media a taglio f<sub>v,o</sub> = 0.130
- resistenza a compr. del blocco f<sub>b</sub> = 10.000
- coeff. attrito locale giunto μ = 0.577

- coeff. ingranamento  $\phi = 1.000$
- resistenza a trazione  $f,t = 0.260$
- modulo di elasticità longitudinale  $E = 1500$
- modulo di elasticità tangenziale  $G = 500$

Drift Taglio (d/H %) = 0.50, Drift PressoFlessione = 1.00  
 Assemblaggio rigidezza flessionale per maschi contigui: no

Criterio di definizione delle zone rigide:

- nulle

In ogni caso, le zone rigide utilizzate nell'analisi, sono quelle definite nei dati dei maschi murari, sopra riportate.

## STATO DI PROGETTO parete n° 1

GEOMETRIA E VINCOLI (Stato di Progetto) [lunghezze in mm], parete n° 1:

Lunghezza B = 8100

Spessore s = 120

Altezze: iniziale (sx)  $H_i = 3100$

finale (dx)  $H_f = 3100$

colmo: distanza da sx = 0

altezza = 3100

Piano della parete (1 = impostata sulle fondazioni): 3

Quota di base Z = 6000

Posizione e orientamento:

parete interna

in direzione X

Spessore pareti trasversali:

a sinistra = 120, a destra = 120

Accelerazione strutturale aZ alla quota di base della parete (g) = 0.274

confronto con l'accelerazione soglia di attivazione della disgregazione (g):  $0.274 > 0.150$

MURATURA (Stato di Progetto) parete n° 1:

la descrizione del materiale murario ed i corrispondenti parametri meccanici vengono in seguito specificati per ogni singolo maschio murario.

APERTURE (Stato Attuale), parete n° 1:

d, z (mm) = distanza tra bordi sinistri e inferiori della parete e dell'apertura

B, H (mm) = larghezza e altezza dell'apertura

In caso di verifica della fascia:

- muratura costitutiva, resistenza a trazione dell'elemento teso (ove presente)

1) d = 2770, z = 0; B = 4800, H = 2700 - Arch. n°:1

Il carico della fascia non viene distribuito sui maschi murari adiacenti

MASCHI MURARI (Stato di Progetto), parete n° 1:

B, H, Hcalc, s (mm) = larghezza, altezza, altezza di calcolo e spessore

Vincolo in sommità: coefficiente x di rigidezza alla traslazione (componente flessionale):  $K = x EJ/h^3$

P<sub>somm</sub> (kN) = carico in sommità' del maschio: Comb.fondamentale (SLU), e Comb.sismica (Sism)

f<sub>m</sub>, f<sub>hm</sub>,  $\tau_0$ , f<sub>v0</sub>, f<sub>b</sub>,  $\mu$ ,  $\phi$ , f<sub>t</sub>, E, G (resistenze e moduli di elasticità in N/mm<sup>2</sup>) = parametri meccanici della muratura

1) B = 2500, H = 3100, S = 180

Vincolo in sommità: rigidezza alla traslazione K (componente flessionale) = 12.00 EJ/h<sup>3</sup>

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3100

P<sub>somm</sub> (SLU) = 91.17, P<sub>somm</sub> (Sism) = 56.20

Muratura: (NTC 18) 6-LC 1 Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti  $\leq 13$  mm

- peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 18.00

valori di riferimento per le resistenze ed i moduli di elasticità:

- fattore di confidenza F,C = 1.350

- resistenza media a compressione  $f,m = 3.900$

- resist. compr. dir. orizzontale  $f,hm = 1.950$

- resistenza media a taglio  $\tau_0 = 0.075$

- resistenza media a taglio  $f_{v,0} = 0.195$

- resistenza a compr. del blocco  $f_b = 10.000$

- coeff. attrito locale giunto  $\mu = 0.577$

- coeff. ingranamento  $\phi = 1.000$

- resistenza a trazione  $f,t = 0.390$

- modulo di elasticità longitudinale  $E = 2250$

- modulo di elasticità tangenziale  $G = 750$

coefficienti correttivi per i parametri meccanici (§8.5.3.1):

> coefficienti per Interventi di consolidamento  
(massimo coefficiente complessivo per interventi di consolidamento: 1.80) :

- intonaco armato: 1.50

> coefficienti correttivi per le resistenze:

- stato di fatto (rispetto ai valori di riferimento, Tab.C.8.5.I):  
fm: 1.00, tau0/fv0: 1.00
- interventi di consolidamento  
fm: 1.50, tau0/fv0: 1.50
- coefficiente moltiplicativo complessivo (rispetto ai valori di riferimento):  
fm: 1.50, tau0/fv0: 1.50

> coefficienti correttivi per i moduli elastici E,G:

- stato di fatto (rispetto ai valori di riferimento, Tab.C.8.5.I):  
1.00
- interventi di consolidamento  
1.50
- coefficiente moltiplicativo complessivo (rispetto ai valori di riferimento):  
1.50

> valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:

- resistenza media a compressione  $f_m = 3.900$
- resistenza media a taglio  $\tau_o = 0.075$
- resistenza media a taglio  $f_{v,o} = 0.195$
- modulo di elasticità longitudinale  $E = 2250$
- modulo di elasticità tangenziale  $G = 750$

Drift Taglio (d/H %) = 0.65, Drift PressoFlessione = 1.30

2) B = 260, H = 3100, S = 180

Vincolo in sommità: rigidità alla traslazione K (componente flessionale) = 12.00 EJ/h<sup>3</sup>

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3100

P,somm (SLU) = 9.48, P,somm (Sism) = 5.85

Muratura: (NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti <=13 mm

- peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 18.00

valori di riferimento per le resistenze ed i moduli di elasticità:

- fattore di confidenza  $F,C = 1.350$
- resistenza media a compressione  $f_m = 3.900$
- resist. compr. dir. orizzontale  $f_{,hm} = 1.950$
- resistenza media a taglio  $\tau_o = 0.075$
- resistenza media a taglio  $f_{v,o} = 0.195$
- resistenza a compr. del blocco  $f_b = 10.000$
- coeff. attrito locale giunto  $\mu = 0.577$
- coeff. ingranamento  $\phi = 1.000$
- resistenza a trazione  $f_{,t} = 0.390$
- modulo di elasticità longitudinale  $E = 2250$
- modulo di elasticità tangenziale  $G = 750$

coefficienti correttivi per i parametri meccanici (§C8.5.3.1):

> coefficienti per Interventi di consolidamento  
(massimo coefficiente complessivo per interventi di consolidamento: 1.80) :

- intonaco armato: 1.50

> coefficienti correttivi per le resistenze:

- stato di fatto (rispetto ai valori di riferimento, Tab.C.8.5.I):  
fm: 1.00, tau0/fv0: 1.00
- interventi di consolidamento  
fm: 1.50, tau0/fv0: 1.50
- coefficiente moltiplicativo complessivo (rispetto ai valori di riferimento):  
fm: 1.50, tau0/fv0: 1.50

> coefficienti correttivi per i moduli elastici E,G:

- stato di fatto (rispetto ai valori di riferimento, Tab.C.8.5.I):  
1.00
- interventi di consolidamento  
1.50
- coefficiente moltiplicativo complessivo (rispetto ai valori di riferimento):  
1.50

> valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:

- resistenza media a compressione  $f_m = 3.900$
- resistenza media a taglio  $\tau_o = 0.075$
- resistenza media a taglio  $f_{v,o} = 0.195$
- modulo di elasticità longitudinale  $E = 2250$
- modulo di elasticità tangenziale  $G = 750$

Drift Taglio (d/H %) = 0.65, Drift PressoFlessione = 1.30

Assemblaggio rigidità flessionale per maschi contigui: no

Criterio di definizione delle zone rigide:

- nulle

In ogni caso, le zone rigide utilizzate nell'analisi, sono quelle definite nei dati dei maschi murari, sopra riportate.

## CRITERI di calcolo, parete n° 1:

Criteri per classificazione dell'intervento come Riparazione Locale:

Variazioni consentite (%) nel passaggio dallo Stato Attuale allo Stato di Progetto:

- \* Rigidezza: - 15%, + 15%
- \* Resistenza: non deve peggiorare  
La variazione viene riferita al rapporto fra resistenze (forze massime)
- \* Capacità di spostamento per SLV: non deve peggiorare

Analisi sismica indipendente dal verso, in direzione X

Maschi snelli trascurabili (non reagenti): per  $(H/B) > 3$ : no

- per  $B$  (mm)  $< 500$ : no
- secondo Tab.7.8.I D.M.17.1.2018: no

Resistenza a taglio per scorrimento calcolata anche in sommità: no

In presenza di telai di cerchiatura:

- ignorare curva di capacità oltre massimo spostamento dei maschi murari: sì

Massa Sismica: metà altezza parete: no

Comportamento dei maschi murari:

- Rigidezza:  
Trilineare, con riduzione di  $E, G$  pari al 50% dopo la parzializzazione
- Spostamento ultimo: drift su luce deformabile

Muratura: Resistenze, Fattori di Confidenza:

In Analisi Statica: si applicano i valori in input per ogni singolo maschio murario.

- Coeff. parziale di sicurezza per i materiali in Analisi Statica:  $(\gamma), M = 2$

In Analisi Sismica (confronti fra Stato Attuale e Stato di Progetto), si utilizzano:

- Valori delle resistenze, con applicazione di  $FC$ , così come definiti in input.  
 $FC$  non viene applicato ai moduli di elasticità

SLU) Riduzione della forza non superiore al 20% del massimo

Criterio adottato:

- Prima riduzione del 20% rispetto al massimo assoluto

In presenza di rinforzi con Intonaco Armato:

applicazione su entrambe le facce: sì

- riduzione in % dell'incremento dei parametri meccanici nel caso di applicazione su una sola faccia=50

Riduzione dell'incremento dei parametri meccanici per maschi murari di notevole spessore:

- spessore di riferimento  $s, rif$  (mm) = 700
- riduzione in % (per:  $s > s, rif$ ) = 50

Per la parete n°1, si osservi che per il maschio residuo nello Stato di Progetto è stato previsto anche l'intervento con intonaco armato. Per lo Stato Attuale si è preferito considerare luci deformabili a tutt'altezza. Altre ipotesi potrebbero comunque essere agevolmente provate utilizzando i comandi di ACM, e valutandone in modo interattivo gli effetti sui risultati.

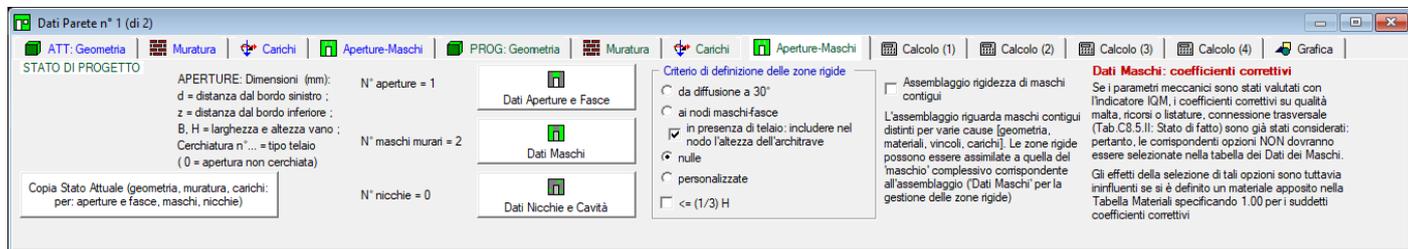


Fig. C.2.11. Dati Parete n°1, Stato di Progetto

| N° | d (mm) | z (mm) | B (mm) | H (mm) | A (m <sup>2</sup> ) | N°cerch. | Fascia: mur.sx                      | mur.dx                   | PressoFl. Compl.         | Resista a traz. elem. teso da architrave (cerch.) (kN) | Resista a traz. di progetto (da cordolo o architrave) (kN) | Taglio                   | Carico su maschi         | Rinforzo con FRCM        |
|----|--------|--------|--------|--------|---------------------|----------|-------------------------------------|--------------------------|--------------------------|--|--|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| 1  | 2770   | 0      | 4800   | 2700   | 12.9600             | 1        | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | 1027.29  | 0.00   | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |

**Fig. C.2.12.** Dati Aperture

All'interno della finestra Dati Aperture, la specifica del numero della cerchiatura collega il corrispondente telaio definito nella finestra Cerchiature all'apertura oggetto d'intervento. Si osservi che nello Stato Attuale il carico agente sulle fasce viene trasferito ai maschi murari (check Carico su maschi selezionato), mentre nello Stato di Progetto il carico agente sull'architrave del telaio non viene attribuito ai maschi adiacenti ma ai montanti del telaio (check Carico su maschi non selezionato).

Per modificare i parametri dei maschi murari (ad esempio, per inserire l'intonaco armato), si deve aprire la finestra Dati Maschi.

| N° | Edit                                | Sism. reag.                         | B (mm) | H (mm) | Zona rig. inf. (mm) | Zona rig. sup. (mm) | s (mm) | K x in xEJm <sup>2</sup> | P <sub>somm</sub> SLU (kN) | P <sub>somm</sub> Sism. (kN) | sp.o (N/mm <sup>2</sup> ) | sp.v (N/mm <sup>2</sup> ) | Tipol. | F.C   | f <sub>m</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) | f <sub>hm</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) | tau.0 (N/mm <sup>2</sup> ) | fv.0 (N/mm <sup>2</sup> ) | fb (N/mm <sup>2</sup> ) | (m) coeff. att. | (phi) coeff. | f <sub>t</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) | E (N/mm <sup>2</sup> ) | G (N/mm <sup>2</sup> ) | p.s. (N/mm <sup>2</sup> ) |
|----|-------------------------------------|-------------------------------------|--------|--------|---------------------|---------------------|--------|--------------------------|----------------------------|------------------------------|---------------------------|---------------------------|--------|-------|-------------------------------------|--------------------------------------|----------------------------|---------------------------|-------------------------|-----------------|--------------|-------------------------------------|------------------------|------------------------|---------------------------|
| 1  | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | 2500   | 3100   | 0                   | 0                   | 180    | 12.0                     | 91.18                      | 56.22                        | 0.00                      | 0.00                      | 17     | 1.350 | 3.90                                | 1.950                                | 0.075                      | 0.195                     | 10.000                  | 0.577           | 1.000        | 0.390                               | 2250                   | 750                    | 18.00                     |
| 2  | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | 260    | 3100   | 0                   | 0                   | 180    | 12.0                     | 9.48                       | 5.85                         | 0.00                      | 0.00                      | 17     | 1.350 | 3.90                                | 1.950                                | 0.075                      | 0.195                     | 10.000                  | 0.577           | 1.000        | 0.390                               | 2250                   | 750                    | 18.00                     |

| N° | Malta scadente           | Nucleo scadente          | Malta buona              | Ricorsi o listature      | Connessione trasversale  | Datoni artificiali       | Tiranti antispurgo       | Iniezioni di miscela     | Intonaco armato                     | Rivestitura non armata   | % spessore               | Rivest. arm. con connes.            | Coef. corrett. resistenze           | Coef. corrett. mod. elast. | Rinforzo con FRCM        | Drift (%) a PressoFl. (SLC) | Drift (%) a Taglio (SLC) | PressoFl. Compl.                    | Taglio Scorr.                       | Taglio Fess. Diag.                  | IQM f.p. <= 4            | Comport. fragile         |
|----|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|-------------------------------------|--------------------------|--------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------------------|--------------------------|-----------------------------|--------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------|--------------------------|
| 1  | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | f <sub>m</sub> : 1.50 - tau.0: 1.50 | 1.50                       | <input type="checkbox"/> | 1.30                        | 0.65                     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |
| 2  | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | 50                       | <input checked="" type="checkbox"/> | f <sub>m</sub> : 1.50 - tau.0: 1.50 | 1.50                       | <input type="checkbox"/> | 1.30                        | 0.65                     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |

**Fig. C.2.13.** Dati Maschi

Si deve ora passare all'inserimento dei dati della Parete n°2: per spostarsi, utilizzare i comandi del menu Sposta oppure i pulsanti della Barra degli Strumenti: Prima:  Prima,  Precedente,  Successiva,  Ultima).

Riguardo alla parete n°2, si osservi che la lunghezza di 8100 mm. dello Stato di Progetto maggiore rispetto allo Stato Attuale (7500 mm) dipende dalla realizzazione di un nuovo muro trasversale. In questo progetto esemplificativo, le pareti da analizzare non necessariamente si estendono in modo preciso fra due murature ortogonali: in caso di piante articolate, come quella esaminata, si assume una lunghezza di parete che, secondo il giudizio del progettista, corrisponde alla effettiva sottostruttura che deve essere analizzata.

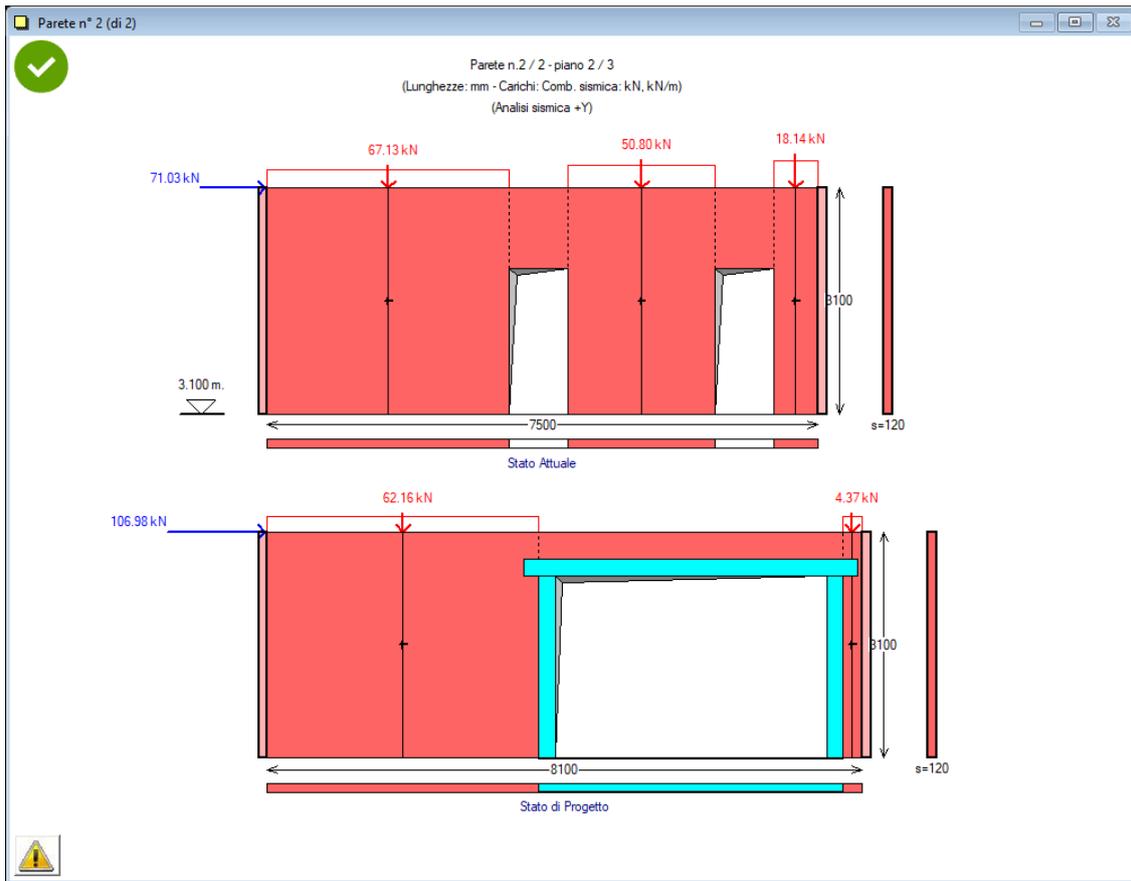


Fig. C.2.14. Dati Parete n°2

#### DATI PARETE n° 2

##### STATO ATTUALE parete n° 2

GEOMETRIA E VINCOLI (Stato Attuale) [lunghezze in mm], parete n° 2:

Lunghezza B = 7500  
 Spessore s = 120  
 Altezze: iniziale (sx)  $H_i = 3100$   
 finale (dx)  $H_f = 3100$   
 colmo: distanza da sx = 0  
 altezza = 3100

Piano della parete (1 = impostata sulle fondazioni): 3

Quota di base Z = 6000

Posizione e orientamento:

parete interna  
 in direzione X

Spessore pareti trasversali:

a sinistra = 120, a destra = 120

Accelerazione strutturale  $a_Z$  alla quota di base della parete (g) = 0.274

confronto con l'accelerazione soglia di attivazione della disgregazione (g):  $0.274 > 0.150$

MURATURA (Stato Attuale) parete n° 2:

la descrizione del materiale murario ed i corrispondenti parametri meccanici vengono in seguito specificati per ogni singolo maschio murario.

APERTURE (Stato Attuale), parete n° 2:

d, z (mm) = distanza tra bordi sinistri e inferiori della parete e dell'apertura

B, H (mm) = larghezza e altezza dell'apertura

In caso di verifica della fascia:

- muratura costitutiva, resistenza a trazione dell'elemento teso (ove presente)

1) d = 3300, z = 0; B = 800, H = 2000

Il carico della fascia viene distribuito sui maschi murari adiacenti

2)  $d = 6100$ ,  $z = 0$ ;  $B = 800$ ,  $H = 2000$

Il carico della fascia viene distribuito sui maschi murari adiacenti

MASCHI MURARI (Stato Attuale), parete n° 2:

$B$ ,  $H$ ,  $H_{calc}$ ,  $s$  (mm) = larghezza, altezza, altezza di calcolo e spessore

Vincolo in sommità: coefficiente  $x$  di rigidità alla traslazione (componente flessionale):  $K = x EJ/h^3$

$P_{somm}$  (kN) = carico in sommità del maschio: Comb.fondamentale (SLU), e Comb.sismica (Sism)

$f_m$ ,  $f_{hm}$ ,  $\tau_o$ ,  $f_{v,o}$ ,  $f_b$ ,  $\mu$ ,  $\phi$ ,  $f_t$ ,  $E$ ,  $G$  (resistenze e moduli di elasticità in  $N/mm^2$ ) = parametri meccanici della muratura

1)  $B = 3300$ ,  $H = 3100$ ,  $s = 120$

Vincolo in sommità: rigidità alla traslazione  $K$  (componente flessionale) =  $12.00 EJ/h^3$

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0,  $H_{calc} = 3100$

$P_{somm}$  (SLU) = 105.57,  $P_{somm}$  (Sism) = 67.09

Muratura: (NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti  $\leq 13$  mm

- peso specifico ( $kN/m^3$ ) = 18.00

valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:

- fattore di confidenza  $F,C = 1.350$
- resistenza media a compressione  $f_m = 2.600$
- resist. compr. dir. orizzontale  $f_{hm} = 1.300$
- resistenza media a taglio  $\tau_o = 0.050$
- resistenza media a taglio  $f_{v,o} = 0.130$
- resistenza a compr. del blocco  $f_b = 10.000$
- coeff. attrito locale giunto  $\mu = 0.577$
- coeff. ingranamento  $\phi = 1.000$
- resistenza a trazione  $f_t = 0.260$
- modulo di elasticità longitudinale  $E = 1500$
- modulo di elasticità tangenziale  $G = 500$

Drift Taglio (d/H %) = 0.50, Drift PressoFlessione = 1.00

2)  $B = 2000$ ,  $H = 3100$ ,  $s = 120$

Vincolo in sommità: rigidità alla traslazione  $K$  (componente flessionale) =  $12.00 EJ/h^3$

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0,  $H_{calc} = 3100$

$P_{somm}$  (SLU) = 79.89,  $P_{somm}$  (Sism) = 50.77

Muratura: (NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti  $\leq 13$  mm

- peso specifico ( $kN/m^3$ ) = 18.00

valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:

- fattore di confidenza  $F,C = 1.350$
- resistenza media a compressione  $f_m = 2.600$
- resist. compr. dir. orizzontale  $f_{hm} = 1.300$
- resistenza media a taglio  $\tau_o = 0.050$
- resistenza media a taglio  $f_{v,o} = 0.130$
- resistenza a compr. del blocco  $f_b = 10.000$
- coeff. attrito locale giunto  $\mu = 0.577$
- coeff. ingranamento  $\phi = 1.000$
- resistenza a trazione  $f_t = 0.260$
- modulo di elasticità longitudinale  $E = 1500$
- modulo di elasticità tangenziale  $G = 500$

Drift Taglio (d/H %) = 0.50, Drift PressoFlessione = 1.00

3)  $B = 600$ ,  $H = 3100$ ,  $s = 120$

Vincolo in sommità: rigidità alla traslazione  $K$  (componente flessionale) =  $12.00 EJ/h^3$

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0,  $H_{calc} = 3100$

$P_{somm}$  (SLU) = 28.53,  $P_{somm}$  (Sism) = 18.13

Muratura: (NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti  $\leq 13$  mm

- peso specifico ( $kN/m^3$ ) = 18.00

valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:

- fattore di confidenza  $F,C = 1.350$
- resistenza media a compressione  $f_m = 2.600$
- resist. compr. dir. orizzontale  $f_{hm} = 1.300$
- resistenza media a taglio  $\tau_o = 0.050$
- resistenza media a taglio  $f_{v,o} = 0.130$
- resistenza a compr. del blocco  $f_b = 10.000$
- coeff. attrito locale giunto  $\mu = 0.577$
- coeff. ingranamento  $\phi = 1.000$
- resistenza a trazione  $f_t = 0.260$
- modulo di elasticità longitudinale  $E = 1500$
- modulo di elasticità tangenziale  $G = 500$

Drift Taglio (d/H %) = 0.50, Drift PressoFlessione = 1.00

Assemblaggio rigidità flessionale per maschi contigui: no

Criterio di definizione delle zone rigide:

- nulle

In ogni caso, le zone rigide utilizzate nell'analisi, sono quelle definite nei dati dei maschi murari, sopra riportate.

---

## STATO DI PROGETTO parete n° 2

---

### GEOMETRIA E VINCOLI (Stato di Progetto) [lunghezze in mm], parete n° 2:

Lunghezza B = 8100  
Spessore s = 120  
Altezze: iniziale (sx) Hi = 3100  
          finale (dx) Hf = 3100  
colmo: distanza da sx = 0  
          altezza = 3100  
Piano della parete (1 = impostata sulle fondazioni): 3  
Quota di base Z = 6000  
Posizione e orientamento:  
  parete interna  
  in direzione X  
Spessore pareti trasversali:  
  a sinistra = 120, a destra = 120  
Accelerazione strutturale aZ alla quota di base della parete (g) = 0.274  
  confronto con l'accelerazione soglia di attivazione della disgregazione (g): 0.274 > 0.150

### MURATURA (Stato di Progetto) parete n° 2:

la descrizione del materiale murario ed i corrispondenti parametri meccanici vengono in seguito specificati per ogni singolo maschio murario.

---

### APERTURE (Stato Attuale), parete n° 2:

d, z (mm) = distanza tra bordi sinistri e inferiori della parete e dell'apertura  
B, H (mm) = larghezza e altezza dell'apertura  
In caso di verifica della fascia:  
- muratura costitutiva, resistenza a trazione dell'elemento teso (ove presente)  
1) d = 3920, z = 0; B = 3700, H = 2500 - Arch. n°:2  
  Il carico della fascia non viene distribuito sui maschi murari adiacenti

---

### MASCHI MURARI (Stato di Progetto), parete n° 2:

B, H, Hcalc, s (mm) = larghezza, altezza, altezza di calcolo e spessore  
Vincolo in sommità: coefficiente x di rigidità alla traslazione (componente flessionale):  $K = x EJ/h^3$   
Psomm (kN) = carico in sommità del maschio: Comb.fondamentale (SLU), e Comb.sismica (Sism)  
fm, fhm,  $\tau_0$ , fv0, fb,  $\mu$ ,  $\phi$ , ft, E, G (resistenze e moduli di elasticità in N/mm<sup>2</sup>) = parametri meccanici della muratura

#### 1) B = 3700, H = 3100, S = 120

Vincolo in sommità: rigidità alla traslazione K (componente flessionale) = 12.00 EJ/h<sup>3</sup>  
Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3100  
P,somm (SLU) = 97.75, P,somm (Sism) = 62.12  
Muratura: (NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti <=13 mm  
- peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 18.00  
  valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:  
  - fattore di confidenza F,C = 1.350  
  - resistenza media a compressione f,m = 2.600  
  - resist. compr. dir. orizzontale f,hm = 1.300  
  - resistenza media a taglio  $\tau_0$  = 0.050  
  - resistenza media a taglio fv,o = 0.130  
  - resistenza a compr. del blocco fb = 10.000  
  - coeff. attrito locale giunto  $\mu$  = 0.577  
  - coeff. ingranamento  $\phi$  = 1.000  
  - resistenza a trazione f,t = 0.260  
  - modulo di elasticità longitudinale E = 1500  
  - modulo di elasticità tangenziale G = 500  
Drift Taglio (d/H %) = 0.50, Drift PressoFlessione = 1.00

#### 2) B = 260, H = 3100, S = 120

Vincolo in sommità: rigidità alla traslazione K (componente flessionale) = 12.00 EJ/h<sup>3</sup>  
Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3100  
P,somm (SLU) = 6.87, P,somm (Sism) = 4.37  
Muratura: (NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti <=13 mm  
- peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 18.00  
  valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:  
  - fattore di confidenza F,C = 1.350  
  - resistenza media a compressione f,m = 2.600  
  - resist. compr. dir. orizzontale f,hm = 1.300  
  - resistenza media a taglio  $\tau_0$  = 0.050  
  - resistenza media a taglio fv,o = 0.130

- resistenza a compr. del blocco  $f_b = 10.000$
- coeff. attrito locale giunto  $\mu = 0.577$
- coeff. ingranamento  $\phi = 1.000$
- resistenza a trazione  $f, t = 0.260$
- modulo di elasticità longitudinale  $E = 1500$
- modulo di elasticità tangenziale  $G = 500$

Drift Taglio (d/H %) = 0.50, Drift PressoFlessione = 1.00  
 Assemblaggio rigidezza flessionale per maschi contigui: no

Criterio di definizione delle zone rigide:

- nulle

In ogni caso, le zone rigide utilizzate nell'analisi, sono quelle definite nei dati dei maschi murari, sopra riportate.

CRITERI di calcolo, parete n° 2:

Criteri per classificazione dell'intervento come Riparazione Locale:

Variazioni consentite (%) nel passaggio dallo Stato Attuale allo Stato di Progetto:

- \* Rigidezza: - 15%, + 15%
- \* Resistenza: non deve peggiorare  
 La variazione viene riferita al rapporto fra resistenze (forze massime)
- \* Capacità di spostamento per SLV: non deve peggiorare

Analisi sismica indipendente dal verso, in direzione X

Maschi snelli trascurabili (non reagenti): per (H/B) > 3: no

- per B (mm) < 500: no
- secondo Tab.7.8.I D.M.17.1.2018: no

Resistenza a taglio per scorrimento calcolata anche in sommità: no

In presenza di telai di cerchiatura:

- ignorare curva di capacità oltre massimo spostamento dei maschi murari: sì
- Massa Sismica: metà altezza parete: no

Comportamento dei maschi murari:

- Rigidezza:  
 Trilineare, con riduzione di E,G pari al 50% dopo la parzializzazione
- Spostamento ultimo: drift su luce deformabile

Muratura: Resistenze, Fattori di Confidenza:

In Analisi Statica: si applicano i valori in input per ogni singolo maschio murario.

- Coeff. parziale di sicurezza per i materiali in Analisi Statica: (gamma), M = 2
- In Analisi Sismica (confronti fra Stato Attuale e Stato di Progetto), si utilizzano:
- Valori delle resistenze, con applicazione di FC, così come definiti in input.

FC non viene applicato ai moduli di elasticità

SLU) Riduzione della forza non superiore al 20% del massimo

Criterio adottato:

- Prima riduzione del 20% rispetto al massimo assoluto

In presenza di rinforzi con Intonaco Armato:

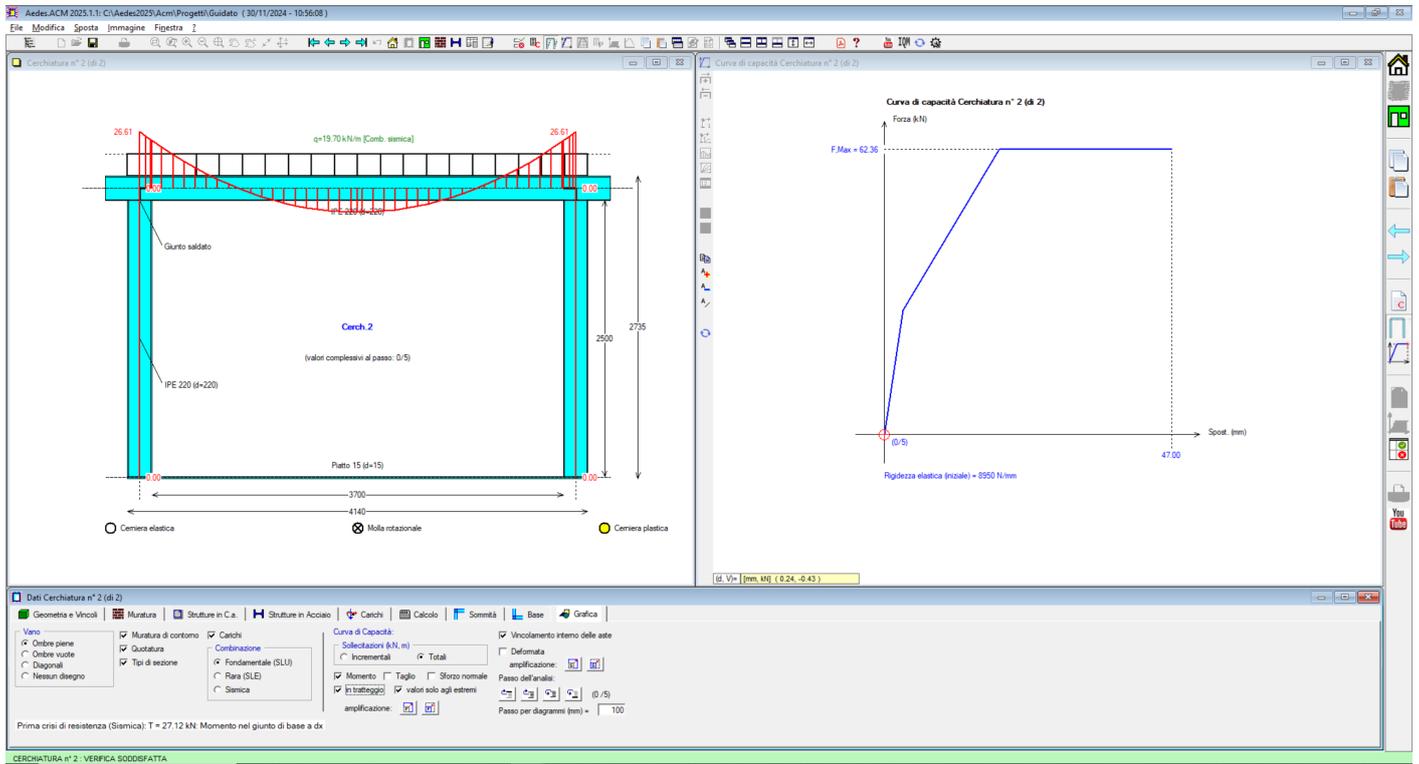
- applicazione su entrambe le facce: sì
- riduzione in % dell'incremento dei parametri meccanici nel caso di applicazione su una sola faccia=50
- Riduzione dell'incremento dei parametri meccanici per maschi murari di notevole spessore:
- spessore di riferimento  $s, rif$  (mm) = 700
- riduzione in % (per:  $s > s, rif$ ) = 50

Durante l'inserimento dei dati, si è avuto modo di vedere il continuo aggiornamento sia della rappresentazione grafica dei dati stessi (finestra Grafica Dati), sia dei risultati.

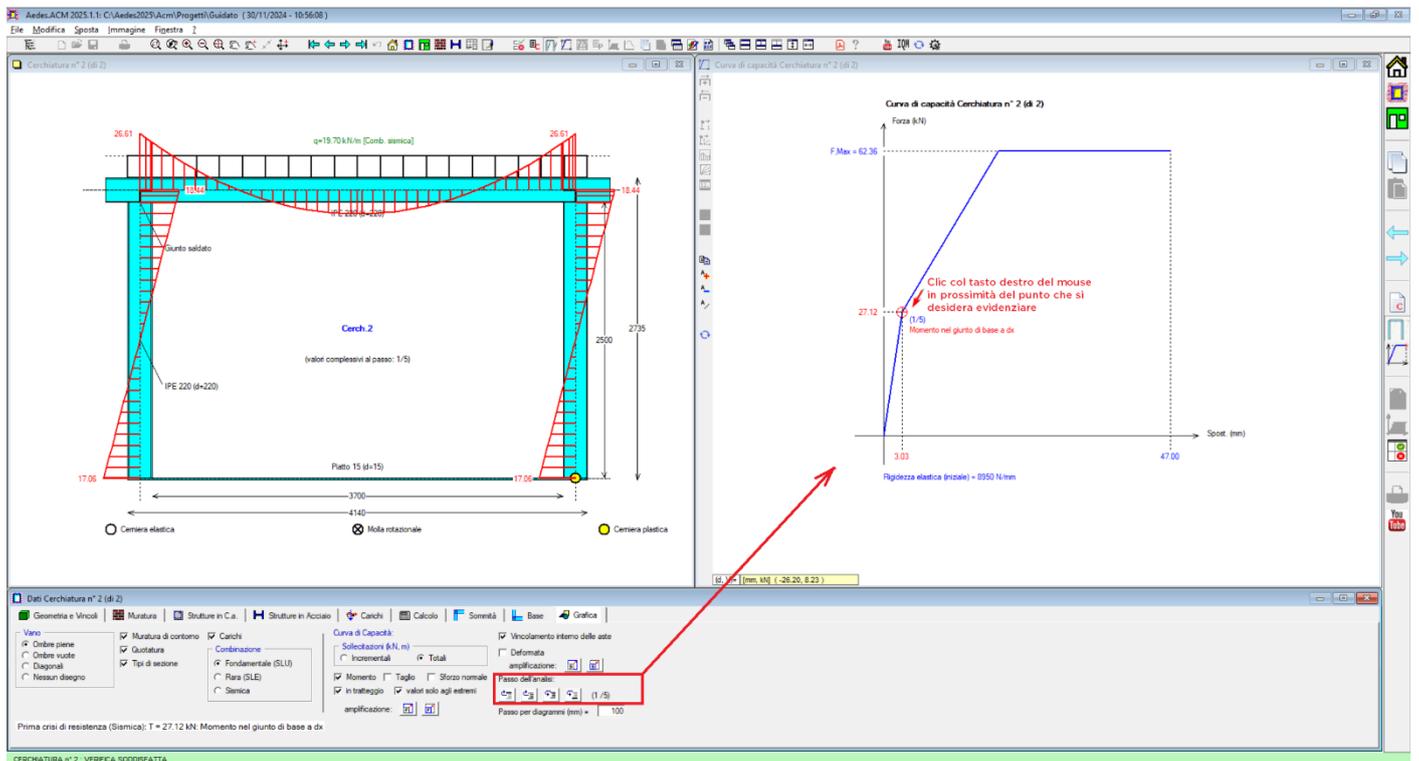
Per preimpostazione, i risultati vengono presentati sotto forma di testo. Per attivare i diagrammi, occorre utilizzare gli appositi comandi di menu.

Tenendo attiva la finestra Cerchiature, sono disponibili lo schema di calcolo del telaio con i diagrammi delle sollecitazioni (finestra grafica a sinistra), e la curva di capacità del telaio (finestra grafica a destra) (fig. C.2.15); nello schema del telaio possono essere evidenziate le cerniere (elastiche iniziali nel caso di giunti a cerniera, molle rotazionali nel caso di giunti semirigidi, e plastiche corrispondenti alle crisi progressive), in funzione del passo dell'analisi selezionato attraverso gli appositi pulsanti di comando della scheda Grafica della finestra Cerchiature o facendo clic con il tasto destro del mouse sul disegno (nella finestra grafica a

destra) della curva di capacità, in prossimità del punto che si vuole evidenziare. Di seguito si riportano i diagrammi e la curva di capacità della Cerchiatura n° 2.



**Fig. C.2.15.** Diagrammi del telaio al passo 0 (passo iniziale, con forza orizzontale nulla, sotto l'azione del carico verticale applicato sull'architrave)



**Fig. C.2.16.** Diagrammi del telaio: formazione della cerniera plastica

Attraverso i comandi della scheda Grafica della finestra Dati Cerchiature, è possibile visualizzare i vari passi dell'analisi. In alternativa, per visualizzare lo stato corrispondente a un punto notevole della curva di capacità, fare clic sulla curva col tasto destro del mouse in prossimità del punto desiderato (fig. C.2.16).

---

## RISULTATI ANALISI CERCHIATURA n° 1

---

### RIGIDEZZA DEL TELAIO DI CERCHIATURA - cerchiatura n° 1

Momento d'inerzia del singolo profilo = 5790 cm<sup>4</sup>  
Momento d'inerzia del montante = 5790 cm<sup>4</sup>  
Rigidezza alla traslazione del montante:  $K_{\text{mont}} = 12 \text{ EJ/h}^3$   
( $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ ,  $H = 2700 \text{ mm}$ ).  $K_{\text{mont}} = 7.41 \text{ kN/mm}$   
Rigidezza del telaio (2 montanti):  $K_{\text{tel}} = 14.83 \text{ kN/mm}$

### VERIFICA DI RIGIDEZZA - cerchiatura n° 1

Variazione tra Stato Attuale e Stato di Progetto

Il confronto tra rigidezza del telaio di cerchiatura e della muratura rimossa viene ignorato ai fini delle verifiche di sicurezza.

La verifica di rigidezza per la parete oggetto di intervento (consistente nel confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto) riguarda il comportamento della parete nel suo complesso, cioè i coefficienti di sicurezza determinati dall'analisi della Parete.

---

### VERIFICA DI DEFORMABILITA': Comb. caratteristica (rara) (SLE) (§4.2.4.2) - cerchiatura n° 1

Sezione dell'architrave (acciaio): [IPE 270](#)

luce di calcolo: carichi:  $l = 5340 \text{ mm}$  - spostamenti (luce netta):  $4800 \text{ mm}$   
 $E = 210 \text{ kN/mm}^2$  -  $J = 57900000 \text{ mm}^4$

CARICHI (risultante  $Q$  in kN; distribuito  $q$  in kN/m):

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante:  
contributo nullo: carico non considerato
- da carico distribuito da solaio:  
 $Q_2 = 141.94$ ,  $q_2 = 26.58$  (unif.:  $f_{,2} = (5/384) \cdot 0.625 \cdot q \cdot 2 \cdot l^4 / EJ$ )
- da carico concentrato:  
contributo nullo: carico non definito
- da peso proprio architrave:  
 $Q_4 = 1.93$ ,  $q_4 = 0.36$  (unif.:  $f_{,4} = (5/384) \cdot 0.625 \cdot q \cdot 4 \cdot l^4 / EJ$ )

FRECCIA (spostamento verticale massimo):

$f = 9.572 \text{ mm} = (1 / 501) l < (1 / 500) l$   
per  $x = 0 \text{ mm}$   
( $x = 0$ : mezzeria dell'architrave)

---

### VERIFICA STATICA: Comb. fondamentale (SLU) - cerchiatura n° 1

#### ARCHITRAVE

Sezione dell'architrave (acciaio): [IPE 270](#),  $f_{yk} = 235.0 \text{ N/mm}^2$ ,  $\gamma_{MO} = 1.05$   
luce di calcolo: carichi:  $l = 5340 \text{ mm}$  - sollecitazioni (luce netta):  $4800 \text{ mm}$

**CARICHI** (risultante  $Q$  in kN; distribuito  $q$  in kN/m)

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante (incluso  $\gamma_{G1}=1.30$ ):  
contributo nullo: carico non considerato
- da carico distribuito da solaio:  
 $Q_2 = 200.73$ ,  $q_2 = 37.59$  (unif.)
- da carico concentrato:  
contributo nullo: carico non definito
- da peso proprio architrave:  
 $Q_4 = 2.51$ ,  $q_4 = 0.47$  (unif.)

#### VERIFICA A TAGLIO

$V_{,Ed}$  (massima reazione agli appoggi) = 91.34 kN  
 $V_{,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 285.48$  kN ( $A_v$  ([4.2.19] in §4.2.4.1.2.4) = 2209 mm<sup>2</sup>)  
 $\Rightarrow V_{,Ed} < V_{,Rd}$

#### VERIFICA A FLESSIONE

$M_{,Ed}$  (momento max) = 87.69 kNm, per  $x=0$  mm ( $x=0$ : mezzeria dell'architrave)

$M_{,Rd} = W \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 108.32$  kNm

con:  $W = 484$  cm<sup>3</sup>

(modulo di resistenza di calcolo [4.2.12]:  $W = W_{pl,max}$ )

$\Rightarrow M_{,Ed} < M_{,Rd}$

#### MONTANTE

Sezione del montante (acciaio): **IPE 270**,  $f_{yk} = 235.0$  N/mm<sup>2</sup>,  $\gamma_{M0} = 1.05$

Quota della sezione di verifica: estremo deformabile superiore

Sollecitazioni: da analisi del telaio riferita al carico statico per SLU: 38.06 kN/m

#### VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RETTA

$N_{,Ed} = 73.82$  kN

$M_{,Ed} = 0.00$  kNm

$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 1027.29$  kN

$\Rightarrow N_{,Ed} < N_{c,Rd}$

---

#### CLASSIFICAZIONE DEI GIUNTI - cerchiatura n° 1

##### GIUNTO SALDATO SENZA IRRIGIDIMENTI

Classificazione con metodo per componenti (§6, EN 1993-1-8:2005).

##### • Comp. 19: saldatura montante-ala della trave

Lunghezza cordoni: ali L1 = 119 mm

ali L2·2 = 66 mm

anima L3 = 204 mm

Sezione di gola (saldature ali) = 8 mm

I cordoni d'ala L1 e L2 sono soggetti alla forza assiale dovuta alla coppia di forze prodotta dal momento resistente.

• Sezione di gola nella effettiva posizione:

-  $\beta, W = 0.80$  -  $f_{tk} = 360$  N/mm<sup>2</sup> -  $\gamma_{M,2} = 1.25$

- resistenza dei cordoni a tensione normale:

-  $\sqrt{(\sigma_{ort}^2 + 3 \cdot \tau_{ort}^2)} \leq f_{tk} / (\beta \cdot W \cdot \gamma_{M,2}) = 360$  N/mm<sup>2</sup>

-  $\sigma_{ort} \leq 0.9 \cdot f_{tk} / \gamma_{M,2} = 259$  N/mm<sup>2</sup>

- corrispondente forza assiale della coppia da momento resistente = 377.56 kN

Altezza baricentrica fra le coppie di cordoni = 260 mm

Momento resistente di progetto **MRd,19 = 98.09 kNm**

Coefficiente di rigidezza **K,19 = ∞**

##### Classificazione del giunto:

• Classificazione in base alla resistenza:

**Momento resistente del giunto Mj,Rd = 98.09 kNm**

La resistenza è governata dalla componente 19

(saldatura montante-piastra)

Momento resistente del montante  $M_{pl,Rd} = 108.32$  kNm

**Giunto a parziale ripristino di resistenza:**  $0.25 \cdot M_{pl,Rd} = 27.08$  kNm  $\leq M_{j,Rd} \leq M_{pl,Rd}$

• Classificazione in base alla rigidezza:

Rigidezza del giunto  $S_{j,ini} = \infty$

**Giunto rigido**

##### Resistenza a taglio:

• Resistenza di saldatura del montante all'ala della trave (§4.5.3)

Il taglio resistente viene fornito dai cordoni d'anima L3.

Tensione resistente di progetto a taglio della saldatura  $f_{VW,d} = 207.846$

Resistenza a taglio dei cordoni d'anima  $V_{Rd} = 677.08$  kN

• Resistenza a taglio del giunto:

**Taglio resistente  $V_j, R_d = 677.08$  kN**

---

**CURVA DI CAPACITA': Comb. sismica - cerchiatura n° 1**

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m):

luce di calcolo per i carichi:  $l = 5340$  mm

Ai fini dell'analisi sismica del telaio, tutti i contributi di carico verticale agenti sull'architrave sono ricondotti allo schema uniformemente distribuito

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante:

contributo nullo: carico non considerato

- da carico distribuito da solaio:

$Q_2 = 124.69$ ,  $q_2 = 23.35$  (unif.:  $q_2 = Q_2/l$ )

- da carico concentrato:

contributo nullo: carico non definito

- da peso proprio architrave:

$Q_4 = 1.93$ ,  $q_4 = 0.36$  (unif.:  $q_4 = Q_4/l$ )

⇒ Carico uniforme complessivo applicato sull'architrave

per l'analisi sismica del telaio di cerchiatura:  $q_{sism} = 23.71$  kN/m

**CURVA DI COMPORTAMENTO NON LINEARE:**

Rigidezza elastica (iniziale) =  $3707$  N/mm

Valori dei punti della curva corrispondenti ai passi dell'analisi:

| Passo | Forza (kN) | Spostamento orizz. (mm) | Tipo di crisi                      |
|-------|------------|-------------------------|------------------------------------|
| 1     | 0.00       | 0.00                    |                                    |
| 2     | 72.66      | 19.60                   | Momento nel giunto di sommità a dx |
| 3     | 72.66      | 19.60                   | Momento nel giunto di sommità a sx |
| 4     | 72.66      | 49.00                   | Spostamento massimo consentito     |

---

**RISULTATI ANALISI CERCHIATURA n° 2**

---

**RIGIDEZZA DEL TELAIO DI CERCHIATURA - cerchiatura n° 2**

Momento d'inerzia del singolo profilo =  $2772$  cm<sup>4</sup>

Momento d'inerzia del montante =  $2772$  cm<sup>4</sup>

Rigidezza alla traslazione del montante:  $K_{mont} = 12$  EJ/h<sup>3</sup>

( $E = 210000$  N/mm<sup>2</sup>,  $H = 2500$  mm).  $K_{mont} = 4.47$  kN/mm

Rigidezza del telaio (2 montanti):  $K_{tel} = 8.94$  kN/mm

**VERIFICA DI RIGIDEZZA - cerchiatura n° 2**

Variazione tra Stato Attuale e Stato di Progetto

Il confronto tra rigidezza del telaio di cerchiatura e della muratura rimossa viene ignorato ai fini delle verifiche di sicurezza.

La verifica di rigidezza per la parete oggetto di intervento

(consistente nel confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto)

riguarda il comportamento della parete nel suo complesso,

cioè i coefficienti di sicurezza determinati dall'analisi della Parete.

---

**VERIFICA DI DEFORMABILITA': Comb. caratteristica (rara) (SLE) (§4.2.4.2) - cerchiatura n° 2**

Sezione dell'architrave (acciaio): **IPB 220**

luce di calcolo: carichi:  $l = 4140$  mm - spostamenti (luce netta):  $3700$  mm

$E = 210$  kN/mm<sup>2</sup> -  $J = 27720000$  mm<sup>4</sup>

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m):

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante:

contributo nullo: carico non considerato

- da carico distribuito da solaio:

$Q_2 = 89.63$ ,  $q_2 = 21.65$  (unif.:  $f,2 = (5/384) \cdot 0.625 \cdot q,2 \cdot l^4/EJ$ )  
- da carico concentrato:  
contributo nullo: carico non definito  
- da peso proprio architrave:  
 $Q_4 = 1.08$ ,  $q_4 = 0.26$  (unif.:  $f,4 = (5/384) \cdot 0.625 \cdot q,4 \cdot l^4/EJ$ )

FRECCIA (spostamento verticale massimo):  
 $f = 5.741$  mm = **(1 / 644)**  $l < (1 / 500) l$   
per  $x = 0$  mm  
( $x = 0$ : mezzeria dell'architrave)

---

## VERIFICA STATICA: Comb. fondamentale (SLU) - cerchiatura n° 2

### ARCHITRAVE

Sezione dell'architrave (acciaio): **IPE 220**,  $f,yk = 235.0$  N/mm<sup>2</sup>,  $\gamma_{M0} = 1.05$   
luce di calcolo: carichi:  $l = 4140$  mm - sollecitazioni (luce netta): 3700 mm

**CARICHI** (risultante  $Q$  in kN; distribuito  $q$  in kN/m)  
- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante (incluso  $\gamma_{G1}=1.30$ ):  
contributo nullo: carico non considerato  
- da carico distribuito da solaio:  
 $Q_2 = 125.11$ ,  $q_2 = 30.22$  (unif.)  
- da carico concentrato:  
contributo nullo: carico non definito  
- da peso proprio architrave:  
 $Q_4 = 1.41$ ,  $q_4 = 0.34$  (unif.)

#### VERIFICA A TAGLIO

$V,Ed$  (massima reazione agli appoggi) = 56.54 kN

$V,Rd = A_v \cdot f_y k / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 205.59$  kN ( $A_v$  ([4.2.19] in §4.2.4.1.2.4) = 1591 mm<sup>2</sup>)

⇒  $V,Ed < V,Rd$

#### VERIFICA A FLESSIONE

$M,Ed$  (momento max) = 41.84 kNm, per  $x=0$  mm ( $x=0$ : mezzeria dell'architrave)

$M,Rd = W \cdot f_y k / \gamma_{M0} = 63.88$  kNm

con:  $W = 285$  cm<sup>3</sup>

(modulo di resistenza di calcolo [4.2.12]:  $W = W_{pl,max}$ )

⇒  $M,Ed < M,Rd$

### MONTANTE

Sezione del montante (acciaio): **IPE 220**,  $f,yk = 235.0$  N/mm<sup>2</sup>,  $\gamma_{M0} = 1.05$

Quota della sezione di verifica: estremo deformabile superiore

Sollecitazioni: da analisi del telaio riferita al carico statico per SLU: 30.56 kN/m

#### VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RETTA

$N,Ed = 59.91$  kN

$M,Ed = 0.00$  kNm

$N_c,Rd = A \cdot f_y k / \gamma_{M0} = 747.52$  kN

⇒  $N,Ed < N_c,Rd$

---

## CLASSIFICAZIONE DEI GIUNTI - cerchiatura n° 2

### GIUNTO SALDATO SENZA IRRIGIDIMENTI

Classificazione con metodo per componenti (§6, EN 1993-1-8:2005).

#### • Comp. 19: saldatura montante-ala della trave

Lunghezza cordoni: ali  $L_1 = 94$  mm

ali  $L_2 \cdot 2 = 48$  mm

anima  $L_3 = 162$  mm

Sezione di gola (saldature ali) = 8 mm

I cordoni d'ala  $L_1$  e  $L_2$  sono soggetti alla forza assiale dovuta alla coppia di forze prodotta dal momento resistente.

#### • Sezione di gola nella effettiva posizione:

-  $\beta, W = 0.80$  -  $f, tk = 360$  N/mm<sup>2</sup> -  $\gamma, M_2 = 1.25$

- resistenza dei cordoni a tensione normale:

-  $\sqrt{(\sigma, ort^2 + 3 \cdot \tau, ort^2)} \leq f, tk / (\beta, W \cdot \gamma, M_2) = 360$  N/mm<sup>2</sup>

-  $\sigma_{ort} \leq 0.9 \cdot f_{tk} / \gamma_{M,2} = 259 \text{ N/mm}^2$   
 - corrispondente forza assiale della coppia da momento resistente = 289.38 kN  
 Altezza baricentrica fra le coppie di cordoni = 211 mm  
 Momento resistente di progetto **MRd,19 = 61.00 kNm**  
 Coefficiente di rigidezza **K,19 = ∞**

#### Classificazione del giunto:

- Classificazione in base alla resistenza:  
**Momento resistente del giunto  $M_{j,Rd} = 61.00 \text{ kNm}$**   
 La resistenza è governata dalla componente 19  
 (saldatura montante-piastra)  
 Momento resistente del montante  $M_{pl,Rd} = 63.88 \text{ kNm}$   
**Giunto a parziale ripristino di resistenza:**  $0.25 \cdot M_{pl,Rd} = 15.97 \text{ kNm} \leq M_{j,Rd} \leq M_{pl,Rd}$
- Classificazione in base alla rigidezza:  
 Rigidezza del giunto  $S_{j,ini} = \infty$   
**Giunto rigido**

#### Resistenza a taglio:

- Resistenza di saldatura del montante all'ala della trave (§4.5.3)  
 Il taglio resistente viene fornito dai cordoni d'anima L3.  
 Tensione resistente di progetto a taglio della saldatura  $f_{VW,d} = 207.846$   
 Resistenza a taglio dei cordoni d'anima  $V_{Rd} = 537.41 \text{ kN}$
- Resistenza a taglio del giunto:  
**Taglio resistente  $V_{j,Rd} = 537.41 \text{ kN}$**

#### CURVA DI CAPACITA': Comb. sismica - cerchiatura n° 2

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m):

- luce di calcolo per i carichi:  $l = 4140 \text{ mm}$   
 Ai fini dell'analisi sismica del telaio, tutti i contributi di carico verticale agenti sull'architrave sono ricondotti allo schema uniformemente distribuito
- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante:  
 contributo nullo: carico non considerato
  - da carico distribuito da solaio:  
 $Q_2 = 80.48$ ,  $q_2 = 19.44$  (unif.:  $q_2 = Q_2/l$ )
  - da carico concentrato:  
 contributo nullo: carico non definito
  - da peso proprio architrave:  
 $Q_4 = 1.08$ ,  $q_4 = 0.26$  (unif.:  $q_4 = Q_4/l$ )
- ⇒ Carico uniforme complessivo applicato sull'architrave  
 per l'analisi sismica del telaio di cerchiatura:  $q_{sism} = 19.70 \text{ kN/m}$

#### CURVA DI COMPORTAMENTO NON LINEARE:

Rigidezza elastica (iniziale) = 8950 N/mm

Valori dei punti della curva corrispondenti ai passi dell'analisi:

| Passo | Forza (kN) | Spostamento orizz. (mm) | Tipo di crisi                      |
|-------|------------|-------------------------|------------------------------------|
| 1     | 0.00       | 0.00                    |                                    |
| 2     | 27.12      | 3.03                    | Momento nel giunto di base a dx    |
| 3     | 27.12      | 3.03                    | Momento nel giunto di base a sx    |
| 4     | 62.36      | 18.80                   | Momento nel giunto di sommità a dx |
| 5     | 62.36      | 18.80                   | Momento nel giunto di sommità a sx |
| 6     | 62.36      | 47.00                   | Spostamento massimo consentito     |

Durante l'inserimento dei dati, si è avuto modo di vedere il continuo aggiornamento sia della rappresentazione grafica dei dati stessi (finestra Grafica Dati), sia dei risultati.

Per preimpostazione, i risultati vengono presentati sotto forma di testo. Per attivare i diagrammi, occorre utilizzare gli appositi comandi di menu.

Ad esempio, si voglia visualizzare la curva di capacità della parete n°1. Tenendo il fuoco sulla finestra Pareti, posizionarsi sulla parete n°1. Per visualizzare il diagramma della curva di capacità della parete di interesse, fare clic sul pulsante grafico della barra degli strumenti:  . Per quanto riguarda la consultazione delle varie opzioni grafiche, la fase di stampa ed ogni altra proprietà del software, si rimanda alla parte B. di questo Manuale.

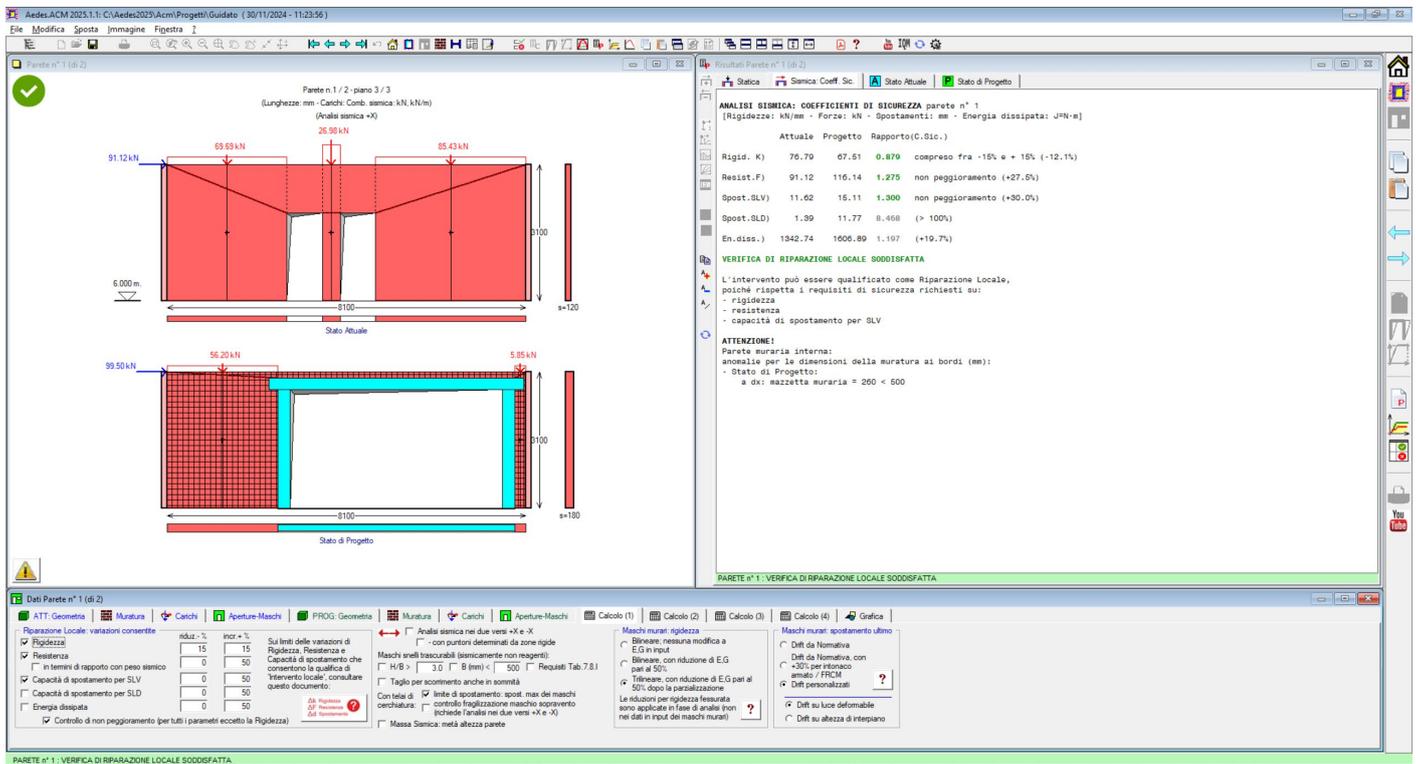


Fig. C.2.17. Risultati Parete n°1

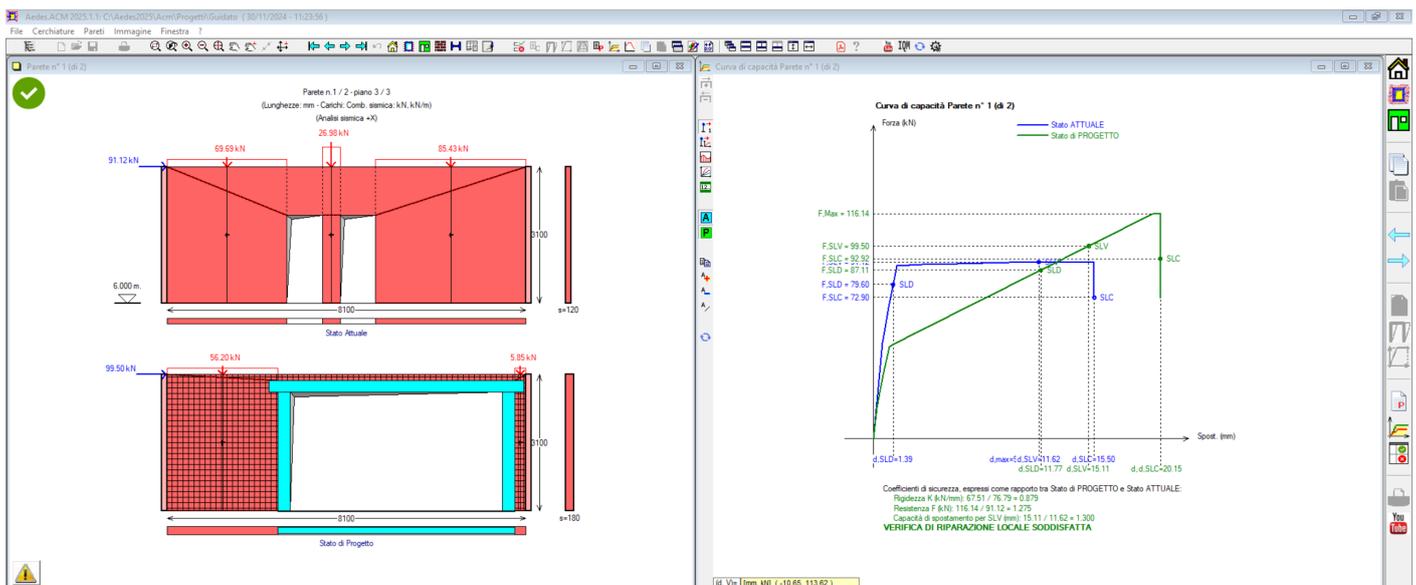
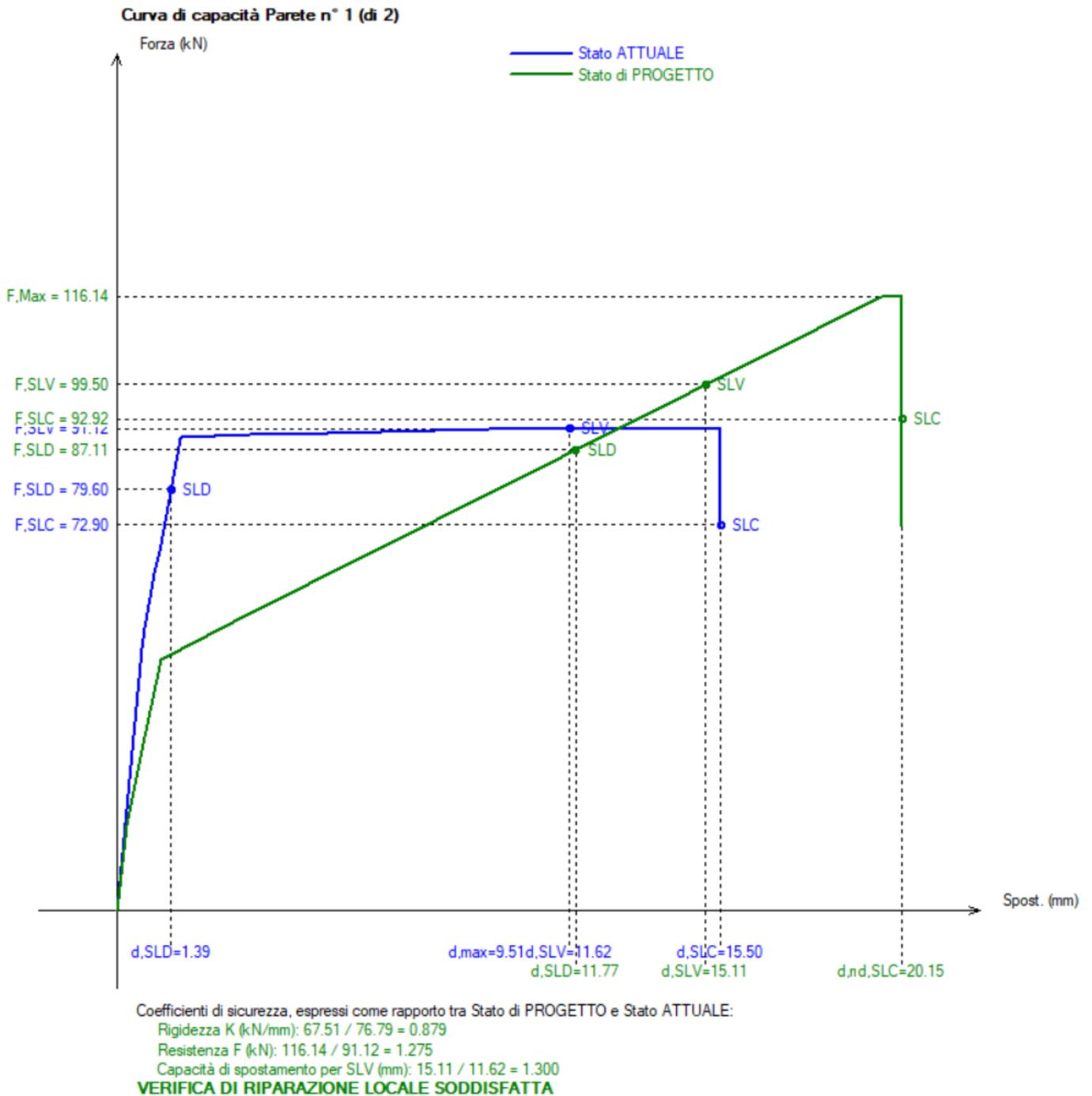


Fig. C.2.18. Verifica della parete n°1: Curva di capacità



**Fig. C.2.19.** Curva di capacità per la parete n°1

Sui risultati dell'analisi di questo esempio di apprendimento, si osserva che per entrambe le pareti è soddisfatta la condizione di 'Riparazione locale'; infatti attivando i risultati della Sismica è possibile visualizzare subito se la riparazione locale è soddisfatta.

Si osservi la fig. C.2.17: la muratura residua allo Stato di Progetto è consolidata con intonaco armato. Se l'intonaco armato non fosse previsto (il che equivale a deselezionare il check nei corrispondenti dati dei maschi murari) l'intervento uscirebbe immediatamente dalla qualifica di Riparazione locale, in quanto la rigidezza diminuirebbe, rispetto allo Stato Attuale, del 40% circa (oltre i limiti +/-15% richiesti affinché l'intervento rientri nell'ambito delle riparazioni locali). I risultati corrispondenti diverrebbero i seguenti:

**ANALISI SISMICA: COEFFICIENTI DI SICUREZZA parete n° 1**  
 [Rigidezze: kN/mm - Forze: kN - Spostamenti: mm - Energia dissipata: J=N·m]

|            | Attuale | Progetto | Rapporto(C.Sic.) |                           |
|------------|---------|----------|------------------|---------------------------|
| Rigid. K)  | 76.79   | 46.24    | <b>0.602</b>     | < -15% (-39.8%)           |
| Resist.F)  | 91.12   | 96.96    | <b>1.064</b>     | non peggioramento (+6.4%) |
| Spost.SLV) | 11.62   | 11.62    | <b>1.000</b>     | non peggioramento (=)     |
| Spost.SLD) | 1.39    | 8.96     | <b>6.446</b>     | (> 100%)                  |
| En.diss.)  | 1342.74 | 1031.85  | <b>0.768</b>     | (-23.2%)                  |

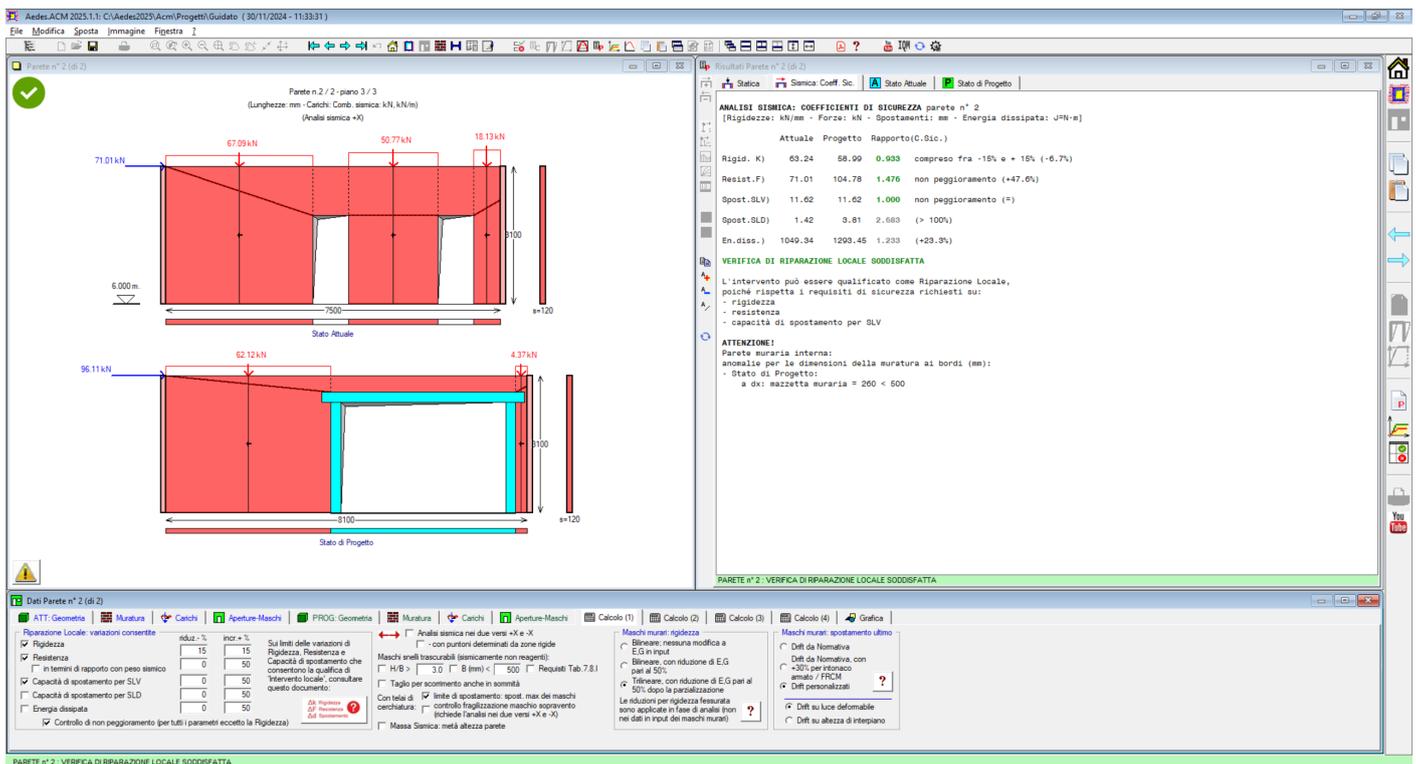
**VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE NON SODDISFATTA**

Con l'intonaco armato, i risultati sono invece i seguenti:

|            | Attuale | Progetto | Rapporto(C.Sic.) |                                    |
|------------|---------|----------|------------------|------------------------------------|
| Rigid. K)  | 76.79   | 67.51    | <b>0.879</b>     | compreso fra -15% e + 15% (-12.1%) |
| Resist.F)  | 91.12   | 116.14   | <b>1.275</b>     | non peggioramento (+27.5%)         |
| Spost.SLV) | 11.62   | 15.11    | <b>1.300</b>     | non peggioramento (+30.0%)         |
| Spost.SLD) | 1.39    | 11.77    | <b>8.468</b>     | (> 100%)                           |
| En.diss.)  | 1342.74 | 1606.89  | <b>1.197</b>     | (+19.7%)                           |

**VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA**

I risultati per la parete n°2 sono illustrati nelle immagini seguenti.



**Fig. C.2.20. Risultati Parete n°2**

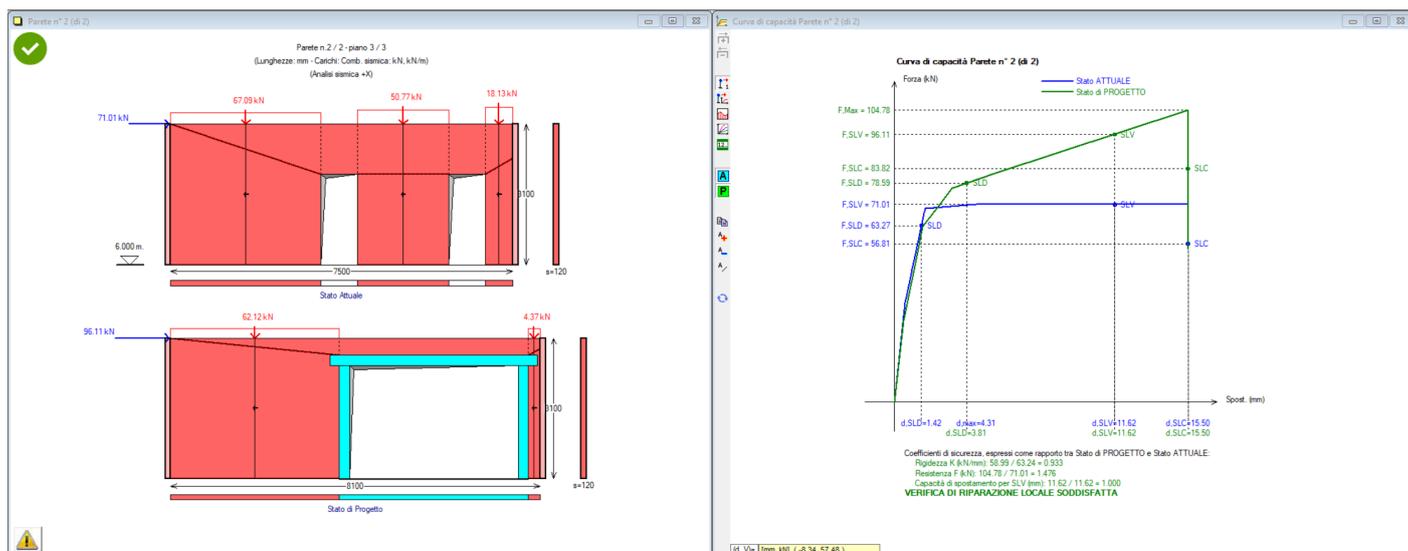
Il messaggio di warning:

**ATTENZIONE!**

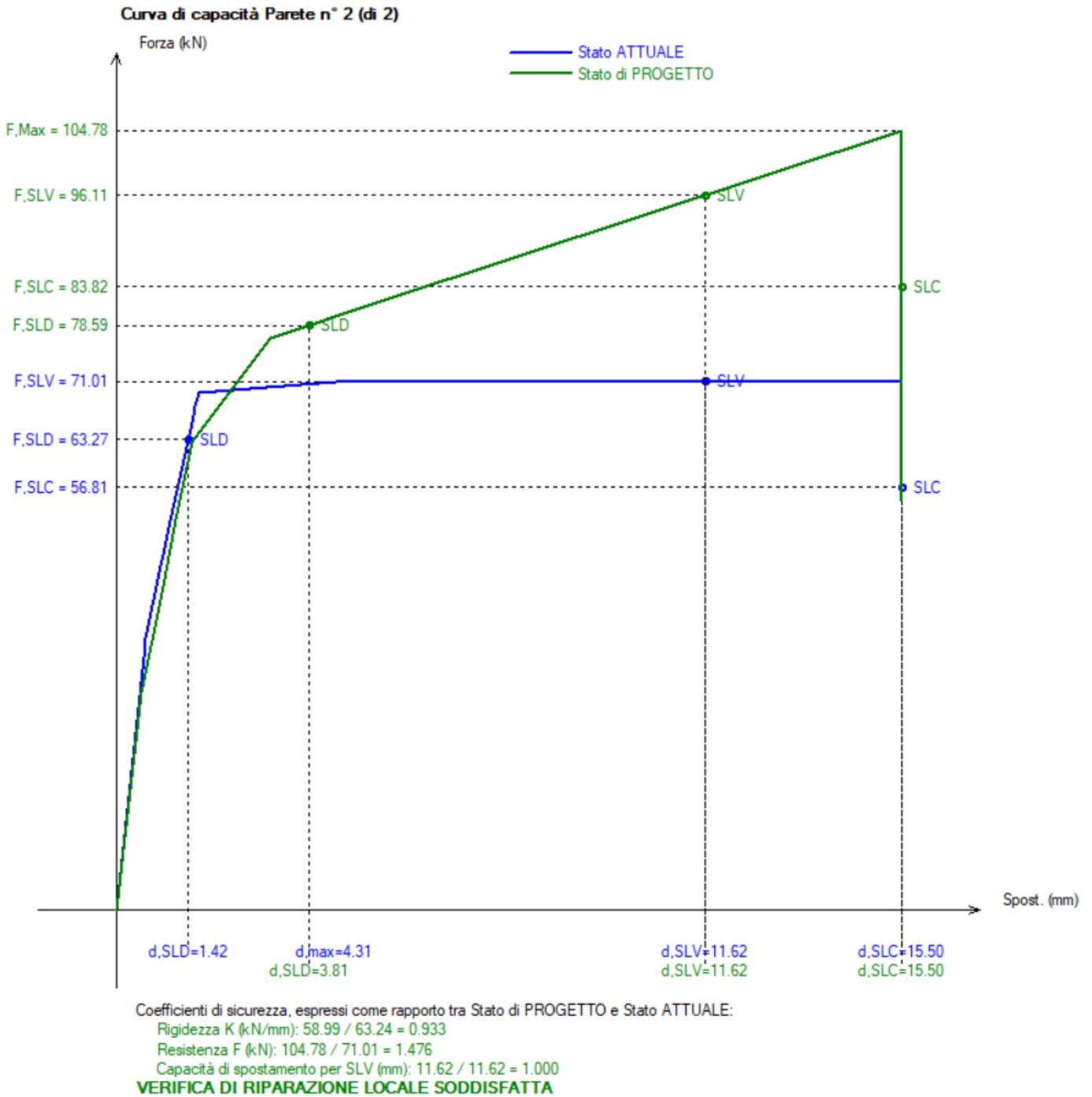
Parete muraria interna:  
 anomalie per le dimensioni della muratura ai bordi (mm):  
 - Stato di Progetto:  
 a dx: mazzetta muraria = 260 < 500

può essere ignorato in quanto la parete, come già osservato nella parte iniziale della descrizione dell'esempio, è interna e prosegue oltre il muro ortogonale destro; tuttavia, in cantiere particolare

attenzione deve comunque essere riservata a questo angolo, assicurando la continuità strutturale.



**Fig. C.2.21.** Verifica della parete n°2: Curva di capacità



**Fig. C.2.22.** Curva di capacità per la parete n°2

Nelle figg. C.2.19 e C.2.22 le curve di capacità mostrano graficamente il confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto.

---

**RISULTATI ANALISI PARETE n° 1**

---

**ANALISI STATICA dei maschi murari parete n° 1**

[Forze:kN - Tensioni:N/mm<sup>2</sup>; sforzi normali e tensioni riferiti alla luce deformabile]

La tensione statica alla base calcolata per la Comb. Fondamentale (SLU)[(2.5.1) in §2.5.3]

viene confrontata con  $f_d =$  resistenza di progetto a compressione =  $f_m/FC/\gamma_M$   
 con FC definito per il materiale di ogni singola parete.

La Comb. Fondamentale determina il risultato della verifica statica di resistenza a compressione;  
 sono stati adottati i seguenti coefficienti parziali per le azioni (Tab. 2.6.I, §8.5.5):

$$\gamma_{G1} = 1.30, \gamma_{G2} = 1.50$$

Si riportano inoltre carichi e tensioni in sommità, mezzera e base in Comb. Sismica [(2.5.5) in §2.5.3]  
 confrontando le tensioni con il valore di  $0.85 \cdot f_d$  dove, per analisi statica non lineare:  $f_d = f_m/FC$ .

#### STATO ATTUALE

Comb. Fondamentale (per Analisi Statica)

| n. | N,somm | $\gamma_{G1} \cdot P_p$ | N,base | $\sigma$ ,base | $f_m$ | $\gamma_M$ | FC    | $f_d=f_m/FC/\gamma_M$ | C.Sic. |
|----|--------|-------------------------|--------|----------------|-------|------------|-------|-----------------------|--------|
| 1) | 113.05 | 24.74                   | 137.79 | 0.425          | 2.600 | 2.00       | 1.350 | 0.963                 | 2.264  |
| 2) | 43.76  | 5.95                    | 49.71  | 1.036          | 2.600 | 2.00       | 1.350 | 0.963                 | 0.930  |
| 3) | 138.58 | 30.83                   | 169.41 | 0.415          | 2.600 | 2.00       | 1.350 | 0.963                 | 2.319  |

Comb. Sismica (per Analisi Statica Non Lineare)

| n. | N,somm | $\sigma$ ,somm | N,mezz | $\sigma$ ,mezz | N,base | $\sigma$ ,base | $f_m$ | FC    | $f_d=f_m/FC$ | $0.85 \cdot f_d$ | C.Sic. |
|----|--------|----------------|--------|----------------|--------|----------------|-------|-------|--------------|------------------|--------|
| 1) | 70.64  | 0.218          | 79.68  | 0.246          | 88.72  | 0.274          | 2.600 | 1.350 | 1.926        | 1.637            | 5.978  |
| 2) | 28.88  | 0.602          | 30.22  | 0.630          | 31.56  | 0.657          | 2.600 | 1.350 | 1.926        | 1.637            | 2.490  |
| 3) | 86.38  | 0.212          | 97.76  | 0.240          | 109.15 | 0.268          | 2.600 | 1.350 | 1.926        | 1.637            | 6.119  |

#### STATO DI PROGETTO

Comb. Fondamentale (per Analisi Statica)

| n. | N,somm | $\gamma_{G1} \cdot P_p$ | N,base | $\sigma$ ,base | $f_m$ | $\gamma_M$ | FC    | $f_d=f_m/FC/\gamma_M$ | C.Sic. |
|----|--------|-------------------------|--------|----------------|-------|------------|-------|-----------------------|--------|
| 1) | 91.17  | 32.64                   | 123.81 | 0.275          | 3.900 | 2.00       | 1.350 | 1.444                 | 5.250  |
| 2) | 9.48   | 3.39                    | 12.87  | 0.275          | 3.900 | 2.00       | 1.350 | 1.444                 | 5.251  |

Comb. Sismica (per Analisi Statica Non Lineare)

| n. | N,somm | $\sigma$ ,somm | N,mezz | $\sigma$ ,mezz | N,base | $\sigma$ ,base | $f_m$ | FC    | $f_d=f_m/FC$ | $0.85 \cdot f_d$ | C.Sic. |
|----|--------|----------------|--------|----------------|--------|----------------|-------|-------|--------------|------------------|--------|
| 1) | 56.20  | 0.125          | 68.76  | 0.153          | 81.31  | 0.181          | 3.900 | 1.350 | 2.889        | 2.456            | 13.590 |
| 2) | 5.85   | 0.125          | 7.16   | 0.153          | 8.46   | 0.181          | 3.900 | 1.350 | 2.889        | 2.456            | 13.582 |

C.Sic. per Analisi Statica allo Stato di Progetto:

- Comb. Fondamentale: **5.250**
- Comb. Sismica : **13.582**

Per i maschi murari affiancati da telai di cerchiatura il carico applicato in sommità della parete viene così ripartito: la quota parte sul maschio è sostenuta dal maschio stesso;  
 per quella sul telaio il contributo di carico sui maschi dipende dall'opzione scelta nei Dati Aperture:  
 - il carico viene applicato sui maschi adiacenti, oppure:  
 - il carico viene attribuito ai montanti del telaio.

#### ANALISI SISMICA: STATO ATTUALE parete n° 1

##### MASCHI MURARI

| n. | B (mm) | Hcalc (H/B) | K (kN/mm) | Resistenza(kN) Taglio diag. irreg./reg. | Taglio scorr. | Press.compl. somm./base | Fasce        | F,ult. (max) | Spost.(mm) lim. - ult. elast. |      |       |
|----|--------|-------------|-----------|---|---------------|-------------------------|--------------|--------------|-------------------------------|------|-------|
| 1) | 2700   | 3100        | 1.15      | 31.88                                   | 36.52/ 42.62  | 45.52                   | 53.33/ 58.84 | -            | 36.52                         | 1.65 | 15.50 |
| 2) | 400    | 3100        | 7.75      | 0.37                                    | 6.24/ 9.33    | 2.36                    | 2.36/ 2.40   | -            | 2.36                          | 9.51 | 15.50 |
| 3) | 3400   | 3100        | 0.91      | 44.55                                   | 52.25/ 60.68  | 61.16                   | 82.49/ 91.32 | -            | 52.25                         | 1.64 | 15.50 |

#### ANALISI SISMICA: STATO DI PROGETTO parete n° 1

##### MASCHI MURARI

| n. | B (mm) | Hcalc (H/B) | K (kN/mm) | Resistenza(kN) Taglio diag. irreg./reg. | Taglio scorr. | Press.compl. somm./base | Fasce        | F,ult. (max) | Spost.(mm) lim. - ult. elast. |      |       |
|----|--------|-------------|-----------|---|---------------|-------------------------|--------------|--------------|-------------------------------|------|-------|
| 1) | 2500   | 3100        | 1.24      | 63.57                                   | 50.91/ 53.53  | 43.02                   | 43.02/ 51.88 | -            | 43.02                         | 1.12 | 20.15 |
| 2) | 260    | 3100        | 11.92     | 0.23                                    | 4.38/ 4.60    | 0.47                    | 0.47/ 0.56   | -            | 0.47                          | 3.30 | 20.15 |

##### Cerchiature

| n. | B (mm) | Hcalc (H/B) | K (kN/mm) | F lim. elast. (kN) | Spost.lim. elast. (mm) | F ult. (kN) | Spost. ult. (mm) |
|----|--------|-------------|-----------|--------------------|------------------------|-------------|------------------|
| 1) | 5340   | 2700        | 3.71      | 72.66              | 19.60                  | 72.66       | 49.00            |

##### •controllo vincolamento shear-type:

$F_{,SLU}$  = Forza orizzontale agente sul telaio in corrispondenza di SLU

$M'_{,SLU}$  = Quota parte del Momento di progetto al nodo montante/architrave in corrispondenza di SLU, data dalla differenza di sollecitazione fra i due schemi shear-type e a rotazione consentita e pari a:  $(F_h/4) \cdot [1/(6k+1)]$ , con:  $k=(J_{arch.}/J_{mont.}) \cdot (h/l)$ ,  $h$ =altezza e  $l$ =larghezza del telaio ( $h,l$ : in corrispondenza degli

assi delle aste, e prescindendo dalle zone rigide di estremità)  
M,Rd = Momento resistente per compressione locale della muratura  
in corrispondenza dell'appoggio dell'architrave.  
Si ha:  $M,Rd = (f_m/FC) \cdot s \cdot b^2/2$ , con: b = lunghezza da estremo appoggio  
dell'architrave ad asse del montante,  $f_m/FC$  = resistenza di progetto  
del maschio murario adiacente all'apertura, s = spessore maschio.

| n. | F,<br>SLU<br>(kN) | M',<br>SLU<br>(kNm) | M,Rd (app.)<br>sx | dx    |
|----|-------------------|---------------------|-------------------|-------|
| 1) | 56.01             | 9.12                | 29.18             | 29.18 |

**ANALISI SISMICA: COEFFICIENTI DI SICUREZZA** parete n° 1  
[Rigidezze: kN/mm - Forze: kN - Spostamenti: mm - Energia dissipata: J=N·m]

|            | Attuale | Progetto | Rapporto(C.Sic.) |                                    |
|------------|---------|----------|------------------|------------------------------------|
| Rigid. K)  | 76.79   | 67.51    | <b>0.879</b>     | compreso fra -15% e + 15% (-12.1%) |
| Resist.F)  | 91.12   | 116.14   | <b>1.275</b>     | non peggioramento (+27.5%)         |
| Spost.SLV) | 11.62   | 15.11    | <b>1.300</b>     | non peggioramento (+30.0%)         |

**ANALISI SISMICA: VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA**

L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale,  
poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti su:

- rigidezza
- resistenza
- capacità di spostamento per SLV

**ATTENZIONE!**

Parete muraria interna:  
anomalie per le dimensioni della muratura ai bordi (mm):  
- Stato di Progetto:  
a dx: mazzetta muraria = 260 < 500

**RISULTATI ANALISI PARETE n° 2**

**ANALISI STATICA dei maschi murari** parete n° 2  
[Forze:kN - Tensioni:N/mm<sup>2</sup>; sforzi normali e tensioni riferiti alla luce deformabile]

La tensione statica alla base calcolata per la Comb. Fondamentale (SLU)[(2.5.1) in §2.5.3]  
viene confrontata con  $f_d$  = resistenza di progetto a compressione =  $f_m/FC/\gamma_M$   
con FC definito per il materiale di ogni singola parete.

La Comb. Fondamentale determina il risultato della verifica statica di resistenza a compressione;  
sono stati adottati i seguenti coefficienti parziali per le azioni (Tab. 2.6.I, §8.5.5):

$\gamma_{G1} = 1.30$ ,  $\gamma_{G2} = 1.50$

Si riportano inoltre carichi e tensioni in sommità, mezzeria e base in Comb. Sismica [(2.5.5) in §2.5.3]  
confrontando le tensioni con il valore di  $0.85 \cdot f_d$  dove, per analisi statica non lineare:  $f_d = f_m/FC$ .

**STATO ATTUALE**

| Comb. Fondamentale (per Analisi Statica)        |        |                         |        |                |                |                |                |                       |              |                     |              |
|---|--------|-------------------------|--------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------------|--------------|---------------------|--------------|
| n.  | N,somm | $\gamma_{G1} \cdot P_p$ | N,base | $\sigma$ ,base | f <sub>m</sub> | $\gamma_M$     | FC             | $f_d=f_m/FC/\gamma_M$ | C.Sic.       |                     |              |
| 1)  | 105.57 | 29.96                   | 135.53 | <b>0.342</b>   | 2.600          | 2.00           | 1.350          | 0.963                 | <b>2.814</b> |                     |              |
| 2)  | 79.89  | 19.88                   | 99.77  | <b>0.416</b>   | 2.600          | 2.00           | 1.350          | 0.963                 | <b>2.316</b> |                     |              |
| 3)  | 28.53  | 6.46                    | 34.99  | <b>0.486</b>   | 2.600          | 2.00           | 1.350          | 0.963                 | <b>1.982</b> |                     |              |
| Comb. Sismica (per Analisi Statica Non Lineare) |        |                         |        |                |                |                |                |                       |              |                     |              |
| n.  | N,somm | $\sigma$ ,somm          | N,mezz | $\sigma$ ,mezz | N,base         | $\sigma$ ,base | f <sub>m</sub> | FC                    | $f_d=f_m/FC$ | 0.85·f <sub>d</sub> | C.Sic.       |
| 1)  | 68.04  | 0.172                   | 79.09  | 0.200          | 90.14          | <b>0.228</b>   | 2.600          | 1.350                 | 1.926        | 1.637               | <b>7.192</b> |
| 2)  | 52.67  | 0.219                   | 59.37  | 0.247          | 66.06          | <b>0.275</b>   | 2.600          | 1.350                 | 1.926        | 1.637               | <b>5.947</b> |
| 3)  | 19.08  | 0.265                   | 21.09  | 0.293          | 23.10          | <b>0.321</b>   | 2.600          | 1.350                 | 1.926        | 1.637               | <b>5.103</b> |

**STATO DI PROGETTO**

| Comb. Fondamentale (per Analisi Statica) |        |                         |        |                |                |            |       |                       |              |  |
|--|--------|-------------------------|--------|----------------|----------------|------------|-------|-----------------------|--------------|--|
| n.                                       | N,somm | $\gamma_{G1} \cdot P_p$ | N,base | $\sigma$ ,base | f <sub>m</sub> | $\gamma_M$ | FC    | $f_d=f_m/FC/\gamma_M$ | C.Sic.       |  |
| 1)                                       | 97.75  | 32.21                   | 129.96 | <b>0.293</b>   | 2.600          | 2.00       | 1.350 | 0.963                 | <b>3.290</b> |  |

|   |        |                |        |                |        |                |       |       |          |         |        |
|---|--------|----------------|--------|----------------|--------|----------------|-------|-------|----------|---------|--------|
| 2)  | 6.87   | 2.26           | 9.13   | 0.293          | 2.600  | 2.00           | 1.350 | 0.963 | 3.290    |         |        |
| Comb. Sismica (per Analisi Statica Non Lineare) |        |                |        |                |        |                |       |       |          |         |        |
| n.  | N,somm | $\sigma$ ,somm | N,mezz | $\sigma$ ,mezz | N,base | $\sigma$ ,base | fm    | FC    | fd=fm/FC | 0.85·fd | C.Sic. |
| 1)  | 62.12  | 0.140          | 74.51  | 0.168          | 86.90  | 0.196          | 2.600 | 1.350 | 1.926    | 1.637   | 8.365  |
| 2)  | 4.37   | 0.140          | 5.24   | 0.168          | 6.11   | 0.196          | 2.600 | 1.350 | 1.926    | 1.637   | 8.358  |

C.Sic. per Analisi Statica allo Stato di Progetto:

- Comb. Fondamentale: **3.290**  
- Comb. Sismica : **8.358**

Per i maschi murari affiancati da telai di cerchiatura il carico applicato in sommità della parete viene così ripartito: la quota parte sul maschio è sostenuta dal maschio stesso; per quella sul telaio il contributo di carico sui maschi dipende dall'opzione scelta nei Dati Aperture:  
- il carico viene applicato sui maschi adiacenti, oppure:  
- il carico viene attribuito ai montanti del telaio.

#### ANALISI SISMICA: STATO ATTUALE parete n° 2

##### MASCHI MURARI

| n. | B (mm) | Hcalc (H/B) | K (kN/mm) | Resistenza(kN) |                    | Taglio irreg./reg. | Taglio scorr. | Press.compl. somm./base | Fasce | F,ult. (max) | Spost.(mm)  |             |
|----|--------|-------------|-----------|----------------|--------------------|--------------------|---------------|-------------------------|-------|--------------|-------------|-------------|
|    |        |             |           | Taglio diag.   | Taglio irreg./reg. |                    |               |                         |       |              | lim. elast. | ult. elast. |
| 1) | 3300   | 3100        | 0.94      | 42.75          | 47.16/ 53.12       | 52.57              | 64.83/ 73.72  | -                       | 47.16 | 1.64         | 15.50       |             |
| 2) | 2000   | 3100        | 1.55      | 19.35          | 20.76/ 24.25       | 29.91              | 29.43/ 32.44  | -                       | 20.76 | 1.56         | 15.50       |             |
| 3) | 600    | 3100        | 5.17      | 1.15           | 6.68/ 8.08         | 3.10               | 3.10/ 3.35    | -                       | 3.10  | 4.31         | 15.50       |             |

#### ANALISI SISMICA: STATO DI PROGETTO parete n° 2

##### MASCHI MURARI

| n. | B (mm) | Hcalc (H/B) | K (kN/mm) | Resistenza(kN) |                    | Taglio irreg./reg. | Taglio scorr. | Press.compl. somm./base | Fasce | F,ult. (max) | Spost.(mm)  |             |
|----|--------|-------------|-----------|----------------|--------------------|--------------------|---------------|-------------------------|-------|--------------|-------------|-------------|
|    |        |             |           | Taglio diag.   | Taglio irreg./reg. |                    |               |                         |       |              | lim. elast. | ult. elast. |
| 1) | 3700   | 3100        | 0.84      | 49.94          | 49.46/ 54.37       | 55.54              | 67.81/ 79.56  | -                       | 49.46 | 1.49         | 15.50       |             |
| 2) | 260    | 3100        | 11.92     | 0.10           | 2.32/ 2.55         | 0.34               | 0.34/ 0.39    | -                       | 0.34  | 5.29         | 15.50       |             |

##### Cerchiature

| n. | B (mm) | Hcalc (H/B) | K (kN/mm) | F lim. elast. |      | Spost.lim. elast. |       |
|----|--------|-------------|-----------|---------------|------|-------------------|-------|
|    |        |             |           | (kN)          | (mm) | (kN)              | (mm)  |
| 1) | 4140   | 2500        | 8.94      | 27.12         | 3.03 | 62.36             | 47.00 |

##### •controllo vincolamento shear-type:

F,SLU = Forza orizzontale agente sul telaio in corrispondenza di SLU

M',SLU = Quota parte del Momento di progetto al nodo montante/architrave in corrispondenza di SLU, data dalla differenza di sollecitazione fra i due schemi shear-type e a rotazione consentita e pari a:  $(Fh/4) \cdot [1/(6k+1)]$ , con:  $k=(J_{arch.}/J_{mont.}) \cdot (h/l)$ , h=altezza e l=larghezza del telaio (h,l: in corrispondenza degli assi delle aste, e prescindendo dalle zone rigide di estremità)

M,Rd = Momento resistente per compressione locale della muratura in corrispondenza dell'appoggio dell'architrave. Si ha:  $M,Rd = (fm/FC) \cdot s \cdot b^2/2$ , con: b = lunghezza da estremo appoggio dell'architrave ad asse del montante, fm/FC = resistenza di progetto del maschio murario adiacente all'apertura, s = spessore maschio.

| n. | F,SLU (kN) | M',SLU (kNm) | M,Rd (app.) |       |
|----|------------|--------------|-------------|-------|
|    |            |              | sx          | dx    |
| 1) | 46.32      | 6.05         | 11.10       | 11.10 |

#### ANALISI SISMICA: COEFFICIENTI DI SICUREZZA parete n° 2

[Rigidzze: kN/mm - Forze: kN - Spostamenti: mm - Energia dissipata: J=N·m]

|            | Attuale | Progetto | Rapporto(C.Sic.) |                                   |
|------------|---------|----------|------------------|-----------------------------------|
| Rigid. K)  | 63.24   | 58.99    | 0.933            | compreso fra -15% e + 15% (-6.7%) |
| Resist.F)  | 71.01   | 104.78   | 1.476            | non peggioramento (+47.6%)        |
| Spost.SLV) | 11.62   | 11.62    | 1.000            | non peggioramento (=)             |

## ANALISI SISMICA: VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti su:

- rigidezza
- resistenza
- capacità di spostamento per SLV

### ATTENZIONE!

Parete muraria interna:

anomalie per le dimensioni della muratura ai bordi (mm):

- Stato di Progetto:  
a dx: mazzetta muraria = 260 < 500

Per quanto riguarda infine l'Analisi Statica, il maschio n°2 della parete n° 1 allo Stato Attuale presenta una tensione di compressione superiore al limite di riferimento:

$$\sigma \text{ alla base} = 1.036 \text{ N/mm}^2 > f_d = 0.963 \text{ N/mm}^2$$

Questo indica un possibile problema statico nello stato di fatto, superato tuttavia attraverso l'intervento: nello Stato di Progetto, infatti, si registrano tensioni medie di compressione alla base tutte inferiori alla resistenza a compressione di progetto. Per tale motivo, la verifica di sicurezza della parete è soddisfatta anche dal punto di vista statico (ai fini della valutazione di sicurezza della parete soggetta all'intervento locale proposto, ciò che conta è che lo Stato di Progetto presenti tensioni di compressione non superiori alla resistenza).

### STATO ATTUALE

| Comb. Fondamentale (per Analisi Statica)        |                   |                         |                   |                 |                   |                 |                |  |                                    |                       |        |
|---|-------------------|-------------------------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|----------------|--|------------------------------------|-----------------------|--------|
| n.  | N <sub>somm</sub> | $\gamma_{G1} \cdot P_p$ | N <sub>base</sub> | $\sigma_{base}$ | f <sub>m</sub>    | $\gamma_M$      | FC             | f <sub>d</sub> =f <sub>m</sub> /FC/ $\gamma_M$ | C.Sic.                             |                       |        |
| 1)  | 113.05            | 24.74                   | 137.79            | 0.425           | 2.600             | 2.00            | 1.350          | 0.963  | 2.264                              |                       |        |
| 2)  | 43.76             | 5.95                    | 49.71             | 1.036           | 2.600             | 2.00            | 1.350          | 0.963  | 0.930                              |                       |        |
| 3)  | 138.58            | 30.83                   | 169.41            | 0.415           | 2.600             | 2.00            | 1.350          | 0.963  | 2.319                              |                       |        |
| Comb. Sismica (per Analisi Statica Non Lineare) |                   |                         |                   |                 |                   |                 |                |  |                                    |                       |        |
| n.  | N <sub>somm</sub> | $\sigma_{somm}$         | N <sub>mezz</sub> | $\sigma_{mezz}$ | N <sub>base</sub> | $\sigma_{base}$ | f <sub>m</sub> | FC   | f <sub>d</sub> =f <sub>m</sub> /FC | 0.85 · f <sub>d</sub> | C.Sic. |
| 1)  | 70.64             | 0.218                   | 79.68             | 0.246           | 88.72             | 0.274           | 2.600          | 1.350  | 1.926                              | 1.637                 | 5.978  |
| 2)  | 28.88             | 0.602                   | 30.22             | 0.630           | 31.56             | 0.657           | 2.600          | 1.350  | 1.926                              | 1.637                 | 2.490  |
| 3)  | 86.38             | 0.212                   | 97.76             | 0.240           | 109.15            | 0.268           | 2.600          | 1.350  | 1.926                              | 1.637                 | 6.119  |

Si osservi che nella Combinazione Sismica i carichi applicati determinano tensioni di progetto diverse, essendo diversi i coefficienti di combinazione rispetto alla Fondamentale per SLU.

In Combinazione Sismica nessuna tensione di compressione alla base risulta superiore alla resistenza.

Il confronto tensionale in corrispondenza della combinazione sismica dei carichi verticali è importante in quanto evidenzia quando il valore di  $\sigma$  supera  $0.85 \cdot f_d$ , ossia quando  $N > N_U$  nella verifica sismica: tale condizione (che non si manifesta nell'esempio corrente) comporta l'annullamento delle rigidità e delle forze resistenti.

Allo Stato di Progetto la verifica può quindi essere considerata completamente soddisfatta, sia sismicamente che staticamente.

## C.2.2. CERCHIATURA IN CALCESTRUZZO ARMATO

Questo esempio si riferisce al caso di un telaio di cerchiatura in calcestruzzo armato.

Verrà condotto un confronto con un solutore esterno ai fini del calcolo del momento resistente e della conseguente definizione del taglio ultimo sostenibile dai montanti in c.a.

In una parete muraria in mattoni pieni e malta di calce (LC2) deve essere praticata un'apertura di larghezza 95 cm. e altezza 220 cm. Si prevede la realizzazione di un telaio chiuso di cerchiatura, con sezione trasversale per montanti: 35cm. di profondità (=spessore del muro) x 25 cm., e per i traversi superiore

(architrave) e inferiore: 35 x 20 cm. (fig. C.2.23).

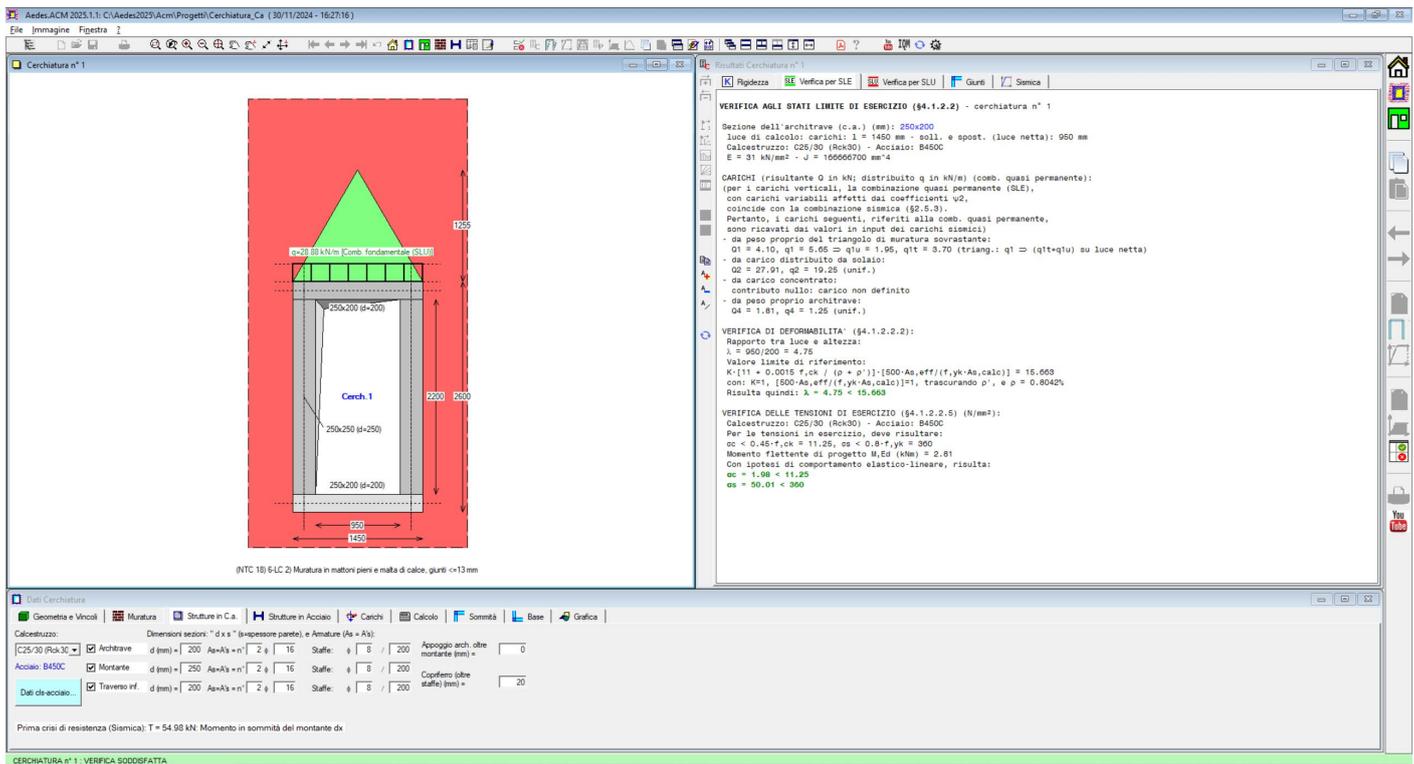
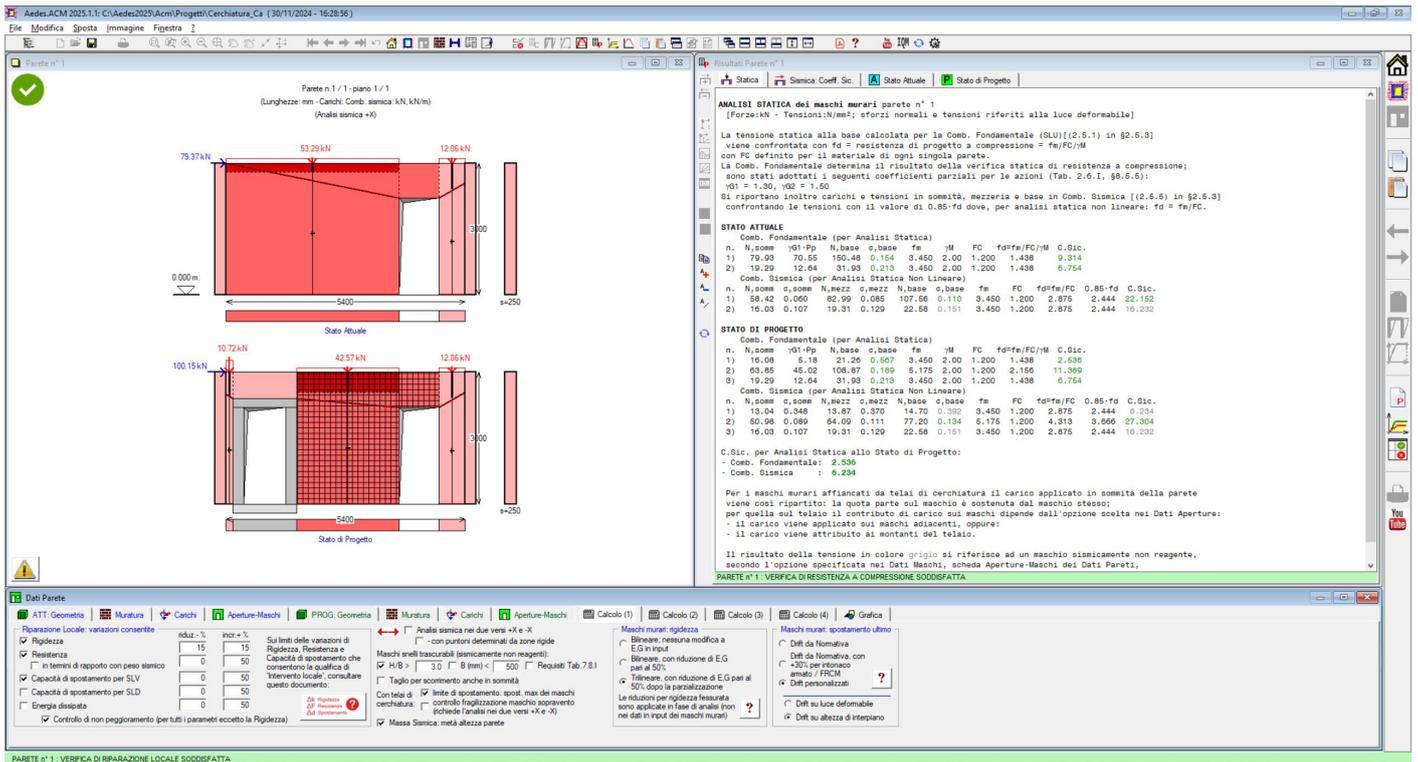


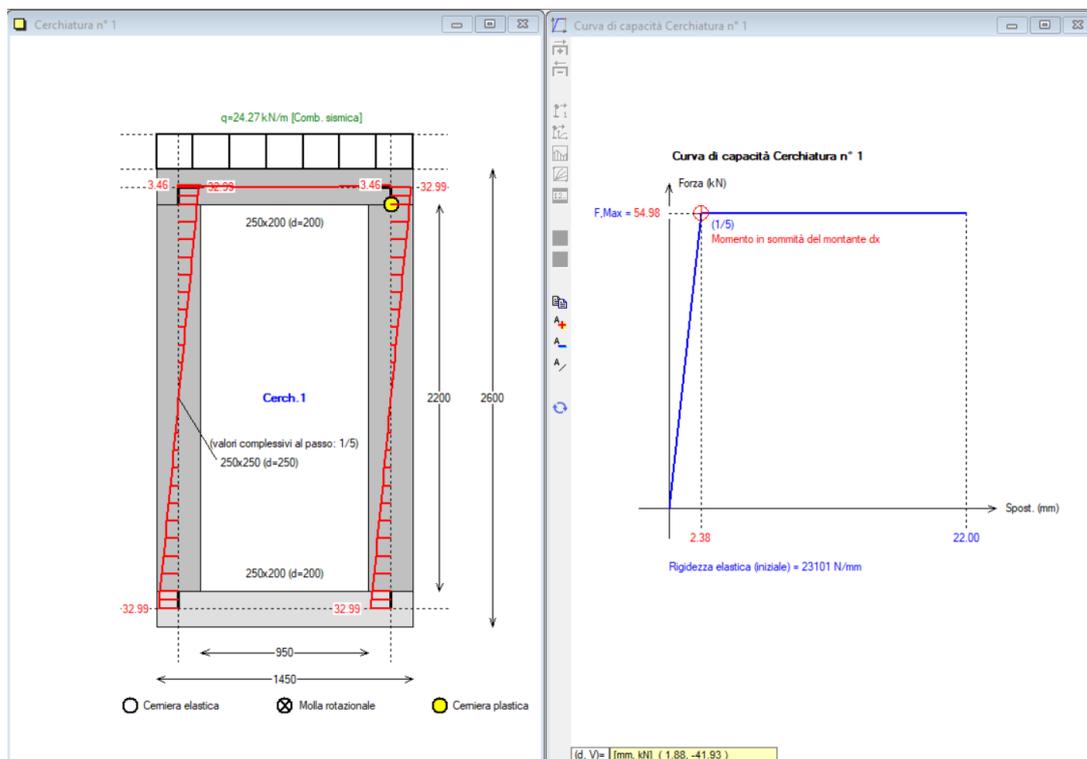
Fig. C.2.23. Esempio di telaio di cerchiatura in c.a.

In fig. C.2.24 è rappresentata la parete contenente il telaio di cerchiatura in c.a. Sul lato sinistro della parete si forma un maschio molto snello; un altro maschio snello è presente sul lato destro: al fine dell'affidabilità del calcolo, si adotta la trascurabilità dei maschi snelli (vd. in fig. C.2.24 la rigidezza nulla per i maschi 1 e 3 allo Stato di Progetto; le loro resistenze non concorrono alla definizione della forza ultima che caratterizza la curva di capacità della parete).



**Fig. C.2.24. Parete contenente il telaio di cerchiatura in c.a.**

La forza ultima per il telaio di cerchiatura è pari a 54.98 kN, e quindi per un montante vale 27.49 kN. Poiché lo schema statico della parete è il doppio incastro, il momento ultimo corrispondente è pari a  $27.49 \cdot 2.20 / 2 = 30.23$  kNm.



**Fig. C.2.25. Curva di capacità del telaio**

La validazione di questo momento ultimo per la sezione 25x35 in c.a., armata con (2+2) $\phi$ 16 e con copriferro oltre staffe pari a 20 mm (copriferro di calcolo: 20 + 8 + 16/2 = 36 mm) può essere condotta con l'ausilio di un solutore esterno; in questo esempio si fa riferimento ad un'utilità di calcolo relativa alle verifiche a pressoflessione in c.a. e c.a.p., resa disponibile dal Prof. Piero Gelfi, in distribuzione freeware e in download dal sito [http://dicata.ing.unibs.it/gelfi/software/programmi\\_studenti.html](http://dicata.ing.unibs.it/gelfi/software/programmi_studenti.html) (il software è denominato VcaSlu, versione 7.7 del 2011) (fig. C.2.26).

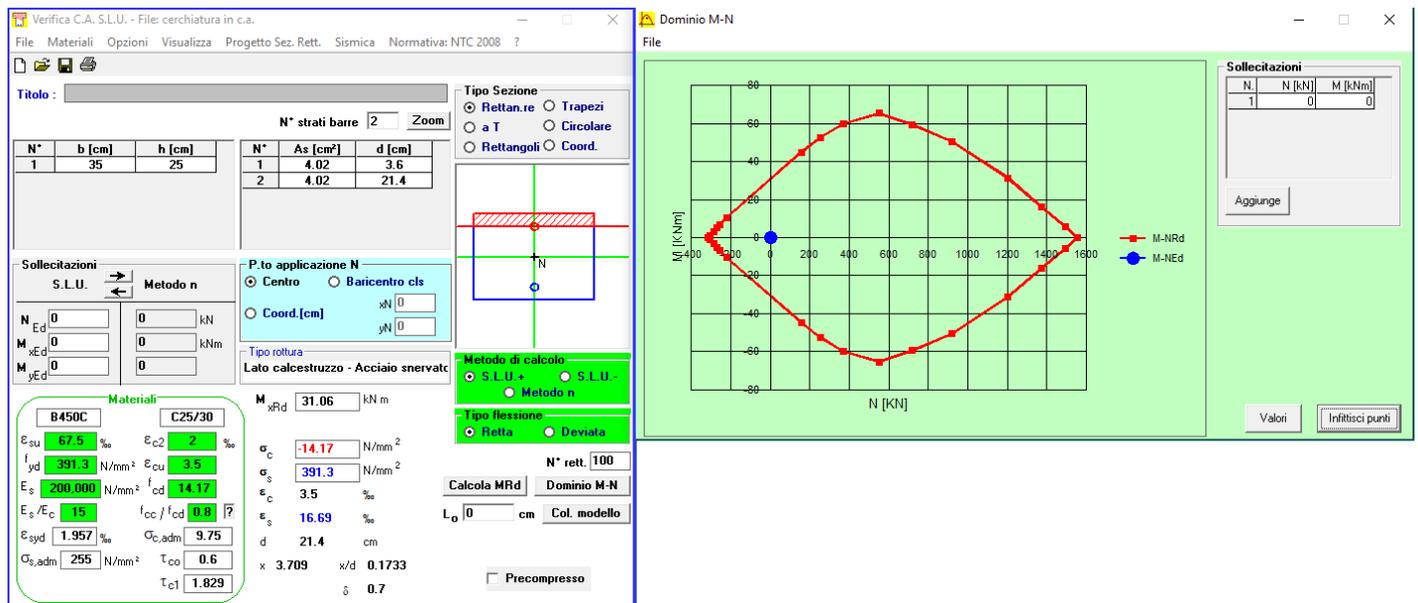


Fig. C.2.26. Momento resistente per la sezione in c.a.

Impostando i dati della sezione in esame, con riferimento alla flessione semplice, si ottengono i risultati mostrati in figura, praticamente coincidenti con il momento resistente di ACM (31.06 kNm).

### C.2.3. INTONACO ARMATO

In questo esempio ACM viene utilizzato non ai fini dello studio del comportamento di una parete dove sia inserito un telaio di cerchiatura, ma per la valutazione del miglioramento conseguito attraverso la tecnica d'intervento dell'intonaco armato.

Quando si modifica l'assetto della parete, ad esempio attraverso la realizzazione di una nuova porta oppure lo spostamento e/o allargamento di una porta esistente, l'intonaco armato fornisce una soluzione per lo Stato di Progetto alternativa al telaio chiuso di cerchiatura (ferma restando ovviamente la necessità di architravare adeguatamente la nuova apertura).

In tal modo il miglioramento in termini di rigidità, resistenza e capacità di spostamento viene conseguito mantenendo l'omogeneità del materiale: non si fa affidamento su diversi elementi strutturali (montanti di telaio), la cui connessione con la muratura può avere margini di incertezza, e si estende l'intervento ad un'ampia parte della superficie muraria, non limitata alla sola zona dell'apertura.

Ovviamente, con ACM possono anche essere studiati casi di forometria invariata tra Stato Attuale e Stato di Progetto, semplicemente al fine di valutare l'entità del miglioramento conseguito attraverso la realizzazione dell'intonaco armato.

L'esempio propone un intervento di tipo tradizionale con intonaco armato.

La parete oggetto di intervento ha le seguenti caratteristiche:

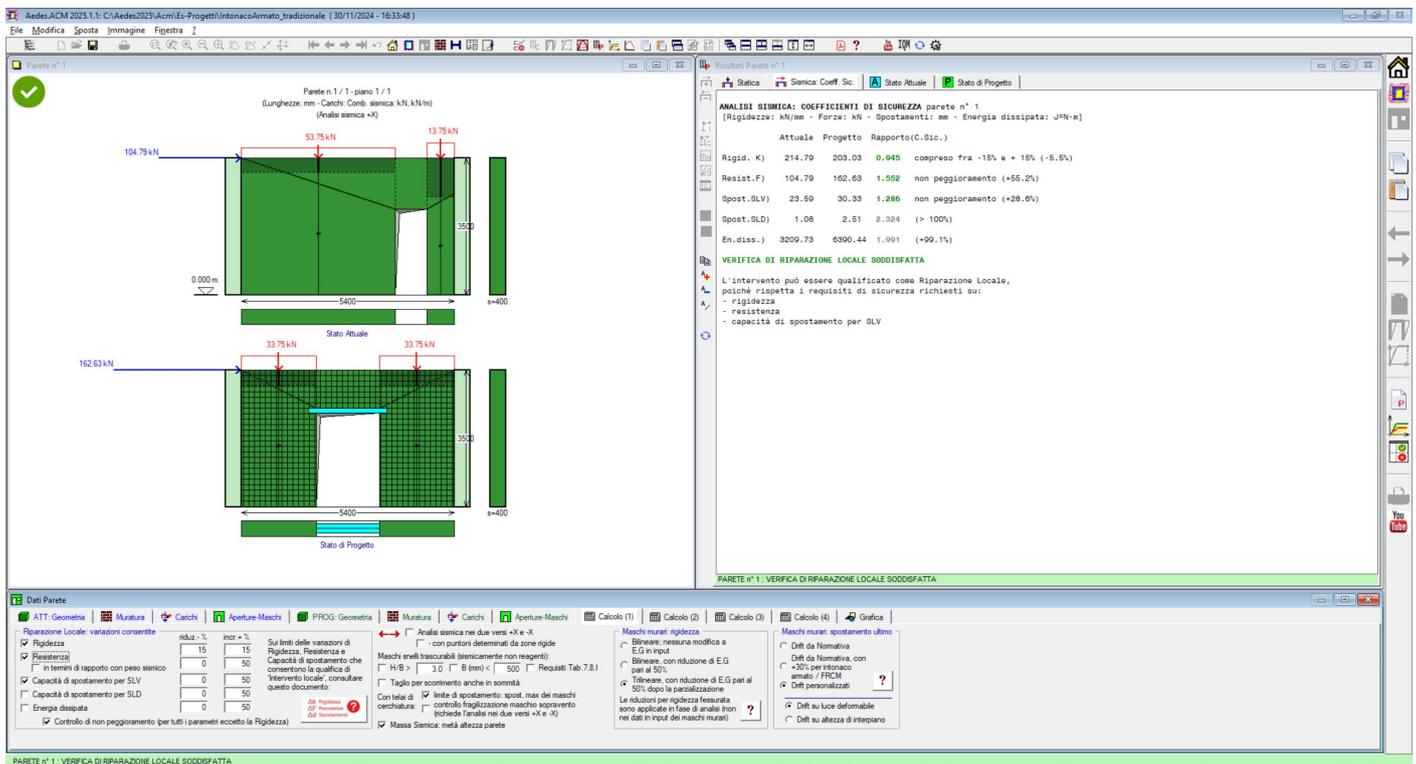
- muratura in pietrame a spacco con buona tessitura, con livello di conoscenza LC1 (si fa riferimento al corrispondente fattore di confidenza  $F_C=1.35$ );
- spessore della parete: 40 cm., altezza: 350 cm.

Il file corrispondente è: `\Aedes20xx\Acm\Es-Progetti\IntonacoArmato_tradizionale.acm`

Nello Stato Attuale è presente un'apertura (porta): nello Stato di Progetto viene spostata, allargata (da 80 a 160 cm.) e alzata (da 200 a 240 cm.). Lo spostamento avviene con riempimento del vano esistente mediante muratura compatibile con la tipologia originaria, pertanto nello Stato di Progetto alla zona a destra (comprendente la parte di muratura reintegrata) vengono attribuite le caratteristiche del materiale originario.

In fig. C.2.27 sono riportati i dettagli; in particolare, si osservi che i due maschi murari dello Stato di Progetto vengono caratterizzati da resistenze e moduli di elasticità amplificati attraverso il coefficiente 1.5 attribuito dalla Normativa vigente all'intervento di intonaco armato. I valori originari della muratura sono i minimi per le resistenze e i medi per i moduli di elasticità, conformemente alle richieste di Normativa per LC1.

Le zone rigide dei maschi murari sono state valutate applicando il criterio di diffusione a 30°, sia allo Stato Attuale sia allo Stato di Progetto.



**Fig. C.2.27.** Intonaco armato. Coefficienti di sicurezza

In questo esempio vengono incluse nella valutazione di capacità della parete le resistenze delle fasce, allo Stato Attuale e di Progetto.

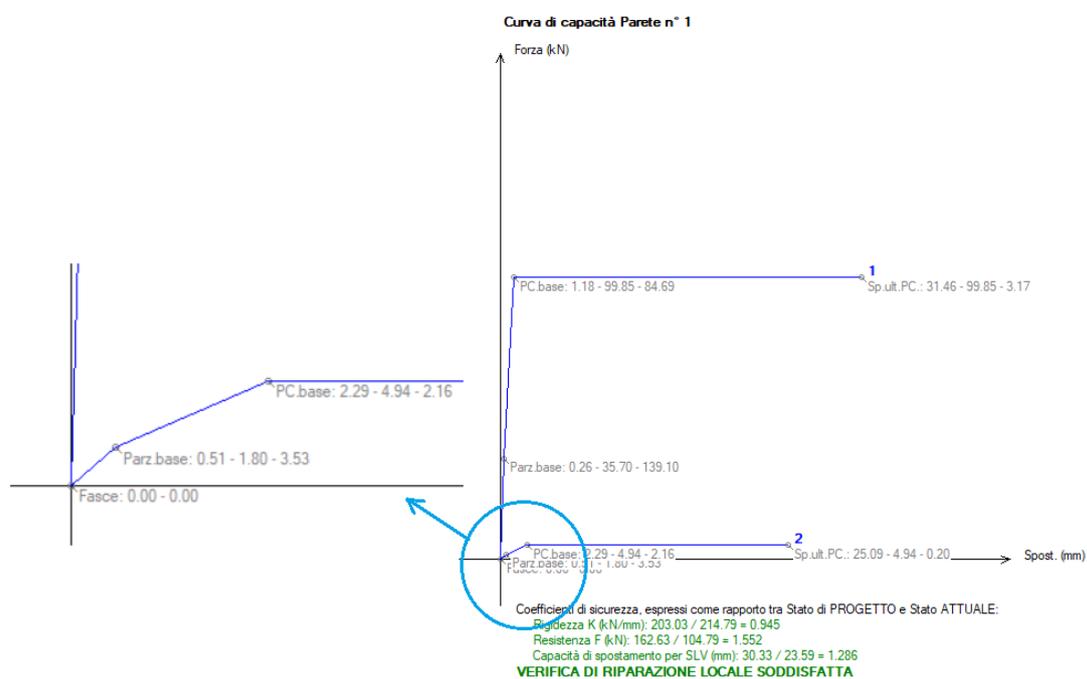
Nello Stato Attuale la resistenza della fascia è caratterizzata da un valore praticamente nullo in quanto è assente un elemento resistente a trazione efficacemente accoppiato alla fascia, e la muratura ha tipologia irregolare (caso diverso dalla tipologia regolare, per la quale è invece calcolabile secondo [C8.7.1.15] una resistenza a trazione che implica quindi una capacità a pressoflessione non nulla).

| N° | d (mm) | z (mm) | B (mm) | H (mm) | A (m²) | N°cerch. | Fascia: mur.sx                      | mur.dx                   | PressoFl. Compl.                    | Resista.traz. elem. teso da architrave (cerch.) (kN) | Resista.traz. di progetto (da cordolo o architrave) (kN) | Taglio                              | Carico su maschi                    | Rinforzo con FRCM        |
|----|--------|--------|--------|--------|--------|----------|-------------------------------------|--------------------------|-------------------------------------|--|--|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------|
| 1  | 3900   | 0      | 800    | 2200   | 1.7600 | 0        | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | 0.00   | 0.00   | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |

**Fig. C.2.28.** Dati Aperture-Fasce

In input, nella scheda Aperture-Fasce vengono selezionate le verifiche a pressoflessione e a taglio, con resistenza a trazione di progetto dell'elemento teso pari a 0.

La resistenza a pressoflessione nulla della fascia implica, sotto azione orizzontale crescente, la formazione immediata di una cerniera in sommità della luce deformabile del maschio, come evidenziato dalla curva di comportamento dei maschi in figura seguente.



**Fig. C.2.29.** Curva di capacità della parete: contributi dei singoli maschi allo Stato Attuale

I risultati dello Stato Attuale comprendono la resistenza della fascia (fig. seg.)

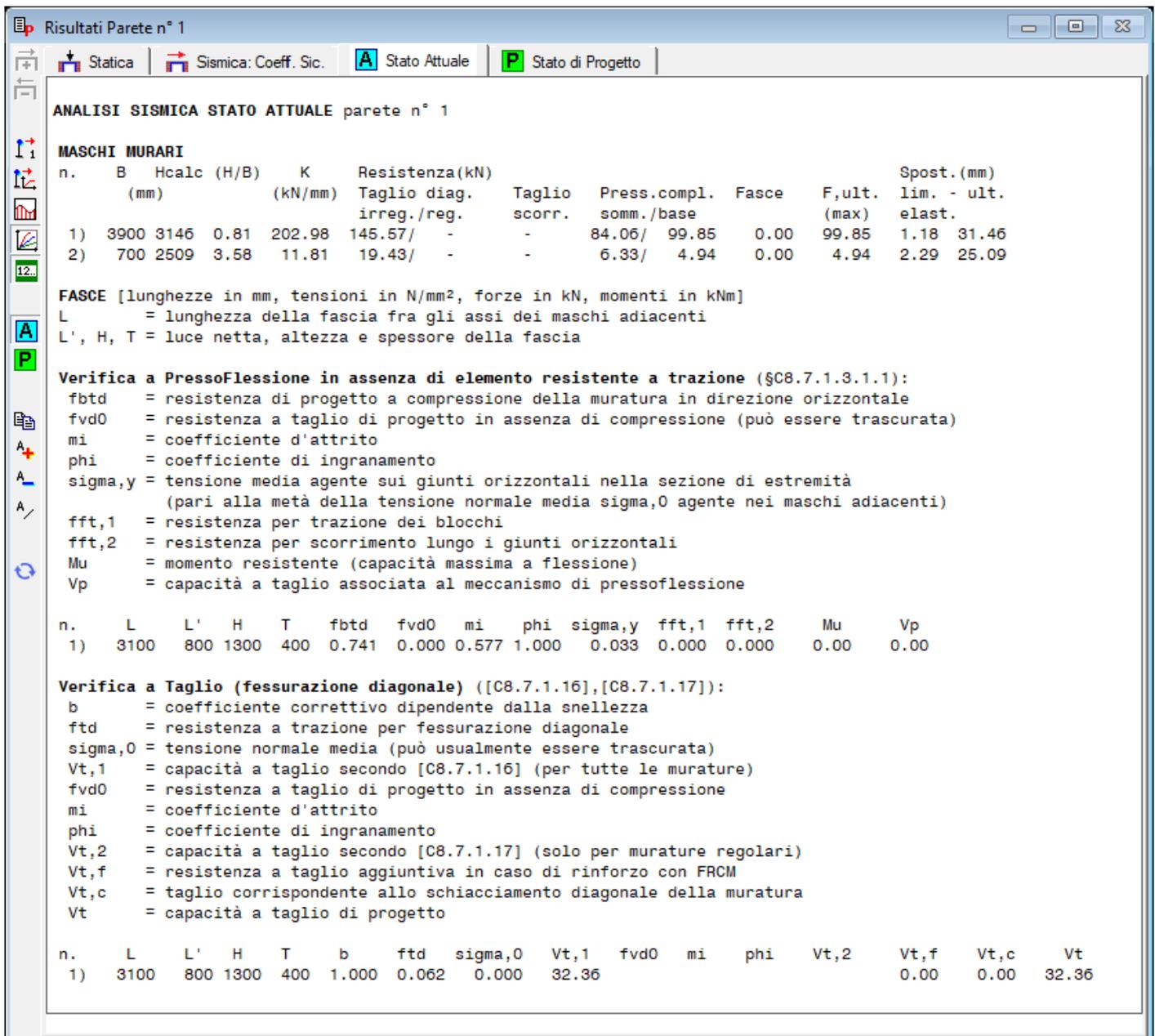


Fig. C.2.30.

Nello Stato di Progetto, nella verifica della fascia è stata considerata la pressoflessione con il meccanismo corrispondente alla presenza di un elemento teso (l'architrave); è stato ignorato il taglio dal momento che la Normativa non fornisce relazioni dove sia considerata la collaborazione a taglio fra architrave e muratura, il che può considerarsi equivalente ad una verifica non più significativa in quanto il taglio può essere assorbito dall'architrave stessa (diversamente, in un esempio successivo, si valuterà la capacità a taglio della sola fascia in muratura anche in presenza di un'architrave). Può essere lecito di fatto considerare che, in presenza dell'architrave (elemento teso), il comportamento prevalente della fascia sia del tipo 'a puntone' (comportamento rappresentato dalla verifica a pressoflessione).

| N° | d (mm) | z (mm) | B (mm) | H (mm) | A (m²) | N°cerch. | Fascia: mur.sx                      | mur.dx                   | Pressofl. Compl.                    | Resista.traz. elem. teso da architrave (cerch.) (kN) | Resista.traz. di progetto (da cordolo o architrave) (kN) | Taglio                   | Carico su maschi                    | Rinforzo con FRCM        |
|----|--------|--------|--------|--------|--------|----------|-------------------------------------|--------------------------|-------------------------------------|--|--|--------------------------|-------------------------------------|--------------------------|
| 1  | 1900   | 0      | 1600   | 2400   | 3.8400 | 1        | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | 1132.48  | 1132.48  | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |

Fig. C.2.31.

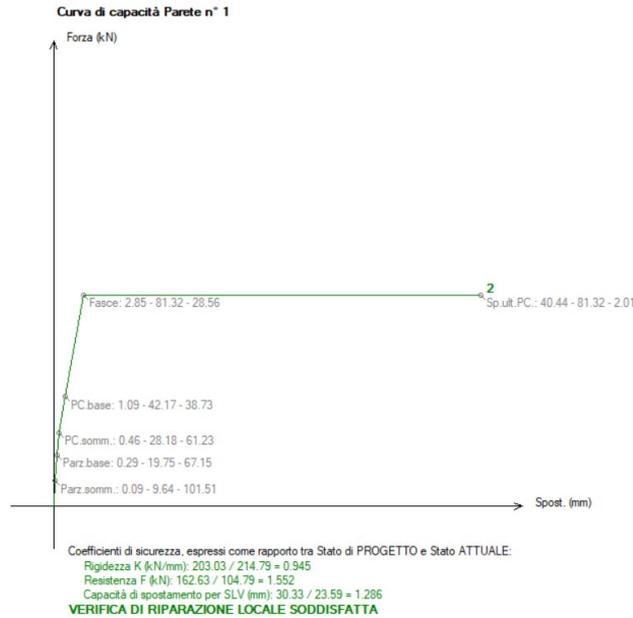


Fig. C.2.32.

| ANALISI SISMICA STATO DI PROGETTO parete n° 1 |        |             |           |                 |                          |               |                         |        |              |                                |
|---|--------|-------------|-----------|-----------------|--------------------------|---------------|-------------------------|--------|--------------|--------------------------------|
| MASCHI MURARI                                 |        |             |           |                 |                          |               |                         |        |              |                                |
| n.  | B (mm) | Hcalc (H/B) | K (kN/mm) | Resistenza (kN) | Taglio diag. irreg./reg. | Taglio scorr. | Press.compl. somm./base | Fasce  | F,ult. (max) | Spost. (mm) lim. - ult. elast. |
| 1)  | 1900   | 3111        | 1.64      | 101.51          | 67.17/-                  | -             | 28.18/ 42.17            | 134.45 | 81.32        | 2.85 40.44                     |
| 2)  | 1900   | 3111        | 1.64      | 101.51          | 67.17/-                  | -             | 28.18/ 42.17            | 134.45 | 81.32        | 2.85 40.44                     |

FASCE [lunghezze in mm, tensioni in N/mm², forze in kN, momenti in kNm]  
 L = lunghezza della fascia fra gli assi dei maschi adiacenti  
 L', H, T = luce netta, altezza e spessore della fascia

Verifica a Pressoflessione in presenza di elemento resistente a trazione (§7.8.2.2.4):  
 fhd = resistenza di progetto a compressione della muratura in direzione orizzontale  
 Hp,1 = 0.4·fhd·H·T  
 Hp,2 = capacità a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente  
 Mu = momento resistente (capacità massima a flessione)  
 Vp = capacità a taglio associata al meccanismo di pressoflessione

| n. | L    | L'   | H   | T   | fhd   | Hp,1   | Hp,2    | Hp     | Mu    | Vp     |
|----|------|------|-----|-----|-------|--------|---------|--------|-------|--------|
| 1) | 3500 | 1600 | 986 | 400 | 2.167 | 341.81 | 1132.48 | 341.81 | 89.21 | 111.52 |

PARETE n° 1 : COMPORTAMENTO SHEAR-TYPE GARANTITO DAL MOMENTO RESISTENTE DI NODO

Fig. C.2.33.

Il confronto fra le curve di capacità globali allo Stato Attuale e allo Stato di Progetto, riportato in figura seguente, fornisce i risultati della verifica di sicurezza, soddisfatta. Nello Stato di Progetto la capacità deformativa dei maschi rinforzati con intonaco armato è stata incrementata del 30% rispetto ai valori di

riferimento, ottenendo un drift a pressoflessione pari a 1.30 e a taglio pari a 0.65: ciò si considera maggiormente aderente alla capacità di spostamento della parete consolidata con rete in acciaio (per approfondimenti sul tema, cfr. [p.B.6.1.4.2](#)).

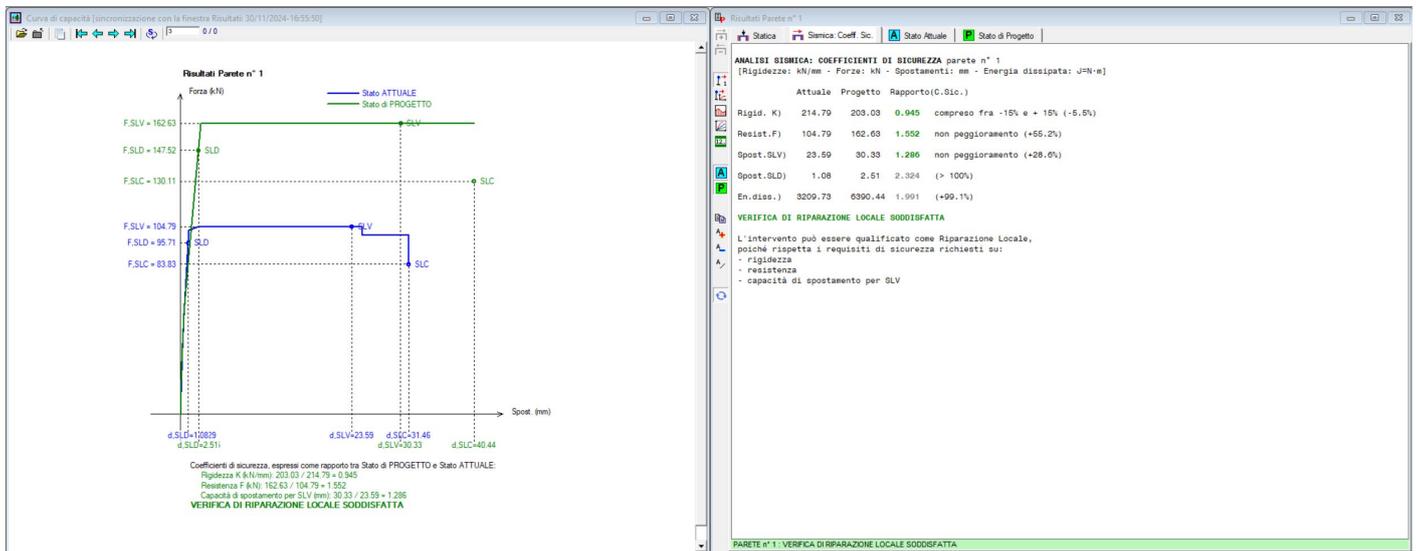


Fig. C.2.34.

Nel paragrafo seguente verrà descritto un altro esempio di calcolo della resistenza delle fasce, che diversamente dal caso appena illustrato sarà riferito ad una muratura con tipologia regolare.

### C.2.4. VERIFICHE DELLE FASCE

Come riportato al paragrafo [B.6.1.4.1](#) di questo Manuale, ACM consente l'esecuzione della verifica delle fasce, conformemente a quanto riportato dal D.M. 17.1.2018 in §7.8.2.2.4 (dove la 'fascia' è denominata 'trave in muratura'):

*“La verifica di travi di accoppiamento in muratura ordinaria, in presenza di azione assiale orizzontale nota, viene effettuata in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali. Qualora l'azione assiale non sia nota dal modello di calcolo (ad es. quando l'analisi è svolta su modelli a telaio con l'ipotesi di solai infinitamente rigidi nel piano), ma siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli), i valori delle resistenze possono essere assunti non superiori ai valori di seguito riportati ed associati ai meccanismi di rottura per taglio o per pressoflessione”.*

Per il confronto fra i calcoli manuali ed i risultati di ACM, si riprende il progetto del file di Validazione, e si attivano le verifiche delle fasce per lo Stato di Progetto (Finestra Pareti, scheda Aperture-Maschi).

Per definire la resistenza a trazione di progetto è possibile utilizzare l'apposito comando della barra degli strumenti: che imposta tale resistenza pari alla resistenza a trazione dell'architrave sull'apertura.

| N° | d (mm) | z (mm) | B (mm) | H (mm) | A (m²) | N°cerch. | Fascia: mur.sx                      | mur.dx                   | Pressofl. Compl.                    | Resista traz. elem. teso da architrave (cerch.) (kN) | Resista a traz. di progetto (da cordolo o architrave) (kN) | Taglio                              | Carico su maschi                    | Rinforzo con FRCM        |
|----|--------|--------|--------|--------|--------|----------|-------------------------------------|--------------------------|-------------------------------------|--|--|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------|
| 1  | 2180   | 0      | 820    | 1910   | 1.5662 | 1        | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | 1069.81  | 1069.81  | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |

Fig. C.2.35. Finestra Pareti: Dati Aperture e Fasce

## Verifica a Pressoflessione Complanare in presenza di elemento resistente a trazione

La capacità massima a flessione, associata al meccanismo di pressoflessione, sempre in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura, può essere valutata come:

$$M_u = H_p \cdot \frac{h}{2} \cdot \left[ 1 - \frac{H_p}{(0,85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t)} \right] \quad [7.8.5]$$

dove:

$H_p$  è il minimo tra la capacità a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore  $0,4 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t$ ;  
 $f_{hd} = f_{hk} / FC$  è la resistenza di progetto a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete), con:  $f_{hk} = f_m / 2$ .

Pertanto per la muratura in mattoni pieni e malta di calce, con giunti sottili:

$$f_{hd} = f_{hk} / 1,35 = 0,963 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{hk} = f_m / 2 = 2,6 / 2 = 1,3 \text{ N/mm}^2$$

$$H_{p1} = 0,4 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t = (0,4 \cdot 0,963 \cdot 1410 \cdot 250) / 1000 = 135,78 \text{ kN}$$

$H_{p2}$  = resistenza a trazione dell'elemento teso orizzontale, definito all'interno di Aperture-Maschi  
 $= n_p \cdot A_{IPE 180} \cdot F_{yk} / 1,05 = (2 \cdot 23,9 \cdot 100 \cdot 235 / 1,05) / 1000 = 1069,81 \text{ kN}$

$$H_p = \min (H_{p1}; H_{p2}) = 135,78 \text{ kN}$$

$$M_u = [135,78 \cdot 1000 \cdot (1410/2) \cdot [1 - ((135,78 \cdot 1000) / (0,85 \cdot 0,963 \cdot 1410 \cdot 250))]] / 10^6 = 50,68 \text{ kNm}$$

La capacità a taglio associata a tale meccanismo può essere calcolata come:

$$V_p = 2 M_f / l \quad [7.8.6]$$

dove:

$l = 1180 \text{ mm}$  è la luce libera della trave in muratura.

$$V_p = (2 \cdot 50,68 \cdot 10^6 / 1180) / 1000 = 85,90 \text{ kN}$$

Attivando la verifica a PressoFlessione della fascia, all'interno dei risultati dello Stato di Progetto si rileva quanto segue:

**FASCE** [lunghezze in mm, tensioni in N/mm<sup>2</sup>, forze in kN, momenti in kNm]

$L$  = lunghezza della fascia fra gli assi dei maschi adiacenti

$L'$ ,  $H$ ,  $T$  = luce netta, altezza e spessore della fascia

**Verifica a PressoFlessione in presenza di elemento resistente a trazione (§7.8.2.2.4):**

$f_{hd}$  = resistenza di progetto a compressione della muratura in direzione orizzontale

$H_{p,1} = 0,4 \cdot f_{hd} \cdot H \cdot T$

$H_{p,2}$  = capacità a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente

$M_u$  = momento resistente (capacità massima a flessione)

$V_p$  = capacità a taglio associata al meccanismo di pressoflessione

| n. | L    | L'   | H    | T   | fhd   | Hp,1   | Hp,2    | Hp     | Mu    | Vp               |
|----|------|------|------|-----|-------|--------|---------|--------|-------|------------------|
| 1) | 3180 | 1180 | 1410 | 250 | 0.963 | 135.78 | 1069.81 | 135.78 | 50.68 | 85.89<br>[85.90] |

Con riferimento a [p.A.3.2](#) e alle relazioni che legano il taglio resistente nella fascia al momento agente nel maschio 1:  $M_1^*$  e nel maschio 2:  $M_2^*$  in corrispondenza della sezione posta alla quota di modellazione dell'asta resistente corrispondente alla fascia, (baricentrica, cioè a metà altezza della fascia stessa) (fig. A.3.3), si ha:

$$M_1^* = M_2^* = V_p \cdot (L/2 + B/2) = 85,90 \cdot (1,180/2 + 2,000/2) = 136,58 \text{ kNm}$$

( $L$  = luce libera della fascia: 1180 mm,  $B$  = lunghezza della sezione del maschio adiacente: 2000 mm).

Dal momento  $M^*$  si risale alla forza orizzontale agente sulla sommità del maschio, in corrispondenza del traverso superiore della parete, mediante la relazione:

$$F = M^* / (H_m - H_0 - H_f/2)$$

dove:  $H_m$  = altezza totale del maschio dalla base alla sommità, comprendente anche le zone rigide: 3500 mm;  $H_f$  = altezza della fascia: 1590 – 180 = 1410 mm;  $H_0$  = luce di taglio, ossia distanza tra la base del maschio ed il punto di momento nullo: nel caso in esame  $H_0 = H'/2 = (3500 - 624) / 2 = 1438$  mm, essendo  $H'$  la luce deformabile del maschio (altezza al netto della zona rigida superiore). Si ha:

$$F_1 = F_2 = 136.58 / (3.500 - 1.438 - 1.410/2) = 100.65 \text{ kN}$$

Attivando solo la verifica a PressoFlessione nelle fasce, per i maschi si ottiene:

#### ANALISI SISMICA STATO DI PROGETTO parete n° 1

##### MASCHI MURARI

| n. | B (mm) | Hcalc (H/B) | K (kN/mm) | Resistenza(kN)<br>Taglio diag.<br>irreg./reg. | Taglio scorr. | Press.compl. somm./base | Fasce              | F,ult. (max) | Spost.(mm) lim. - ult. elast. |
|----|--------|-------------|-----------|---|---------------|-------------------------|--------------------|--------------|-------------------------------|
| 1) | 2000   | 2876        | 1.44      | 46.01<br>36.30/ 39.12                         | 43.11         | 37.09/ 44.55            | 100.64<br>[100.65] | 36.30        | 1.29 17.50                    |
| 2) | 2000   | 2876        | 1.44      | 46.01<br>36.30/ 39.12                         | 43.11         | 37.09/ 44.55            | 100.64             | 36.30        | 1.29 17.50                    |

### Verifica a Taglio

Nel caso di **muratura irregolare**, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano del pannello può essere valutata con la relazione seguente:

$$V_t = l \cdot t \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = l \cdot t \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad [\text{C8.7.1.16}]$$

dove:

$l$  è la lunghezza del pannello;

$t$  è lo spessore del pannello;

$\sigma_0$  è la tensione normale media, che per la fascia viene assunta pari a 0;

$f_{td}$  e  $\tau_{0d}$  sono, rispettivamente, i valori di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura ( $f_t = 1.5 \cdot \tau_{0d}$ );

$b$  è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere  $b = h/l$ , comunque non superiore a 1.5 e non inferiore a 1.0, dove  $h$  è l'altezza del pannello. Si ha:  $b = 1180/1410 = 0.837 \Rightarrow b = 1.0$

$$\tau_{0d} = \tau_0/FC = 0.05 / 1.35 = 0.037 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{td} = 1.5 \cdot \tau_{0d} = 0.056 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{t1} = (1410 \cdot 250 \cdot 0.056 / 1.0)/1000 = 19.74 \text{ kN}$$

Nel caso di **muratura regolare**, la resistenza a taglio può essere ottenuta dalla relazione indicata per la muratura irregolare (che risulta generalmente più cautelativa) oppure dalla relazione più completa riportata qui di seguito:

$$V_t = \frac{l \cdot t}{b} (\tilde{f}_{vd0} + \bar{\mu} \sigma_0) = \frac{l \cdot t}{b} \left( \frac{f_{vd0}}{1 + \mu \phi} + \frac{\mu}{1 + \mu \phi} \sigma_0 \right) \leq V_{t,lim} \quad [\text{C8.7.1.17}]$$

dove:

$\mu$  = coefficiente d'attrito = 0.577

$\Phi$  = coefficiente di ingranamento murario = 1

$f_{vd0}$  = resistenza a taglio della muratura in assenza di tensioni normali

$$f_{vd0} = f_{v0}/FC = 0.13 / 1.35 = 0.096 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{t2} = (1410 \cdot 250 / 1) \cdot (0.096 / (1 + 0.577 \cdot 1.00)) / 1000 = 21.46 \text{ kN}$$

$V_t$  è la capacità a taglio di progetto e corrisponde al valore minimo delle resistenze calcolate e per questo esempio resta confermato il fatto che la resistenza calcolata con la formulazione valida per la muratura irregolare è più cautelativa:

$$V_t = \min(V_{t1}, V_{t2}) = 19.74 \text{ kN.}$$

Attivando la verifica a Taglio della fascia, all'interno dei risultati dello Stato di Progetto si rileva quanto segue:

**FASCE** [lunghezze in mm, tensioni in N/mm<sup>2</sup>, forze in kN, momenti in kNm]

L = lunghezza della fascia fra gli assi dei maschi adiacenti

L', H, T = luce netta, altezza e spessore della fascia

**Verifica a Taglio (fessurazione diagonale)** ([C8.7.1.16],[C8.7.1.17]):

b = coefficiente correttivo dipendente dalla snellezza

ftd = resistenza a trazione per fessurazione diagonale

sigma,0 = tensione normale media (può usualmente essere trascurata)

Vt,1 = capacità a taglio secondo [C8.7.1.16] (per tutte le murature)

fvd0 = resistenza a taglio di progetto in assenza di compressione

mi = coefficiente d'attrito

phi = coefficiente di ingranamento

Vt,2 = capacità a taglio secondo [C8.7.1.17] (solo per murature regolari)

Vt,f = resistenza a taglio aggiuntiva in caso di rinforzo con FRCM

Vt,c = taglio corrispondente allo schiacciamento diagonale della muratura

Vt = capacità a taglio di progetto

| n. | L    | L'   | H    | T   | b     | ftd   | sigma,0 | Vt,1  | fvd0  | mi    | phi   | Vt,2  | Vt,f | Vt,c | Vt               |
|----|------|------|------|-----|-------|-------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|------|------|------------------|
| 1) | 3180 | 1180 | 1410 | 250 | 1.000 | 0.056 | 0.000   | 19.58 | 0.096 | 0.577 | 1.000 | 21.52 | 0.00 | 0.00 | 19.58<br>[19.74] |

$$M_1^* = M_2^* = V_t \cdot (L/2 + B/2) = 19.74 \cdot (1.180/2 + 2.000/2) = 31.39 \text{ kNm}$$

$$F_1 = F_2 = 31.39 / (3.500 - 1.438 - 1.410/2) = 23.13 \text{ kN}$$

Attivando solo la verifica a Taglio nelle fasce, per i maschi si ottiene:

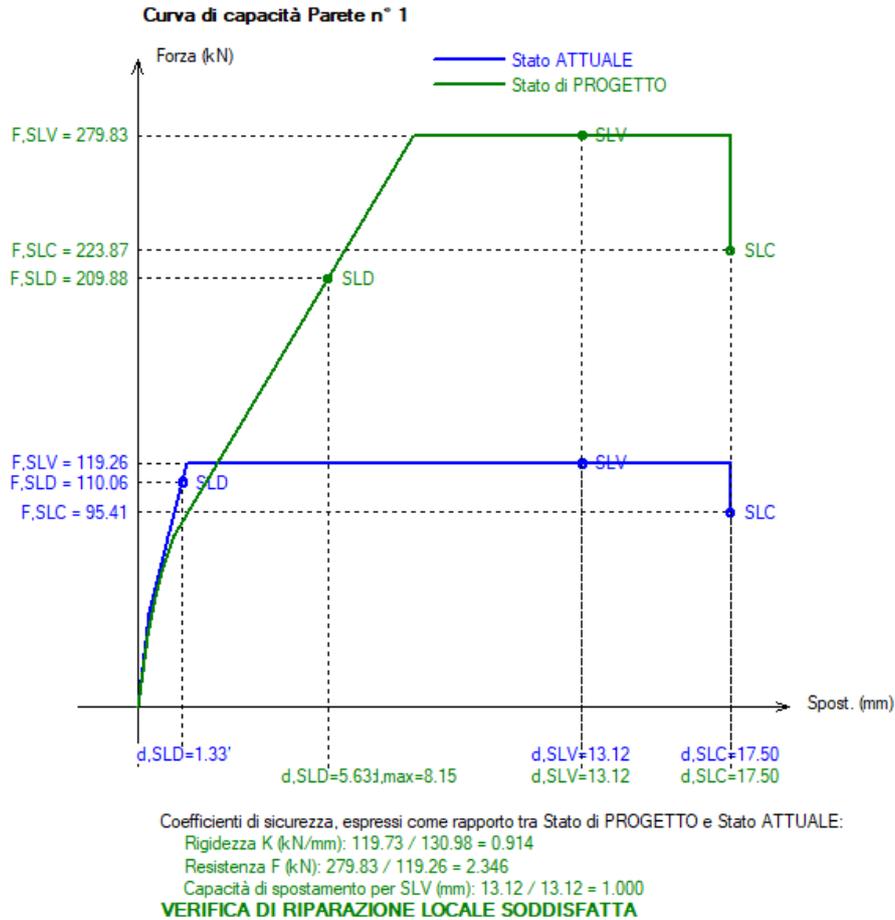
**ANALISI SISMICA STATO DI PROGETTO** parete n° 1

**MASCHI MURARI**

| n. | B (mm) | Hcalc (H/B) | K (kN/mm) | Resistenza(kN)<br>Taglio diag.<br>irreg./reg. | Taglio scorr. | Press.compl. somm./base | Fasce            | F,ult. (max) | Spost.(mm) lim. - ult. elast. |
|----|--------|-------------|-----------|---|---------------|-------------------------|------------------|--------------|-------------------------------|
| 1) | 2000   | 2876        | 1.44      | 46.01<br>36.30/ 39.12                         | 26.98         | 37.09/ 37.47            | 22.95<br>[23.13] | 26.98        | 1.08 17.50                    |
| 2) | 2000   | 2876        | 1.44      | 46.01<br>36.30/ 39.12                         | 26.98         | 37.09/ 37.47            | 22.95            | 26.98        | 1.08 17.50                    |

Le differenze fra calcolo manuale e calcolo automatico sono trascurabili e dipendono dagli arrotondamenti. In precedenza, si è osservato che in presenza di un'architrave il taglio nella fascia potrebbe essere assorbito dall'architrave stessa e la verifica a taglio della fascia potrebbe essere ignorata eseguendo la sola verifica a pressoflessione; poiché l'esecuzione della verifica a taglio, come dimostrato in questo caso, limita la resistenza della fascia, considerandola si opera in generale a favore di sicurezza.

Considerando infine allo Stato di Progetto la resistenza della fascia sia a PressoFlessione che a Taglio, si ottengono i risultati rappresentati dalla curva di capacità in fig. C.2.36.



**Fig. C.2.36.**

Per quanto riguarda i coefficienti di sicurezza e l'esito della verifica:

**ANALISI SISMICA: COEFFICIENTI DI SICUREZZA** parete n° 1

[Rigidezze: kN/mm - Forze: kN - Spostamenti: mm - Energia dissipata: J=N·m]

|            | Attuale | Progetto | Rapporto(C.Sic.) |                                   |
|------------|---------|----------|------------------|-----------------------------------|
| Rigid. K)  | 130.98  | 119.73   | <b>0.914</b>     | compreso fra -15% e + 15% (-8.6%) |
| Resist.F)  | 119.26  | 279.83   | <b>2.346</b>     | non peggioramento (> 100%)        |
| Spost.SLV) | 13.12   | 13.12    | <b>1.000</b>     | non peggioramento (=)             |
| Spost.SLD) | 1.33    | 5.63     | <b>4.233</b>     | (> 100%)                          |
| En.diss.)  | 2012.16 | 3956.01  | <b>1.966</b>     | (+96.6%)                          |

**VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA**

L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti su:

- rigidezza
- resistenza
- capacità di spostamento per SLV

## D. ANALISI PARAMETRICA

### D.1. INTRODUZIONE

Aedes propone, per i software PCM e ACM, l'**Analisi Parametrica**, consistente nello **studio della variazione dei risultati in funzione di parametri variabili**: questa tecnica si rivela molto importante per l'analisi degli edifici esistenti.

I software di analisi strutturale vengono normalmente utilizzati scegliendo i dati in input ritenuti rappresentativi del comportamento strutturale, ottenendo i corrispondenti risultati, ad esempio in termini di indicatore di rischio sismico.

**L'analisi degli edifici esistenti è caratterizzata da varie incertezze sui valori in input.**

Si possono eseguire in sequenza più analisi variando alcuni parametri affetti da incertezze, ma l'onere gestionale dei diversi modelli può essere elevato: ogni volta si deve creare una copia del modello e mettere a punto la configurazione strutturale da sottoporre all'analisi.

Risulta conveniente una metodologia che permetta al Progettista la **specificità in input di un campo di variabilità per i parametri affetti da incertezze, con la gestione automatica delle combinazioni che si generano**, ognuna corrispondente ad una variante del modello strutturale.

Al termine di questa analisi, definita Analisi Parametrica, è possibile individuare le combinazioni di maggior interesse, ad esempio nei confronti del **minimo indicatore di rischio sismico**.

La tecnica implementata nel software Aedes è la **Ricerca Esaustiva**, che prevede l'esecuzione dell'analisi strutturale per tutte le combinazioni generate dalla variabilità dei parametri.

Le combinazioni generate in dipendenza dai parametri variabili scelti dall'Utente possono ovviamente essere molte, e il loro numero cresce in maniera importante aumentando i parametri variabili. Questo aspetto può essere controllato inquadrando correttamente il caso studio, per definire quali siano le incertezze più significative e quali relazioni possono sussistere a priori fra i diversi parametri variabili, escludendo così combinazioni ridondanti o superflue.

Ad esempio, i parametri meccanici dei materiali (resistenze, moduli di elasticità) mantengono in genere tra loro una relazione che prevede l'utilizzo contemporaneo di valori minimi, medi o massimi oppure ottenuti attraverso indicatori di qualità muraria (IQM) che forniscono per i diversi parametri un 'gruppo' di valori fra loro coerenti.

Più in generale, **la gestione delle incertezze è una problematica che comprende diversi aspetti.**

Come noto, le incertezze sono di tipo aleatorio (variabili descritte da una funzione continua di probabilità) e di tipo epistemico (variabili dovute ad una non completa conoscenza dell'oggetto di studio).

Fra le **variabili di tipo aleatorio**, i parametri meccanici (resistenza a compressione, resistenza a taglio, moduli di elasticità) sono quantità definite positive che seguono generalmente la distribuzione log-normale, caratterizzata da valore medio e deviazione standard. Il valore medio si rileva dai dati sulle tipologie murarie (Tab. C8.5.I della Circ. 2019 alle NTC 2018), mentre la deviazione standard, non presente nella tabella citata, è riportata in altri documenti (vd. Tabella 3.1 delle linee guida CNR DT 212-2013: Istruzioni per la valutazione affidabilistica della sicurezza sismica di edifici esistenti [1]).

Le **variabili di tipo epistemico**, associate a difetto di conoscenza della struttura o del comportamento meccanico dei suoi elementi componenti, sono riconducibili a valori discreti, e comportano pertanto la scelta fra due o più valori alternativi. Alcuni esempi: criteri di definizione del telaio equivalente (suddivisione delle pareti in maschi murari), zone rigide dei maschi murari, rigidità fessurata della muratura,

distribuzione dei carichi sui solai, tipo di modellazione delle fasce murarie (bielle o elementi beam), grado di accoppiamento fra pareti ortogonali.

Un primo approccio relativo alla gestione delle incertezze consiste nell'**analisi di sensitività**: si tratta di un'analisi che **permette di individuare i parametri** riguardanti geometria, materiali, carichi, vincoli **dai quali dipende maggiormente la risposta strutturale del fabbricato**.

La finalità di tale analisi può essere quella di pianificare le indagini da effettuare per migliorare la conoscenza delle proprietà meccaniche e delle caratteristiche costruttive dell'edificio.

L'analisi di sensitività è stata introdotta nei documenti normativi italiani dalle istruzioni CNR-DT 212/2013 (cfr. §3.1.2; §B.5.3), proponendo l'analisi statica non lineare come metodo di calcolo appropriato per studiare la dipendenza del comportamento strutturale degli edifici esistenti in muratura dalla variabilità dei parametri affetti da incertezze.

In tale documento, dopo aver focalizzato i parametri affetti da incertezza, viene condotta una serie di analisi statiche non lineari, adottando per tutti i parametri di tipo aleatorio continuo (es.: la resistenza a compressione) il valore medio dell'intervallo corrispondente eccetto un parametro, al quale è stato attribuito alternativamente il valore massimo o minimo dell'intervallo stesso (espressione (3.1) delle CNR-DT 212/2013). Per i parametri di tipo epistemico vengono 'pesati' i risultati corrispondenti alle varie opzioni alternative utilizzando la formulazione (3.4) delle citate CNR-DT 212/2013.

L'analisi di sensitività individua quindi i parametri che maggiormente influenzano la risposta strutturale, per i quali può pertanto essere più opportuno approfondire le indagini.

Con riferimento al percorso indicato nel documento citato, all'analisi di sensitività segue l'**analisi di rischio**.

A seguito delle indagini è infatti possibile adottare stime migliori dei parametri stessi, aggiornando le distribuzioni di probabilità delle variabili affette da incertezza. L'analisi di rischio consiste nel considerare ancora variabili affette da incertezze e quindi nell'analizzare le diverse combinazioni corrispondenti.

L'insieme dei parametri variabili può essere stato modificato rispetto a quello scelto per l'analisi di sensitività, ad esempio ponendo come deterministiche, e quindi su un valore prefissato, le variabili i cui effetti sulla risposta sono risultati poco significativi.

Poiché nell'analisi di rischio occorre associare una probabilità ad ogni variabile, quindi anche a quelle epistemiche, è necessario operare in tal senso scelte di tipo soggettivo.

Nell'analisi di rischio, le probabilità corrispondenti ai valori delle variabili incerte conducono, per ognuna delle combinazioni considerate, a un valore di capacità in termini di accelerazione al suolo (o di indicatore di rischio) associato alla probabilità della combinazione, e conseguentemente è possibile costruire curve di fragilità per i vari stati limite di riferimento.

**Nell'analisi di sensitività e nell'analisi di rischio sopra descritte si possono rilevare alcune importanti criticità.**

Nell'analisi di sensitività la variazione fra massimo e minimo per una variabile, tenendo ferme tutte le altre sui valori medi, limita il numero di combinazioni analizzate per studiare l'effetto di un parametro variabile e di conseguenza le informazioni ricavate potrebbero non essere esaustive: il comportamento strutturale è in generale molto complesso, essendo caratterizzato da un sistema dove le variabili tra loro indipendenti possono assumere qualsiasi valore del proprio intervallo.

Ad esempio, l'effetto del valore massimo di un parametro in corrispondenza del massimo o del minimo di un altro parametro da esso indipendente può essere ben diverso: pertanto, bloccare il secondo parametro sul valore medio può non condurre a una valutazione appropriata degli effetti dei valori estremi del primo parametro.

In altre parole, **il disaccoppiamento tra variabili condotto nell'analisi di sensitività come sopra**

**formulata esamina solo un sottoinsieme delle possibili combinazioni e quindi non è esaustivo.**

Si può ritenere più significativo procedere direttamente con un'**Analisi Parametrica completa, esplorando tutte le combinazioni** così come fatto dall'analisi di rischio, rispetto alla quale tuttavia possono non entrare in gioco le probabilità. La Ricerca Esaustiva dell'Analisi Parametrica produce infatti un quadro completo sulle capacità della struttura corrispondenti alle diverse combinazioni.

Si può così individuare l'insieme di valori dei parametri variabili che corrisponde ad esempio al risultato più sfavorevole (il minimo indicatore di rischio sismico), e contemporaneamente è possibile studiare l'influenza dei singoli parametri, sia applicando i criteri restrittivi dell'Analisi di Sensitività sopra illustrata, sia esplorando lo spazio dei risultati secondo criteri definiti dall'Utente.

**L'Analisi Parametrica, come formulata nel software Aedes, include quindi l'Analisi di Sensitività, ma costituisce uno strumento più vasto e completo, fondandosi sulla Ricerca Esaustiva.**

**Per quanto riguarda l'analisi di rischio: sussistono notevoli perplessità sulle scelte delle probabilità associate a variabili epistemiche.**

Si consideri come riferimento un lavoro sulla valutazione dell'effetto delle incertezze di modello sulla risposta sismica di edifici in muratura esistenti [2], dove viene presentato un caso studio.

Le incertezze di modellazione sono variabili discrete, e viene seguito un approccio ad albero logico (ossia l'insieme delle combinazioni generate dai diversi valori discreti dei parametri variabili), assegnando ad ogni valore una determinata probabilità; per ogni ramo dell'albero logico (cioè, per ogni combinazione) si ottiene un risultato in termini di accelerazione e la probabilità corrispondente, ottenuta dalla moltiplicazione delle probabilità assegnati ai valori che i vari parametri variabili assumono nella combinazione. Si ottiene in tal modo, per i diversi stati limite di riferimento, la distribuzione di probabilità delle capacità in termini di accelerazione.

**Su alcuni parametri le probabilità assegnate ai diversi valori derivano da un giudizio fortemente soggettivo.** Ad esempio, uno dei parametri variabili di modello considerati è la rigidezza fessurata della muratura.

Sono stati scelti tre valori possibili: 50% (rigidezza fessurata pari alla metà della rigidezza elastica), 75% e 100% (rigidezza non fessurata). A questi tre valori sono stati associate le seguenti probabilità: 45% ai valori del 100% e del 50%, e 10% al 75%. La giustificazione di tale scelta è la seguente (cit. da [2], §3.2):

- *l'opzione 100% si ritiene ragionevole se il Progettista ritiene che i valori riportati nella tabella normativa per i moduli di elasticità siano già bassi se confrontati con i risultati sperimentali;*
- *il valore 50% è un coefficiente di riduzione che viene spesso adottato nella pratica ingegneristica e costituisce anche il valore di default dei diversi programmi di analisi strutturale;*
- *il valore 75% è il più coerente con i risultati sperimentali e quindi in molti casi è probabilmente la scelta più appropriata. A questo valore si associa una bassa probabilità, in quanto si ritiene che solo una piccola percentuale di Progettisti ricorrerebbe a risultati sperimentali per la valutazione di questo coefficiente di riduzione.*

**La forte soggettività di questa posizione condiziona inevitabilmente la bontà del risultato.**

Non è chiaro per quale motivo si deve associare la probabilità più bassa alla scelta più appropriata.

Nell'ambito del lavoro citato [2], probabilità soggettive vengono associate anche ai due valori del parametro di connessione fra pareti ortogonali, attribuendo il 75% al completo collegamento, e il 25% alla mancanza di accoppiamento flessionale e a taglio, ritenendo che il primo sia l'approccio di modellazione più corretto: ma valori altrettanto giustificabili in tal senso potrebbero essere 60% e 40%. Quest'ultima scelta è stata adottata nell'esempio proposto in §B.6 della CNR-DT 212/2013: anche in questo caso studio viene considerata la variabile di modello sull'ammorsamento dei muri ortogonali, ed è stato deciso di assegnare un maggior peso all'ipotesi di perfetto ammorsamento (60%) e conseguentemente una probabilità del 40% ad un

accoppiamento non efficace. Tale scelta viene giustificata osservando che l'edificio oggetto di studio (un edificio esistente reale danneggiato in occasione del sisma del 29 maggio 2012 in Emilia, del quale è disponibile il rilievo del danno) non mostra alcuna fessurazione in corrispondenza degli ammorsamenti.

Non è chiaro per quale motivo per un parametro di modellazione identico (l'ammorsamento tra muri ortogonali) caratterizzato da due valori discreti con significato identico (accoppiamento completo o mancante) si assegnino probabilità 60%-40% nel caso della CNR-DT 212/2013 e 75%-25% nel caso del lavoro citato [2].

Inoltre, in [2] gli Autori dichiarano di aver condotto l'analisi con un unico software che non modella la rigidezza della parete fuori piano, un aspetto certamente coinvolto nel comportamento di due pareti tra loro ortogonali sotto azione sismica lungo una direzione rispetto alla quale una delle pareti è orientata ortogonalmente a tale direzione. Diversamente dal software utilizzato in [2], Aedes.PCM ha sempre preso in considerazione la rigidezza delle pareti in direzione trasversale, ritenendo che il comportamento di ogni elemento strutturale debba essere modellato nella sua completezza. In [2] gli Autori stessi indicano che prendere in considerazione la rigidezza fuori piano modificherebbe la gestione dell'incertezza e quindi il giudizio sui risultati.

**Le analisi di rischio condotte sulla base di ipotesi soggettive possono condurre a giudizi di vulnerabilità poco attendibili.**

**Tutto ciò premesso, si ritiene preferibile un esame esaustivo delle combinazioni derivanti dalla variabilità dei parametri affetti da incertezze**, in modo da supportare efficacemente il Progettista sia nelle analisi di vulnerabilità sia nella progettazione degli interventi di consolidamento. In prospettiva, questo approccio può essere peraltro irrobustito attraverso metodi di ottimizzazione in grado di gestire i casi con elevato numero di combinazioni.

Il software Aedes si muove in tale direzione attraverso l'implementazione dell'**Analisi Parametrica**, secondo un percorso originale di Ricerca e proponendo strumenti all'avanguardia per la definizione dei dati e la consultazione dei risultati.

#### Riferimenti bibliografici

[1] CNR-DT 212/2013, *Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti*, Roma - CNR, 14 maggio 2014.

[2] Rota M., Bracchi S., Penna A., Magenes G., *Evaluation of the effect of modeling uncertainties on the seismic response of existing masonry buildings*, COMPDYN 2013, 4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Kos Island, Greece, 12–14 June 2013: <https://files.eccomasproceedia.org/papers/compdyn-2013/C1329.pdf?mtime=20170330154210>

## D.2. ANALISI PARAMETRICA CON AEDES.ACM

La valutazione della sicurezza di edifici esistenti è in genere affetta da innumerevoli incertezze che riguardano la modellazione strutturale: caratteristiche meccaniche dei materiali, definizione del telaio equivalente, comportamento delle fasce murarie, distribuzione del carico dei solai ecc. Alcune incertezze legate alle caratteristiche dei materiali sono tenute in conto per mezzo di fattori di confidenza, ma in generale solo l'esecuzione di molteplici analisi strutturali può fornire indicazioni sull'influenza di un determinato parametro e guidare verso una scelta progettuale consapevole. Queste considerazioni hanno validità generale, nell'ambito sia del comportamento globale degli edifici (studiato con il software Aedes.PCM) sia degli interventi locali, a cui è dedicato Aedes.ACM.

**Aedes.ACM** propone l'**Analisi Parametrica**, cioè l'elaborazione automatica di una serie di verifiche di sicurezza, in termini di rigidezza, resistenza e capacità di spostamento, considerando la variazione di alcuni parametri definiti dall'utente. L'Analisi Parametrica costituisce uno strumento utilissimo per la definizione della modellazione strutturale e permette di valutare rapidamente l'effetto di diversi interventi di consolidamento.

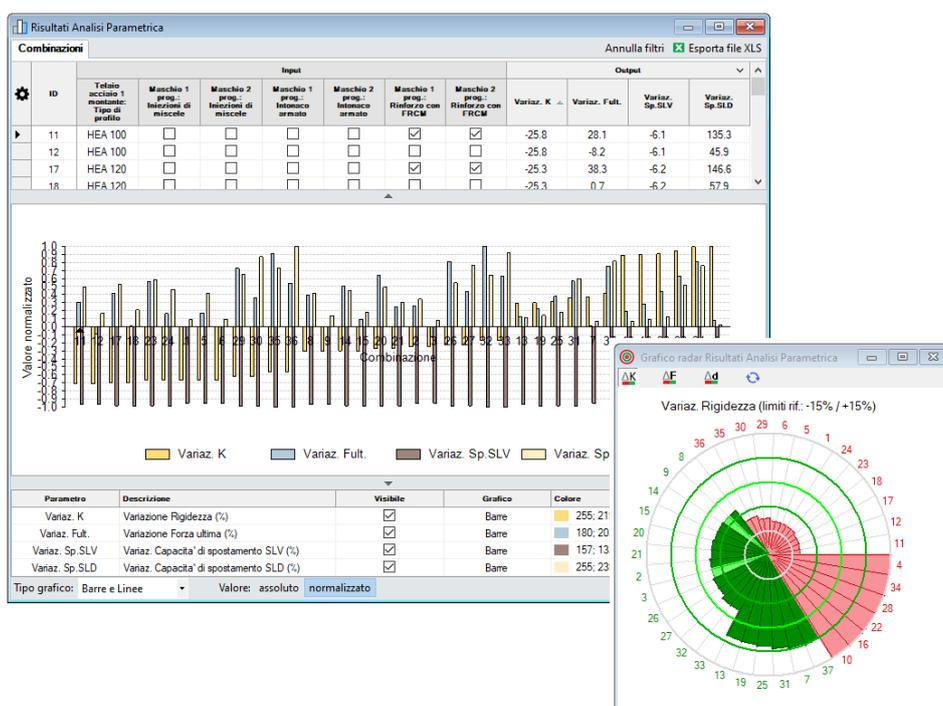


Fig. 1. Analisi Parametrica con Aedes.ACM

Per eseguire un'analisi parametrica è necessario innanzitutto definire i **parametri variabili**, cioè una lista di parametri relativi alla modellazione strutturale, che si intende far variare nel corso dell'analisi. I parametri variabili possono riguardare opzioni generali di modellazione o proprietà degli elementi strutturali (telai di cerchiatura, maschi, fasce).

Per ogni parametro è necessario specificare l'elenco dei possibili valori o un intervallo di variabilità.

Aedes.ACM genera tutte le possibili **combinazioni** dei parametri variabili tenendo conto della loro variabilità e dei vincoli imposti. Al lancio dell'Analisi Parametrica, per ogni combinazione vengono eseguite automaticamente l'analisi e le verifiche di sicurezza memorizzando i valori dei **parametri monitorati** consistenti nelle variazioni, fra Stato Attuale e Stato di Progetto, di: rigidezza, forza ultima e capacità di spostamento agli stati limite SLV e SLD.

### D.3. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI VARIABILI

La finestra dei Parametri variabili, per l'Analisi Parametrica, si apre dalla finestra Progetto attraverso il pulsante di comando apposito, oppure il comando del menu Finestra, o in alternativa direttamente dalla barra degli strumenti principale (fig. 2).

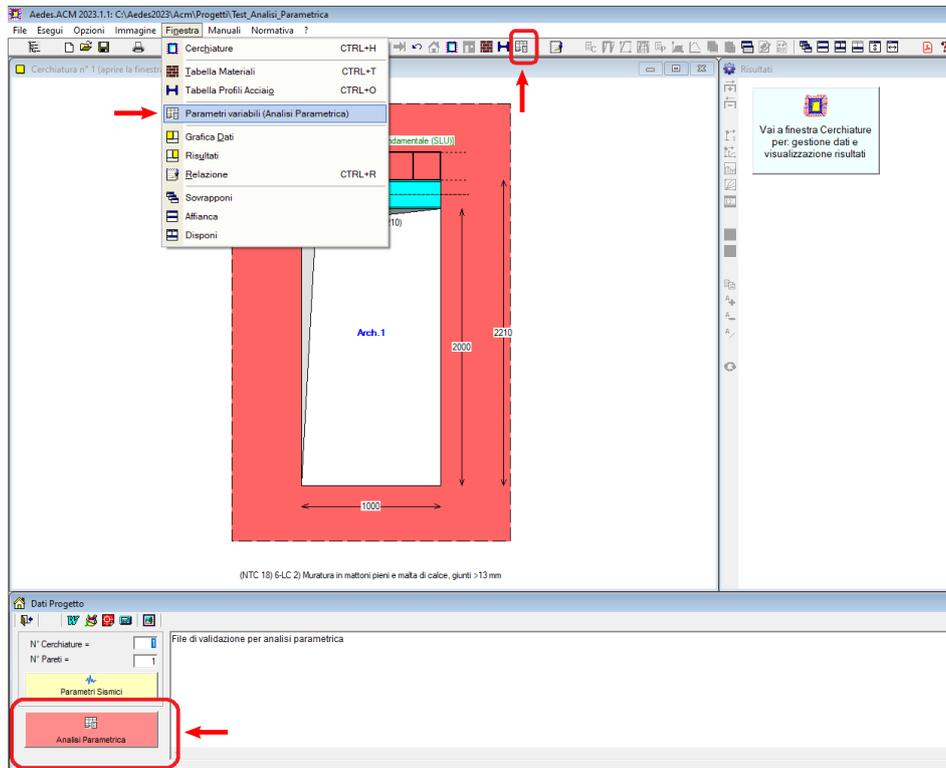


Fig. 2. Apertura finestra Parametri variabili (per l'Analisi Parametrica)

La finestra Parametri variabili permette di definire l'elenco dei parametri variabili.

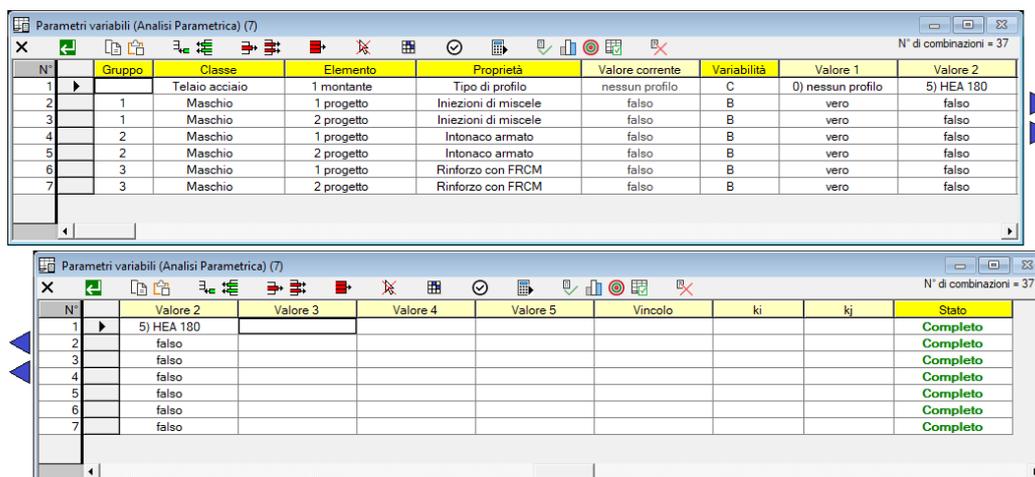


Fig. 3. Finestra Parametri variabili

In fig. 3 si riporta un esempio della finestra, già popolata con un elenco di parametri variabili; per comodità di visualizzazione la finestra viene scomposta in due parti da considerare consecutive.

Nella griglia, le righe rappresentano i parametri e le colonne le loro proprietà. Per inserire un nuovo parametro si utilizza il comando **Aggiungi**  del menu **Modifica** (selezionabile anche direttamente dalla barra degli strumenti della finestra). La compilazione o la modifica di un parametro deve avvenire da sinistra verso destra, partendo dalla colonna "Classe".

Di seguito si riporta la descrizione delle informazioni necessarie a caratterizzare un parametro variabile.

---

|                 |   |
|-----------------|---|
| <b>Gruppo</b>   | <p>Numero identificativo di un eventuale gruppo di appartenenza del parametro. Grazie a questa proprietà è possibile raggruppare vari parametri e fare in modo che varino in modo omogeneo, cioè assumano sempre valori omologhi.</p> <p>Nel caso illustrato in fig. 3, ad esempio, i parametri 2, 3 sono raggruppati nel gruppo 1. Nella generazione delle varie combinazioni, saranno considerate accettabili solo le combinazioni in cui tutti questi parametri assumono contemporaneamente il primo o il secondo valore possibile.</p> <p>Evidentemente, affinché due parametri possano essere raggruppati nello stesso gruppo è necessario che abbiano lo stesso numero di valori possibili (vedi Variabilità).</p> <p>I gruppi di parametri non definiti correttamente o aventi diverso numero di valori possibili, vengono evidenziati in rosso perché non validi.</p> |
| <b>Classe</b>   | <p>Rappresenta la classe del parametro variabile, o il tipo di elemento cui esso si riferisce. Le opzioni possibili sono:</p> <ul style="list-style-type: none"><li>• <b>Telaio in c.a.</b></li><li>• <b>Telaio in acciaio</b></li><li>• <b>Telaio</b></li><li>• <b>Maschio</b></li><li>• <b>Parete</b></li><li>• <b>Fascia</b></li></ul>   |
| <b>Elemento</b> | <p>Elemento di riferimento del parametro variabile. Per la classe corrente, una lista permette di selezionare l'elemento desiderato tra quelli presenti nel modello: il nome dell'elemento riporta all'inizio il numero consecutivo da esso assunto nel modello.</p> <p>Ad esempio, per la classe Maschio l'elemento viene scelto dalla lista: 1 attuale, 2 attuale, ..., <math>n</math> attuale, 1 progetto, 2 progetto, ..., <math>m</math> progetto, dove <math>n</math> è il numero di maschi allo stato attuale e <math>m</math> quello allo stato di progetto.</p> <p>L'Analisi Parametrica richiede un Progetto con una sola parete, e quindi alla classe Parete sarà sempre associato l'elemento '1 generali' che indica le proprietà generali della parete 1 (l'unica presente).</p>   |

---

---

## Proprietà

Proprietà o impostazione rappresentativa del parametro variabile. Le opzioni possibili dipendono dalla classe e dalla tipologia dell'elemento.

### Telaio in c.a.:

- *Architrave, Montante, Traverso inferiore*: dimensione geometrica  $d$  (nel piano del telaio; la dimensione nel piano ortogonale è definita dallo spessore della parete).

### Telaio in acciaio:

- *Architrave*: Tipo di profilo, Numero di profili, Appoggio oltre montante.
- *Montante*: Tipo di profilo,  $J_{max}$ , Numero di profili, Sezione doppia.
- *Traverso inferiore*: Tipo di profilo, Numero di profili.

*Tipo di profilo* consente la selezione dalla lista dei profili in acciaio, oltre alla possibilità di assenza di profilo. I profili considerati sono quelli compresi fra la sezione specificata per Valore1 e quella per Valore2, ed aventi il check 'Analisi Parametrica' selezionato nei dati della Tabella Profili Acciaio: attraverso questo check è possibile specificare un insieme anche non consecutivo di sezioni di profili che si desiderano prendere in considerazione. *Numero di profili* consente la specifica dell'accoppiamento di due o più profili nello spessore della parete. *J<sub>max</sub>* indica l'orientamento, oppure no, del profilo del montante secondo la massima inerzia. *Sezione doppia* consente l'affiancamento, ai lati dell'apertura e nel piano della parete, di due montanti aventi il medesimo profilo.

### Telaio:

- *Shear type, Giunto base rigidezza, Giunto base resistenza*.

### Maschio:

- *Parametri meccanici*:  $f_m$ ,  $\tau_0$ ,  $f_{v0}$ ,  $F_c$ ,  $E$ ,  $G$ ,  $w$  (peso specifico). E' possibile specificare un elenco di valori che i parametri meccanici possono assumere, anche in relazione fra loro grazie all'appartenenza ad un Gruppo.
  - *Caratteristiche*. Per attivare, oppure no, determinate caratteristiche costruttive che modificano le proprietà meccaniche del materiale: Malta scadente, Nucleo scadente, Malta buona, Ricorsi o listature, Connessione trasversale. Queste caratteristiche devono essere impostate preventivamente sul modello della struttura (per i coefficienti correttivi: tabella materiali); il parametro variabile ha il solo scopo di attivare oppure no l'intervento, ed ha infatti natura booleana (vero / falso).
  - *Interventi*. Per attivare, oppure no, determinati interventi di consolidamento: Diatoni artificiali, Tirantini antiespulsivi, Iniezioni di miscele, Intonaco armato, Ristilatura armata, Rinforzo con FRCCM. Le caratteristiche di questi interventi di consolidamento devono essere impostate preventivamente sul modello della struttura (per i coefficienti correttivi: tabella materiali; per FRCCM: schede di calcolo dei Dati Parete); il parametro variabile ha il solo scopo di attivare oppure no l'intervento, ed ha infatti natura booleana (vero / falso).
-

- 
- *Drift*. Per specificare il valore da assegnare al drift (cioè alla deformazione angolare, e quindi alla capacità di spostamento, in corrispondenza del collasso dell'elemento: stato limite SLC) a pressoflessione e a taglio.

**Parete:**

- *Zone rigide attuale, progetto*. Metodo di definizione delle zone rigide nel telaio equivalente: diffusione a 30°, ai nodi, nulle o personalizzate.
- *Analisi sismica nei due versi*. Per considerare, oppure no, l'analisi sismica nella direzione del piano della parete (es.: XZ) condotta nei due versi: +X e -X.
- *Maschi snelli trascurabili  $H/B >$ , Maschi snelli trascurabili  $B <$* . Per specificare i valori di soglia che consentono la trascurabilità dei maschi in base alla loro snellezza  $H/B$  e/o alla loro dimensione di base  $B$ .
- *GammaM in Analisi Statica*. Per specificare il valore del fattore parziale di sicurezza adottato in analisi statica.
- *Rigidezza maschi*. Metodo di definizione della rigidezza che caratterizza la curva di capacità del maschio: bilineare, bilineare con E e G ridotti, trilineare.
- *Spostamento ultimo drift*. Per specificare il criterio di valutazione del drift (e quindi dello spostamento ultimo) dei maschi della parete: secondo la luce deformabile o secondo l'altezza di interpiano.
- *Resistenze medie senza  $F_c$* . Per considerare, oppure no, i valori medi delle resistenze dei materiali murari senza applicazione del fattore di confidenza  $F_c$ .
- *FRCM taglio, pressoflessione*. Per considerare l'effetto dell'eventuale rinforzo con FRCM a taglio e/o a pressoflessione.
- *FRCM su entrambe le facce*. Per applicare, oppure no, il rinforzo FRCM su entrambe le facce della parete.

**Fascia:**

- *Pressoflessione, Taglio*. Per definire le verifiche di resistenza condotte sulla fascia muraria sovrastante l'apertura.
- *Rinforzo con FRCM*. Per specificare se la fascia muraria è rinforzata, oppure no, con FRCM.

---

**Valore**

Valore corrente della proprietà di cui sopra: è il valore definito in input nei dati del Progetto, nelle varie finestre (Cerchiature, Pareti, ecc.).  
I valori correnti di progetto sono tutti utilizzati per la definizione della combinazione n°1, che per l'Analisi Parametrica di qualsiasi Progetto si riferisce alla struttura così come definita nei Dati Progetto: i corrispondenti risultati possono in tal modo essere comparati con quelli delle combinazioni generate dai valori dei parametri variabili in input.

---

**Variabilità**

Determina il tipo di variabilità del parametro, in base alla proprietà specificata. Le opzioni possibili sono:

- **B**. Variabilità di tipo booleano. Permette di specificare 2 valori: Vero/Falso.
  - **DN**. Variabilità di tipo discreto. Permette di specificare N valori distinti del parametro.
-

- **CN.** Variabilità di tipo continuo. Permette di specificare il valore iniziale e il valore finale di un intervallo di variabilità (Valore 1 e Valore 2). Saranno considerati N valori appartenenti a questo intervallo.  
Ad esempio, si consideri il seguente caso:  
Variabilità C5, Valore 1 = 100, Valore 2 = 500  
I valori possibili sono: 100, 200, 300, 400, 500.
- **C.** Variabilità specifica del *Tipo di profilo del Telaio in acciaio*. I profili considerati sono quelli compresi fra la sezione specificata per Valore1 e quella per Valore2, ed aventi il check 'Analisi Parametrica' selezionato nei dati della Tabella Profili Acciaio: attraverso questo check è possibile specificare un insieme anche non consecutivo di sezioni di profili che si desiderano prendere in considerazione.

## Valori

Determinano i valori che possono essere assunti dal parametro variabile.

Il numero di valori da specificare dipende dal tipo di variabilità:

- Variabilità **B:** 2 valori (booleano: vero / falso)
- Variabilità **DN:** N valori discreti
- Variabilità **CN:** 2 valori corrispondenti al valore iniziale e finale dell'intervallo di variabilità. L'intervallo di variabilità viene diviso in (N-1) parti ottenendo N valori per l'analisi
- Variabilità **C** (solo per il tipo di profilo del telaio in acciaio): 2 valori corrispondenti al valore iniziale e finale dell'intervallo di variabilità. I valori considerati per l'analisi saranno tutti i profili appartenenti a questo intervallo ed aventi il check 'Analisi Parametrica' selezionato nei dati della Tabella Profili Acciaio.

## Vincolo

Proprietà vincolante  $V$  distinta dalla proprietà corrente  $P$ . Permette di vincolare la variabilità del parametro corrente in funzione del valore assunto dalla proprietà vincolante. I limiti di variabilità sono definiti dai successivi parametri  $k_i$  e  $k_j$ .  
La proprietà vincolante può essere a sua volta costante o variabile.

### ki

Se specificato, sono considerate accettabili le combinazioni in cui  $P \geq k_i V$  dove  $P$  è la proprietà del parametro corrente e  $V$  è la proprietà vincolante.

### kj

Se specificato, sono considerate accettabili le combinazioni in cui  $P \leq k_j V$  dove  $P$  è la proprietà del parametro corrente e  $V$  è la proprietà vincolante.

## Stato

Definisce lo stato del parametro variabile. I possibili valori sono:

- **Corretto.** Il parametro variabile è stato definito correttamente.
- **Incompleto.** La definizione del parametro è incompleta, bisogna inserire ulteriori informazioni.
- **Errato.** Alcune informazioni non sono corrette. Succede, ad esempio, se l'elemento specificato non fa più parte del modello. ACM in generale controlla la correttezza dei parametri variabili specificati, e provvede ad un'autocorrezione qualora alcuni elementi non abbiano più significato.
- **Duplicato.** Il parametro variabile si riferisce ad una proprietà o un'opzione già presente in un altro parametro variabile.

Cliccando sul titolo delle colonne è possibile ordinare la lista dei parametri variabili. L'**ordinamento** può essere effettuato per Gruppo, Classe, Elemento, Proprietà, Variabilità e Stato.

La barra degli strumenti della finestra Parametri variabili contiene comandi (disponibili anche da menu) qui di seguito elencati.

 **Esegui validazione** = esegue le seguenti operazioni: elimina i parametri incompleti, errati o duplicati; annulla i gruppi non validi, ad esempio quelli specificati per parametri con diverso numero di valori possibili; ordina la lista dei parametri variabili per gruppo, classe ed elemento; calcola con esattezza il numero delle combinazioni, tenendo conto dei gruppi, dei vincoli e delle esclusioni (vedi Esclusione).

 **Esegui Analisi Parametrica** = esegue l'Analisi Parametrica (vd. §D.5).

 **Risultati Analisi Parametrica** = apre la finestra dove vengono riportati i risultati dell'Analisi Parametrica in forma di grafici ad istogrammi o linee (vd. §D.6).

 **Grafico radar Risultati** = apre la finestra dove i risultati vengono elaborati tramite il grafico radar ad istogramma circolare caratteristico di ACM.

 **Apri Progetto con Combinazione selezionata** = selezionando una combinazione nella tabella dei risultati (vd. oltre), apre il file corrispondente (disponibile soltanto se sono stati generati i file delle combinazioni nel corso dell'analisi).

 **Annulla Analisi Parametrica** = annulla l'analisi parametrica, chiude la finestra di consultazione dei risultati e permette quindi la modifica dei parametri variabili.

Comandi per l'**input/modifica dei parametri variabili**:



'Aggiungi' aggiunge un nuovo parametro uguale al parametro corrente.

'Aggiungi selezione' aggiunge un gruppo di parametri uguali a quelli selezionati.

I comandi che generano parametri duplicati ovviamente non determinano un cambiamento del numero delle combinazioni.

Il **Numero di combinazioni** viene aggiornato in corrispondenza di ogni modifica dei parametri variabili ed

è mostrato sulla parte destra della barra degli strumenti della finestra (fig. 4).

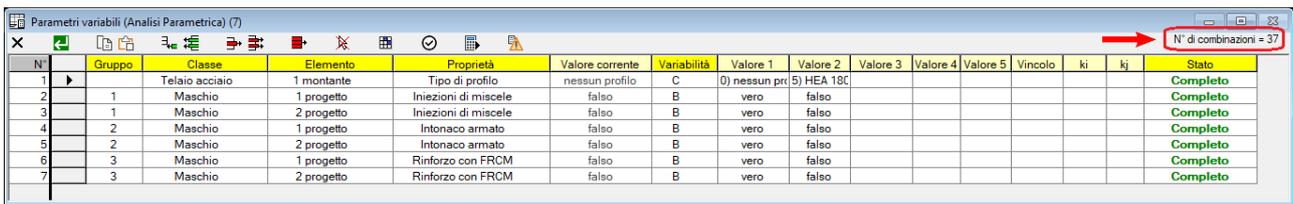


Fig. 4. Numero di combinazioni, aggiornato durante l'input/modifica dei parametri variabili

Più precisamente, durante l'input/modifica dei parametri variabili viene indicato il limite superiore del numero di combinazioni, che tiene conto di variabilità, gruppi, vincoli ed esclusioni, ma non di eventuali combinazioni duplicate. Invece, in seguito alla Validazione o al lancio dell'Analisi Parametrica, viene riportato il numero effettivo delle combinazioni da esaminare.

Se il numero effettivo di combinazioni da esaminare è maggiore di 10000, l'analisi non verrà eseguita.

**Matrice di esclusione** = apre la finestra dove viene visualizzata la *matrice di esclusione*, per mezzo della quale è possibile impedire la variabilità contemporanea di due o più parametri.

Quando due parametri si escludono vicendevolmente, mentre l'uno varia l'altro assume il valore corrente (da modello): vengono quindi scartate le combinazioni in cui entrambi assumono valore diverso dal valore corrente. Come esempio si consideri il caso riportato in fig. 5.

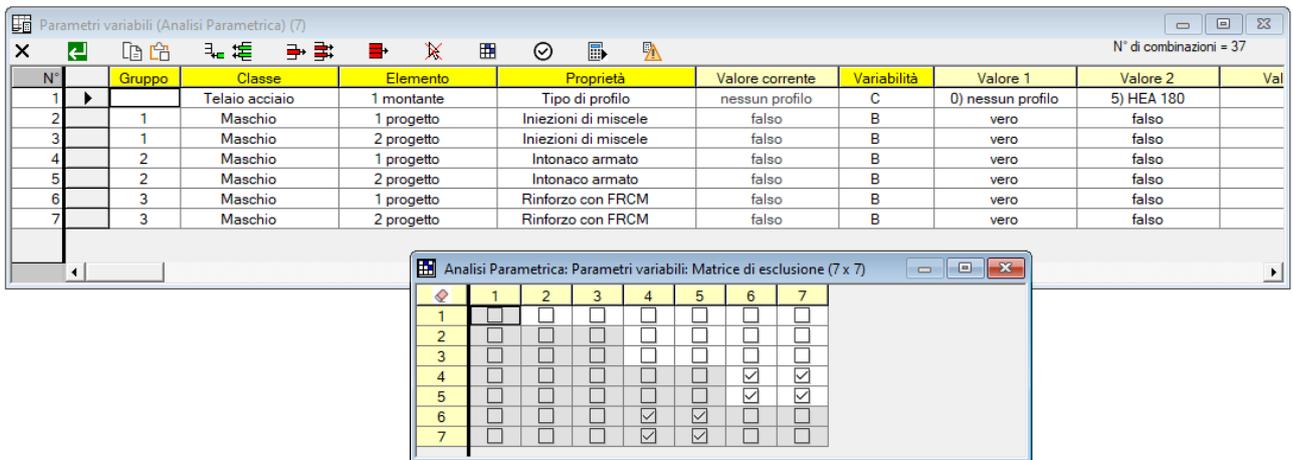


Fig. 5. Matrice di esclusione

Sono stati definiti in totale 7 parametri variabili. I parametri 4 e 5 (gruppo 2) sono relativi all'intervento di consolidamento con intonaco armato; mentre i parametri 6 e 7 (gruppo 3) sono relativi all'intervento di rinforzo con FRCCM.

Supponiamo di voler evitare la concomitanza dei due tipi di intervento. È necessario escludere la variabilità contemporanea dei parametri 3, 4 con i parametri 5, 6. In questo modo, dato che nel modello corrente gli interventi sono disattivati (infatti nella colonna corrente compare il valore: falso), saranno scartate le combinazioni in cui entrambi gli interventi siano attivi. Nella matrice di esclusione spuntiamo quindi la casella [4,6] per escludere la variabilità contemporanea dei parametri 4 e 6. Automaticamente vengono spuntate anche le caselle [4,7] [5,6] e [5,7] in quanto l'esclusione di variabilità si ripercuote a tutto il gruppo. La matrice di esclusione è una matrice quadrata di valori booleani (vero/falso, rappresentato dalla casella di spunta) di dimensioni  $N \times N$ , con  $N$  numero dei parametri variabili ( $7 \times 7$  nell'esempio di fig. 4). Si tratta ovviamente di una matrice simmetrica (dato che la relazione che lega il parametro  $i$  al parametro  $j$  è la

stessa che lega  $j$  a  $i$ ) ed è compilabile solo nel triangolo superiore. Data la simmetria, la casella spuntata o meno nel triangolo superiore è replicata nella posizione simmetrica.

La spunta nella posizione  $(i, j)$  indica la reciproca esclusione di variabilità contemporanea fra i parametri  $i$  e  $j$ . Tutte le caselle nella diagonale hanno significato convenzionale e sono non spuntate (ciò corrisponde al fatto che un parametro non può escludere se stesso).

Nel caso di presenza di gruppi nella tabella dei parametri variabili, nel triangolo superiore alcune caselle non sono in input: sono le caselle che indicherebbero l'esclusione di variabilità contemporanea fra parametri appartenenti allo stesso gruppo. Nell'esempio mostrato in fig. 5 si trovano in questa situazione gli elementi [2,3], [4,5], [6,7].

Durante l'input/modifica dei parametri variabili, la matrice di esclusione, se visibile, viene aggiornata. Alcune operazioni, come la validazione, ai fini dell'aggiornamento possono chiudere la matrice di esclusione, che può ovviamente essere nuovamente aperta dall'apposito comando.

#### D.4. GENERAZIONE DELLE COMBINAZIONI

Durante la definizione dei parametri variabili Aedes.ACM elabora automaticamente tutte le possibili combinazioni tenendo conto di variabilità, gruppi, vincoli ed esclusioni. Il numero di combinazioni riportato nella barra degli strumenti rappresenta il numero massimo di combinazioni (ad esempio, N. Combinazioni  $\leq 24$ ). Il numero di combinazioni da esaminare potrebbe essere ulteriormente ridotto nella fase di validazione quando vengono scartate eventuali combinazioni duplicate.

Per comprendere il metodo di generazione delle combinazioni, si consideri l'esempio di **3 parametri** variabili: P1 con 2 valori, P2 con 2 valori, P3 con 3 valori.

La fig. 6 illustra le combinazioni generate nel caso in cui i 3 parametri siano tra loro **indipendenti**, cioè non vi siano gruppi o esclusioni. Il numero di combinazioni è ottenuto moltiplicando il numero dei valori di ogni parametro:  $2 \cdot 2 \cdot 3 = 12$ .

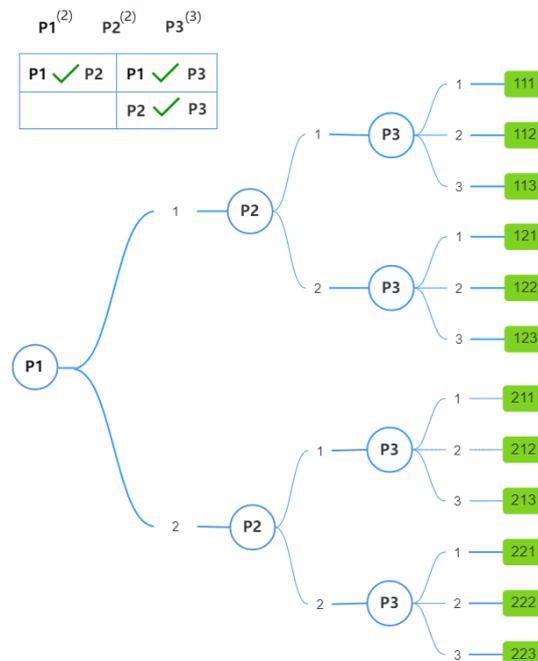


Fig. 6. Combinazioni generate da 3 parametri tra loro indipendenti

Si consideri ora che i parametri P1 e P2 appartengano allo stesso **gruppo** e che debbano quindi variare in modo omogeneo. La fig. 7 illustra le combinazioni generate in questo caso. Il numero di combinazioni si riduce a  $2 \cdot 3 = 6$ .

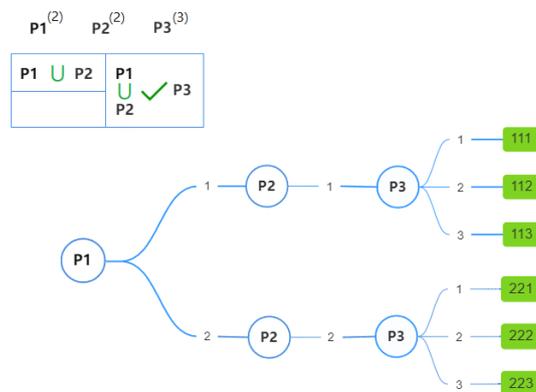


Fig. 7. Combinazioni generate da 3 parametri con i parametri P1 e P2 appartenenti ad un gruppo

Consideriamo ora che sia stata definita l'**esclusione** tra i parametri P1 e P3. I due parametri non possono variare contemporaneamente: quando uno assume uno dei suoi possibili valori, l'altro deve assumere il valore corrente (da modello). In questo caso alla lista dei possibili valori dei due parametri si aggiunge il valore corrente (0). Inizialmente, per effetto di questa aggiunta, il numero massimo di combinazioni aumenta:  $3 \cdot 2 \cdot 4 = 24$  (vedi fig. 8).

Tuttavia, devono essere scartate le combinazioni (in rosso) in cui: entrambi i parametri assumono il valore corrente (0); entrambi i parametri assumono valore diverso dal valore corrente (0). Il numero di combinazioni possibili si riduce quindi a 10 (combinazioni in verde).

Con questo criterio vengono processati tutti i parametri coinvolti da esclusioni.

Al termine della definizione delle combinazioni, viene in ogni caso aggiunta la combinazione n°1 composta dai valori correnti di tutti i parametri variabili.

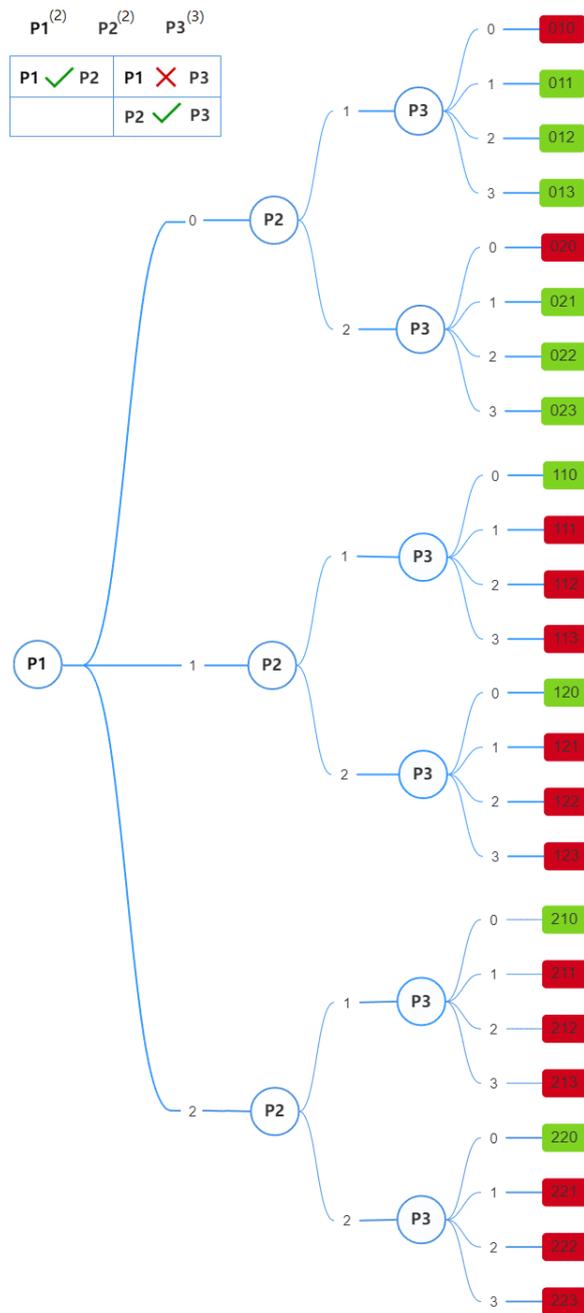


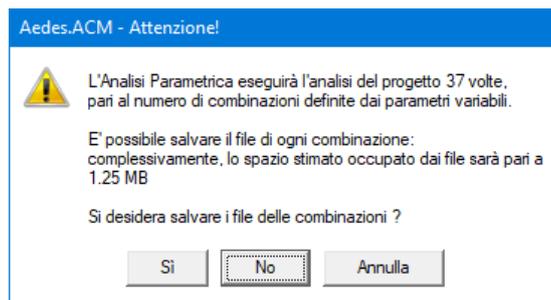
Fig. 8. Combinazioni generate da 3 parametri, considerando l'esclusione fra P1 e P3

## D.5. ESECUZIONE DELL'ANALISI PARAMETRICA

Una volta messa a punto la modellazione strutturale, cui in ACM corrisponde l'analisi che viene svolta in modo interattivo durante la modifica dei dati, e dopo aver definito i parametri variabili è possibile procedere con l'esecuzione dell'analisi parametrica, per mezzo del comando

Esegui Analisi Parametrica

All'inizio dell'esecuzione, viene proposto un messaggio che indica il numero delle combinazioni da processare e segnala che è possibile salvare il file relativo ad ogni combinazione. Il salvataggio consentirà, ad esecuzione terminata, tramite un apposito comando (Applica Combinazione al Progetto) l'apertura della variante del Progetto corrispondente alla combinazione di parametri variabili a cui il file si riferisce.



Confermando con Sì, l'analisi inizia con la prima combinazione ed un nuovo messaggio indica il tempo residuo stimato totale per le combinazioni; in ogni momento è possibile interrompere l'analisi premendo ESC: i risultati delle combinazioni fino a quel punto esaminate saranno comunque disponibili per la successiva fase di consultazione dei risultati.

Durante l'esecuzione, un indice grafico di avanzamento progressivo segnala la fase dell'analisi (un esempio in fig. seguente), indicata anche dal messaggio nella barra di stato al fondo della finestra di ACM.



Per ognuna delle combinazioni da esaminare, vengono eseguite l'analisi e le verifiche di sicurezza della parete, utilizzando, oltre ai valori dei parametri variabili competenti alla combinazione, tutte le altre impostazioni correnti del Progetto.

## **D.6. CONSULTAZIONE DEI RISULTATI**

Al termine dell'Analisi Parametrica, i risultati vengono automaticamente presentati nella finestra Risultati Analisi Parametrica, dove è possibile consultare i risultati ottenuti, sia in forma tabulare che attraverso grafici di vario tipo.

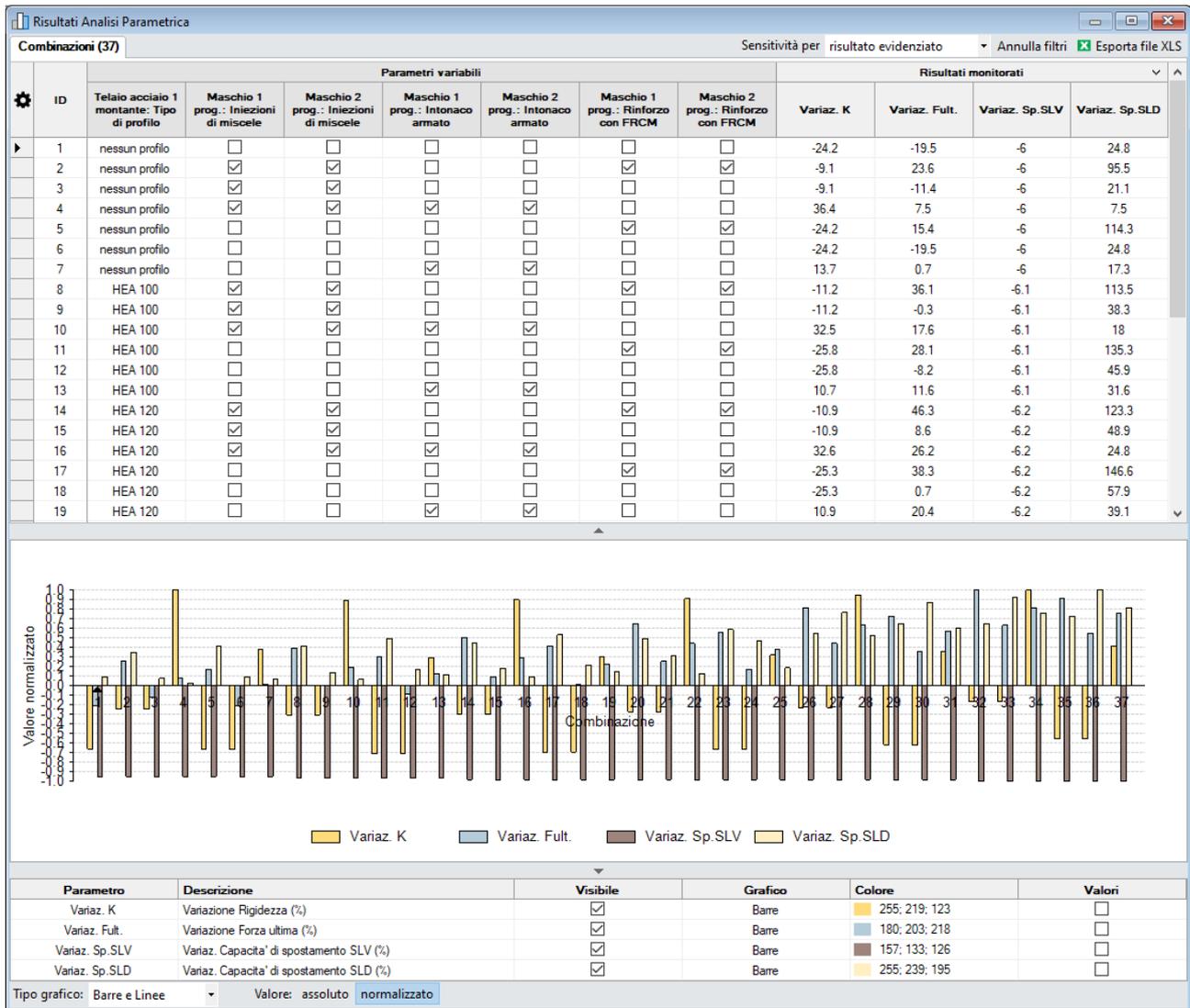


Fig. 9. Risultati analisi parametrica

Nella tabella delle combinazioni, ogni riga rappresenta una combinazione esaminata (o da esaminare nel caso in cui l'analisi sia stata interrotta prima dell'esecuzione di tutte le combinazioni). Le colonne del gruppo "Parametri variabili" forniscono per ogni combinazione il valore assunto dai parametri variabili; mentre le colonne del gruppo "Risultati monitorati" forniscono per ogni combinazione esaminata il valore dei risultati monitorati. Cliccando sull'icona  in alto a sinistra è possibile accedere a un menù che permette di **nascondere/visualizzare** determinate colonne della tabella. In fig. 10: a sinistra, la selezione dei parametri variabili in input, e a destra (nella medesima lista) quella dei risultati monitorati. Per ACM sono previsti i seguenti risultati monitorati (in grassetto sono indicati i risultati proposti per default):

**K** att, prog = rigidezza della parete agli Stati Attuale e di Progetto

**C.Sic. K** = coefficiente di sicurezza per la rigidezza

**Variaz. K** = variazione di rigidezza della parete da Stato Attuale a Stato di Progetto

**F ult** att, prog = forza ultima (forza massima) della parete agli Stati Attuale e di Progetto

**C.Sic. F ult** = coefficiente di sicurezza per la forza ultima

**Variaz. F ult** = variazione di forza ultima della parete da Stato Attuale a Stato di Progetto

**Sp.SLV** att, prog = capacità di spostamento allo stato limite SLV della parete agli Stati Attuale e di Progetto

**C.Sic. Sp.SLV** = coefficiente di sicurezza per la capacità di spostamento allo stato limite SLV

**Variaz. Sp.SLV** = variazione di capacità di spostamento allo stato limite SLV da Stato Attuale a Stato di

Progetto

Sp.SLD att, prog = capacità di spostamento allo stato limite SLD della parete agli Stati Attuale e di Progetto

C.Sic. Sp.SLD = coefficiente di sicurezza per la capacità di spostamento allo stato limite SLD

**Variaz. Sp.SLD** = variazione di capacità di spostamento allo stato limite SLD da Stato Attuale a Stato di Progetto

C.Sic. Stat. Fond. = coefficiente di sicurezza, riferito allo Stato di Progetto, in analisi statica per la Combinazione Fondamentale dei carichi verticali (verifica di sicurezza statica)

C.Sic. Stat. Sism. = coefficiente di sicurezza, riferito allo Stato di Progetto, in analisi statica per la Combinazione Sismica dei carichi verticali (verifica di sicurezza per carichi verticali presenti in fase sismica)

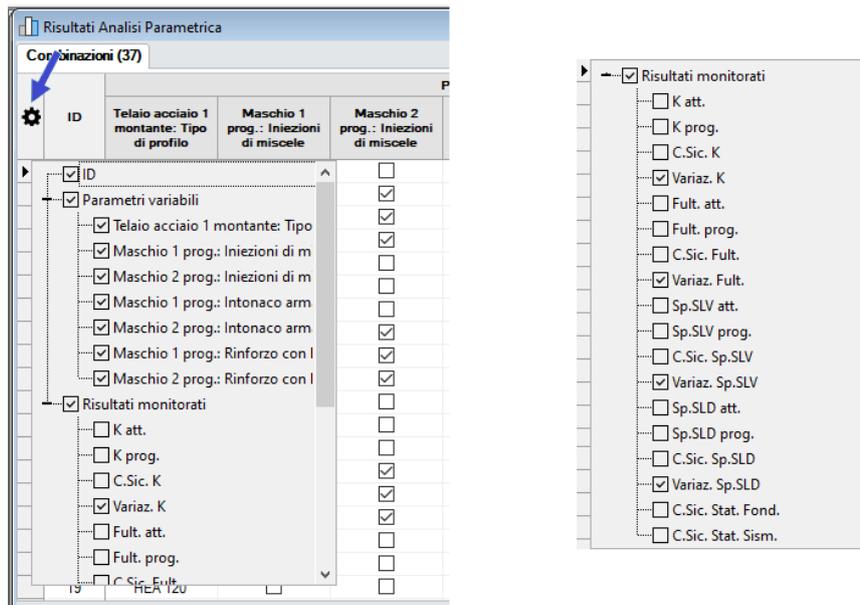


Fig. 10. Selezione dei parametri variabili e dei risultati monitorati mostrati in tabella

Cliccando sul titolo delle colonne è possibile **ordinare le combinazioni** per ID o in funzione del valore di un parametro variabile o di un parametro monitorato. Inoltre, sempre agendo sul titolo delle colonne è possibile applicare dei **filtri** per focalizzare l'attenzione su un determinato gruppo di combinazioni.

Il comando **Annulla Filtri** permette di resettare tutti i filtri specificati, tornando a visualizzare la lista completa di tutte le combinazioni. Il comando **Esporta file XLS** permette di esportare la tabella in un file di formato XLS ed aprirlo, ad esempio, con Microsoft Excel.

Il **grafico centrale** rappresenta il valore assunto dai parametri monitorati nelle varie combinazioni esaminate. Le combinazioni visibili nel grafico sono quelle correntemente visibili nella tabella combinazioni e appaiono nello stesso ordine. La rappresentazione grafica può essere personalizzata attraverso la barra e la tabella sottostanti.

|                    |  |
|--------------------|--|
| <b>Parametro</b>   | Nome del parametro monitorato. Sono visibili in tabella solo i parametri la cui colonna nella tabella combinazioni sia visibile (vedi sopra).            |
| <b>Descrizione</b> | Breve descrizione del parametro monitorato.  |
| <b>Visibile</b>    | Determina se il parametro monitorato deve essere rappresentato nel grafico.  |
| <b>Grafico</b>     | In caso di grafico di tipo Barre e linee (vedi sotto), permette di scegliere se rappresentare i valori assunti dal parametro per mezzo di barre o linee. |
| <b>Colore</b>      | Determina il colore associato alla rappresentazione del parametro nel grafico.   |

|                     |  |
|---------------------|--|
| <b>Valori</b>       | Attiva o disattiva la visualizzazione di etichette che riportano il valore assunto dal parametro nelle varie combinazioni.   |
| <b>Tipo grafico</b> | <p>Permette di scegliere il tipo di rappresentazione tra:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Barre e linee.</b> Grafico bidimensionale in cui ogni parametro monitorato è rappresentato per mezzo di barre o linee a seconda della scelta effettuata in tabella.</li> <li>• <b>Barre 3D.</b> Grafico tridimensionale in cui ogni parametro monitorato è rappresentato per mezzo di barre solide.</li> <li>• <b>Radar.</b> Grafico circolare in cui ogni raggio corrisponde ad una combinazione ed ogni parametro monitorato è rappresentato per mezzo di una linea spezzata i cui vertici corrispondono al valore assunto dal parametro in una determinata combinazione.</li> </ul> |
| <b>Valore</b>       | <p>Per i grafici di tipo Barre e linee o Barre 3D, stabilisce se il valore dei parametri rappresentato nel grafico debba essere <b>assoluto</b> e/o <b>normalizzato</b> al valore massimo.</p> <p>Nel grafico radar i valori sono sempre assoluti e normalizzati; un esempio è riportato in fig. 11.</p>   |

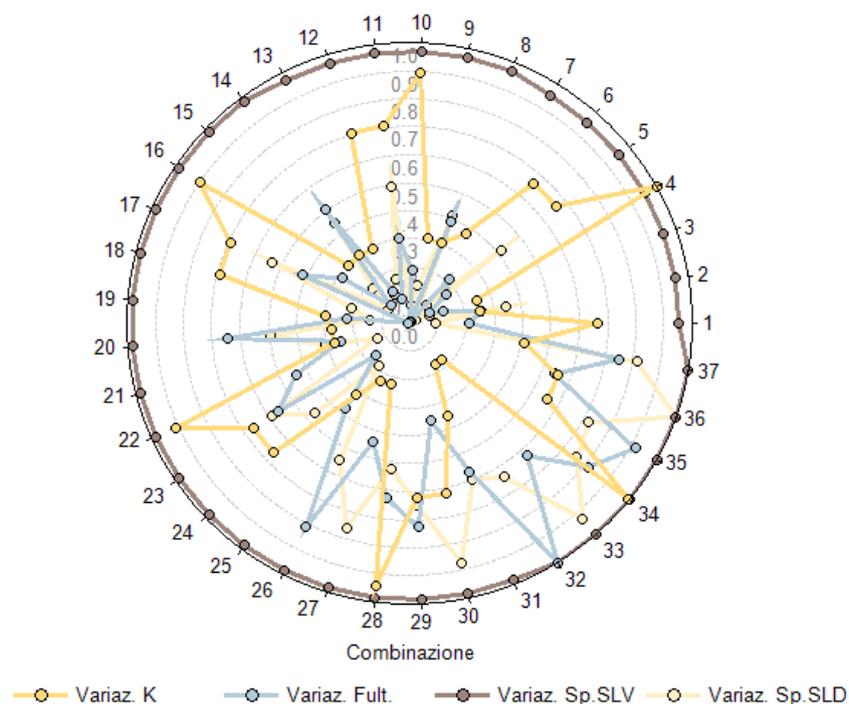


Fig. 11. Esempio di grafico radar interno alla finestra dei Risultati dell'analisi parametrica

ACM consente inoltre la generazione di un **grafico radar specializzato**, consistente in un istogramma circolare dove gli spicchi corrispondenti alle singole combinazioni vengono colorati con riferimento a due cerchi interni che determinano la zona di verifica di sicurezza soddisfatta. I principali risultati del software ACM consistono nelle variazioni tra Stato Attuale e Stato di Progetto di rigidità, forza ultima e capacità di spostamento: queste vengono confrontate con i limiti accettabili per un

intervento di riparazione locale, corrispondenti ai limiti definiti in input nella finestra Pareti (scheda Calcolo(1)). Ad esempio, per la rigidezza si adottano frequentemente i limiti inferiore -15% e superiore +15%.

Al grafico radar specializzato di ACM si accede tramite il comando  'Grafico radar Risultati' della finestra Parametri variabili. Un esempio è riportato in fig. 12, dove viene rappresentata la variazione di rigidezza per le diverse combinazioni esaminate.

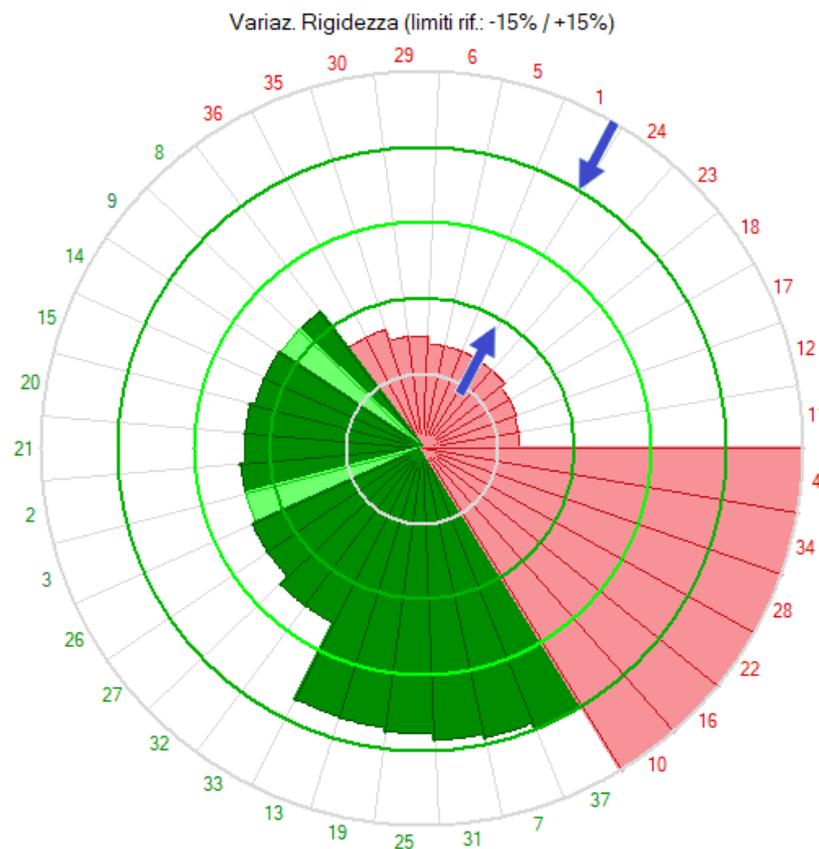


Fig. 12. Esempio di grafico radar specializzato per ACM

I due cerchi concentrici in verde scuro, indicati dalle frecce blu, rappresentano i limiti per la verifica di sicurezza soddisfatta (+/- 15%), il cerchio in verde chiaro rappresenta la variazione nulla (0%) e il colore di ogni spicchio è:

- rosso, se la variazione di rigidezza è minore del limite inferiore o maggiore del limite superiore;
- verde chiaro, se la variazione di rigidezza è compresa entro i limiti inferiore e superiore;
- verde scuro, se non solo la variazione di rigidezza, ma anche le variazioni di forza ultima e di capacità di spostamento sono comprese entro i propri limiti inferiori e superiori, segnalando in tal modo la verifica di riparazione locale pienamente soddisfatta.

Le combinazioni della tabella dei risultati sono riportate a partire dal raggio destro orizzontale in senso antiorario, e presentano il medesimo ordine della tabella: la fig. 12 illustra un caso in cui le combinazioni sono state ordinate in funzione del risultato monitorato (in questo caso, la variazione di rigidezza) e pertanto presentano variazione di rigidezza crescente, dai valori negativi minori a quelli positivi maggiori. Si osserva che la combinazione 11 ha registrato la variazione negativa maggiore (sotto ai limiti del -15% corrispondente al cerchio verde scuro interno) e fino alla combinazione 36 la situazione è invariata. Dalla combinazione 8, fino alla 37, la verifica in termini di rigidezza è soddisfatta (e dove lo spicchio è verde scuro, la verifica è soddisfatta anche per forza ultima e capacità di spostamento), mentre dalla 10 alla 4 la variazione di rigidezza supera il limite superiore definito per la qualifica di riparazione locale e quindi la

colorazione ritorna in rosso, corrispondente a verifica di sicurezza non soddisfatta. altre impostazioni correnti del Progetto.

## D.7. ANALISI DI SENSITIVITA'

Come osservato nel paragrafo D.1 (Introduzione), l'Analisi Parametrica, come formulata nel software Aedes, include l'Analisi di Sensitività. Nella tabella delle combinazioni, in basso, sono riportati i **parametri di sensitività  $\Delta'$**  dei parametri variabili rispetto a uno o più risultati monitorati. Un'apposita opzione nella barra degli strumenti permette di mostrare la sensitività rispetto al risultato evidenziato o rispetto a tutti i risultati monitorati. Per evidenziare un determinato risultato è sufficiente cliccare sul titolo della colonna corrispondente.

| ID                                    | Telaio acciaio 1 montante: Tipo di profilo | Parametri variabili                   |                                       |                                     |                                     |                                     |                                     | Risultati monitorati |               |                |                |
|---------------------------------------|--|---------------------------------------|---------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------------|---------------|----------------|----------------|
|                                       |  | Maschio 1 prog.: Iniezioni di miscele | Maschio 2 prog.: Iniezioni di miscele | Maschio 1 prog.: Intonaco armato    | Maschio 2 prog.: Intonaco armato    | Maschio 1 prog.: Rinforzo con FRCM  | Maschio 2 prog.: Rinforzo con FRCM  | Variaz. K            | Variaz. Fult. | Variaz. Sp.SLV | Variaz. Sp.SLD |
| 1                                     | nessun profilo                             | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -24.2                | -19.5         | -6             | 24.8           |
| 2                                     | nessun profilo                             | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -9.1                 | 23.6          | -6             | 95.5           |
| 3                                     | nessun profilo                             | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -9.1                 | -11.4         | -6             | 21.1           |
| 4                                     | nessun profilo                             | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 36.4                 | 7.5           | -6             | 7.5            |
| 5                                     | nessun profilo                             | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -24.2                | 15.4          | -6             | 114.3          |
| 6                                     | nessun profilo                             | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -24.2                | -19.5         | -6             | 24.8           |
| 7                                     | nessun profilo                             | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 13.7                 | 0.7           | -6             | 17.3           |
| 32                                    | HEA 180                                    | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -6.2                 | 92            | -6.3           | 177.4          |
| 33                                    | HEA 180                                    | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -6.2                 | 57.8          | -6.3           | 255.6          |
| 34                                    | HEA 180                                    | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 36.2                 | 74.9          | -6.3           | 209.8          |
| 35                                    | HEA 180                                    | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -20.3                | 84.1          | -6.3           | 200            |
| 36                                    | HEA 180                                    | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -20.3                | 50            | -6.3           | 275.9          |
| 37                                    | HEA 180                                    | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 15                   | 69.3          | -6.3           | 224.8          |
| <b><math>\Delta'</math> Variaz. K</b> | 0.242                                      | 0.789                                 | 0.789                                 | 1.382                               | 1.382                               | 1.007                               | 1.007                               |                      |               |                |                |

Fig. 13. Parametri di sensitività per il risultato evidenziato

| ID   | Telaio acciaio 1 montante: Tipo di profilo | Parametri variabili                   |                                       |                                     |                                     |                                     |                                     | Risultati monitorati |               |                |                |
|--|--|---------------------------------------|---------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------------|---------------|----------------|----------------|
|  |  | Maschio 1 prog.: Iniezioni di miscele | Maschio 2 prog.: Iniezioni di miscele | Maschio 1 prog.: Intonaco armato    | Maschio 2 prog.: Intonaco armato    | Maschio 1 prog.: Rinforzo con FRCM  | Maschio 2 prog.: Rinforzo con FRCM  | Variaz. K            | Variaz. Fult. | Variaz. Sp.SLV | Variaz. Sp.SLD |
| 1  | nessun profilo                             | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -24.2                | -19.5         | -6             | 24.8           |
| 2  | nessun profilo                             | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -9.1                 | 23.6          | -6             | 95.5           |
| 3  | nessun profilo                             | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -9.1                 | -11.4         | -6             | 21.1           |
| 4  | nessun profilo                             | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 36.4                 | 7.5           | -6             | 7.5            |
| 5  | nessun profilo                             | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -24.2                | 15.4          | -6             | 114.3          |
| 6  | nessun profilo                             | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -24.2                | -19.5         | -6             | 24.8           |
| 7  | nessun profilo                             | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 13.7                 | 0.7           | -6             | 17.3           |
| 32   | HEA 180                                    | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -6.2                 | 92            | -6.3           | 177.4          |
| 33   | HEA 180                                    | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -6.2                 | 57.8          | -6.3           | 255.6          |
| 34   | HEA 180                                    | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 36.2                 | 74.9          | -6.3           | 209.8          |
| <b><math>\Delta'</math> Variaz. K</b>      | 0.242                                      | 0.789                                 | 0.789                                 | 1.382                               | 1.382                               | 1.007                               | 1.007                               |                      |               |                |                |
| <b><math>\Delta'</math> Variaz. Fult.</b>  | 1.307                                      | 0.190                                 | 0.190                                 | 0.057                               | 0.057                               | 0.493                               | 0.493                               |                      |               |                |                |
| <b><math>\Delta'</math> Variaz. Sp.SLV</b> | 2.000                                      | 0.064                                 | 0.064                                 | 0.049                               | 0.049                               | 0.049                               | 0.049                               |                      |               |                |                |
| <b><math>\Delta'</math> Variaz. Sp.SLD</b> | 1.348                                      | 0.124                                 | 0.124                                 | 0.451                               | 0.451                               | 0.393                               | 0.393                               |                      |               |                |                |

Fig. 14. Parametri di sensitività per tutti i risultati monitorati

I parametri di sensitività sono degli indicatori che forniscono la misura di quanto un dato parametro variabile influisca sul valore di un risultato monitorato. Grazie ai valori dei parametri di sensitività è possibile individuare rapidamente quali siano i parametri variabili che maggiormente influenzano la risposta della struttura.

Le informazioni sui parametri variabili più influenti possono essere utilizzate per approfondire la conoscenza dei valori reali e quindi definire un **adeguato piano di indagini e prove sperimentali**.

Per gli interventi di consolidamento, un'importante applicazione dell'analisi di sensitività consiste nel valutare gli effetti di diverse tecniche alternative comparate tra loro.

Un altro utilizzo può essere quello di revisionare la tabella dei parametri variabili: ai parametri poco influenti sui risultati si può assegnare un preciso valore in input nei dati del Progetto; togliendo tali parametri dall'insieme dei parametri variabili scelti per l'analisi parametrica, si riduce il numero delle combinazioni processate dall'analisi. Nella tabella, per ogni risultato monitorato, il parametro di sensitività in colore rosso rappresenta il massimo valore ottenuto e corrisponde ai parametri variabili maggiormente influenti, mentre il colore verde corrisponde ai parametri variabili meno influenti (si osservi che i valori ottenuti per  $\Delta'$  possono essere comuni a più parametri variabili).

I parametri di sensitività sono calcolati applicando la seguente **formula** (CNR-DT 212/2013, §3.1.2):

$$\Delta'_j = 2 \frac{\max(\mu_{\alpha_p}^j) - \min(\mu_{\alpha_p}^j)}{\max(\mu_{\alpha_p}^j) + \min(\mu_{\alpha_p}^j)} \quad (1)$$

dove:

$\Delta'_j$  è il parametro di sensitività del parametro variabile  $j$  rispetto al risultato monitorato  $a$ ;

$\mu_{\alpha_p}^j$  è la media dei valori assunti dal risultato monitorato  $a$  nelle combinazioni caratterizzate dalla  $p$ -esima opzione di  $j$  (cioè il  $p$ -esimo valore associato al parametro variabile).

Pertanto, per calcolare il parametro di sensibilità  $\Delta'_j$  di un dato parametro variabile  $j$  rispetto a un risultato monitorato  $a$ , sono necessarie le seguenti **operazioni**:

- raggruppare le varie combinazioni elaborate in funzione del valore assunto dal parametro variabile  $j$ ;
- per ogni gruppo, caratterizzato dalla  $p$ -esima opzione di  $j$ , calcolare la media dei valori assunti dal risultato monitorato  $a$ ;
- individuare il massimo e il minimo tra le medie calcolate al punto precedente e applicare la formula (1).

Qualora il risultato monitorato assuma **valori negativi**, prima di applicare la procedura di cui sopra, i valori del risultato monitorato vengono traslati (incrementati della stessa quantità) in modo tale da ottenere tutti valori positivi (maggiori o uguali a 0).

Il calcolo dei parametri di sensitività viene svolto sulla base delle **combinazioni elaborate effettivamente visibili** in tabella. Pertanto, i parametri riportati risentono di eventuali filtri applicati alle colonne. Grazie a questa funzionalità è possibile limitare il numero di combinazioni da considerare e valutare, ad esempio, l'impatto di un dato parametro variabile mentre un altro viene fissato su un valore predefinito.

Per comprendere a pieno la procedura di calcolo dei parametri di sensitività si consideri l'**esempio** illustrato in fig. 15. In questa analisi parametrica, i parametri variabili sono rappresentati da: tipo di profilo del montante del telaio di cerchiatura, interventi di iniezioni, intonaco armato, rinforzo con FRCCM per i maschi 1 e 2 allo Stato di Progetto (grazie ai gruppi nella definizione dei parametri variabili, qualunque intervento sia considerato fra i 3 proposti, viene sempre applicato su entrambi i maschi, considerando inoltre che mentre iniezioni e intonaco armato possono essere contemporanee, invece il rinforzo FRCCM esclude gli altri due (i dati corrispondono a quanto illustrato in fig. 5). Sono state elaborate un totale di 37 combinazioni. I dati correnti di Progetto non prevedono nessun profilo per il montante ma la sola architrave, e quindi il gruppo di valori 'nessun profilo' per il primo parametro variabile è composto da 7 valori invece che da 6 (come per gli altri) in quanto è inclusa la combinazione n°1 riferita allo stato corrente del Progetto (nella quale tutti i parametri variabili assumono il valore che hanno correntemente nei dati di Progetto).

| Risultati Analisi Parametrica |  |                                       |                                       |                                     |                                     |                                     |                                     |                      |               |                |                |  |
|-------------------------------|--|---------------------------------------|---------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------------|---------------|----------------|----------------|--|
| Combinazioni (37)             |  | Parametri variabili                   |                                       |                                     |                                     |                                     |                                     | Risultati monitorati |               |                |                |  |
| ID                            | Telaio acciaio 1 montante: Tipo di profilo | Maschio 1 prog.: Iniezioni di miscele | Maschio 2 prog.: Iniezioni di miscele | Maschio 1 prog.: Intonaco armato    | Maschio 2 prog.: Intonaco armato    | Maschio 1 prog.: Rinforzo con FRCCM | Maschio 2 prog.: Rinforzo con FRCCM | Variaz. K            | Variaz. Fult. | Variaz. Sp.SLV | Variaz. Sp.SLD |  |
| 8                             | HEA 100                                    | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -11.2                | 36.1          | -6.1           | 113.5          |  |
| 9                             | HEA 100                                    | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -11.2                | -0.3          | -6.1           | 38.3           |  |
| 10                            | HEA 100                                    | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 32.5                 | 17.6          | -6.1           | 18             |  |
| 11                            | HEA 100                                    | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -25.8                | 28.1          | -6.1           | 135.3          |  |
| 12                            | HEA 100                                    | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -25.8                | -8.2          | -6.1           | 45.9           |  |
| 13                            | HEA 100                                    | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 10.7                 | 11.6          | -6.1           | 31.6           |  |
| 14                            | HEA 120                                    | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -10.9                | 46.3          | -6.2           | 123.3          |  |
| 15                            | HEA 120                                    | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -10.9                | 8.6           | -6.2           | 48.9           |  |
| 16                            | HEA 120                                    | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 32.6                 | 26.2          | -6.2           | 24.8           |  |
| 17                            | HEA 120                                    | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -25.3                | 38.3          | -6.2           | 146.6          |  |
| 18                            | HEA 120                                    | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -25.3                | 0.7           | -6.2           | 57.9           |  |
| 19                            | HEA 120                                    | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 10.9                 | 20.4          | -6.2           | 39.1           |  |
| 20                            | HEA 140                                    | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -10                  | 59.4          | -6.2           | 136.1          |  |
| 21                            | HEA 140                                    | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -10                  | 23.1          | -6.2           | 85             |  |
| 22                            | HEA 140                                    | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 33.1                 | 40.5          | -6.2           | 34.6           |  |
| 23                            | HEA 140                                    | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -24.3                | 51.5          | -6.2           | 161.7          |  |
| 24                            | HEA 140                                    | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -24.3                | 15.2          | -6.2           | 127.8          |  |
| 25                            | HEA 140                                    | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 11.6                 | 34.8          | -6.2           | 51.1           |  |
| 26                            | HEA 160                                    | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -8.3                 | 74.9          | -6.2           | 151.1          |  |
| 27                            | HEA 160                                    | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -8.3                 | 40.6          | -6.2           | 210.5          |  |
| 28                            | HEA 160                                    | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 34.4                 | 57.9          | -6.2           | 143.6          |  |
| 29                            | HEA 160                                    | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -22.6                | 66.9          | -6.2           | 178.9          |  |
| 30                            | HEA 160                                    | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -22.6                | 32.8          | -6.2           | 240.6          |  |
| 31                            | HEA 160                                    | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 13                   | 52.3          | -6.2           | 165.4          |  |
| 32                            | HEA 180                                    | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -6.2                 | 92            | -6.3           | 177.4          |  |
| 33                            | HEA 180                                    | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -6.2                 | 57.8          | -6.3           | 255.6          |  |
| 34                            | HEA 180                                    | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 36.2                 | 74.9          | -6.3           | 209.8          |  |
| 35                            | HEA 180                                    | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -20.3                | 84.1          | -6.3           | 200            |  |
| 36                            | HEA 180                                    | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -20.3                | 50            | -6.3           | 275.9          |  |
| 37                            | HEA 180                                    | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 15                   | 69.3          | -6.3           | 224.8          |  |
| 1                             | nessun profilo                             | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -24.2                | -19.5         | -6             | 24.8           |  |
| 2                             | nessun profilo                             | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -9.1                 | 23.6          | -6             | 95.5           |  |
| 3                             | nessun profilo                             | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -9.1                 | -11.4         | -6             | 21.1           |  |
| 4                             | nessun profilo                             | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/>   | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 36.4                 | 7.5           | -6             | 7.5            |  |
| 5                             | nessun profilo                             | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -24.2                | 15.4          | -6             | 114.3          |  |
| 6                             | nessun profilo                             | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -24.2                | -19.5         | -6             | 24.8           |  |
| 7                             | nessun profilo                             | <input type="checkbox"/>              | <input type="checkbox"/>              | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 13.7                 | 0.7           | -6             | 17.3           |  |
| <b>Δ Variaz. K</b>            |  | 0.242                                 | 0.789                                 | 0.789                               | 1.382                               | 1.382                               | 1.007                               | 1.007                |               |                |                |  |

Fig. 15. Esempio: parametri di sensitività

In figura sono riportati i parametri di sensitività dei parametri variabili rispetto al risultato evidenziato Variaz.K, cioè la variazione di rigidezza in percentuale tra Stato Attuale e Stato di Progetto. Si illustra in dettaglio il calcolo dell'indice di sensitività 0.242 riferito al tipo di profilo (il colore verde indica che questo è il parametro variabile meno influente, fra quelli scelti, sul risultato finale per quanto riguarda la variazione di rigidezza: su tale aspetto influiscono evidentemente in modo maggiore gli interventi di irrigidimento dei maschi murari, in particolare l'intonaco armato).

Trattandosi di un risultato che assume anche valori negativi, si effettua una traslazione di tutti i valori ottenuti per la variazione di rigidezza, pari al minimo valore negativo (-25.8: si applica quindi +25.8 a tutti i valori).

Per ognuna delle opzioni relative al tipo di profilo si calcola la media dei valori (traslati); risultano i seguenti valori:

gruppo (1) (HEA 100): 20.67  
gruppo (2) (HEA 120): 20.98  
gruppo (3) (HEA 140): 21.82  
gruppo (4) (HEA 160): 23.40  
gruppo (5) (HEA 180): 25.50  
gruppo (6) (nessun profilo): 19.99

Pertanto, il valore minimo della media è 19.99, mentre il massimo è 25.50.

Applicando la formula (1) si ottiene  $\Delta' = 2 \cdot \frac{25.50-19.99}{25.50+19.99} = 0.242$ .

In modo analogo si calcola il parametro di sensitività ad esempio per l'intonaco armato.

Si osservi in fig. 15 che parametri variabili appartenenti al medesimo gruppo, ad esempio i due parametri relativi all'intonaco armato sui due maschi dello Stato di Progetto, possono variare solo in modo omogeneo e quindi sono caratterizzati dagli stessi parametri di sensitività.

Alcune osservazioni sull'utilizzo di filtri per la tabella dei risultati.

Nell'esempio in fig. 15 non è stato applicato nessun filtro, ma è evidente che riducendo il numero di combinazioni considerate (ad esempio, evitando quelle con 'nessun profilo' per il primo parametro variabile) il procedimento di calcolo viene modificato in quanto il valore minimo delle medie diventa 20.67 e il parametro di sensitività scende a: 0.209.

Se si riducono le combinazioni in modo che per un parametro variabile si considera un unico valore (ad esempio, mantenendo solo il profilo HEA100 per il primo parametro variabile), in corrispondenza di tale parametro non viene riportato alcun parametro di sensitività in quanto, per effetto dei filtri impostati, tutte le combinazioni visibili sono caratterizzate dalla stessa opzione.

## D.8. ESEMPIO APPLICATIVO

Come esempio di applicazione dell'analisi parametrica con ACM si consideri la parete in mattoni pieni e malta di calce illustrata in fig. 16, avente dimensioni di base 6 m, altezza 3 m, spessore 25 cm. Nella parete è prevista la realizzazione di un'apertura, di dimensioni  $b=1.00$  m x  $h=2.00$  m, ad una distanza dal bordo sinistro della parete pari a 75 cm (1.00 m incluso lo spessore del muro ortogonale).

Come dati correnti di progetto, si ipotizza che l'apertura venga caratterizzata dalla realizzazione della sola architrave in acciaio, quindi non da telaio di cerchiatura, e per la muratura non è previsto nessun intervento di consolidamento.

Il file corrispondente, fornito in dotazione ad Aedes.ACM, è denominato:

*Test\_Analisi\_Parametrica\_A*

ed è posto nella cartella: `\Acm\Progetti`

(N.B.: tutti i file di Progetto da sottoporre ad Analisi Parametrica devono trovarsi nella cartella `\Acm\Progetti`).

Come atteso, la variazione di rigidezza nel passaggio dallo Stato Attuale allo Stato di Progetto è piuttosto rilevante: si ha una perdita di rigidezza pari al 24.2%, inaccettabile per un intervento di riparazione locale che, come nel caso in esame, consente al massimo una variazione del 15%, in diminuzione o in aumento. Infatti, in fig. 16 è visibile in alto a sinistra il simbolo di verifica non soddisfatta.

E' pertanto necessario prevedere, per lo Stato di Progetto, un telaio di cerchiatura e/o un irrobustimento dei maschi murari.

Per il telaio si ipotizza l'uso di montante con profilo compreso fra HEA100 e HEA180; inoltre, interventi sulla muratura possono consistere in iniezioni, intonaco armato tradizionale o rinforzo con FRCC. Nel caso delle iniezioni e dell'intonaco armato si ottiene un effetto sulla rigidezza e sulla resistenza, mentre l'intervento con FRCC produce sui maschi murari un incremento di resistenza ma non di rigidezza. Inoltre, l'intonaco



|   | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 |   |   |   |   |   |   |   |
| 2 |   |   |   |   |   |   |   |
| 3 |   |   |   |   |   |   |   |
| 4 |   |   |   |   |   |   |   |
| 5 |   |   |   |   |   |   |   |
| 6 |   |   |   |   |   |   |   |
| 7 |   |   |   |   |   |   |   |

Fig. 17. Esempio applicativo. Tabella dei Parametri variabili con corrispondente Matrice di esclusione

Lanciando l'esecuzione dell'analisi parametrica, si ottiene la tabella dei risultati riportata in fig. 18.

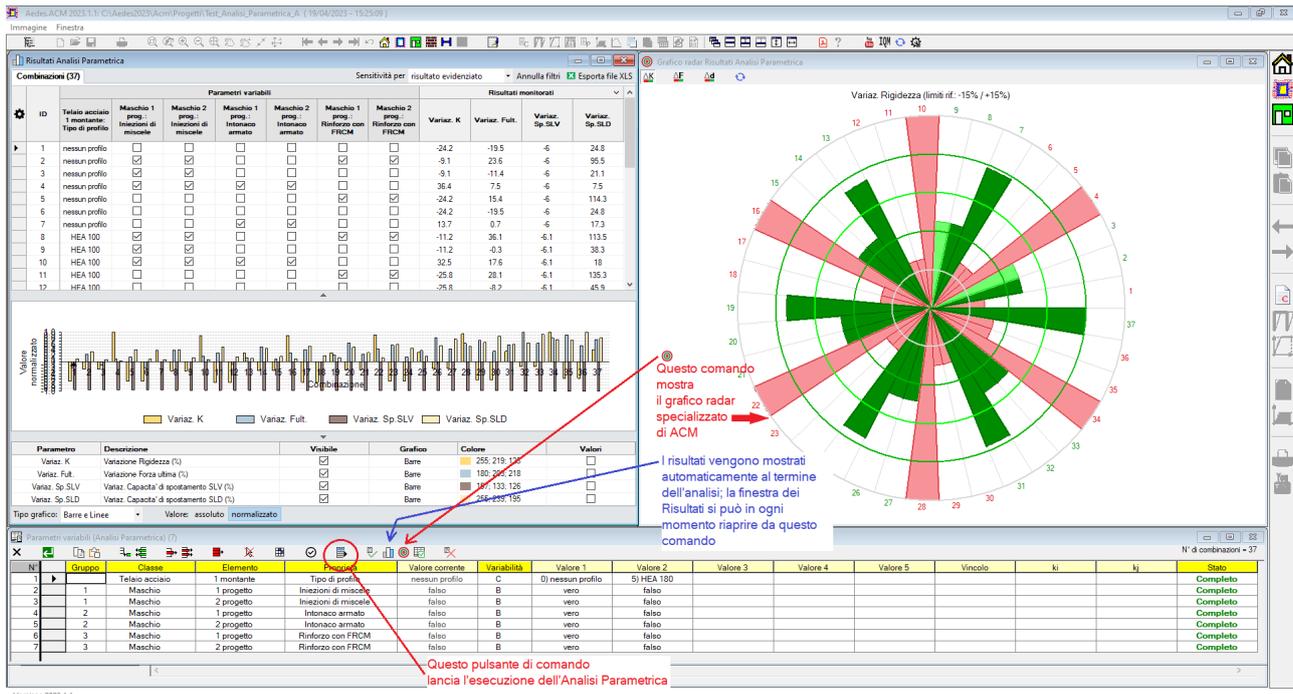


Fig. 18. Esempio applicativo A. Risultati dell'Analisi Parametrica; grafico radar specializzato

In fig. 18 viene inoltre visualizzato il grafico radar specializzato di ACM; nel grafico radar sono disponibili tre istogrammi circolari: su variazione di rigidezza, di forza ultima e di capacità di spostamento allo stato limite SLV (nell'immagine, si visualizza la sola variazione di rigidezza). Inizialmente, nella tabella dei risultati le combinazioni vengono mostrate in ordine sequenziale, a partire dalla n°1 corrispondente, come noto, ai dati di Progetto correnti. Nel grafico radar, i risultati sono mostrati in un istogramma circolare a partire dal raggio destro orizzontale ed in senso antiorario.

Una visualizzazione significativa si può ottenere facendo clic sulla Variaz.K (è il risultato: variazione di rigidezza): si ottiene l'ordinamento delle combinazioni secondo Variaz.K, dal valore minimo (-25.8 per la comb.11, in questo caso) a quello massimo (36.4 per la comb.4). Facendo clic sulla finestra del grafico radar specializzato, questo mostra l'andamento dei risultati delle diverse combinazioni, facendo agevolmente individuare l'intervallo entro il quale i risultati corrispondono a verifica soddisfatta (variazione compresa fra -15% e +15%). È interessante anche osservare l'andamento del grafico a linee, nella finestra Risultati, per osservare come le combinazioni progressive mostrano l'aumento della variazione di rigidezza. Il clic sul risultato Variaz.K determina anche la visualizzazione della barra dei parametri di sensitività. Queste elaborazioni sono riportate in fig. 19.

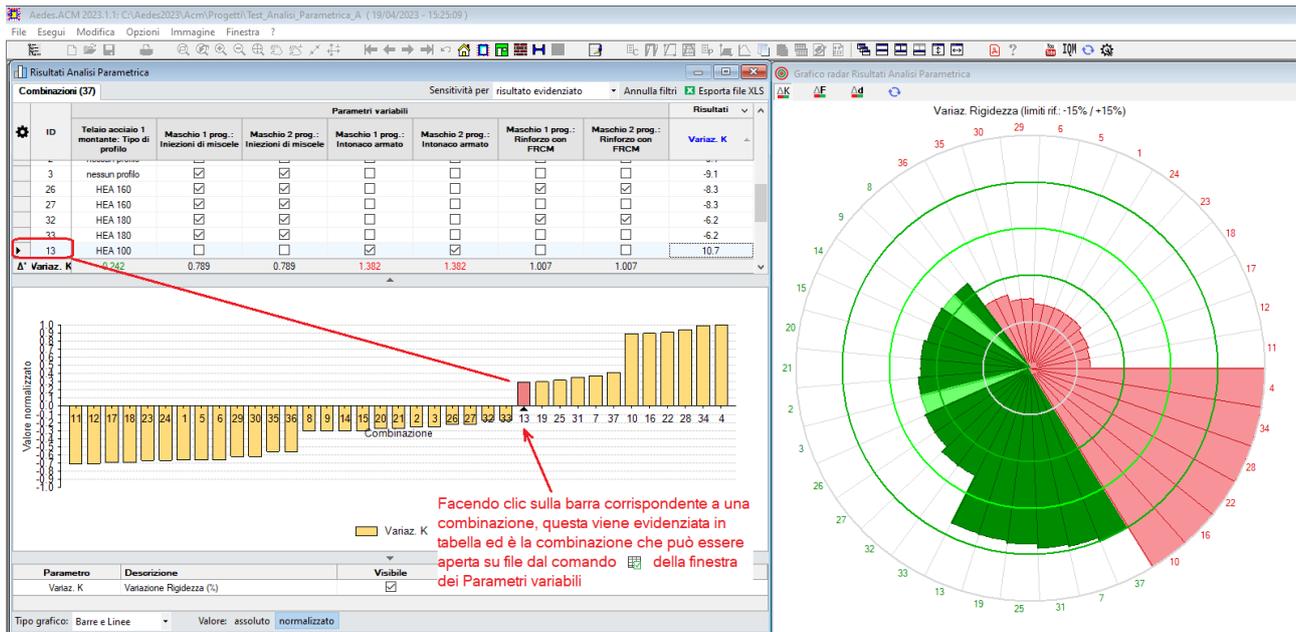


Fig. 19. Ordinamento per Variaz.K (variazione di rigidezza)

Dalle immagini risulta che tutte le combinazioni dalla 8 alla 37 corrispondono a soluzioni conformi alla riparazione locale dal punto di vista della variazione di rigidezza. All'interno di questo gruppo ci sono due combinazioni colorate in verde chiaro, la 9 e la 3: per esse quindi la verifica in termini di variazione di forza ultima o quella in termini di variazione di capacità di spostamento SLV non sono soddisfatte. Si ricorda che gli spicchi in verde scuro corrispondono alla piena soddisfazione della verifica di riparazione locale dal punto di vista delle tre variazioni monitorate (rigidezza, forza ultima e spostamento SLV).

Visualizzando tutte le tre rappresentazioni grafiche radar si può osservare che le combinazioni 9 e 3 presentano verifica non soddisfatta per forza ultima, che infatti scende sotto al livello minimo dell'intervallo scelto per la riparazione locale (corrispondente a 0%: in queste due combinazioni si registra infatti un peggioramento nel passaggio dallo Stato Attuale allo Stato di Progetto) (fig. 20).

I tre istogrammi circolari si ottengono direttamente dai pulsanti della finestra del grafico radar.

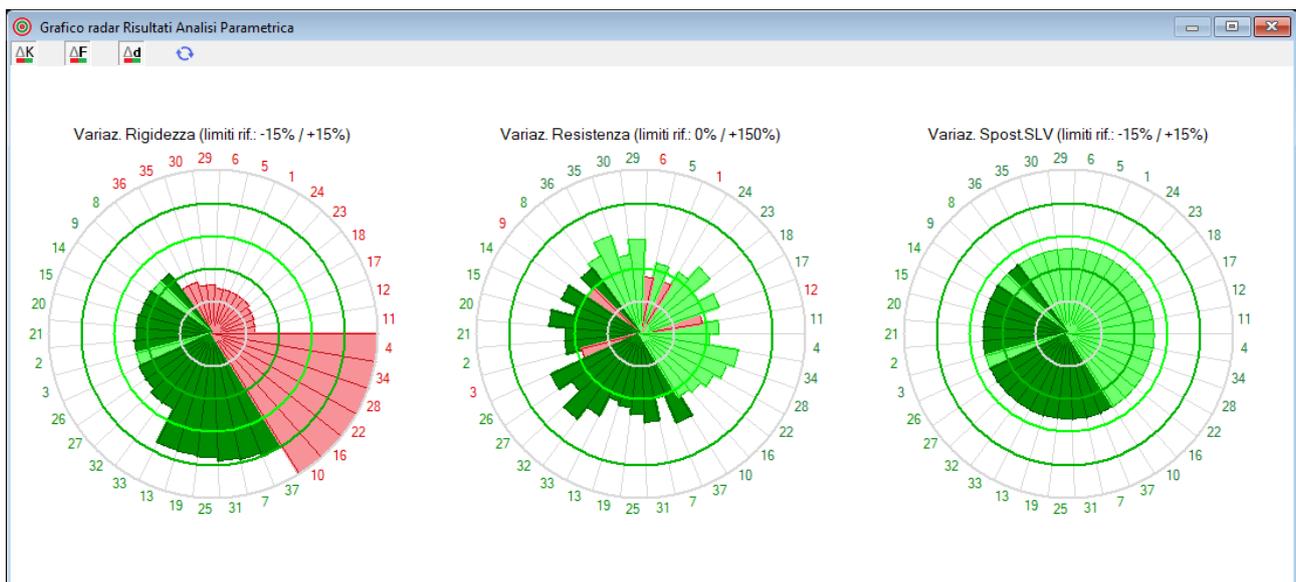


Fig. 20. Grafico radar per le tre variazioni monitorate (rigidezza, forza ultima, spostamento SLV)



|    | 1                        | 2                                   | 3                                   | 4                                   | 5                        | 6                                   | 7                                   | 8                                   | 9                                   | 10                                  | 11                                  |
|----|--------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| 1  | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            |
| 2  | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            |
| 3  | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            |
| 4  | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            |
| 5  | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            |
| 6  | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            |
| 7  | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            |
| 8  | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> |
| 9  | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> |
| 10 | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            |
| 11 | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            |

Fig. 22. Esempio applicativo B. Tabella dei Parametri variabili con corrispondente Matrice di esclusione

E' interessante osservare come è possibile scegliere, all'interno dell'intervallo selezionato per i profili in acciaio, solo alcuni profili. Nel caso in esame, dalla Tabella Profili Acciaio (menu Finestra, Tabella Profili Acciaio) rileviamo che nell'intervallo fra HEA140 e HEB180 è possibile escludere alcuni profili dall'Analisi Parametrica. In fig. 23 si evidenzia il gruppo definito tra il primo valore assunto dal parametro variabile (HEA140, corrispondente al profilo n.3) e il secondo valore assunto dal parametro (HEB180, corrispondente al profilo n.24). Dentro a questo intervallo, alcuni profili hanno, all'interno della Tabella Profili Acciaio, il check 'An.Param.' rosso (deselezionato): questi profili NON vengono considerati nell'Analisi Parametrica. Pertanto, in base alla fig. 23, i profili considerati entro l'intervallo (HEA140-HEB180) sono:

HEA140, HEA160, HEA180, HEB140, HEB160, HEB180.

I check dei profili prima del primo valore (HEA140) e dopo il secondo valore (HEB180) sono ininfluenti. Operando con questi comandi, è possibile selezionare, per il Progetto corrente, i profili che vogliamo inserire come valori variabili. Il check è univoco e quindi le impostazioni della colonna 'An.Param.' nella Tabella Profili Acciaio avrà effetto su tutti i componenti del telaio (montanti, architrave, traverso inferiore; nell'esempio proposto vengono considerati per semplicità i soli montanti, con architrave e traverso inferiore sempre pari al valore assunto nei dati correnti di Progetto; anche architrave e traverso inferiore possono essere inseriti come parametri variabili, e possono anche formare un gruppo, ad esempio per mantenere la stessa sezione fra montante e architrave).

| Tabella Profili Acciaio (180) |         |            |            |
|-------------------------------|---------|------------|------------|
| N°                            | Nome    | An. param. | Area (cm²) |
| 1                             | HEA 100 | ✓          | 21.20      |
| 2                             | HEA 120 | ✓          | 25.30      |
| 3                             | HEA 140 | ✓          | 31.40      |
| 4                             | HEA 160 | ✓          | 38.80      |
| 5                             | HEA 180 | ✓          | 45.30      |
| 6                             | HEA 200 | ✗          | 53.80      |
| 7                             | HEA 220 | ✗          | 64.30      |
| 8                             | HEA 240 | ✗          | 76.80      |
| 9                             | HEA 260 | ✗          | 86.80      |
| 10                            | HEA 280 | ✗          | 97.30      |
| 11                            | HEA 300 | ✗          | 112.00     |
| 12                            | HEA 320 | ✗          | 124.00     |
| 13                            | HEA 340 | ✗          | 133.00     |
| 14                            | HEA 360 | ✗          | 143.00     |
| 15                            | HEA 400 | ✗          | 159.00     |
| 16                            | HEA 450 | ✗          | 178.00     |
| 17                            | HEA 500 | ✗          | 197.00     |
| 18                            | HEA 550 | ✗          | 212.00     |
| 19                            | HEA 600 | ✗          | 226.00     |
| 20                            | HEB 100 | ✗          | 26.00      |
| 21                            | HEB 120 | ✗          | 34.00      |
| 22                            | HEB 140 | ✓          | 43.00      |
| 23                            | HEB 160 | ✓          | 54.30      |
| 24                            | HEB 180 | ✓          | 65.30      |
| 25                            | HEB 200 | ✓          | 78.10      |
| 26                            | HEB 220 | ✓          | 91.00      |

Il parametro variabile del montante del telaio in acciaio è definito come intervallo tra Valore 1: HEA140, e Valore 2: HEB180. A causa della definizione dei profili che possono essere inclusi nell'Analisi Parametrica (colonna An.Param. nella Tabella Profili Acciaio), i valori considerati sono i seguenti: HEA140, HEA160, HEA180, HEB140, HEB160, HEB180

| Parametri variabili (Analisi Parametrica) (11) |        |                |            |                 |                 |             | N° di combinazioni = 55 |             |
|--|--------|----------------|------------|-----------------|-----------------|-------------|-------------------------|-------------|
| N°   | Gruppo | Classe         | Elemento   | Proprietà       | Valore corrente | Variabilità | Valore 1                | Valore 2    |
| 1  |        | Telaio acciaio | 1 montante | Tipo di profilo | nessun profilo  | C           | 3) HEA 140              | 24) HEB 180 |
| 2  | 1      | Maschio        | 1 attuale  | Malta scadente  | falso           | B           | vero                    | falso       |
| 3  | 1      | Maschio        | 1 progetto | Malta scadente  | falso           | B           | vero                    | falso       |
| 4  | 1      | Maschio        | 2 progetto | Malta scadente  | falso           | B           | vero                    | falso       |
| 5  | 2      | Maschio        | 1 attuale  | Malta buona     | falso           | B           | vero                    | falso       |
| 6  | 2      | Maschio        | 1 progetto | Malta buona     | falso           | B           | vero                    | falso       |
| 7  | 2      | Maschio        | 2 progetto | Malta buona     | falso           | B           | vero                    | falso       |
| 8  | 3      | Maschio        | 1 progetto | Intonaco armato | falso           | B           | vero                    | falso       |
| 9  | 3      | Maschio        | 2 nonetto  | Intonaco armato | falso           | R           | vero                    | falso       |

Fig. 23. Impostazioni della tabella dei profili in acciaio per l'Analisi Parametrica

I risultati ottenuti sono riportati in fig. 24, ordinati secondo il risultato Variaz.K.

E' interessante osservare che ben 4 combinazioni con profilo del montante non nullo (HEA140) mostrano una variazione di rigidezza maggiore rispetto al caso del profilo nullo: questo accade perché ACM considera le dimensioni del vano dell'apertura come invariate se si posiziona ai lati il profilo, pertanto le dimensioni effettive dei maschi adiacenti all'apertura diminuiscono, rispetto all'assenza di montante, a causa dell'ingombro del profilo stesso. Si modifica inoltre la zona rigida dei maschi. Conseguentemente, la rigidezza dei maschi adiacenti al profilo si riduce rispetto allo Stato Attuale, e se la rigidezza del telaio è scarsa, complessivamente la somma delle rigidezze degli elementi (telaio + maschi, che, si ricorda, vengono considerati tutti in parallelo) può essere inferiore a quella della parete nello Stato Attuale. Aumentando la sezione del montante, ciò non accade più.

Le combinazioni dalla 51 alla 25 sono tutte in grado di rispettare la verifica di riparazione locale.

Aedes.ACM 2023.1.1: C:\Aedes2023\Acm\Progetti\Test\_Analisi\_Parametrica\_B (19/04/2023 - 17:32:34)

Immagine Finestra

Risultati Analisi Parametrica

Combinazioni (55) Sensività per risultato evidenziato Annulla filtri Esporta file XLS

| ID                  | Parametri variabili | Telaio acciaio 1 montante : Tipo di profilo |                                     |                                     |                                     | Maschio                             |                                     |                          |                          |                                     |                                     |           |               | Risultati monitorati |                |  |  |
|---------------------|---------------------|---|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------|--------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-----------|---------------|----------------------|----------------|--|--|
|                     |                     | 1 att.: Malta scadente                      | 1 prog.: Malta scadente             | 2 prog.: Malta scadente             | 1 att.: Malta buona                 | 1 prog.: Malta buona                | 2 prog.: Malta buona                | 1 prog.: Intonaco armato | 2 prog.: Intonaco armato | 1 prog.: Rinforzo con FRCM          | 2 prog.: Rinforzo con FRCM          | Variaz. K | Variaz. Fult. | Variaz. Sp.SLV       | Variaz. Sp.SLD |  |  |
| 3                   | HEA 140             | <input type="checkbox"/>                    | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -25.1     | 40.8          | -6.2                 | 123.5          |  |  |
| 4                   | HEA 140             | <input type="checkbox"/>                    | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -25.1     | 9.2           | -6.2                 | 66.9           |  |  |
| 2                   | HEA 140             | <input type="checkbox"/>                    | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -24.3     | 51.5          | -6.2                 | 161.7          |  |  |
| 6                   | HEA 140             | <input type="checkbox"/>                    | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -24.3     | 15.2          | -6.2                 | 127.8          |  |  |
| 1                   | nessun profili      | <input type="checkbox"/>                    | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -24.2     | -19.5         | -6                   | 24.8           |  |  |
| 31                  | HEB 140             | <input type="checkbox"/>                    | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -24       | 47.7          | -6.2                 | 133.1          |  |  |
| 33                  | HEB 140             | <input type="checkbox"/>                    | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -24       | 16.1          | -6.2                 | 105.9          |  |  |
| 12                  | HEA 160             | <input type="checkbox"/>                    | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -23.9     | 24.5          | -6.2                 | 193.4          |  |  |
| 13                  | HEA 160             | <input type="checkbox"/>                    | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -23.9     | 54.2          | -6.2                 | 138.2          |  |  |
| 8                   | HEA 140             | <input checked="" type="checkbox"/>         | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -23.4     | 66.1          | -6.2                 | 183.8          |  |  |
| 10                  | HEA 140             | <input checked="" type="checkbox"/>         | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -23.4     | 23            | -6.2                 | 206.9          |  |  |
| 29                  | HEB 140             | <input type="checkbox"/>                    | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -22.8     | 59.5          | -6.2                 | 172.2          |  |  |
| 30                  | HEB 140             | <input type="checkbox"/>                    | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -22.8     | 23.1          | -6.2                 | 154.9          |  |  |
| 11                  | HEA 160             | <input type="checkbox"/>                    | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -22.6     | 32.8          | -6.2                 | 240.6          |  |  |
| 15                  | HEA 160             | <input type="checkbox"/>                    | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -22.6     | 66.9          | -6.2                 | 178.9          |  |  |
| 21                  | HEA 180             | <input type="checkbox"/>                    | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -22.2     | 69            | -6.3                 | 164            |  |  |
| 23                  | HEA 180             | <input type="checkbox"/>                    | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -22.2     | 39.4          | -6.3                 | 240.4          |  |  |
| <b>Δ' Variaz. K</b> | <b>1.835</b>        | 0.194                                       | 0.194                               | 0.194                               | 0.143                               | 0.143                               | 0.143                               | 1.625                    | 1.625                    | 1.343                               | 1.343                               |           |               |                      |                |  |  |

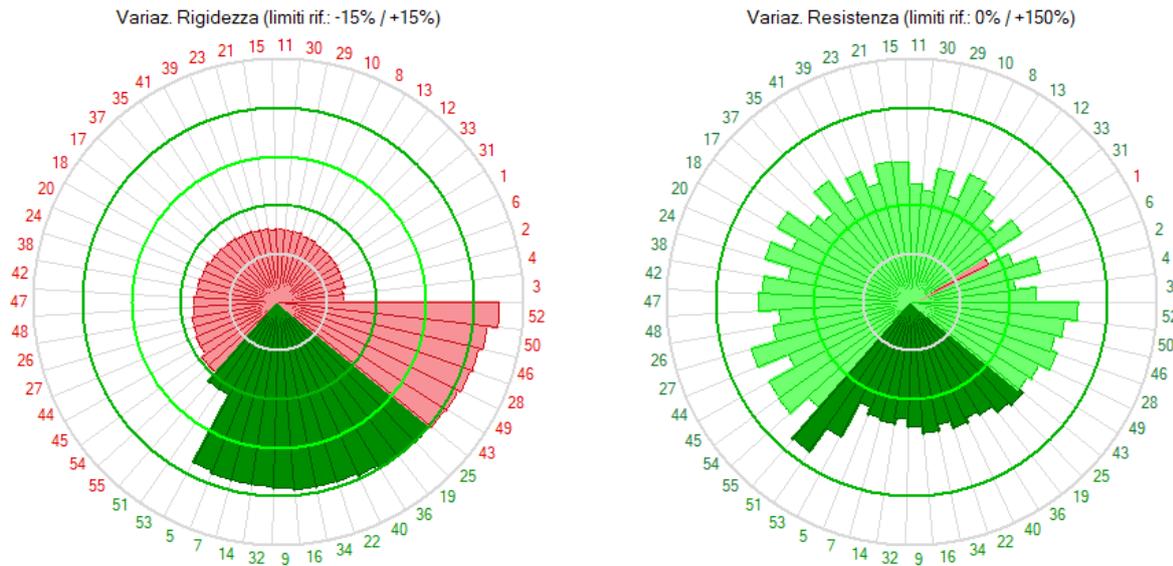


Fig. 24. Esempio applicativo B. Risultati dell'Analisi Parametrica

| Parametri variabili |   |                                     |                                     |                                     |                                     |                                     |                                     |                                     |                                     |                                     |                                     |           |               | Risultati monitorati |                |  |  |
|---------------------|---|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-----------|---------------|----------------------|----------------|--|--|
| ID                  | Telaio acciaio 1 montante : Tipo di profilo | Maschio 1 att.: Malta scadente      | Maschio 1 prog.: Malta scadente     | Maschio 2 prog.: Malta scadente     | Maschio 1 att.: Malta buona         | Maschio 1 prog.: Malta buona        | Maschio 2 prog.: Malta buona        | Maschio 1 prog.: Intonaco armato    | Maschio 2 prog.: Intonaco armato    | Maschio 1 prog.: Rinforzo con FRCM  | Maschio 2 prog.: Rinforzo con FRCM  | Variaz. K | Variaz. Fult. | Variaz. Sp.SLV       | Variaz. Sp.SLD |  |  |
| 54                  | HEB 180                                     | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -16.1     | 102.3         | -6.3                 | 205.3          |  |  |
| 55                  | HEB 180                                     | <input type="checkbox"/>            | -16.1     | 65.8          | -6.3                 | 233.8          |  |  |
| 51                  | HEB 180                                     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -12.7     | 128           | -6.3                 | 238.5          |  |  |
| 53                  | HEB 180                                     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -12.7     | 84.5          | -6.3                 | 266.9          |  |  |
| 5                   | HEA 140                                     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 10.8      | 23.5          | -6.2                 | 27.2           |  |  |
| 7                   | HEA 140                                     | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 11.6      | 34.8          | -6.2                 | 51.1           |  |  |
| 14                  | HEA 160                                     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 11.7      | 38.6          | -6.2                 | 131.6          |  |  |
| 32                  | HEB 140                                     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 11.8      | 30.3          | -6.2                 | 40.4           |  |  |
| 9                   | HEA 140                                     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 12.5      | 42.4          | -6.2                 | 113.8          |  |  |
| 16                  | HEA 160                                     | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 13        | 52.3          | -6.2                 | 165.4          |  |  |
| 34                  | HEB 140                                     | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 13        | 42.7          | -6.2                 | 75.2           |  |  |
| 22                  | HEA 180                                     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 13.1      | 53.4          | -6.3                 | 198.5          |  |  |
| 40                  | HEB 160                                     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 13.7      | 46.3          | -6.2                 | 127.9          |  |  |
| 36                  | HEB 140                                     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 14.4      | 52            | -6.2                 | 145.4          |  |  |
| 19                  | HEA 160                                     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 14.6      | 63.8          | -6.2                 | 240.8          |  |  |
| 25                  | HEA 180                                     | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 15        | 69.3          | -6.3                 | 224.8          |  |  |
| 43                  | HEB 160                                     | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 15.6      | 61.2          | -6.2                 | 152.6          |  |  |
| <b>Δ* Variaz. K</b> |   | <b>1.835</b>                        | 0.194                               | 0.194                               | 0.194                               | 0.143                               | 0.143                               | 0.143                               | 1.625                               | 1.625                               | 1.343                               | 1.343     |               |                      |                |  |  |

Fig. 25. Combinazioni corrispondenti a verifica di riparazione locale soddisfatta

Per esaminare le differenze fra i risultati in caso di malta standard, scadente (con coefficiente peggiorativo dei parametri meccanici) e buona (con coefficiente migliorativo), si confrontino i risultati riportati nelle figg. 26, 27, 28.

Ai fini della verifica di riparazione locale soddisfatta, le combinazioni accettabili sono le seguenti:

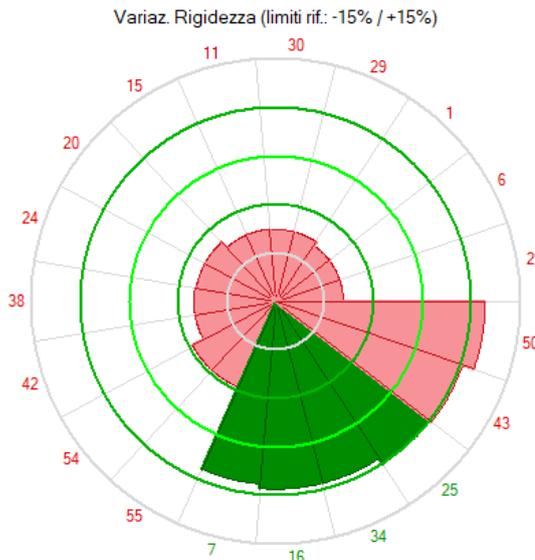
Malta standard (fig. 26): 7, 16, 34, 25. Prevedono tutte intonaco armato e telaio di cerchiatura. La minor variazione di rigidezza si ha con HEA140, che può essere considerato l'intervento ottimale (anche la variazione di forza ultima è la più contenuta fra le 4 combinazioni dette).

Malta scadente (fig. 27): 51, 53, 9, 36, 19. Tutte richiedono il telaio di cerchiatura. Una combinazione richiede il rinforzo con FRCM, tre combinazioni richiedono l'intonaco armato, una combinazione (la 53) prevede invece il solo telaio: può essere questa la combinazione da considerare ottimale dal punto di vista economico (dal punto di vista strutturale, l'associazione del telaio al rinforzo dei maschi è comunque sempre preferibile per il conseguimento di una efficace collaborazione fra diversi elementi strutturali: telaio e maschi murari).

Malta buona (fig. 28): 5, 14, 32, 22, 40. Nel caso di malta buona, si osserva che tutte le combinazioni richiedono il telaio di cerchiatura e l'intonaco armato. Evidentemente, in caso di malta buona il solo telaio non riesce a garantire una variazione di rigidezza contenuta, ed è necessario ricorrere all'intonaco armato.

| Risultati Analisi Parametrica       |   |                                |                                 |                                 |                             |                              |                              |                                     |                                     |                                     |                                     |                                     |               |                |                |       |
|-------------------------------------|---|--------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|-----------------------------|------------------------------|------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|---------------|----------------|----------------|-------|
| Combinazioni (55)                   |   |                                |                                 |                                 |                             |                              |                              |                                     |                                     |                                     |                                     |                                     |               |                |                |       |
| Sensività per risultato evidenziato |   |                                |                                 |                                 |                             |                              |                              |                                     |                                     |                                     |                                     |                                     |               |                |                |       |
| Annulla filtri                      |   |                                |                                 |                                 |                             |                              |                              |                                     |                                     |                                     |                                     |                                     |               |                |                |       |
| Esporta file XLS                    |   |                                |                                 |                                 |                             |                              |                              |                                     |                                     |                                     |                                     |                                     |               |                |                |       |
| ID                                  | Telaio acciaio 1 montante : Tipo di profilo | Parametri variabili            |                                 |                                 |                             |                              |                              |                                     |                                     |                                     |                                     | Risultati monitorati                |               |                |                |       |
|                                     |   | Maschio 1 att.: Malta scadente | Maschio 1 prog.: Malta scadente | Maschio 2 prog.: Malta scadente | Maschio 1 att.: Malta buona | Maschio 1 prog.: Malta buona | Maschio 2 prog.: Malta buona | Maschio 1 prog.: Intonaco armato    | Maschio 2 prog.: Intonaco armato    | Maschio 1 prog.: Rinforzo con FRCM  | Maschio 2 prog.: Rinforzo con FRCM  | Variaz. K                           | Variaz. Fult. | Variaz. Sp.SLV | Variaz. Sp.SLD |       |
| 2                                   | HEA 140                                     | <input type="checkbox"/>       | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -24.3         | 51.5           | -6.2           | 161.7 |
| 6                                   | HEA 140                                     | <input type="checkbox"/>       | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -24.3         | 15.2           | -6.2           | 127.8 |
| 1                                   | essun profik                                | <input type="checkbox"/>       | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -24.2         | -19.5          | -6             | 24.8  |
| 29                                  | HEB 140                                     | <input type="checkbox"/>       | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -22.8                               | 59.5          | -6.2           | 172.2          |       |
| 30                                  | HEB 140                                     | <input type="checkbox"/>       | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -22.8         | 23.1           | -6.2           | 154.9 |
| 11                                  | HEA 160                                     | <input type="checkbox"/>       | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -22.6         | 32.8           | -6.2           | 240.6 |
| 15                                  | HEA 160                                     | <input type="checkbox"/>       | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -22.6                               | 66.9          | -6.2           | 178.9          |       |
| 20                                  | HEA 180                                     | <input type="checkbox"/>       | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -20.3         | 50             | -6.3           | 275.9 |
| 24                                  | HEA 180                                     | <input type="checkbox"/>       | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -20.3                               | 84.1          | -6.3           | 200            |       |
| 38                                  | HEB 160                                     | <input type="checkbox"/>       | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -19.9         | 41.8           | -6.2           | 203.8 |
| 42                                  | HEB 160                                     | <input type="checkbox"/>       | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -19.9                               | 79.6          | -6.2           | 189.5          |       |
| 54                                  | HEB 180                                     | <input type="checkbox"/>       | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -16.1                               | 102.3         | -6.3           | 205.3          |       |
| 55                                  | HEB 180                                     | <input type="checkbox"/>       | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -16.1         | 65.8           | -6.3           | 233.8 |
| 7                                   | HEA 140                                     | <input type="checkbox"/>       | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 11.6                                | 34.8          | -6.2           | 51.1           |       |
| 16                                  | HEA 160                                     | <input type="checkbox"/>       | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 13                                  | 52.3          | -6.2           | 165.4          |       |
| 34                                  | HEB 140                                     | <input type="checkbox"/>       | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 13                                  | 42.7          | -6.2           | 75.2           |       |
| 25                                  | HEA 180                                     | <input type="checkbox"/>       | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 15                                  | 69.3          | -6.3           | 224.8          |       |
| 43                                  | HEB 160                                     | <input type="checkbox"/>       | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 15.6                                | 61.2          | -6.2           | 152.6          |       |
| 50                                  | HEB 180                                     | <input type="checkbox"/>       | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>        | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 19.2                                | 85            | -6.3           | 200            |       |

Δ' Variaz. K 1.980 1.709 1.709 1.420 1.420



Malta standard (né scadente, né buona)

Fig. 26. Esempio applicativo B. Risultati in caso di malta standard

| Parametri variabili |   |                                     |                                     |                                     |                             |                              |                              |                                     |                                     |                                     |                                     |           |               | Risultati monitorati |                |  |  |
|---------------------|---|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------|------------------------------|------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-----------|---------------|----------------------|----------------|--|--|
| ID                  | Telaio acciaio 1 montante : Tipo di profilo | Maschio 1 att.: Malta scadente      | Maschio 1 prog.: Malta scadente     | Maschio 2 prog.: Malta scadente     | Maschio 1 att.: Malta buona | Maschio 1 prog.: Malta buona | Maschio 2 prog.: Malta buona | Maschio 1 prog.: Intonaco armato    | Maschio 2 prog.: Intonaco armato    | Maschio 1 prog.: Rinforzo con FRCM  | Maschio 2 prog.: Rinforzo con FRCM  | Variaz. K | Variaz. Fult. | Variaz. Sp.SLV       | Variaz. Sp.SLD |  |  |
| 8                   | HEA 140                                     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -23.4     | 66.1          | -6.2                 | 183.8          |  |  |
| 10                  | HEA 140                                     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -23.4     | 23            | -6.2                 | 206.9          |  |  |
| 35                  | HEB 140                                     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -21.4     | 75.8          | -6.2                 | 196.2          |  |  |
| 37                  | HEB 140                                     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -21.4     | 32.5          | -6.2                 | 216.2          |  |  |
| 17                  | HEA 160                                     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -21       | 44.4          | -6.2                 | 303.8          |  |  |
| 18                  | HEA 160                                     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -21       | 84.9          | -6.2                 | 204.6          |  |  |
| 26                  | HEA 180                                     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -18.1     | 65.3          | -6.3                 | 323.1          |  |  |
| 27                  | HEA 180                                     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -18.1     | 105.8         | -6.3                 | 239.2          |  |  |
| 44                  | HEB 160                                     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -17.6     | 55.3          | -6.2                 | 248.5          |  |  |
| 45                  | HEB 160                                     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -17.6     | 100.3         | -6.2                 | 216.9          |  |  |
| 51                  | HEB 180                                     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -12.7     | 128           | -6.3                 | 238.5          |  |  |
| 53                  | HEB 180                                     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -12.7     | 84.5          | -6.3                 | 266.9          |  |  |
| 9                   | HEA 140                                     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 12.5      | 42.4          | -6.2                 | 113.8          |  |  |
| 36                  | HEB 140                                     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 14.4      | 52            | -6.2                 | 145.4          |  |  |
| 19                  | HEA 160                                     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 14.6      | 63.8          | -6.2                 | 240.8          |  |  |
| 28                  | HEA 180                                     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 17.2      | 84.8          | -6.3                 | 279.2          |  |  |
| 46                  | HEB 160                                     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 17.9      | 74.8          | -6.2                 | 205.4          |  |  |
| 52                  | HEB 180                                     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>    | <input type="checkbox"/>     | <input type="checkbox"/>     | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 22.5      | 104           | -6.3                 | 237.7          |  |  |

Δ' Variaz. K 0.609 1.606 1.606 1.341 1.341

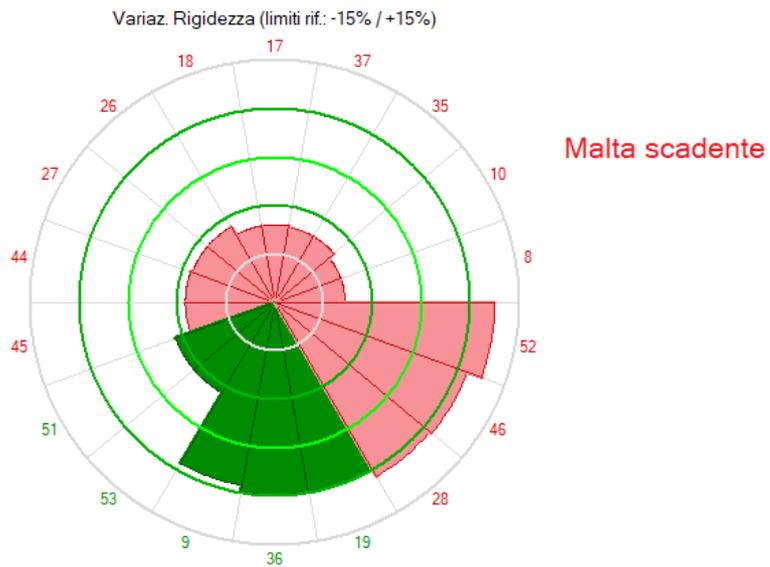


Fig. 27. Esempio applicativo B. Risultati in caso di malta scadente

| Parametri variabili |   |                                  |                                   |                                   |                                     |                                     |                                     |                                     |                                     |                                     |                                     |           |               | Risultati monitorati |                |  |  |
|---------------------|---|----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-----------|---------------|----------------------|----------------|--|--|
| ID                  | Telaio acciaio 1 montante : Tipo di profilo | Masc hio 1 att.: Malta scade nte | Masc hio 1 prog.: Malta scade nte | Masc hio 2 prog.: Malta scade nte | Masc hio 1 att.: Malta buona        | Masc hio 1 prog.: Malta buona       | Masc hio 2 prog.: Malta buona       | Masc hio 1 prog.: Intonaco armato   | Masc hio 2 prog.: Intonaco armato   | Masc hio 1 prog.: Rinforzo con FRCM | Masc hio 2 prog.: Rinforzo con FRCM | Variaz. K | Variaz. Fult. | Variaz. Sp.SLV       | Variaz. Sp.SLD |  |  |
| 3                   | HEA 140                                     | <input type="checkbox"/>         | <input type="checkbox"/>          | <input type="checkbox"/>          | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -25.1     | 40.8          | -6.2                 | 123.5          |  |  |
| 4                   | HEA 140                                     | <input type="checkbox"/>         | <input type="checkbox"/>          | <input type="checkbox"/>          | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -25.1     | 9.2           | -6.2                 | 66.9           |  |  |
| 31                  | HEB 140                                     | <input type="checkbox"/>         | <input type="checkbox"/>          | <input type="checkbox"/>          | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -24       | 47.7          | -6.2                 | 133.1          |  |  |
| 33                  | HEB 140                                     | <input type="checkbox"/>         | <input type="checkbox"/>          | <input type="checkbox"/>          | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -24       | 16.1          | -6.2                 | 105.9          |  |  |
| 12                  | HEA 160                                     | <input type="checkbox"/>         | <input type="checkbox"/>          | <input type="checkbox"/>          | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -23.9     | 24.5          | -6.2                 | 193.4          |  |  |
| 13                  | HEA 160                                     | <input type="checkbox"/>         | <input type="checkbox"/>          | <input type="checkbox"/>          | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -23.9     | 54.2          | -6.2                 | 138.2          |  |  |
| 21                  | HEA 180                                     | <input type="checkbox"/>         | <input type="checkbox"/>          | <input type="checkbox"/>          | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -22.2     | 69            | -6.3                 | 164            |  |  |
| 23                  | HEA 180                                     | <input type="checkbox"/>         | <input type="checkbox"/>          | <input type="checkbox"/>          | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -22.2     | 39.4          | -6.3                 | 240.4          |  |  |
| 39                  | HEB 160                                     | <input type="checkbox"/>         | <input type="checkbox"/>          | <input type="checkbox"/>          | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -21.8     | 65.2          | -6.2                 | 148.5          |  |  |
| 41                  | HEB 160                                     | <input type="checkbox"/>         | <input type="checkbox"/>          | <input type="checkbox"/>          | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -21.8     | 32.3          | -6.2                 | 169.9          |  |  |
| 47                  | HEB 180                                     | <input type="checkbox"/>         | <input type="checkbox"/>          | <input type="checkbox"/>          | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | -18.9     | 84.8          | -6.3                 | 169.9          |  |  |
| 48                  | HEB 180                                     | <input type="checkbox"/>         | <input type="checkbox"/>          | <input type="checkbox"/>          | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | -18.9     | 53.1          | -6.3                 | 208.1          |  |  |
| 5                   | HEA 140                                     | <input type="checkbox"/>         | <input type="checkbox"/>          | <input type="checkbox"/>          | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 10.8      | 23.5          | -6.2                 | 27.2           |  |  |
| 14                  | HEA 160                                     | <input type="checkbox"/>         | <input type="checkbox"/>          | <input type="checkbox"/>          | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 11.7      | 38.6          | -6.2                 | 131.6          |  |  |
| 32                  | HEB 140                                     | <input type="checkbox"/>         | <input type="checkbox"/>          | <input type="checkbox"/>          | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 11.8      | 30.3          | -6.2                 | 40.4           |  |  |
| 22                  | HEA 180                                     | <input type="checkbox"/>         | <input type="checkbox"/>          | <input type="checkbox"/>          | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 13.1      | 53.4          | -6.3                 | 198.5          |  |  |
| 40                  | HEB 160                                     | <input type="checkbox"/>         | <input type="checkbox"/>          | <input type="checkbox"/>          | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 13.7      | 46.3          | -6.2                 | 127.9          |  |  |
| 49                  | HEB 180                                     | <input type="checkbox"/>         | <input type="checkbox"/>          | <input type="checkbox"/>          | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            | 16.3      | 67            | -6.3                 | 180.9          |  |  |

Δ' Variaz. K 0.399      1.758    1.758    1.568    1.568

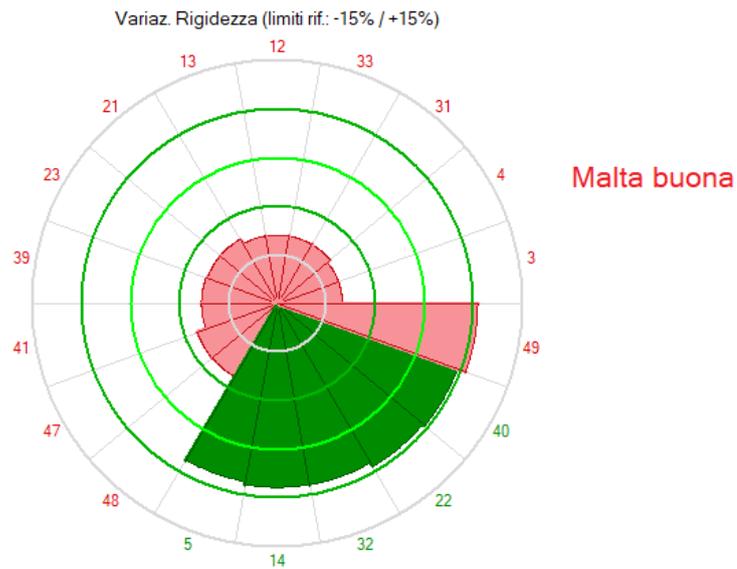


Fig. 28. Esempio applicativo B. Risultati in caso di malta buona

## E. FOGLI DI CALCOLO A CORREDO DI ACM

Nei paragrafi seguenti si illustra l'utilizzo dei fogli per Excel©Microsoft (compatibili dalla vers. 2010 inclusa in poi) allegati ad ACM, relativi all'Analisi dei Carichi e al Giunto di base per i montanti in acciaio.

### E.1. GENERALITA'

I fogli di calcolo Excel allegati ad ACM costituiscono un ausilio per la valutazione di alcuni importanti parametri in input del software; il loro ambiente non interferisce in alcun modo con la fase di input/modifica in corso in ACM. Attraverso i fogli di calcolo si ottengono agevolmente i valori dei carichi agenti sul telaio di cerchiatura e sulla parete, ed il momento resistente del giunto di base, destinati all'input in ACM; l'Utente inserirà in ACM tali valori a propria cura (non è disponibile un collegamento automatico fra il risultato presentato nel foglio di calcolo Excel ed il corrispondente dato inserito in input in ACM).

#### E.1.1. AMBIENTE DI LAVORO

I fogli di calcolo si aprono all'interno di ACM verso Excel tramite un'apposita icona.

In ACM sono disponibili i seguenti fogli di calcolo:

- Analisi dei carichi;
- Giunto di base.

Tramite il foglio di calcolo "Analisi dei carichi" è possibile definire, per il pannello murario, i carichi gravanti dai solai e muri sovrastanti, per un edificio di massimo 7 piani; con il foglio di calcolo "Giunto di base" è possibile determinare il momento resistente del giunto al nodo di base del montante.

All'interno dei fogli sono state create delle macro, pertanto all'apertura del file deve essere cliccata:

*Abilita modifica.*

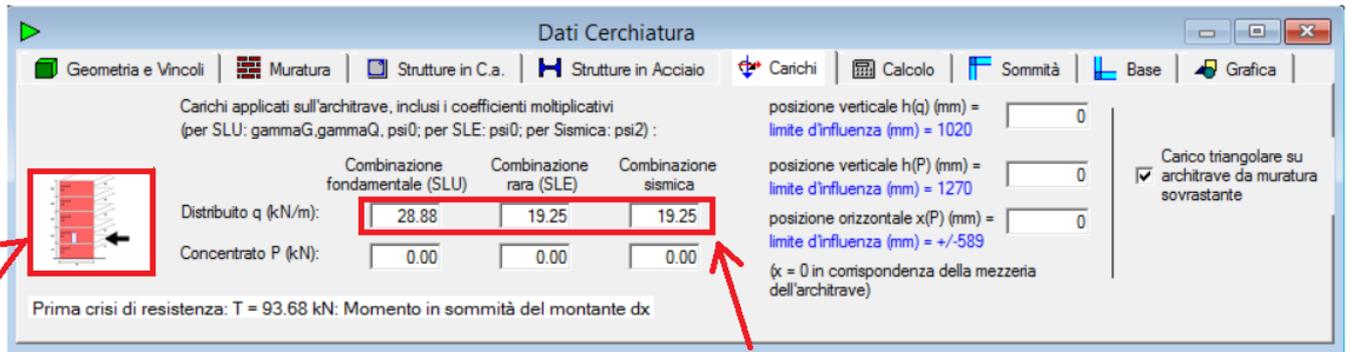


Fig. E.1.1. Abilita contenuto per i fogli di calcolo

#### E.1.2. FOGLIO DI CALCOLO: ANALISI DEI CARICHI

Il foglio di Excel è costituito da due fogli denominati "Geometria dell'edificio" e "Analisi dei carichi".

Tramite il foglio di calcolo "Geometria dell'Edificio" vengono descritti il pannello murario e le condizioni al contorno dello stesso (muratura e solaio sovrastante la muratura). Una volta impostata la geometria dell'edificio, passando al foglio "Analisi dei carichi" si inseriscono i carichi gravanti sui solai per ogni piano. Il foglio di calcolo restituisce, in funzione del piano a cui è impostata l'apertura, i carichi uniformemente distribuiti da inserire in ACM all'interno della Finestra Cerchiature, ed i carichi agenti in sommità da inserire all'interno della Finestra Pareti.



Cliccando sull'icona dei carichi è possibile compilare il foglio di calcolo: Analisi dei carichi

Attraverso il foglio di calcolo è possibile determinare il carico uniformemente distribuito per le combinazioni:

- Fondamentale (SLU)
- Rara (SLE)
- Sismica

**Fig. E.1.2.** Icona di collegamento al foglio di calcolo nella scheda Carichi della finestra Cerchiature



Cliccando sull'icona dei carichi è possibile compilare il foglio di calcolo: Analisi dei carichi

Attraverso il foglio di calcolo è possibile determinare il carico concentrato agente in sommità della parete (risultante dei pesi propri delle pareti sovrastanti e dei solai dei vari livelli)

**Fig. E.1.3.** Icona di collegamento al foglio di calcolo nella scheda Carichi della finestra Pareti

Si osservi che al foglio di calcolo 'Analisi dei Carichi' si accede sia dalla finestra Cerchiature, sia dalla finestra Pareti; partendo da una struttura comune del file, il foglio di calcolo viene associato alla cerchiatura o alla parete corrente. Se per la cerchiatura o parete corrente ancora non esiste, il software genera un clone del foglio installato da ACM (posto nel percorso  $\backslash\text{Aedes20xx}\backslash\text{Acm}\backslash\text{Files}$ ), denominandolo in modo da caratterizzare la cerchiatura o parete corrente: ad esempio (per il progetto denominato NomeProgetto):

**Nome Progetto\_Analisi\_Carichi\_parete\_1\_xlsm**

che viene posto nella cartella Output del progetto, caratterizzata dal percorso:

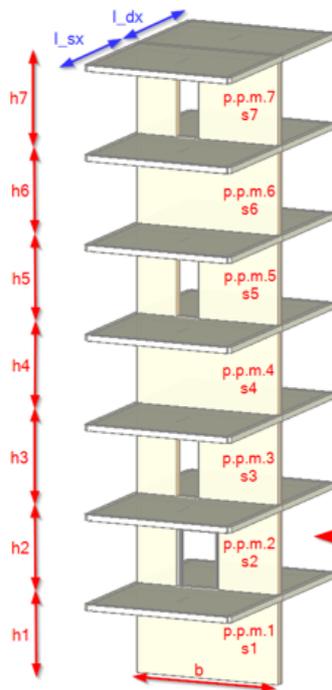
$\backslash\text{Aedes20xx}\backslash\text{Acm}\backslash\text{Progetti}\backslash\text{NomeProgetto}\backslash\text{Output}$

Ovviamente, trattandosi di un foglio ausiliario che non interagisce direttamente con ACM, è possibile anche definire un solo foglio (p.es. per il caso di un progetto di una sola cerchiatura e una sola parete) da cui attingere i dati necessari per l'input in ACM.

### E.1.2.1. GEOMETRIA DELL'EDIFICIO

All'interno di questo foglio viene descritto l'edificio attraverso i seguenti parametri: numero di piani dell'edificio, larghezza del maschio murario, e per ogni piano (fino ad un massimo di 7 piani):

- Altezza d'interpiano;
- Spessore della muratura;
- Peso proprio della muratura;
- Dimensione ortogonale del solaio a destra del maschio;
- Orditura del solaio a destra del maschio;
- Dimensione ortogonale del solaio a sinistra del maschio;
- Orditura del solaio a sinistra del maschio.



**Attenzione:** la dimensione ortogonale del solaio è stata divisa fra solaio posto alla destra del maschio e solaio posto alla sinistra. Tale misura, nell'Analisi dei Carichi, verrà divisa per considerare l'effettiva area di influenza  $(b \cdot l_{dx}/2) + (b \cdot l_{sx}/2)$

| Legenda                    |  |
|----------------------------|--|
| Parametri da inserire      |  |
| Parametri non modificabili |  |
| Valori da inserire in ACM  |  |

Orditura del solaio => è possibile indicare l'orditura del solaio e, nel caso di solaio parallelo, la percentuale di carico gravante sul muro oggetto di studio

Si inserisce il numero di piani di cui è composto l'edificio

| Geometria dell'edificio:   |                               |                   |
|--|-------------------------------|-------------------|
| Numero di piani dell'Edificio  |                               | 1                 |
| Lunghezza del maschio = b  | 10                            | m                 |
| Piano 1  |                               |                   |
| Muratura:  |                               |                   |
| Altezza interpiano = h1  | 4                             | m                 |
| Spessore della muratura = s1   | 0.5                           | m                 |
| Peso proprio della muratura = p.p.m.1  | 18                            | kN/m <sup>3</sup> |
| Solaio sovrastante la muratura:  |                               |                   |
| Dimensione ortogonale totale del solaio a destra del maschio = l <sub>dx</sub>   | 4                             | m                 |
| Orditura del solaio a destra del maschio   | Parallela a b, con 10% carico | 0.1               |
| Dimensione ortogonale totale del solaio a sinistra del maschio = l <sub>sx</sub> | 5                             | m                 |
| Orditura del solaio a sinistra del maschio                                       | Parallela a b, con 25% carico | 0.25              |

**Fig. E.1.4.** Foglio di calcolo: Geometria dell'edificio

### E.1.2.2. ANALISI DEI CARICHI

Definita la geometria dell'edificio, all'interno di questo foglio vengono inseriti i carichi ( $G_1$ ,  $G_2$  e  $Q_k$ ) per ogni piano (fino ad un massimo di 7 piani) ed i coefficienti di combinazione  $\Psi_{0j}$  e  $\Psi_{2i}$ .

ACM propone la suddivisione dei carichi in funzione delle combinazioni destinate alle diverse verifiche, pertanto sono state definite tre combinazioni di carico per i solai (SLU, SLE, Sismica) e due combinazioni di carico per le murature sovrastanti il pannello murario da analizzare (SLU, Sismica; la combinazione SLE non ha influenza sulla verifica di sicurezza delle pareti).

| Analisi dei carichi                                   |              |               |               |                            |                              |             |                                |                                |                                |  |                               |                             |
|---|--------------|---------------|---------------|----------------------------|------------------------------|-------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--|-------------------------------|-----------------------------|
| <b>Carichi da solaio nella Condizione Statica SLU</b> |              |               |               |                            |                              |             |                                |                                |                                |  |                               |                             |
| Carichi da solaio a destra del maschio                |              |               |               |                            |                              |             |                                |                                |                                |  |                               |                             |
| N° Piano  | $l_{so}$ [m] | $G_1$ [kN/mq] | $G_2$ [kN/mq] | $Q_1$ [kN/mq]              | $Q_2$ [kN/mq]                | $\Psi_{0j}$ | $1.3 \cdot G_1 \cdot (\Psi/2)$ | $1.5 \cdot G_2 \cdot (\Psi/2)$ | $1.5 \cdot Q_1 \cdot (\Psi/2)$ | $1.5 \cdot \Psi_{0j} \cdot Q_2 \cdot (\Psi/2)$ | $P_{statico\_dx}$ [kN/m]      | $P_{statico\_dx}$ [kN]      |
| 1   | 4            |               |               |                            |                              |             | 0                              | 0                              | 0                              | 0  | 0                             | 0                           |
| 2   | 2            |               |               |                            |                              |             | 0                              | 0                              | 0                              | 0  | 0                             | 0                           |
| 3   | 2            |               |               |                            |                              |             | 0                              | 0                              | 0                              | 0  | 0                             | 0                           |
| 4   | 2            |               |               |                            |                              |             | 0                              | 0                              | 0                              | 0  | 0                             | 0                           |
| 5   | 2            |               |               |                            |                              |             | 0                              | 0                              | 0                              | 0  | 0                             | 0                           |
| 6   | 2            |               |               |                            |                              |             | 0                              | 0                              | 0                              | 0  | 0                             | 0                           |
| 7   | 2            |               |               |                            |                              |             | 0                              | 0                              | 0                              | 0  | 0                             | 0                           |
| Carichi da solaio a sinistra del maschio              |              |               |               |                            |                              |             |                                |                                |                                |  |                               |                             |
| N° Piano  | $l_{so}$ [m] | $G_1$ [kN/mq] | $G_2$ [kN/mq] | $Q_1$ [kN/mq]              | $Q_2$ [kN/mq]                | $\Psi_{0j}$ | $1.3 \cdot G_1 \cdot (\Psi/2)$ | $1.5 \cdot G_2 \cdot (\Psi/2)$ | $1.5 \cdot Q_1 \cdot (\Psi/2)$ | $1.5 \cdot \Psi_{0j} \cdot Q_2 \cdot (\Psi/2)$ | $P_{statico\_sx}$ [kN/m]      | $P_{statico\_sx}$ [kN]      |
| 1   | 5            |               |               |                            |                              |             | 0                              | 0                              | 0                              | 0  | 0                             | 0                           |
| 2   | 2            |               |               |                            |                              |             | 0                              | 0                              | 0                              | 0  | 0                             | 0                           |
| 3   | 2            |               |               |                            |                              |             | 0                              | 0                              | 0                              | 0  | 0                             | 0                           |
| 4   | 2            |               |               |                            |                              |             | 0                              | 0                              | 0                              | 0  | 0                             | 0                           |
| 5   | 2            |               |               |                            |                              |             | 0                              | 0                              | 0                              | 0  | 0                             | 0                           |
| 6   | 2            |               |               |                            |                              |             | 0                              | 0                              | 0                              | 0  | 0                             | 0                           |
| 7   | 2            |               |               |                            |                              |             | 0                              | 0                              | 0                              | 0  | 0                             | 0                           |
| <b>Carichi da solaio nella Condizione Statica SLE</b> |              |               |               |                            |                              |             |                                |                                |                                |  |                               |                             |
| Carichi da solaio a destra del maschio                |              |               |               |                            |                              |             |                                |                                |                                |  |                               |                             |
| N° Piano  | $l_{so}$ [m] | $G_1$ [kN/mq] | $G_2$ [kN/mq] | $Q_1$ [kN/mq]              | $Q_2$ [kN/mq]                | $\Psi_{0j}$ | $G_1 \cdot (\Psi/2)$           | $G_2 \cdot (\Psi/2)$           | $Q_1 \cdot (\Psi/2)$           | $\Psi_{0j} \cdot Q_2 \cdot (\Psi/2)$           | $P_{statico\_SLE\_dx}$ [kN/m] | $P_{statico\_SLE\_dx}$ [kN] |
| 1   | 4            | 0             | 0             | 0                          | 0                            | 0           | 0                              | 0                              | 0                              | 0  | 0                             | 0                           |
| 2   | 2            | 0             | 0             | 0                          | 0                            | 0           | 0                              | 0                              | 0                              | 0  | 0                             | 0                           |
| 3   | 2            | 0             | 0             | 0                          | 0                            | 0           | 0                              | 0                              | 0                              | 0  | 0                             | 0                           |
| 4   | 2            | 0             | 0             | 0                          | 0                            | 0           | 0                              | 0                              | 0                              | 0  | 0                             | 0                           |
| 5   | 2            | 0             | 0             | 0                          | 0                            | 0           | 0                              | 0                              | 0                              | 0  | 0                             | 0                           |
| 6   | 2            | 0             | 0             | 0                          | 0                            | 0           | 0                              | 0                              | 0                              | 0  | 0                             | 0                           |
| 7   | 2            | 0             | 0             | 0                          | 0                            | 0           | 0                              | 0                              | 0                              | 0  | 0                             | 0                           |
| Carichi da solaio a sinistra del maschio              |              |               |               |                            |                              |             |                                |                                |                                |  |                               |                             |
| N° Piano  | $l_{so}$ [m] | $G_1$ [kN/mq] | $G_2$ [kN/mq] | $Q_1$ [kN/mq]              | $Q_2$ [kN/mq]                | $\Psi_{0j}$ | $G_1 \cdot (\Psi/2)$           | $G_2 \cdot (\Psi/2)$           | $Q_1 \cdot (\Psi/2)$           | $\Psi_{0j} \cdot Q_2 \cdot (\Psi/2)$           | $P_{statico\_SLE\_sx}$ [kN/m] | $P_{statico\_SLE\_sx}$ [kN] |
| 1   | 5            | 0             | 0             | 0                          | 0                            | 0           | 0                              | 0                              | 0                              | 0  | 0                             | 0                           |
| 2   | 2            | 0             | 0             | 0                          | 0                            | 0           | 0                              | 0                              | 0                              | 0  | 0                             | 0                           |
| 3   | 2            | 0             | 0             | 0                          | 0                            | 0           | 0                              | 0                              | 0                              | 0  | 0                             | 0                           |
| 4   | 2            | 0             | 0             | 0                          | 0                            | 0           | 0                              | 0                              | 0                              | 0  | 0                             | 0                           |
| 5   | 2            | 0             | 0             | 0                          | 0                            | 0           | 0                              | 0                              | 0                              | 0  | 0                             | 0                           |
| 6   | 2            | 0             | 0             | 0                          | 0                            | 0           | 0                              | 0                              | 0                              | 0  | 0                             | 0                           |
| 7   | 2            | 0             | 0             | 0                          | 0                            | 0           | 0                              | 0                              | 0                              | 0  | 0                             | 0                           |
| <b>Carichi da solaio nella Condizione Sismica</b>     |              |               |               |                            |                              |             |                                |                                |                                |  |                               |                             |
| Carichi da solaio a destra del maschio                |              |               |               |                            |                              |             |                                |                                |                                |  |                               |                             |
| N° Piano  | $l_{so}$ [m] | $G_1$ [kN/mq] | $G_2$ [kN/mq] | $Q_1$ [kN/mq]              | $Q_2$ [kN/mq]                | $\Psi_{21}$ | $\Psi_{22}$                    | $b$ [m]                        | $P_{sismico\_dx}$ [kN/m]       | $P_{sismico\_dx}$ [kN]                         |                               |                             |
| 1   | 4            | 0             | 0             | 0                          | 0                            |             |                                | 10                             | 0                              | 0  |                               |                             |
| 2   | 2            | 0             | 0             | 0                          | 0                            |             |                                |                                | 0                              | 0  |                               |                             |
| 3   | 2            | 0             | 0             | 0                          | 0                            |             |                                |                                | 0                              | 0  |                               |                             |
| 4   | 2            | 0             | 0             | 0                          | 0                            |             |                                |                                | 0                              | 0  |                               |                             |
| 5   | 2            | 0             | 0             | 0                          | 0                            |             |                                |                                | 0                              | 0  |                               |                             |
| 6   | 2            | 0             | 0             | 0                          | 0                            |             |                                |                                | 0                              | 0  |                               |                             |
| 7   | 2            | 0             | 0             | 0                          | 0                            |             |                                |                                | 0                              | 0  |                               |                             |
| Carichi da solaio a sinistra del maschio              |              |               |               |                            |                              |             |                                |                                |                                |  |                               |                             |
| N° Piano  | $l_{so}$ [m] | $G_1$ [kN/mq] | $G_2$ [kN/mq] | $Q_1$ [kN/mq]              | $Q_2$ [kN/mq]                | $\Psi_{21}$ | $\Psi_{22}$                    | $b$ [m]                        | $P_{sismico\_sx}$ [kN/m]       | $P_{sismico\_sx}$ [kN]                         |                               |                             |
| 1   | 5            | 0             | 0             | 0                          | 0                            |             |                                | 10                             | 0                              | 0  |                               |                             |
| 2   | 2            | 0             | 0             | 0                          | 0                            |             |                                |                                | 0                              | 0  |                               |                             |
| 3   | 2            | 0             | 0             | 0                          | 0                            |             |                                |                                | 0                              | 0  |                               |                             |
| 4   | 2            | 0             | 0             | 0                          | 0                            |             |                                |                                | 0                              | 0  |                               |                             |
| 5   | 2            | 0             | 0             | 0                          | 0                            |             |                                |                                | 0                              | 0  |                               |                             |
| 6   | 2            | 0             | 0             | 0                          | 0                            |             |                                |                                | 0                              | 0  |                               |                             |
| 7   | 2            | 0             | 0             | 0                          | 0                            |             |                                |                                | 0                              | 0  |                               |                             |
| <b>Carichi muratura nella Condizione Statica SLU</b>  |              |               |               |                            |                              |             |                                |                                |                                |  |                               |                             |
| N° Piano  | $h$ [m]      | $b$ [m]       | $s$ [m]       | p.p.m [kN/m <sup>2</sup> ] | $1.3 \cdot P_{statico}$ [kN] |             |                                |                                |                                |  |                               |                             |
| 1   | 4            | 10            | 0.5           | 18                         | 468                          |             |                                |                                |                                |  |                               |                             |
| 2   | 3            |               | 0.5           | 18                         | 351                          |             |                                |                                |                                |  |                               |                             |
| 3   | 3            |               | 0.5           | 18                         | 351                          |             |                                |                                |                                |  |                               |                             |
| 4   | 3            |               | 0.5           | 18                         | 351                          |             |                                |                                |                                |  |                               |                             |
| 5   | 3            |               | 0.5           | 18                         | 351                          |             |                                |                                |                                |  |                               |                             |
| 6   | 3            |               | 0.5           | 18                         | 351                          |             |                                |                                |                                |  |                               |                             |
| 7   | 3            |               | 0.5           | 18                         | 351                          |             |                                |                                |                                |  |                               |                             |
| <b>Carichi muratura nella Condizione Sismica</b>      |              |               |               |                            |                              |             |                                |                                |                                |  |                               |                             |
| N° Piano  | $h$ [m]      | $b$ [m]       | $s$ [m]       | p.p.m [kN/m <sup>2</sup> ] | $P_{sismico}$ [kN]           |             |                                |                                |                                |  |                               |                             |
| 1   | 4            | 10            | 0.5           | 18                         | 360                          |             |                                |                                |                                |  |                               |                             |
| 2   | 3            |               | 0.5           | 18                         | 270                          |             |                                |                                |                                |  |                               |                             |
| 3   | 3            |               | 0.5           | 18                         | 270                          |             |                                |                                |                                |  |                               |                             |
| 4   | 3            |               | 0.5           | 18                         | 270                          |             |                                |                                |                                |  |                               |                             |
| 5   | 3            |               | 0.5           | 18                         | 270                          |             |                                |                                |                                |  |                               |                             |
| 6   | 3            |               | 0.5           | 18                         | 270                          |             |                                |                                |                                |  |                               |                             |
| 7   | 3            |               | 0.5           | 18                         | 270                          |             |                                |                                |                                |  |                               |                             |

| Legenda                    |  |
|----------------------------|--|
| Parametri da inserire      |  |
| Parametri non modificabili |  |
| Valori da inserire in ACM  |  |

Fig. E.1.5. Foglio di calcolo: Analisi dei carichi. Carichi agenti sul pannello murario

Inseriti i carichi agenti per ogni solaio, in fondo al foglio di calcolo vengono riportati:

- i carichi uniformemente distribuiti da inserire nella Finestra delle Cerchiature;
- i carichi concentrati in sommità della parete da inserire nella Finestra delle Pareti,

per ogni condizione di carico analizzata.

Per i carichi uniformemente distribuiti da inserire nella Finestra delle Cerchiature possiamo distinguere tre casi:

- 1) Carico uniformemente distribuito derivante solo dal solaio;
- 2) Carico uniformemente distribuito derivante dal solaio e dalla muratura fra l'apertura ed il solaio;
- 3) Carico uniformemente distribuito derivante dal carico totale in sommità.

Il primo caso viene utilizzato quando le aperture risultano allineate verticalmente (ai piani superiori). Se vi è una zona di muratura sovrastante l'architrave che produce su di essa un carico diretto, in tal caso deve essere spuntata in ACM l'opzione della diffusione dei carichi per tener conto dell'influenza del triangolo di scarico della muratura nelle verifiche di resistenza dell'architrave.

Il secondo caso viene utilizzato quando in corrispondenza dell'apertura non è presente un maschio murario sovrastante (e quindi anche in questo caso vi sono aperture allineate verticalmente), ma si vuol considerare sull'architrave il carico prodotto dalla muratura compresa fra l'architrave stessa ed il solaio.

Il terzo caso viene utilizzato quando le aperture non sono allineate verticalmente (ai piani superiori), e sull'architrave insiste un maschio murario: il carico che grava sull'architrave è quello derivante dall'analisi dei carichi dei piani superiori (comprende i carichi dei solai e delle murature).

Piano della parete oggetto d'intervento. In questa maniera, se sullo stesso paramento murario, che va dal piano 1 al piano 7, sono da realizzare due aperture a piani diversi, non importa ridefinire la geometria dell'edificio, ma è sufficiente indicare a quale piano verrà realizzata l'apertura ed i carichi si aggiorneranno in maniera automatica

| Carichi da inserire in ACM:  |       |                   |  |
|--|-------|-------------------|--|
| Piano della parete oggetto d'intervento  | 1     |                   |  |
| Carico uniformemente distribuito Condizione Statica $p_{statico\_SLU}$   | 0.00  | kN/m              | CERCHIATURE (solo carico di solaio)  |
| Carico uniformemente distribuito Condizione Statica $p_{statico\_SLE}$   | 0.00  | kN/m              |  |
| Carico uniformemente distribuito Condizione Sismica $p_{sismica}$  | 0.00  | kN/m              |  |
| Altezza dell'apertura  | 2     | m                 |  |
| <b>Attenzione:</b> Carico uniformemente distribuito, da inserire nella Finestra Cerchiature, comprensivo della muratura fra l'apertura ed il solaio, da considerare se <u>non</u> spuntato il carico triangolare della muratura su ACM. (Il carico della muratura fra l'architrave ed il solaio è stato moltiplicato per 1,3 nella Combinazione Fondamentale)  |       |                   |  |
| Altezza dell'apertura  | 2     | m                 |  |
| Altezza interpiano della parete oggetto d'intervento   | 4     | m                 |  |
| Spessore della parete oggetto d'intervento   | 0.5   | m                 |  |
| Peso della muratura oggetto d'intervento   | 18    | kN/m <sup>3</sup> |  |
| Carico uniformemente distribuito Condizione Statica $p_{statico\_SLU}$   | 23.40 | kN/m              | CERCHIATURE (carico del solaio e della muratura fra l'apertura ed il solaio) |
| Carico uniformemente distribuito Condizione Statica $p_{statico\_SLE}$   | 18.00 | kN/m              |  |
| Carico uniformemente distribuito Condizione Sismica $p_{sismica}$  | 18.00 | kN/m              |  |
| <b>Attenzione:</b> Carico uniformemente distribuito, da inserire nella Finestra Cerchiature, comprensivo di tutto il carico in sommità dell'architrave ( $\Sigma$ carichi solai e $\Sigma$ carichi maschi in muratura), da considerare se <u>non</u> spuntato il carico triangolare della muratura su ACM. (Il carico della muratura fra l'architrave ed il solaio è stato moltiplicato per 1,3 nella Combinazione Fondamentale) |       |                   |  |
| Altezza dell'apertura  | 2     | m                 |  |
| Altezza interpiano della parete oggetto d'intervento   | 4     | m                 |  |
| Spessore della parete oggetto d'intervento   | 0.5   | m                 |  |
| Peso della muratura oggetto d'intervento   | 18    | kN/m <sup>3</sup> |  |
| Carico uniformemente distribuito Condizione Statica $p_{statico\_SLU}$   | 23.40 | kN/m              | CERCHIATURE (comprensivo di tutto il carico in sommità dell'architrave)      |
| Carico uniformemente distribuito Condizione Statica $p_{statico\_SLE}$   | 18.00 | kN/m              |  |
| Carico uniformemente distribuito Condizione Sismica $p_{sismica}$  | 18.00 | kN/m              |  |
| Carico totale (solaio + muratura sovrastante) Condizione Statica SLE   | 0.00  | kN                |  |
| Carico totale (solaio + muratura sovrastante) Condizione Statica SLU   | 0.00  | kN                | PARETI   |
| Carico totale (solaio + muratura sovrastante) Condizione Sismica   | 0.00  | kN                |  |
| <b>Legenda</b>   |       |                   |  |
| Parametri da inserire  |       |                   |  |
| Parametri non modificabili   |       |                   |  |
| Valori da inserire in ACM  |       |                   |  |

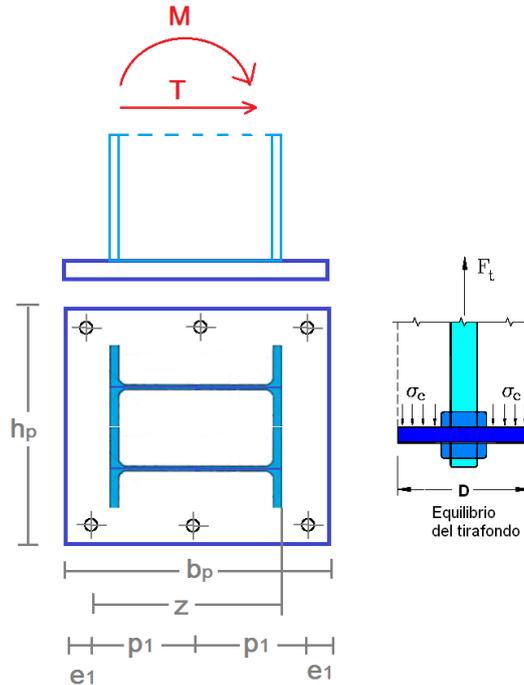
Fig. E.1.6. Foglio di calcolo: Analisi dei carichi. Carichi da inserire in ACM

### E.1.3. FOGLIO DI CALCOLO: GIUNTO DI BASE

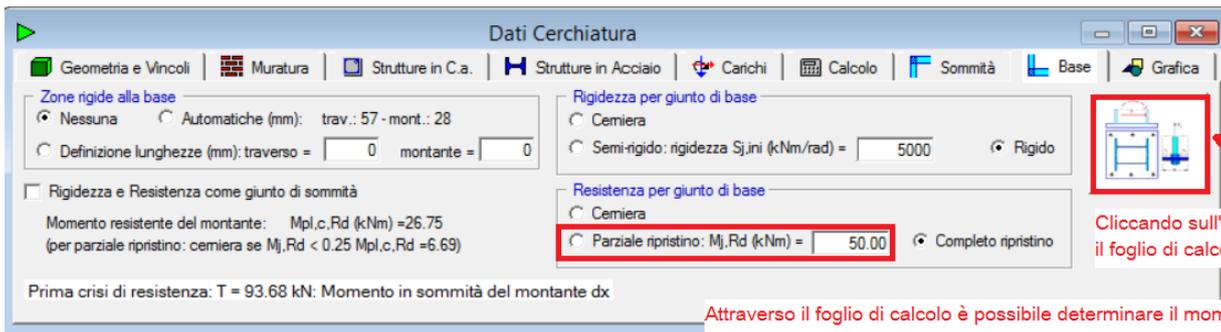
Nel caso di presenza di cordolo in c.a., il montante potrà essere vincolato a quest'ultimo mediante Giunto di base e tirafondi inghisati opportunamente nel cordolo per mezzo di resine e più in generale mediante ancoraggi chimici. Occorre pertanto verificare sia il Giunto di base che i tirafondi.

Il foglio di calcolo Excel è costituito da due fogli, denominati "Definizione dei parametri" e "Momento resistente di base". Tramite il foglio di calcolo "Definizione dei parametri" viene descritto il giunto di base (dimensione della piastra, definizione e disposizione dei bulloni). Una volta definiti i parametri che descrivono la geometria del giunto di base, passando al foglio "Momento resistente di base" si inserisce la lunghezza di ancoraggio del tirafondo nel cordolo.

Il collegamento viene realizzato tramite una piastra saldata al montante del telaio e bullonata al cordolo in c.a..



**Fig. E.1.7.** Giunto di base



Attraverso il foglio di calcolo è possibile determinare il momento resistente del giunto di base, nel caso non sia possibile realizzare un collegamento a completo ripristino di resistenza.

**Fig. E.1.8.** Icona di collegamento al foglio di calcolo nella scheda Base della finestra Cerchiature

Si osservi che al foglio di calcolo 'Giunto di Base' si accede dalla finestra Cerchiature: partendo da una struttura comune del file. Il foglio di calcolo viene associato alla cerchiatura corrente. Se per la cerchiatura corrente ancora non esiste, il software genera un clone del file del foglio installato da ACM (posto nel percorso `\Aedes20xx\Acm\Files`), denominandolo in modo da caratterizzare la cerchiatura corrente: ad esempio per il progetto denominato NomeProgetto:

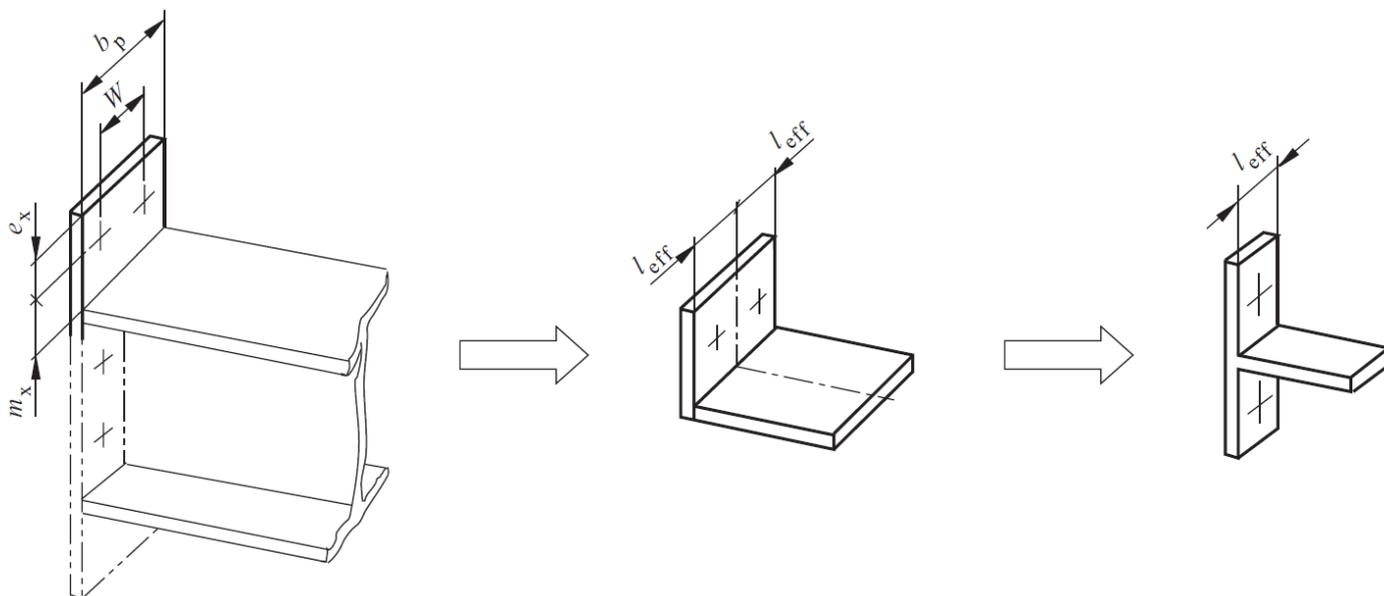
**Nome Progetto\_Giunto\_Base\_cerchiatura\_1\_xlsm**

Che viene posto nella cartella Output del progetto, caratterizzata dal percorso:

`\Aedes20xx\Acm\Progetti\NomeProgetto\Output`

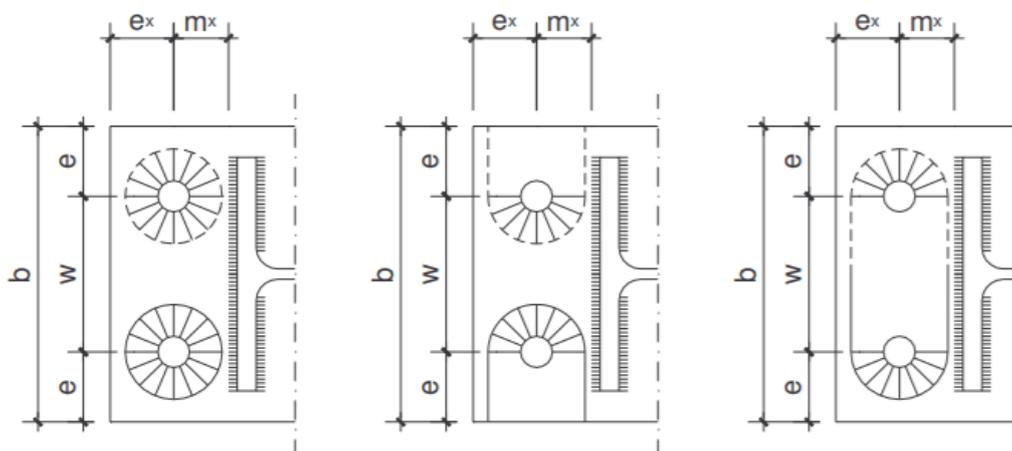
Il momento resistente viene calcolato in funzione della minima resistenza offerta dagli elementi che costituiscono il Giunto di base, pertanto viene calcolata la resistenza a trazione ed a taglio dei tirafondi, la resistenza a estrazione dell'ancoraggio, la resistenza della piastra inflessa e la resistenza a compressione del cls.

La resistenza complessiva a trazione pura della piastra di base deve essere calcolata con riferimento al metodo degli elementi a T – equivalente atti a modellare il binomio 'piastra inflessa + tirafondi in trazione', secondo quanto riportato al § 6.2.6.11 e § 6.2.6.5 del UNI EN 1993-1-8:2005.



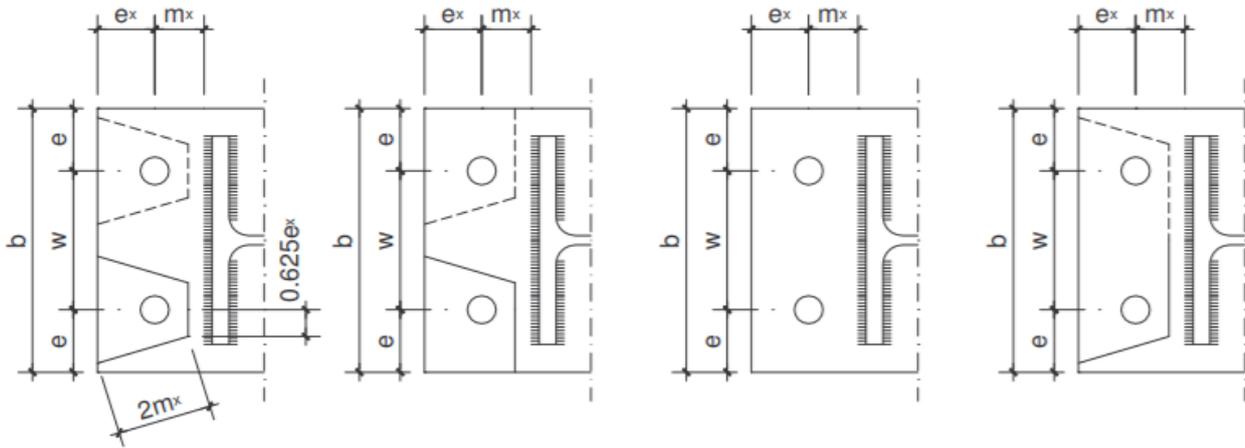
**Fig. E.1.9.** Lunghezze efficaci relative a percorsi di snervamento circolare

Il meccanismo di rottura può seguire linee di snervamento circolari o meno, in funzione della geometria del giunto.



- |                |  |
|----------------|--|
| Meccanismo 1°: | $l_{eff,cp} = 2 \cdot \pi \cdot m_x$     |
| Meccanismo 2°: | $l_{eff,cp} = \pi \cdot m_x + 2 \cdot e$ |
| Meccanismo 3°: | $l_{eff,cp} = \pi \cdot m_x + w$         |

**Fig. E.1.10.** Lunghezze efficaci relative a percorsi di snervamento circolare

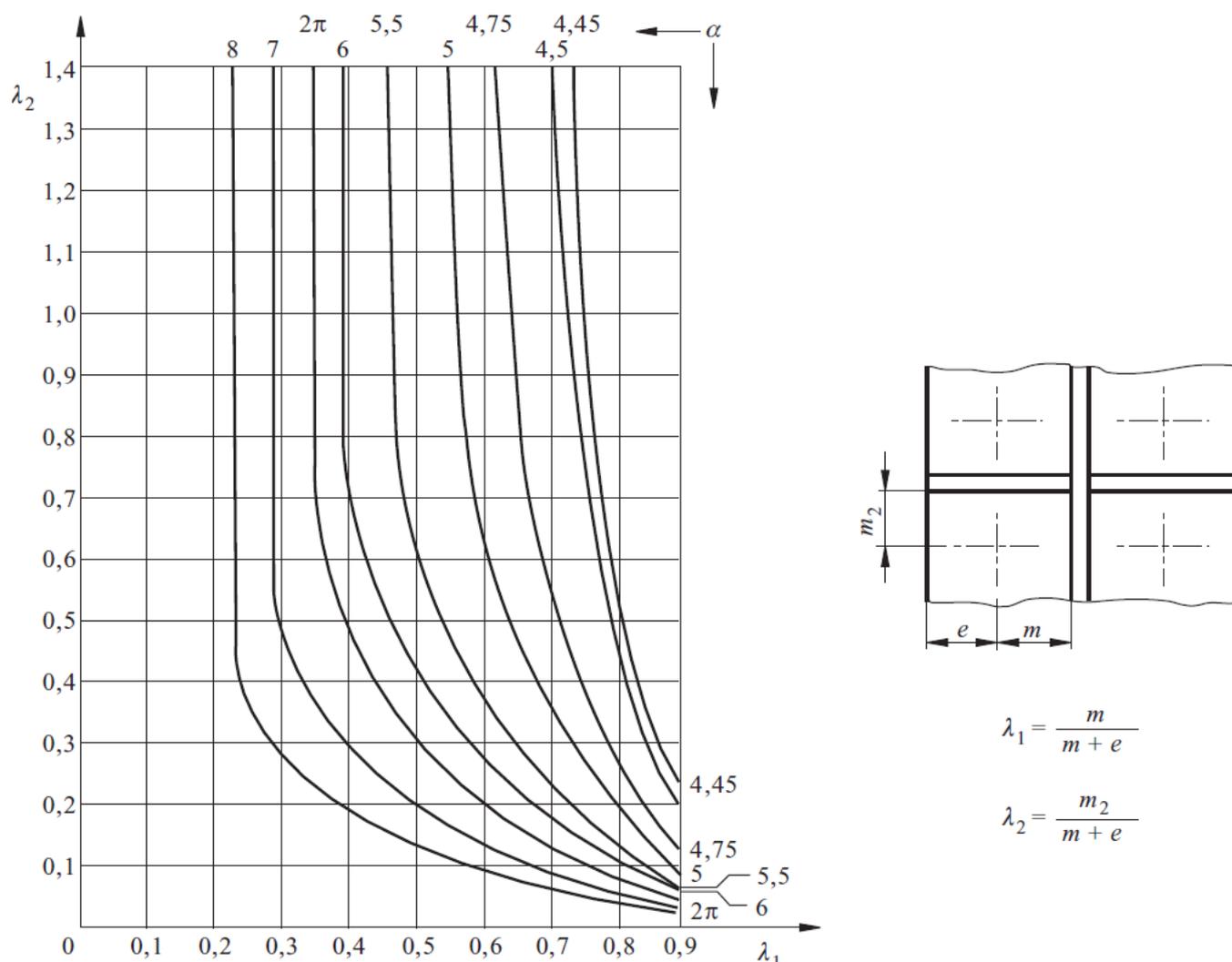


Meccanismo 1°:  $l_{eff,nc} = 4 \cdot m_x + 1.25 \cdot e_x$   
 Meccanismo 2°:  $l_{eff,nc} = 2 \cdot m_x + 0.625 \cdot e_x + e$   
 Meccanismo 3°:  $l_{eff,nc} = 0.5 \cdot b_p = 0.5 \cdot 380$   
 Meccanismo 4°:  $l_{eff,nc} = 2 \cdot m_x + 0.625 \cdot e_x + 0.5 \cdot w$

**Fig. E.1.11.** Lunghezze efficaci relative a percorsi di snervamento non circolare

| Posizione della fila di bulloni  | Fila di bulloni considerata individualmente                          |  | Fila di bulloni considerata come parte di un gruppo di file di bulloni              |   |
|--|--|--|---|---|
|  | Meccanismi con percorso circolare<br>$l_{eff,cp}$                    | Meccanismi con percorso non circolare<br>$l_{eff,nc}$  | Meccanismi con percorso circolare<br>$l_{eff,cp}$                                   | Meccanismi con percorso non circolare<br>$l_{eff,nc}$ |
| Fila di bulloni esterna alla flangia tesa della trave                      | La più piccola fra:<br>$2\pi m_x$<br>$\pi m_x + w$<br>$\pi m_x + 2e$ | La più piccola fra:<br>$4m_x + 1,25e_x$<br>$e + 2m_x + 0,625e_x$<br>$0,5b_p$<br>$0,5w + 2m_x + 0,625e_x$ | -   | -   |
| Prima fila di bulloni al di sotto della flangia tesa della trave           | $2\pi m$   | $\alpha m$   | $\pi m + p$   | $0,5p + \alpha m$<br>$- (2m + 0,625e)$                |
| Altre file di bulloni interne  | $2\pi m$   | $4m + 1,25e$   | $2p$  | $p$   |
| Altre file di bulloni di estremità   | $2\pi m$   | $4m + 1,25e$   | $\pi m + p$   | $2m + 0,625e + 0,5p$                                  |
| Modo 1:  | $l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ ma $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$              |  | $\Sigma l_{eff,1} = \Sigma l_{eff,nc}$ ma $\Sigma l_{eff,1} \leq \Sigma l_{eff,cp}$ |   |
| Modo 2:  | $l_{eff,2} = l_{eff,nc}$   |  | $\Sigma l_{eff,2} = \Sigma l_{eff,nc}$  |   |
| Si raccomanda che il parametro $\alpha$ sia determinato dalla figura 6.11. |  |  |   |   |

**Fig. E.1.12.** Prospetto 6.6 – Lunghezze efficaci per una piastra di estremità [§ 6.2.6.5 UNI EN 1993-1-8:2005]



**Fig. E.1.13.** Valori di  $\alpha$  per flange irrigidite di colonne e piastre di estremità  
[§ 6.2.6.5 UNI EN 1993-1-8:2005]

La lunghezza efficace dell'elemento T – stub da assumere nel calcolo è pari al valore minimo tra quelli dei percorsi di snervamento sopra riportati.

Il momento resistente plastico della piastra di base risulta:

$$M_{pl,Rd} = (0.25 \cdot L_{eff} \cdot t_p^2 \cdot f_{yk}) / \gamma_{M0}$$

La resistenza a trazione dell'elemento a T – equivalente che modella la piastra inflessa sarà pari al minore fra la resistenza a estrazione dell'ancoraggio, la resistenza dell'ancoraggio con snervamento della piastra e la resistenza a snervamento della piastra di base. I tre meccanismi di rottura sono descritti nel prospetto 6.2 [§ 6.2.4.1 UNI EN 1993-1-8:2005].

|                           | Sviluppo di forze di contatto, per esempio                |  | Senza forze di contatto                 |
|---------------------------|---|--|---|
| <b>Modo 1</b>             | Metodo 1  | Metodo 2 (metodo alternativo)  |   |
| senza piastre di rinforzo | $F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m}$                     | $F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl,1,Rd}}{2mn - e_w(m+n)}$               |   |
| con piastre di rinforzo   | $F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd} + 2M_{bp,Rd}}{m}$        | $F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl,1,Rd} + 4nM_{bp,Rd}}{2mn - e_w(m+n)}$ | $F_{T,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m}$ |
| <b>Modo 2</b>             | $F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n}$ |  |   |
| <b>Modo 3</b>             | $F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd}$                              |  |   |

Modo 1: Plasticizzazione completa della flangia.

Modo 2: Crisi dei bulloni con snervamento della flangia.

Modo 3: Crisi dei bulloni.

$L_b$  è - la lunghezza del tratto di allungamento del bullone, considerata uguale alla lunghezza della zona di serraggio (spessore totale dei piatti e delle rondelle) più metà della somma dell'altezza della testa del bullone e dell'altezza del dado, o  
- la lunghezza del tratto di allungamento del tirafondo, considerata uguale alla somma di 8 volte il diametro nominale del bullone, dello strato di malta di allettamento, dello spessore della piastra, della rondella e di metà altezza del dado

$$L_b^* = \frac{8,8m^3 A_s n_b}{\sum l_{eff,1}^2 t_f^2}$$

$F_{T,Rd}$  è la resistenza a trazione di progetto della flangia dell'elemento T (T-stub);  
 $Q$  è la forza di contatto;

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \sum l_{eff,1}^2 t_f f_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \sum l_{eff,2}^2 t_f f_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{bp,Rd} = 0,25 \sum l_{eff,1}^2 t_{bp} f_{y,bp} / \gamma_{M0}$$

$F_{t,Rd}$  è la resistenza a trazione di progetto di un bullone, vedere prospetto 3.4;

$\sum F_{t,Rd}$  è il valore totale di  $F_{t,Rd}$  per tutti i bulloni dell'elemento T (T-stub);

$\sum l_{eff,1}$  è il valore di  $\sum l_{eff}$  per il modo 1;

$\sum l_{eff,2}$  è il valore di  $\sum l_{eff}$  per il modo 2;

$n_b$  è il numero di file di bulloni (con 2 bulloni per fila);

$e_{min}$ ,  $m$  e  $t_f$  sono indicati nella figura 6.2;

$f_{y,bp}$  è la tensione di snervamento delle piastre di rinforzo;

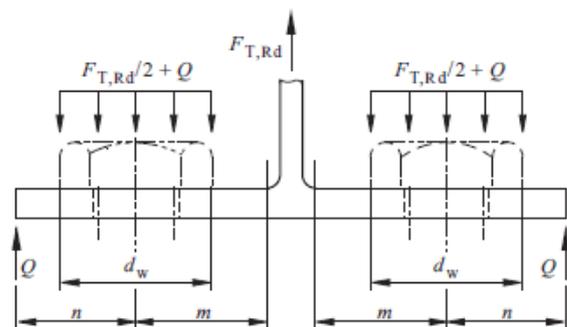
$t_{bp}$  è lo spessore delle piastre di rinforzo;

$e_w = d_w/4$ ;

$d_w$  è il diametro della rondella, oppure è la distanza tra i vertici della testa bullone o del dado, in base a quello dei due che risulta pertinente.

Nota 1 Nei collegamenti bullonati trave-colonna o nei giunti di continuità delle travi si può assumere che si sviluppino le forze di contatto.

Nota 2 Nel metodo 2, la forza applicata alla flangia dell'elemento T (T-stub) per effetto del bullone si assume che sia uniformemente distribuita al di sotto della rondella, della testa del bullone o del dado, a seconda di quello che risulta pertinente (vedere la figura), invece di essere concentrata in asse al bullone. Questa assunzione conduce a valori più alti per il modo 1, ma lascia invariati i valori di  $F_{T,1-2,Rd}$  per i modi 2 e 3.



**Fig. E.1.14.** Prospetto 6.2 – Resistenza di progetto  $F_{T,Rd}$  della flangia di un elemento T (T-stub) equivalente [§ 6.2.4.1 UNI EN 1993-1-8:2005]

Pertanto per il secondo ed il terzo meccanismo di crisi, si avrà:

$$F_{T,Rd3-1 \text{ riga esterna}} = 4 \cdot M_{pl,Rd \text{ riga esterna}} / m_x$$

$$F_{T,Rd3-1 \text{ riga interna}} = 4 \cdot M_{pl,Rd \text{ riga interna}} / m_1$$

$$F_{T,Rd3-2 \text{ riga esterna}} = 2 \cdot M_{pl,Rd \text{ riga esterna}} + e_1 \cdot \sum F_{t,Rd1} / (m_x + e_1)$$

$$F_{T,Rd3-2 \text{ riga interna}} = 2 \cdot M_{pl,Rd \text{ riga interna}} + e_2 \cdot \sum F_{t,Rd1} / (m_1 + e_2)$$

$$m_x = [(b_p - h_c)/2] - e_x - 0,8 \cdot a_f \cdot \sqrt{2}$$

$$m_1 = ((h_p - t_w)/2) - e_2 - 0,8 \cdot a_w \cdot \sqrt{2}$$

$$m_2 = h_2 - 0.8 \cdot a_f \cdot \sqrt{2}$$

$$h_2 = e_1 + p_1 - ((b_p - h_c)/2) + t_f$$

All'interno del foglio di calcolo, l'Utente può decidere se considerare la resistenza della piastra inflessa nel calcolo del Giunto di base, attraverso il menù a discesa con la variabile di tipo logico (SI/NO).

Per la resistenza a compressione l'Eurocodice 3 Parte 1-8 "*Progettazione dei collegamenti*", affronta il problema al § 6.2.8 "Resistenza di progetto delle basi delle colonne con i piatti di base", con riferimento anche al § 6.2.5 "Elementi a T equivalenti in compressione".

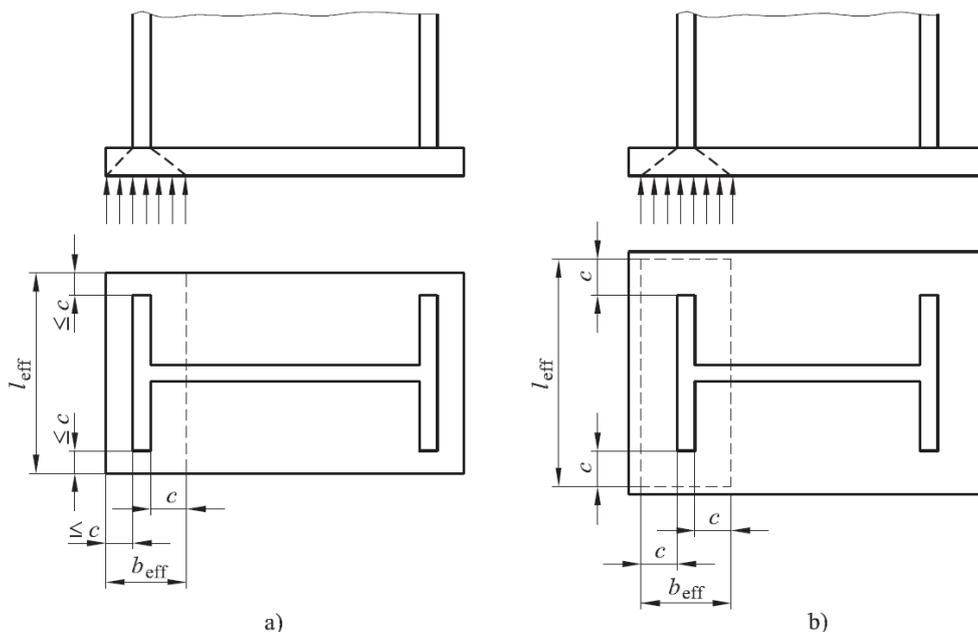
L'area efficace in compressione è rappresentata in figura, nella quale il valore dello sbalzo  $c$  si ottiene dalla resistenza a flessione della flangia soggetta alle pressioni del calcestruzzo uniformemente distribuite  $f_{jd}$  (resistenza di contatto del giunto).

Dalla verifica a flessione della flangia si ricava la formula di  $c$ , si ricorda che per il calcolo viene utilizzato il  $W_{el}$  della piastra:

$$\Rightarrow m_{Ed} = (f_{jd} \cdot c^2)/2 \leq m_{Rd} = f_{yd} \cdot W_{el} \quad \Rightarrow \quad c = t_p \cdot \sqrt{(f_{yk} / (3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}))}$$

Legenda

- a) Proiezione ridotta
- b) Proiezione estesa

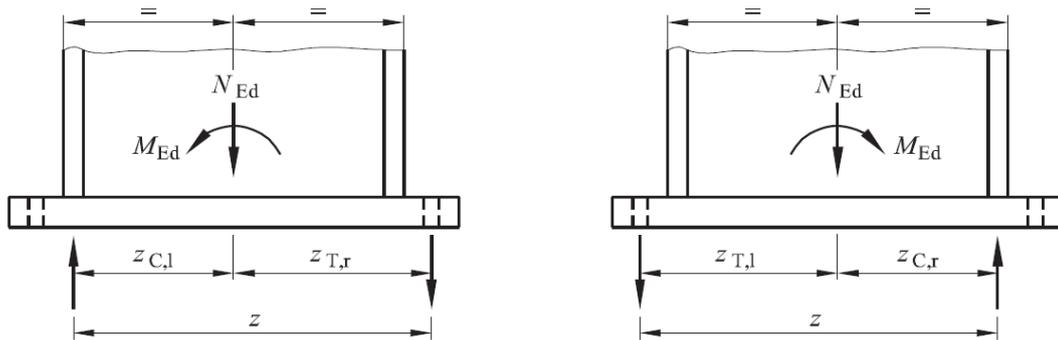


**Fig. E.1.15.** Area di un elemento T equivalente sollecitato a compressione

Il calcolo della resistenza a flessione pura viene effettuato secondo quanto riportato nel § 6.2.7.2 e § 6.2.8 del UNI EN 1993-1-8:2005.

Il momento resistente del Giunto di base si determina con riferimento alla distanza "z" tra le righe dei tirafondi tesi ed il centro delle compressioni, considerato agente nel baricentro dell'ala compressa della colonna. Se il numero delle colonne è maggiore di 3, per z si considera l'altezza della colonna.

All'interno del foglio di Excel viene applicato quanto riportato nell'EC3 al § 6.2.7.2 (4), di seguito riportato: "*Quando si determina la resistenza a trazione di progetto efficace  $F_{tr,Rd}$  per la fila di bulloni r, si raccomanda di ignorare la resistenza a trazione di progetto efficace di tutte le altre file di bulloni più vicine al centro di compressione*". Pertanto nel calcolo del momento resistente verranno considerati solo i tirafondi agenti nella zona tesa, pari alla distanza fra la prima fila di tirafondi e l'asse della colonna metallica.



**Fig. E.1.16.** Area di un elemento T equivalente sollecitato a compressione

Il momento resistente del Giunto di base viene calcolato nella seguente maniera:

$$M_{Rd} = \min(\sum F_{T,Rd(\min 1-2-3)} \cdot z_i; |F_{C,Rd}| \cdot z)$$

dove:

$F_{T,Rd(\min 1-2)}$  = è la resistenza a trazione dei tirafondi, la quale deve essere assunta come la minore fra la resistenza a trazione di progetto degli ancoraggi stessi e la resistenza per aderenza che si sviluppa all'interfaccia tra il calcestruzzo della fondazione ed il gambo del tirafondo;

$F_{T,Rd3}$  = è la resistenza a trazione della piastra inflessa (se attivata nei parametri di calcolo del momento resistente del foglio di Excel);

$|F_{C,Rd}|$  = è la resistenza a compressione dell'elemento T – stub posto al di sotto dell'ala compressa della colonna (in valore assoluto);

$z$  = braccio di leva per  $F_{T,Rd3}$  e  $|F_{C,Rd}|$ ;

$z_i$  = braccio di leva per ogni fila di bulloni.

### E.1.3.1. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI

All'interno di questo foglio viene descritto il Giunto di base tramite i seguenti parametri: profilo metallico del montante, dimensioni e spessore della piastra di base, distanze dai bordi ed interasse dei bulloni, numero colonne di bulloni (qui deve essere inserito il numero totale delle file dei bulloni), il numero dei bulloni per ogni colonna/fila, e il diametro del tirafondo per l'ancoraggio.

| Definizione degli Elementi:   |         |    |
|---|---------|----|
| Profilo metallico   | HE 200B |    |
| hc = altezza profilo metallico  | 200     | mm |
| bc = base profilo metallico   | 200     | mm |
| hi = altezza fra le ali   | 170     | mm |
| d = altezza anima libera  | 134     | mm |
| tw = spessore anima   | 9       | mm |
| tf = spessore piattabanda   | 15      | mm |
| Piastra   |         |    |
| h <sub>p</sub> = altezza piastra  | 400     | mm |
| b <sub>p</sub> = base piastra   | 450     | mm |
| t <sub>p</sub> = spessore piastra   | 15      | mm |
| e <sub>1</sub> (distanza dal bordo)   | 50      | mm |
| e <sub>2</sub> (distanza dal bordo)   | 50      | mm |
| p <sub>1</sub> (interasse fra i bulloni)  | 175.00  | mm |
| p <sub>2</sub> (interasse fra i bulloni)  | 100.00  | mm |
| Numero colonne di bulloni   | 3       |    |
| <i>Di seguito vengono riportati il numero dei bulloni sulla piastra, nei calcoli si farà riferimento al numero di bulloni su metà piastra (condizione di simmetria)</i> |         |    |
| Numero bulloni colonna 1  | 4       |    |
| Numero bulloni colonna 2  | 2       |    |
| Numero bulloni colonna 3  | 4       |    |
| Numero bulloni colonna 4  | 0       |    |
| Numero bulloni colonna 5  | 0       |    |
| Numero bulloni colonna 6  | 0       |    |
| Numero bulloni colonna 7  | 0       |    |
| Numero bulloni colonna 8  | 0       |    |
| Numero bulloni colonna 9  | 0       |    |
| Numero ancoraggi  | 10      |    |
| Diametro ancoraggi = Ø  | 20      | mm |
| Diametro dei fori = Ø <sub>0</sub>  | 21      | mm |

Controlli geometrici dimensioni piastra

Ok  
Ok  
Ok  
Ok  
Ok

Controllo con i valori forniti dalla Normativa

Fig. E.1.17. Foglio di calcolo: Giunto di base. Definizione degli elementi

Definita la geometria del giunto di base, si definiscono i materiali impiegati per il profilo e la piastra, il calcestruzzo e la classe di resistenza dei bulloni.

| Definizione dei Materiali:                                       |  |                   |
|--|--|-------------------|
| Profili acciaio e Piastra  | S275 (ex Fe 430)                       |                   |
| f <sub>yk</sub>  | 275                                    | N/mm <sup>2</sup> |
| f <sub>tk</sub>  | 430                                    | N/mm <sup>2</sup> |
| E  | 210000                                 | N/mm <sup>2</sup> |
| G  | 80769                                  | N/mm <sup>2</sup> |
| Coef. parziale di sicurezza = γ <sub>M1</sub>                    | 1.05                                   |                   |
| Soletta in calcestruzzo  | C25/30                                 |                   |
| Caratteristiche meccaniche del materiale                         | f <sub>ck</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]   | 25.00             |
|  | f <sub>cd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]   | 14.17             |
|  | f <sub>cm</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]   | 33.00             |
|  | f <sub>ctm</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]  | 2.56              |
|  | f <sub>cfm</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]  | 3.08              |
|  | f <sub>ctk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]  | 1.80              |
|  | f <sub>ctd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]  | 1.20              |
|  | f <sub>bk</sub> se d <sub>s</sub> ≤ 32 | 4.04              |
|  | f <sub>bd</sub>                        | 2.69              |
|  | E <sub>cm</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]   | 31475.81          |
| γ [kN/m <sup>3</sup> ]   | 25.00                                  |                   |
| Coef. parziale di sicurezza = γ <sub>C</sub>                     | 1.5                                    |                   |
| Bulloni:   | 8.8                                    |                   |
| Diametro connettore:   | 20                                     | mm                |
| f <sub>yb</sub>  | 640                                    | N/mm <sup>2</sup> |
| f <sub>ub</sub>  | 800                                    | N/mm <sup>2</sup> |
| α  | 0.6                                    |                   |
| Coef. parziale di sicurezza per le connessioni = γ <sub>M2</sub> | 1.25                                   |                   |

Fig. E.1.18. Foglio di calcolo: Giunto di base. Definizione dei materiali

### E.1.3.2. MOMENTO RESISTENTE DI BASE

Definiti i dati su geometria e materiali che rappresentano il giunto di base, all'interno di questo foglio vengono ricavate la resistenza massima a trazione del tirafondo e la resistenza massima a estrazione del tirafondo nel calcestruzzo in funzione della lunghezza di ancoraggio.

| Resistenza a trazione ed a taglio dei bulloni:                                  |        |                 |
|---|--------|-----------------|
| Resistenza a trazione:  |        |                 |
| Numero ancoraggi  | 10     |                 |
| Numero ancoraggi in trazione  | 4      |                 |
| $A_{res}$   | 245.00 | mm <sup>2</sup> |
| $F_{T,Rd1\ n=1} = 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$                 | 141.12 | kN              |
| $F_{T,Rd1\ \bar{z}_n}$  | 564.48 | kN              |
| Resistenza a taglio:  |        |                 |
| Numero ancoraggi  | 10     |                 |
| $\alpha$  | 0.6    |                 |
| $A_{res}$   | 245.00 | mm <sup>2</sup> |
| $F_{V,Rd\ n=1} = \alpha \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$               | 94.08  | kN              |
| $F_{V,Rd\ \bar{z}_n}$   | 940.80 | kN              |
| Resistenza a trazione dell'ancoraggio:  |        |                 |
| Resistenza a trazione dell'ancoraggio:  |        |                 |
| Numero ancoraggi  | 10     |                 |
| Numero ancoraggi in trazione  | 4      |                 |
| $l_{ancoraggio}$  | 200.00 | mm              |
| $F_{T,Rd2\ ancoraggio\ n=1} = \pi \cdot \phi \cdot l_{ancoraggio} \cdot f_{bd}$ | 33.84  | kN              |
| $F_{T,Rd2\ \bar{z}_n}$  | 135.38 | kN              |

Fig. E.1.19. Foglio di calcolo: Giunto di base. Resistenza a trazione

Il momento resistente (da inserire in ACM nella scheda Base della finestra Cerchiature, nel caso in cui il giunto non sia qualificato a completo ripristino), viene calcolato in funzione della minima resistenza offerta dagli elementi che costituiscono il Giunto di base per il braccio di leva.

| Momento resistente totale del giunto di base:   |        |     |
|---|--------|-----|
| Calcolo della resistenza a flessione pura [6.2.7.2 - UNI EN 1993-1-8:2005]. Il momento resistente per pura flessione si determina con riferimento alla distanza "z" tra le righe dei tirafondi tesi ed il centro delle compressioni considerato agente nel baricentro dell'ala compressa della colonna. |        |     |
| Considerare la resistenza della piastra nel calcolo del Momento resistente del Giunto di base? <span style="float: right;">NO</span>  |        |     |
|   |        |     |
| <p style="color: green; border: 1px solid green; padding: 2px;">Menù a discesa, per considerare la resistenza della piastra nel calcolo del Giunto di base.</p> <p style="color: red; border: 1px solid red; padding: 2px;">Valore del Momento resistente totale del Giunto di base</p>                 |        |     |
| $M_{Rd} = \min(\sum F_{T,Rd(\min 1-2-3)} \cdot z_i;  F_{C,Rd}  \cdot z)$  | 36.21  | kNm |
| $z = \text{distanza fra la zona tesa e la zona compressa} = bp - ((bp - hc)/2) - e1 - tf/2$   | 267.50 | mm  |
| Momento resistente a trazione riga esterna:   |        |     |
| Minima Resistenza a Trazione singolo tirafondo ( $F_{T,Rd(\min 1-2-3)}$ ):  | 33.84  | kN  |
| nb1      4      z1 = braccio bulloni colonna 1  | 267.50 | mm  |
| Momento resistente a trazione riga interna:   |        |     |
| Minima Resistenza a Trazione singolo tirafondo ( $F_{T,Rd(\min 1-2-3)}$ ):  | 33.84  | kN  |
| nb2      2      z2 = braccio bulloni colonna 2  | 0.00   | mm  |
| nb3      4      z3 = braccio bulloni colonna 3  | 0.00   | mm  |
| nb4      0      z4 = braccio bulloni colonna 4  | 0.00   | mm  |
| nb5      0      z5 = braccio bulloni colonna 5  | 0.00   | mm  |
| Momento resistente Ft,Rd colonna 1  | 36.21  | kNm |
| Momento resistente Ft,Rd colonna 2  | 0.00   | kNm |
| Momento resistente Ft,Rd colonna 3  | 0.00   | kNm |
| Momento resistente Ft,Rd colonna 4  | 0.00   | kNm |
| Momento resistente Ft,Rd colonna 5  | 0.00   | kNm |
| $\sum F_{T,Rd(\min 1-2-3)} \cdot z_i$   | 36.21  | kNm |

Fig. E.1.20. Foglio di calcolo: Giunto di base. Momento resistente

Si osservi che il momento resistente che viene calcolato con il foglio Excel, è quello complessivo del Giunto di base, mentre all'interno di ACM deve essere inserito il momento resistente relativo al singolo elemento costituente il montante (quindi nel caso di montante costituito da due profili accoppiati, il valore da inserire in ACM corrisponde al momento complessivo ricavato dal foglio Excel diviso per due).

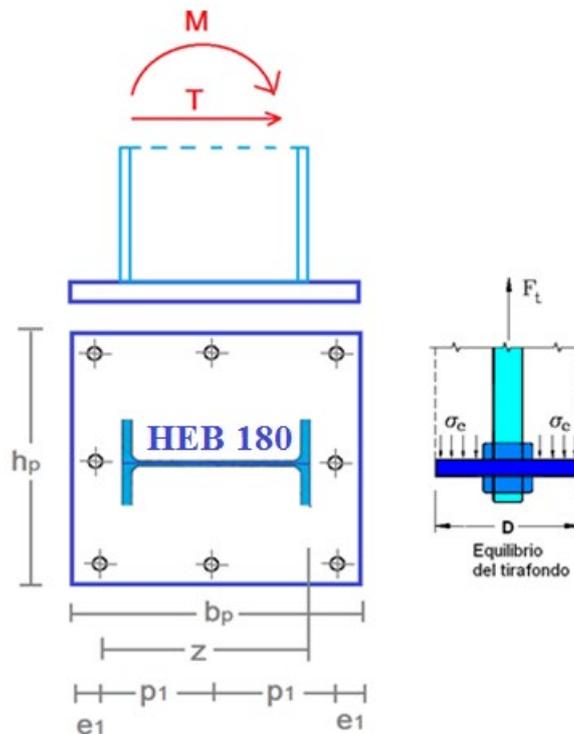
Il valore del momento resistente del Giunto di base influenza l'analisi della cerchiatura, infatti se il momento  $M_{Rd}$  del Giunto di base, inserito in ACM per i giunti a parziale ripristino, è inferiore al 25% del Momento resistente del singolo montante, il giunto decade in cerniera, secondo quanto riportato dall'Eurocodice 3 al § 5.2.3.2 (3): "Un collegamento può essere classificato come nominalmente incernierato se il suo momento resistente di progetto  $M_{j,Rd}$  risulta non superiore a 0,25 volte il momento resistente di progetto richiesto per un collegamento a completo ripristino di resistenza, a condizione che esso sia parimenti dotato di sufficiente capacità rotazionale".

### E.1.3.3. ESEMPIO DI VALIDAZIONE

Con il seguente esempio di calcola il giunto di base, del file di Validazione di ACM.

Dati:

- Profilo 1HEB 180 S235;
- Sp. piastra 12 mm, Acciaio Piastra S235;
- 8 M20 cl.8.8 (disposti su 3 colonne);
- C25/30,  $L_{anc} = 250$  mm;
- $h_p = 250$  mm,  $b_p = 350$  mm;
- $e_1 = 42.5$  mm,  $e_2 = 35$  mm,  $\Rightarrow p_1 = 132.50$  mm,  $p_2 = 90$  mm.



**Fig. E.1.21.** Geometria del giunto di base

| Definizione degli Elementi:   |         |    |    |
|---|---------|----|----|
| Profilo metallico   | HE 180B |    |    |
| hc = altezza profilo metallico  | 180     | mm |    |
| bc = base profilo metallico   | 180     | mm |    |
| hi = altezza fra le ali   | 152     | mm |    |
| d = altezza anima libera  | 122     | mm |    |
| tw = spessore anima   | 8.5     | mm |    |
| tf = spessore piattabanda   | 14      | mm |    |
| Plastra   |         |    |    |
| h <sub>p</sub> = altezza piastra  | 250     | mm | Ok |
| b <sub>p</sub> = base piastra   | 350     | mm | Ok |
| t <sub>p</sub> = spessore piastra   | 12      | mm |    |
| e <sub>1</sub> (distanza dal bordo)   | 42.5    | mm | Ok |
| e <sub>2</sub> (distanza dal bordo)   | 35      | mm | Ok |
| p <sub>1</sub> (interasse fra i bulloni)  | 132.50  | mm | Ok |
| p <sub>2</sub> (interasse fra i bulloni)  | 90.00   | mm | Ok |
| Numero colonne di bulloni   | 3       |    |    |
| <i>Di seguito vengono riportati il numero dei bulloni sulla piastra, nei calcoli si farà riferimento al numero di bulloni su metà piastra (condizione di simmetria)</i> |         |    |    |
| Numero bulloni colonna 1  | 3       |    |    |
| Numero bulloni colonna 2  | 2       |    |    |
| Numero bulloni colonna 3  | 3       |    |    |
| Numero bulloni colonna 4  | 0       |    |    |
| Numero bulloni colonna 5  | 0       |    |    |
| Numero bulloni colonna 6  | 0       |    |    |
| Numero bulloni colonna 7  | 0       |    |    |
| Numero bulloni colonna 8  | 0       |    |    |
| Numero bulloni colonna 9  | 0       |    |    |
| Numero ancoraggi  | 8       |    |    |
| Diametro ancoraggi = Ø  | 20      | mm |    |
| Diametro dei fori = Ø <sub>0</sub>  | 21      | mm |    |

Fig. E.1.22 Compilazione del foglio di calcolo

### E.1.3.3.1. VERIFICHE BULLONI

Resistenza a trazione del singolo bullone:  $F_{T,Rd1\ n=1} = 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 141.12\ kN$

dove:

- $f_{ub} = 800\ N/mm^2$ ;
- $A_{res} = 245\ mm^2$ ;
- $\gamma_{M2} = 1.25$ ;
- N ancoraggi in trazione = 3.

Resistenza a taglio del singolo bullone:  $F_{v,Rd\ n=1} = \alpha \cdot f_{ub} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 94.08\ kN$

dove:

- $f_{ub} = 800\ N/mm^2$ ;
- $A_{res} = 245\ mm^2$ ;
- $\gamma_{M2} = 1.25$ ;
- N = 8.

### E.1.3.3.2. VERIFICA DELL'ANCORAGGIO

Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo:  $F_{T,Rd2\ ancoraggio\ n=1} = \pi \cdot \varnothing \cdot L_{ancoraggio} \cdot f_{bd} = 42.25\ kN$

dove:

- $L_{ancoraggio} = 250\ mm$ ;
- $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk} / \gamma_c = 2.69\ N/mm^2$ ;
- $\gamma_c = 1.5$ .

### E.1.3.3.3. RESISTENZA PIASTRA INFLESSA

La resistenza a flessione della piastra di base si calcola considerando la resistenza dell'elemento a T equivalente di una flangia non irrigidita estesa oltre l'ala tesa della colonna. Il meccanismo di rottura può seguire linee di snervamento circolari o meno, in funzione della geometria del giunto.

Lunghezze efficaci dei percorsi di snervamento:

$$L_{eff1} = 2\pi m_x = 206.7 \text{ mm}$$

$$L_{eff2} = \pi m_x + p_2 = 193.33 \text{ mm}$$

$$L_{eff3} = \pi m_x + 2 \cdot e_2 = 173.33 \text{ mm}$$

$$L_{eff4} = 4 \cdot m_x + 1.25 \cdot e_1 = 184.69 \text{ mm}$$

$$L_{eff5} = e_2 + 2 \cdot m_x + 0.625 \cdot e_1 = 127.34 \text{ mm}$$

$$L_{eff6} = 0.5 \cdot h_p = 125.00 \text{ mm}$$

$$L_{eff7} = 0.5 \cdot p_2 + 2 \cdot m_x + 0.625 \cdot e_1 = 137.34 \text{ mm}$$

$$L_{eff8} = 2\pi m_1 = 496.06 \text{ mm}$$

$$L_{eff9} = \alpha \cdot m_1 = 375.41 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 = m_1 / (m_1 + e_1) = 0.65$$

$$\lambda_2 = m_2 / (m_1 + e_1) = 0.78$$

$$\alpha = 4.76$$

$$m_x = [(b_p - h_c) / 2] - e_1 - 0.8 \cdot a_f \cdot \sqrt{2} = 32.89 \text{ mm}$$

$$m_1 = [(h_p - t_f) / 2] - e_2 - 0.8 \cdot a_w \cdot \sqrt{2} = 78.95 \text{ mm}$$

$$m_2 = h_2 - 0.8 \cdot a_f \cdot \sqrt{2} = 94.39 \text{ mm}$$

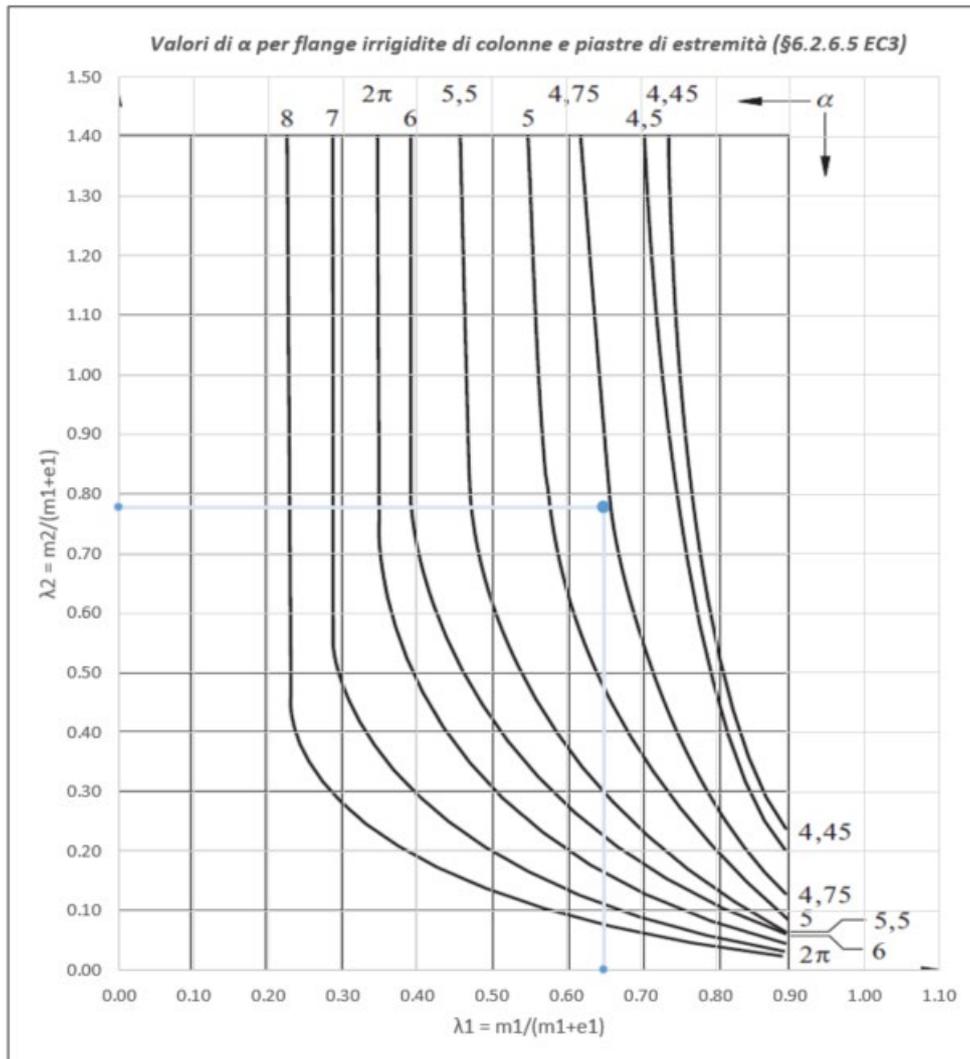
$$h_2 = e_1 + p_1 - ((b_p - h_c) / 2) + t_f = 104.00 \text{ mm}$$

$a_f$  = altezza di gola della saldatura della piattabanda del profilo = 8.49 mm

$a_w$  = altezza di gola della saldatura dell'anima del profilo = 6.01 mm

$$L_{eff \text{ riga esterna}} = \min [L_{eff1}, \dots, L_{eff7}] = 125.00 \text{ mm}$$

$$L_{eff \text{ riga interna}} = \min [L_{eff8}, \dots, L_{eff10}] = 375.41 \text{ mm}$$



**Fig. E.1.23** Determinazione del coefficiente  $\alpha$

La resistenza a trazione dell'elemento a T – equivalente che modella la piastra inflessa sarà pari al minore fra la resistenza a estrazione dell'ancoraggio, la resistenza dell'ancoraggio con snervamento della piastra e la resistenza a snervamento della piastra di base. I tre meccanismi di rottura sono:

$$M_{pl,Rd \text{ riga esterna}} = (0.25 \cdot L_{eff \text{ riga esterna}} \cdot t_p^2 \cdot f_{yk}) / \gamma_{M0} = 1007142.857 \text{ Nmm}$$

$$M_{pl,Rd \text{ riga interna}} = (0.25 \cdot L_{eff \text{ riga interna}} \cdot t_p^2 \cdot f_{yk}) / \gamma_{M0} = 3024732 \text{ Nmm}$$

$$F_{T,Rd3-1 \text{ riga esterna}} = 4 \cdot M_{pl,Rd \text{ riga esterna}} / m_x = 122.445 \text{ kN}$$

$$F_{T,Rd3-1 \text{ riga interna}} = 4 \cdot M_{pl,Rd \text{ riga interna}} / m_1 = 153.247 \text{ kN}$$

$$F_{T,Rd3-2 \text{ riga esterna}} = 2 \cdot M_{pl,Rd \text{ riga esterna}} + e_1 \cdot \sum F_{T,TRd1} / (m_x + e_1) = 265.345 \text{ kN}$$

$$F_{T,Rd3-2 \text{ riga interna}} = 2 \cdot M_{pl,Rd \text{ riga interna}} + e_2 \cdot \sum F_{T,TRd1} / (m_1 + e_2) = 139.779 \text{ kN}$$

$$F_{T,Rd3 \text{ riga esterna}} = \min (F_{T,Rd3-1 \text{ riga esterna}}; F_{T,Rd3-2 \text{ riga esterna}}) = 122.445 \text{ kN}$$

$$F_{T,Rd3 \text{ riga interna}} = \min (F_{T,Rd3-1 \text{ riga interna}}; F_{T,Rd3-2 \text{ riga interna}}) = 139.779 \text{ kN}$$

### E.1.3.3.4. RESISTENZA A COMPRESIONE

Per la resistenza a compressione l'Eurocodice 3 Parte 1-8 "Progettazione dei collegamenti", affronta il problema al § 6.2.8 "Resistenza di progetto delle basi delle colonne con i piatti di base", con riferimento anche al § 6.2.5 "Elementi a T equivalenti in compressione".

Resistenza a compressione:  $F_{C,Rd} = -[(hc + 2 \cdot c) \cdot (tf + 2 \cdot c)] \cdot f_{cd} = - 164.22 \text{ kN}$

dove:

$$c = t_p \cdot \sqrt{(f_{yk} / (3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}))} = 19.47 \text{ mm}$$

$$f_{jd} = \beta_j \cdot f_{Rdu} = \beta_j \cdot (3 \cdot (0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_C)) = 28.33 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_j = 2/3$$

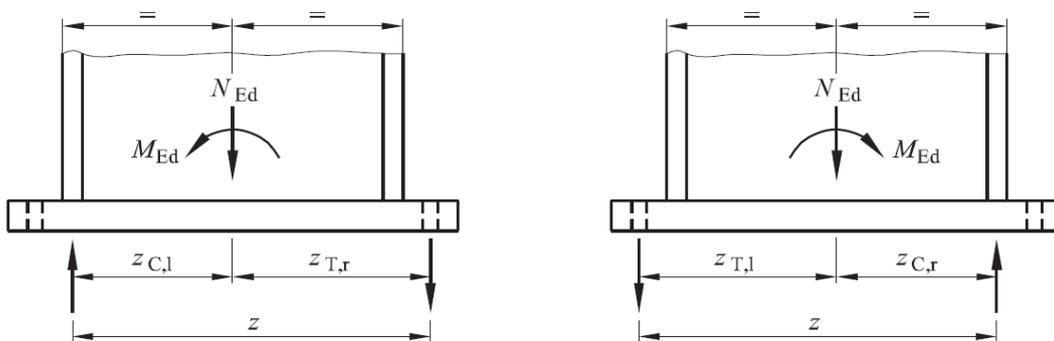
$$\gamma_{M0} = 1.05$$

### E.1.3.3.5. RESISTENZA GIUNTO DI BASE

Il momento resistente del Giunto di base si determina con riferimento alla distanza "z" tra le righe dei tirafondi tesi ed il centro delle compressioni, considerato agente nel baricentro dell'ala compressa della colonna. Se il numero delle colonne è maggiore di 3, per z si considera l'altezza della colonna.

All'interno del foglio di Excel viene applicato quanto riportato nell'EC3 al § 6.2.7.2 (4), di seguito riportato:

*"Quando si determina la resistenza a trazione di progetto efficace  $F_{tr,Rd}$  per la fila di bulloni r, si raccomanda di ignorare la resistenza a trazione di progetto efficace di tutte le altre file di bulloni più vicine al centro di compressione".* Pertanto nel calcolo del momento resistente verranno considerati solo i tirafondi agenti nella zona tesa, pari alla distanza fra la prima fila di tirafondi e l'asse della colonna metallica.



**Fig. E.1.24.** Area di un elemento T equivalente sollecitato a compressione

Il momento resistente del Giunto di base viene calcolato nella seguente maniera:

$$M_{Rd} = \min(\sum F_{T,Rd(\min 1-2-3)} \cdot z_i; |F_{C,Rd}| \cdot z)$$

dove:

$F_{T,Rd(\min 1-2-3)}$  = è la resistenza a trazione dei tirafondi, la quale deve essere assunta come la minore fra la resistenza a trazione di progetto degli ancoraggi stessi, la resistenza per aderenza che si sviluppa all'interfaccia tra il calcestruzzo della fondazione ed il gambo del tirafondo e la resistenza della piastra inflessa;

$|F_{C,Rd}|$  = è la resistenza a compressione dell'elemento T – stub posto al di sotto dell'ala compressa della colonna (in valore assoluto);

z = braccio di leva per  $|F_{C,Rd}|$ ;

$z_i$  = braccio di leva per ogni fila di bulloni. Nel presente esempio, la fila esterna dei bulloni, ha il seguente braccio di leva:

$$z = ((b_p - h_c)/2) - e_1 + h_c - t_f/2 = 215.5 \text{ mm}$$

**1) Resistenza giunto di base – senza resistenza della piastra:**  $M_{Rd} = \min(\sum F_{T,Rd(\min 1-2)} \cdot z_i; |F_{C,Rd}| \cdot z) = 27.35 \text{ kNm}$

**2) Resistenza giunto di base – con resistenza della piastra:**  $M_{Rd} = \min(\sum F_{T,Rd(\min 1-2-3)} \cdot z_i; |F_{C,Rd}| \cdot z) = 26.39 \text{ kNm}$

Il valore del momento resistente del Giunto di base influenza l'analisi della cerchiatura, infatti se il momento  $M_{Rd}$  del Giunto di base, inserito in ACM per i giunti a parziale ripristino, è inferiore al 25% del Momento resistente del singolo montante, il giunto decade in cerniera, secondo quanto riportato dall'Eurocodice 3 al § 5.2.3.2 (3): "Un collegamento può essere classificato come nominalmente incernierato se il suo momento resistente di progetto  $M_{j,Rd}$  risulta non superiore a 0,25 volte il momento resistente di progetto richiesto per un collegamento a completo ripristino di resistenza, a condizione che esso sia parimenti dotato di sufficiente capacità rotazionale".

$$M_{pl,c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 107.65 \text{ kNm}$$

$$25\% \cdot M_{pl,c,Rd} = 26.91 \text{ kNm}$$

Per il seguente esempio, se consideriamo il momento resistente del giunto nel caso 1 (senza resistenza della piastra), si ha un giunto a parziale ripristino; mentre nel caso 2, il giunto di base decade in cerniera secondo quanto riportato dall'EC3.

## F. GIUNTI NEI TELAI DI CERCHIATURA

Questo capitolo è dedicato all'analisi dei collegamenti fra montanti e travi nei telai di cerchiatura. Vengono analizzate in dettaglio le capacità dei giunti di collegamento, in modo da generare un modello il più possibile rappresentativo del reale comportamento strutturale del telaio di cerchiatura.

### Riferimenti Normativi

- DM 17.1.2018: Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"
- EN 1993-1-8: Design of steel structures – Design of joints
- EN 1998-1-1: Design of structures for earthquake resistance – General rules, seismic actions and rules for buildings.

### Simbologia

$b$  = base,  $h$  = altezza,  $t$  = spessore,  $a$  = altezza di gola della saldatura.

pedici:

$b$  = trave (beam),  $c$  = colonna (column),  $p$  = plate (piastra di collegamento)

$w$  = anima (web),  $f$  = ala (flangia),  $st$  = irrigidimento (stiffener)

$A_V$  = area a taglio,  $W_{pl}$  = modulo di resistenza plastico

## F.1. INTRODUZIONE

Il software ACM elabora la curva di capacità del complesso muratura+cerchiatura considerando il diagramma di comportamento dei maschi e del telaio. Per il telaio, la curva di capacità viene elaborata tramite l'analisi dello schema statico, considerando rigidità, resistenza e capacità deformativa dei suoi componenti: i profili (montante = colonna, architrave = trave, e traverso inferiore in caso di telaio chiuso) ed i collegamenti (= giunti).

Fra le possibili ipotesi di lavoro, è molto importante la modalità con cui viene schematizzato il vincolamento interno del nodo colonna/trave. La rotazione del nodo di sommità colonna-trave può essere considerata nulla a priori (lo schema statico del telaio è piano, e si tratta della rotazione del nodo nel piano verticale).

Questa ipotesi può essere applicata quando vi è un buon ammorsamento dell'architrave nella parete, in grado di garantire il **comportamento shear-type** del telaio. In tal caso, il giunto viene classificato trascurando le componenti di base relative alle ali e all'anima della trave e agli irrigidimenti nell'anima della trave.

Fra i risultati dell'elaborazione di calcolo relativa al comportamento della parete in cui è inserito il telaio di cerchiatura, ACM propone il confronto fra il momento resistente dovuto alla reazione della muratura nella zona di ammorsamento della trave, e il momento di progetto di nodo corrispondente allo spostamento corrispondente allo stato limite ultimo della parete.

Il comportamento shear-type è garantito quando il momento resistente è superiore al momento di progetto. Si osservi che il momento resistente non dipende solo dal prolungamento della trave nel muro, ma anche dallo spessore della parete e dalla resistenza a compressione della muratura.

Se l'architrave non è prolungata (o non lo è sufficientemente) nel muro adiacente o la resistenza a compressione della muratura nella zona di ammorsamento è scarsa, il blocco della rotazione al nodo colonna-trave non è garantito, ed è opportuno evitare l'ipotesi shear-type. In tal caso, al nodo si consente la rotazione nel piano verticale, e di conseguenza il giunto viene classificato considerando anche le componenti di base relative alla trave.

Nell'esempio svolto nel presente documento, il giunto viene classificato considerando tutte le possibili componenti, e facendo quindi riferimento ad un'ipotesi di nodi dotati di capacità rotazionale (schema non shear-type).

Si osservi che normalmente nelle strutture intelaiate in acciaio il giunto viene studiato per l'unione fra una colonna e una trave che viene collegata alla colonna, ad es. bullonata attraverso una piastra. Nel caso particolare del telaio di cerchiatura, il nodo si presenta ruotato di 90°, in quanto è la colonna che viene collegata alla trave. La trave attraversa con continuità la sommità della colonna stessa, fino a prolungarsi entro la muratura nella quale si appoggia. Nel caso di un giunto bullonato con piastra, la piastra è saldata in sommità alla colonna, e il collegamento bullonato si realizza attraverso i fori della piastra e quelli predisposti nell'ala della trave. In conseguenza di ciò, le illustrazioni che corredano il testo normativo di riferimento (EuroCodice EN 1993-1-8), riferite al giunto 'trave con piastra/colonna', devono essere pensate ruotate e cioè riferite al giunto 'colonna con piastra/trave'.

Ciò premesso, nel seguito si esamina in dettaglio il comportamento del giunto colonna/trave.

Si considerano telai in acciaio, composti da un profilo di tipologia HE o IPE sia per il montante (=colonna) sia per l'architrave (=trave), tra loro non necessariamente uguali. Il giunto presenta doppia simmetria, a causa della sollecitazione ciclica sismica.

L'analisi del collegamento (giunto) fra colonna e trave consiste nella classificazione del giunto in funzione della rigidità rotazionale e della capacità portante flessionale.

#### **Classificazione in funzione della rigidità rotazionale:**

1. rigido. Gli elementi sono collegati con continuità: non sono consentite rotazioni relative tra colonna e trave;
2. semi-rigido. Nello schema statico del telaio, al giunto corrisponde una cerniera con molla rotazionale: il giunto consente una rotazione relativa tra colonna e trave e nello stesso tempo trasmette azione flettente;
3. cerniera. Colonna e trave sono collegati con una cerniera interna che consente rotazioni relative senza trasmettere momento flettente.

#### **Classificazione in funzione della capacità portante flessionale:**

- A. giunto a completo ripristino di resistenza. Il momento resistente del giunto è superiore a quello degli elementi collegati; la cerniera plastica si forma nell'elemento strutturale più debole;
- B. giunto a parziale ripristino di resistenza: la cerniera plastica si forma nel giunto. Il giunto deve avere capacità rotazionale sufficiente per consentire lo sviluppo della cerniera plastica;
- C. giunto a cerniera: il nodo di collegamento fra colonna e trave non può essere sede di plasticizzazioni.

L'analisi strutturale del telaio di cerchiatura viene effettuata in **condizioni sismiche**.

La normativa vigente (D.M. 17.1.2018), relativamente ai collegamenti di strutture intelaiate nuove in acciaio sottoposte ad azioni sismiche, prescrive che essi siano progettati in modo da possedere una adeguata sovrarresistenza per consentire la formazione delle cerniere plastiche negli elementi collegati (non necessariamente nelle travi, poiché si tratta di telai monopiano: §7.5.4 D.M.17.1.2018). In particolare, il momento resistente del giunto deve essere superiore a  $1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,Rd}$ , dove  $M_{pl,Rd}$  è il momento resistente dell'elemento collegato e  $\gamma_{ov}$  è il fattore di sovrarresistenza del materiale.

Nel caso di comportamento shear-type (nodo di giunto a rotazione nulla), la sovrarresistenza è rispetto alla colonna; se le rotazioni nel nodo sono consentite, la sovrarresistenza è rispetto alla colonna e alla trave. La sovrarresistenza farà sì che la plasticizzazione avvenga nell'elemento collegato prima che nel collegamento (quindi, nel corso dell'analisi elastoplastica del telaio il momento resistente del collegamento non sarà mai raggiunto).

Questa condizione intende conseguire una sufficiente sicurezza nei confronti di azioni di tipo ciclico, quali sono le azioni sismiche. Il giunto, per essere idoneo al progetto antisismico, in base alla classificazione per capacità portante flessionale, dovrà risultare 'a completo ripristino di resistenza': in caso contrario, occorre riprogettarlo.

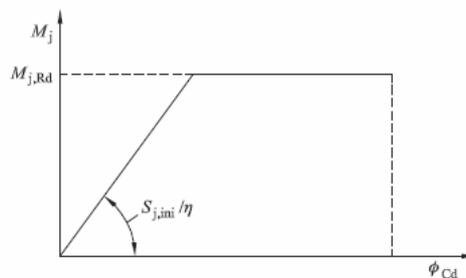
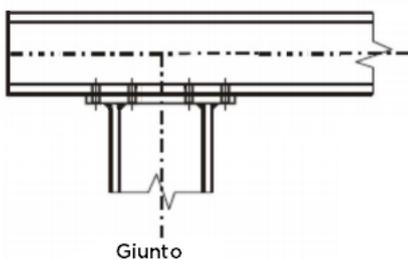
Aldilà della capacità portante flessionale, la classificazione del giunto in base alla rigidità consentirà di definire la rigidità del giunto, e nel caso semi-rigido sarà possibile modellarlo attraverso una molla rotazionale. La conoscenza del diagramma di comportamento del giunto permetterà di valutare correttamente resistenza e deformazione sviluppate dal telaio.

Occorre tuttavia osservare che il telaio di cerchiatura non corrisponde propriamente ad una nuova struttura in acciaio, quanto piuttosto ad una tecnica di intervento su una struttura in muratura entro la quale il telaio è confinato. Adottare la condizione di sovrarresistenza del giunto per i telai di cerchiatura equivale a scartare soluzioni intermedie che nell'ottica degli interventi su strutture esistenti possono essere considerate valide se comportano un miglioramento del comportamento statico e sismico della struttura nel suo insieme (la parete muraria contenente il telaio di cerchiatura).

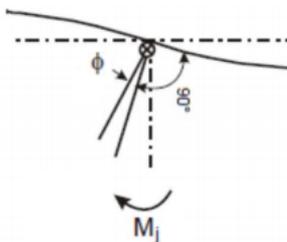
La scelta più appropriata è quindi considerare le strutture di rinforzo per ciò che sono, valutandone gli effetti sull'intervento: condizione indispensabile è ovviamente considerare le reali rigidità e resistenze dei componenti strutturali, giunto incluso.

ACM consente la definizione della legge di comportamento del giunto attraverso la sua classificazione per rigidità e per resistenza; fra i risultati dell'elaborazione, viene evidenziata la sua eventuale sovrarresistenza.

Poiché la curva di capacità del telaio viene definita mediante un'analisi elasto-plastica, sarà possibile adottare per il giunto un comportamento bilineare (elastico-perfettamente plastico), seguendo §5.1.4 EN 1993-1-8.



Relazione momento-rotazione di progetto bilineare semplificata



Modellazione:  
giunto semi-rigido  
con molla rotazionale

$\phi$  è la rotazione relativa  
fra colonna e trave

Coefficienti di modificazione della rigidità  $\eta$

| Tipologia di connessione       | Collegamenti trave-colonna |
|--------------------------------|----------------------------|
| Saldata                        | 2                          |
| Piastre di estremità bullonate | 2                          |

Alcune configurazioni strutturali di telai di cerchiatura non sono inclusi nella casistica di giunti classificati da ACM:

- telai in acciaio con colonna e/o trave non avente sezione HE o IPE;

- telai misti in acciaio e c.a.;
- telai in c.a.;
- per murature con grande spessore dove la cerchiatura prevede più telai uguali tra loro affiancati: il collegamento colonna/trave viene studiato facendo riferimento al singolo telaio; è necessario che il numero di colonne affiancate sia uguale al numero di travi affiancate.

Nei casi non inclusi nella classificazione automatica, il comportamento del giunto può essere considerato rigido e a completo ripristino della resistenza; è ovviamente opportuna una verifica a parte sulla soluzione strutturale adottata per il nodo. ACM consente comunque l'inserimento diretto in input di rigidezza iniziale e momento resistente del giunto.

Fin qui per quanto riguarda il giunto di sommità della colonna, alla cui classificazione è dedicato il presente documento.

Per quanto riguarda il giunto di base, ACM consente le seguenti specifiche:

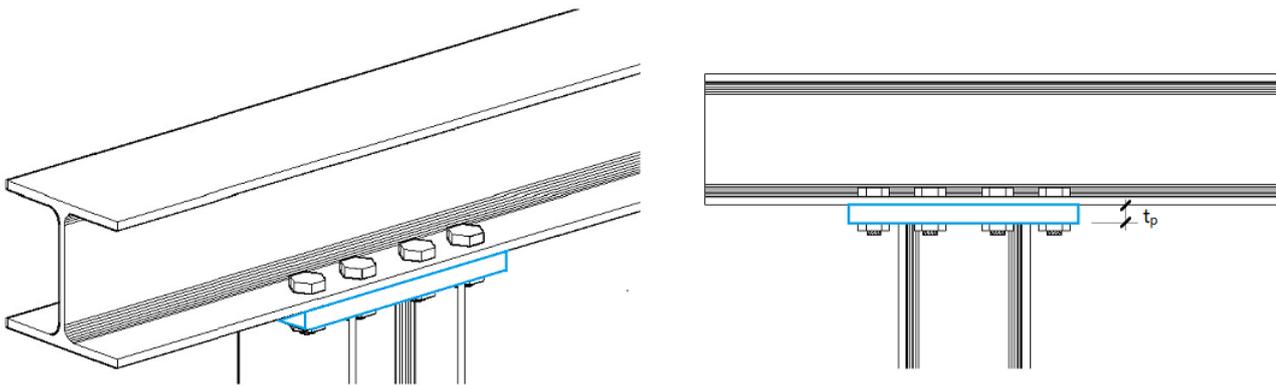
- è possibile assegnare gli stessi valori di rigidezza e resistenza del giunto di sommità (ciò corrisponde al caso in cui la colonna sia collegata al traverso inferiore con identiche modalità con cui viene collegata alla trave);
- in alternativa, si possono specificare direttamente rigidezza e/o resistenza, o qualificare il giunto di base come rigido e/o a completo ripristino, oppure a cerniera.

## F.2. GIUNTO BULLONATO

Nei paragrafi seguenti viene esaminato anzitutto il caso del giunto bullonato non irrigidito, ed in seguito gli effetti di nervature di irrigidimento nella trave e di mensole in sommità della colonna.

### F.2.1. GIUNTO BULLONATO NON IRRIGIDITO

Un primo caso di giunto colonna/trave fra profilati in acciaio HE o IPE è rappresentato in figura seguente, dove si ipotizza il prolungamento della trave nel muro oltre la colonna, e un collegamento realizzato con 4 file di bulloni, senza piatti di irrigidimento nell'anima della trave.



La procedura di classificazione del nodo viene illustrata con riferimento ad un esempio applicativo: colonna e trave sono entrambe di sezione HEB200; il procedimento illustrato è immediatamente generalizzabile anche a casi di profili diversi. L'esempio viene condotto con profili di tipo HE e stessa sezione per colonna e trave, situazione molto frequente nei casi reali.

#### Dati in input

**Acciaio:** S235 (stesso materiale per: colonna, trave, piastra):

$$f_{yc} = f_{yb} = f_{yp} = 235 \text{ N/mm}^2, f_u = 360 \text{ N/mm}^2$$

Coefficienti parziali di sicurezza:

resistenza delle sezioni (classe 1,2,3,4):  $\gamma_{M0} = 1.05$

instabilità delle membrature:  $\gamma_{M1} = 1.05$

resistenza dei bulloni:  $\gamma_{M2} = 1.25$

resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordoni d'angolo:  $\gamma_{M2} = 1.25$

**Colonna:** sezione HEB200, avente le seguenti caratteristiche geometriche e statiche (dimensioni in mm):

base  $b_c = 200$ , altezza  $h_c = 200$ , spessore dell'ala  $t_{fc} = 15$ , spessore dell'anima  $t_{wc} = 9$

raggio di raccordo  $r_c = 18$ , altezza dell'anima  $h_{wc} = h_c - 2t_{fc} - 2r_c = 134$

area  $A_c = 7810 \text{ mm}^2$

area a taglio  $A_{vc} = A_c - 2b_c t_{fc} + (t_{wc} + 2r_c) * t_{fc} = 7810 - 2 * 200 * 15 + (9 + 2 * 18) * 15 = 2485 \text{ mm}^2$

Sezione di classe 1, modulo di resistenza: plastico:  $W_{pl,c} = 642500 \text{ mm}^3$

Momento d'inerzia:  $I = 5696 \text{ cm}^4$

**Trave:** la sezione della trave è uguale a quella della colonna; nelle formule, i valori corrispondenti vengono indicati col pedice b.

**Bulloni:** M20, classe 8.8.

Altezza testa del bullone:  $h_{\text{bull}} = 12.5$ , spessore dado:  $h_{\text{dado}} = 16$ , spessore rondella:  $s_{\text{rond}} = 4$

Resistenza a rottura dei bulloni di classe 8.8 (§3.1.1):  $f_{\text{ub}} = 800 \text{ N/mm}^2$

Area resistente di un bullone M20:  $A_s = 245 \text{ mm}^2$

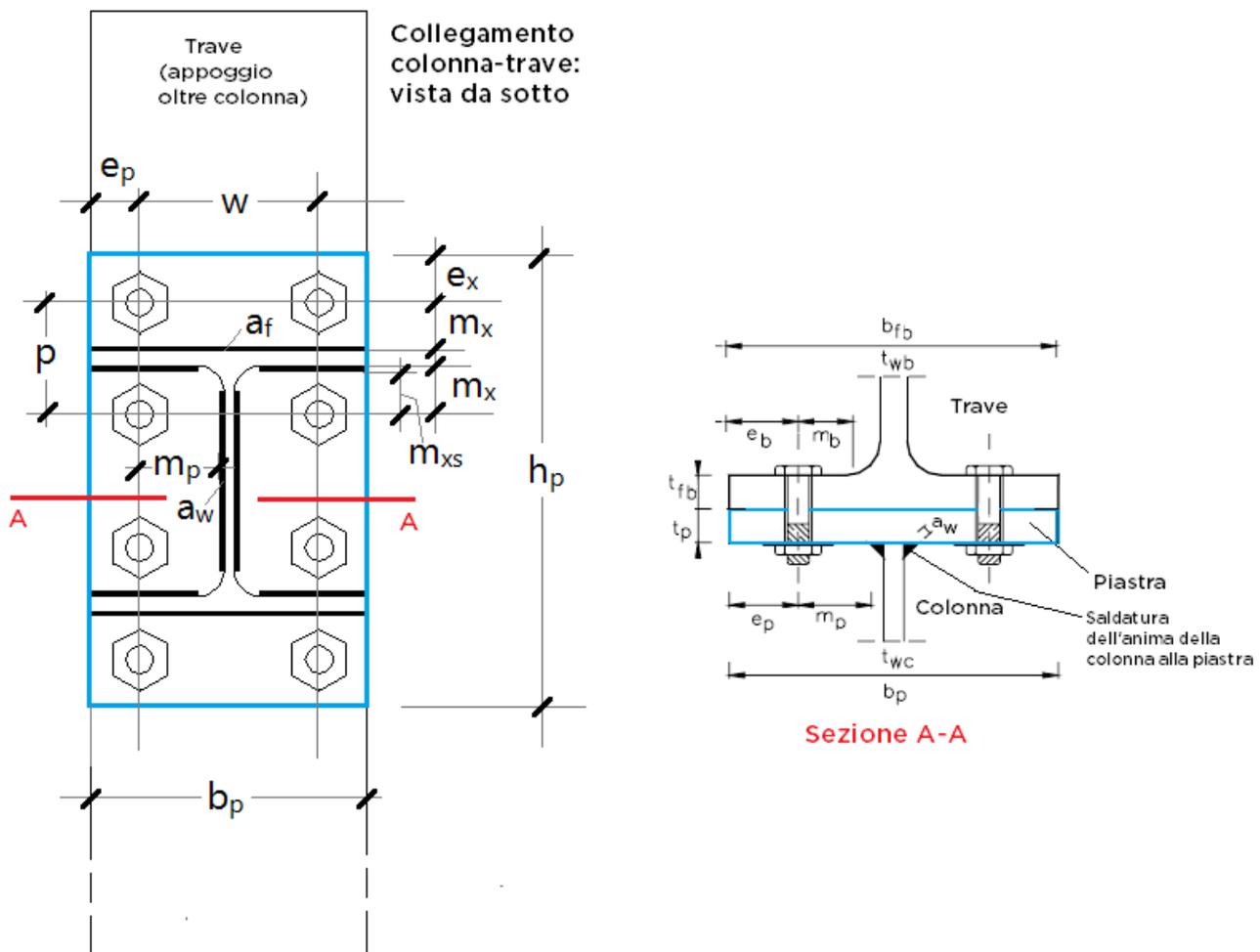
La lunghezza del tratto di allungamento del bullone è data dalla somma di: spessore dell'ala della trave, spessore della piastra, spessore delle due rondelle, metà di (altezza testa del bullone + spessore del dado) (cfr. prospetto 6.11 in §6.3.2, definizione del coefficiente di rigidità  $k_{10}$ ):

$$L_b = t_{fb} + t_p + 2*s_{\text{rond}} + 0.5*(h_{\text{bull}} + h_{\text{dado}}) = 15+20+2*4+0.5*(12.5+16)=57.25 \text{ mm}$$

**Piastra di collegamento:**  $b_p=200$  (corrispondente alla larghezza di base della sezione della colonna),  $h_p=400$ ,  $t_p=20$ ,  $e_p=50$ ,  $e_x=m_x=50$

**Saldature:** per le altezze di gola si assumono i seguenti valori:

anima della colonna:  $a_w = 4 \text{ mm}$ , ala della colonna:  $a_f = 6 \text{ mm}$



**Parametri derivati** (dimensioni in mm):

$$p = 2 m_x + t_{fc} = 115,$$

$$m_p = b_p/2 - t_{wc}/2 - e_p - a_w * 0.8 * \sqrt{2} = 200/2 - 9/2 - 50 - 4 * 0.8 * \sqrt{2} = 40.99$$

(cfr. fig. 6.2, §6.2.4.1, EN-1993-1-8),

$$w = b_p - 2e_p = 200 - 2*50 = 100,$$

$e_b = b_{fb}/2 - b_p/2 + e_p = 50$ . Nel caso in esame:  $b_{fb} = b_p$ , e quindi  $e_b = e_p$ ; la formula viene esplicitata in quanto ha valore anche per piastra con minore ingombro rispetto all'ala della trave ( $b_p < b_{fb}$ ),

$$m_{x_s} = m_x - a_f \cdot 0.8 \cdot \sqrt{2} = 50 - 6 \cdot 0.8 \cdot \sqrt{2} = 43.23,$$

$$m_b = b_{fb}/2 - t_{wb}/2 - e_b - 0.8 \cdot r_b = 200/2 - 9/2 - 50 - 0.8 \cdot 18 = 31.10$$

Verifica del posizionamento dei fori sulla piastra (cfr. prospetto 3.3, §3.5)

I fori devono avere diametro uguale a quello del bullone maggiorato al massimo di 1 mm, per bulloni sino a 20 mm di diametro, e di 1.5 mm per bulloni di diametro maggiore di 20 mm (D.M. 17.1.2018, §4.2.8.1.1). Si ha (misure in mm):

$$e_1 = e_p = 50, e_2 = e_x = 50, p_1 = p = 115, p_2 = w = 100, t = t_p = 20, d_0 = 21$$

$$e_1 > 1.2 d_0 = 1.2 \cdot 21 = 25.2; e_2 > 1.2 d_0 = 25.2$$

$$p_1 > 2.2 d_0 = 46.2$$

$$p_1 < \min\{14t; 200\} = \min\{280; 200\} = 200$$

$$p_2 > 2.4 d_0 = 50.4$$

$$p_2 < \min\{14t; 200\} = 200$$

Verifica del posizionamento dei fori sull'ala della trave:

$$e_1 = e_b = 50, e_2 = e_x = 50, p_1 = p = 115, p_2 = w = 100, t = t_{fb} = 15, d_0 = 21$$

$$e_1 > 1.2 d_0 = 1.2 \cdot 20 = 25.2; e_2 > 1.2 d_0 = 25.2$$

$$p_1 > 2.2 d_0 = 46.2$$

$$p_1 < \min\{14t; 200\} = \min\{210; 200\} = 200$$

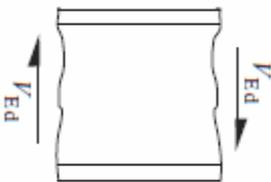
$$p_2 > 2.4 d_0 = 50.4$$

$$p_2 < \min\{14t; 200\} = 200$$

## **Classificazione del giunto**

Nel giunto ci sono 2 file di bulloni tesi; le altre 2 file vengono considerate ai fini della resistenza a taglio. La classificazione del giunto si effettua applicando il metodo per componenti (§6, EN 1993-1-8; nel seguito i riferimenti normativi, se non espressamente indicato, fanno riferimento a EN 1993-1-8). Le componenti di base che devono essere considerate per il giunto in esame sono tratte dal prospetto 6.1, dove sono indicati i paragrafi di riferimento del testo normativo per il calcolo delle grandezze fondamentali, in base alle quali definisce il comportamento del giunto: rigidità (§6.3.2), resistenza (paragrafi vari) e capacità rotazionale (§6.4.2 e §6.4.3).

**Componente 1:** pannello d'anima della trave sollecitato a taglio (resistenza: §6.2.6.1).



Per evitare problemi di imbozzamento del pannello d'anima, la snellezza dell'anima della trave deve soddisfare la condizione:  $h_{wb}/t_w \leq 69\varepsilon$

dove:  $\varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})} = 1$  (acciaio S235). Si ha:  $134/9 = 14.9 < 69$

(condizione soddisfatta per i profilati di comune impiego, tipo HE).

La resistenza a taglio plastica di progetto è data da:

$$V_{wp,Rd} = 0.9 f_{y,wb} A_{vb} / (\sqrt{3} * \gamma_{M0}) = 0.9 \cdot 235 \cdot 2485 * 10^{-3} / (\sqrt{3} * 1.05) = 289 \text{ kN}$$

Per la determinazione del momento resistente di progetto e della rigidezza flessionale del giunto, relativamente al pannello d'anima soggetto a taglio, è necessario tenere conto del parametro di trasformazione  $\beta$  (§5.3(7)), che per la tipologia nodale adottata vale 1 (da prospetto 5.4).

La forza resistente di progetto corrispondente alla componente 1 vale dunque:

$$F_{Rd,1} = V_{wp,Rd} / \beta = 289 \text{ kN}$$

Il braccio della coppia  $z$  deve essere assunto come specificato in fig. 6.15 (§6.2.7.1): per la connessione bullonata con piastra di estremità estesa e due file di bulloni attive a trazione,  $z$  può essere assunto pari alla distanza fra il centro di compressione (posto nel baricentro dell'ala compressa) e la mediana delle due file di bulloni:

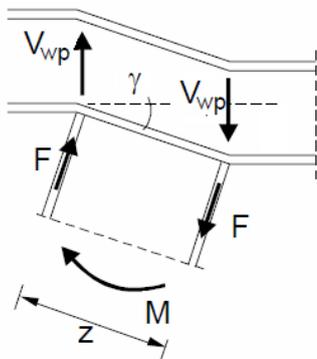
$$z = h_p - [(e_x + m_x) + t_{fc}/2] - [e_x + p/2] = 400 - [(50 + 50) + 15/2] - [50 + 115/2] = 185$$

(in base alla geometria assunta per la piastra, in pratica:  $z = h_c - t_{fc} = 200 - 15 = 185$ ).

Il momento resistente di progetto è quindi:

$$M_{Rd,1} = F_{Rd,1} * z = 289 * 185 * 10^{-3} = 53.47 \text{ kNm}$$

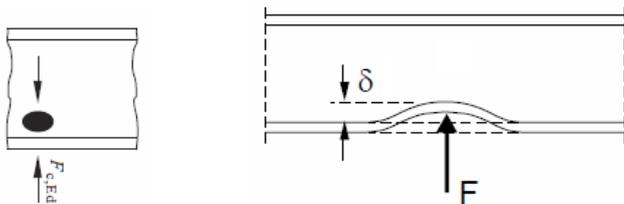
La figura seguente illustra qualitativamente il comportamento a taglio.



Coefficiente di rigidezza:

$$k_1 = 0.38 A_{vb} / (\beta z) = 0.38 * 2485 / (1 * 185) = 5.104 \text{ mm}$$

**Componente 2:** anima della trave sollecitata a compressione trasversale (resistenza: §6.2.6.2).



( $F_c$  = forza di compressione)

La trave non è irrigidita; la resistenza di progetto a compressione trasversale è data da:

$$F_{c,wb,Rd} = \omega k_{wb} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{y,wb} / \gamma_{M0} \leq \omega k_{wb} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{y,wb} / \gamma_{M1}$$

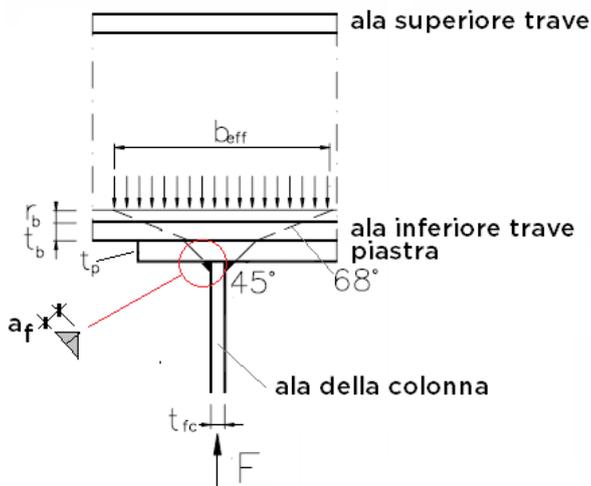
dove:

$\omega$  = fattore di riduzione per gli effetti di interazione a taglio nel pannello d'anima della trave. Con parametro di trasformazione  $\beta=1$ :  $\omega = \omega_1$ , con:

$$\omega_1 = 1 / \sqrt{[1 + 1.3 (b_{eff,c,wb} t_{wb} / A_{vb})^2]}$$

per la connessione bullonata con piastra di estremità, la larghezza efficace a compressione dell'anima della trave è data da:

$$b_{eff,c,wb} = t_{fc} + 2 \sqrt{2} a_f + 5 (t_{fb} + r_b) + 2 t_p = 15 + 2\sqrt{2} * 6 + 5 * (15 + 18) + 2 * 20 = 236.97 \text{ mm}$$



$$\Rightarrow \omega_1 = 1 / \sqrt{[1 + 1.3 (236.97 \cdot 9 / 2485)^2]} = 0.715.$$

$k_{wb}$  viene assunto pari a 1.0.

La snellezza del pannello d'anima compresso vale:

$$\lambda_p = 0.932 \sqrt{[b_{eff,c,wb} d_{wb} f_{y,wb} / (E t_{wb}^2)]}$$

dove:  $d_{wb} \equiv h_{wb}$  (altezza interna) = 134

$\Rightarrow \lambda_p = 0.932 \sqrt{[236.97 \cdot 134 \cdot 235 / (210000 \cdot 9^2)]} = 0.617 < 0.72$ , e quindi:  $\rho = 1.0$ , essendo  $\rho$  il fattore di riduzione per l'instabilità locale dell'anima compressa, definito da:

$\rho = 1.0$  per  $\lambda_p \leq 0.72$ ;  $\rho = (\lambda_p - 0.2) / \lambda_p^2$ , per  $\lambda_p > 0.72$ .

Considerando che  $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1.05$ , si ha:

$$F_{Rd,2} = F_{c,wb,Rd} = 0.715 \cdot 1.0 \cdot 236.97 \cdot 9 \cdot 235 \cdot 10^{-3} / 1.05 = 341 \text{ kN}$$

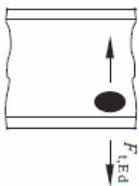
Il momento resistente di progetto è quindi:

$$M_{Rd,2} = F_{Rd,2} \cdot z = 341 \cdot 185 \cdot 10^{-3} = 63.08 \text{ kNm}$$

Coefficiente di rigidezza:

$$k_2 = 0.7 b_{eff,c,wb} t_{wb} / h_{wb} = 0.7 \cdot 236.97 \cdot 9 / 134 = 11.141 \text{ mm}$$

**Componente 3:** anima della trave sollecitata a trazione trasversale (resistenza: §6.2.6.3).



( $F_t$  = forza di trazione)

La trave non è irrigidita; la resistenza di progetto a trazione trasversale è data da:

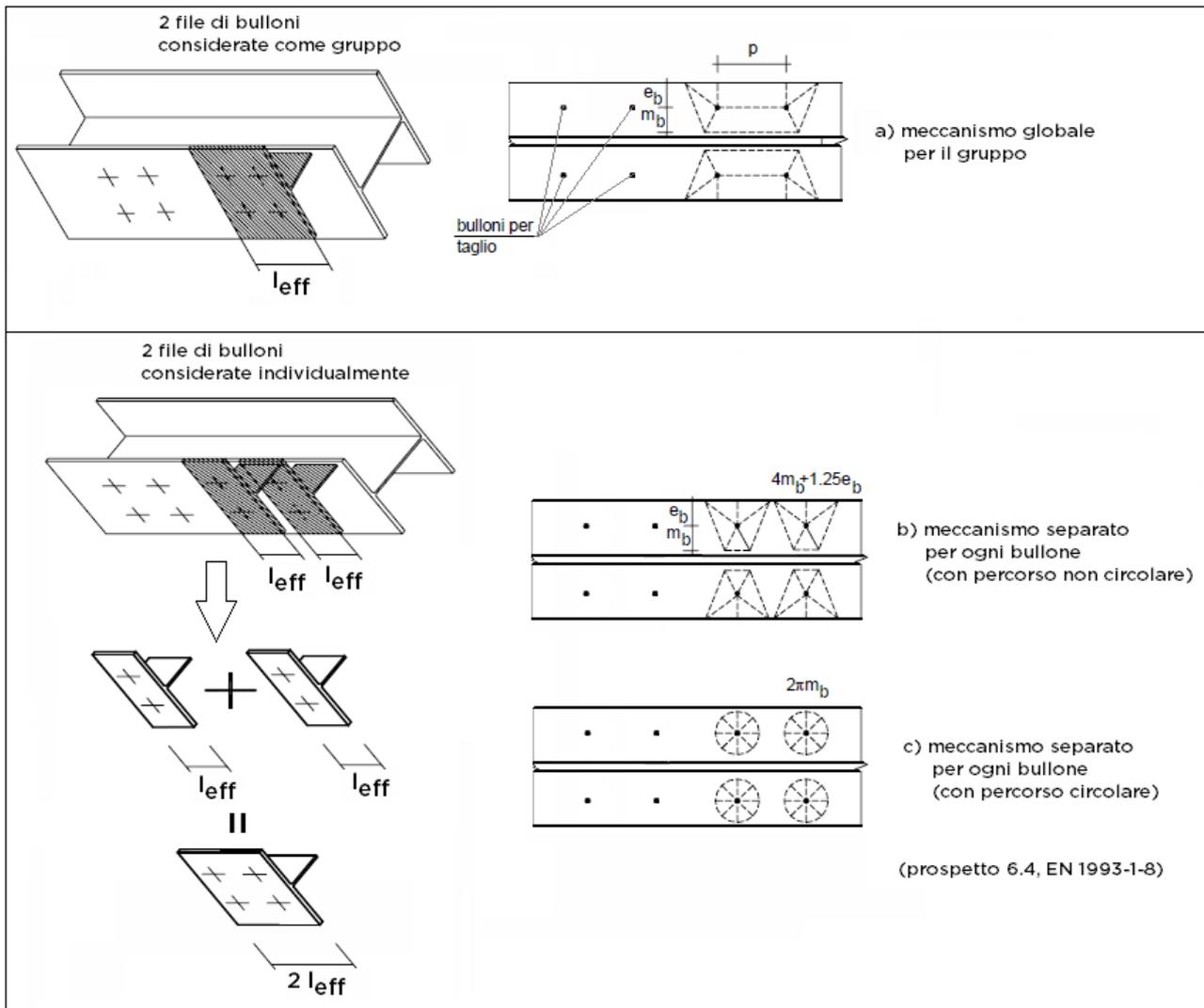
$$F_{t,wb,Rd} = \omega b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{y,wb} / \gamma_{M0}$$

dove:

$$\omega = \omega_1 = 1 / \sqrt{[1 + 1.3 (b_{eff,t,wb} t_{wb} / A_{Vb})^2]}$$

La larghezza efficace  $b_{eff,t,wb}$  dell'anima della trave soggetta a trazione è assunta uguale alla lunghezza efficace ( $l_{eff}$ ) di un elemento a T (T-stub) equivalente. Poiché sono presenti 2 file di bulloni, l'elemento a T equivalente deve essere modellato sia per ogni fila presa singolarmente, sia per il gruppo di 2 file considerate nel loro insieme.

La lunghezza efficace è la minima fra i possibili meccanismi plastici, rappresentati in figura seguente.



Meccanismo separato (lunghezza efficace della singola fila):

$$l_{eff} = \min\{2\pi m_b ; 4m_b + 1.25e_b\} = \min\{2\pi \cdot 31.10 ; 4 \cdot 31.10 + 1.25 \cdot 50\} = \min\{195.4; 186.9\} = 186.9 \text{ mm}$$

Meccanismo di gruppo (lunghezza efficace competente alla singola fila):

$$l_{eff} = 0.5p + 2m_b + 0.625e_b = 0.5 \cdot 115 + 2 \cdot 31.10 + 0.625 \cdot 50 = 150.95 \text{ mm}$$

La lunghezza efficace minore per ciascuna fila di bulloni è quella del meccanismo di gruppo.

Si ha dunque:

$$\omega = 1 / \sqrt{1 + 1.3 (2 \cdot 150.95 \cdot 9 / 2485)^2} = 0.626$$

$$F_{Rd,3} = F_{t,wb,Rd} = \omega b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{y,wb} / \gamma_{M0} = 0.626 \cdot 2 \cdot 150.95 \cdot 9 \cdot 235 \cdot 10^{-3} / 1.05 = 381 \text{ kN}$$

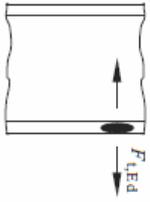
Il momento resistente di progetto è quindi:

$$M_{Rd,3} = F_{Rd,3} \cdot z = 381 \cdot 185 \cdot 10^{-3} = 70.48 \text{ kNm}$$

Coefficiente di rigidezza:

$$k_3 = 0.7 b_{eff,t,wb} t_{wb} / h_{wb} = 0.7 \cdot 2 \cdot 150.95 \cdot 9 / 134 = 14.193 \text{ mm}$$

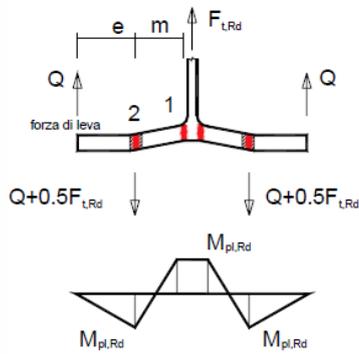
**Componente 4:** ala della trave sollecitata a flessione (resistenza: §6.2.6.4).



La resistenza di progetto a trazione  $F_{t,Rd}$  di un elemento a T viene assunta pari al più piccolo dei valori delle tre seguenti modalità di collasso:

- 1) plasticizzazione completa dell'ala
- 2) rottura dei bulloni con snervamento dell'ala
- 3) rottura dei bulloni

• Modalità 1: meccanismo plastico completo dell'ala



Momento nella cerniera plastica 1:

$$(Q + 0.5F_{t,Rd})m - Q(e + m) = M_{pl,Rd} \quad \text{da cui:}$$

$$0.5F_{t,Rd}m - Qe = M_{pl,Rd} \quad (a)$$

Momento nella cerniera plastica 2:

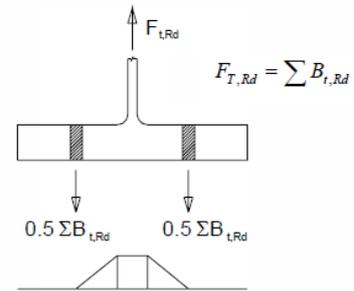
$$Q \cdot e = M_{pl,Rd} \quad \text{sostituendo nella (a) si ricava:}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{4M_{pl,Rd}}{m}$$

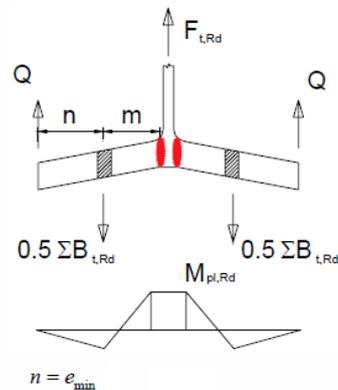
$$\text{dove: } M_{pl,Rd} = 0.25 \sum l_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0}$$

con  $\sum l_{eff,1}$  = lunghezza efficace per la modalità 1.

• Modalità 3: rottura dei bulloni



• Modalità 2: rottura dei bulloni con snervamento dell'ala



Equilibrio alla traslazione:

$$\sum B_{t,Rd} - 2Q = F_{t,Rd} \rightarrow Q = (\sum B_{t,Rd} - F_{t,Rd}) / 2$$

Momento nella cerniera plastica:

$$0.5 \sum B_{t,Rd} m - Q(n + m) = M_{pl,Rd}$$

Sostituendo l'espressione di Q si ottiene:

$$F_{t,Rd} = \frac{2M_{pl,Rd} + n \sum B_{t,Rd}}{m + n}$$

$$\text{dove: } M_{pl,Rd} = 0.25 \sum l_{eff,2} t_f^2 f_y / \gamma_{M0}$$

con  $\sum l_{eff,2}$  = lunghezza efficace per la modalità 2

$\sum B_{t,Rd}$  = resistenza totale a trazione di tutti i bulloni dell'elemento a T.

Calcolo della resistenza di progetto per le tre modalità di collasso:

• Modalità di collasso 1:  $F_{T,Rd1} = 4 M_{pl,Rd} / m$

dove:

$$l_{eff} = 150.95 \cdot 2 = 301.90 \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd} = 0.25 l_{eff} t_{fb}^2 f_{yb} / \gamma_{M0} = (0.25 \cdot 301.90 \cdot 15^2 \cdot 235 / 1.05) \cdot 10^{-6} = 3.801 \text{ kNm}$$

$$m = m_b = 31.10 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow F_{T,Rd1} = 4 \cdot 3.801 / (31.10 \cdot 10^{-3}) = 488 \text{ kN}$$

• Modalità di collasso 2:  $F_{T,Rd2} = (2 M_{pl,Rd} + n \Sigma B_{t,Rd}) / (m + n)$

dove:

$$n = e_{min} = \min\{e_p; e_b\} = 50 \text{ mm}$$

$$B_{t,Rd} = 0.9 f_{ub} A_s / \gamma_{M2} = 0.9 \cdot 800 \cdot 245 / 1.25 = 141120 \text{ N} = 141.12 \text{ kN}$$

$$\Sigma B_{t,Rd} = 4 B_{t,Rd} = 4 \cdot 141.12 = 564.48 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow F_{T,Rd2} = (2 \cdot 3.801 + 50 \cdot 10^{-3} \cdot 564.48) / [(31.10 + 50) \cdot 10^{-3}] = 441.75 \text{ kN}$$

• Modalità di collasso 3:  $F_{T,Rd3} = \Sigma B_{t,Rd} = 564.48 \text{ kN}$

La resistenza dell'ala della trave a flessione è governata dalla modalità di collasso 2:

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,Rd1}; F_{T,Rd2}; F_{T,Rd3}\} = F_{T,Rd2} = 441.75 \text{ kN}$$

Calcolo della resistenza della singola fila esterna:

• Modalità di collasso 1:  $F_{T,Rd1} = 4 M_{pl,Rd} / m$

$$l_{eff} = 186.9 \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd} = 0.25 l_{eff} t_{fb}^2 f_{yb} / \gamma_{M0} = (0.25 \cdot 186.90 \cdot 15^2 \cdot 235 / 1.05) \cdot 10^{-6} = 2.353 \text{ kNm}$$

$$m = m_b = 31.10 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow F_{T,Rd1} = 4 \cdot 2.353 / (31.10 \cdot 10^{-3}) = 303 \text{ kN}$$

• Modalità di collasso 2:  $F_{T,Rd2} = (2 M_{pl,Rd} + n \Sigma B_{t,Rd}) / (m + n)$

dove:

$$n = 50 \text{ mm}$$

$$B_{t,Rd} = 141.12 \text{ kN}$$

$$\Sigma B_{t,Rd} = 2 B_{t,Rd} = 2 \cdot 141.12 = 282.24 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow F_{T,Rd2} = (2 \cdot 2.353 + 50 \cdot 10^{-3} \cdot 282.24) / [(31.10 + 50) \cdot 10^{-3}] = 232.03 \text{ kN}$$

• Modalità di collasso 3:  $F_{T,Rd3} = \Sigma B_{t,Rd} = 282.24 \text{ kN}$

La resistenza della fila esterna è governata dalla modalità di collasso 2.

Il momento resistente di progetto si calcola sfruttando la resistenza massima della fila esterna di bulloni, che ha il braccio maggiore, e attribuendo alla fila interna la resistenza rimanente.

Alla bullonatura della fila esterna si attribuisce la resistenza:

$$F_{T,fb,Rd}^{est} = 232.03 \text{ kN}$$

e alla bullonatura interna si attribuisce la differenza con la resistenza di gruppo:

$$F_{T,fb,Rd}^{int} = 441.75 - 232.03 = 209.72 \text{ kN}$$

Il momento resistente è:

$$M_{Rd,4} = F_{T,fb,Rd}^{est} \cdot Z_{est} + F_{T,fb,Rd}^{int} \cdot Z_{int}$$

dove:

$$Z_{est} = h_c - t_{fc}/2 + m_x = 200 - 15/2 + 50 = 242.5 \text{ mm}$$

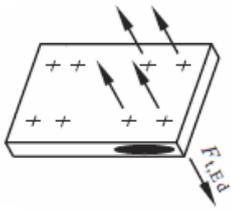
$$Z_{int} = Z_{est} - p = 242.5 - 115 = 127.5 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow M_{Rd,4} = 232.03 \cdot 242.5 \cdot 10^{-3} + 209.72 \cdot 127.5 \cdot 10^{-3} = 83.01 \text{ kNm}$$

Coefficiente di rigidezza:

$$k_4 = 0.9 l_{eff} t_{fb}^3 / m^3 = 0.9 \cdot 301.90 \cdot 15^3 / 31.10^3 = 30.49 \text{ mm}$$

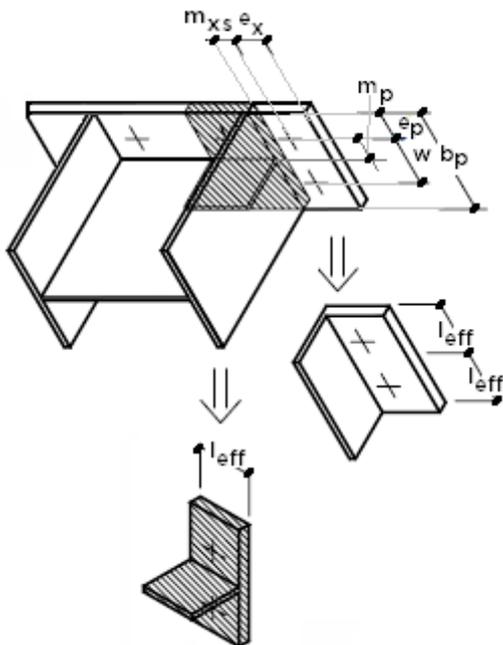
**Componente 5:** piastra sollecitata a flessione (resistenza: §6.2.6.5).



La piastra presenta valori diversi della lunghezza efficace dell'elemento a T equivalente per le due file di bulloni, in quanto la fila interna risente dell'irrigidimento dell'anima della colonna e quindi ha resistenza e rigidezza superiori rispetto alla fila esterna.

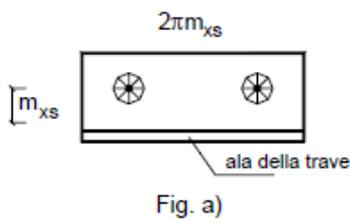
La parte di piastra estesa oltre la colonna (con la fila esterna di bulloni) e la porzione compresa fra le ali della colonna (con la fila interna di bulloni) sono modellate come due T-stub distinti.

Per la fila esterna, la lunghezza efficace è misurata in direzione parallela all'ala della colonna (le distanze utilizzate nelle formule sono  $e_x$  e  $m_{xs}$ ); per la fila interna, la lunghezza efficace è misurata in direzione ortogonale, parallela all'anima della colonna (le distanze utilizzate nelle formule sono  $e_p$  e  $m_p$ ).

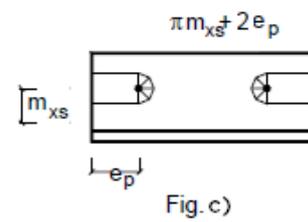
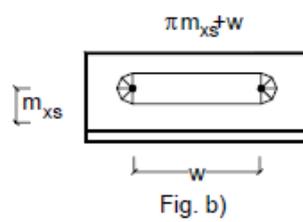


Per il T-stub relativo alla fila esterna, le lunghezze efficaci corrispondenti alle diverse ipotesi sui percorsi di snervamento sono riportate in figura seguente.

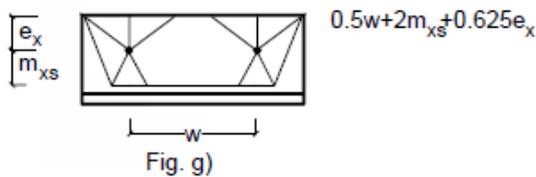
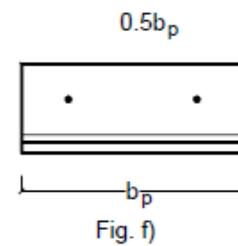
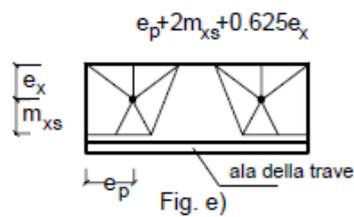
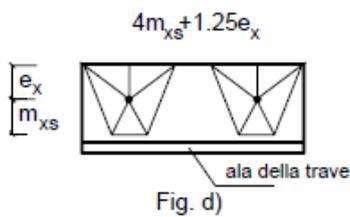
## Lunghezze efficaci



## Flangia d'estremità: fila esterna linea di snervamento circolare



## altre linee di snervamento



- a)  $l_{\text{eff}} = 2\pi m_{xs} = 2\pi \cdot 43.23 = 271.62 \text{ mm}$   
 b)  $l_{\text{eff}} = \pi m_{xs} + w = \pi \cdot 43.23 + 100 = 235.81 \text{ mm}$   
 c)  $l_{\text{eff}} = \pi m_{xs} + 2e_p = \pi \cdot 43.23 + 2 \cdot 50 = 235.81 \text{ mm}$   
 d)  $l_{\text{eff}} = 4 m_{xs} + 1.25e_x = 4 \cdot 43.23 + 1.25 \cdot 50 = 235.42 \text{ mm}$   
 e)  $l_{\text{eff}} = e_p + 2 m_{xs} + 0.625e_x = 50 + 2 \cdot 43.23 + 0.625 \cdot 50 = 167.71 \text{ mm}$   
 f)  $l_{\text{eff}} = 0.5 b_p = 0.5 \cdot 200 = 100 \text{ mm}$   
 g)  $l_{\text{eff}} = 0.5 w + 2 m_{xs} + 0.625e_x = 0.5 \cdot 100 + 2 \cdot 43.23 + 0.625 \cdot 50 = 167.71 \text{ mm}$   
 $\Rightarrow l_{\text{eff}} = 100 \text{ mm}$

Per il T-stub relativo alla fila interna, la lunghezza efficace è data dal minimo fra il valore corrispondente al percorso di snervamento circolare e ad altri tipi di percorso:

$$l_{\text{eff}} = \min\{ 2\pi m_p ; \alpha m_p \}$$

dove  $\alpha$  viene ricavato dal diagramma riportato in figura seguente (§6.2.6.5), ed esprime il contributo di rigidezza fornito dall'anima della colonna al T-stub mediante i parametri  $\lambda_1$  e  $\lambda_2$  così definiti:

$$\lambda_1 = m_p / (m_p + e_p) = 40.99 / (40.99 + 50) = 0.450$$

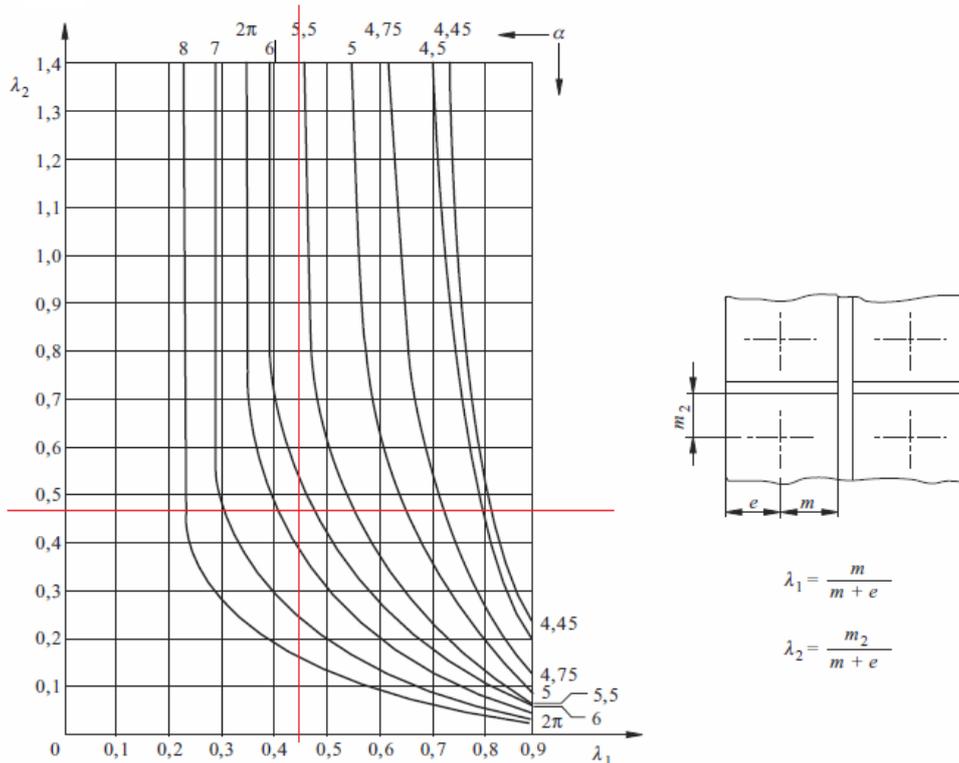
$$\lambda_2 = m_{xs} / (m_p + e_p) = 43.23 / (40.99 + 50) = 0.475$$

(valori riportati in colore rosso nel diagramma).

Risulta:  $\alpha = 6.14$

$$\Rightarrow l_{\text{eff}} = \min\{ 2\pi \cdot 40.99 ; 6.14 \cdot 40.99 \} = 251.68 \text{ mm}$$

Valori di  $\alpha$  per flange irrigidite di colonne e piastre di estremità



Si esegue il calcolo della resistenza a flessione della piastra in corrispondenza delle file di bulloni esterna e interna.

Calcolo della resistenza della fila esterna:

$$l_{\text{eff}} = 100 \text{ mm}$$

- Modalità di collasso 1:  $F_{T,Rd1} = 4 M_{pl,Rd} / m$

$$M_{pl,Rd} = 0.25 l_{\text{eff}} t_p^2 f_{yp} / \gamma_{M0} = (0.25 \cdot 100 \cdot 20^2 \cdot 235 / 1.05) \cdot 10^{-6} = 2.238 \text{ kNm}$$

$$m = m_{xs} = 43.23 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow F_{T,Rd1} = 4 \cdot 2.238 / (43.23 \cdot 10^{-3}) = 207 \text{ kN}$$

- Modalità di collasso 2:  $F_{T,Rd2} = (2 M_{pl,Rd} + n \Sigma B_{t,Rd}) / (m + n)$

dove:

$$n = e_x = 50 \text{ mm}$$

$$B_{t,Rd} = 141.12 \text{ kN}$$

$$\Sigma B_{t,Rd} = 2 B_{t,Rd} = 2 \cdot 141.12 = 282.24 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow F_{T,Rd2} = (2 \cdot 2.238 + 50 \cdot 10^{-3} \cdot 282.24) / [(43.23 + 50) \cdot 10^{-3}] = 199.38 \text{ kN}$$

- Modalità di collasso 3:  $F_{T,Rd3} = \Sigma B_{t,Rd} = 282.24 \text{ kN}$

Pertanto, la resistenza della parte esterna della piastra è governata dalla modalità di collasso 2:

$$F_{T,p,Rd}^{\text{est}} = 199.38 \text{ kN}$$

Calcolo della resistenza della fila interna:

$$l_{\text{eff}} = 251.68 \text{ mm}$$

- Modalità di collasso 1:  $F_{T,Rd1} = 4 M_{pl,Rd} / m$

$$M_{pl,Rd} = 0.25 l_{\text{eff}} t_p^2 f_{yp} / \gamma_{M0} = (0.25 \cdot 251.68 \cdot 20^2 \cdot 235 / 1.05) \cdot 10^{-6} = 5.632 \text{ kNm}$$

$$m = m_p = 40.99 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow F_{T,Rd1} = 4 \cdot 5.632 / (40.99 \cdot 10^{-3}) = 549 \text{ kN}$$

• Modalità di collasso 2:  $F_{T,Rd2} = (2 M_{pl,Rd} + n \Sigma B_{t,Rd}) / (m + n)$

dove:

$$n = e_p = 50 \text{ mm}$$

$$B_{t,Rd} = 141.12 \text{ kN}$$

$$\Sigma B_{t,Rd} = 2 B_{t,Rd} = 2 * 141.12 = 282.24 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow F_{T,Rd2} = (2 * 5.632 + 50 * 10^{-3} * 282.24) / [(40.99 + 50) * 10^{-3}] = 278.89 \text{ kN}$$

• Modalità di collasso 3:  $F_{T,Rd3} = \Sigma B_{t,Rd} = 282.24 \text{ kN}$

Pertanto, la resistenza della zona interna della piastra è governata dalla modalità di collasso 2:

$$F_{T,p,Rd}^{int} = 278.89 \text{ kN}$$

Essendo:

$$M_{Rd,5} = F_{T,p,Rd}^{est} * z_{est} + F_{T,p,Rd}^{int} * z_{int}$$

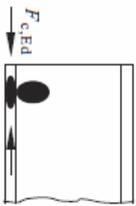
dove:  $z_{est} = 242.5 \text{ mm}$ ,  $z_{int} = 127.5 \text{ mm}$ , si ha:

$$M_{Rd,5} = 199.38 * 242.5 * 10^{-3} + 278.89 * 127.5 * 10^{-3} = 48.35 + 35.56 = 83.91 \text{ kNm}$$

Coefficiente di rigidezza:

$$k_5 = 0.9 I_{eff} t_p^3 / m_p^3 = 0.9 * 100 * 20^3 / 40.99^3 = 10.45 \text{ mm}$$

**Componente 7:** anima ed ala della colonna sollecitate a compressione (resistenza: §6.2.6.7).



$$F_{Rd,7} = M_{c,Rd} / (h_c - t_{fc})$$

con  $M_{c,Rd}$  momento resistente della sezione trasversale della colonna (sezione di classe 1) ( $M_{pl,c,Rd}$ ).

$$M_{pl,c,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{M0} = 642500 * 235 * 10^{-6} / 1.05 = 143.79 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow F_{Rd,7} = 143.79 / [(200 - 15) * 10^{-3}] = 777.24 \text{ kN}$$

Braccio della coppia:  $z = 185 \text{ mm}$

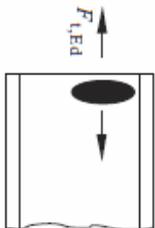
Il momento resistente di progetto è quindi:

$$M_{Rd,7} = F_{Rd,7} * z = 777.24 * 185 * 10^{-3} = 143.78 \text{ kNm}$$

Coefficiente di rigidezza:

$$k_7 = \infty$$

**Componente 8:** anima della colonna sollecitata a trazione (resistenza: §6.2.6.8).



$$F_{Rd,8} = F_{t,wc,Rd} = b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc} / \gamma_{M0}$$

dove la larghezza efficace dell'anima della colonna soggetta a trazione  $b_{eff,t,wc}$  viene assunta pari alla lunghezza efficace del T-stub equivalente con il quale si è schematizzata la piastra inflessa, considerando la fila di bulloni interna. Si ha dunque:

$$b_{eff,t,wc} = 251.68 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow F_{Rd,8} = 251.68 \cdot 9 \cdot 235 \cdot 10^{-3} / 1.05 = 506.96 \text{ kN}$$

Braccio della coppia:  $z = 185 \text{ mm}$

Il momento resistente di progetto è quindi:

$$M_{Rd,8} = F_{Rd,8} \cdot z = 506.96 \cdot 185 \cdot 10^{-3} = 93.79 \text{ kNm}$$

Coefficiente di rigidezza:

$$k_8 = \infty$$

**Componente 10:** bulloni sollecitati a trazione



La resistenza è già stata calcolata studiando il modo di collasso n°3 per il componente 4 (ala della trave sollecitata a flessione) e per il componente 5 (piastra sollecitata a flessione).

Coefficiente di rigidezza:

$$k_{10} = 1.6 A_s / L_b = 1.6 \cdot 245 / 57.25 = 6.85 \text{ mm}$$

**Componente 19:** saldatura colonna - piastra

Sulla resistenza delle saldature a cordoni d'angolo si richiamano anzitutto alcuni contenuti di riferimento tratti dai testi normativi: D.M. 17.1.2018 e Eurocodice 3 UNI EN 1993-1-8:2005 (Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti), corredati di alcuni commenti.

**Normativa italiana: D.M. 17.1.2018**

#### 4.2.8.2.3 Unioni con saldature a cordoni d'angolo

La resistenza di progetto, per unità di lunghezza, dei cordoni d'angolo si determina con riferimento all'altezza di gola "a", cioè all'altezza "a" del triangolo iscritto nella sezione trasversale del cordone stesso (Fig. 4.2.6).

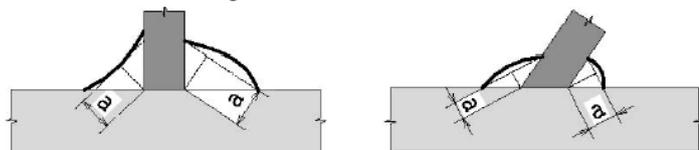


Fig. 4.2.6 - Definizione dell'area di gola per le saldature a cordone d'angolo

La lunghezza di calcolo  $L$  è quella intera del cordone, purché questo non abbia estremità palesemente mancanti o difettose.

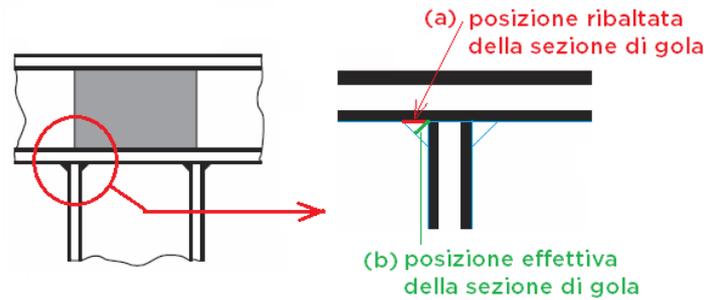
Eventuali tensioni  $\sigma_{\parallel}$  definite al paragrafo successivo agenti nella sezione trasversale del cordone, inteso come parte della sezione resistente della membratura, non devono essere prese in considerazione ai fini della verifica del cordone stesso.

Per il calcolo della resistenza delle saldature con cordoni d'angolo, qualora si faccia riferimento ai modelli di calcolo presentati nel paragrafo seguente, si adottano i fattori parziali  $\gamma_M$  indicati in Tab. 4.2.XIV. È possibile utilizzare modelli contenuti in normative di comprovata validità, adottando fattori parziali  $\gamma_M$  che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme.

Ai fini della durabilità delle costruzioni, le saldature correnti a cordoni intermittenti, realizzati in modo non continuo lungo i lembi delle parti da unire, non sono ammesse in strutture non sicuramente protette contro la corrosione.

Per le verifiche occorre riferirsi alternativamente alla sezione di gola nella effettiva posizione o in posizione ribaltata, come indicato nel paragrafo successivo.

Una prima osservazione riguarda il piano di posizione della sezione di gola per l'esecuzione della verifica. Osservando la figura seguente, la posizione ribaltata è la (a), mentre quella effettiva è la (b).



#### 4.2.8.2.4 Resistenza delle saldature a cordoni d'angolo

Allo stato limite ultimo le azioni di progetto sui cordoni d'angolo si distribuiscono uniformemente sulla sezione di gola (definita al § 4.2.8.2.3).

Nel seguito si indicano con  $\sigma_{\perp}$  la tensione normale e con  $\tau_{\perp}$  la tensione tangenziale perpendicolari all'asse del cordone d'angolo, agenti nella sezione di gola nella sua posizione effettiva, e con  $\sigma_{\parallel}$  la tensione normale e con  $\tau_{\parallel}$  la tensione tangenziale parallele all'asse del cordone d'angolo. La tensione normale  $\sigma_{\parallel}$  non influenza la resistenza del cordone.

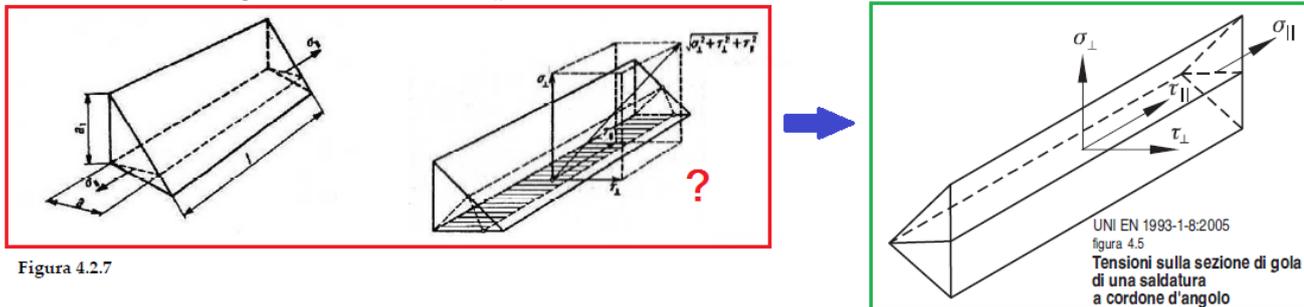


Figura 4.2.7

Considerando la sezione di gola nella sua effettiva posizione, si può assumere la seguente condizione di resistenza

$$\left[ \sigma_{\perp}^2 + 3 (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2) \right]^{0,5} \leq f_{tk} / (\beta \gamma_{M2}) \quad [4.2.81]$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 f_{tk} / \gamma_{M2}$$

dove:

$f_{tk}$  è la resistenza caratteristica a trazione ultima nominale della più debole delle parti collegate;  $\beta = 0,80$  per acciaio S235;  $0,85$  per acciaio S275;  $0,90$  per acciaio S355;  $1,00$  per acciaio S420 e S460.

In alternativa, detta a l'altezza di gola, si può adottare cautelativamente il criterio semplificato

$$F_{w,Ed} / F_{w,Rd} \leq 1 \quad [4.2.82]$$

dove  $F_{w,Ed}$  è la forza di progetto che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza e  $F_{w,Rd}$  è la resistenza di progetto del cordone d'angolo per unità di lunghezza

$$F_{w,Rd} = a f_{tk} / (\sqrt{3} \beta \gamma_{M2}) \quad [4.2.83]$$

Considerando la sezione di gola in posizione ribaltata, si indicano con  $n_{\perp}$  e con  $t_{\perp}$  la tensione normale e la tensione tangenziale perpendicolari all'asse del cordone.

La verifica dei cordoni d'angolo si effettua controllando che siano soddisfatte simultaneamente le due condizioni

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \quad [4.2.84]$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk} \quad [4.2.85]$$

dove  $f_{yk}$  è la tensione di snervamento caratteristica ed i coefficienti  $\beta_1$  e  $\beta_2$  sono dati, in funzione del grado di acciaio, in Tab. 4.2.XIX.

Il paragrafo §4.2.8.2.4 riporta un'immagine dove il piano di tensione rappresentato in tratteggio è quello ribaltato, non quello della posizione effettiva ( riquadro rosso nella figura soprastante). L'immagine non è chiara, ma fortunatamente l'Eurocodice, nel corrispondente paragrafo (§4.5.3) fornisce la figura 4.5 ( riquadro verde nell'immagine soprastante) che invece rappresenta correttamente le tensioni sulla sezione di gola di una saldatura a cordone d'angolo con riferimento alla posizione effettiva, inclinata a 45° rispetto all'asse verticale del montante.

Tralasciando la formula semplificata (contenuta nel riquadro in grigio), presente anche nell'Eurocodice, la verifica della saldatura secondo Normativa fa quindi riferimento alla sezione di gola con l'alternativa fra la

posizione effettiva e quella ribaltata.

Si osservi che, mentre le formule per la posizione effettiva coincidono: [4.2.81] del D.M. 17.1.2018 e (4.1) dell'EC3-8, invece la verifica nella posizione ribaltata proposta dalla Norma italiana è assente nell'Eurocodice.

Nelle due pagine seguenti si riporta l'estratto dall'EC3-parte 8 relativo al §4.5.3 sulla Resistenza di progetto di saldature a cordone d'angolo.

### 4.5.3 Resistenza di progetto di saldature a cordone d'angolo

#### 4.5.3.1 Generalità

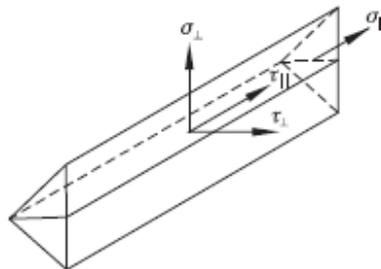
- (1) Si raccomanda che la resistenza di progetto di una saldatura a cordone d'angolo si determini utilizzando o il Metodo Direzionale fornito nel punto 4.5.3.2 oppure il Metodo Semplificato fornito nel punto 4.5.3.3.

#### 4.5.3.2 Metodo Direzionale

- (1) In questo metodo, le forze trasmesse da una saldatura di lunghezza unitaria sono scomposte in componenti parallele e trasversali all'asse longitudinale della saldatura e normali e trasversali al piano della sua sezione di gola.
- (2) Si raccomanda che l'area della sezione di gola di progetto  $A_w$  sia assunta come  $A_w = \sum a l_{eff}$ .
- (3) Si raccomanda che la posizione dell'area della sezione di gola di progetto sia concentrata in corrispondenza del vertice.
- (4) Sulla sezione di gola della saldatura si assume una distribuzione uniforme delle tensioni, con riferimento alle tensioni normali e tangenziali mostrate nella figura 4.5, definite come segue:
  - $\sigma_{\perp}$  è la tensione normale perpendicolare alla sezione di gola;
  - $\sigma_{\parallel}$  è la tensione normale parallela all'asse della saldatura;
  - $\tau_{\perp}$  è la tensione tangenziale (nel piano della sezione di gola) perpendicolare all'asse della saldatura;
  - $\tau_{\parallel}$  è la tensione tangenziale (nel piano della sezione di gola) parallela all'asse della saldatura.

figura 4.5

Tensioni sulla sezione di gola di una saldatura a cordone d'angolo



- (5) La tensione normale  $\sigma_{\parallel}$  parallela all'asse viene trascurata nella verifica della resistenza di progetto della saldatura.
- (6) La resistenza di progetto di una saldatura a cordone d'angolo risulta adeguata se sono soddisfatte entrambe le seguenti relazioni:

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \text{ e } \sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u / \gamma_{M2} \quad (4.1)$$

dove:

$f_u$  è la resistenza a trazione ultima nominale della più debole delle parti collegate;  
 $\beta_w$  è un appropriato fattore di correlazione definito nel prospetto 4.1.

- (7) Si raccomanda che le saldature tra parti con materiale avente diversi gradi di resistenza siano dimensionate facendo riferimento alle proprietà del materiale con il grado di resistenza minore.

**Fattore di correlazione  $\beta_w$  per le saldature a cordone d'angolo**

| Norma e grado dell'acciaio                   |                         |   | Fattore di correlazione $\beta_w$ |
|--|-------------------------|---|-----------------------------------|
| EN 10025                                     | EN 10210                | EN 10219                                |                                   |
| S 235<br>S 235 W                             | S 235 H                 | S 235 H                                 | 0,8                               |
| S 275<br>S 275 N/NL<br>S 275 M/ML            | S 275 H<br>S 275 NH/NLH | S 275 H<br>S 275 NH/NLH<br>S 275 MH/MLH | 0,85                              |
| S 355<br>S 355 N/NL<br>S 355 M/ML<br>S 355 W | S 355 H<br>S 355 NH/NLH | S 355 H<br>S 355 NH/NLH<br>S 355 MH/MLH | 0,9                               |
| S 420 N/NL<br>S 420 M/ML                     |                         | S 420 MH/MLH                            | 1,0                               |
| S 460 N/NL<br>S 460 M/ML<br>S 460 Q/QL/QL1   | S 460 NH/NLH            | S 460 NH/NLH<br>S 460 MH/MLH            | 1,0                               |

## 4.5.3.3

Metodo semplificato per il calcolo della resistenza di progetto di saldature a cordone d'angolo

- (1) In alternativa al punto 4.5.3.2, la resistenza di progetto di una saldatura a cordone d'angolo può considerarsi adeguata se in ogni punto della sua lunghezza la risultante di tutte le forze per unità di lunghezza trasmesse dalla saldatura soddisfa il seguente criterio:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} \quad (4.2)$$

dove:

$F_{w,Ed}$  è il valore di progetto della forza per unità di lunghezza agente sulla saldatura;

$F_{w,Rd}$  è la resistenza di progetto della saldatura per unità di lunghezza.

- (2) Indipendentemente dall'orientamento della forza rispetto al piano della sezione di gola della saldatura, si raccomanda che la resistenza di progetto per unità di lunghezza  $F_{w,Rd}$  sia determinata mediante la seguente relazione:

$$F_{w,Rd} \leq f_{vw,d} a \quad (4.3)$$

dove:

$f_{vw,d}$  è la tensione resistente di progetto a taglio della saldatura.

- (3) Si raccomanda che la tensione resistente a taglio di progetto della saldatura  $f_{vw,d}$  sia determinata attraverso la seguente relazione:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (4.4)$$

dove:

$f_u$  e  $\beta_w$  sono definiti nel punto 4.5.3.2(6).

## 4.6

**Resistenza di progetto di saldature a cordone d'angolo a tutto tondo**

- (1) Si raccomanda che la resistenza di progetto di una saldatura a cordone d'angolo a tutto tondo sia determinata attraverso uno dei metodi forniti nel punto 4.5.

## 4.7

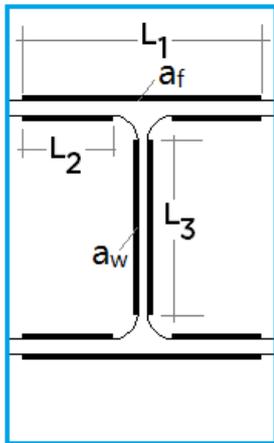
**Resistenza di progetto delle saldature di testa**

## 4.7.1

**Saldature di testa a completa penetrazione**

- (1) Si raccomanda che la resistenza di progetto di una saldatura di testa a completa penetrazione sia assunta pari alla resistenza di progetto della parte più debole delle parti collegate, a condizione che la saldatura sia realizzata mediante elettrodi

Premesso l'assetto normativo di riferimento, si propone nel seguito la metodologia da utilizzare per l'analisi della componente 19, che rappresenta la saldatura colonna-piastra nel metodo di classificazione del giunto per componenti.



Il calcolo viene condotto, a favore di sicurezza, assumendo che l'azione di taglio venga assorbita dai cordoni d'anima (di lunghezza \$L\_3\$), mentre la sollecitazione di flessione viene assorbita dai cordoni di saldatura sulle ali (di lunghezze \$L\_1\$ e \$L\_2\$).

$$L_1 = b_c - 2a_f = 200 - 2 \cdot 6 = 188 \text{ mm}$$

$$2 \cdot L_2 = L_1 - 2r_c - 2a_f - t_{wc} = 188 - 2 \cdot 18 - 2 \cdot 6 - 9 = 131 \text{ mm}$$

$$L_3 = h_c - 2r_c - 2a_w - 2t_{fc} = 200 - 2 \cdot 18 - 2 \cdot 4 - 2 \cdot 15 = 126 \text{ mm}$$

La lunghezza complessiva delle saldature competenti ad un'ala è data da:

$$L_{eff,f} = L_1 + 2 \cdot L_2$$

Sotto la sollecitazione flessionale, sui cordoni di un'ala agisce la forza assiale (verticale) data dalla coppia di forze corrispondenti al momento applicato (che nel presente contesto coincide con il momento resistente):

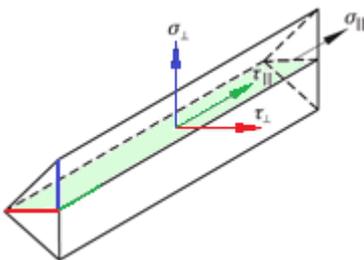
$$N_{f,Rd} = M_{Rd} / (h_c - t_{fc})$$

dove \$(h\_c - t\_{fc})\$ è il braccio della coppia di forze agenti sulle due ali.

Per le verifiche delle unioni con saldature d'angolo, è possibile riferirsi alternativamente alla sezione di gola nella effettiva posizione o in posizione ribaltata. Le tensioni indotte da \$N\_{f,Rd}\$ devono quindi essere ricondotte al piano considerato.

Per la **sezione di gola nella effettiva posizione**, che risulta orientata a \$45^\circ\$ rispetto al piano orizzontale, la forza assiale \$N\_{f,Rd}\$ genera tensione normale \$\sigma\_\perp\$ e tensione tangenziale \$\tau\_\perp\$, come illustrato nell'immagine seguente (il piano della sezione di gola, inclinato a \$45^\circ\$, è evidenziato in colore verde), espresse dalle seguenti relazioni, con identico modulo:

$$\sigma_\perp = [N_{f,Rd} / (a_f \cdot L_{eff,f})] \cdot (\sqrt{2} / 2), \quad \tau_\perp = [N_{f,Rd} / (a_f \cdot L_{eff,f})] \cdot (\sqrt{2} / 2)$$



Secondo la (4.1) di EC3-p.8: EN1993-1-8:2005, §4.5.3.2(6), o equivalentemente la [4.2.81] del D.M.17.1.2018, §4.2.8.2.4, la resistenza di progetto della saldatura a cordone d'angolo risulta adeguata se sono soddisfatte entrambe le seguenti relazioni:

$$(i) \sqrt{\sigma_\perp^2 + 3 \cdot \tau_\perp^2} \leq f_{tk} / (\beta_w \gamma_{M2})$$

e considerando che:  $|\tau_{\perp}| = |\sigma_{\perp}|$ , segue:  $\sigma_{\perp} \leq f_{tk} / (2 * \beta_w \gamma_{M2})$

(ii)  $\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_{tk} / \gamma_{M2}$

dove:  $\beta_w$  = fattore di correlazione per le saldature a cordone d'angolo (cfr. prospetto 4.1 in §4.5.3.2 in EC3-8, coincidente con i valori indicati in §4.2.8.2.4 del D.M.17.1.2018). Per l'acciaio S235:  $\beta_w = 0.8$ ;  $\gamma_{M2} = 1.25$ .

Dall'espressione che lega  $\sigma_{\perp}$  alla forza assiale, si ricava:

$$N_{f,Rd} = \sigma_{\perp} * a_f * L_{eff,f} * \sqrt{2}$$

e pertanto la forza assiale resistente è data da:

$$N_{f,Rd} = a_f * L_{eff,f} * \sqrt{2} * \min \{ f_{tk} / (2 * \beta_w \gamma_{M2}); 0.9 * f_{tk} / \gamma_{M2} \}$$

Il momento resistente della saldatura è pari a:

$$M_{Rd} = N_{f,Rd} * (h_c - t_{fc})$$

Per il caso in esame si ha:

$$M_{Rd} = 6 * (188 + 131) * \sqrt{2} * \min \{ 360 / (2 * 0.8 * 1.25); 0.9 * 360 / 1.25 \} * (200 - 15) = 90.14 * 10^6 \text{ Nmm} = 90.14 \text{ kNm}$$

Secondo §4.2.8.2.4, per la verifica appena svolta sarebbe possibile applicare un metodo semplificato, qui omissso.

In alternativa alla sezione di gola nella effettiva posizione, secondo il D.M.17.1.2018 è possibile svolgere la verifica con riferimento alla **sezione di gola in posizione ribaltata**. In tal caso, il cordone di saldatura è soggetto alla sola tensione normale  $n_{\perp}$  e la verifica di sicurezza, in assenza di tensioni tangenziali, si riduce al confronto:

$$n_{\perp} \leq \beta_1 * f_{yk}$$

dove per acciaio S235:  $\beta_1 = 0.85$ . Poiché:

$N_{f,Rd} = n_{\perp} * a_f * L_{eff,fr}$ , la forza assiale resistente è data da:

$$N_{f,Rd} = \beta_1 * f_{yk} * a_f * L_{eff,fr}$$
, da cui segue  $M_{Rd}$ .

Nel caso in esame:

$$M_{Rd} = 0.85 * 235 * 6 * (188 + 131) * (200 - 15) = 70.73 * 10^6 \text{ Nmm} = 70.73 \text{ kNm}$$

Confrontando le due verifiche per la sezione di gola in posizione effettiva ed in posizione ribaltata, quella in posizione ribaltata risulta più penalizzante. Tuttavia, il D.M.17.1.2018 pone le due modalità di verifica come alternative, ed in definitiva è possibile assumere per la componente 19 un momento resistente pari a:

$$M_{Rd,19} = 90.14 \text{ kNm}$$

Coefficiente di rigidezza:

$$k_{19} = \infty$$

**Riepilogo** del contributo dei singoli componenti a resistenza e rigidezza:

**1\***: pannello d'anima della trave sollecitato a taglio:

$$M_{Rd,1} = 53.47 \text{ kNm}, k_1 = 5.104 \text{ mm}$$

**2\***: anima della trave sollecitata a compressione trasversale:

$$M_{Rd,2} = 63.08 \text{ kNm}, k_2 = 11.141 \text{ mm}$$

**3\***: anima della trave sollecitata a trazione trasversale:

$$M_{Rd,3} = 70.48 \text{ kNm}, k_3 = 14.193 \text{ mm}$$

**4\***: ala della trave sollecitata a flessione:

$$M_{Rd,4} = 83.01 \text{ kNm}, k_4 = 30.49 \text{ mm}$$

**5**: piastra sollecitata a flessione

$$M_{Rd,5} = 83.91 \text{ kNm}, k_5 = 10.45 \text{ mm}$$

**7**: anima ed ala della colonna sollecitate a compressione

$$M_{Rd,7} = 143.78 \text{ kNm}, k_7 = \infty$$

**8**: anima della colonna sollecitata a trazione

$$M_{Rd,8} = 93.79 \text{ kNm}, k_8 = \infty$$

**10:** bulloni sollecitati a trazione

$$k_{10} = 6.85 \text{ mm}$$

**19:** saldatura colonna - piastra

$$M_{Rd,19} = 90.14 \text{ kNm}, k_{19} = \infty$$

(\* componenti ignorate nel caso di ipotesi shear-type)

La **resistenza del giunto bullonato, non irrigidito**, è governata dal pannello d'anima della trave sollecitato a taglio, cui corrisponde il minimo momento resistente:

$$M_{j,Rd} = 53.47 \text{ kNm.}$$

Il momento resistente del giunto è più basso del momento resistente degli elementi collegati (colonna e trave hanno stessa sezione e quindi stesso momento resistente):

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} * f_y / \gamma_{M0} = 642500 * 235 * 10^{-6} / 1.05 = 143.79 \text{ kNm}$$

Peraltro, la condizione sismica di sovraresistenza da applicare a strutture nuove intelaiate in acciaio richiederebbe (D.M.17.1.2018: §7.5.4):

$$M_{j,Rd} \geq 1.1 \gamma_{ov} M_{pl,Rd} = 1.1 * 1.25 * 143.79 = 197.71 \text{ kNm}$$

#### Classificazione del giunto in base alla resistenza

Il giunto è a parziale ripristino di resistenza. Infatti:

$$0.25 M_{pl,Rd} = 37.75 \leq M_{j,Rd} = 53.47 \leq M_{pl,Rd} = 143.79 \text{ kNm}$$

#### Classificazione del giunto in base alla rigidezza

La rigidezza del giunto vale:

$$S_{j,ini} = E z^2 / [\sum (1/k_i)] = 210000 * 185^2 * 10^{-6} / (1/5.104 + 1/11.141 + 1/14.193 + 1/30.49 + 1/10.45 + 1/6.85) = 11397 \text{ kNm/rad}$$

Limiti di riferimento per la classificazione:

$$(0.5 E I_c / L_c) \text{ e } (k_c E I_c / L_c)$$

dove:  $I_c$  è il momento d'inerzia e  $L_c$  è la luce dell'elemento collegato (nel caso del giunto di cerchiatura l'elemento è la colonna).

Il coefficiente  $k_c$  assume il valore 8 per telai controventati e 25 per telai non controventati. Nel caso del telaio di cerchiatura, la funzione dei maschi murari agenti in parallelo al telaio di cerchiatura può essere assimilata ad un controventamento del telaio stesso, e quindi si sceglie:  $k_c=8$ .

Supponiamo che la luce della colonna sia 2.20 m. Si ha:

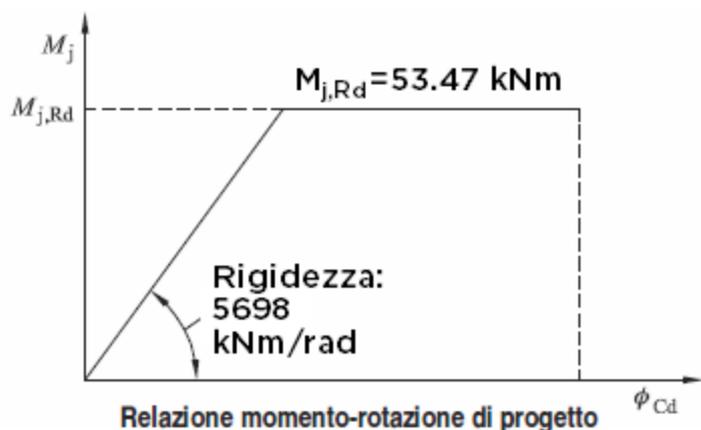
$$E I_c / L_c = (210000 * 5696 * 10^4 / 2200) * 10^{-6} = 5437 \text{ kNm/rad}$$

Il giunto è semi-rigido. Infatti:

$$0.5 * 5437 = 2719 \leq S_{j,ini} = 11397 \leq 8 * 5437 = 43496 \text{ kNm/rad}$$

Ai fini del diagramma di comportamento bilineare semplificato, la rigidezza viene assunta pari a:

$$S_{j,ini} / \eta = 11397 / 2 = 5698 \text{ kNm/rad}$$



essendo  $\eta$  il coefficiente di modificazione della rigidezza, pari a 2 per le diverse modalità di collegamento colonna-trave, saldato o bullonato (per la figura: cfr. fig. 5.2 di EC3-p.8: EN1993-1-8:2005, §5.1.4).  
 In definitiva, il giunto è classificabile come **semi-rigido** in base al valore di rigidezza e **a parziale ripristino** in base al valore di resistenza.

Per quanto riguarda la **capacità rotazionale**, secondo §6.4.2 poiché il momento resistente di progetto è governato dalla resistenza di progetto del pannello d'anima della trave soggetto a taglio, il giunto può ritenersi dotato di adeguata capacità rotazionale a condizione che:

$h_{wb}/t_w \leq 69\varepsilon$ , condizione già controllata durante l'esame del componente 1.

Il valore della capacità rotazionale di un giunto bullonato può essere determinato mediante prove sperimentali o appropriati modelli di calcolo; ai fini dell'analisi strutturale del complesso muratura-telaio di cerchiatura dove la plasticizzazione avvenga nel giunto, si ritiene che la capacità rotazionale, se il giunto ne è dotato, possa esplicarsi fino al raggiungimento dello spostamento ultimo del telaio, cioè del massimo spostamento orizzontale consentito ai nodi di sommità delle colonne, determinato dalla duttilità del telaio.

L'analisi del giunto viene completata dal calcolo della **resistenza a taglio**, distinta per varie modalità di collasso (cfr. prospetto 3.4, §3.5)

- Resistenza a taglio per piano di taglio.

Resistenza a taglio del singolo bullone:

$$F_{v,Rd} = \alpha_v f_{ub} A_s / \gamma_{M2} = 0.6 \cdot 800 \cdot 245 \cdot 10^{-3} / 1.25 = 94.08 \text{ kN}$$

Resistenza a taglio del gruppo (due file):

$$V_{v,Rd1} = 4 F_{v,Rd} = 4 \cdot 94.08 = 376.32 \text{ kN}$$

- Resistenza a rifollamento dei fori della piastra.

$$k_1 = \min\{ 2.8 e_2/d_0 - 1.7 ; 1.45 p_2/d_0 - 1.7 ; 2.5\}$$

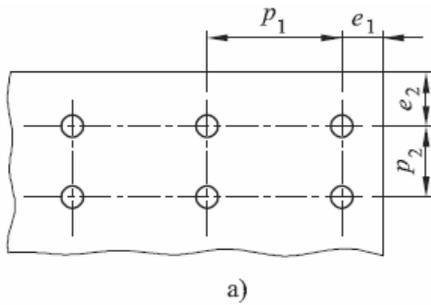
dove:  $e_2 = e_p = 50$ ;  $p_2 = w = 100$ ;  $d_0 = 21$ ; pertanto:

$$k_1 = \min\{ 2.8 \cdot 50/21 - 1.7 = 4.96 ; 1.45 \cdot 100/21 - 1.7 = 5.20 ; 2.5\} = 2.5;$$

$$\alpha_b = \min\{ 1.0 ; f_{ub}/f_u ; e_1/(3d_0) ; p_1/(3d_0) - 1/4\}$$

dove:  $e_1 = e_x = 50$ ;  $p_1 = p = 115$ , pertanto:

$$\alpha_b = \min\{ 1.0 ; 800/360 = 2.22 ; 50/(3 \cdot 21) = 0.79 ; 115/(3 \cdot 21) - 0.25 = 1.57\} = 0.79.$$



Resistenza a rifollamento del singolo foro:

$$F_{b,Rd} = k_1 \alpha_b f_u d_{bull} t_p / \gamma_{M2} = 2.5 * 0.79 * 360 * 20 * 20 * 10^{-3} / 1.25 = 227.52 \text{ kN}$$

Resistenza a rifollamento del gruppo di fori:

$$V_{v,Rd2} = 4 * 227.52 = 910.08 \text{ kN}$$

• Resistenza a rifollamento dei fori sull'ala della trave.

$$k_1 = \min\{ 2.8 e_2/d_0 - 1.7 ; 1.45 p_2/d_0 - 1.7 ; 2.5\}$$

dove:  $e_2 = e_b = 50$ ;  $p_2 = w = 100$ ;  $d_0 = 21$ ; pertanto:

$$k_1 = \min\{ 2.8 * 50 / 21 - 1.7 = 4.96 ; 1.45 * 100 / 21 - 1.7 = 5.20 ; 2.5\} = 2.5;$$

$\alpha_b = 0.79$  (vd. rifollamento fori piastra).

Resistenza a rifollamento del singolo foro:

$$F_{b,Rd} = k_1 \alpha_b f_u d_{bull} t_{fb} / \gamma_{M2} = 2.5 * 0.79 * 360 * 20 * 15 * 10^{-3} / 1.25 = 170.64 \text{ kN}$$

Resistenza a rifollamento del gruppo di fori:

$$V_{v,Rd3} = 4 * 170.64 = 682.56 \text{ kN}$$

• Resistenza a taglio dei cordoni di saldatura della colonna alla piastra.

(cfr. calcolo del momento resistente per il componente 19)

Resistenza dei cordoni d'anima sottoposti all'azione di taglio:

$$f_{Vw,d} = f_u / \sqrt{3} / (\beta_w \gamma_{M2})$$

$$\Rightarrow f_{Vw,d} = 360 / \sqrt{3} / (0.8 * 1.25) = 207.8 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{v,Rd4} = 2L_3 a_w f_{Vw,d} = 2 * 126 * 4 * 207.8 * 10^{-3} = 209.46 \text{ kN}$$

La **resistenza a taglio** del giunto è data dal valore minimo tra le diverse modalità di collasso:

$$V_{v,Rd} = 209.46 \text{ kN}$$

## F.2.2. GIUNTO BULLONATO IRRIGIDITO

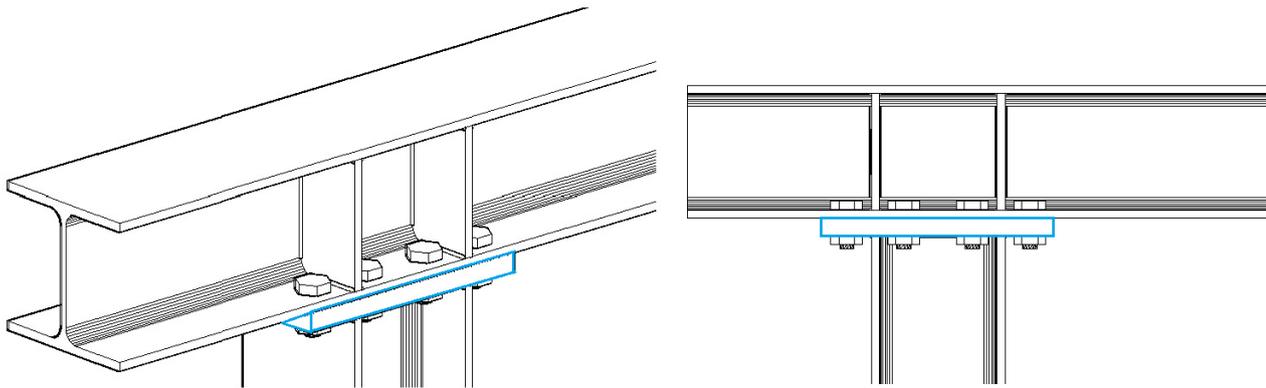
Nei casi in cui il giunto senza irrigidimenti è a parziale ripristino di resistenza, per aumentare il valore del momento resistente, tendendo al completo ripristino, è possibile rinforzare la trave con irrigidimenti trasversali (nervature verticali).

Se il momento resistente ancora non è sufficiente, si può aumentare la sezione della colonna prevedendo un'espansione dell'altezza della sezione per mezzo di due mensole laterali.

Si consideri l'**inserimento di irrigidimenti trasversali nella trave**.

Lo spessore  $t_{st}$  delle nervature di irrigidimento deve essere scelto almeno uguale allo spessore delle ali della colonna; si ha:  $t_{st} = t_{fc} = 15 \text{ mm}$

Gli irrigidimenti devono risultare allineati con le corrispondenti ali della colonna: il loro interasse è dunque:  $d_s = h_c - t_{fc} = 200 - 15 = 185 \text{ mm}$



**Componente 1:** pannello d'anima della trave sollecitato a taglio (resistenza: §6.2.6.1).

Rispetto al caso senza irrigidimenti, la resistenza a taglio è caratterizzata da un contributo aggiuntivo (§6.2.6.1(4)):

$$V_{wp,add,Rd} = 4 M_{pl,fb,Rd} / d_s, \text{ con: } V_{wp,add,Rd} \leq (2 M_{pl,fb,Rd} + 2 M_{pl,st,Rd}) / d_s$$

dove:

$M_{pl,fb,Rd}$  = momento resistente plastico di progetto dell'ala della trave, avente sezione rettangolare  $b_b \times t_{fb}$

$M_{pl,st,Rd}$  = momento resistente plastico di progetto dell'irrigidimento, avente sezione rettangolare:

$$(b_b - t_{wb}) \times t_{st}$$

$d_s$  = distanza fra i piani medi degli irrigidimenti

Per una sezione rettangolare  $b \times t$ , il modulo di resistenza plastico è:  $W_{pl} = bt^2/4$ ; il corrispondente momento resistente plastico è:  $M_{pl} = W_{pl} f_y / \gamma_{M0}$ .

Per l'ala della trave risulta:

$$W_{pl,fb} = b_b t_{fb}^2 / 4 = 200 \cdot 15^2 / 4 = 11250 \text{ mm}^3$$

$$M_{pl,fb,Rd} = 11250 \cdot 235 \cdot 10^{-6} / 1.05 = 2.518 \text{ kNm}$$

Per l'irrigidimento:

$$W_{pl,st} = (b_b - t_{wb}) t_{st}^2 / 4 = (200 - 9) \cdot 15^2 / 4 = 10743 \text{ mm}^3$$

$$M_{pl,st,Rd} = 10743 \cdot 235 \cdot 10^{-6} / 1.05 = 2.404 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow V_{wp,add,Rd} = 4 \cdot 2.518 / (185 \cdot 10^{-3}) = 54.44 \text{ kN, ma con:}$$

$$V_{wp,add,Rd} \leq (2 \cdot 2.518 + 2 \cdot 2.404) / (185 \cdot 10^{-3}) = 53.21 \text{ kN.}$$

La quota aggiuntiva di resistenza a taglio non può essere superiore alla resistenza della saldatura degli irrigidimenti alla trave:

saldatura a cordoni d'angolo, con altezza di gola:  $a_w = 4 \text{ mm}$ ;

lunghezza dei cordoni: si considera pari all'altezza dell'anima della trave:

$$L_{st} = h_{wb} = h_b - 2t_{fb} - 2r_b = 134 \text{ mm};$$

resistenza dei cordoni d'anima sottoposti all'azione di taglio:

$$f_{wd} = f_u / \sqrt{3} / (\beta_w \gamma_{M2}) \Rightarrow f_{wd} = 360 / \sqrt{3} / (0.8 * 1.25) = 207.8 \text{ N/mm}^2$$

$V = 2L_{st} a_w f_{wd} = 2 * 134 * 4 * 207.8 * 10^{-3} = 222.76 \text{ kN} > V_{wp,add,Rd} = 53.21 \text{ kN}$ , e quindi la quota aggiuntiva di resistenza a taglio è effettivamente pari a 53.21 kN.

Pertanto:  $V_{wp,Rd} = 289 + 53 = 342 \text{ kN}$

Il momento resistente di progetto è quindi:

$$M_{Rd,1} = F_{Rd,1} * z = 342 * 185 * 10^{-3} = 63.27 \text{ kNm}$$

Coefficiente di rigidezza:

$$k_1 = \infty \text{ (cfr. prospetto 6.11, §6.3.2)}$$

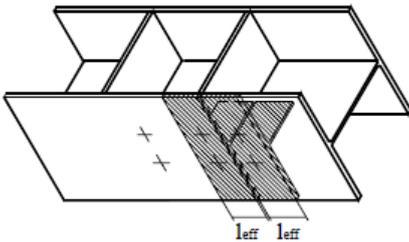
**Componente 2:** anima della trave sollecitata a compressione trasversale (resistenza: §6.2.6.2).

**Componente 3:** anima della trave sollecitata a trazione trasversale (resistenza: §6.2.6.3).

La compressione e la trazione nell'anima della trave vengono assorbite dagli irrigidimenti; per il giunto con irrigidimenti, quindi, il loro contributo non viene considerato.

**Componente 4:** ala della trave sollecitata a flessione (resistenza: §6.2.6.4).

Per quanto riguarda la larghezza efficace, i due gruppi di bulloni posti all'esterno e all'interno, divisi dalla nervatura di irrigidimento, sono modellati come elementi a T equivalenti (T-stub) separati; non è cioè necessario calcolare la resistenza di gruppo. Data la geometria del giunto, i due elementi a T sono uguali.



La fila di bulloni è adiacente ad un irrigidimento; pertanto, secondo (§6.2.6.4.2), la lunghezza efficace è la seguente:

$$l_{eff} = \min\{ 2\pi m_b ; \alpha m_b \}$$

dove  $\alpha$  viene ricavato dal diagramma già noto dal calcolo della componente 5 per il giunto non irrigidito:

$$\lambda_1 = m_b / (m_b + e_b) = 31.10 / (31.10 + 50) = 0.383$$

$$\lambda_2 = m_{xs} / (m_b + e_b) = 43.23 / (31.10 + 50) = 0.533$$

Risulta:  $\alpha = 6$

$$\Rightarrow l_{eff} = \min\{ 2\pi * 31.10 ; 6 * 31.10 \} = 186.60 \text{ mm}$$

Calcolo della resistenza di progetto per le tre modalità di collasso:

• Modalità di collasso 1:  $F_{T,Rd1} = 4 M_{pl,Rd} / m_b$

$$l_{eff} = 186.6 \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd} = 0.25 l_{eff} t_{fb}^2 f_{yb} / \gamma_{M0} = (0.25 * 186.6 * 15^2 * 235 / 1.05) * 10^{-6} = 2.349 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow F_{T,Rd1} = 4 * 2.349 / (31.10 * 10^{-3}) = 302 \text{ kN (leggermente variata rispetto al giunto senza irrigidimenti)}$$

• Modalità di collasso 2:  $F_{T,Rd2} = 232.03 \text{ kN}$  (invariata)

• Modalità di collasso 3:  $F_{T,Rd3} = 282.24 \text{ kN}$  (invariata)

La resistenza della fila esterna è anche in questo caso governata dalla modalità di collasso 2.

Ad ognuna delle due file si può quindi affidare la resistenza:

$$F_{T,fb,Rd} = 232.03 \text{ kN}$$

Il momento resistente di progetto è dato da:

$$M_{Rd,4} = F_{T,fb,Rd}^{est} * z_{est} + F_{T,fb,Rd}^{int} * z_{int}$$

$$\text{dove: } z_{est} = 242.5, z_{int} = 127.5$$

$$\Rightarrow M_{Rd,4} = 232.03 * 242.5 * 10^{-3} + 232.03 * 127.5 * 10^{-3} = 85.85 \text{ kNm (incrementato rispetto al caso del giunto non irrigidito)}$$

Coefficiente di rigidezza:

$$k_4 = 0.9 I_{eff} t_{fb}^3 / m^3 = 0.9 * (2 * 186.6) * 15^3 / 31.10^3 = 37.69 \text{ mm}$$

**Componente 5:** piastra sollecitata a flessione,

**componente 7:** anima ed ala della colonna sollecitate a compressione,

**componente 8:** anima della colonna sollecitata a trazione,

**componente 10:** bulloni sollecitati a trazione,

**componente 19:** saldatura colonna - piastra:

queste componenti sono tutte invariate rispetto al caso del giunto senza irrigidimenti.

**Riepilogo** del contributo dei singoli componenti a resistenza e rigidezza:

**1\*:** pannello d'anima della trave sollecitato a taglio:

Giunto senza irrigidimenti:  $M_{Rd,1} = 53.47 \text{ kNm}$ ,  $k_1 = 5.104 \text{ mm}$

Giunto con irrigidimenti:  $M_{Rd,1} = 63.27 \text{ kNm}$ ,  $k_1 = \infty$

**2\*:** anima della trave sollecitata a compressione trasversale:

Giunto senza irrigidimenti:  $M_{Rd,2} = 63.08 \text{ kNm}$ ,  $k_2 = 11.141 \text{ mm}$

Giunto con irrigidimenti: componente non considerata

**3\*:** anima della trave sollecitata a trazione trasversale:

Giunto senza irrigidimenti:  $M_{Rd,3} = 70.48 \text{ kNm}$ ,  $k_3 = 14.193 \text{ mm}$

Giunto con irrigidimenti: componente non considerata

**4\*:** ala della trave sollecitata a flessione:

Giunto senza irrigidimenti:  $M_{Rd,4} = 83.01 \text{ kNm}$ ,  $k_4 = 30.49 \text{ mm}$

Giunto con irrigidimenti:  $M_{Rd,4} = 85.85 \text{ kNm}$ ,  $k_4 = 37.69 \text{ mm}$

**5:** piastra sollecitata a flessione

$M_{Rd,5} = 83.91 \text{ kNm}$ ,  $k_5 = 10.45 \text{ mm}$

**7:** anima ed ala della colonna sollecitate a compressione

$M_{Rd,7} = 143.78 \text{ kNm}$ ,  $k_7 = \infty$

**8:** anima della colonna sollecitata a trazione

$M_{Rd,8} = 93.79 \text{ kNm}$ ,  $k_8 = \infty$

**10:** bulloni sollecitati a trazione

$k_{10} = 6.85 \text{ mm}$

**19:** saldatura colonna - piastra

$M_{Rd,19} = 90.14 \text{ kNm}$ ,  $k_{19} = \infty$

(\* componenti ignorate nel caso di ipotesi shear-type)

La **resistenza del giunto bullonato e irrigidito**, è ancora governata dal pannello d'anima della trave sollecitato a taglio, cui corrisponde il minimo momento resistente:

$M_{j,Rd} = 63.27 \text{ kNm}$  (+18% rispetto al giunto non irrigidito).

Si tratta di un valore ancora a parziale ripristino di resistenza.

La rigidezza del giunto irrigidito vale:

$S_{j,ini} = E z^2 / [\sum (1/k_i)] = 210000 * 185^2 * 10^{-6} / (1/37.69 + 1/10.45 + 1/6.85) = 26797 \text{ kNm/rad}$ , oltre il doppio del valore relativo al giunto non irrigidito (11397, quindi con +135%).

Il giunto è ancora semi-rigido, ma si è molto avvicinato al comportamento rigido. Infatti:

$$2719 \leq S_{j,ini} = 26797 \leq 43496 \text{ kNm/rad}$$

Ai fini del diagramma di comportamento bilineare semplificato (vd. figura seguente), la rigidezza viene assunta pari a:

$$S_{j,ini}/\eta = 26797/2 = 13398 \text{ kNm/rad}$$

Rispetto al caso del giunto non irrigidito, non vi sono variazioni sulla capacità rotazionale e sulla resistenza a taglio.

L'inserimento delle nervature di irrigidimento ha quindi incrementato notevolmente la rigidezza, ma non ha modificato in modo significativo la resistenza.

Per aumentarla, si può prevedere, insieme alle nervature di irrigidimento nella trave, un'espansione dell'altezza della sezione per mezzo di due **mensole laterali** (vd. figura seguente).

Si prevede in tal caso anche nervature di irrigidimento nella colonna; le componenti 7 e 8 possono in tal caso essere trascurate. Le componenti significative sono le 1, 4, 5 e tutte manifestano un incremento considerevole del momento resistente dovuto al maggiore braccio delle file dei bulloni rispetto al centro di compressione; anche per la componente 19 si ha un deciso incremento di resistenza.

Le mensole sono caratterizzate da spessori uguali a quelli della colonna ( $t_{wc}$  e  $t_{fc}$ ), e l'espansione in pianta è definita dalla dimensione  $d_{st,c}$ , che può essere assunta pari a  $2m_x + t_{fc} = 115 \text{ mm}$ .

La distanza fra i piani medi degli irrigidimenti (nervature verticali per l'anima della trave) diventa  $185 + 115 * 2 = 415 \text{ mm}$ .

Resistenza per la **componente 1**:

$$V_{wp,add,Rd} = 4 * 2.518 / (415 * 10^{-3}) = 24.27 \text{ kN, ma con:}$$

$$V_{wp,add,Rd} \leq (2 * 2.518 + 2 * 2.404) / (415 * 10^{-3}) = 23.72 \text{ kN, e pertanto:}$$

$$V_{wp,Rd} = 289 + 24 = 313 \text{ kN}$$

Il momento resistente di progetto è quindi:

$$M_{Rd,1} = F_{Rd,1} * z = 313 * 415 * 10^{-3} = 129.89 \text{ kNm}$$

**Riepilogo** del contributo dei singoli componenti a resistenza e rigidezza:

**1:** pannello d'anima della trave sollecitato a taglio:

$$\text{Giunto con irrigidimenti e mensole: } M_{Rd,1} = 129.89 \text{ kNm}$$

**4:** ala della trave sollecitata a flessione:

poiché ognuno dei due bracci aumenta di  $2 * 115 = 230 \text{ mm}$ , si ha:

$$M_{Rd,4} = 232.03 * 472.5 * 10^{-3} + 232.03 * 357.5 * 10^{-3} = 192.58 \text{ kNm}$$

**5:** piastra sollecitata a flessione

$$M_{Rd,5} = 199.38 * 472.5 * 10^{-3} + 278.89 * 357.5 * 10^{-3} = 193.91 \text{ kNm}$$

**10:** bulloni sollecitati a trazione

$$k_{10} = 6.85 \text{ mm}$$

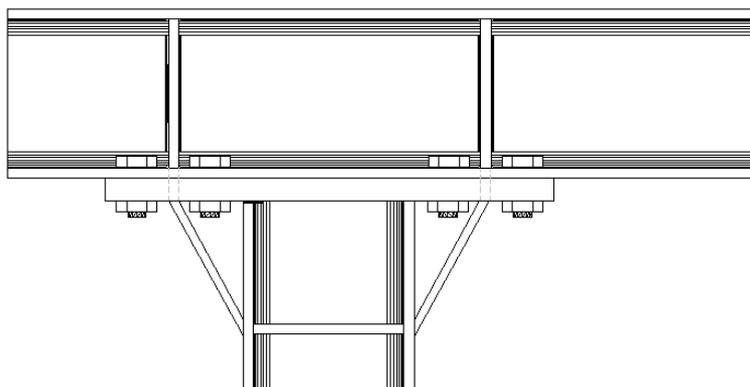
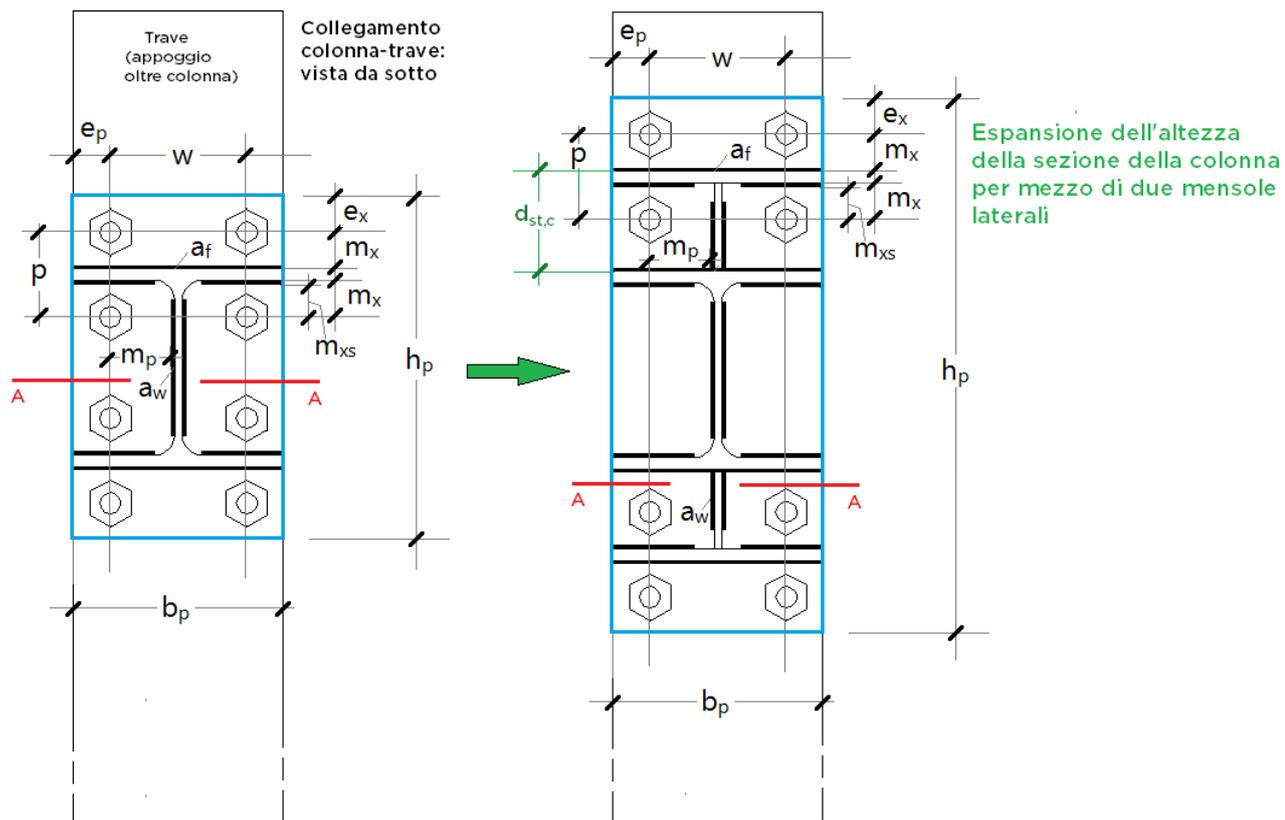
**19:** saldatura colonna - piastra

Momento resistente aggiuntivo:

$$M_{Rd,add} = 6 * (188 + 131) * \sqrt{2} * \min \{ 360 / (2 * 0.8 * 1.25); 0.9 * 360 / 1.25 \} * 415 = \\ = 202.20 * 10^6 \text{ Nmm} = 202.20 \text{ kNm}$$

con un momento resistente totale pari a:

$$M_{Rd,19} = 90.14 + 202.20 = 292.34 \text{ kNm}$$



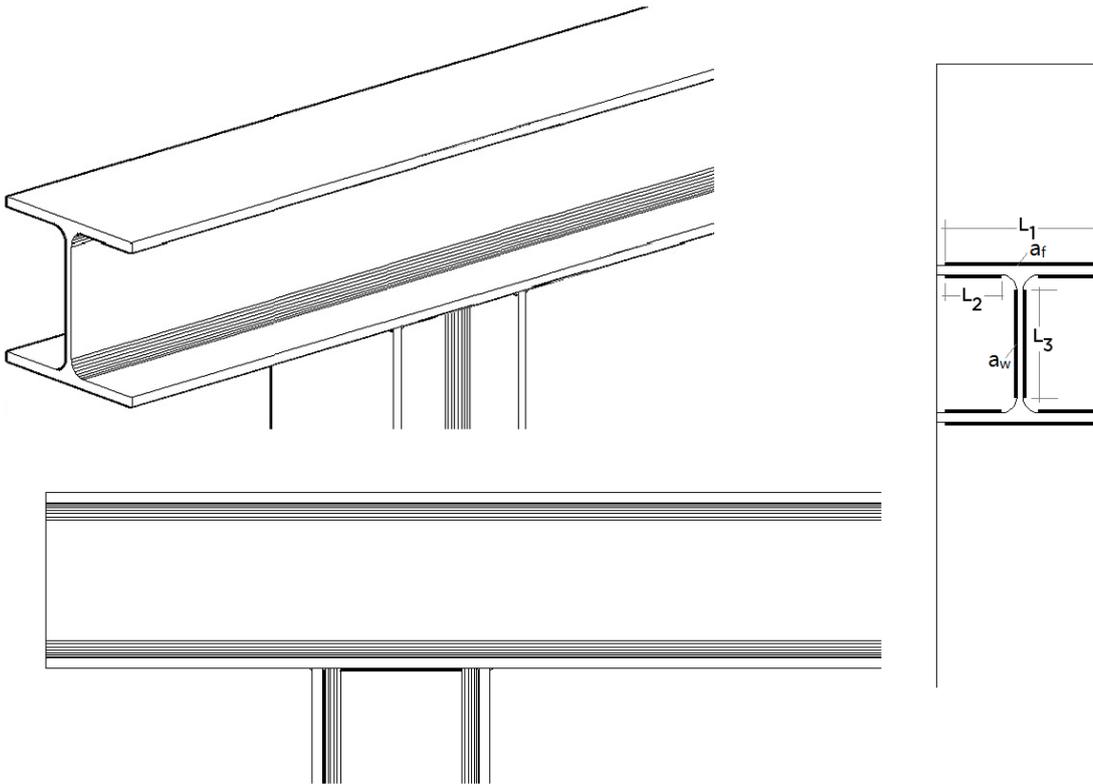
La resistenza del giunto è ancora governata dal pannello d'anima sollecitato a taglio; il momento resistente segna un incremento considerevole: +105% rispetto al giunto irrigidito senza mensole; +143% rispetto al giunto non irrigidito. Il giunto tuttavia non è ancora a completo ripristino di resistenza, ma si avvicina molto al valore di completo ripristino:

$$0.25 M_{pl,Rd} = 37.75 \leq M_{j,Rd} = 129.89 \leq M_{pl,Rd} = 143.79 \text{ kNm}$$

pur restando ancora abbastanza lontano dalla sovraresistenza ( $1.1 \cdot 1.25 \cdot 143.79 = 197.71 \text{ kNm}$ ).

### F.3. GIUNTO SALDATO

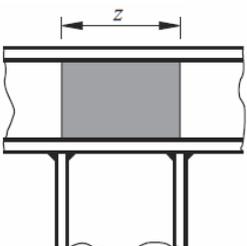
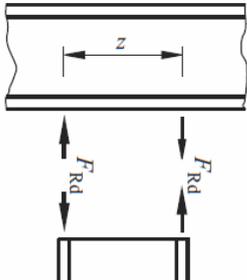
Il giunto ottenuto con saldatura della colonna alla trave, non irrigidito, è rappresentato in figura seguente.



Per la classificazione del giunto, devono essere prese in considerazione le componenti 1,2,3,19 (secondo §6.3.1(7)).

Considerando le stesse membrature del nodo esaminato nell'esempio di giunto bullonato (due HEB200), i calcoli effettuati per la componente 19 (cordoni di saldatura colonna-trave) restano invariati.

**Componente 1:** pannello d'anima della trave sollecitato a taglio (resistenza: §6.2.6.1).

| Connessione saldata   | Centro di compressione                                 | Braccio della coppia  | Distribuzioni delle forze   |
|---|--|---|---|
|  | In linea con lo spessore medio della flangia compressa | $z = h_c \cdot t_{fc}$<br>$h_c =$ altezza della colonna collegata<br>$t_{fc} =$ spessore dell'ala della colonna collegata |  |

La resistenza a taglio plastica di progetto, come per il giunto bullonato, è data da:

$$V_{wp,Rd} = 0.9 f_{y,wb} A_{vb} / (\sqrt{3} * \gamma_{M0}) = 0.9 * 235 * 2485 * 10^{-3} / (\sqrt{3} * 1.05) = 289 \text{ kN}$$

Con parametro di trasformazione  $\beta=1$ , la forza resistente di progetto vale:

$$F_{Rd,1} = V_{wp,Rd} / \beta = 289 \text{ kN}$$

Il braccio della coppia z deve essere assunto come specificato in figura (da fig. 6.15 (§6.2.7.1):

$$z = h_c - t_{fc} = 200 - 15 = 185$$

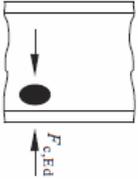
Il momento resistente di progetto è quindi:

$$M_{Rd,1} = F_{Rd,1} * z = 289 * 185 * 10^{-3} = 53.47 \text{ kNm}$$

Coefficiente di rigidezza:

$$k_1 = 0.38 A_{Vb} / (\beta z) = 0.38 * 2485 / (1 * 185) = 5.104 \text{ mm}$$

**Componente 2:** anima della trave sollecitata a compressione trasversale (resistenza: §6.2.6.2).



La trave non è irrigidita; la resistenza di progetto a compressione trasversale è data da:

$$F_{c,wb,Rd} = \omega k_{wb} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{y,wb} / \gamma_{M0} \leq \omega k_{wb} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{y,wb} / \gamma_{M1}$$

dove:

$\omega$  = fattore di riduzione per gli effetti di interazione a taglio nel pannello d'anima della trave. Con parametro di trasformazione  $\beta=1$ :  $\omega = \omega_1$ , con:

$$\omega_1 = 1 / \sqrt{[1 + 1.3 (b_{eff,c,wb} t_{wb} / A_{Vb})^2]}$$

per la connessione saldata, la larghezza efficace a compressione dell'anima della trave è data da:

$$b_{eff,c,wb} = t_{fc} + 2 \sqrt{2} a_f + 5 (t_{fb} + r_b) = 15 + 2\sqrt{2} * 6 + 5 * (15 + 18) = 196.97 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \omega_1 = 1 / \sqrt{[1 + 1.3 (196.97 * 9 / 2485)^2]} = 0.776.$$

$k_{wb}$  viene assunto pari a 1.0.

La snellezza del pannello d'anima compresso vale:

$$\lambda_p = 0.932 \sqrt{[b_{eff,c,wb} d_{wb} f_{y,wb} / (E t_{wb}^2)]}$$

$$\text{dove: } d_{wb} = h_{wb} - 2 (t_{fb} + r_b) = 200 - 2 * (15 + 18) = 134$$

$$\Rightarrow \lambda_p = 0.932 \sqrt{[196.97 * 134 * 235 / (210000 * 9^2)]} = 0.563 < 0.72, \text{ e quindi: } \rho = 1.0.$$

Considerando che  $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1.05$ , si ha:

$$F_{Rd,2} = F_{c,wb,Rd} = 0.776 * 1.0 * 196.97 * 9 * 235 * 10^{-3} / 1.05 = 308 \text{ kN}$$

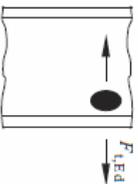
Il momento resistente di progetto è quindi:

$$M_{Rd,2} = F_{Rd,2} * z = 308 * 185 * 10^{-3} = 56.96 \text{ kNm}$$

Coefficiente di rigidezza:

$$k_2 = 0.7 b_{eff,c,wb} t_{wb} / h_{wb} = 0.7 * 196.97 * 9 / 134 = 9.261 \text{ mm}$$

**Componente 3:** anima della trave sollecitata a trazione trasversale (resistenza: §6.2.6.3).



La trave non è irrigidita; la resistenza di progetto a trazione trasversale è data da:

$$F_{c,wb,Rd} = \omega b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{y,wb} / \gamma_{M0}$$

dove:

$$\omega = \omega_1 = 1 / \sqrt{[1 + 1.3 (b_{eff,t,wb} t_{wb} / A_{Vb})^2]}$$

La larghezza efficace  $b_{\text{eff},t,wb}$  dell'anima della trave soggetta a trazione è uguale a quella dell'anima soggetta a compressione;  $b_{\text{eff},t,wb}$  e  $\omega$  assumono quindi valori invariati rispetto a quelli calcolati per la componente 2:  
 $F_{Rd,3} = F_{c,wb,Rd} = 0.776 \cdot 196.97 \cdot 9 \cdot 235 \cdot 10^{-3} / 1.05 = 308 \text{ kN}$

Il momento resistente di progetto è quindi:

$$M_{Rd,2} = F_{Rd,2} \cdot z = 308 \cdot 185 \cdot 10^{-3} = 56.96 \text{ kNm}$$

Coefficiente di rigidezza:

$$k_3 = 0.7 b_{\text{eff},c,wb} t_{wb} / h_{wb} = 0.7 \cdot 196.97 \cdot 9 / 134 = 9.261 \text{ mm}$$

**Riepilogo** del contributo dei singoli componenti a resistenza e rigidezza:

**1\***: pannello d'anima della trave sollecitato a taglio:

$$M_{Rd,1} = 53.47 \text{ kNm}, k_1 = 5.104 \text{ mm}$$

**2\***: anima della trave sollecitata a compressione trasversale:

$$M_{Rd,2} = 56.96 \text{ kNm}, k_2 = 9.261 \text{ mm}$$

**3\***: anima della trave sollecitata a trazione trasversale:

$$M_{Rd,3} = 56.96 \text{ kNm}, k_3 = 9.261 \text{ mm}$$

**19**: saldatura colonna - piastra

$$M_{Rd,19} = 90.14 \text{ kNm}, k_{19} = \infty$$

(\* componenti ignorate nel caso di ipotesi shear-type)

La **resistenza del giunto saldato, non irrigidito**, è governata dal pannello d'anima della trave sollecitato a taglio, cui corrisponde il minimo momento resistente:

$$M_{j,Rd} = 53.47 \text{ kNm}$$

(il valore ottenuto coincide con quello del giunto bullonato non irrigidito).

Classificazione del giunto in base alla resistenza

Il giunto è a parziale ripristino di resistenza. Infatti:

$$0.25 M_{pl,Rd} = 37.75 \leq M_{j,Rd} = 53.47 \leq M_{pl,Rd} = 143.79 \text{ kNm}$$

Classificazione del giunto in base alla rigidezza

La rigidezza del giunto vale:

$$S_{j,ini} = E z^2 / [\sum (1/k_i)] = 210000 \cdot 185^2 \cdot 10^{-6} / (1/5.104 + 1/9.261 + 1/9.261) = 17450 \text{ kNm/rad}$$

Il giunto è semi-rigido. Infatti:

$$2719 \leq S_{j,ini} = 17450 \leq 43496 \text{ kNm/rad}$$

Ai fini del diagramma di comportamento bilineare semplificato (vd. figura seguente), la rigidezza viene assunta pari a:

$$S_{j,ini}/\eta = 17450/2 = 8725 \text{ kNm/rad}$$

In definitiva, il giunto è classificabile come **semi-rigido** in base al valore di rigidezza e **a parziale ripristino** in base al valore di resistenza.

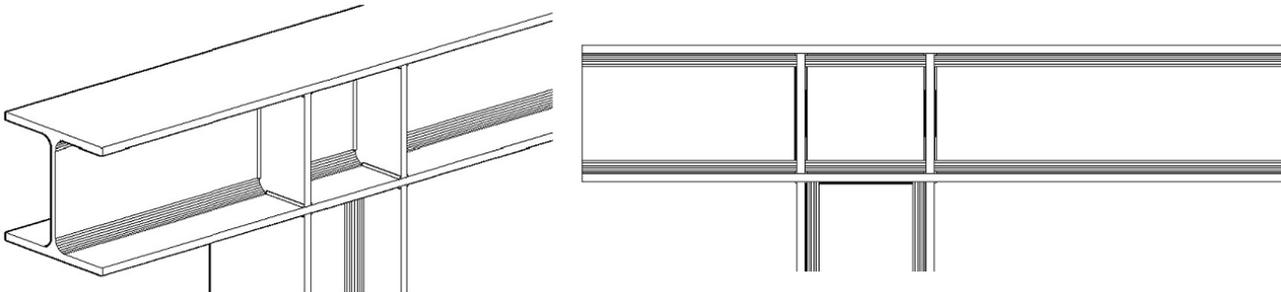
Per quanto riguarda la **capacità rotazionale**, secondo §6.4.3(2) per il collegamento saldato si può assumere che sia in grado di sviluppare una capacità rotazionale  $\Phi_{cd}$  di almeno 0.015 rad (15 mrad); tale valore viene considerato come riferimento generale per i giunti saldati; la massima rotazione possibile è comunque limitata dal valore dello spostamento ultimo del telaio, cioè del massimo spostamento orizzontale consentito ai nodi di sommità delle colonne, determinato dalla duttilità del telaio.

Per la **resistenza a taglio**, la resistenza dei cordoni d'anima sottoposti all'azione di taglio è già stata

calcolata per il giunto bullonato, e vale:

$$V_{V,Rd} = 209.46 \text{ kN}$$

In modo del tutto analogo a quanto già illustrato per il giunto bullonato, per aumentare il momento resistente del giunto è possibile rinforzare la trave con **irrigidimenti trasversali**.



L'unica componente da considerare è la n°1; come per il giunto bullonato irrigidito, il contributo delle componenti 2 e 3 non viene considerato in quanto la compressione e la trazione nell'anima della trave sono assorbite dagli irrigidimenti.

**Componente 1:** pannello d'anima della trave sollecitato a taglio (resistenza: §6.2.6.1).

Rispetto al caso senza irrigidimenti, la resistenza a taglio è caratterizzata da un contributo aggiuntivo (§6.2.6.1(4)) identico a quanto già calcolato per il giunto bullonato:

$$V_{wp,add,Rd} = 53 \text{ kN, e pertanto:}$$

$$V_{wp,Rd} = 289 + 53 = 342 \text{ kN}$$

Il momento resistente di progetto è quindi:

$$M_{Rd,1} = F_{Rd,1} * z = 342 * 185 * 10^{-3} = 63.27 \text{ kNm}$$

Coefficiente di rigidezza:

$$k_1 = \infty \text{ (cfr. prospetto 6.11, §6.3.2)}$$

La **resistenza del giunto saldato e irrigidito**, è ancora governata dal pannello d'anima della trave sollecitato a taglio, cui corrisponde il minimo momento resistente:

$$M_{j,Rd} = 63.27 \text{ kNm (+18% rispetto al giunto non irrigidito).}$$

Si tratta di un valore ancora a parziale ripristino di resistenza.

Per quanto riguarda la rigidezza, il giunto può essere considerato rigido (nel modello di calcolo del telaio non ci sono molle rotazionali).

Come per il giunto bullonato, per incrementare ulteriormente la resistenza si può prevedere, insieme alle nervature di irrigidimento nella trave, un'espansione dell'altezza della sezione per mezzo di due **mensole laterali**.

In modo analogo al giunto bullonato, si ha:

$$V_{wp,add,Rd} = 4 * 2.518 / (415 * 10^{-3}) = 24.27 \text{ kN, ma con:}$$

$$V_{wp,add,Rd} \leq (2 * 2.518 + 2 * 2.404) / (415 * 10^{-3}) = 23.72 \text{ kN, e pertanto:}$$

$$V_{wp,Rd} = 289 + 24 = 313 \text{ kN}$$

Il momento resistente di progetto è quindi:

$$M_{Rd,1} = F_{Rd,1} * z = 313 * 415 * 10^{-3} = 129.89 \text{ kNm}$$

valore, come già noto, molto vicino al completo ripristino ma ancora distante dalla condizione di

sovrarresistenza.

#### **F.4. IMPLEMENTAZIONE NEL SOFTWARE ACM**

Per la progettazione dei giunti per il telaio di cerchiatura, ACM adotta alcune ipotesi di lavoro.

Per quanto riguarda la **resistenza**:

- il giunto bullonato prevede sempre una fila di bulloni esterna ed una interna e quindi richiede il prolungamento; questa preimpostazione deriva dalla constatazione che in assenza della fila esterna il momento resistente sarebbe in generale troppo basso nei confronti dei requisiti richiesti dal comportamento antisismico;
- il giunto, bullonato o saldato, può prevedere o meno nervature di irrigidimento trasversali per l'anima della trave; è inoltre possibile espandere la sezione della colonna con due mensole laterali;
- se il giunto è a parziale ripristino di resistenza, i controlli sui momenti nel corso della costruzione della curva di capacità evidenzieranno il punto di plasticizzazione del giunto.

Se tale requisito non è ritenuto accettabile ai fini della verifica sismica (nei confronti della quale si richieda il completo ripristino o addirittura la sovrarresistenza), occorre riprogettare il giunto modificando le sezioni della colonna e della trave oppure altri parametri (ad es.: tipo di bulloni, spessore piastra, lunghezza delle mensole di espansione); l'analisi viene comunque svolta, ma la condizione di sovrarresistenza sarà evidenziata nei risultati dell'elaborazione.

Per la **rigidezza**:

il giunto viene classificato in base alla rigidezza: se risulta semi-rigido, la rigidezza rotazionale viene considerata nell'ambito dello schema statico del telaio attraverso l'inserimento di una molla rotazionale in corrispondenza della sezione terminale della colonna.

Nell'input e nelle elaborazioni di calcolo, non sono previsti irrigidimenti con piastra d'anima supplementare (intervento alternativo alle nervature trasversali) o diagonali (soluzione che può creare problemi di realizzazione nel caso dei giunti bullonati).

Come già illustrato nell'introduzione, alcune configurazioni strutturali di telai di cerchiatura non sono inclusi nella casistica di giunti classificati da ACM:

- telai in acciaio con colonna e/o trave non avente sezione HE o IPE;
- telai misti in acciaio e c.a.;
- telai in c.a.;
- per murature con grande spessore dove la cerchiatura prevede più telai uguali tra loro affiancati: il collegamento colonna/trave viene studiato facendo riferimento al singolo telaio; è necessario che il numero di colonne affiancate sia uguale al numero di travi affiancate.

Nei casi non inclusi nella classificazione automatica, il comportamento del giunto può essere considerato rigido e a completo ripristino della resistenza; è ovviamente opportuna una verifica a parte sulla soluzione strutturale adottata per il nodo. ACM consente comunque l'inserimento diretto in input di rigidezza iniziale e momento resistente del giunto.

Questo per quanto riguarda il giunto di sommità della colonna. Per il giunto di base, ACM consente le seguenti specifiche:

- è possibile assegnare gli stessi valori di rigidezza e resistenza del giunto di sommità (ciò corrisponde al caso in cui la colonna sia collegata al traverso inferiore con identiche modalità con cui viene collegata alla

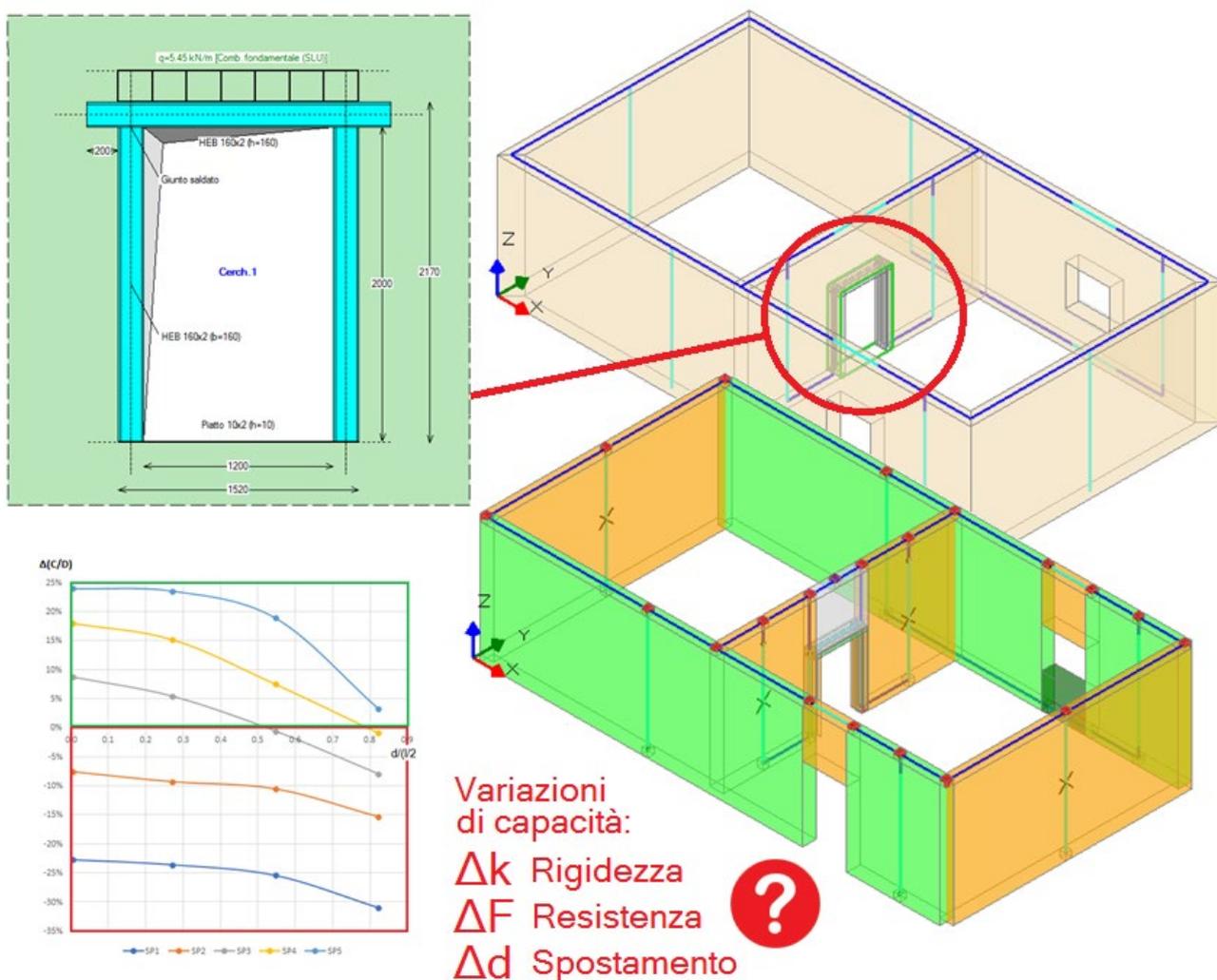
trave);

- in alternativa, si possono specificare direttamente rigidezza e/o resistenza, o qualificare il giunto di base come rigido e/o a completo ripristino, oppure a cerniera.

**TELAI DI CERCHIATURA E INTERVENTI LOCALI:  
VARIAZIONI DI RESISTENZA E DI CAPACITA' DI SPOSTAMENTO**

*Autori: Francesco Pugi\*, Alessio Francioso\*, \* Ricerca e Sviluppo di AEDES Software*  
[Articolo pubblicato su Ingegno \(20.09.2021\)](#)

• I progetti strutturali che prevedono la trasformazione di pareti in muratura, con nuove aperture o modifica di quelle esistenti, frequentemente con realizzazione di telai di cerchiatura, possono essere inquadrati nell'ambito degli interventi locali purché sia soddisfatta una serie di requisiti, fra cui le limitazioni sulle variazioni di rigidezza, resistenza e capacità di spostamento. Qualora infatti tali variazioni comportino significative modifiche sul comportamento strutturale globale dell'organismo edilizio, diviene indispensabile la valutazione di sicurezza dell'edificio nella sua globalità.



• I limiti sulle variazioni di rigidezza, resistenza e capacità di spostamento che permettono di considerare come 'locali' gli interventi sulle pareti murarie non sono definiti dalla Normativa Tecnica nazionale; alcune indicazioni specifiche sono disponibili in documenti emanati a livello regionale. Gli orientamenti della Regione Toscana pubblicati nel 2010 quantificano in +/-15% il limite sulla variazione di rigidezza che

identifica come 'locale' l'intervento su di una parete muraria. Non risultano invece attualmente disponibili indicazioni specifiche sui limiti di variazione di resistenza e capacità di deformazione.

• **L'indagine proposta nel presente documento mira a quantificare il limite per la variazione di resistenza, attraverso studi sul comportamento non lineare, dove restano incluse anche considerazioni relative alla capacità di spostamento.** Diviene in tal modo possibile calibrare l'intervento al fine di garantire che nella struttura nel suo insieme non si producano riduzioni dei livelli di sicurezza preesistenti né modifiche significative di rigidezza, resistenza e capacità di deformazione.

## **INTERVENTI LOCALI SULLE PARETI IN MURATURA: DIAGRAMMA DI FLUSSO**

Gli interventi locali sulle pareti in muratura con realizzazione di telai di cerchiatura sono stati considerati in modo esplicito dalla Normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica fin dal D.M. 16.1.1996; l'Ordinanza 3274 del 2003 con successive modifiche e integrazioni ha ripreso l'argomento introducendo il riferimento alla necessità di telai con adeguate rigidezza e resistenza.

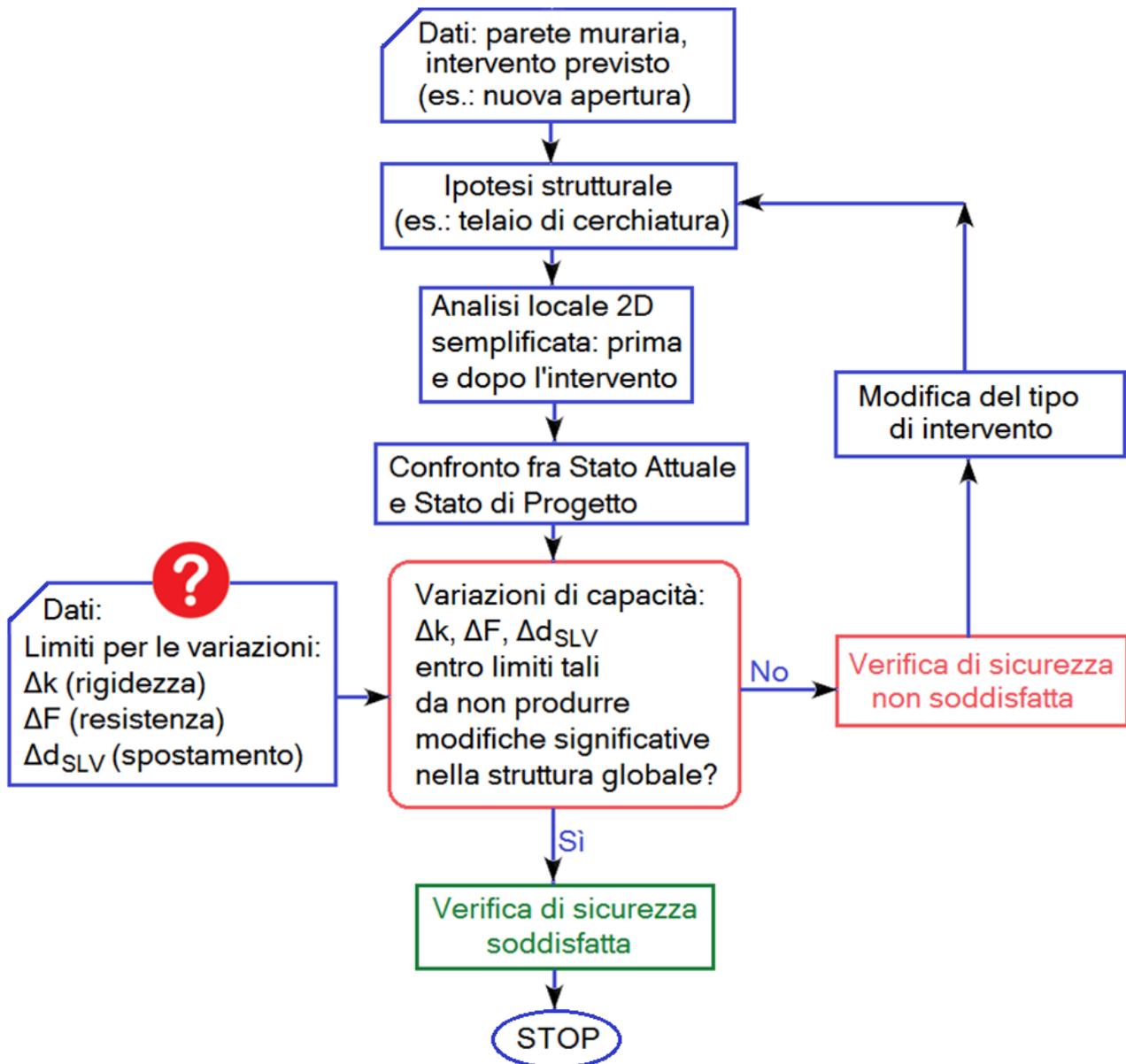
Una trattazione più organica di queste tipologie di intervento è stata introdotta dal D.M. 14.1.2008 con relativa Circolare 617 del 2.2.2009, e successivamente perfezionata dal D.M. 14.1.2018 con corrispondente Circolare 7 del 21.1.2019 (in Appendice A si riassumono i principali contenuti normativi).

Secondo il DM 2008, per un intervento di apertura sulla parete muraria, si deve dimostrare che la rigidezza dell'elemento variato non cambia significativamente e che la resistenza e la capacità di deformazione, anche in campo plastico, non peggiorino ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali.

Il DM 2018 mantiene sostanzialmente l'impostazione del Decreto precedente, ma richiede la dimostrazione che l'insieme degli interventi non modifichi significativamente rigidezza, resistenza nei confronti delle azioni orizzontali e capacità di deformazione della struttura.

**Il DM 2018 estende il concetto di 'non peggioramento' a quello di 'modifiche non significative' e in §8.4 richiede che gli interventi locali *non riducano* le condizioni di sicurezza preesistenti** (il DM 2008 richiedeva il *miglioramento* delle condizioni di sicurezza preesistenti).

## INTERVENTO LOCALE: ANALISI CON MODELLO SEMPLIFICATO 2D



**Fig. 1.** Diagramma di flusso dell'analisi di un intervento locale con modello semplificato 2D

Focalizzando quindi l'attenzione sugli effetti globali di un intervento locale, sarà possibile calibrare la progettazione locale dell'intervento in modo che non vi siano modifiche significative sul comportamento globale, o più precisamente: che le condizioni di sicurezza globali non si riducano per effetto dell'intervento. **Identificando la sicurezza dell'edificio col rapporto fra capacità e domanda, occorrerà quindi comparare le variazioni di rigidezza, resistenza e capacità di spostamento, rilevate localmente, con i corrispondenti effetti sulla struttura globale, definendo in tal modo un criterio di valutazione quantitativo dei limiti di variazione dei parametri meccanici tali da garantire che la progettazione locale sia corretta.**

In fig. 1 è riportato il diagramma di flusso dell'analisi di un intervento locale con progettazione semplificata in ambiente 2D. I limiti su rigidezza, resistenza e spostamento costituiscono dati in input, con i quali devono

essere confrontati i risultati dell'analisi: lo scopo della presente Ricerca è definire questi dati.

## INTERVENTO CON CERCHIATURA: LIMITE SULLA VARIAZIONE DI RIGIDEZZA

L'intervento locale su di una parete in muratura determina variazioni sui parametri meccanici che ne caratterizzano il comportamento strutturale: rigidezza, resistenza e capacità di deformazione [1]. Si consideri anzitutto la rigidezza. Fin da quando gli interventi locali sono stati sottoposti a valutazione di sicurezza, il confronto della rigidezza fra stato di fatto e stato di progetto ha guidato il dimensionamento progettuale. Per garantire ad apertura effettuata il ripristino della funzionalità strutturale della parete muraria rispetto alla configurazione precedente, è possibile perseguire l'equivalenza meccanica fra telaio inserito e muratura rimossa attraverso il confronto sulla rigidezza alla traslazione orizzontale. Tuttavia, **il confronto fra rigidezza del telaio di cerchiatura e pannello murario rimosso costituisce un reale indice di sicurezza solo se è garantita una perfetta connessione tra muratura e telaio.**

**A causa dell'incertezza sulla perfetta connessione telaio/muratura**, dovuta all'eterogeneità dei materiali e alla complessa quantificazione delle capacità degli ancoraggi, **il confronto di rigidezza fra Stato Attuale e Stato di Progetto viene esteso all'intera parete oggetto di intervento**, dove maschi murari e telaio di cerchiatura vengono considerati collaboranti in parallelo.

Per 'parete' si intende il solido murario bidimensionale delimitato:

- nel proprio piano: dalle pareti murarie ad esso ortogonali,
- superiormente ed inferiormente: dagli orizzontamenti dell'edificio.

Nel 2010 la Normativa tecnica della Regione Toscana ha introdotto una quantificazione della variazione di rigidezza, assunta in seguito come riferimento anche da altre Regioni.

Si è evidenziato che ai fini del dimensionamento degli elementi e della parete nel suo stato di progetto, **la rigidezza dell'elemento variato (parete) non deve cambiare significativamente rispetto allo stato preesistente ( $\pm 15\%$ ).**

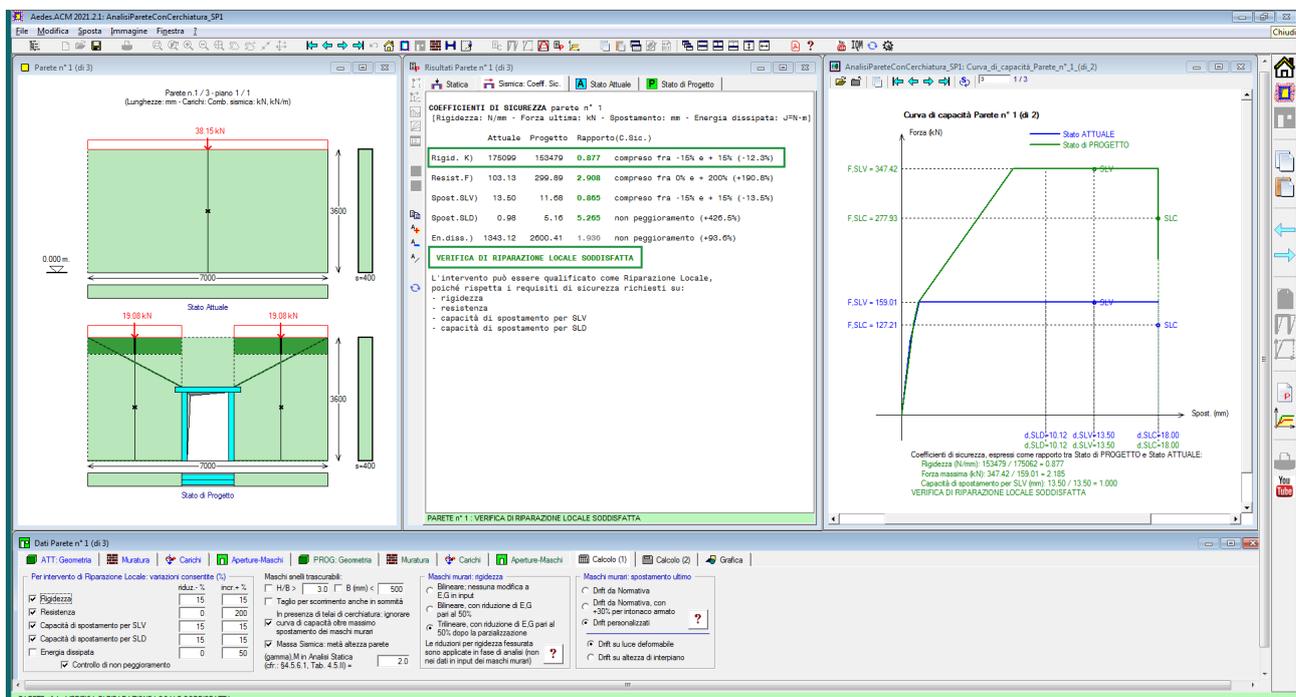


Fig. 2. Esempio di verifica di rigidezza soddisfatta

Il limite  $\pm 15\%$  sulla variazione di rigidità corrisponde quindi ad una valutazione locale di sicurezza volta ad assicurare una modifica non sostanziale della struttura nel suo insieme. Questo controllo viene eseguito sul modello locale, cioè un modello 2D coincidente con la parete oggetto di intervento posta al proprio interpiano, sottoposta ai carichi trasmessi dai solai su di essa impostati e dai piani sovrastanti. Assunta tale limitazione, dal punto di vista della verifica di rigidità non è in generale necessaria la valutazione del comportamento strutturale globale in un modello 3D.

Sulle variazioni di resistenza e di capacità di deformazione, gli Orientamenti della Regione Toscana, datati 2010, si conformano al DM 2008 e indicano il requisito del 'non peggioramento'.

Secondo le prescrizioni del DM 2018, per la progettazione locale si evidenzia la necessità di quantificare la modifica 'non significativa' su resistenza e capacità di deformazione, fino ad ora non esplicitata da documenti normativi, tale da garantire che le condizioni di sicurezza globali non si riducano.

A tal fine, diviene indispensabile studiare il comportamento della parete oggetto di intervento (modello 2D di interpiano) in relazione all'organismo murario nel suo insieme (modello 3D del piano completo) per comprendere quali siano i limiti accettabili per le variazioni dei parametri meccanici nel modello locale 2D <sup>(1)</sup>.

<sup>(1)</sup> Si rende opportuna un'osservazione sul metodo di analisi del comportamento sismico delle strutture in muratura. Fare riferimento a 'rigidità, resistenza e capacità di deformazione anche in campo plastico' significa considerare il modello non lineare, tipico dell'analisi pushover. Peraltro, la progettazione delle pareti murarie oggetto di intervento con modelli 2D si svolge normalmente costruendo le due curve di capacità allo Stato Attuale e allo Stato di Progetto e confrontandole fra loro per valutare le modifiche di progetto. Fra i diversi tipi di analisi delle strutture in muratura è in alternativa prevista l'analisi lineare dinamica modale (§C8.7.1.3.1): "(...) *La verifica della risposta globale di costruzioni esistenti in muratura allo stato limite ultimo può essere eseguita con i metodi dell'analisi lineare o non lineare (...)*".

In analisi lineare dinamica modale la resistenza di una singola parete non incide sulle sollecitazioni sismiche che investono le altre pareti: pertanto, dal punto di vista della variazione di resistenza l'intervento locale risulta ininfluente sulla risposta globale, ed è sufficiente assicurare che la resistenza localmente non peggiori.

Facendo invece riferimento ad un'analisi non lineare, più appropriata per le costruzioni in muratura, la verifica globale dipende dalle capacità in termini di resistenza e di spostamento delle singole pareti in modo correlato: sul risultato finale infatti influisce la sequenza delle crisi progressive; la capacità della struttura viene relazionata alla domanda attraverso una bilineare, ricavata dalla curva pushover, la cui costruzione chiama in causa capacità in termini di resistenza e di spostamento. Poiché tuttavia l'intervento locale consiste nella valutazione della sicurezza sulla sola parete interessata, affinché ciò sia appropriato, evitando l'analisi pushover globale dell'organismo murario, è necessario definire i limiti entro cui le variazioni della resistenza e della capacità di spostamento, valutate sulla singola parete, non influiscono in modo sostanziale sul resto della struttura ossia non ne riducano le condizioni di sicurezza.

## **EFFETTI GLOBALI DI UN INTERVENTO LOCALE**

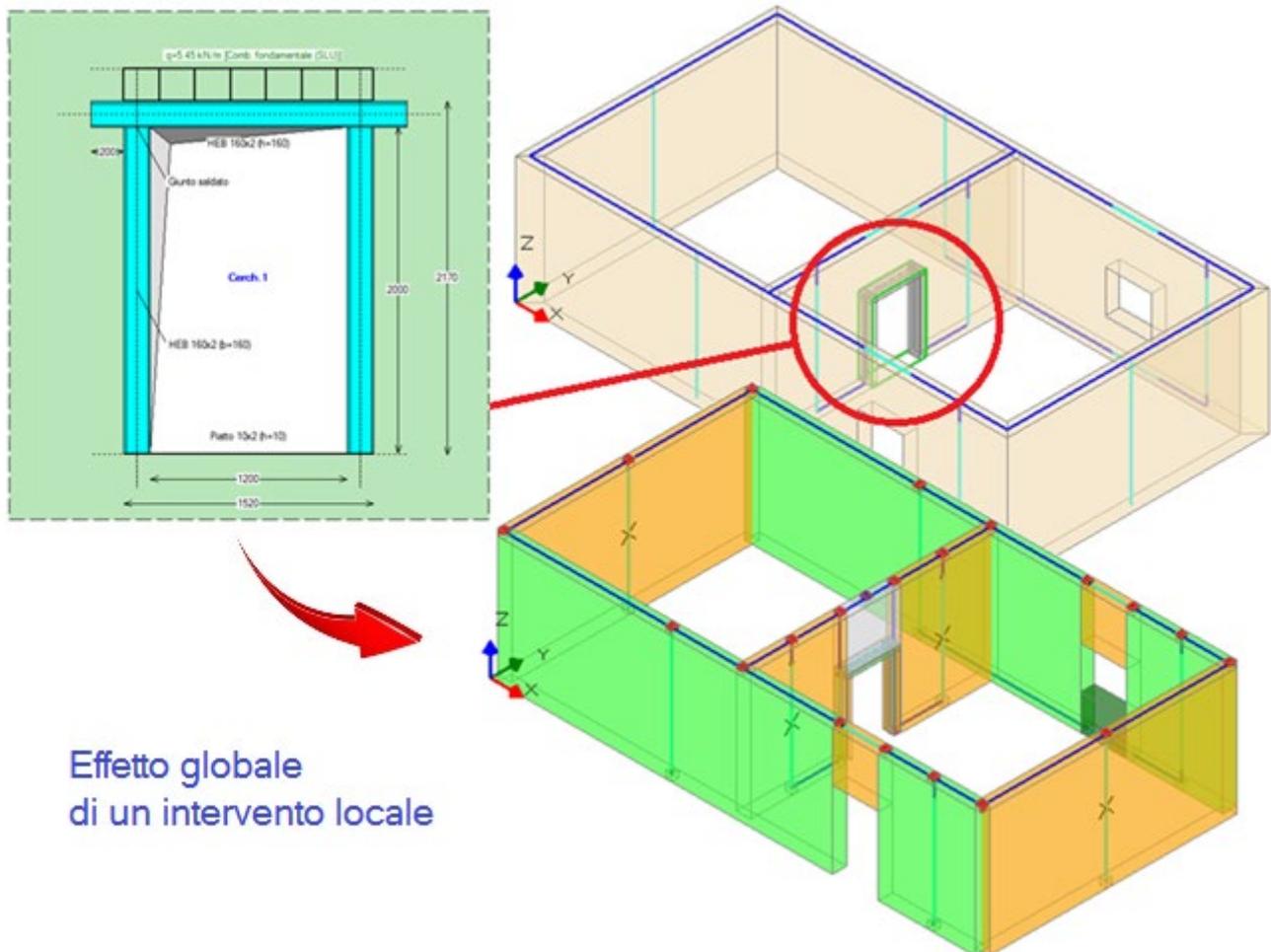
In un organismo murario tridimensionale (rappresentato da un modello 3D), un aspetto fondamentale riguarda il **comportamento degli orizzontamenti in relazione alla ripartizione delle azioni sismiche fra le pareti**. Seguendo le indicazioni normative (DM 2018, §7.2.6) un solaio può essere considerato rigido se realizzato in calcestruzzo armato oppure in laterocemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm. di spessore, o in struttura mista con soletta in c.a. di almeno 50 mm. di spessore collegata agli elementi strutturali in acciaio o in legno da connettori in acciaio opportunamente dimensionati.

Per gli edifici esistenti (§C8.7.1): "(...) *Nel caso di solai infinitamente rigidi e ben collegati alle pareti d'ambito è consentita la ripartizione delle azioni orizzontali in base alla capacità di resistenza, alla rigidità e alla posizione in pianta delle varie pareti.*

*Nel caso di solai di rigidità trascurabile ciascuna parete può essere verificata per le azioni che le competono direttamente per aree di influenza dei solai a essa vincolati, tenendo conto, sempre per area di influenza, di quelle ad essa trasmesse dalle pareti investite ortogonalmente al proprio piano.*

*Nella situazione intermedia tra questi due casi limite, ovvero in presenza di solai con rigidità finita, la*

*risposta può essere ottenuta inserendo nel modello della costruzione le caratteristiche meccaniche di ciascun solaio orizzontale, ove ragionevolmente identificabili (...). In via approssimata e in alternativa alla modellazione esplicita dei diaframmi, sulla base di opportune considerazioni è possibile riferirsi ai casi limite di analisi con solai infinitamente rigidi e analisi per singole pareti. (...)"*



**Fig. 3.** Effetto globale di un intervento locale

Nel caso di solai deformabili, quindi, il modello locale 2D della parete oggetto d'intervento appare esaustivo: data la scarsa collaborazione con le altre pareti, le variazioni su rigidezza, resistenza e capacità di deformazione potranno essere considerate non influenti sul comportamento d'insieme della struttura<sup>(2)</sup>. Eseguito quindi il controllo sulla variazione di rigidezza contenuta entro il 15%, considerato in ogni caso a vantaggio di sicurezza, ed accertato il 'non peggioramento' locale della parete per resistenza e capacità di deformazione, il progetto dell'intervento locale può considerarsi completato.

<sup>(2)</sup> E' opportuno osservare che negli edifici reali, anche in presenza di solai deformabili, si generano interazioni fra le pareti a causa degli ammorsamenti verticali fra le stesse: se la 'scatola' muraria è ben connessa, al di là della rigidezza del solaio, le pareti sono tra loro collaboranti. In via approssimativa, e visto che comunque il risultato del progetto di confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto si esplica in un giudizio 'relativo' di miglioramento e non 'assoluto' di capacità, in assenza di solai rigidi viene in generale per semplicità seguita la via del solo modello 2D.

**Nel caso di solai rigidi (schematizzati come infinitamente o parzialmente rigidi), lo studio del modello 3D è imprescindibile** per definire i limiti di variazione di resistenza e capacità deformativa che identificano come 'locale' l'intervento della parete, convalidando in tal modo l'analisi col modello 2D.

Lo studio, di tipo parametrico, viene condotto ipotizzando per la parete diverse posizioni in pianta: la rigidità del solaio determina infatti interazioni di tipo torsionale che incidono sul sovraccarico sismico di alcune pareti rispetto ad altre, in relazione alla posizione geometrica reciproca. L'idea di base consiste nell'ipotizzare che il miglioramento corrispondente ad una posizione 'baricentrica' della parete possa vanificarsi quando una parete con le medesime caratteristiche meccaniche viene a trovarsi in una posizione 'eccentrica'.

## **ANALISI PARAMETRICA DEGLI EFFETTI GLOBALI DI UN INTERVENTO LOCALE**

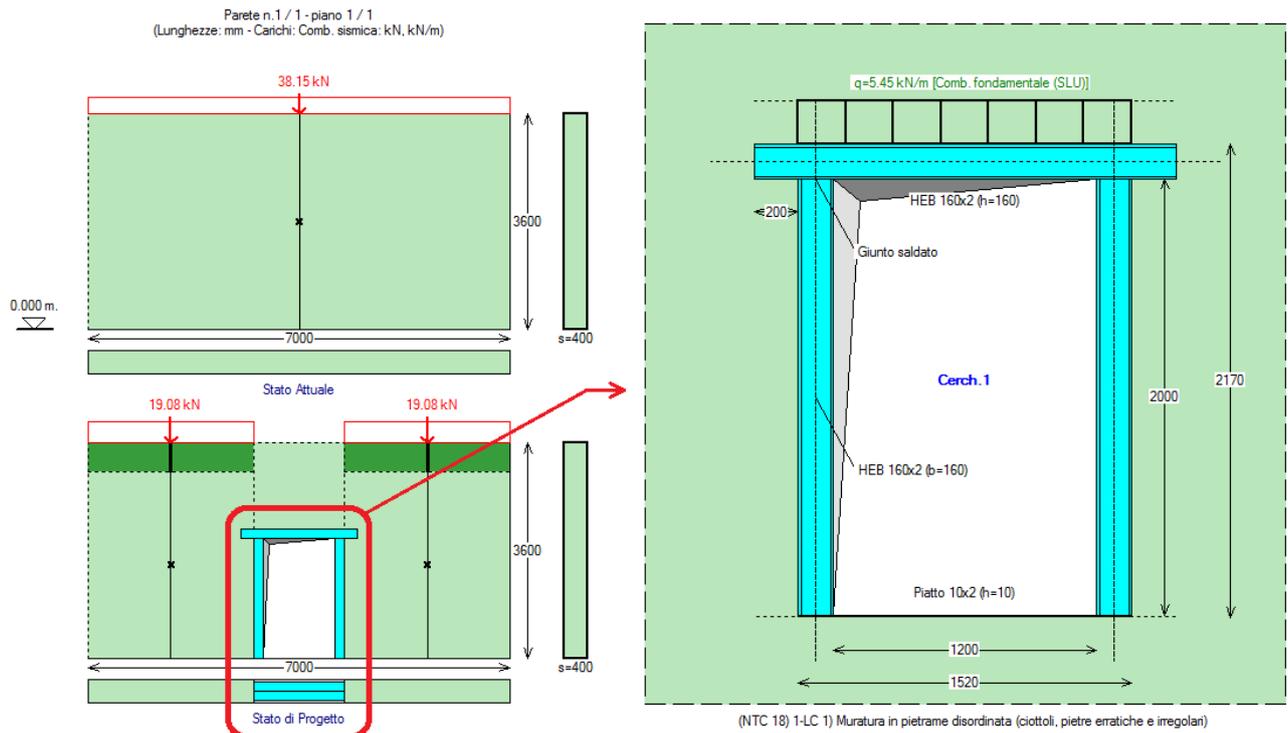
Si consideri una parete muraria piena sottoposta a un intervento locale con realizzazione di una nuova apertura per la quale si prevede il posizionamento di un telaio di cerchiatura; l'analisi viene condotta con un modello 2D in un ambiente software dedicato: Aedes.ACM [2].

Le dimensioni della parete sono: 7.00 (base) x 3.60 (altezza) x 0.40 (spessore) m.; la muratura è in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari), con livello di conoscenza LC1 ( $F_c=1.35$ ) e caratterizzata dai seguenti parametri meccanici:  $f_m=1.00$  N/mm<sup>2</sup>,  $\tau_0=0.018$  N/mm<sup>2</sup>,  $E=870$  N/mm<sup>2</sup>,  $G=290$  N/mm<sup>2</sup>, peso specifico 19 kN/m<sup>3</sup>. Il carico complessivo applicato sulla sommità è pari a 38.15 kN (corrispondente al carico verticale agente nella combinazione sismica).

L'apertura è prevista in posizione centrale ed ha luce netta: 1.20 (larghezza) x 2.00 (altezza) m. Allo Stato di Progetto si prevede la compensazione dell'indebolimento introdotto nella parete attraverso un telaio di cerchiatura, con due montanti ciascuno composto da due HEB160 affiancati, ognuno orientato nel piano della parete secondo l'inerzia maggiore, e da un'architrave composta dalla stessa coppia di profili, due HEB160 affiancati (fig. 4).

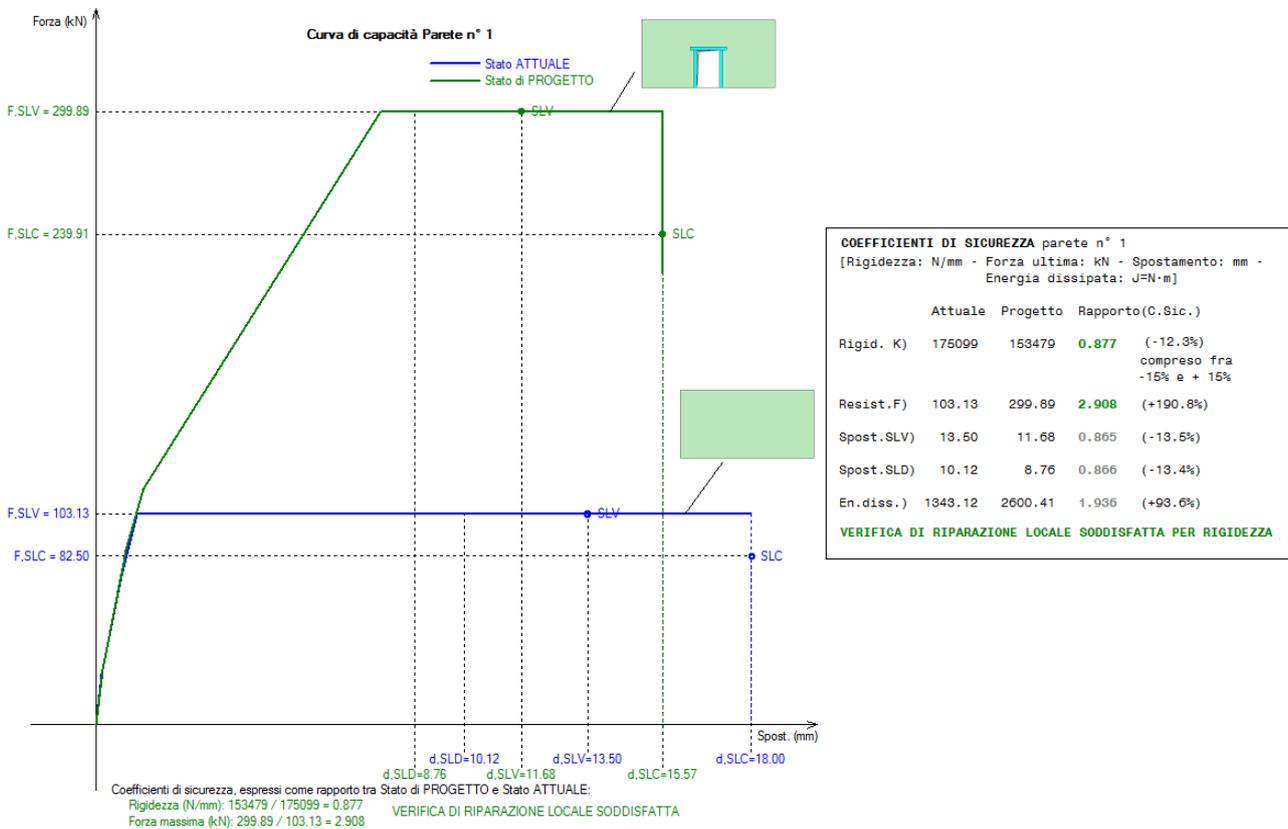
L'analisi viene eseguita ipotizzando un comportamento shear-type del traverso del telaio (ossia, con rotazione del nodo montante-architrave impedita), garantito dall'ammorsamento dell'architrave nella muratura (200 mm.).

In sommità ai montanti il giunto, di tipo saldato, per l'accoppiamento del singolo montante con la singola architrave, entrambi HEB160, è un giunto rigido con momento resistente 55.23 kNm (inferiore al momento resistente del montante, pari a 79.23 kNm), e quindi complessivamente 110.46 kNm (giunto rigido a parziale ripristino di resistenza). Alla base si adotta un giunto con i medesimi parametri di rigidezza e resistenza.



**Fig. 4.** Parete oggetto di intervento locale con nuova apertura e telaio di cerchiatura (modello 2D)

In fig. 5 sono riportate le curve di capacità corrispondenti ai due Stati Attuale e di Progetto ed i risultati in formato numerico.



**Fig. 5.** Risultati dell'analisi locale della parete su modello 2D

L'intervento rispetta i requisiti di sicurezza richiesti sulla rigidezza: variazione entro i limiti di +/-15%. Per la resistenza e la capacità di deformazione si deve stabilire se le corrispondenti variazioni: +190.8% per la resistenza e -13.5% per lo spostamento allo stato limite ultimo SLV, siano accettabili ai fini di non introdurre modifiche significative sul comportamento della struttura muraria a cui la parete appartiene.

**L'indagine sugli effetti dell'intervento nel modello globale viene condotta mediante un'analisi parametrica volta a determinare la relazione fra la posizione in pianta della parete e le conseguenti variazioni sulla capacità della struttura.** Determinata tale relazione, nel progetto personale di una parete sarà possibile farvi riferimento attraverso il legame fra posizione della parete e corrispondenti limiti sulle variazioni di resistenza e capacità di spostamento che possono essere considerati in un'analisi 2D.

L'organismo strutturale 3D dove la parete è inserita viene valutato in un software specifico per modellazione e calcolo di strutture in muratura: Aedes.PCM [3].

Lo schema della struttura si considera monopiano (nel caso di edificio pluripiano può considerarsi corrispondente all'interpiano dell'edificio dove si esegue l'intervento) ed è costituito da una muratura perimetrale di materiale e spessori omogenei (muratura in pietrame disordinata, con pareti di spessore 40 cm.), a pianta rettangolare di dimensioni 7.40 x 13.90 m., con altezza di piano 3.60 m, ed una parete in posizione intermedia parallela al lato minore della pianta, anch'essa di spessore 40 cm.: è questa la parete oggetto di intervento (fig. 6).

La posizione in pianta della parete viene definita dall'eccentricità rispetto al baricentro delle masse  $G^{(3)}$ , pari alla distanza di  $G$  dall'asse della parete misurata in direzione orizzontale.

Per quanto osservato in precedenza, l'orizzontamento viene ipotizzato rigido.

<sup>(3)</sup> Frequentemente gli interventi locali sono praticati in organismi edilizi complessi (ad esempio, edifici con appartamenti affiancati e più proprietari), costruiti in tempi antecedenti l'obbligo del deposito dei disegni di progetto: in tali casi può essere difficile reperire informazioni dettagliate su zone non ispezionabili ed un modello complessivo delle strutture resistenti può essere solo ipotizzato in modo più o meno attendibile (ad esempio, per la pianta si può fare riferimento a disegni di mappe catastali).

In tali casi, per le applicazioni pratiche della metodologia esposta nel presente documento, la posizione in pianta della parete oggetto di intervento può essere definita dall'eccentricità rispetto al presunto centro geometrico  $C$  delle aree murarie resistenti. La distanza fra i due punti  $G$  e  $C$  è in generale piccola e la procedura illustrata si può considerare ugualmente applicabile.

Sulla parete insiste un solaio, con orditura bidirezionale prevalente nella direzione parallela alla parete, caratterizzato dai seguenti carichi di superficie ( $kN/m^2$ ): permanente: 2.45, permanente non strutturale 1.50, variabile: 2.00 (copertura praticabile)<sup>(4)</sup>. Per mantenere il più possibile confrontabili le due procedure 2D e 3D, anche in PCM l'intero carico applicato sulla parete oggetto di intervento viene attribuito ai maschi murari.

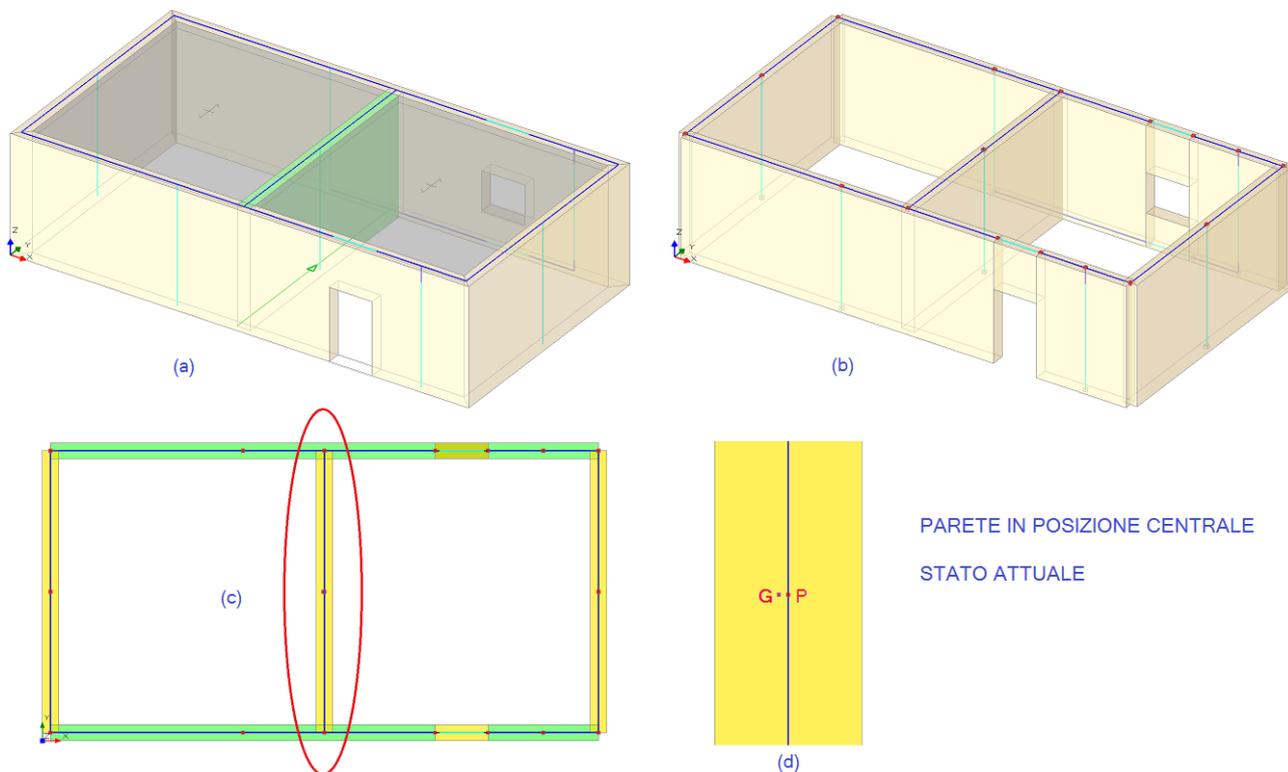
<sup>(4)</sup> Con tale orditura del solaio, lo spostamento della parete intermedia dalla posizione baricentrica in pianta verso posizioni eccentriche non comporta modifiche sostanziali del carico trasmesso dal solaio alla parete; ciò nell'ottica di studiare in modo specifico il confronto fra geometrie con varie posizioni della parete riducendo il più possibile l'influenza della variazione di altri parametri, quali i carichi.

La fig. 3 mostra il primo modello dell'organismo murario, con schema architettonico (a) e strutturale (b); (c) indica la parete oggetto di intervento, in posizione geometrica centrale. In questo caso, l'asse della parete coincide quasi con il baricentro ( $P \cong G$ ): la distanza fra i due punti è 0.026 m (d) <sup>(5)</sup>.

<sup>(5)</sup> La pianta dell'organismo strutturale dell'esempio è costituita da un numero minimo di pareti necessarie per definire un perimetro murario e un muro interno. In tale situazione è evidente che l'intervento sulla parete interna ha una

influenza rilevante sulla struttura nel suo insieme. In configurazioni più articolate, con un maggior numero di pareti resistenti e con sviluppo multipiano, l'influenza sulla struttura da parte dell'intervento su una singola parete di interpiano può ridursi in modo significativo e quindi divengono accettabili variazioni locali di resistenza più elevate. Pertanto, per strutture più complesse le considerazioni che derivano dallo studio dell'esempio costituiscono un riferimento a favore di sicurezza.

D'altra parte si deve considerare che il materiale murario della struttura di esempio è di scarsa qualità e nei casi di murature con parametri meccanici migliori (ad esempio, pietrame ben organizzato o mattoni pieni) l'incremento locale di resistenza dovuto al telaio di cerchiatura tende ad essere minore e quindi meno influente per quanto riguarda gli effetti dell'intervento sulla struttura complessiva. In altre parole, i casi di muratura peggiore sono quelli che mostrano maggiore sensibilità nei confronti degli interventi di consolidamento, ed è quindi in tali casi che la limitazione locale sulle variazioni di resistenza e di capacità di spostamento assume maggiore rilevanza e deve essere oggetto di particolare attenzione da parte del Progettista.

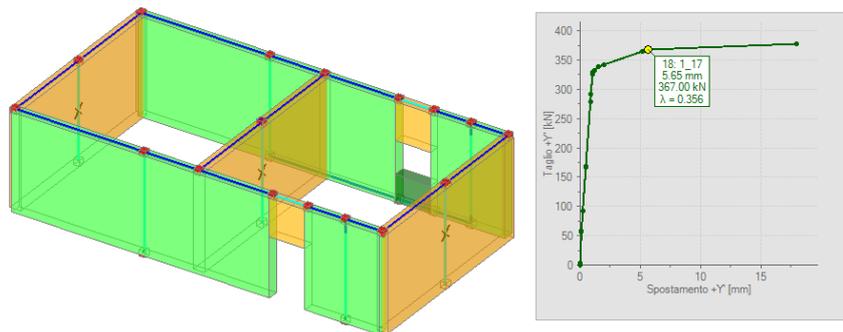
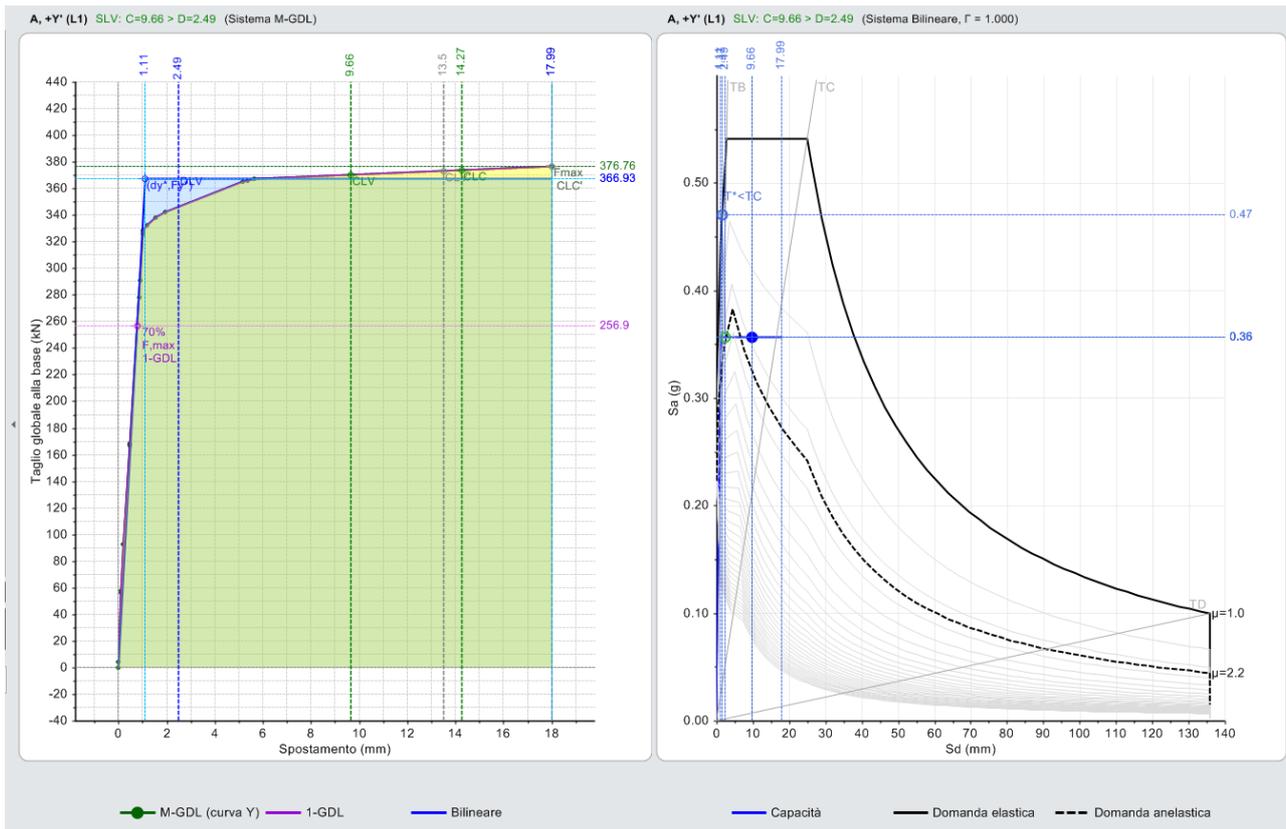


**Fig. 6.** Stato Attuale, parete oggetto di intervento in posizione centrale (modello 3D)

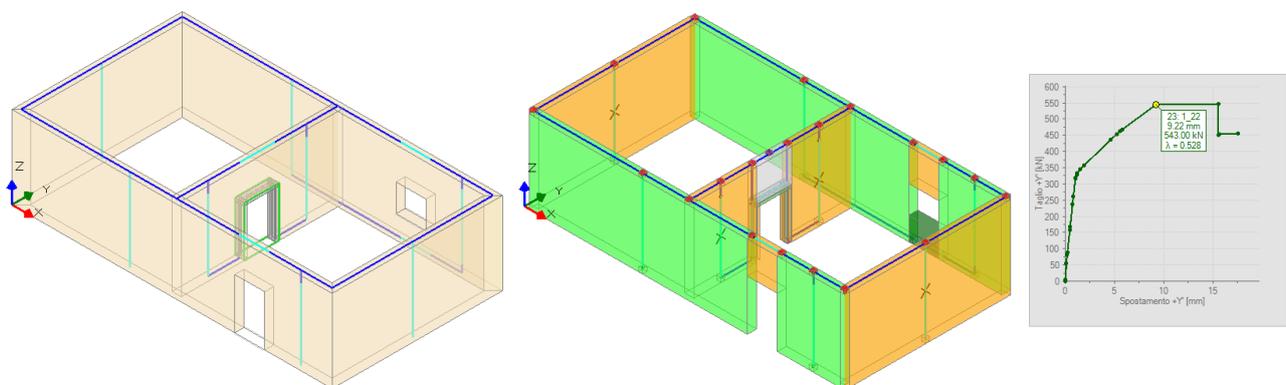
I risultati dell'analisi globale per lo Stato Attuale sono illustrati in fig. 7.

La forza massima è 367 kN, per lo spostamento a SLV la capacità è 9.66 mm e la domanda è 2.49 mm. Il rapporto C/D fra Capacità e Domanda risulta quindi pari a 3.880, ed è questo il parametro che viene assunto come riferimento per confrontare gli Stati di Progetto con lo Stato Attuale: qualora C/D non diminuisca passando dallo stato di fatto al progetto, la sicurezza preesistente dell'edificio non sarà ridotta e verranno rispettate le prescrizioni normative relative agli interventi locali (§8.4, DM 2018).

La fig. 8 si riferisce ai modelli architettonico e strutturale dello Stato di Progetto, conforme alla configurazione già presentata per il modello 2D.

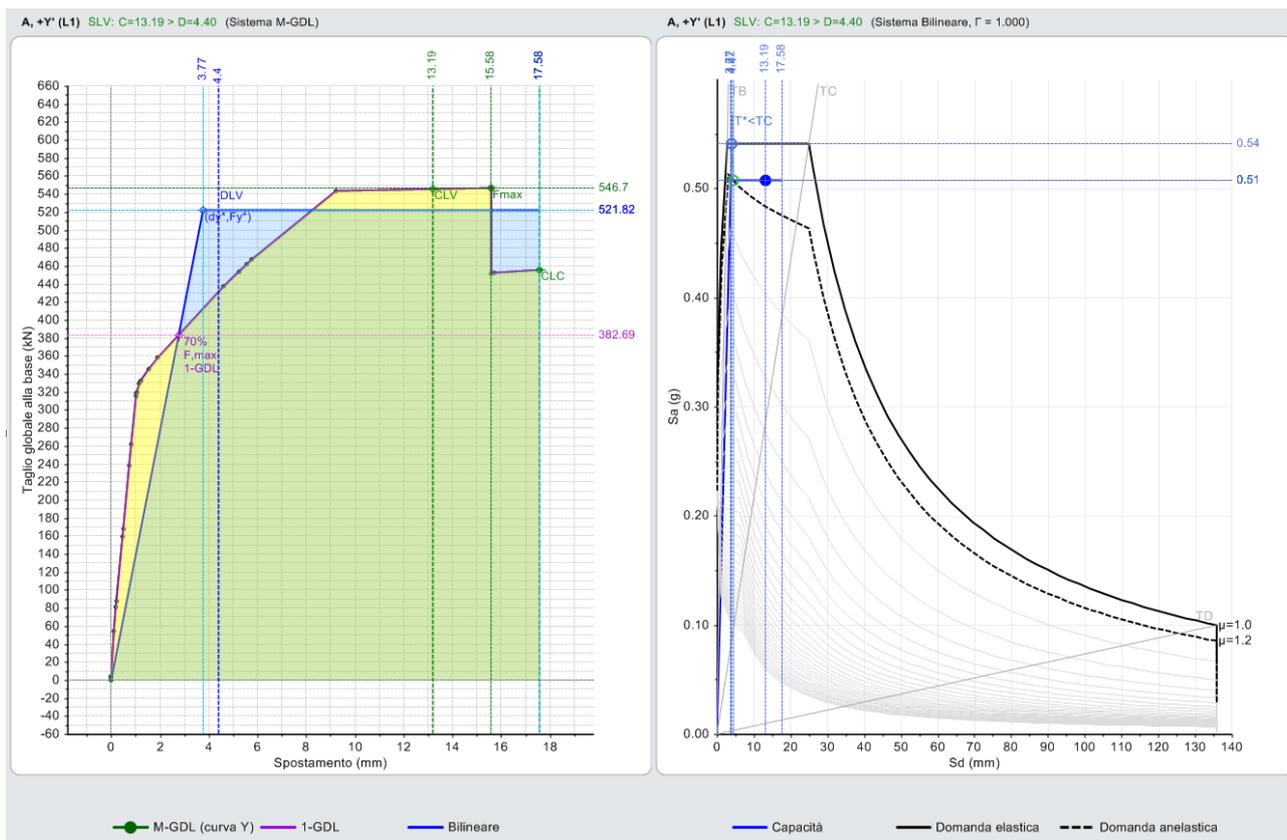


**Fig. 7.** Stato Attuale. Risultati dell'analisi: curva di capacità nei piani Taglio-Spostamento e ADRS



**Fig. 8.** Stato di Progetto: modello architettonico e strutturale, con curva di capacità

La curva di capacità dello Stato di Progetto è riportata in fig. 9.



**Fig. 9.** Stato di Progetto: curva di capacità

I risultati per lo Stato di Progetto sono i seguenti:

forza massima: 543 kN, capacità di spostamento allo SLV: 13.19 mm, domanda di spostamento per SLV: 4.40 mm, rapporto Capacità/Domanda C/D: 2.998.

Confrontando questi risultati con quelli dello Stato Attuale, si rileva che, per effetto del telaio:

- la forza massima aumenta, passando da 367 a 543 kN (+47.96%);
- la capacità di spostamento allo stato limite SLV aumenta da 9.66 mm a 13.19 mm (+36.54%);
- la domanda di spostamento per SLV aumenta da 2.49 a 4.40 mm (+76.71%);
- il rapporto C/D diminuisce da 3.880 a 2.998 (-22.73%).

Si osserva quindi che **l'inserimento del telaio determina un aumento di capacità sia in termini di forza che di spostamento, ma contemporaneamente anche la domanda di spostamento aumenta, e in misura maggiore rispetto alla capacità: ne deriva un valore più sfavorevole del rapporto C/D; l'intervento comporta pertanto una riduzione delle condizioni di sicurezza preesistenti:** la verifica non è soddisfatta.

Il comportamento descritto si comprende bene confrontando il grafico della curva in fig. 9 con la fig. 7: l'aumento di resistenza è evidente, ma mentre nello Stato Attuale la plasticizzazione di tutti i maschi corrisponde al raggiungimento della forza massima, con un diagramma quasi bilineare, invece nello Stato di Progetto quando i maschi si plasticizzano il telaio resiste ancora, e incrementando gli spostamenti la rigidità diminuisce, con appiattimento della curva, finché viene raggiunta la forza massima.

Si ricorda che la rigidità elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari al 70% del taglio massimo, mentre il tratto orizzontale della curva bilineare si ottiene con l'uguaglianza delle aree.

Nello Stato di Progetto, per il sistema bilineare equivalente alla diminuzione della rigidità  $k^*$  corrisponde

un aumento del periodo  $T^*$ , e seguendo le formulazioni del calcolo della domanda di spostamento (§7.3.4.2) si ottiene un aumento della domanda che in termini di sicurezza complessiva ridimensiona, fino ad annullarlo, il beneficio dell'aumento di resistenza prodotto dal telaio di cerchiatura.

Questa osservazione mostra chiaramente che **un incremento eccessivo di resistenza locale può determinare un peggioramento della sicurezza della struttura nel suo insieme. Per l'intervento locale esaminato si rivela quindi necessario il dimensionamento di un telaio di cerchiatura che comporti un aumento di resistenza più contenuto.** Questo obiettivo può essere conseguito con strategie alternative: (a) scegliendo per i montanti una sezione meno resistente, con conseguenze da valutare sulle rigidità; (b) intervenendo sul dispositivo di vincolo alla base, realizzando un giunto che, restando a parziale ripristino di resistenza sia caratterizzato da un momento resistente minore, con conseguente riduzione della resistenza del telaio.

La strategia (a) è stata utilizzata in studi recenti [4], dove il telaio di cerchiatura è stato modellato con profili diversi (fig. 10), confrontandone gli effetti anche con la variazione della posizione in pianta della parete.

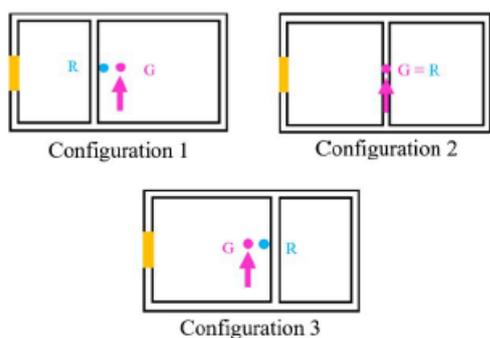


Figure 25. Plan views of different wall configurations.

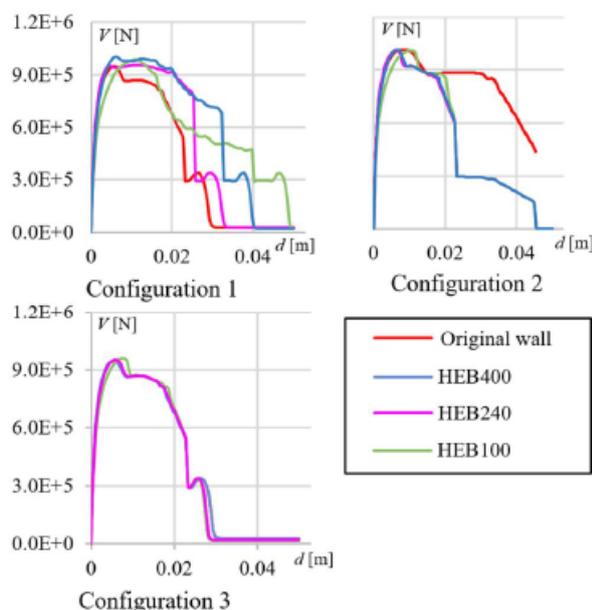


Figure 26. Capacity curves for different wall configurations and steel-frame profiles.

**Fig. 10.** Studi parametrici su posizione in pianta e diversi profili per il telaio (da [4])

Nell'esempio proposto nel presente lavoro, la strategia (a) riguardante la modifica del profilo viene valutata riducendo la resistenza attraverso una coppia di HEA160 o di HEB140 invece che HEB160.

In ambiente 2D, con il software Aedes.ACM, si confrontano le tre soluzioni:

1. HEB160: la rigidità tra Stati Attuale e di Progetto varia del -12.3% (cfr. fig. 5);
2. HEA160: variazione di rigidità: -17.2%, oltre i limiti  $\pm 15\%$ ;
3. HEB140: variazione di rigidità: -17.7%, anch'essa oltre i limiti  $\pm 15\%$ .

Pertanto, per il caso in esame la via del cambiamento di profilo non appare appropriata: ad un eventuale miglioramento del risultato riguardante la resistenza, corrisponde una verifica certamente non soddisfatta dal punto di vista della rigidità.

**Occorre ridurre la resistenza del telaio senza intervenire sulla rigidità: si adotta l'ipotesi di giunto alla base caratterizzato da momento resistente inferiore rispetto al giunto di sommità.**

In tal modo, la rigidità non risulta alterata. L'indagine prosegue studiando gli effetti di diverse ipotesi sul momento resistente del giunto.

1. Ipotesi iniziale: giunto di base con momento resistente uguale al giunto di sommità: 110.46 kNm;
2. 70 kNm;
3. 55.23 kNm (metà resistenza del giunto di sommità);
4. 48.00 kNm;
5. 40.00 kNm.

Tali valori sono stati prefissati per dare 'continuità' allo studio del comportamento strutturale a seguito della variazione di resistenza del telaio; ovviamente, le soluzioni tecnicamente praticabili sul giunto determineranno i corrispondenti valori effettivi: quel che interessa in questa sede è indagare teoricamente sugli effetti della riduzione della capacità resistente del giunto di base nei confronti della resistenza sia della parete locale, sia della struttura nel suo complesso.

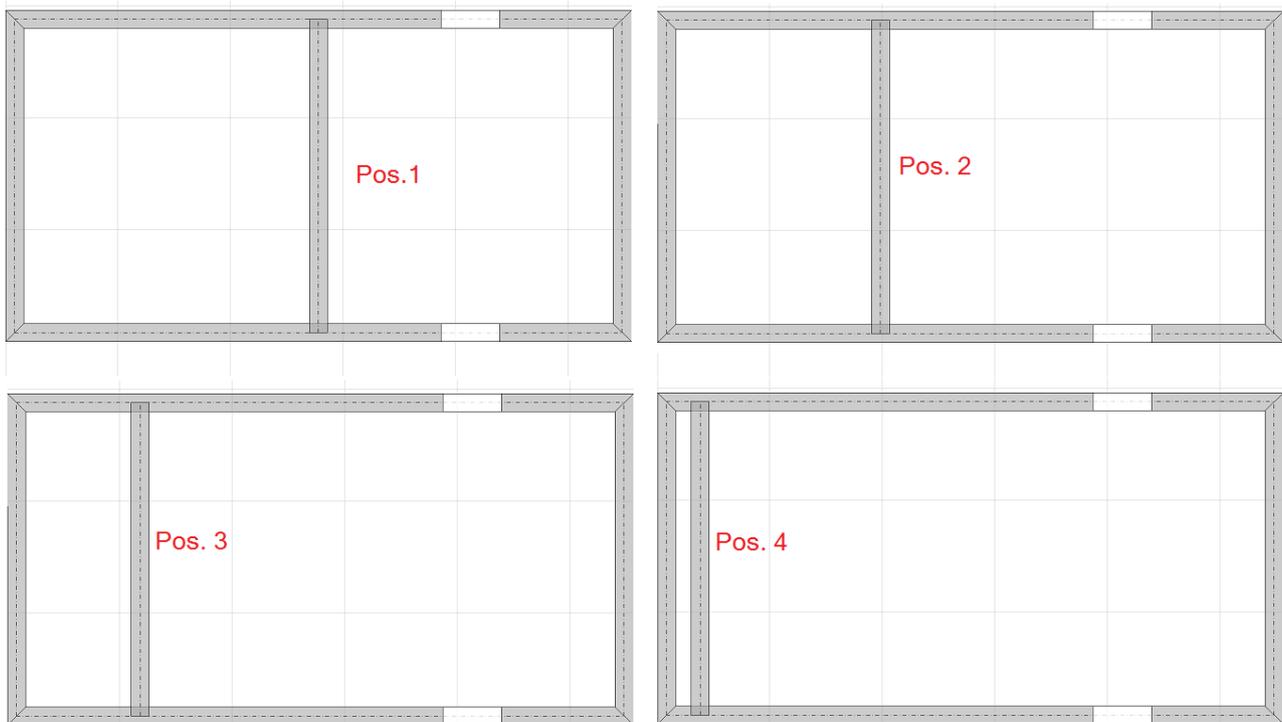
In corrispondenza delle 5 ipotesi si ricavano dalle analisi:

- a. la variazione di forza resistente nel modello 2D;
- b. la corrispondente variazione del rapporto C/D, che indica il livello di sicurezza, nel modello 3D.

Lo studio dei 5 modelli viene ripetuto modificando la posizione in pianta della parete oggetto d'intervento: si definiscono 4 posizioni notevoli, identificate dal rapporto  $(d / l/2)$ , dove  $d$  è la distanza dal baricentro e  $l$  è la lunghezza della pianta:  $d \cong 0$  indica posizione centrale;  $d = 1$  indica parete in posizione perimetrale (questo caso non è contemplato, per evitare che la parete si sovrapponga alla parete ad essa parallela già in posizione perimetrale):

1. posizione centrale (già in precedenza illustrata):  $(d / l/2) = 0.004 \cong 0$ ;
2. posizione intermedia fra parete esterna e baricentro:  $(d / l/2) = 0.272$ ;
3. posizione intermedia con eccentricità maggiore:  $(d / l/2) = 0.547$ ;
4. posizione lontana dal baricentro e vicina alla parete perimetrale:  $(d / l/2) = 0.822$ .

La fig. 11 illustra le piante corrispondenti alle diverse posizioni.



**Fig. 11.** Posizioni in pianta della parete oggetto di intervento: 4 ipotesi

In sintesi: per ognuna delle 4 posizioni della parete interna, oggetto di intervento, viene analizzato lo Stato Attuale, dove la parete è piena, e lo Stato di Progetto con un'apertura praticata nella zona centrale della parete, rafforzata con un telaio di cerchiatura per il quale si conducono 5 ipotesi sul livello di resistenza, variato in base alla capacità del giunto di base. In totale, vengono analizzate 5 strutture con analisi 2D, condotta con Aedes.ACM, e 20 strutture con analisi 3D, condotta con Aedes.PCM.

Le figg. 4, 5 illustrano il modello 2D n°1 (massima resistenza del giunto di base, ossia giunto di base uguale al giunto di sommità); le figg. 6 e 7 illustrano lo Stato Attuale del caso di posizione centrale e di massima resistenza del giunto di base; le figg. 8 e 9 il corrispondente Stato di Progetto. Per semplicità, sono state omesse nel seguito le analoghe immagini per gli altri casi.

Nelle tabelle in fig. 12 sono riportati i risultati dell'analisi parametrica.

| Momenti resistenti dei giunti e variazione di resistenza rispetto allo stato attuale. Analisi 2D eseguite con Aedes.ACM                       |         |         |         |        |        |        |        |        |       |        |        |         |         |
|---|---------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|--------|--------|---------|---------|
|   |         | Mr,i    | Mr,j    | ΔF     | ΔCLV   |        |        |        |       |        |        |         |         |
|   | SP1     | 110.46  | 110.46  | 190.8% | -13.5% |        |        |        |       |        |        |         |         |
|   | SP2     | 70.00   | 110.46  | 151.6% | -13.5% |        |        |        |       |        |        |         |         |
|   | SP3     | 55.23   | 110.46  | 137.3% | -13.5% |        |        |        |       |        |        |         |         |
|   | SP4     | 48.00   | 110.46  | 130.2% | -13.5% |        |        |        |       |        |        |         |         |
|   | SP5     | 40.00   | 110.46  | 122.5% | -13.5% |        |        |        |       |        |        |         |         |
| Risultati analisi 3D eseguite con Aedes.PCM   |         |         |         |        |        |        |        |        |       |        |        |         |         |
|   |         | d       | d/(l/2) | Fmax   | CLV    | DLV    | ΔCLV   | ΔDLV   | C/D   | K      | ΔF     | ΔK      | Δ(C/D)  |
| Cerchiatura01   | SA      | 0.026   | 0.004   | 367    | 9.66   | 2.49   |        |        | 3.880 | 509.09 |        |         |         |
|   | SP1     | 0.026   | 0.004   | 543    | 13.19  | 4.40   | 36.54% | 76.71% | 2.998 | 500.00 | 47.96% | -1.79%  | -22.73% |
|   | SP2     | 0.026   | 0.004   | 506    | 13.34  | 3.72   | 38.10% | 49.40% | 3.586 | 500.00 | 37.87% | -1.79%  | -7.57%  |
|   | SP3     | 0.026   | 0.004   | 493    | 13.50  | 3.20   | 39.75% | 28.51% | 4.219 | 500.00 | 34.33% | -1.79%  | 8.74%   |
|   | SP4     | 0.026   | 0.004   | 486    | 13.50  | 2.95   | 39.75% | 18.47% | 4.576 | 500.00 | 32.43% | -1.79%  | 17.96%  |
|   | SP5     | 0.026   | 0.004   | 479    | 13.03  | 2.71   | 34.89% | 8.84%  | 4.808 | 500.00 | 30.52% | -1.79%  | 23.94%  |
| Cerchiatura02   | SA      | 1.833   | 0.272   | 366    | 9.65   | 2.52   |        |        | 3.829 | 500.00 |        |         |         |
|   | SP1     | 1.833   | 0.272   | 540    | 13.02  | 4.45   | 34.92% | 76.59% | 2.926 | 485.71 | 47.54% | -2.86%  | -23.59% |
|   | SP2     | 1.833   | 0.272   | 504    | 13.13  | 3.78   | 36.06% | 50.00% | 3.474 | 485.71 | 37.70% | -2.86%  | -9.29%  |
|   | SP3     | 1.833   | 0.272   | 490    | 13.08  | 3.24   | 35.54% | 28.57% | 4.037 | 485.71 | 33.88% | -2.86%  | 5.42%   |
|   | SP4     | 1.833   | 0.272   | 484    | 13.36  | 3.03   | 38.45% | 20.24% | 4.409 | 485.71 | 32.24% | -2.86%  | 15.14%  |
|   | SP5     | 1.833   | 0.272   | 477    | 13.10  | 2.77   | 35.75% | 9.92%  | 4.729 | 485.71 | 30.33% | -2.86%  | 23.50%  |
| Cerchiatura03   | SA      | 3.692   | 0.547   | 365    | 9.70   | 2.58   |        |        | 3.760 | 480.00 |        |         |         |
|   | SP1     | 3.692   | 0.547   | 538    | 12.73  | 4.54   | 31.24% | 75.97% | 2.804 | 427.27 | 47.40% | -10.98% | -25.42% |
|   | SP2     | 3.692   | 0.547   | 502    | 13.02  | 3.87   | 34.23% | 50.00% | 3.364 | 427.27 | 37.53% | -10.98% | -10.52% |
|   | SP3     | 3.692   | 0.547   | 489    | 12.86  | 3.44   | 32.58% | 33.33% | 3.738 | 427.27 | 33.97% | -10.98% | -0.57%  |
|   | SP4     | 3.692   | 0.547   | 483    | 12.89  | 3.19   | 32.89% | 23.64% | 4.041 | 427.27 | 32.33% | -10.98% | 7.48%   |
|   | SP5     | 3.692   | 0.547   | 475    | 12.96  | 2.90   | 33.61% | 12.40% | 4.469 | 427.27 | 30.14% | -10.98% | 18.87%  |
| Cerchiatura04   | SA      | 5.551   | 0.822   | 364    | 9.79   | 2.65   |        |        | 3.694 | 433.33 |        |         |         |
|   | SP1     | 5.551   | 0.822   | 532    | 11.73  | 4.60   | 19.82% | 73.58% | 2.550 | 438.89 | 46.15% | 1.28%   | -30.98% |
|   | SP2     | 5.551   | 0.822   | 501    | 12.42  | 3.97   | 26.86% | 49.81% | 3.128 | 438.89 | 37.64% | 1.28%   | -15.32% |
|   | SP3     | 5.551   | 0.822   | 488    | 12.38  | 3.64   | 26.46% | 37.36% | 3.401 | 438.89 | 34.07% | 1.28%   | -7.94%  |
|   | SP4     | 5.551   | 0.822   | 482    | 12.26  | 3.35   | 25.23% | 26.42% | 3.660 | 438.89 | 32.42% | 1.28%   | -0.94%  |
|   | SP5     | 5.551   | 0.822   | 475    | 12.32  | 3.23   | 25.84% | 21.89% | 3.814 | 438.89 | 30.49% | 1.28%   | 3.25%   |
| Δ(C/D): tabella riassuntiva delle Variazioni del rapporto capacità/domanda di spostamento passando dallo Stato Attuale allo Stato di Progetto |         |         |         |        |        |        |        |        |       |        |        |         |         |
|   | d/(l/2) | SP1     | SP2     | SP3    | SP4    | SP5    |        |        |       |        |        |         |         |
|   | 0.00    | -22.73% | -7.57%  | 8.74%  | 17.96% | 23.94% |        |        |       |        |        |         |         |
|   | 0.27    | -23.59% | -9.29%  | 5.42%  | 15.14% | 23.50% |        |        |       |        |        |         |         |
|   | 0.55    | -25.42% | -10.52% | -0.57% | 7.48%  | 18.87% |        |        |       |        |        |         |         |
|   | 0.82    | -30.98% | -15.32% | -7.94% | -0.94% | 3.25%  |        |        |       |        |        |         |         |

Fig. 12. Tabella dei risultati dell'analisi parametrica

SA = Stato Attuale: il rapporto C/D quantifica il livello di sicurezza prima dell'intervento  
 SPj = Stato di Progetto, j=1,...5, corrisponde al diverso valore per la resistenza del telaio  
 Cerchiatura0i, i=1,...4, corrisponde alla posizione in pianta della parete

Nella parte alta della tabella, per ognuno degli Stati di Progetto viene indicata la variazione di resistenza rispetto allo Stato Attuale calcolata nell'ambiente di modellazione 2D (Aedes.ACM). Le percentuali locali sono elevate, e vanno da +190.8% per SP1 a +122.5% per SP5.

Nella tabella sottostante sono riportati tutti i risultati delle analisi globali 3D, condotte con Aedes.PCM. I campi con sfondo rosso indicano le configurazioni di progetto dove il livello di sicurezza peggiora nel passaggio dallo Stato Attuale allo Stato di Progetto; i campi in verde indicano invece le configurazioni di progetto che segnano un 'non peggioramento', o miglioramento, del livello di sicurezza.

In particolare, si rilevano i seguenti punti:

- Lo Stato di Progetto 1, caratterizzato da  $\Delta F = +190.8\%$  in ambiente 2D, corrisponde ad un peggioramento del livello di sicurezza indipendentemente dalla posizione geometrica della parete: il peggioramento va da -30.98% per la posizione più eccentrica a -22.73% per la posizione centrale. E' quindi il caso in cui la resistenza è aumentata troppo e determina un peggioramento del rapporto fra capacità e spostamento nel comportamento globale della struttura. Il campo +190.8% nei risultati della parte alta della tabella è indicato in colore rosso.

- Lo Stato di Progetto 2, caratterizzato da  $\Delta F = +151.6\%$  in ambiente 2D, corrisponde anch'esso ad un peggioramento del livello di sicurezza per tutte le posizioni della parete: il peggioramento, più contenuto rispetto allo Stato di Progetto 1, va da -15.32% per la posizione più eccentrica a -7.57% per la posizione centrale. L'incremento di resistenza del telaio è meno accentuato rispetto al caso precedente, ma ancora troppo elevato per non generare ripercussioni negative sul comportamento globale.

- Lo Stato di Progetto 3, caratterizzato da  $\Delta F = +137.3\%$  in ambiente 2D, produce un peggioramento solo nelle due posizioni più eccentriche, mentre alle altre corrisponde un miglioramento. Il colore giallo nei risultati della parte alta della tabella indica quindi che la variazione locale +137.3% corrisponde in parte a casi accettabili (posizioni della parete non troppo distanti dal baricentro) e in parte a casi non accettabili (posizioni della parete fortemente eccentriche rispetto al baricentro).

- Lo Stato di Progetto 4, caratterizzato da  $\Delta F = +130.2\%$  in ambiente 2D, produce un peggioramento solo nella posizione più eccentrica.

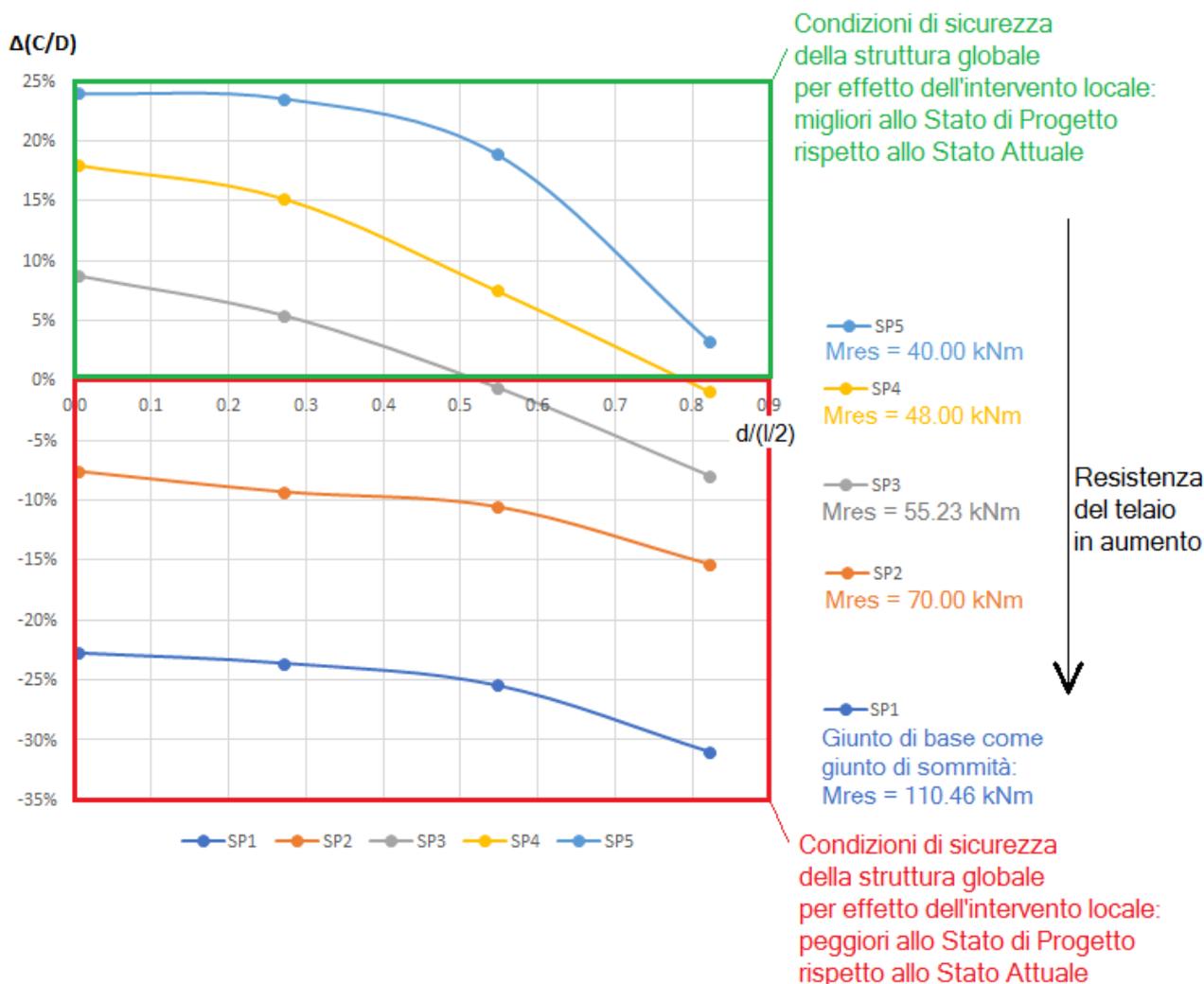
- Lo Stato di Progetto 5, caratterizzato da  $\Delta F = +122.5\%$  in ambiente 2D, implica sempre un miglioramento della sicurezza globale (risultato in verde nella parte alta della tabella).

In tutti i casi di miglioramento della sicurezza  $\Delta(C/D)$  è  $> 0\%$ .

Per quanto riguarda la variazione di capacità di spostamento allo stato limite ultimo SLV, nel modello 2D viene segnalato, per tutti gli Stati di Progetto (che infatti differiscono fra loro per caratteristiche di resistenza ma non di rigidità e/o duttilità) il valore -13.5%. Tale diminuzione dipende dal fatto che nello Stato Attuale la parete, piena, non ha zone rigide, mentre nello Stato di Progetto la presenza dell'apertura, pur intelaiata, genera zone rigide alla sommità dei maschi che teoricamente implicano una diminuzione del drift (cfr. fig. 4). Si tratta tuttavia di aspetti sostanzialmente teorici: in analisi globale 3D infatti questa distinzione perde influenza e in tutti i casi l'analisi 3D evidenzia un aumento della capacità di spostamento; i limiti sulla variazione della capacità di spostamento assumono minore importanza rispetto a quelli sulla variazione di resistenza. Nell'esempio proposto, un intervallo simile a quello della variazione di rigidità ( $\pm 15\%$ ) appare appropriato.

Dal punto di vista dello spostamento elastico, l'imposizione di limiti sia sulla rigidità sia sulla resistenza rende implicita la verifica sulla variazione dello spostamento al limite elastico (stato limite di danno) e per esso può quindi essere sufficiente il controllo di non peggioramento.

In fig. 13 è riportato un grafico dove in ordinate si trova  $\Delta(C/D)$ , variazione percentuale del rapporto C/D (Capacità/Domanda, indice delle condizioni di sicurezza) nel passaggio dallo Stato Attuale allo Stato di Progetto.  $\Delta(C/D)$  positiva (zona del grafico nel riquadro verde) indica, come già osservato, un incremento di sicurezza per effetto dell'intervento locale; la zona nel riquadro rosso contiene invece stati di progetto non accettabili.



$\Delta(C/D)$  = variazione percentuale del rapporto C/D (Capacità / Domanda, indice delle condizioni di sicurezza) nel passaggio dallo Stato Attuale allo Stato di Progetto.  
 $\Delta(C/D) > 0\%$  (riquadro verde) indica un incremento di sicurezza

**Fig. 13.** Grafico dei risultati dell'analisi parametrica

Il grafico esprime  $\Delta(C/D)$  in funzione della posizione in pianta della parete, rappresentata in ascisse dal parametro adimensionale  $[d/(l/2)]$ ; le diverse curve corrispondono a diversi valori della resistenza del telaio (ottenuti tramite diversi momenti resistenti del giunto di base).

La freccia nera sulla destra indica il verso di aumento della resistenza del telaio (si ribadisce che in questo esempio tale aumento è gestito attraverso l'aumento del momento resistente del giunto di base; le osservazioni sono estendibili in generale all'aumento di resistenza, qualunque sia la causa). Aumenti di resistenza troppo elevati riducono le condizioni di sicurezza preesistenti.

## LIMITI SULLE VARIAZIONI DI RESISTENZA E SPOSTAMENTO

A seguito dell'analisi parametrica illustrata nel paragrafo precedente, è possibile attribuire limiti ragionevoli per le variazioni locali di resistenza e di spostamento relative alla realizzazione di un telaio di cerchiatura in una parete muraria, variazioni stimate con un modello semplificato 2D.

In generale, si richiede che l'intervento locale non produca diminuzioni di resistenza.

Per quanto riguarda l'aumento, il limite sarà relazionata, nei casi reali, all'effettiva geometria ed in particolare all'estensione della pianta, alla tipologia di edificio (monopiano o multipiano), alla natura del materiale murario.

- **Per i casi di edifici monopiano con un numero di pareti resistenti non elevato, un limite cautelativo, ricavabile direttamente dall'analisi condotta, è +130%**; se la parete si trova vicina al baricentro il limite può spingersi oltre (150%-180%).

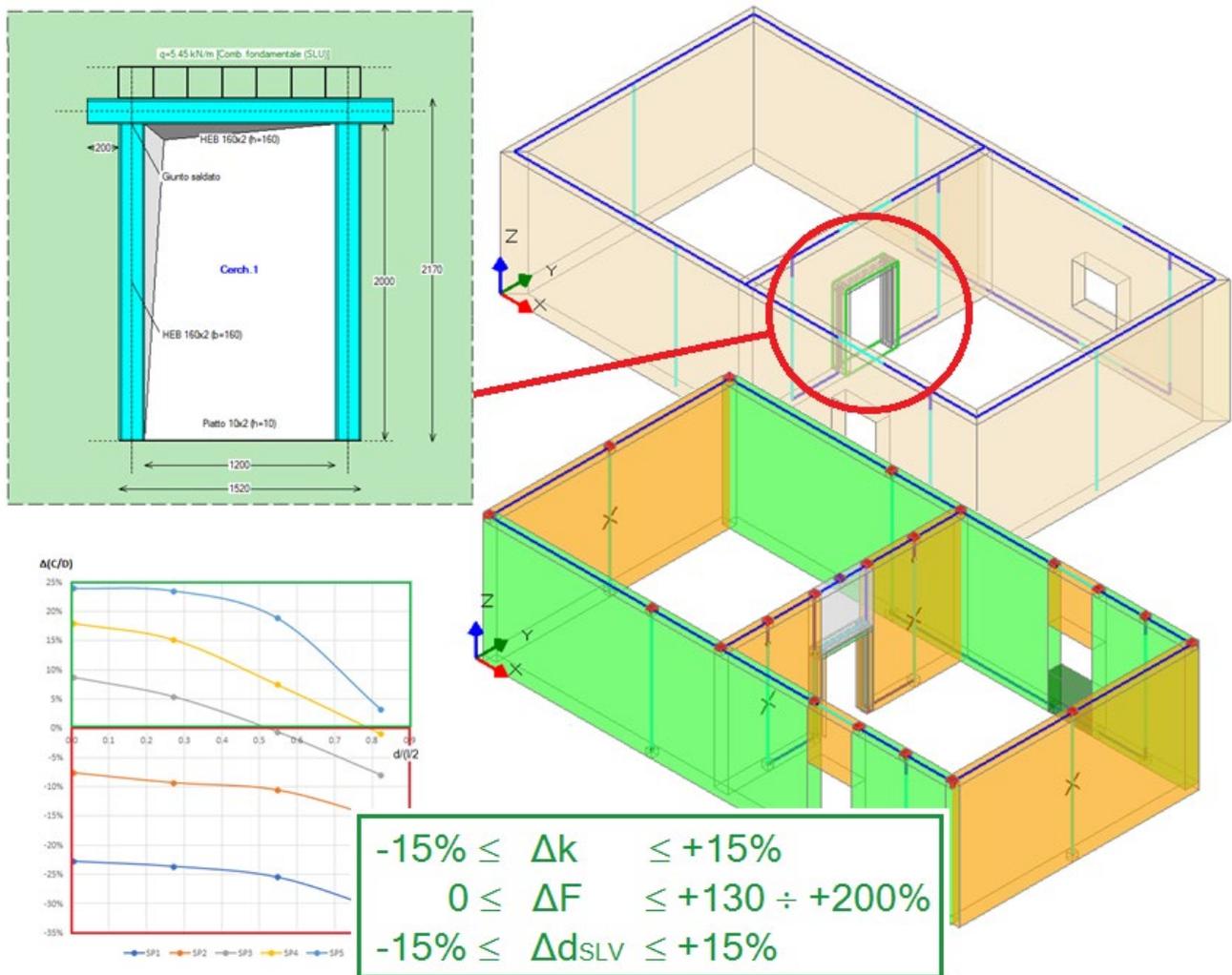
- **In caso di elevato numero di pareti in pianta e/o di edificio multipiano, l'influenza dell'intervento locale sul comportamento complessivo è tendenzialmente contenuta** ed è ragionevole ritenere che i limiti individuati dal caso esaminato siano fortemente cautelativi; pertanto, la variazione in aumento di resistenza si ritiene possa spingersi fino al 200%.

- In generale, **il limite più basso (130%) si può applicare ai casi in cui la parete oggetto di intervento abbia influenza importante sull'organismo complessivo; il limite più alto (200%) è invece applicabile se tale influenza è piccola.**

- Per quanto riguarda la **variazione dello spostamento allo stato limite ultimo SLV**, si può fare riferimento a un intervallo simile a quello della variazione di rigidezza ( $\pm 15\%$ ) anche se valori esterni a tali limiti possono comunque corrispondere a un incremento globale della capacità di spostamento.

- **Relativamente allo stato limite di danno (SLD), i limiti di variazione non appaiono strettamente necessari:** avendo controllato rigidezza e resistenza, lo spostamento in fase elastica resta implicitamente controllato, e può quindi essere sufficiente, in analisi 2D, rilevare il non peggioramento.

- L'energia dissipata è un ulteriore parametro definibile nei due Stati Attuale e di Progetto (ad esempio, con il software Aedes.ACM) ed anche per essa viene considerata la variazione. Per l'energia dissipata, il controllo di non peggioramento può essere ritenuto sufficiente in quanto in uno Stato di Progetto, pur valutato con un modello semplificato, l'incremento di capacità dissipativa è un attributo favorevole ai fini del giudizio sulla sicurezza.



**Fig. 14.** Limiti sulle variazioni di rigidezza, resistenza, spostamento per SLV per garantire la sicurezza della struttura

La fig. 14 riassume i limiti per rigidezza, resistenza, spostamento SLV entro i quali la verifica locale può essere condotta in sicurezza nei confronti del comportamento complessivo della struttura.

## CONCLUSIONI

Le analisi di interventi locali su pareti murarie dove sono previste nuove aperture, con realizzazione di telai di cerchiatura, vengono generalmente elaborate in via semplificata, utilizzando ambienti di modellazione e calcolo 2D quali ad esempio Aedes.ACM. In tali ambienti, il confronto tra Stato Attuale e Stato di Progetto sulle variazioni di rigidezza, resistenza e capacità di spostamento deve fare riferimento a limiti in grado di garantire che l'intervento non riduca nell'edificio le condizioni di sicurezza preesistenti.

**Per definire i limiti da considerare nelle analisi 2D semplificate, per una parete-tipo si è studiata la relazione con il comportamento della struttura complessiva a cui la parete appartiene attraverso un'analisi 3D, conducendo un'indagine parametrica dove la posizione della parete è stata fatta variare.**

Anche se sono auspicabili ulteriori analisi su casi tra loro distinti per complessità plano-altimetrica e per

materiali murari, l'indagine ha delineato le tendenze fondamentali.

**Per la resistenza si consiglia di fare riferimento ai limiti più cautelativi (+130%) quando la parete si trova in posizione distante dal baricentro di piano, valutato anche con metodi speditivi; particolare attenzione occorre anche nei casi di piante poco estese o edifici monopiano.**

**Per altri casi, il limite di incremento di resistenza può salire anche fino al 200%.**

**I limiti di variazione individuati per i diversi parametri possono essere convenientemente già utilizzati nelle elaborazioni semplificate 2D.**

## **BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO**

[1] Pugi F., *Aperture e cerchiature in murature portanti con telai in acciaio e calcestruzzo armato*, ALINEA, 2010.

[2] Aedes.ACM, Aedes Software, versione 2021.

[3] Aedes.PCM, Aedes Software, versione 2021.

[4] Billi L., Laudicina F., Salvatori L., Orlando M., Spinelli P., *Forming New Steel-Framed Openings in Load-Bearing Masonry Walls: Design Methods and Nonlinear Finite Element Simulations*, XVII ANIDIS, Sept. 17-21, 2017.

## **APPENDICE A. PRINCIPALI CONTENUTI NORMATIVI**

### ***D.M. 16 gennaio 1996: Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche***

#### ***C.9.8. Interventi tecnici di miglioramento per gli edifici in muratura ordinaria.***

##### ***C.9.8.1. Pareti murarie***

*In caso di irregolare distribuzione delle aperture (vani di finestre o porte) nei muri maestri, quando non sia possibile la loro chiusura, con muratura efficacemente immorsata alla esistente, si deve provvedere alla cerchiatura delle aperture stesse a mezzo di telai in cemento armato o metallici collegati alla muratura adiacente tramite perforazioni armate.*

#### ***Testo integrato dell'Allegato 2 – Edifici – all'Ordinanza 3274 come modificato dall'OPCM 3431 del 3/5/05***

##### ***ALLEGATO 11.E. – CRITERI PER GLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DI EDIFICI IN MURATURA***

*Interventi volti a rinforzare le pareti intorno alle aperture*

*Occorre inserire architravi o cornici in acciaio o calcestruzzo di adeguata rigidità e resistenza, curando il perfetto contatto o la messa in forza con la muratura esistente. Qualora si dovessero realizzare nuove aperture, occorre valutare l'opportunità di realizzare cerchiature delle aperture stesse, per esempio con elementi d'acciaio.*

### ***D.M. 17.1.2018 e Circolare 7 del 21.1.2019***

#### ***C8.4.1 RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE***

*Ricadono in questa categoria gli interventi che non alterano significativamente il comportamento globale della costruzione; l'obiettivo sulla base del quale è valutata l'ammissibilità dell'intervento è un aumento della sicurezza di almeno una porzione della costruzione, ovvero, nel caso di danni subiti, quello del mantenimento o dell'incremento dell'originaria efficacia strutturale della porzione danneggiata.*

*In tale categoria rientrano gli interventi di ripristino, rinforzo o sostituzione di elementi strutturali o di parti di essi non adeguati alla funzione che devono svolgere (ad esempio travi, architravi, coperture, impalcato o porzioni di impalcato, pilastri, pannelli murari).*

*In particolare gli interventi di rinforzo devono privilegiare lo sviluppo di meccanismi duttili o comunque migliorare la duttilità locale, così da favorire lo sviluppo della duttilità di insieme della struttura.*

*Il ripristino o rinforzo dei collegamenti esistenti tra i singoli componenti o tra parti di essi o la realizzazione di nuovi collegamenti (ad esempio tra pareti murarie, tra pareti e travi o solai, anche attraverso l'introduzione di catene/tiranti, chiodature tra elementi lignei di una copertura o di un solaio, tra componenti prefabbricati) ricadono in questa categoria.*

*Infine, **la modifica di una parte limitata della struttura (ad es. l'apertura di un vano in una parete, accompagnata da opportuni rinforzi) può rientrare in questa categoria, a condizione che si dimostri che l'insieme degli interventi non modifichi significativamente rigidità, resistenza nei confronti delle azioni orizzontali e capacità di deformazione della struttura**<sup>(A.1)</sup>.*

*La relazione illustrativa dei lavori deve riportare i risultati delle indagini conoscitive svolte, le carenze strutturali riscontrate, la descrizione dei lavori e i risultati attesi, affermando e, se necessario, dimostrando che l'intervento non ha modificato in senso negativo il comportamento degli altri elementi della costruzione e di tutta la costruzione nel suo insieme.*

*Per questa categoria di intervento non è richiesta la valutazione della sicurezza globale dell'opera ma, nel caso di rafforzamento locale finalizzato al miglioramento del funzionamento di elementi strutturali o alla limitazione di meccanismi di collasso, è richiesta la valutazione della variazione del livello locale di sicurezza.*

<sup>(A.1)</sup> Più in dettaglio: §8.4.1 afferma che per l'intervento locale il progetto e la valutazione della sicurezza riguardano la sola parte di struttura interessata. Per la tipologia di intervento considerato: struttura ≡ edificio; parte interessata ≡ parete col telaio di cerchiatura; valutazione della sicurezza ≡ analisi locale della parete, con dimostrazione che non vengono prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme (l'edificio).

#### **D.M. 14.1.2008 e Circolare 617 del 2.2.2009**

#### **C8.4.3 RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE**

*Rientrano in questa tipologia tutti gli interventi di riparazione, rafforzamento o sostituzione di singoli elementi strutturali (travi, architravi, porzioni di solaio, pilastri, pannelli murari) o parti di essi, non adeguati alla funzione strutturale che debbono svolgere, a condizione che l'intervento non cambi significativamente il comportamento globale della struttura, soprattutto ai fini della resistenza alle azioni sismiche, a causa di una variazione non trascurabile di rigidità o di peso.*

*Può rientrare in questa categoria anche la sostituzione di coperture e solai, solo a condizione che ciò non comporti una variazione significativa di rigidità nel proprio piano, importante ai fini della redistribuzione di forze orizzontali, né un aumento dei carichi verticali statici.*

*Interventi di ripristino o rinforzo delle connessioni tra elementi strutturali diversi (ad esempio tra pareti murarie, tra pareti e travi o solai, anche attraverso l'introduzione di catene/tiranti) ricadono in questa categoria, in quanto comunque migliorano anche il comportamento globale della struttura, particolarmente rispetto alle azioni sismiche.*

*Infine, **interventi di variazione della configurazione di un elemento strutturale, attraverso la sua sostituzione o un rafforzamento localizzato (ad esempio l'apertura di un vano in una parete muraria, accompagnata da opportuni rinforzi) possono rientrare in questa categoria solo a condizione che si dimostri che la rigidità dell'elemento variato non cambi significativamente e che la resistenza e la capacità di deformazione, anche in campo plastico, non peggiorino ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali.***

**Regione Toscana, Comitato Tecnico Scientifico in materia di rischio sismico (Delibera Giunta Regionale n.606 del 21/6/2010): "Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti"**

#### **1. Interventi sulle murature in elevazione**

#### **1.2. Calcolo e verifica**

*Le indicazioni sono suggerite al punto C.8.4.3 [rif.: D.M. 2008]. In particolare, ai fini del dimensionamento degli elementi e della parete nel suo stato di progetto, deve essere dimostrato:*

***- che la rigidezza dell'elemento variato (parete) non cambi significativamente rispetto allo stato preesistente ( $\pm 15\%$ );***

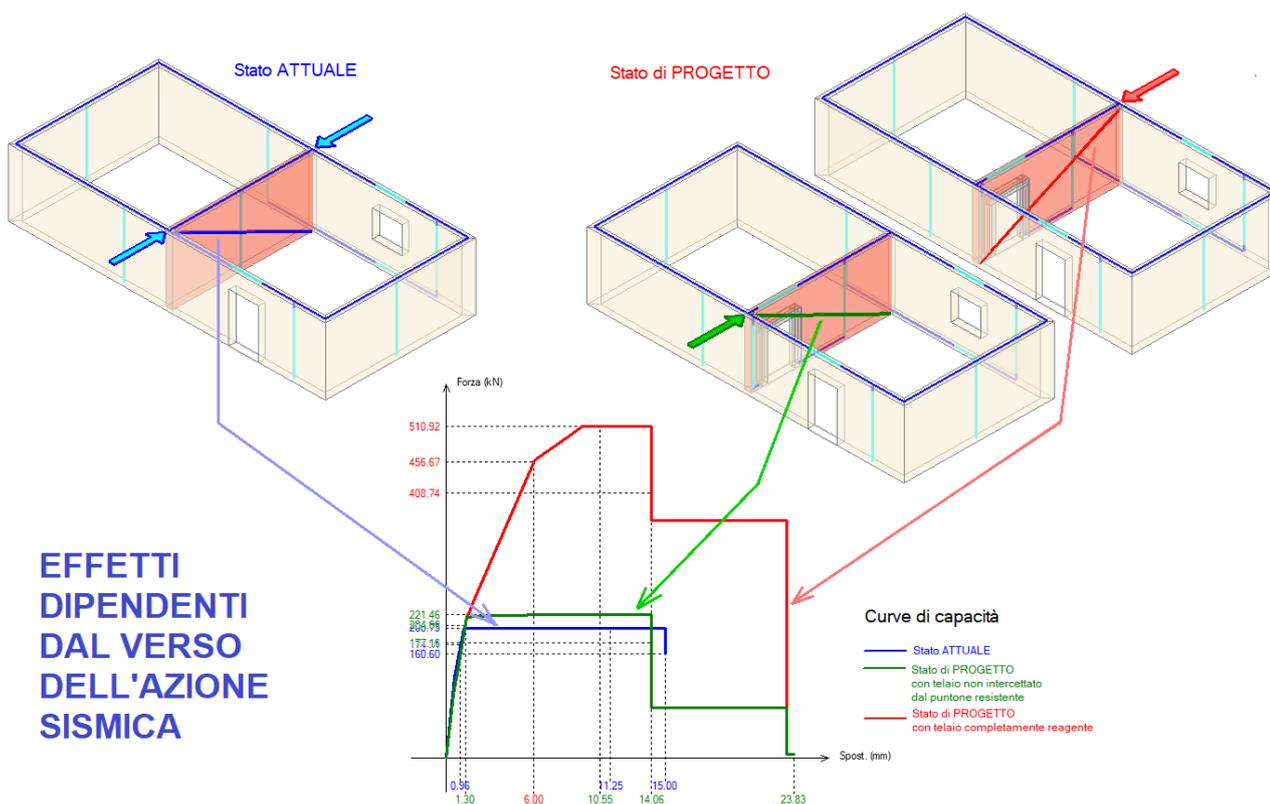
*- che la resistenza e la capacità di deformazione, anche in campo plastico, non peggiorino ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali. Il taglio ultimo della parete e lo spostamento ultimo dovranno essere superiori ai valori dello stato iniziale.*

## PARETI IN MURATURA E TELAI DI CERCHIATURA: INFLUENZA DEL VERSO DELL'AZIONE SISMICA

Autore: Francesco Pugi, Ricerca e Sviluppo di AEDES Software

[Articolo pubblicato su Ingegno \(08.02.2022\)](#)

- Gli **interventi locali sulle pareti in muratura che prevedono modifiche sulle aperture, con eventuale inserimento di telai di cerchiatura**, vengono dimensionati attraverso verifiche di confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto per alcuni parametri di riferimento: rigidezza, resistenza e capacità di spostamento. Il percorso di analisi viene condotto, in campo professionale, con modelli di calcolo aderenti agli schemi di 'telaio equivalente', dove maschi murari e telai agiscono in parallelo.
- **L'assemblaggio delle singole curve non-lineari di maschi murari e telai definisce la curva di capacità**, ossia un diagramma taglio-spostamento che viene utilizzato per i confronti sui parametri di riferimento. La forza di taglio rappresenta l'azione orizzontale inerziale di origine sismica complanare alla parete. **Nel processo di verifica strutturale vengono generalmente trascurati gli effetti del verso dell'azione sismica orizzontale dovuti alla natura ciclica del fenomeno sismico.**



- Alla luce della possibile variazione della curva di capacità in dipendenza dal verso dell'azione orizzontale, **si rende opportuna un'indagine riguardante l'influenza del verso dell'azione sismica orizzontale sul comportamento strutturale della parete e le modalità con cui tale aspetto può essere rappresentato nel percorso di verifica, con l'obiettivo dell'implementazione nei metodi di calcolo professionali.**

## TELAI DI CERCHIATURA: VERSO SISMICO E POSIZIONE DELL'APERTURA

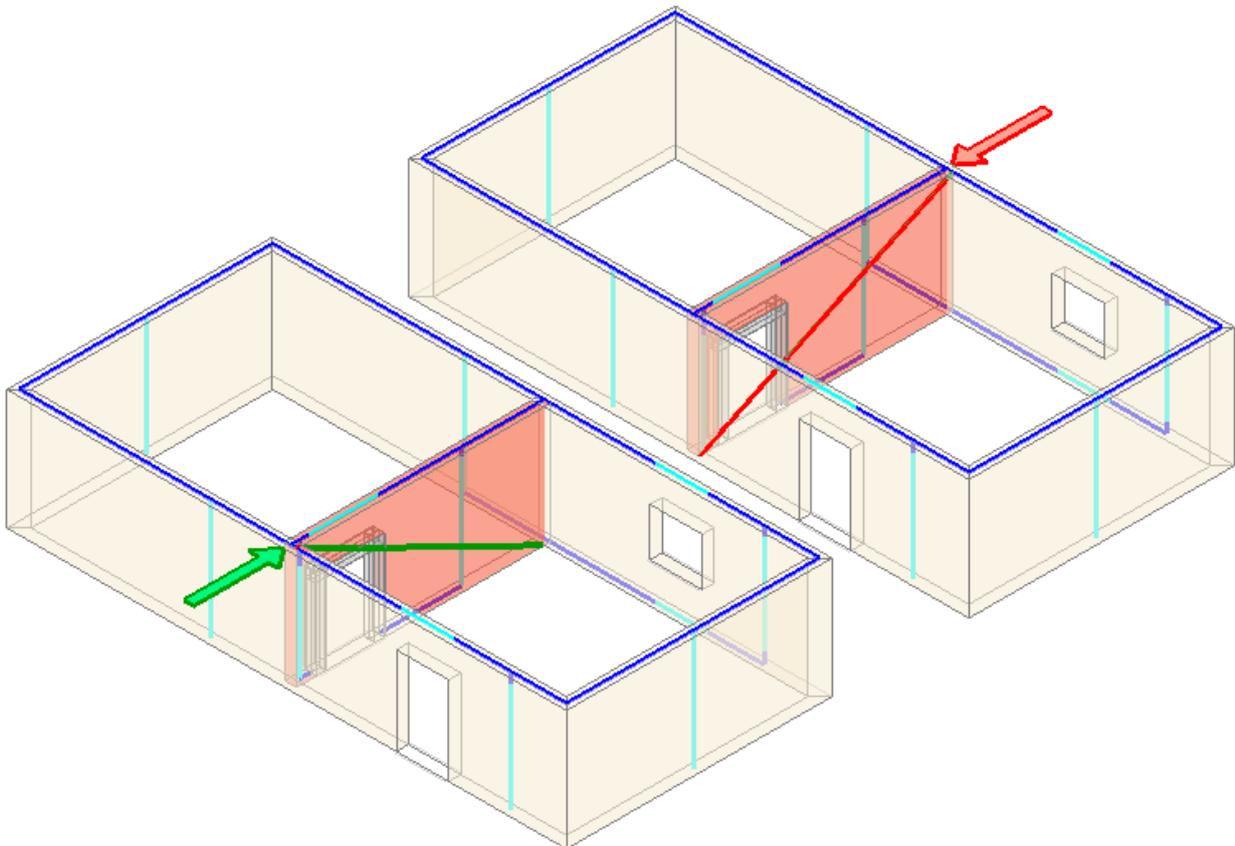
Gli interventi locali sulle pareti in muratura che prevedono la modifica di aperture esistenti con posizionamento di telai di cerchiatura vengono dimensionati attraverso verifiche di confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto riguardanti rigidità, resistenza e capacità di spostamento.

I metodi utilizzati in campo professionale elaborano la curva di capacità della parete nei due Stati di riferimento sulla base di una modellazione semplificata condotta, in conformità con le indicazioni normative vigenti, seguendo i criteri del telaio equivalente.

Il comportamento della parete viene esaminato considerando in parallelo i maschi murari delimitati dalle aperture e i telai di cerchiatura. Ognuno di questi elementi strutturali è caratterizzato da un diagramma forza-spostamento; l'assemblaggio dei diagrammi di tutti gli elementi fornisce la curva di capacità della parete. Il taglio agente è la forza orizzontale inerziale di origine sismica complanare alla parete.

**I criteri di schematizzazione normalmente adottati non prevedono una distinzione di comportamento in dipendenza dal verso della forza sismica: ciò può costituire un limite del metodo di analisi.**

Considerando infatti un'apertura in posizione non centrale (fig. 1), **le sollecitazioni interne indotte dal taglio sismico investono maschi murari e telaio in modo dipendente dal verso dell'azione sismica**; la capacità della parete è dunque influenzata dal verso della forza sismica orizzontale agente su di essa.

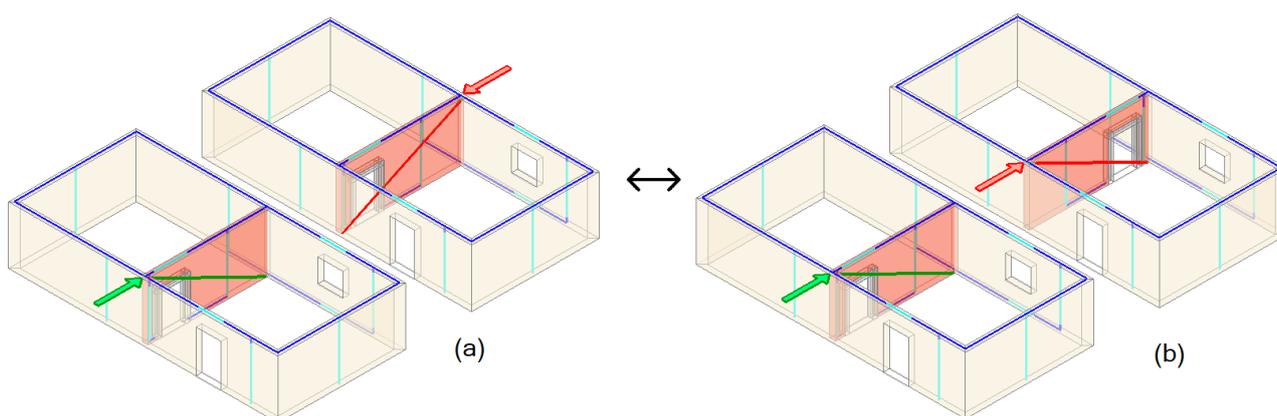


**Fig. 1.** I due versi dell'azione sismica orizzontale

La ciclicità del fenomeno sismico rende pertanto opportuno un approfondimento riguardante l'influenza del verso dell'azione sismica orizzontale sul comportamento strutturale della parete.

L'obiettivo consiste nell'irrobustire i modelli di calcolo professionale, ottenendo una più efficace valutazione dell'intervento di progetto.

**Lo studio dell'influenza del verso** (fig. 2(a)) **può peraltro essere rivisto come indagine sulla diversa risposta che una forza agente in un dato verso genera in relazione alla posizione dell'apertura** (fig.2(b)). Un'apertura in posizione centrale determina un comportamento identico per i due versi dell'azione sismica<sup>1</sup>; se invece l'apertura si trova in posizione eccentrica, ad una certa distanza dal bordo, gli effetti di un'azione sismica agente in un determinato verso dipendono dalla posizione dell'apertura su un lato o su quello opposto. Ciò vale sia per il caso di apertura semplice, sia in presenza di apertura con telaio di cerchiatura.



**Fig. 2.** Equivalenza degli effetti fra i due versi dell'azione orizzontale e la diversa posizione dell'apertura

<sup>1</sup> Nel caso di posizione dell'apertura centrale, il comportamento è identico nell'ipotesi che i maschi a lato dell'apertura, con dimensione e materiale coincidenti, siano caricati nello stesso modo. Se infatti il carico è diverso, ad esempio in seguito a dissimmetrie provenienti dal piano sovrastante o a travi che appoggiano in modo non simmetrico sui maschi, allora l'effetto di 'sollevamento' nel maschio sopravvento e quello di 'aggravamento' nel maschio sottovento possono produrre lievi differenze fra gli effetti nei due versi sismici.

Queste differenze sono apprezzabili solo nei modelli di calcolo globali, in quanto nei metodi semplificati che analizzano localmente la parete, isolandola dalle altre pareti resistenti dell'edificio, generalmente non si tiene conto delle variazioni di sforzo normale indotte dall'azione sismica (ciò vale anche per gli effetti di alleggerimento / aggravamento dovuti alla componente sismica verticale).

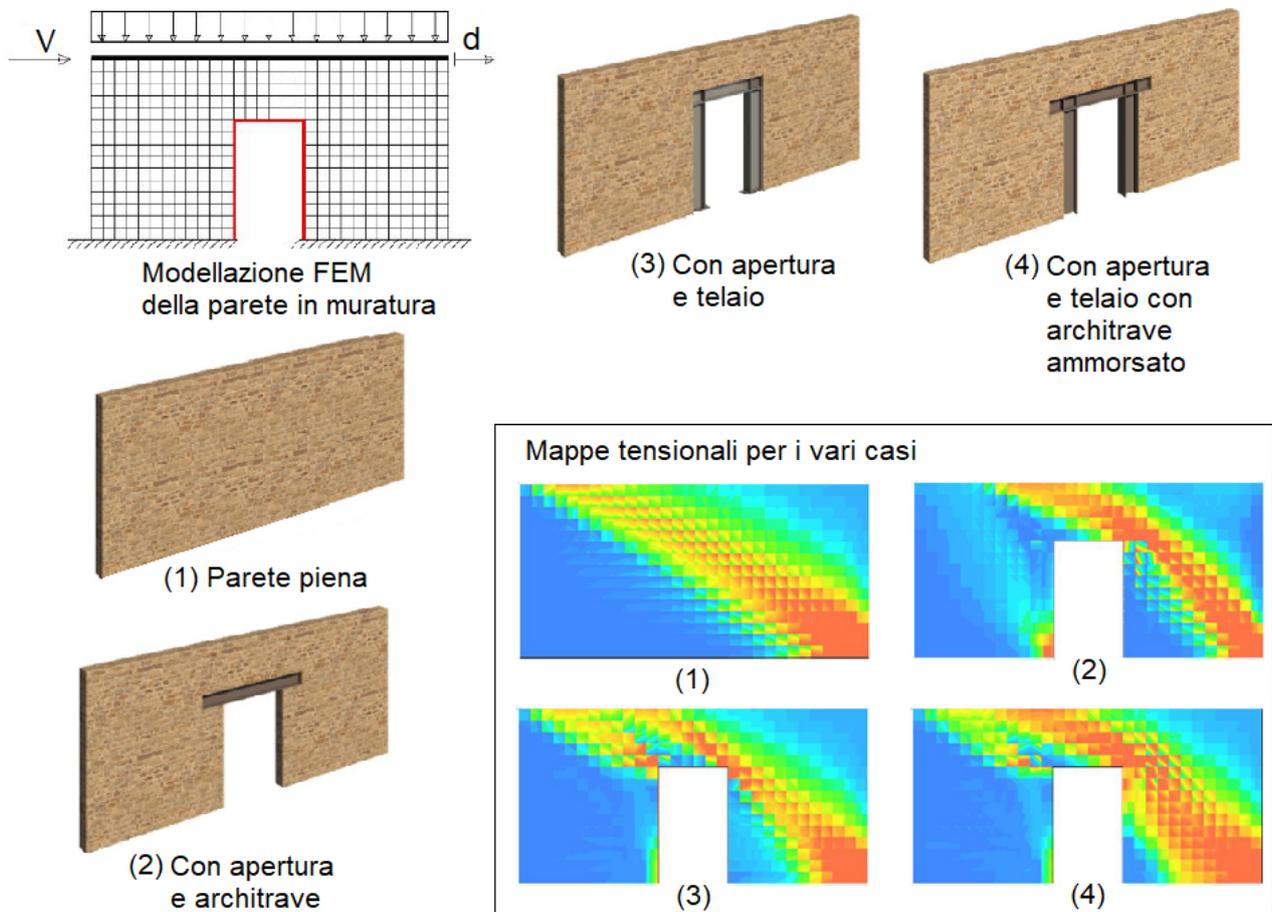
Tali variazioni si evidenziano invece nei modelli di calcolo globali, dove la dinamica delle masse dell'edificio è definita in modo completo al fine di ottenere una valutazione 'assoluta' sulla vulnerabilità sismica: valutazione, quindi, diversa da quella prodotta da uno studio locale. L'analisi locale punta infatti ad un confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto, ossia ad una valutazione 'relativa', la cui attendibilità dipende, come noto, dal fatto che l'intervento abbia effettivamente rilevanza solo locale, senza comportare riduzioni dei livelli di sicurezza preesistenti anche nel resto delle strutture resistenti dell'edificio.

## **STATO DI SOLLECITAZIONE DELLA PARETE PER AZIONE ORIZZONTALE**

In [4] è stato proposto lo **studio di una parete in muratura tramite modellazione ad elementi finiti (FEM), sotto le consuete ipotesi di carichi e vincoli utilizzate negli schemi di analisi locali** di pareti con aperture. In sintesi: parete incastrata alla base; nodi di sommità vincolati in modo tale da garantire lo stesso spostamento; azione sismica schematizzata come forza orizzontale concentrata a livello dell'impalcato, cioè della sommità della parete, crescente tramite un moltiplicatore.

Le mappe tensionali ottenute per livelli elevati di spostamento mostrano i risultati riportati in fig.3, dove si

evidenzia il **confronto fra una parete piena e una con apertura, con semplice architrave o con telaio di cerchiatura.**



**Fig. 3.** Analisi FEM di parete in muratura (rielaborazione da [4])

L'aspetto principale che si rileva dall'analisi è l'**esistenza di un puntone lungo la diagonale della parete muraria. Nelle configurazioni con apertura, e particolarmente in quelle con i telai, sono presenti due zone ad elevata compressione, una a monte ed una a valle dell'apertura.** E' interessante osservare che nel caso di Fig.3(2) **l'assenza di un telaio che irrigidisca l'apertura comporta la formazione di due distinti puntoni nei maschi individuati dall'apertura stessa.** Nei casi di Fig.3(3),(4) il montante sinistro del telaio attrae il flusso tensionale.

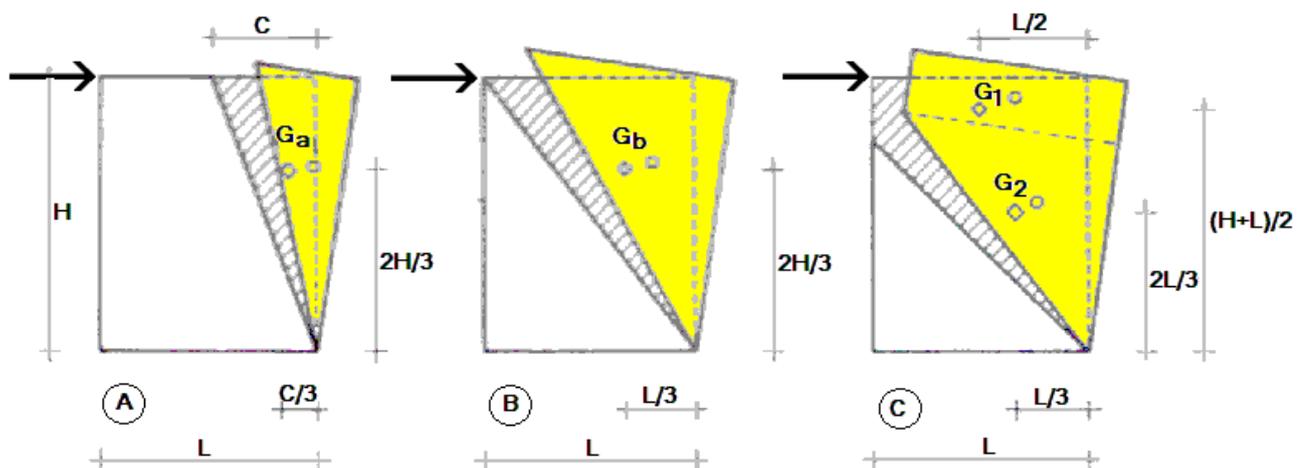
Con riferimento alla parete piena, o, per quanto osservato, ad un singolo maschio, **il puntone diagonale indica la direzione principale di compressione e coincide con la linea di frattura:** ortogonalmente ad essa, le tensioni di trazione superano la scarsa resistenza a trazione della muratura e tendono a provocare il **sollevamento del cuneo triangolare sottovento.** La lesione diagonale costituisce la tipica fessurazione a taglio della parete, e poiché l'azione orizzontale è ciclica, si forma la ben nota lesione a X<sup>2</sup>.

<sup>2</sup> I pannelli reali di muratura sono caratterizzati da materiale murario di grande variabilità costitutiva, e sono vincolati e soggetti a varie entità di carichi verticali ed azioni taglianti, in dipendenza dall'organismo edilizio in cui sono inseriti; tuttavia la semplice schematizzazione a 'puntone' diagonale coglie efficacemente la principale caratteristica del comportamento reale di una parete generica in muratura nella fase di fessurazione prodotta da un'azione orizzontale complanare al suo piano medio.

Gli effetti del taglio nelle pareti murarie consistenti nella fessurazione diagonale sono stati osservati in numerosi eventi sismici e riprodotti molte volte in laboratorio attraverso sperimentazione su provini. Dal punto di vista teorico, il metodo agli elementi finiti non è l'unica tipologia di analisi che interpreta questo comportamento strutturale. Le analisi FEM delle strutture in muratura che si fondano sulla discretizzazione in elementini di superficie o di volume (fig. 3) richiedono la descrizione locale dei parametri meccanici e sono quindi fortemente condizionate dalla rappresentatività delle grandezze utilizzate per descrivere le complesse leggi costitutive.

Mancanza di resistenza a trazione, fenomeni di attrito e di ingranamento tra gli elementi lapidei, comportamento anisotropo: queste proprietà delle strutture murarie determinano difficoltà di modellazione, in particolare in strutture esistenti dove il livello di conoscenza non può spingersi oltre un certo limite.

**La capacità in termini di resistenza della parete muraria è stata indagata, già da tempo, anche con metodologie alternative: i meccanismi di collasso [5] hanno consentito efficacemente lo studio delle capacità delle pareti in modo indipendente dagli incerti parametri delle analisi elastoplastiche.**



**Fig. 4.** Crisi per taglio: analisi per meccanismi di collasso complanari (rielaborazione da [5])

La sperimentazione ha mostrato sostanzialmente le **tre tipologie di collasso di una parete muraria sottoposta ad una forza tagliante orizzontale complanare** illustrate in fig. 4.

Per ognuno dei tre casi, la valutazione della forza orizzontale che produce il distacco viene effettuata applicando il principio dei lavori virtuali al cinematismo della porzione che si distacca. Attraverso alcune considerazioni illustrate in dettaglio in [5], **risulta lecito modellare il problema della resistenza della parete muraria sottoposta a una forza orizzontale complanare facendo riferimento al meccanismo della lesione diagonale fra spigoli opposti** (fig. 4, B), superando con tale metodologia considerazioni tensionali che presentano notevoli difficoltà di valutazione.

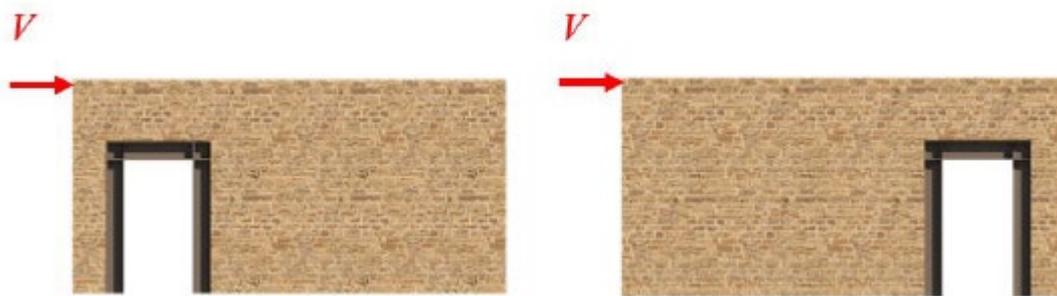
**Sia l'approccio agli elementi finiti sia quello tramite cinematismo complanare sono quindi congruenti con lo schema di lesione diagonale fra spigoli opposti e pertanto risultano correttamente applicabili ai fini dello studio sulla capacità resistente della parete in muratura, o del singolo maschio in caso di parete con apertura.**

A questo punto è necessario comprendere come tale schema diagonale intervenga nella valutazione degli effetti indotti dal verso dell'azione sismica, in relazione alle aperture presenti nella parete; successivamente si individuerà il percorso di analisi con la metodologia semplificata in uso in ambito professionale.

## APERTURE CON TELAIO: RISPOSTA DIPENDENTE DAL VERSO DELL'AZIONE SISMICA

Con riferimento ad un caso specifico rappresentativo del problema [4], si è indagato sugli **effetti della posizione di un'apertura cerchiata con telaio metallico all'interno di una parete muraria sottoposta ad una forza orizzontale** (in fig. 5 sono rappresentate le posizioni estreme a monte e a valle rispetto alla forza) analizzando lo stato di sollecitazione e di deformazione con analisi FEM.

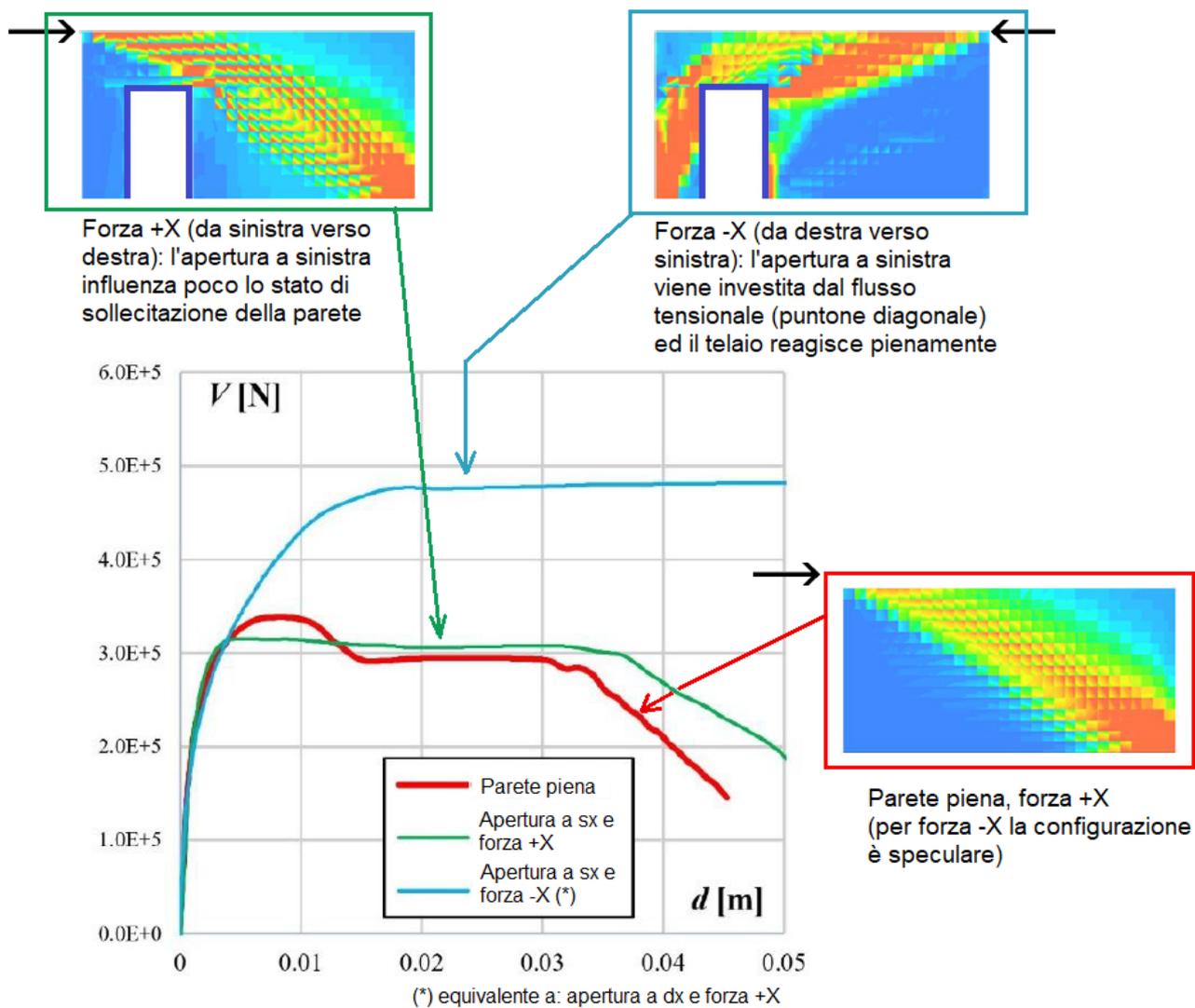
**Spostando progressivamente l'apertura da monte verso valle, si è constatato che la rigidezza diminuisce mentre la resistenza aumenta.** Ciò viene spiegato dal fatto che il flusso tensionale di compressione corrispondente al puntone diagonale investe l'apertura in modo sempre più netto via via che essa si sposta verso valle e conseguentemente la curva di capacità si modifica perché **rispetto alla muratura il telaio è meno rigido e più resistente.**



**Fig. 5.** Posizione dell'apertura intelaiata ai due estremi della parete (da [4])

Le posizioni limite dell'apertura a monte e a valle di fig. 5 corrispondono all'analisi della stessa parete con posizione dell'apertura fissa a monte ma con forza orizzontale avente verso opposto (fig. 6). Le curve di capacità corrispondenti alla parete piena senza apertura e alla parete con apertura e forza nei due versi mostrano in modo chiaro quanto già osservato.

**Quando il puntone investe l'apertura, il telaio reagisce in modo tale da incrementare significativamente la resistenza e la duttilità, mentre la rigidezza subisce una certa diminuzione.**



**Fig. 6.** Stati di sollecitazione e curve di capacità in dipendenza dal verso della forza sismica (rielaborazione da [4])

### IMPLEMENTAZIONE DEL VERSO DELL'AZIONE SISMICA NEL CALCOLO LOCALE DELLE PARETI

In campo professionale il metodo generalmente utilizzato per l'analisi locale della parete muraria prevede la **schematizzazione della parete con elementi finiti monodimensionali dove le 'aste' rappresentative dei maschi reagiscono in parallelo con le aste** (montanti, architrave, traverso inferiore) **del telaio di cerchiatura**, formando il cosiddetto 'telaio equivalente'.

E' questo di fatto un metodo FEM semplificato, dove i parametri meccanici della muratura sono intesi come proprietà rappresentative del comportamento del pannello nel suo insieme, senza necessità di formulare leggi costitutive del materiale murario tipiche di elementini di superficie o di volume.

Si è osservato in precedenza che lo schema di lesione diagonale a X caratterizza il comportamento del pannello murario sotto azione orizzontale ciclica e trova corretta interpretazione teorica nell'ambito sia del metodo ad elementi finiti (con discretizzazione in elementini) sia del cinematisimo con meccanismo di collasso complanare.

**Anche con il modello a telaio equivalente è possibile studiare il comportamento della parete sotto**

## azione orizzontale ciclica attraverso valutazioni connesse al puntone diagonale generato da tale azione.

Si consideri una parete muraria con apertura, eventualmente intelaiata.

Si definisce il verso della forza sismica orizzontale: per fissare le idee, supponiamo sia +X (a sinistra; si assume che il piano XZ sia complanare alla parete).

Si consideri il puntone costituito dalla diagonale che unisce il vertice estremo superiore dal lato della forza orizzontale con il vertice estremo opposto inferiore.

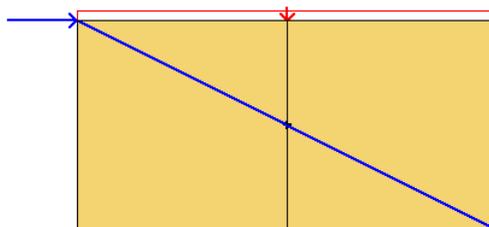


Fig. 7. Parete piena di riferimento

### Caso 1: apertura non intelaiata.

Se l'apertura non è dotata di un telaio di cerchiatura, la sua posizione eccentrica potrà determinare effetti diversi a seconda del verso della forza orizzontale.

**Si controlla se l'apertura viene intercettata dalla diagonale del puntone: ciò avviene quando la diagonale intercetta anche un solo lato verticale<sup>3</sup> che delimita l'apertura, inclusa l'eventuale zona di sottofinestra (muratura sottostante all'apertura nel caso si tratti di una finestra).**

**In altre parole, si controlla se l'apertura resta coinvolta dal cinematiso corrispondente al cuneo di distacco (porzione muraria triangolare superiore).**

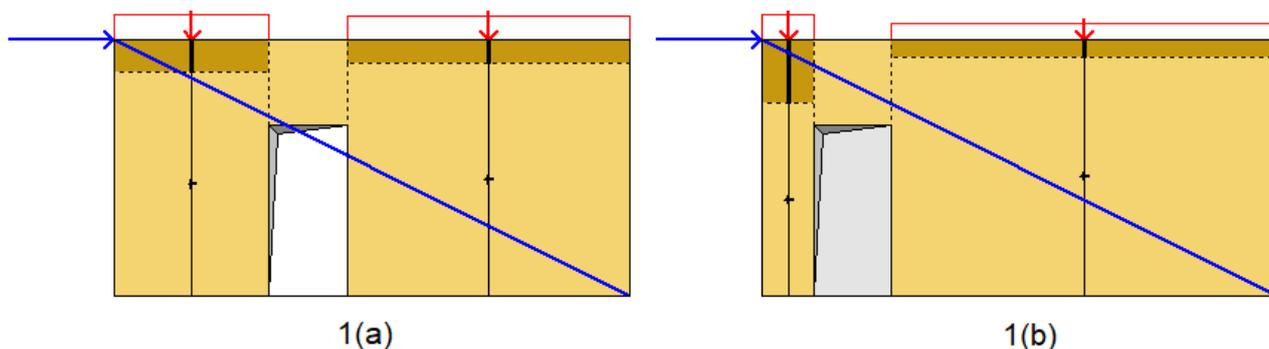


Fig. 8. Apertura non intelaiata, intercettata dalla diagonale: 1(a) e non intercettata: 1(b)

<sup>3</sup> Il puntone è schematizzato da una linea 'monodimensionale' ma nella realtà è una linea con un certo spessore e quindi si può ritenere che interessi comunque tutta l'apertura anche se la diagonale intercetta solo uno dei due lati verticali che la delimitano.

**1(a).** Se l'apertura viene intercettata dalla diagonale, si ipotizza che essa partecipi al cinematiso di distacco e che i due maschi adiacenti reagiscano normalmente, ognuno con la propria rigidità, resistenza e duttilità. La diminuzione di rigidità rispetto alla parete piena di riferimento è resa evidente dalla composizione delle rigidità dei due maschi che fornisce un valore inferiore a quella dell'unico maschio coincidente con la parete piena<sup>4</sup>.

<sup>4</sup> La differenza di rigidezza fra parete piena (fig. 7) e somma delle rigidezze dei maschi originati dall'apertura (fig. 8, 1(a)) è condizionata anche dalle zone rigide nella sommità dei maschi. Generalmente nel passaggio dalla parete piena a quella con apertura si manifesta una diminuzione significativa di rigidezza.

**1(b). Se invece l'apertura non viene intercettata dalla diagonale, si dovrà considerare che la diminuzione di rigidezza rispetto alla parete originaria è minore** rispetto al caso 1(a), o, in altri termini, la rigidezza nel caso 1(b) è maggiore rispetto a 1(a): ciò viene interpretato attraverso un'amplificazione delle rigidezze dei due maschi.

Siano:  $B_{sx}$  e  $B_{dx}$  le due basi dei maschi adiacenti all'apertura rispettivamente a sinistra e a destra,  $B_{ap}$  la larghezza dell'apertura. Si definiscono i seguenti fattori correttivi:

$$\text{per la rigidezza flessionale: } F_{fless} = \frac{(B_{sx} + B_{ap} + B_{dx})^3}{(B_{sx}^3 + B_{dx}^3)}$$

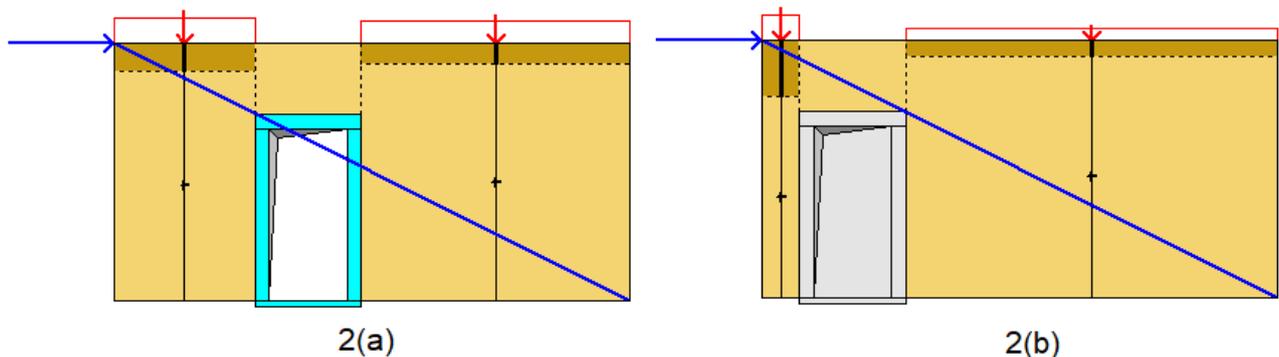
$$\text{per la rigidezza tagliante: } F_{tag} = \frac{(B_{sx} + B_{ap} + B_{dx})}{(B_{sx} + B_{dx})}$$

L'effetto ottenuto è quindi una rigidezza intermedia fra quella risultante dai due maschi indipendenti l'uno rispetto all'altro del caso 1(a) e quella della parete originaria, rispetto alla quale l'apertura, pur non coinvolta dal cinematisimo, comporta comunque una diminuzione di rigidezza.

## Caso 2: apertura intelaiata.

**Per l'apertura con telaio di cerchiatura si adotta lo stesso criterio dell'apertura non intelaiata, al fine di definire se venga intercettata o meno dal puntone diagonale** e quindi dalla porzione di parete che si distacca per effetto della fessurazione indotta dalla forza orizzontale.

L'intercettazione della diagonale con l'apertura viene definita con riferimento all'apertura netta.



**Fig. 9.** Apertura intelaiata, intercettata dalla diagonale: 1(a) e non intercettata: 1(b)

**2(a). L'apertura intelaiata intercettata dalla diagonale si considera partecipante al cinematisimo di distacco:** i due maschi ad essa adiacenti reagiscono ognuno con la propria rigidezza, resistenza e duttilità, e ad essi si somma in parallelo il contributo del telaio con la propria curva di capacità e quindi con la propria rigidezza, resistenza e duttilità.

**2(b). Se invece l'apertura intelaiata non viene intercettata dal puntone,** si procede secondo le seguenti ipotesi di lavoro:

- la **rigidezza** del telaio si compone normalmente con la rigidezza dei maschi murari adiacenti all'apertura;

- la **resistenza** del telaio viene limitata, come valore massimo, alla resistenza corrispondente – nella curva di capacità del telaio - allo spostamento al limite elastico minore fra i due maschi adiacenti. Questa ipotesi trova la sua ragione nel fatto che il telaio non fa parte della porzione di parete al distacco: il puntone interessa del tutto o in modo prevalente la muratura, e quindi il telaio non può sviluppare resistenza oltre quella dei maschi adiacenti.

Con riferimento allo spostamento al limite elastico minimo fra i due maschi, la resistenza massima sviluppabile dal telaio viene assunta appunti pari al valore corrispondente sulla curva di capacità del telaio al primo spostamento di crisi della muratura.

- Per quanto riguarda la **duttilità**, il valore di spostamento massimo del telaio non può superare quello dei maschi murari adiacenti.

**Il diverso comportamento determinato dal verso della forza orizzontale dipende dalle aperture intercettate o meno dalla diagonale del puntone, ossia coinvolte o meno nella porzione muraria al distacco dovuto alla fessurazione.**

La diversa intercettazione delle aperture a seconda del verso della forza sismica e di conseguenza il diverso comportamento strutturale si manifesta quando la posizione in pianta dell'apertura non è centrale e quando inoltre tale posizione, unitamente alle dimensioni dell'apertura stessa, determina una configurazione dove l'apertura viene intercettata dalla diagonale competente ad un verso della forza orizzontale mentre ciò non accade per il verso opposto.

**La metodologia illustrata per considerare gli effetti del verso dell'azione sismica utilizzando il modello a telaio equivalente nell'analisi locale della parete muraria, può essere facilmente implementata nei codici di calcolo: tale implementazione è stata eseguita nel software Aedes.ACM,** che verrà utilizzato nel seguito per la validazione della procedura e l'illustrazione di un esempio applicativo.

## **VALIDAZIONE DELLA PROCEDURA PROPOSTA**

La validazione della procedura proposta nel presente documento viene eseguita con riferimento al caso studio presentato in [4] i cui risultati sono riportati nella fig. 6.

In [4] si analizza una parete in muratura caratterizzata dai seguenti parametri meccanici:

modulo elastico  $E = 1468 \text{ N/mm}^2$ , resistenza a compressione  $f_c = 4.3 \text{ N/mm}^2$ ; resistenza a trazione non nulla ( $0.05 \text{ N/mm}^2$ ); densità di massa pari a  $1900 \text{ kg/m}^3$ , equivalente al peso specifico di  $19 \text{ kN/m}^3$ . Vengono inoltre definiti altri parametri necessari per l'analisi ad elementi finiti con il software DIANA.

Nel software professionale Aedes.ACM la muratura viene modellata con un materiale appositamente definito equiparabile, dal punto di vista dei parametri meccanici noti, al caso della muratura in mattoni pieni e malta di calce proposta dalla Normativa vigente (Tab. C8.5.I):

$$f_m (\text{min,max}) = 2.6\text{-}4.3 \text{ N/mm}^2$$

$$E (\text{min,max}) = 1200\text{-}1800 \text{ N/mm}^2, \text{ valore medio: } 1500 \text{ N/mm}^2$$

Per questa tipologia la Normativa prevede i seguenti altri parametri:

$$\tau_0 (\text{min,max}) = 0.05\text{-}0.13 \text{ N/mm}^2, \text{ valore medio: } 0.09 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v0} (\text{min,max}) = 0.13\text{-}0.27 \text{ N/mm}^2, \text{ valore medio: } 0.20 \text{ N/mm}^2$$

$$G (\text{min,max}) = 400\text{-}600 \text{ N/mm}^2, \text{ valore medio: } 500 \text{ N/mm}^2$$

$$w = 18 \text{ kN/m}^3$$

Per rendere attendibile la **comparazione fra i risultati dei due differenti metodi (FEM e metodo a telaio**

**equivalente**), in definitiva si scelgono per l'analisi a telaio equivalente con Aedes.ACM i seguenti parametri:  
 $f_m = 4.3 \text{ N/mm}^2$ ,  $\tau_0 = 0.09 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{v0} = 0.20 \text{ N/mm}^2$  con fattore di confidenza  $F_C = 1.00$   
 $E = 1500 \text{ N/mm}^2$ ,  $G = 500 \text{ N/mm}^2$   
 $w = 19 \text{ kN/m}^3$

Le dimensioni geometriche della parete sono di 6.00 m. di base e 3.00 m di altezza, con apertura di luce netta (interna al telaio) 1.00 m. e altezza 2.00 m; lo spessore della muratura è assunto pari a 25 cm. L'apertura si può considerare posta a 50 cm. dal bordo sinistro della parete.

Per quanto riguarda il carico applicato sulla sommità della parete, nel testo di riferimento [4] il valore non è dichiarato ma si afferma che la parete è in posizione interna al piano terra di un edificio a due piani. Si può ipotizzare che il piano sovrastante sia anch'esso alto 3.00 m; si fa inoltre l'ipotesi che la luce di solaio complessiva che scarica sulla parete sia pari a 4.00 m. considerando 2.00 m. di influenza per ognuno dei due solai, con carichi uguali, che insistono sulla parete muraria. Ponendo:

- per il carico neve in sommità i valori di  $q=1.00 \text{ kN/m}^2$ ,  $\Psi_2=0$ ,  $\Psi_0=0.5$ ,
  - per il carico di esercizio del solaio intermedio:  $q=2.00 \text{ kN/m}^2$ ,  $\Psi_2=0.3$ ,  $\Psi_0=0.7$ ,
  - per il carico permanente dei solai intermedio e di copertura:  $g=2.00 \text{ kN/m}^2$ ,
- ne deriva sulla parete un carico complessivo agente sulla sua sommità per la combinazione sismica pari a 195.90 kN, distribuiti sulla luce di 6.00 m (32.65 kN/m).

I comportamenti strutturali dei maschi murari che definiscono le loro curve di capacità sono:

- taglio per fessurazione diagonale con la formulazione cautelativa indicata per la muratura irregolare e con quella tipica della muratura regolare con fessurazione 'a scaletta' (ossia con andamento diagonale fra i giunti di malta);
- taglio per scorrimento;
- pressoflessione complanare.

Nello Stato di Progetto, l'apertura viene intelaiata con cerchiatura composta da montanti e architrave HEA260 (come indicato in [4]).

In Aedes.ACM i **risultati dell'analisi del confronto fra Stato Attuale (parete piena) e Stato di Progetto (parete con apertura) per azione orizzontale sismica orientata secondo +X**, con puntone diagonale che non intercetta l'apertura, consistono nella curva di capacità illustrata in fig. 10. La configurazione è descrivibile anche come: forza +X con apertura a sinistra.

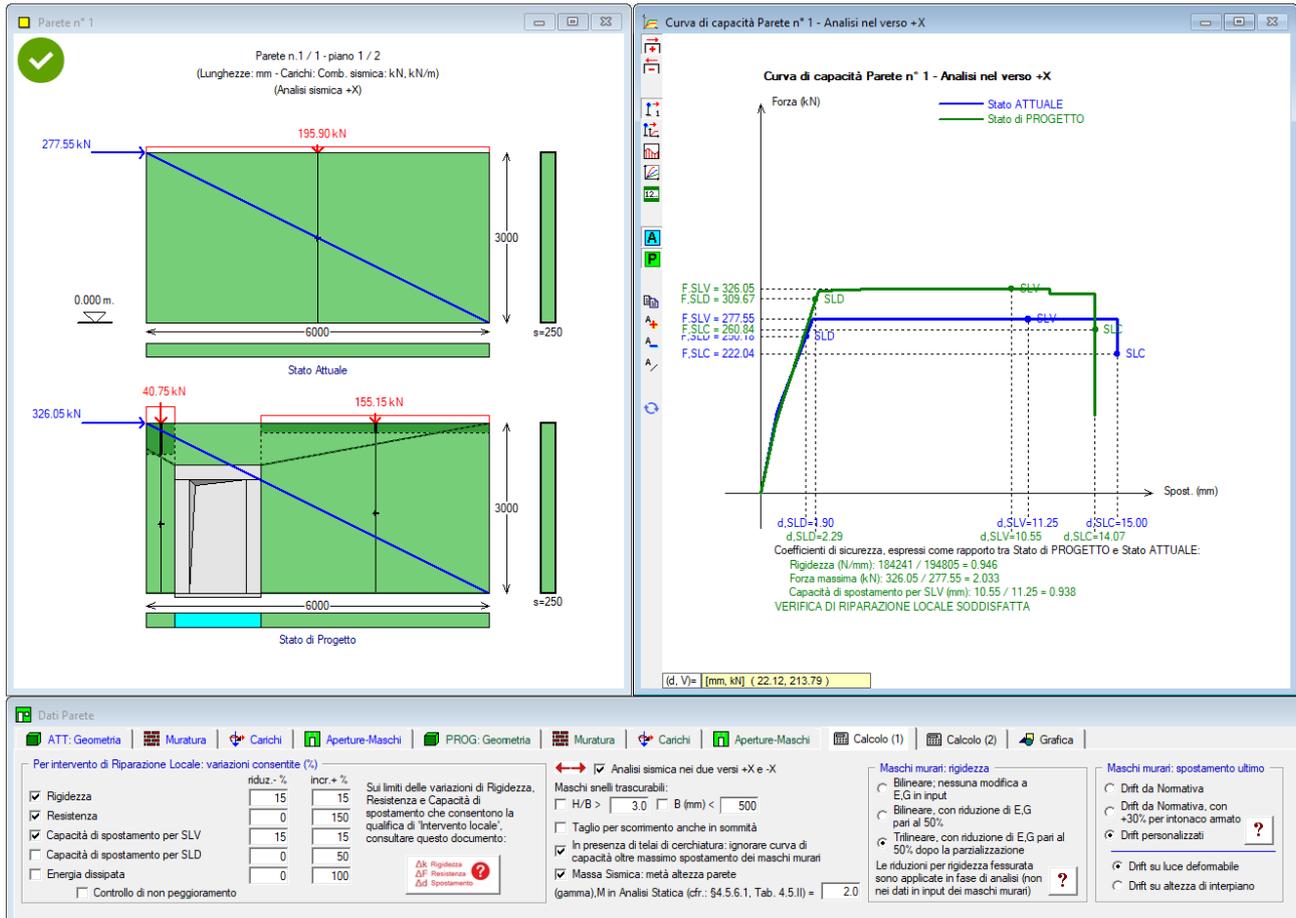
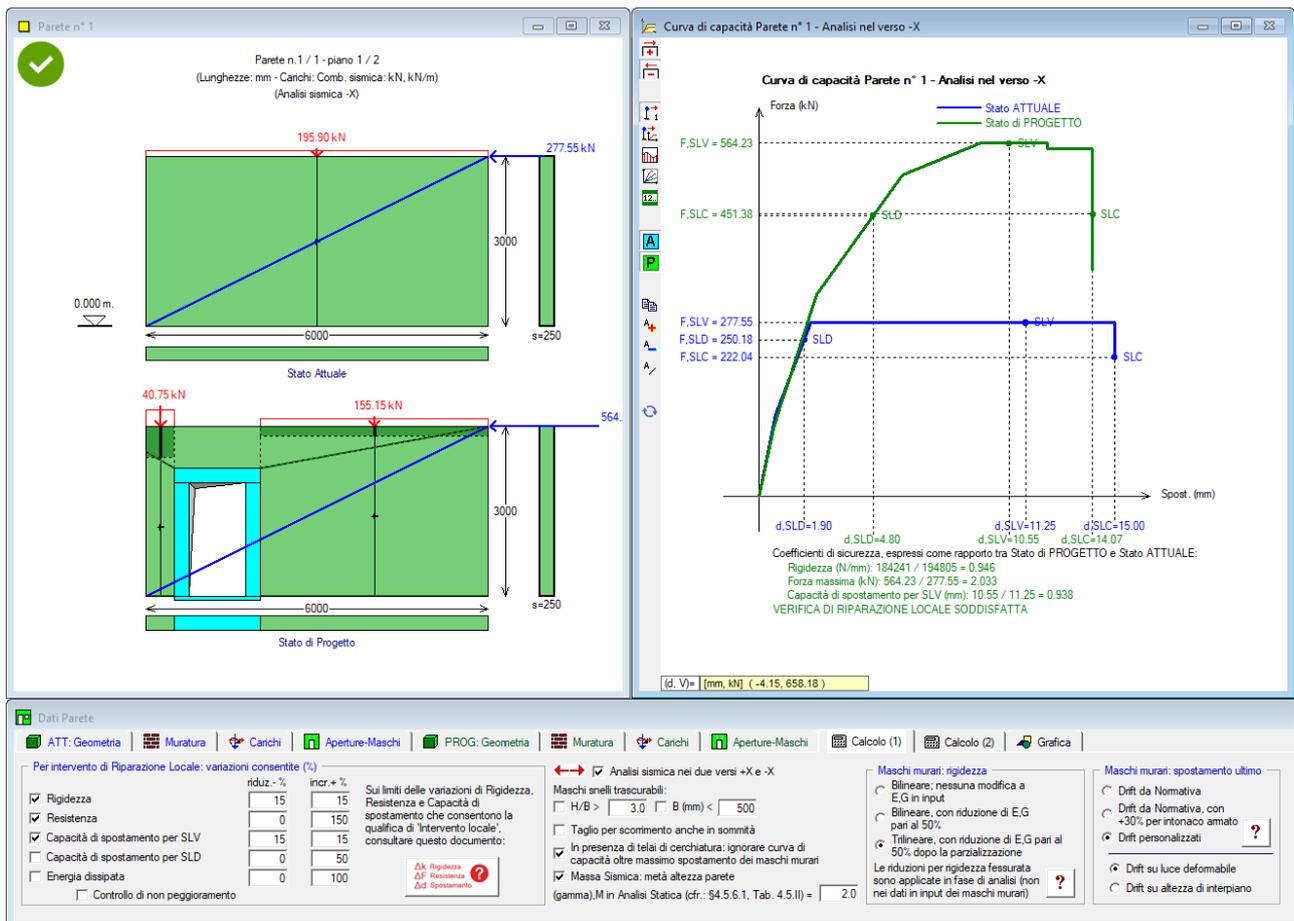


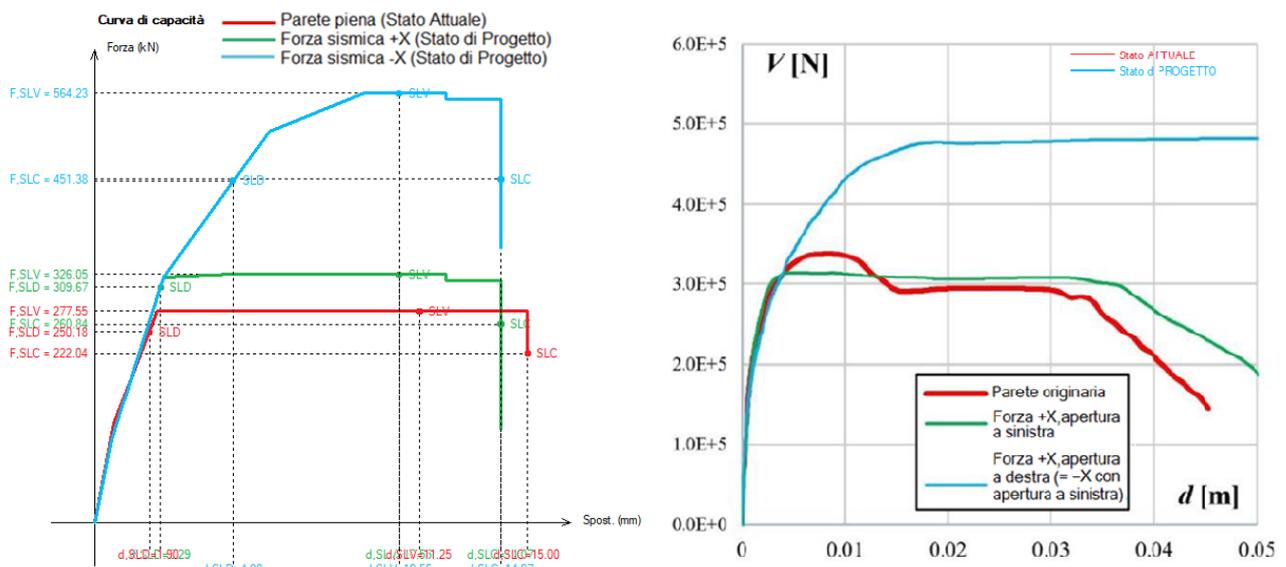
Fig. 10. Esempio di validazione: risultati per azione orizzontale secondo +X

All'analisi per verso sismico secondo -X, con puntone diagonale che intercetta l'apertura, corrispondono i risultati illustrati dalla curva di capacità riportata in fig. 11. La configurazione potrebbe essere descritta, in modo del tutto equivalente, come forza +X e apertura a destra.



**Fig. 11.** Esempio di validazione: risultati per azione orizzontale secondo -X

La sovrapposizione delle curve di capacità per i due versi sismici fornisce il grafico riportato a sinistra in fig. 12 affiancato a destra dall'analogo diagramma pubblicato in [4]; per agevolare il confronto, i colori delle curve prodotti dall'analisi FEM con DIANA sono utilizzati anche nel grafico prodotto da Aedes.ACM.



**Fig. 12.** Confronto fra: parete piena, parete con apertura e forza +X, parete con apertura e forza -X

**La curva di capacità ottenuta con il metodo professionale implementato in Aedes.ACM fornisce risultati compatibili dai punti di vista sia qualitativo (forma delle curve e rapporti tra di loro) sia numerico (forze e spostamenti notevoli) con quelli ottenuti tramite l'analisi molto più sofisticata eseguita con metodo ad elementi finiti e software DIANA.**

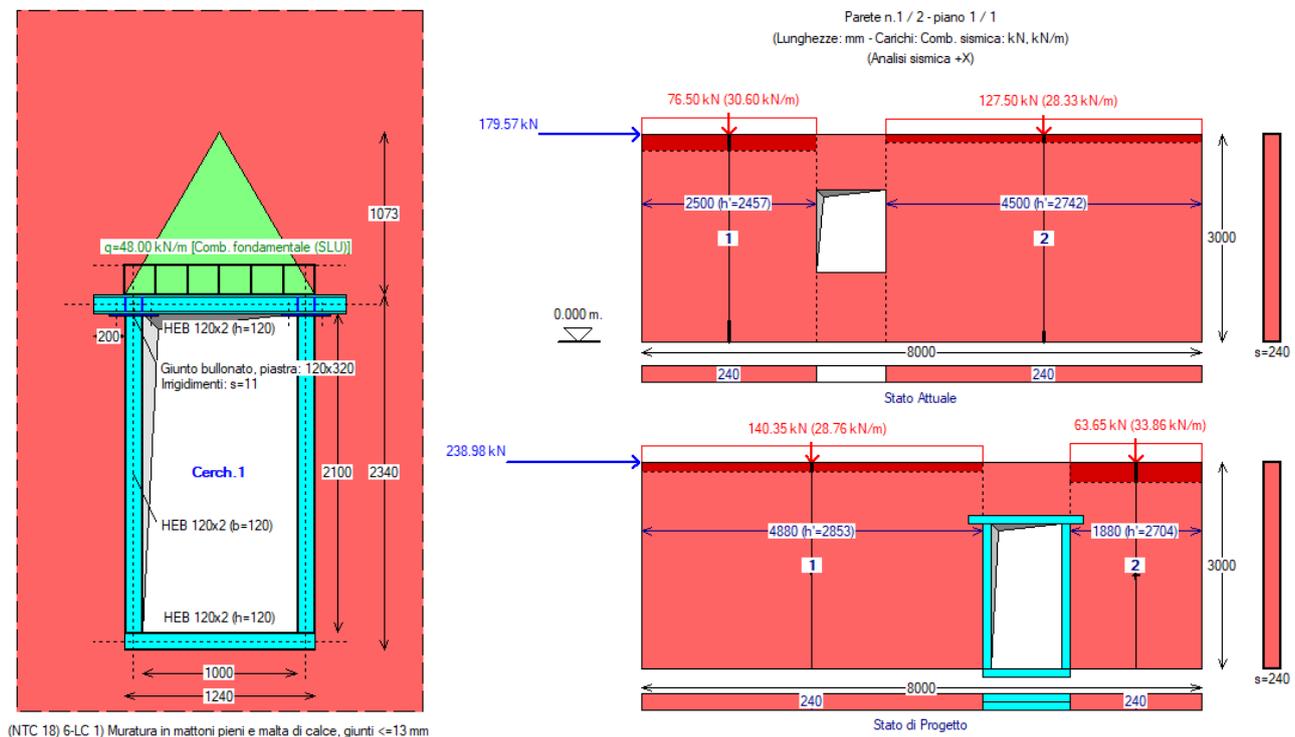
**L'algoritmo proposto nel presente documento risulta quindi convalidato.**

In sintesi: quando il puntone non investe l'apertura (curva verde in fig. 12), vi è una lieve diminuzione di rigidità e una lieve variazione di resistenza, ma in sostanza la curva di capacità non subisce modifiche di rilievo nel passaggio dallo Stato Attuale di parete piena allo Stato di Progetto di parete con apertura intelaiata. Il telaio in questo caso fornisce un contributo quasi trascurabile, ben lontano dalle sue capacità, in quanto non viene coinvolto dalla porzione di muratura al distacco per fessurazione.

Quando invece il puntone investe l'apertura (curva celeste in fig. 12), il telaio di cerchiatura viene a trovarsi nella zona di maggiore sollecitazione della parete e fornisce un aumento di resistenza e di duttilità, dovuti al suo maggiore impegno statico.

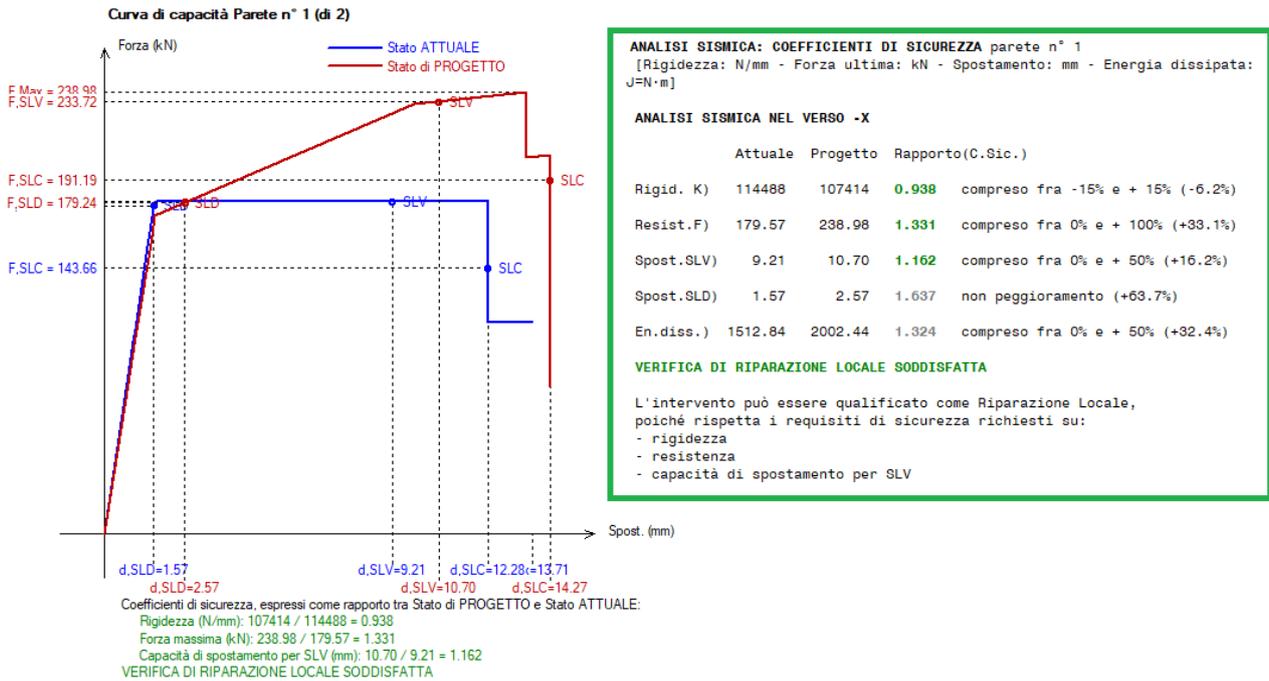
### ESEMPIO APPLICATIVO

L'esempio applicativo proposto riguarda una parete in mattoni pieni e malta di calce con una finestra nello Stato Attuale. Nello Stato di Progetto si desidera chiudere la finestra e realizzare una nuova apertura (porta) irrobustita con un telaio di cerchiatura, in una posizione non centrale (fig. 13); si desidera qualificare l'intervento nell'ambito di 'riparazione / intervento locale' (cfr. §8.4.1 del D.M. 17.1.2018).



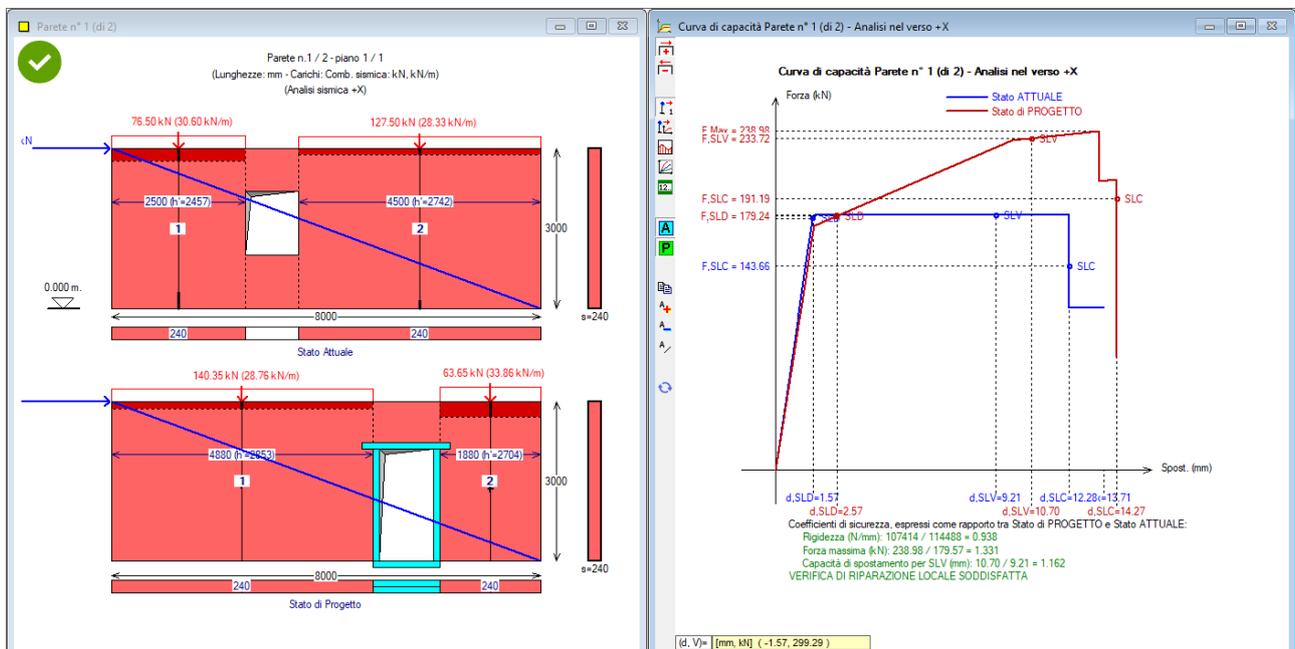
**Fig. 13.** Esempio applicativo

Analizzando la parete senza considerare l'effetto del verso della forza sismica, si può constatare che la verifica di controllo della tipologia di intervento come 'intervento locale' risulta soddisfatta, come illustrato in fig. 14.



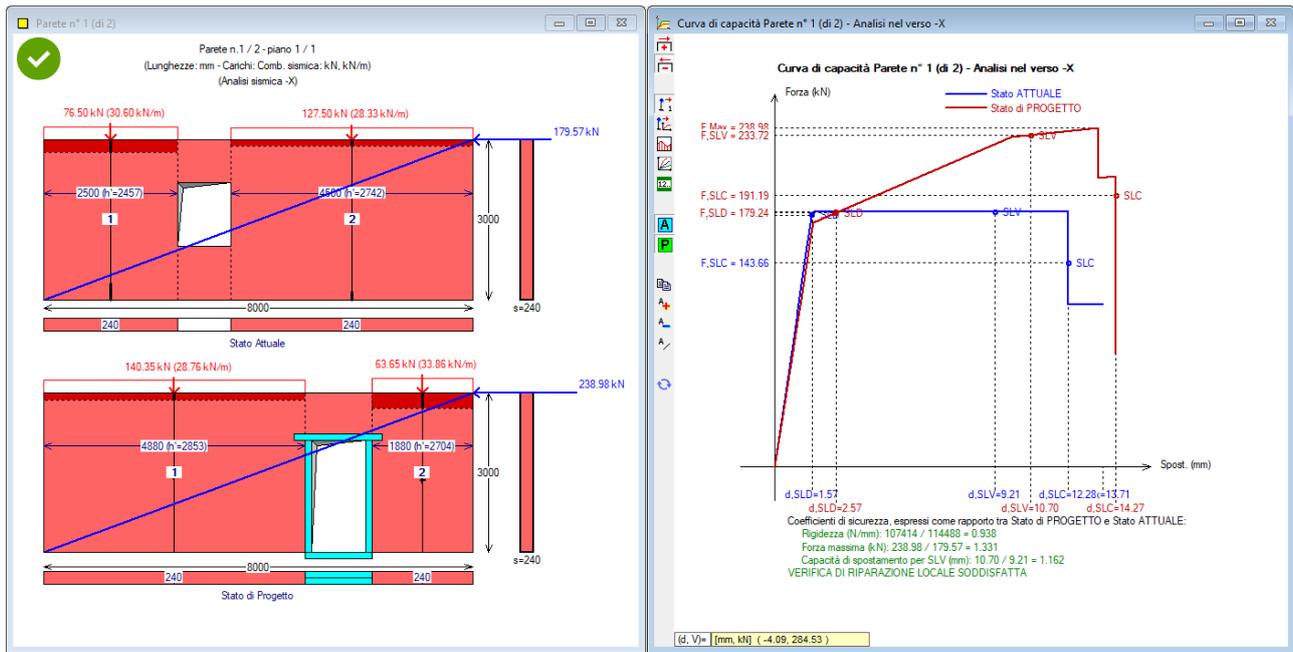
**Fig. 14.** Intervento locale, soddisfatto prescindendo dall'effetto del verso sismico

Si valuti ora la configurazione strutturale tenendo conto degli effetti del verso sismico: con forza orizzontale +X la verifica è soddisfatta (fig. 15) e coincide con la verifica che prescinde dal verso sismico, in quanto sia l'apertura allo Stato Attuale sia quella allo Stato di Progetto sono intercettate dal puntone diagonale.



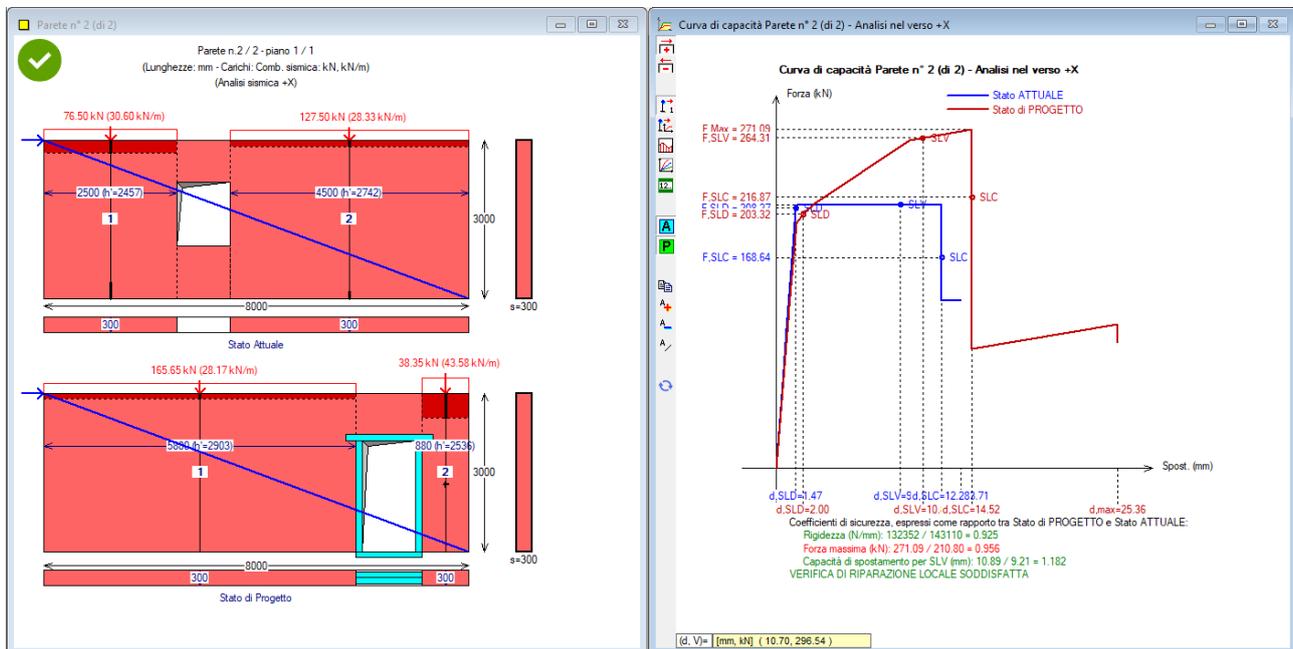
**Fig. 15.** Intervento locale con effetto del verso sismico per forza orizzontale secondo +X

Considerando la forza diretta secondo il verso opposto -X, il comportamento strutturale risulta invariato: il corrispondente puntone diagonale intercetta anche in questo caso tutte le aperture (fig. 16).



**Fig. 16.** Intervento locale con effetto del verso sismico per forza orizzontale secondo -X

L'esito della verifica dipende dalla posizione delle aperture. Si supponga di spostare la nuova apertura di 1.00 m. verso destra, in una posizione quindi più vicina al bordo della parete. Le figg. 17 e 18 illustrano la configurazione per forza orizzontale secondo +X: la verifica di 'intervento locale' è ancora soddisfatta.



**Fig. 17.** Posizione della nuova apertura più vicina al bordo: verifica per forza secondo +X

**ANALISI SISMICA: COEFFICIENTI DI SICUREZZA parete n° 2**  
 [Rigidità: N/mm - Forza ultima: kN - Spostamento: mm - Energia dissipata: J=N·m]

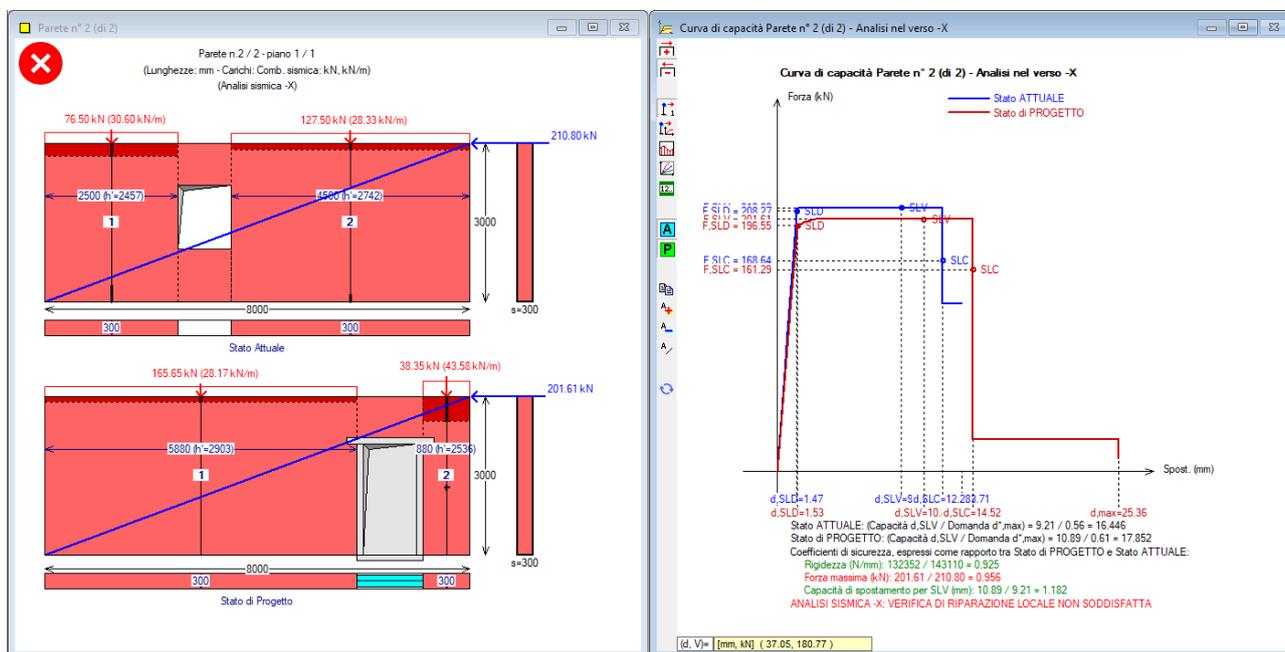
**ANALISI SISMICA NEL VERSO +X**

|            | Attuale | Progetto | Rapporto(C.Sic.) |                                   |
|------------|---------|----------|------------------|-----------------------------------|
| Rigid. K)  | 143110  | 132352   | <b>0.925</b>     | compreso fra -15% e + 15% (-7.5%) |
| Resist.F)  | 210.80  | 271.09   | <b>1.286</b>     | compreso fra 0% e + 100% (+28.6%) |
| Spost.SLV) | 9.21    | 10.89    | <b>1.182</b>     | compreso fra 0% e + 50% (+18.2%)  |
| Spost.SLD) | 1.47    | 2.00     | 1.361            | compreso fra 0% e + 50% (+36.1%)  |
| En.diss.)  | 1786.19 | 2356.55  | 1.319            | compreso fra 0% e + 50% (+31.9%)  |

**VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA**

**Fig. 18.** Verifica per forza secondo +X: risultati numerici

Nel verso opposto, -X, si evidenzia invece una verifica di intervento locale non soddisfatta (fig. 19). La diagonale non intercetta, allo Stato di Progetto, l'apertura intelaiata poiché questa è troppo vicina al bordo: la resistenza del telaio viene mobilitata solo parzialmente, e i coefficienti di sicurezza che ne derivano evidenziano, nel passaggio dalla parete originaria a quella di progetto, un peggioramento della resistenza, non consentito.



**Fig. 19.** Posizione della nuova apertura più vicina al bordo: verifica per forza secondo -X

**ANALISI SISMICA: COEFFICIENTI DI SICUREZZA** parete n° 2  
[Rigidità: N/mm - Forza ultima: kN - Spostamento: mm - Energia dissipata: J=N·m]

**ANALISI SISMICA NEL VERSO -X**

|            | Attuale | Progetto | Rapporto(C.Sic.) |                                   |
|------------|---------|----------|------------------|-----------------------------------|
| Rigid. K)  | 143110  | 132352   | <b>0.925</b>     | compreso fra -15% e + 15% (-7.5%) |
| Resist.F)  | 210.80  | 201.61   | <b>0.956</b>     | (-4.4%)                           |
| Spost.SLV) | 9.21    | 10.89    | <b>1.182</b>     | compreso fra 0% e + 50% (+18.2%)  |
| Spost.SLD) | 1.47    | 1.53     | 1.041            | compreso fra 0% e + 50% (+4.1%)   |
| En.diss.)  | 1786.19 | 2039.19  | 1.142            | compreso fra 0% e + 50% (+14.2%)  |
| PGA,CLV)   | 0.213g  | 0.213g   |                  | PGA,DLV = 0.126g                  |

**VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE NON SODDISFATTA**

L'intervento NON può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché non rispetta tutti i requisiti di sicurezza richiesti.

**Fig. 20.** Verifica per forza secondo -X: risultati numerici

**La metodologia adottata per determinare gli effetti del verso sismico può quindi essere in grado di evidenziare una penalizzazione dello Stato di Progetto quando la nuova apertura si avvicina troppo al bordo:** questa peraltro è una condizione staticamente sfavorevole, in quanto la vicinanza alla connessione della parete con un muro ortogonale, che determina il limite geometrico della parete stessa, rende sconsigliabile intervenire rimuovendo porzioni di muratura esistente in prossimità del bordo. Peraltro, le indicazioni normative sulla larghezza minima della mazzetta muraria laterale residua indicano che **l'intervento locale non deve prevedere un'apertura a ridosso dell'ammorsamento tra muri ortogonali.** Il documento della Regione Toscana riguardante gli interventi strutturali locali [6] riporta in §1.4 quanto segue:

*Si ritiene che siano da evitare i seguenti interventi: (...)*

*- apertura di porte o finestre nelle pareti che lascino una mazzetta muraria laterale residua inferiore a 50 cm. (escluso lo spessore del muro ortogonale) (...).*

*Con il mancato rispetto delle suddette indicazioni decade la possibilità di considerare l'intervento come "locale"(...)*

*Non sono ammissibili, all'interno della tipologia degli 'interventi locali', i seguenti interventi:*

*- inserimento di cerchiature a cavallo nelle intersezioni delle murature;*

*- inserimento dei montanti nello spessore dei muri trasversali (ovvero nell'incrocio murario);*

*- apertura di porte o finestre nelle pareti perimetrali esterne a distanza inferiore ad 1 m. dall'angolo compreso lo spessore del muro trasversale (...).<sup>5</sup>*

<sup>5</sup> Le considerazioni sulla posizione delle aperture vicino al bordo delle pareti appartengono ai criteri dimensionali validi in generale per le costruzioni in muratura. Per i nuovi edifici, la Normativa vigente in §7.8.6.1 riporta quanto segue:

*(...) A meno di idonei provvedimenti atti a garantire un efficace collegamento fra le pareti ed il comportamento scatolare della struttura, in corrispondenza di incroci d'angolo tra due pareti perimetrali sono prescritte, su entrambe le pareti, zone di parete muraria di lunghezza non inferiore ad un terzo dell'altezza e comunque non inferiore ad a 1 m, compreso lo spessore del muro trasversale.(...)*

Ovviamente non sempre il criterio della diagonale riesce a rendere inefficace il telaio di cerchiatura vicino al bordo: ciò non accade infatti se l'architrave del telaio è vicina al livello dell'orizzontamento sovrastante. E' comunque interessante osservare che **il metodo illustrato fornisce in molti casi un valido contributo per evitare situazioni progettuali staticamente sconsigliabili:** infatti ove venga a determinarsi l'inefficacia del

telaio in posizione non centrale, ciò implica la necessità di spostare l'apertura a una distanza maggiore dal bordo in modo che possano attivarsi le capacità di resistenza e duttilità della cerchiatura.

## CONCLUSIONI

**Analisi ad elementi finiti con software avanzati hanno dimostrato che l'effetto dell'azione sismica complanare ad una parete muraria con apertura non centrale dipende dal verso dell'azione. La forza orizzontale genera un percorso diagonale del flusso tensionale di compressione, ossia un puntone che può investire o meno l'apertura a seconda della posizione di questa. Se l'apertura è intelaiata, la cerchiatura potrà esplicare la propria capacità completa, in termini di rigidezza, resistenza e duttilità, solo quando viene interessata dal puntone.**

Nel presente lavoro è stata proposta una **procedura che consente di valutare gli effetti del verso dell'azione sismica nell'ambito di un modello a telaio equivalente, tipicamente utilizzato per lo studio degli interventi locali riguardanti pareti in muratura.**

Dopo aver implementato la procedura in un software professionale (Aedes.ACM) si è effettuata la validazione confrontando i risultati di un caso studio noto dalla Ricerca [4].

**Si è infine applicata la procedura ad un esempio di intervento locale su una parete in muratura, mostrando come la posizione dell'apertura nei confronti della diagonale del pannello possa determinare l'efficacia o meno del telaio di cerchiatura.** In questo ambito, ha trovato conferma la regola di non praticare aperture, neppure cerchiate, nelle zone murarie limitrofe ai bordi della parete: questo consente di non inserire indebolimenti in corrispondenza delle zone di ammorsamento fra muri ortogonali, la cui resistenza è fondamentale per il comportamento globale dell'organismo edilizio a cui la parete appartiene.

## BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

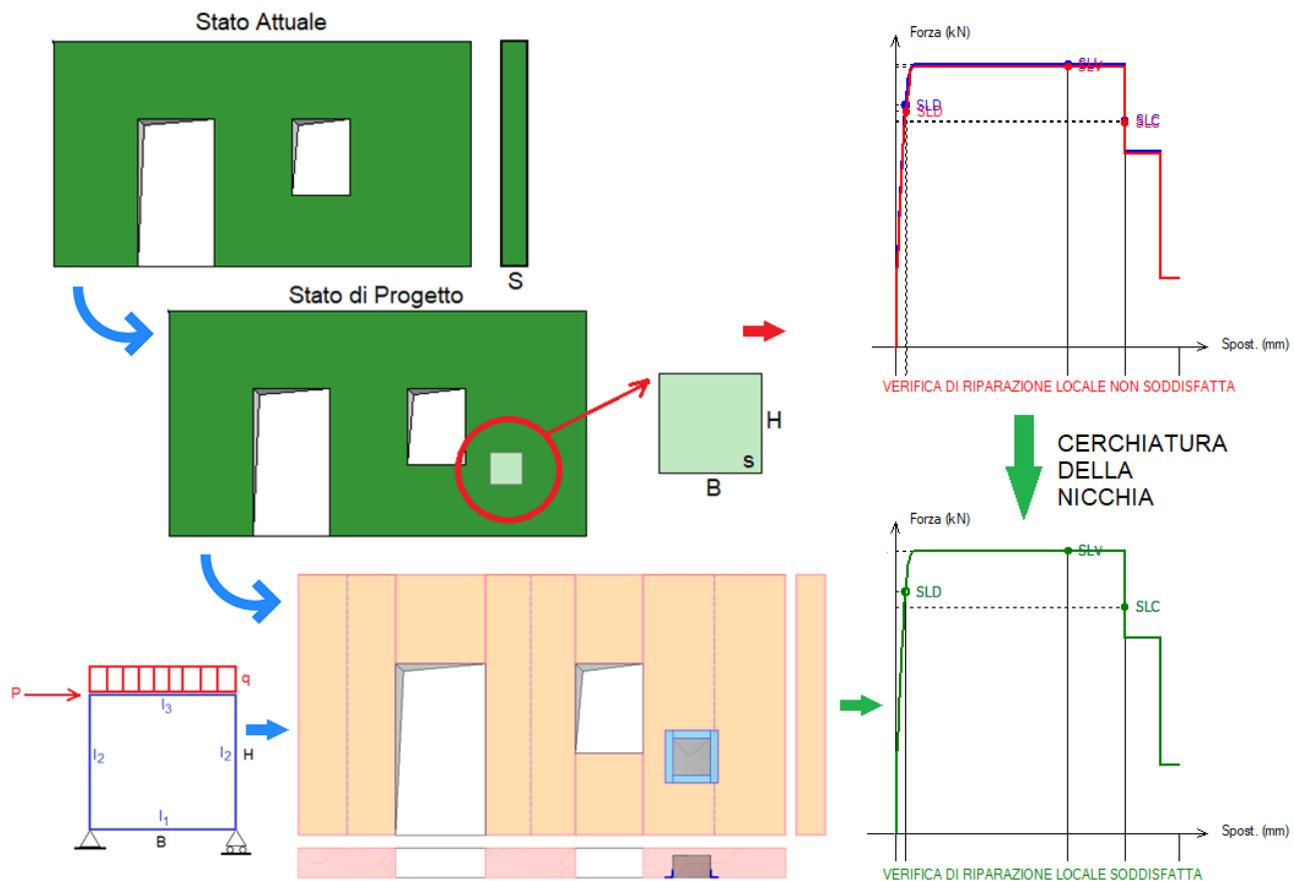
- [1] Pugi F., *Aperture e cerchiature in murature portanti con telai in acciaio e calcestruzzo armato*, ALINEA, 2010.
- [2] Aedes.ACM, Aedes Software, versione 2022.
- [3] Aedes.PCM, Aedes Software, versione 2022.
- [4] Billi L., Laudicina F., Salvatori L., Orlando M., Spinelli P., *Forming New Steel-Framed Openings in Load-Bearing Masonry Walls: Design Methods and Nonlinear Finite Element Simulations*, XVII ANIDIS, Sept. 17-21, 2017.
- [5] *Sicurezza e conservazione dei centri storici. Il caso Ortigia*, a cura di A. Giuffré, Laterza, 1993.
- [6] *Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti*, a cura della Regione Toscana, D.G.R. 606 del 21.6.2010.

## NICCHIE CON TELAI DI CERCHIATURA NELLE PARETI IN MURATURA

Autore: Francesco Pugi, Ricerca e Sviluppo di AEDES Software

[Articolo pubblicato su Ingegno \(20.05.2022\)](#)

- **Nicchie e cavità nelle pareti murarie determinano un peggioramento delle capacità della struttura**, attraverso una riduzione della sezione resistente dei maschi murari interessati. Questi indebolimenti locali sono spesso presenti in edifici esistenti generalmente per ospitare parti di impianti.
- **Gli interventi di progetto prevedono talvolta la realizzazione di nuove nicchie**, non essendo possibile praticare soluzioni alternative ad esempio per il posizionamento di contatori. L'intervento è meno invasivo rispetto alla creazione di una nuova apertura nella parete muraria, ma **il conseguente peggioramento delle capacità resistenti richiede la valutazione di una struttura di consolidamento** che può consistere in un **telaio di acciaio**: il telaio assume quindi la funzione di compensazione dell'indebolimento introdotto dall'intervento.
- **Il criterio di compensazione della nicchia può fondarsi sulla resistenza**: si ripristina in tal modo la 'continuità' strutturale nella parete muraria. **Il telaio di rinforzo consente la corretta diffusione delle sollecitazioni locali** di compressione e di taglio e l'intervento può essere inquadrato come **riparazione locale o miglioramento**, secondo le richieste delle normative vigenti.



## NICCHIE NELLE PARETI IN MURATURA: RIDUZIONE DELLA RESISTENZA

**Nelle pareti in murature nicchie e cavità determinano generalmente una riduzione di capacità della struttura muraria:** tale riduzione deve essere adeguatamente valutata nell'ambito della verifica di sicurezza, ai fini di **predisporre un opportuno consolidamento**.

Questi indebolimenti locali hanno in genere piccole dimensioni, e spesso ospitano impianti.

Laddove è possibile chiudere le nicchie esistenti, è preferibile ripristinare la piena continuità della tessitura muraria; in ogni caso, è opportuno prendere in considerazione nei modelli di calcolo l'indebolimento dei maschi murari.

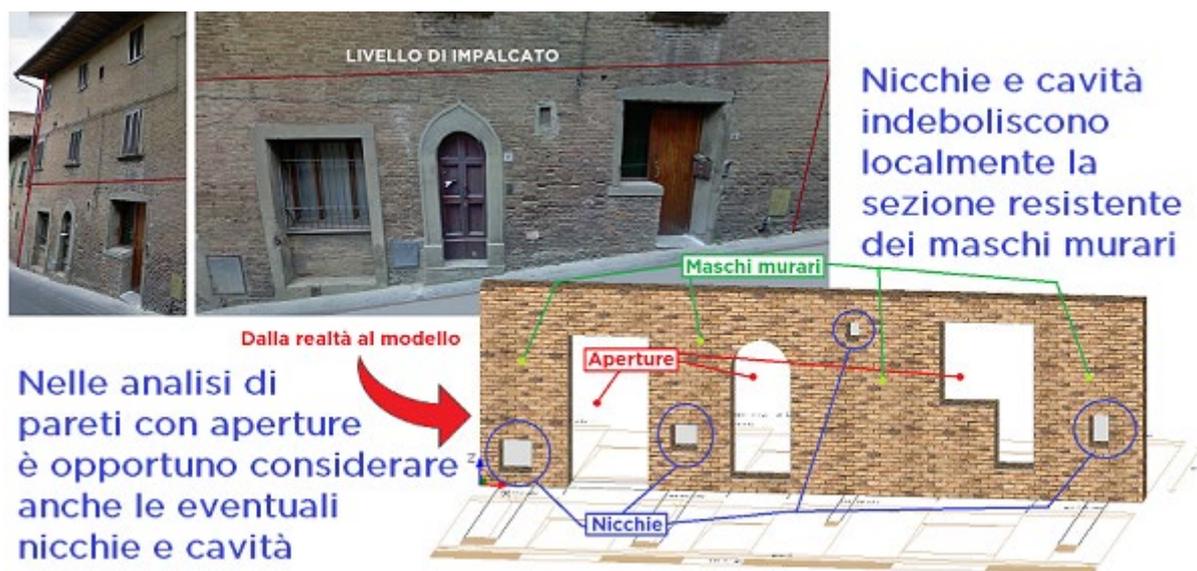


Fig. 1. Nicchie in parete muraria esistente

Dal punto di vista della modellazione strutturale, facendo riferimento alla suddivisione della parete in maschi murari, **le nicchie non sono vere e proprie aperture e quindi la loro presenza non determina la scomposizione in ulteriori distinti maschi murari:** una nicchia, semplicemente, indebolisce la prestazione meccanica del maschio corrispondente, attraverso una riduzione della sezione resistente.

Nelle **murature nuove** la realizzazione di tracce e nicchie segue regole specifiche indicate dall'EuroCodice 6, fondate sulla riduzione della sezione resistente.

Il caso degli edifici in muratura esistenti è ben diverso, in quanto le cavità possono avere le più varie dimensioni ed occorre stabilire un algoritmo che rispetta il criterio di riduzione della sezione resistente adeguandolo alla verifica di capacità svolta per la parete muraria esistente.

Un metodo efficace e immediatamente applicabile per considerare nelle verifiche di sicurezza la presenza di nicchie in un maschio murario consiste nello **scansionare orizzontalmente il maschio alle sue diverse quote, individuando la sezione resistente più piccola** determinata dall'intercettazione di una o più nicchie. In conseguenza di ciò, i **parametri meccanici** del maschio (rigidezza, forza ultima) subiscono una **modifica peggiorativa**.

Seguendo questa impostazione, è possibile valutare l'effetto di indebolimento delle nicchie e, con un ragionamento inverso, il miglioramento conseguibile attraverso la chiusura di una o più nicchie.

Un tipo di intervento frequente riguarda la **realizzazione di una nuova nicchia**, ad esempio per alloggiare contatori del gas, in una parete muraria esistente, anche quando non si apportano modifiche di altro tipo

sulla parete stessa.

**Si genera un indebolimento della parete sia dal punto di vista della rigidezza che della resistenza.**

L'intervento è comunque poco invasivo, e la rigidezza del maschio corrispondente alla nuova nicchia diminuisce ma in genere in modo tale da rispettare i controlli sulla variazione di rigidezza tipici degli interventi locali<sup>1</sup>: la variazione, ad esempio, anche se in diminuzione, è in valore assoluto inferiore al 15% (soglia frequentemente assunta come riferimento per la variazione di rigidezza).

<sup>1</sup> Dal punto di vista degli interventi locali, la realizzazione di una nicchia viene assimilata ad una nuova apertura: tale è effettivamente quando interessa tutto lo spessore della parete.

**Per quanto riguarda la resistenza, l'effetto della nicchia assume invece carattere più sfavorevole:**

anche questa diminuisce, ma, diversamente dalla rigidezza, per la resistenza è opportuno che l'intervento non produca un peggioramento, come espresso dalla Circolare 617/2009 al D.M. 14.1.2008:

#### **C8.4.3 RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE**

*Rientrano in questa tipologia tutti gli interventi di riparazione, rafforzamento o sostituzione di singoli elementi strutturali (travi, architravi, porzioni di solaio, pilastri, pannelli murari) o parti di essi, non adeguati alla funzione strutturale che debbono svolgere, a condizione che l'intervento non cambi significativamente il comportamento globale della struttura, soprattutto ai fini della resistenza alle azioni sismiche, a causa di una variazione non trascurabile di rigidezza o di peso.*

*Può rientrare in questa categoria anche la sostituzione di coperture e solai, solo a condizione che ciò non comporti una variazione significativa di rigidezza nel proprio piano, importante ai fini della redistribuzione di forze orizzontali, né un aumento dei carichi verticali statici.*

*Interventi di ripristino o rinforzo delle connessioni tra elementi strutturali diversi (ad esempio tra pareti murarie, tra pareti e travi o solai, anche attraverso l'introduzione di catene/tiranti) ricadono in questa categoria, in quanto comunque migliorano anche il comportamento globale della struttura, particolarmente rispetto alle azioni sismiche.*

*Infine, interventi di variazione della configurazione di un elemento strutturale, attraverso la sua sostituzione o un rafforzamento localizzato (ad esempio l'apertura di un vano in una parete muraria, accompagnata da opportuni rinforzi) possono rientrare in questa categoria solo a condizione che si dimostri che **la rigidezza dell'elemento variato non cambi significativamente e che la resistenza e la capacità di deformazione, anche in campo plastico, non peggiorino ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali.***

Con la nuova normativa e la Circ. 7 del 21.1.2019 la condizione di non peggioramento di resistenza e capacità di spostamento si è evoluta nel senso di assicurare che non vi sia una modifica significativa di tali parametri:

#### **C8.4.1 RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE**

*Ricadono in questa categoria gli interventi che non alterano significativamente il comportamento globale della costruzione; l'obiettivo sulla base del quale è valutata l'ammissibilità dell'intervento è un aumento della sicurezza di almeno una porzione della costruzione, ovvero, nel caso di danni subiti, quello del mantenimento o dell'incremento dell'originaria efficacia strutturale della porzione danneggiata.*

*In tale categoria rientrano gli interventi di ripristino, rinforzo o sostituzione di elementi strutturali o di parti di essi non adeguati alla funzione che devono svolgere (ad esempio travi, architravi, coperture, impalcati o porzioni di impalcato, pilastri, pannelli murari). In particolare gli interventi di rinforzo devono privilegiare lo sviluppo di meccanismi duttili o comunque migliorare la duttilità locale, così da favorire lo sviluppo della duttilità di insieme della struttura.*

*Il ripristino o rinforzo dei collegamenti esistenti tra i singoli componenti o tra parti di essi o la realizzazione di nuovi collegamenti (ad esempio tra pareti murarie, tra pareti e travi o solai, anche attraverso l'introduzione di catene/tiranti, chiodature tra elementi lignei di una copertura o di un solaio, tra componenti prefabbricati) ricadono in questa categoria.*

*Infine, la modifica di una parte limitata della struttura (ad es. l'apertura di un vano in una parete, accompagnata da opportuni rinforzi) può rientrare in questa categoria, a condizione che si dimostri che **l'insieme degli interventi non modifichi significativamente rigidità, resistenza nei confronti delle azioni orizzontali e capacità di deformazione della struttura.***

*La relazione illustrativa dei lavori deve riportare i risultati delle indagini conoscitive svolte, le carenze strutturali riscontrate, la descrizione dei lavori e i risultati attesi, affermando e, se necessario, dimostrando che l'intervento non ha modificato in senso negativo il comportamento degli altri elementi della costruzione e di tutta la costruzione nel suo insieme.*

*Per questa categoria di intervento non è richiesta la valutazione della sicurezza globale dell'opera ma, nel caso di rafforzamento locale finalizzato al miglioramento del funzionamento di elementi strutturali o alla limitazione di meccanismi di collasso, è richiesta la valutazione della variazione del livello locale di sicurezza."*

#### **8.7.4.1 CRITERI PER GLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DEGLI EDIFICI IN MURATURA**

*(...) 4. Incremento della capacità delle pareti (...)*

*Nel caso di realizzazione di nuove aperture in pareti esistenti, per far fronte alla diminuzione della capacità resistente della parete e all'aumento della sua deformabilità, può essere necessario prevedere rinforzi in grado di collaborare con la muratura esistente attraverso opportune connessioni ripristinando, per quanto possibile, la condizione dell'intera parete in atto prima della realizzazione dell'apertura.*

*Un incremento della capacità portante delle pareti murarie, con conseguente miglioramento del comportamento sismico, si ottiene infine anche attraverso l'eliminazione delle discontinuità con la chiusura di nicchie, canne fumarie cavedi o anche di vecchie lesioni o sconessioni all'interno delle murature, purché venga realizzato un efficace collegamento dei nuovi elementi di muratura con quelli esistenti. (...)"*

Sulla rigidità si è detto: l'effetto della nicchia consiste in un certo indebolimento di rigidità.

Per la resistenza e la capacità di spostamento sono necessarie considerazioni aggiuntive.

La **capacità di spostamento** allo stato limite ultimo della parete resta generalmente invariata, in quanto la nicchia, avente piccola dimensione rispetto al maschio murario in cui è contenuta, non tende a modificare la natura della crisi (a taglio o a pressoflessione) e quindi il drift ultimo, cui corrisponde lo spostamento per SLV.

Per quanto riguarda lo spostamento per SLD, capacità di resistenza (forza massima sviluppabile dalla parete) e rigidità diminuiscono entrambe, tuttavia se allo Stato di Progetto la resistenza viene compensata dal telaio di rinforzo, la capacità di spostamento subisce un seppur lieve incremento, poiché il taglio supportabile è non inferiore rispetto allo Stato Attuale mentre la rigidità diminuisce un poco.

Rimane quindi la **variazione peggiorativa della resistenza**: ed è in base a questo parametro che si può dimensionare il telaio di rinforzo della nicchia, in modo tale da ripristinare sostanzialmente la 'continuità' strutturale nel maschio. Col telaio la nicchia rinforzata si comporta in modo analogo ad un 'oblò', avente il profilo al suo contorno come rinforzo locale.

**Il criterio di compensazione della nicchia può fondarsi sulla resistenza**: per quanto illustrato, la rigidità del maschio interessato dalla nicchia è in lieve diminuzione, comunque attenuata dalla rigidità locale del telaio di rinforzo<sup>2</sup> e inoltre, nell'ambito della valutazione della rigidità della parete complessiva, la variazione resta in un campo accettabile. Per quanto riguarda la capacità di spostamento si è già osservato che la compensazione della resistenza assicura per la capacità di spostamento un lieve incremento per SLD

mentre resta praticamente invariata per SLV dal momento che la nicchia non incide in generale sulla modalità di rottura del maschio murario (e quindi sul corrispondente drift che segna la massima deformazione allo stato ultimo).

<sup>2</sup> I telai di rinforzo, sia per nicchie che per aperture, rispetto alla muratura preesistente mostrano generalmente un incremento di resistenza e una diminuzione di rigidità, ma ovviamente in presenza del telaio di rinforzo nell'apertura o nella nicchia la rigidità diminuisce meno che in assenza di telaio.

La necessità di verifica di sicurezza nel caso di realizzazione di nicchie è stata evidenziata anche dalla normativa regionale della Regione Emilia-Romagna:

### **Regione Emilia-Romagna**

#### **Deliberazione della Giunta Regionale 21 dicembre 2016, n. 2272**

*Atto di indirizzo recante l'individuazione degli interventi privi di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici e delle varianti in corso d'opera, riguardanti parti strutturali, che non rivestono carattere sostanziale, ai sensi dell'articolo 9, comma 4, della L.R. n. 19 del 2008*

*Allegato 1: (...)*

*B Interventi relativi a costruzioni o manufatti esistenti privi di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici (...)*

*B.4.5. a) Aperture di dimensioni nette  $\leq 0,15 \text{ m}^2$ , esclusa la superficie dell'apertura esistente, non reiterate nell'ambito della stessa parete, purché localizzate a distanza di almeno 1 m dagli incroci, dagli angoli murari e da un'altra apertura esistente. (L0)*

***b)** Realizzazione, modifica di apertura in pareti murarie portanti, di superficie netta del foro  $\leq 0,50 \text{ m}^2$  e larghezza massima di 0,50 m, esclusa la superficie dell'apertura esistente, **purché debitamente cerchiata** e distante almeno 1 m dagli incroci e dagli angoli murari, ad esclusione di interventi sistematici che alterino in maniera sostanziale il comportamento della parete. **(L1)***

***c)** Realizzazione, e modifica di apertura in pareti murarie portanti, di superficie netta del foro  $\leq 1 \text{ m}^2$  e larghezza massima di 0,50 m, esclusa la superficie dell'apertura esistente, **purché debitamente cerchiata** e distante almeno 1 m dagli incroci e dagli angoli murari, ad esclusione di interventi sistematici che alterino in maniera sostanziale il comportamento della parete. **(L2)***

Le categorie L1 e L2 richiedono un'apposita documentazione di progetto, ed in questi casi rientrano ad esempio le nicchie praticate per installare contatori o parti di impianti.

**L'espressione 'debitamente cerchiata' si traduce nella necessità di elaborare un calcolo di progetto che, in accordo con le indicazioni normative nazionali sopra riportate, dimostri che la configurazione della parete allo Stato di Progetto non ha subito una riduzione di capacità.**

Il dimensionamento del telaio di rinforzo della nicchia viene effettuato attraverso una comparazione fra capacità locale della muratura preesistente e capacità del telaio inserito nella nuova nicchia, in termini di resistenza.

### **NICCHIA CERCHIATA: DIMENSIONAMENTO DEL TELAIO DI RINFORZO**

Data una parete muraria, l'inserimento di una nicchia consiste in una rimozione di una zona di muratura caratterizzata da lunghezza B, altezza H e spessore s, con s minore o uguale allo spessore S della parete (fig. 2).

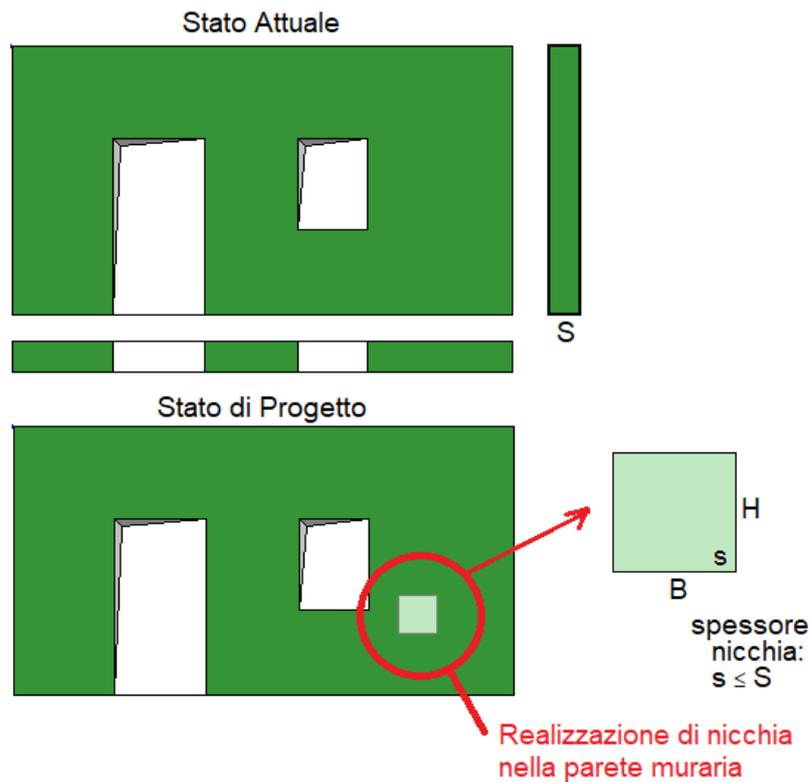


Fig. 2. Inserimento di una nuova nicchia in una parete in muratura esistente

Il telaio in acciaio posto a rinforzo della nicchia viene schematizzato con un semplice telaio chiuso, sottoposto a un carico verticale e ad una forza orizzontale (fig. 3).

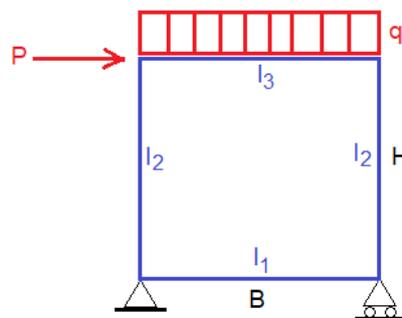


Fig. 3. Schema del telaio di rinforzo

Affinché l'equivalenza con la muratura sia garantita, il telaio deve essere dimensionato utilizzando le tensioni di compressione e la forza orizzontale corrispondenti alle resistenze a compressione e a taglio. Solo in tal modo infatti si consegue il ripristino della resistenza, indipendentemente dallo stato di sollecitazione della parete.

Il carico  $q$  è quindi fornito dalla resistenza di progetto a compressione moltiplicata per lo spessore  $s$  della nicchia, mentre la forza  $P$  è pari alla resistenza di progetto a taglio moltiplicata per lo spessore  $s$  e la base  $B$  della nicchia:

$$q = f_d \cdot s, P = \tau_{0d} \cdot s \cdot B$$

dove:

$$f_d = f_m / F_c / \gamma_M$$

$$\tau_{0d} = \tau_0 / F_c / \gamma_M$$

Si prescinde da  $F_c$  qualora si adotti l'opzione di considerare il valore medio per le resistenze  $f_m$  e  $\tau_0$  indipendentemente dall'applicazione di  $F_c$  che viene ignorato. Tale opzione è prevista da alcune normative regionali in merito ai valori dei parametri meccanici e del fattore di confidenza da utilizzare nelle verifiche per interventi locali.

**Regione Toscana**, Comitato Tecnico Scientifico in materia di rischio sismico (Delibera Giunta Regionale n.606 del 21/6/2010).

*Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti.*

1.1. (...) Ai fini delle verifiche che devono essere condotte per questa tipologia di interventi si ritiene opportuno adottare i valori medi [delle caratteristiche meccaniche delle murature] tra quelli proposti.

*Non occorre dividere i valori suggeriti per il fattore di confidenza  $F_c$ . (...)*

**Regione Emilia Romagna**, Comitato Tecnico Scientifico (art. 4, L.R. n. 19/2008 e D.G.R. n. 1430/2009) - Riunione del 12 gennaio 2012 Seduta n. 11. Oggetto: Parere in merito alla classificazione degli interventi di formazione e/o modifica di aperture in pareti murarie. (Rif. prot. int. n. 35).

*(...) Ai fini dei citati confronti [su rigidezza, resistenza, capacità di spostamento], è opportuno che le caratteristiche dei materiali esistenti siano assunte con riferimento ai loro valori più probabili (valori medi), senza l'applicazione dei fattori di confidenza  $F_c$  (ferma restando la possibilità di impiegare valori ridotti delle rigidezze per tener conto dello stato di fessurazione nei materiali fragili). (...)*

I carichi applicati al telaio consentono il calcolo del momento, con particolare riferimento alle sezioni di mezzera del traverso superiore e di nodo fra traverso e montante, secondo gli schemi statici illustrati in fig. 4.

Si suppone che il telaio di rinforzo abbia sezione uniforme per traversi e montanti, caratterizzata dal modulo di resistenza  $W$ . Posti:

$f_{yd}$  la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio, pari a  $f_y/\gamma_{M0}$  dove  $\gamma_{M0}=1.05$  (fattore parziale per la verifica di resistenza della membratura in acciaio),

$M_{max}$  il momento massimo nel telaio di rinforzo,

la relazione che definisce il dimensionamento della sezione del telaio è la seguente:

$$W \geq (M_{max} / f_{yd})$$

Adottando come profilo l'angolare a lati uguali (fig. 5), è quindi possibile elencare i profili che soddisfano tale relazione.

TAB. 2.XX. — TELAIO RETTANGOLARE CHIUSO.

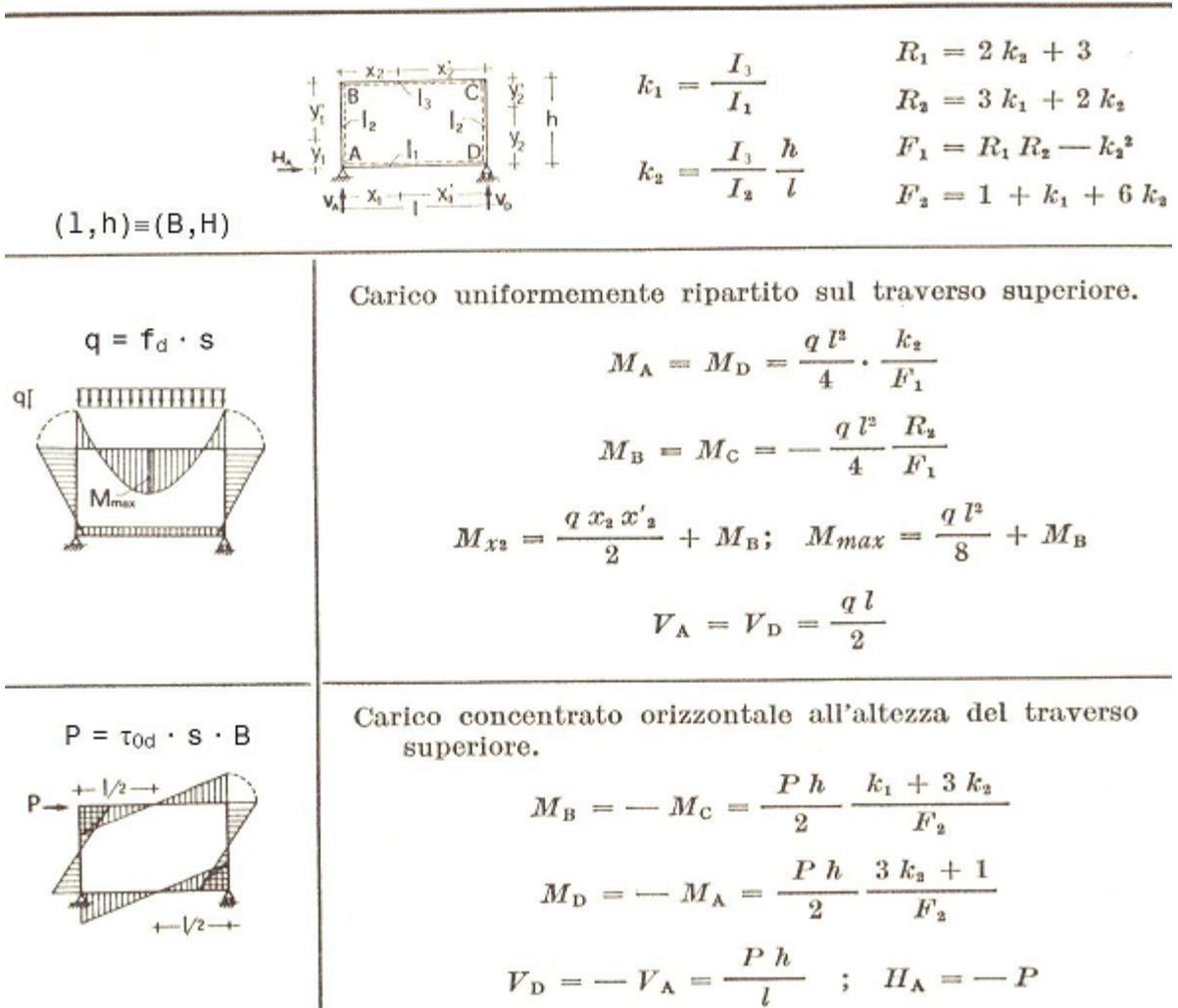


Fig. 4. Sollecitazioni nel telaio chiuso (da: Manuale di Ingegneria Civile, Ed. Cremonese, Roma)

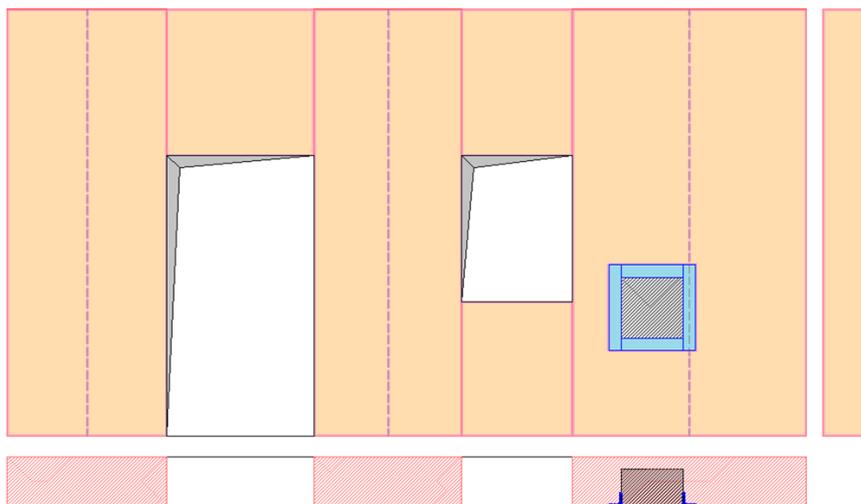


Fig. 5. Telaio di rinforzo con angolari a lati uguali

## NICCHIA CERCHIATA CON TELAIO IN ACCIAIO: ESEMPIO APPLICATIVO

In questo paragrafo si descrive la **procedura operativa con il software professionale Aedes.ACM** (prodotto da AEDES Software, [www.aedes.it](http://www.aedes.it)) riguardante la realizzazione di una nicchia in una parete muraria con rafforzamento tramite telaio di cerchiatura.

Nell'esempio, la stessa parete oggetto di intervento è modellata due volte: la prima, con nicchia non cerchiata; la seconda invece con telaio di rafforzamento intorno alla nicchia.

La fig. 6 rappresenta la **parete muraria, in pietrame** (muratura in pietre a spacco con buona tessitura, livello di conoscenza LC1) nella quale **si deve realizzare una nicchia di dimensioni 50x50 cm., con profondità (rientranza nello spessore) di 30 cm.**, in prossimità del bordo destro della parete. In questo caso, la nicchia non costituisce un'apertura in quanto la rientranza è minore dello spessore del muro, pari a 40 cm. Nell'immagine è riportata anche la finestra di definizione dei dati della nicchia.

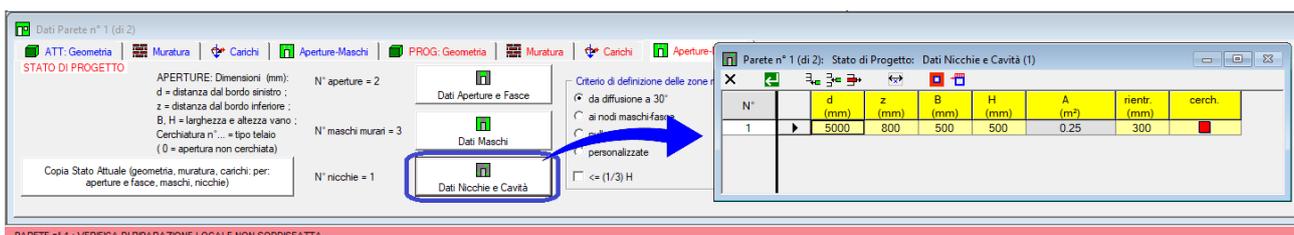
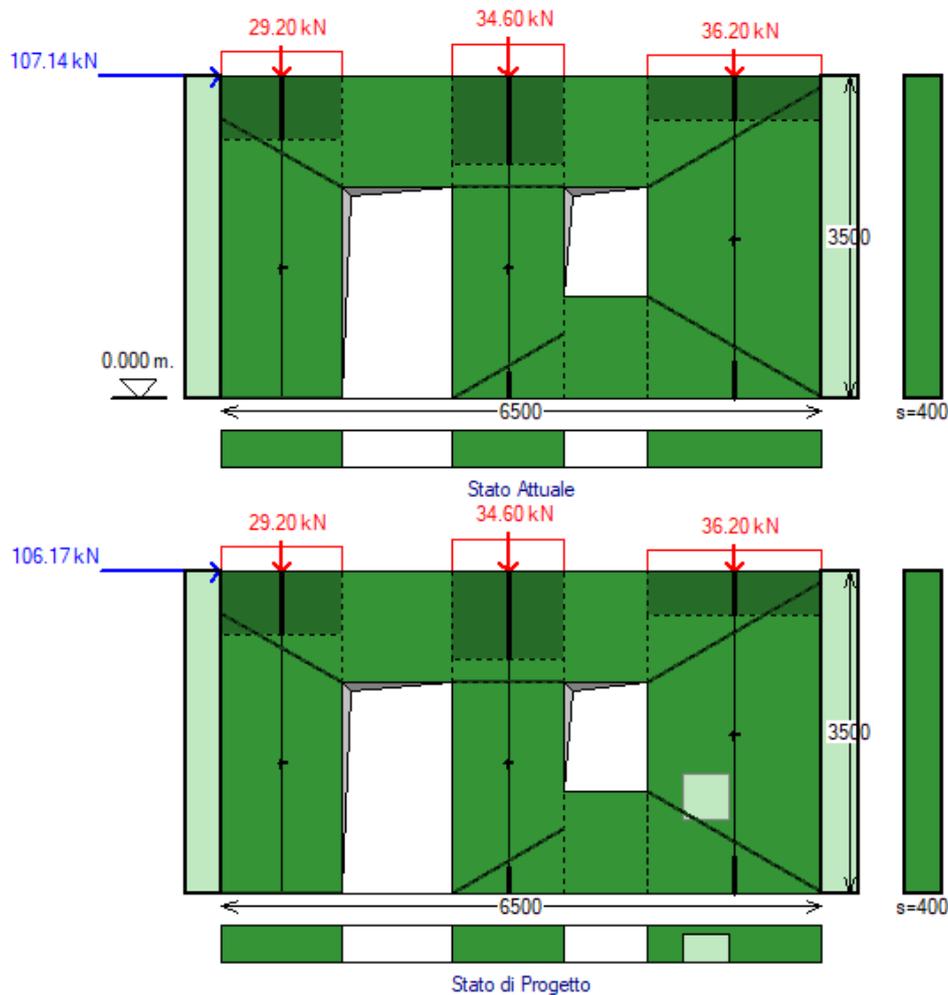


Fig. 6. Parete in pietrame oggetto di intervento di realizzazione di una nuova nicchia

In assenza di cerchiatura, l'intervento locale presenta verifica di sicurezza non soddisfatta, come illustrato in fig. 7:

- la rigidezza diminuisce di circa il 10%, mantenendosi tuttavia entro l'intervallo consentito (+/- 15%);
- la resistenza segna un peggioramento non accettabile: il taglio resistente scende da 107.14 kN a 106.17 kN, con una diminuzione lieve ma tuttavia tale da invalidare la sicurezza dell'intervento.

Si tratta di una piccola variazione ma la cui entità va letta sulla scala dell'intervento: la nicchia è infatti un elemento di piccola dimensione. **Per garantire che l'intervento non peggiori la capacità della parete occorre che non si manifesti neppure una piccola riduzione di resistenza.**

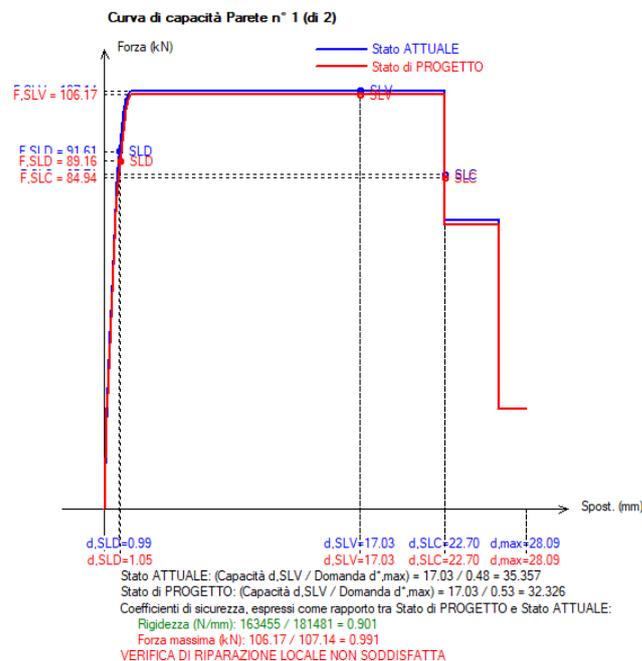
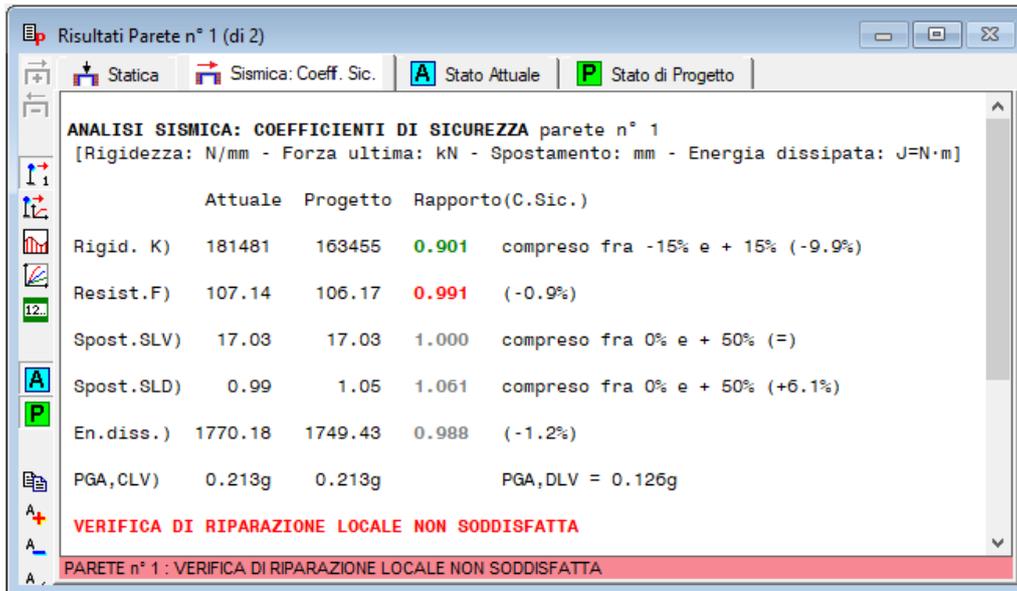


Fig. 7. Risultati nel caso di nicchia non cerchiata

Inserendo nella nicchia un telaio di cerchiatura, è possibile **definire la sezione del telaio in acciaio che compensa la riduzione della resistenza**, conducendo ad una verifica di sicurezza soddisfatta (fig. 8).

Conseguentemente, il **telaio**, dimensionato tramite criterio di resistenza, viene assunto come **capace di ripristinare la continuità della muratura in corrispondenza della nicchia**, ed i coefficienti di sicurezza sono ricondotti al valore unitario (in questo caso non sono contemporaneamente presenti altre modifiche nella parete rispetto alla Stato Attuale, altrimenti il risultato dipenderà da tali altre modifiche ma non più dalla nicchia rafforzata). Evidentemente il profilo deve essere di sezione tale da soddisfare l'equivalenza con la muratura, secondo i criteri di dimensionamento illustrati ai paragrafi precedenti.

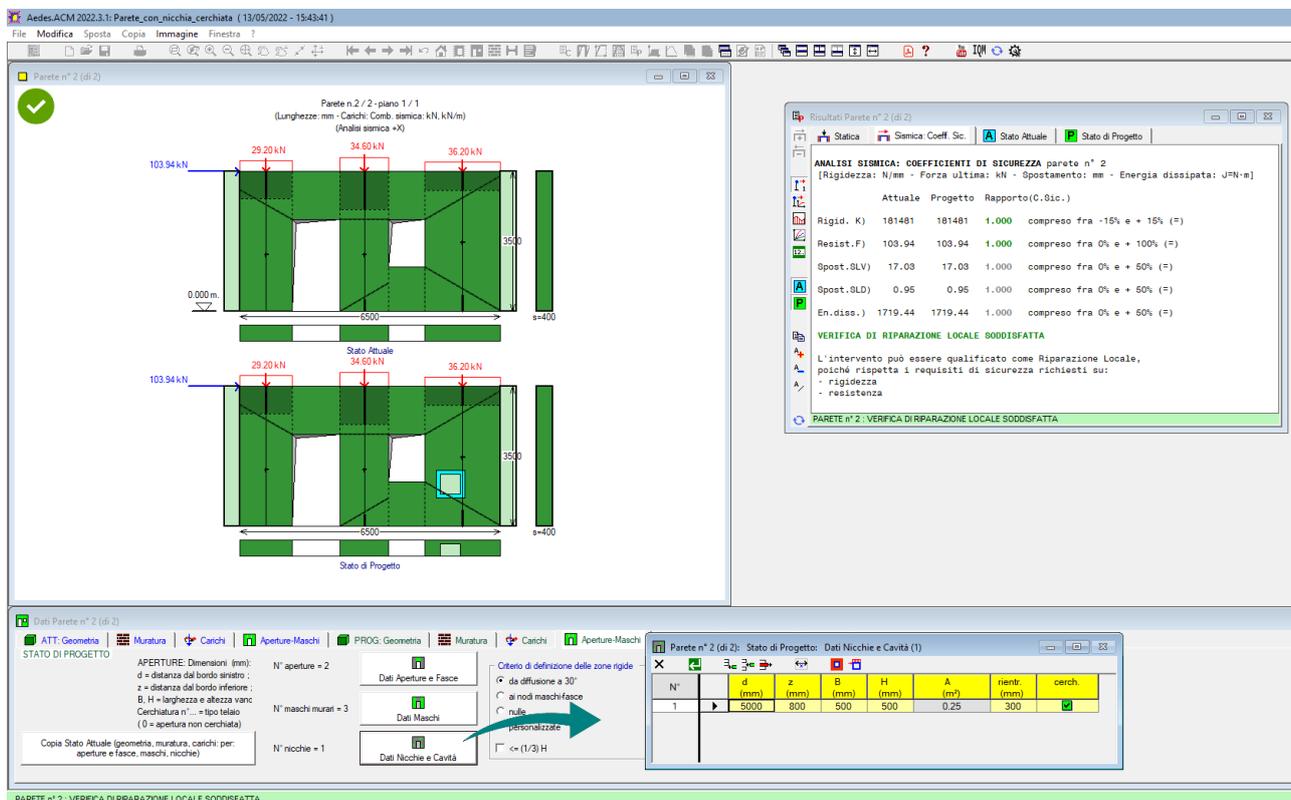


Fig. 8. Cerchiatura della nicchia e verifica di sicurezza soddisfatta

In fig. 9 sono visualizzati i **profili del telaio idonei** per la compensazione della resistenza: vengono mostrati i calcoli che determinano i profili in grado di assicurare un miglioramento o comunque un non peggioramento della resistenza per effetto della nicchia.

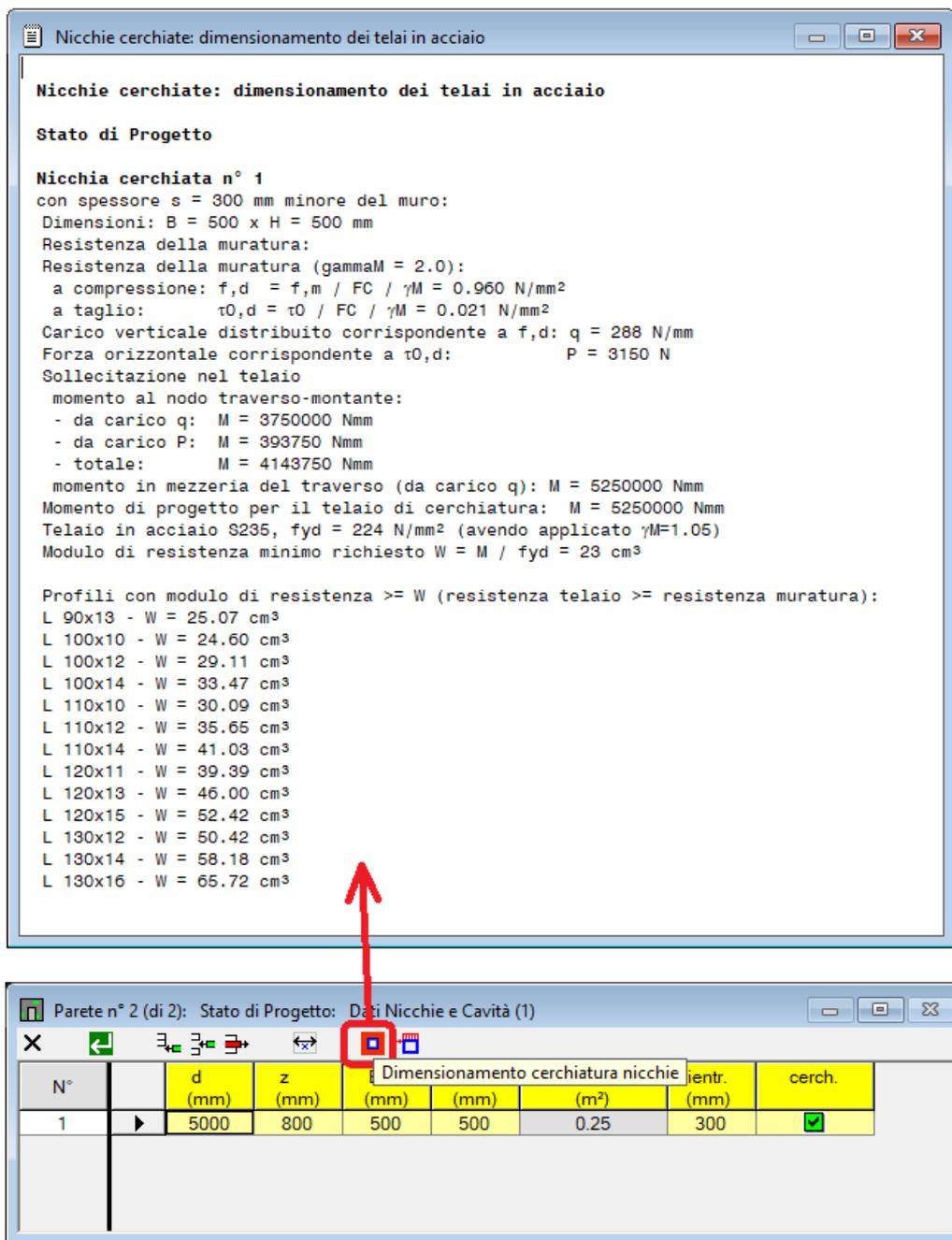


Fig. 9. Profili del telaio di rinforzo che compensano la perdita di resistenza dovuta alla nicchia

I profili considerati sono **angolari a lati uguali, individuati sulla base del modulo di resistenza** necessario per assicurare la dovuta resistenza; il tipo di acciaio considerato in questo caso è S235. Ovviamente, anche altri profili oltre quelli proposti possono compensare la perdita di resistenza dovuta alla nicchia, purché con modulo di resistenza non inferiore al minimo richiesto.

## CONCLUSIONI

**Le nicchie nelle pareti in muratura indeboliscono la sezione trasversale del maschio murario** e quindi la sua capacità nei confronti sia dei carichi verticali sia delle azioni orizzontali.

Alcuni interventi di progetto prevedono la **realizzazione di nuove nicchie**, atte ad alloggiare parti dell'impiantistica: pur essendo da evitare, in linea di principio, ogni indebolimento della struttura portante originaria, **questo tipo di intervento, analogamente alle aperture rafforzate, può essere gestito correttamente compensando la riduzione di capacità introdotta dalla nicchia.**

Rispetto allo spessore della parete, una nicchia può presentare lo stesso spessore, ed in tal caso costituisce una piccola apertura, oppure uno spessore minore. I due casi possono essere modellati in modo analogo, al fine di dimensionare un telaio di rinforzo che ripristini le capacità della parete preesistenti.

**Dal punto di vista della rigidità, la variazione indotta da una nuova nicchia risulta accettabile** in quanto contenuta entro limiti normalmente consentiti; anche per la capacità di spostamento della parete è possibile osservare che questo tipo di intervento locale determina piccole variazioni non significative.

**La resistenza è il parametro su cui porre particolare attenzione: per evitare peggioramenti allo Stato di Progetto, il telaio in acciaio viene dimensionato utilizzando un criterio di equivalenza alla porzione di muratura rimossa**, supponendo quindi che il telaio sia sottoposto a carichi determinati dalle resistenze a compressione e a taglio del materiale murario; in tal modo il dimensionamento non dipende dalla particolare situazione di carico statico e sismico del caso specifico ed ha quindi il **vantaggio di definire una compensazione valida per ogni tipo di sollecitazione prevista nella parete.**

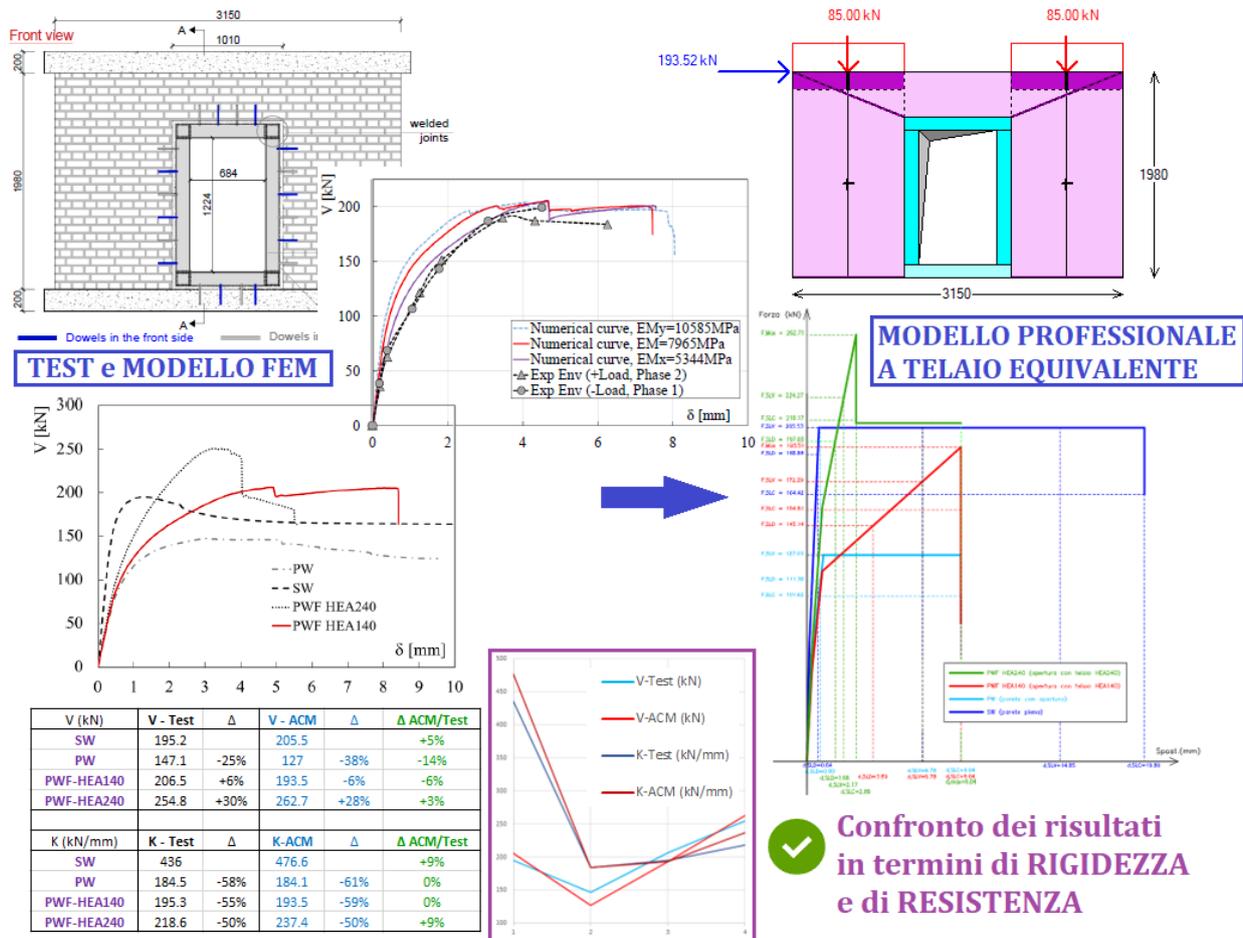
**Per la descrizione applicativa della procedura si è utilizzato il software professionale Aedes.ACM** che implementa il dimensionamento dei telai di rinforzo per nicchie murarie secondo i criteri illustrati nel presente documento.

## CERCHIATURE E TELAIO EQUIVALENTE: CONFRONTO CON TEST E VALIDAZIONE

Autore: Francesco Pugi, Ricerca e Sviluppo di AEDES Software

Articolo pubblicato su Ingegno (21.03.2023)

- Gli **interventi locali sulle pareti in muratura che prevedono modifiche sulle aperture, con inserimento di telai di cerchiatura**, vengono dimensionati attraverso verifiche di confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto per alcuni parametri di riferimento: rigidezza, resistenza e capacità di spostamento. **In campo professionale, si utilizza in generale la modellazione a 'telai equivalente'**, dove maschi murari e telai agiscono in parallelo.
- Metodi di calcolo più raffinati (ad **elementi finiti non lineari**) modellano con precisione l'interazione puntuale fra gli elementi resistenti, e vengono utilizzati in ambito accademico per interpretare i risultati di test sperimentali. **Test e corrispondenti modelli numerici avanzati costituiscono il fondamento per la validazione del metodo professionale a telai equivalente.**
- Attraverso il confronto con risultati sperimentali, si dimostra che il **'telai equivalente'**, se applicato con un software adeguatamente sviluppato, è **uno strumento di modellazione molto potente, capace di coniugare semplicità di utilizzo, rispetto della Normativa, comprensione delle analisi ed efficace rappresentazione del comportamento reale.**



Parete e curve del modello FEM tratte da [1] e composte con elaborazioni originali dell'Autore

## CERCHIATURE E PARETI IN MURATURA: IL METODO A TELAIO EQUIVALENTE

Gli interventi locali sulle pareti in muratura che prevedono la modifica di aperture esistenti con posizionamento di telai di cerchiatura oppure altri tipi di rinforzo, quali ad esempio intonaco armato o FRCM, vengono dimensionati attraverso verifiche di confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto riguardanti rigidezza, resistenza e capacità di spostamento.

I metodi utilizzati in campo professionale elaborano la curva di capacità della parete nei due Stati di riferimento sulla base di una **modellazione semplificata condotta, in conformità con le indicazioni normative vigenti, seguendo i criteri del telaio equivalente**.

**Il comportamento della parete viene esaminato considerando in parallelo i maschi murari delimitati dalle aperture e i telai di cerchiatura.** Ognuno di questi elementi strutturali è caratterizzato da un diagramma forza-spostamento; l'assemblaggio dei diagrammi di tutti gli elementi fornisce la curva di capacità della parete. Il taglio agente è la forza orizzontale inerziale di origine sismica complanare alla parete. La fig. 1 mostra un tipico esempio di analisi con il metodo del telaio equivalente e verifica di sicurezza condotta confrontando lo Stato di Progetto con lo Stato Attuale.

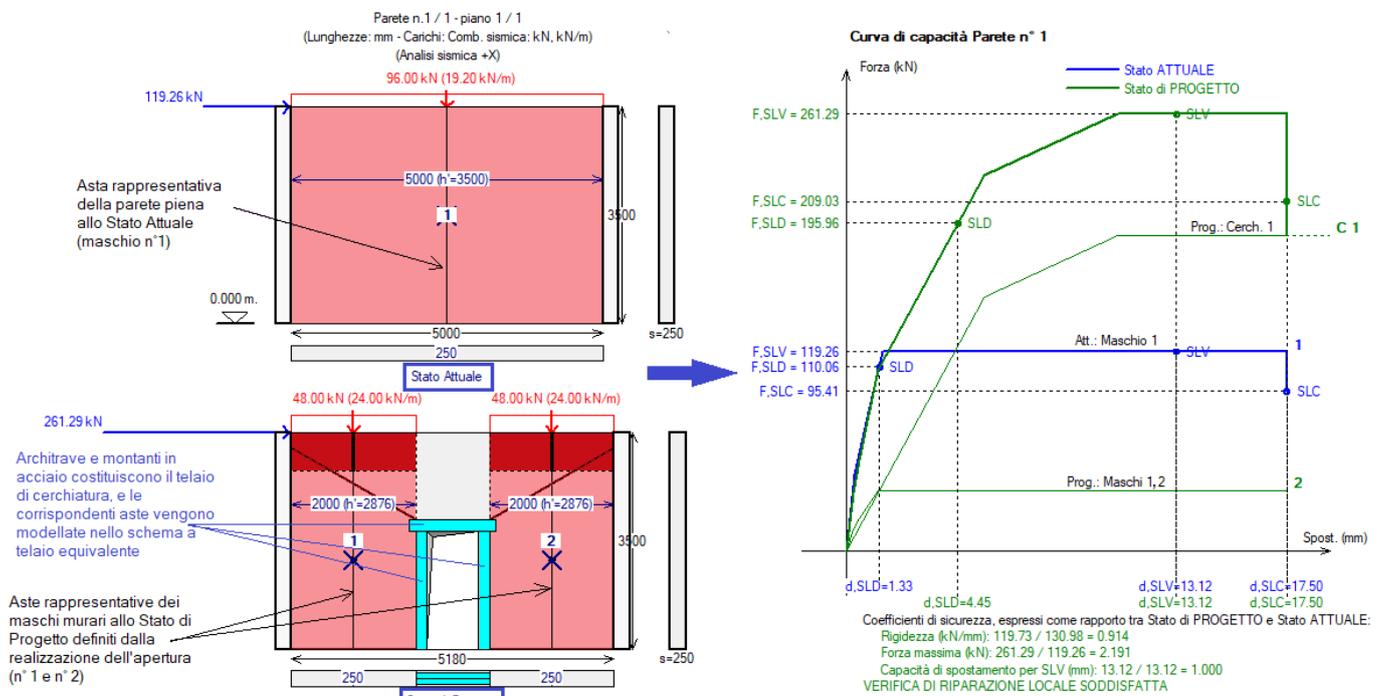


Fig. 1. Analisi di parete in muratura oggetto di nuova apertura con il metodo a telaio equivalente

Recenti studi su queste tipologie di intervento hanno caratterizzato l'applicazione del metodo a telaio equivalente evidenziando i seguenti punti fondamentali [1]:

1. i maschi murari vengono modellati secondo la teoria della trave di Timoshenko, considerando dunque il contributo deformativo del taglio e della flessione. La deformabilità a taglio è molto importante in quanto il maschio murario è un'asta 'tozza', pertanto la rigidezza tagliante fornisce un contributo fondamentale alla rigidezza di ogni maschio e quindi della parete nel suo complesso.
2. Lo schema statico delle aste rappresentative dei maschi è a 'mensola' (con rotazione libera nell'estremità superiore) o a doppio incastro (con un incastro scorrevole in sommità: la sezione di estremità superiore

trasla senza ruotare) in relazione alla resistenza delle fasce: fasce deboli e maschi forti: mensola; fasce forti e maschi deboli: doppio incastro.

In [1] si prende atto che il metodo a telaio equivalente viene ampiamente utilizzato nella pratica ingegneristica per calcolare la perdita di rigidezza dovuta alla creazione di una nuova apertura, che viene uguagliata alla rigidezza del telaio di cerchiatura necessaria per ripristinare le condizioni originarie. Su questo tipo di modellazione si evidenziano le seguenti osservazioni critiche:

1. per ripristinare la rigidezza della parete, si può ottenere un profilo del telaio troppo rigido che comporta una risposta fragile dei maschi murari: si può generare il crollo improvviso della muratura adiacente al telaio a causa della grande rigidezza del telaio stesso;
2. l'efficacia di questa procedura è tipicamente quantificata utilizzando l'analisi elastica lineare e una semplice composizione della rigidezza flessionale e a taglio dei maschi con quella del telaio di cerchiatura;
3. ai fini di una corretta valutazione della rigidezza dei maschi murari, si dovrebbe prendere in considerazione l'effettivo vincolo fornito dalle fasce sopra l'apertura e quindi il ruolo delle fasce stesse nella rigidezza complanare della parete forata: il metodo a telaio equivalente, limitandosi agli schemi di mensola o doppio incastro, ignora la variabilità sul vincolamento dell'asta;
4. nel metodo a telaio equivalente non è possibile considerare la complessa interazione fra il telaio di cerchiatura e la muratura circostante, dipendente dal comportamento dei connettori che possono influire in modo significativo sulla prestazione del rinforzo.

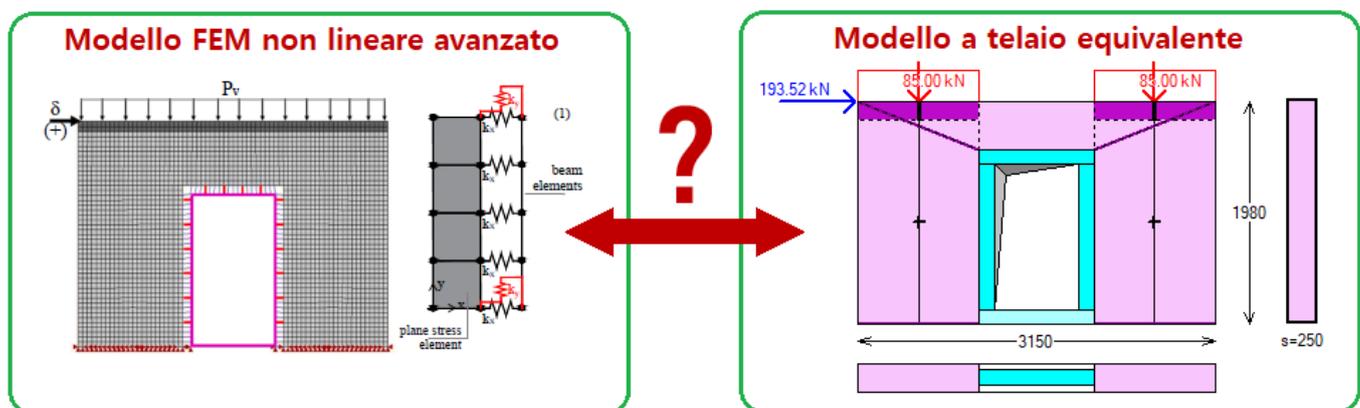


Fig. 2. Il modello a telaio equivalente è davvero meno affidabile di modelli FEM non lineari avanzati?

Gli Autori di [1], preso atto dei limiti del metodo a telaio equivalente, propongono un metodo numerico non lineare avanzato utilizzando una mesh agli elementi finiti ed analizzando sofisticate leggi costitutive sia per la muratura sia per gli ancoraggi fra telaio e pannelli murari. Tale metodo viene applicato ad un caso studio sul quale è stata eseguita una prova sperimentale: la buona rispondenza tra modello numerico non lineare e risultati ottenuti dalla prova pone in evidenza, secondo gli Autori, la grezza approssimazione della teoria semplificata della trave alla base del metodo a telaio equivalente. Da queste conclusioni sorge spontanea una domanda (fig. 2):

**davvero il modello a telaio equivalente risulta meno affidabile di metodi FEM avanzati? La risposta è: NO.**

Nel presente documento si evidenziano le modalità di formulazione secondo le quali **il metodo a telaio**

**equivalente resta il riferimento fondamentale per la progettazione e costituisce una tecnica di analisi affidabile e applicabile alla generalità dei casi, senza la necessità di adottare in campo professionale modelli FEM avanzati con elevate difficoltà applicative, possibili utilizzi inappropriati e corrispondenti precisioni sopravvalutate.**

## **LA CORRETTA FORMULAZIONE DEL METODO A TELAIO EQUIVALENTE**

Lo studio proposto in [1] fornisce un'importante base per una serie di considerazioni, riepilogate nei seguenti punti.

**A.** Il metodo a telaio equivalente è effettivamente **insufficiente quando viene applicato solo in campo elastico-lineare** per la valutazione della rigidità modificata dall'apertura e del conseguente dimensionamento del telaio di cerchiatura. **Ma questo NON è un limite intrinseco del metodo: anche col telaio equivalente è infatti possibile eseguire un'analisi non lineare con sviluppo della curva di capacità** della parete, e **la rigidità elastica diviene solo uno dei parametri in gioco** per la valutazione del comportamento strutturale dei componenti del telaio (maschi, cerchiature), **insieme a resistenza, capacità di spostamento ai diversi stati limite ed energia dissipata.**

**B.** La costruzione delle curve di capacità viene eseguita considerando **tutti i comportamenti tipici dei pannelli murari**, peraltro in conformità alle indicazioni normative vigenti: taglio per fessurazione diagonale in muratura irregolare (alla Turnsek-Cacovic) e regolare (taglio a scaletta); taglio per scorrimento; pressoflessione complanare, con duttilità dipendente, secondo Normativa, dalla modalità di crisi.

**C.** Applicando il metodo a telaio equivalente in campo non lineare, esso **è in grado di identificare le conseguenze dell'eccessiva rigidità dei profili** (nel caso di acciaio) o delle sezioni (nel caso di calcestruzzo armato) dei telai di cerchiatura, mostrando che la verifica di confronto fra stato di fatto e stato di progetto viene soddisfatta anche attraverso un dimensionamento della cerchiatura calibrato in relazione alla resistenza dei maschi adiacenti.

**D.** Il **comportamento delle fasce ed il vincolamento in sommità dei maschi murari NON è affatto obbligatoriamente limitato ai casi di mensola e di doppio incastro**: il metodo a telaio equivalente può essere numericamente formulato attribuendo un **grado di incastro al vincolo di sommità dei maschi**, che assume un ruolo fondamentale per determinare le forze resistenti a pressoflessione e a taglio, gli spostamenti e la duttilità. Grazie a flessibilità e immediatezza del metodo, sui parametri affetti da incertezza, come il grado di incastro, è possibile attuare agevolmente diverse ipotesi valutando gli effetti sui risultati. Le fasce possono essere sottoposte a **verifiche di resistenza**, e la loro resistenza può essere utilizzata per la limitazione delle forze resistenti dei maschi, su cui la fascia insiste, per i diversi meccanismi a taglio e pressoflessione.

**E.** L'**interazione fra telaio e porzioni murarie adiacenti** può essere modellata con alcune verifiche integrative, ad esempio: considerando gli ancoraggi posti lungo lo sviluppo in elevazione dei montanti, si può sottoporre a verifica il taglio sulle barre di ancoraggio determinato dall'interazione fra montante e maschio dovuta al carico verticale applicato sul telaio; in corrispondenza della mensola che dall'architrave del telaio si inserisce nella muratura del maschio adiacente può essere eseguita una verifica di vincolo per accertare l'eventuale comportamento shear-type del traverso superiore del telaio. In ogni caso, l'assemblaggio delle curve di comportamento dei singoli elementi (maschi, telai) nella curva di capacità

della parete assicura un risultato a favore di sicurezza, risultato che ai fini ingegneristici è peraltro determinato non in valore assoluto, ma in valore relativo attraverso il confronto dei parametri significativi (rigidezza, resistenza, capacità di spostamento) fra Stato di Progetto e Stato Attuale.

**F.** La formulazione del metodo a telaio equivalente, come descritta ai punti precedenti, è immediatamente **applicabile alla generalità dei casi**: non solo alle pareti in mattoni pieni con telai di rinforzo in acciaio (come nel caso-studio riportato in [1], dove il modello FEM adottato può essere con successo calibrato su una muratura regolare in mattoni pieni), ma alle murature in genere (pietrame di vario tipo, elementi naturali e artificiali con varie qualità murarie) e a telai sia in acciaio che in calcestruzzo armato. Dal punto di vista dei rinforzi, i telai di cerchiatura sono una delle opzioni possibili: in alternativa, o in associazione, possono essere previsti intonaci armati, anche di nuova generazione (FRCM), iniezioni e vari tipi di consolidamento. **Modelli numerici non lineari di tipo avanzato richiedono sofisticate leggi costitutive, molto difficili da calibrare su murature esistenti ed in particolare su quelle irregolari: l'inevitabile approssimazione nei parametri meccanici a piccola scala (elementi finiti piani o spaziali) fa degradare di fatto la precisione del metodo.** Queste difficoltà vengono superate nell'ambito del metodo a telaio equivalente attraverso la **definizione delle proprietà macroscopiche del pannello murario nel suo insieme**: ciò rende possibile considerare vari tipi di irregolarità ad esempio su elementi lapidei, tessitura muraria, qualità della malta; nell'ambito della definizione delle proprietà meccaniche del pannello murario sono disponibili metodi quali l'Indice di Qualità Muraria, che consentono l'utilizzo di parametri calibrati sul caso specifico e conformi ai requisiti normativi.

**G.** In definitiva, nel campo professionale **un software che analizza il comportamento dell'insieme di maschi murari e telai con il metodo del telaio equivalente, adeguatamente formulato secondo i criteri illustrati ai punti precedenti, è in grado di fornire risultati corretti nei diversi casi applicativi**, ossia nei diversi casi di tipologia muraria e di tecniche di rinforzo.

In fig. 3 si propone un **fact-checking sul telaio equivalente**: nella colonna sinistra sono elencati i presunti limiti del metodo, mentre nella colonna destra sono riportate le corrispondenti corrette interpretazioni che superano tali limiti e mostrano come il telaio equivalente sia pienamente idoneo per la progettazione.

Lo studio condotto in [1] si rivela peraltro molto importante per due aspetti:

- anzitutto perché fornisce l'occasione per evidenziare le caratteristiche che il metodo a telaio equivalente deve avere per eseguire corrette elaborazioni di calcolo;
- in secondo luogo, esso consente il confronto fra il test sperimentale, i risultati prodotti da un sofisticato modello numerico non lineare ad elementi finiti, ad uso sostanzialmente accademico, e quelli ottenuti attraverso metodi professionali. Più in dettaglio, nel presente documento si esegue il **confronto fra il test numerico** riportato in [1] **e l'elaborazione condotta con il metodo a telaio equivalente attraverso il software Aedes.ACM**. I risultati del confronto consentono di convalidare l'utilizzo professionale del metodo a telaio equivalente, evidenziandone le potenzialità.

| <b>FACT-CHECKING SUL TELAIO EQUIVALENTE</b>   |  |
|---|--|
|    |   |
| ANALISI ELASTICA LINEARE PER DIMENSIONARE LA RIGIDEZZA DEL TELAIO E SEMPLICE COMPOSIZIONE DELLE RIGIDEZZE DEI MASCHI E DEL TELAIO   | ANALISI NON LINEARE CON COMPOSIZIONE DELLE CURVE DI CAPACITA' DEI MASCHI E DEL TELAIO, TENENDO CONTO DI RIGIDEZZA, RESISTENZA E CAPACITA' DI SPOSTAMENTO   |
| IL RIPRISTINO DELLA RIGIDEZZA PUO' CONDURRE A TELAI MOLTO RIGIDI CON CONSEGUENTE CRISI FRAGILE DELLA MURATURA ADIACENTE NON VALUTATA NEL CALCOLO  | LA CURVA DI CAPACITA DELLA PARETE TIENE CONTO DELLA POSSIBILE CRISI FRAGILE DOVUTA A TELAIO DI CERCHIATURA TROPPO RIGIDO   |
| LO SCHEMA STATICO DELLE ASTE DEI MASCHI E' A MENSOLA OPPURE A DOPPIO INCASTRO, SENZA CONSIDERARE IL GRADO DI VINCOLO OFFERTO DALLA FASCIA SUPERIORE DELLA PARETE                                  | LO SCHEMA STATICO DELLE ASTE DEI MASCHI PREVEDE IL GRADO DI VINCOLO PER LA VALUTAZIONE DELLA CORRETTA RIGIDEZZA, INOLTRE LA RESISTENZA DEI MASCHI E' LIMITATA DA QUELLA DELLA FASCIA   |
| L'INTERAZIONE FRA TELAIO E MURATURA NON VIENE CONSIDERATA IN ALCUN MODO, A DIFFERENZA DELLA MODELLAZIONE PUNTUALE NEI METODI FEM NON LINEARI AVANZATI   | L'INTERAZIONE FRA TELAIO E MURATURA PUO' ESSERE CONSIDERATA SIA A LIVELLO DI SCORRIMENTO FRA LE INTERFACCE MONTANTE/MASCHIO SIA PER IL VINCOLO DELL'ARCHITRAVE DEL TELAIO  |
| I MODELLI FEM NON LINEARI AVANZATI, CON FORMULAZIONE DI LEGGI COSTITUTIVE SPECIFICHE PER LA MURATURA E I COLLEGAMENTI, GARANTISCONO UNA SICUREZZA NON OTTENIBILE DAL MODELLO A TELAIO EQUIVALENTE | IL CONFRONTO CON I TEST SPERIMENTALI CONFERMA LA VALIDITA' DEL TELAIO EQUIVALENTE, APPLICABILE ANCHE PER TIPOLOGIE MURARIE IRREGOLARI DOVE LA FORMULAZIONE DELLE LE LEGGI COSTITUTIVE A MICRO-SCALA E' DIFFICILE O INAPPROPRIATA<br><br>IL TELAIO EQUIVALENTE RISPETTA PIENAMENTE LE INDICAZIONI NORMATIVE SULLE CAPACITA' DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI E SULLE VERIFICHE DI SICUREZZA NON LINEARI, CONDOTTE CONFRONTANDO RIGIDEZZA, RESISTENZA E CAPACITA' DI SPOSTAMENTO AI DIVERSI STATI LIMITE (SLD, SLV, SLC) |

*Fig. 3. Fact-checking sul telaio equivalente*

### **TEST SPERIMENTALE E MODELLO NUMERICO FEM NON LINEARE**

In questo paragrafo si riassumono in sintesi le caratteristiche di un test eseguito presso l'Università di Brescia, descritto in dettaglio nell'opera citata [1].

Il campione valutato è considerato rappresentativo di un muro situato al livello del suolo di una casa in muratura non armata a due piani.

La parete in muratura in mattoni pieni testata è mostrata in Fig. 4, ed ha dimensioni consentite dall'allestimento disponibile presso il Laboratorio dell'Università degli Studi di Brescia. Pertanto, il muro è

lungo 3150 mm, alto 2000 mm e con spessore 250 mm, mentre la dimensione della nuova apertura è di circa 1000 mm × 1500 mm. Alla base e sulla sommità della parete una trave simula gli effetti di un diaframma di solaio nel trasferire alle pareti le forze sismiche orizzontali.

Si è considerato il posizionamento di un telaio in acciaio volto a irrigidire e rinforzare la parete forata tale da ricondurla al comportamento della parete piena (senza apertura). Da alcune valutazioni preliminari, si è constatato che per ripristinare la rigidezza originaria della parete, il telaio in acciaio dovrebbe essere composto da profili con grandi sezioni trasversali ed elevati valori del momento d'inerzia, mentre per ripristinare l'originaria resistenza è sufficiente un telaio in acciaio di sezione minore, come ad esempio HEA140.

La prova è stata quindi condotta adottando il profilo HEA140, anche in considerazione delle dimensioni della parete e del foro.

In Fig. 4 è rappresentato il dettaglio del telaio di cerchiatura formato da quattro profili HEA140 di acciaio S355, saldati tra loro per formare un telaio chiuso. Il telaio in acciaio è stato collegato al muro perimetrale mediante tasselli lisci in acciaio (S355) aventi diametro di 16 mm e lunghezza di 200 mm.

Il provino di muro è stato costruito con mattoni pieni (di dimensioni: 250 mm × 120 mm × 60 mm) assemblati utilizzando uno strato di 10 mm di malta debole con una resistenza alla compressione pari a 5 MPa (si rinvia all'opera citata per i dettagli sulla realizzazione del test).

Il carico verticale applicato, pari a 250 kN, e il peso proprio della muratura determinano alla base della parete una tensione di compressione pari a 0.32 MPa che rappresenta circa il 5% della resistenza a compressione della muratura.

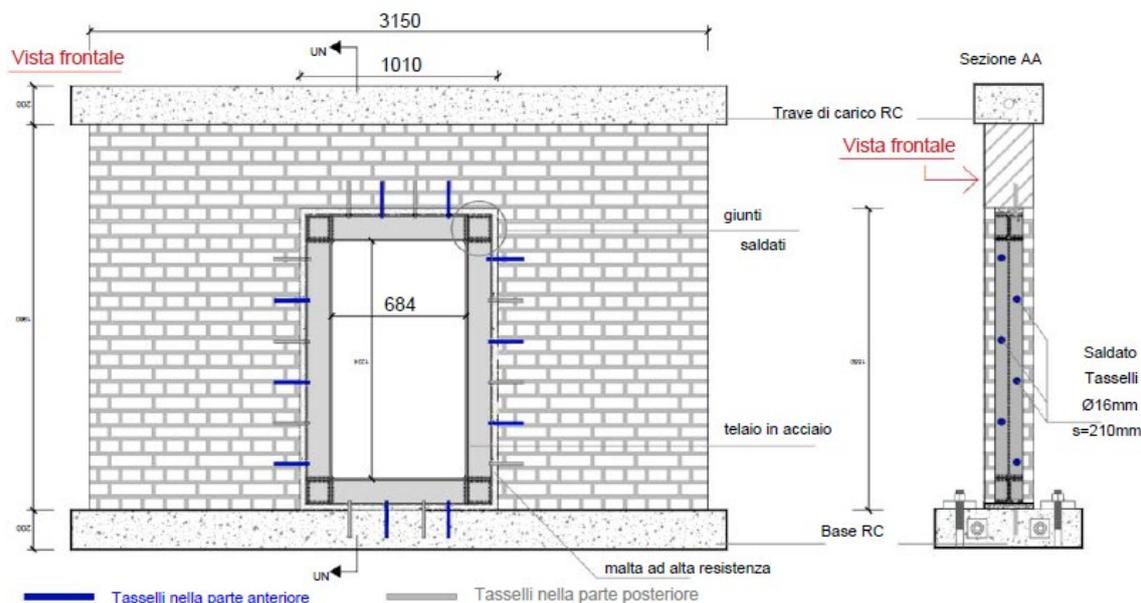


Fig. 4. Schematizzazione del dettaglio del telaio in acciaio (dimensioni in mm) (da [1])

Le principali proprietà meccaniche della muratura, determinate sperimentalmente, risultano le seguenti:

- Resistenza a compressione in direzione ortogonale ai giunti di malta: 6.3 MPa
- Resistenza a compressione parallela ai giunti di malta: 6.2 MPa
- Modulo di Young ortogonale ai giunti di malta: 5345 MPa
- Coesione (resistenza a taglio in assenza di compressione): 0.28 MPa
- Coefficiente d'attrito: 0.78 (angolo d'attrito 38°).

Le modalità di esecuzione del test sono descritte in dettaglio in [1]. Il test si è articolato in due fasi, e la fase 2 è stata considerata significativa ai fini del comportamento della parete. La fig. 5 riporta il diagramma di isteresi per la fase 2 (curve in grigio) e la corrispondente curva di involucro (indicata da una freccia rossa).

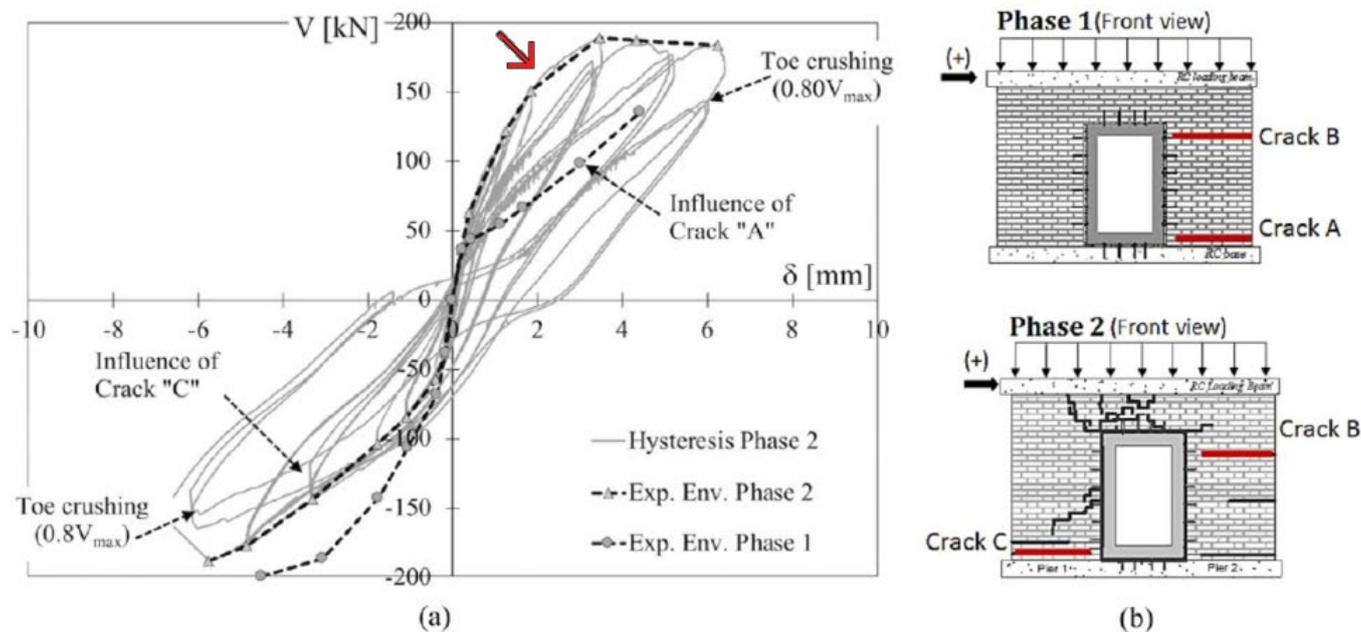


Fig. 5. Risultati sperimentali (da [1])

Il test numerico è stato condotto utilizzando una modellazione FEM non lineare avanzata, descritta in dettaglio nel lavoro citato, attraverso il software DIANA FEA; in fig. 6 è riportato il modello ad elementi finiti.

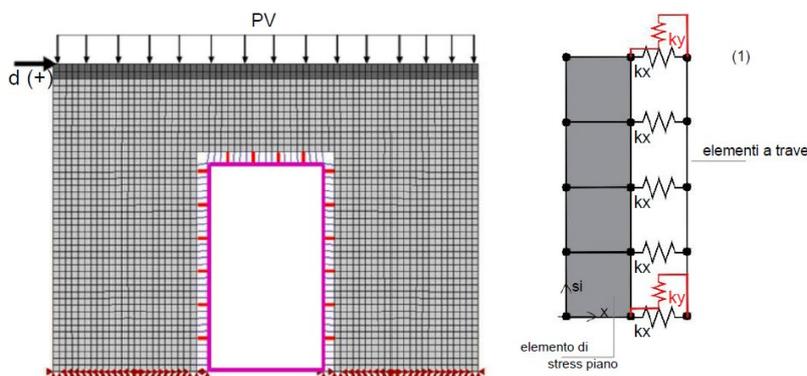


Fig. 6. Modellazione ad elementi finiti ([1])

I parametri meccanici della muratura utilizzati nel modello FEM sono i seguenti:

- Modulo di Young:  $E = 5344 \text{ MPa}$ , modulo in direzione parallela ai letti di malta. Il modello è stato schematizzato anche con altri due valori di  $E$ :  $10585 \text{ MPa}$ , corrispondente al modulo in direzione ortogonale ai letti di malta, e  $7965 \text{ MPa}$  corrispondente al valore medio fra i due
- Coefficiente di Poisson:  $\nu=0.2$  (da cui, con  $E=5344 \text{ MPa}$ :  $G = E / [2 (1+\nu)] = 2227 \text{ MPa}$ )
- Resistenza a compressione:  $f_m = 6.3 \text{ MPa}$
- Resistenza a trazione:  $f_t = 0.18 \text{ MPa}$

ed altri parametri quali l'energia di frattura a compressione e a trazione, utilizzati per descrivere il

comportamento anelastico della muratura.

La fig. 7 riporta la curva forza-spostamento (curva di capacità) con il confronto fra test sperimentale e simulazione numerica; in particolare, si osserva l'ottima corrispondenza fra la curva numerica con  $E=5344$  MPa e quella sperimentale della fase 2.

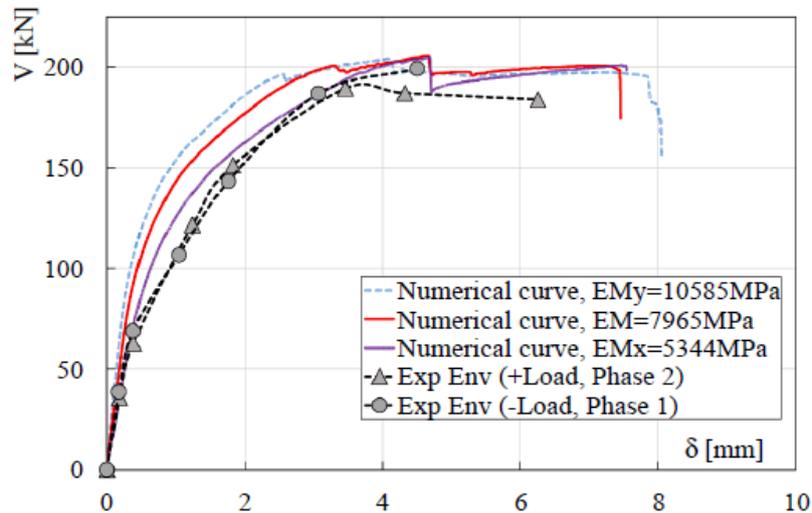


Fig. 7. Confronto fra curve di capacità di origine sperimentale e numerica ([1])

Convalidata la bontà del modello numerico, sono state effettuate ulteriori analisi, condotte con modulo di Young pari a 5344 MPa, con l'obiettivo di confrontare le risposte della parete piena (Solid Wall: SW) rispetto alla parete stessa con una apertura-porta senza rinforzo (Perforated Wall: PW) e con rinforzo con telaio di cerchiatura HEA140 e H240 (Perforated Wall with Frame, PWF).

In fig. 8 si riportano i risultati del quadro fessurativo per i 4 casi; in fig. 9 sono riportate le curve di capacità e la tabella in fig. 10 illustra i risultati principali:  $V_{max}$  = forza orizzontale massima,  $K_{d=0.25mm}$ : rigidità elastica, valutata in corrispondenza di uno spostamento pari a 0.25 mm.

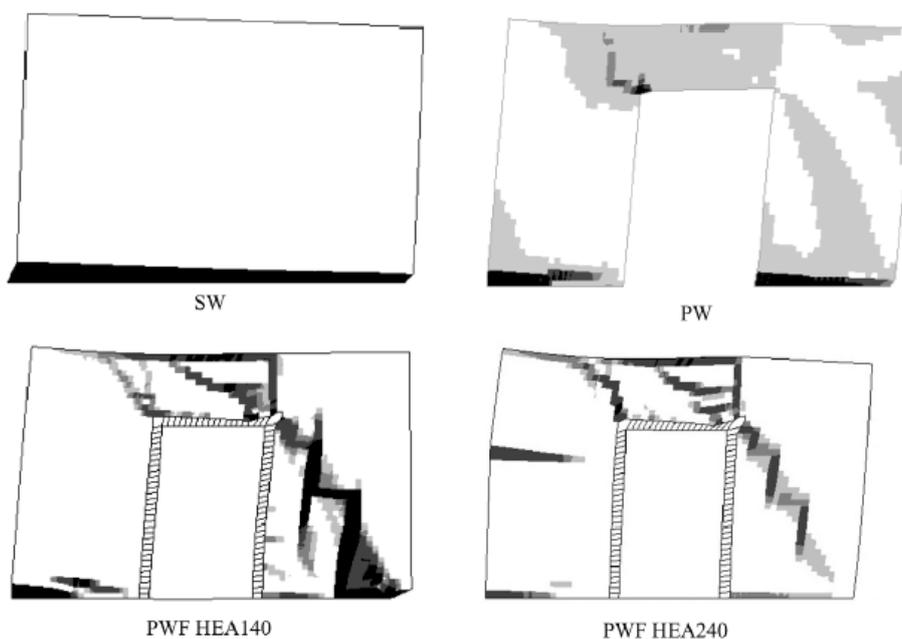


Fig. 8. Quadro fessurativo per i 4 casi esaminati (da [1])

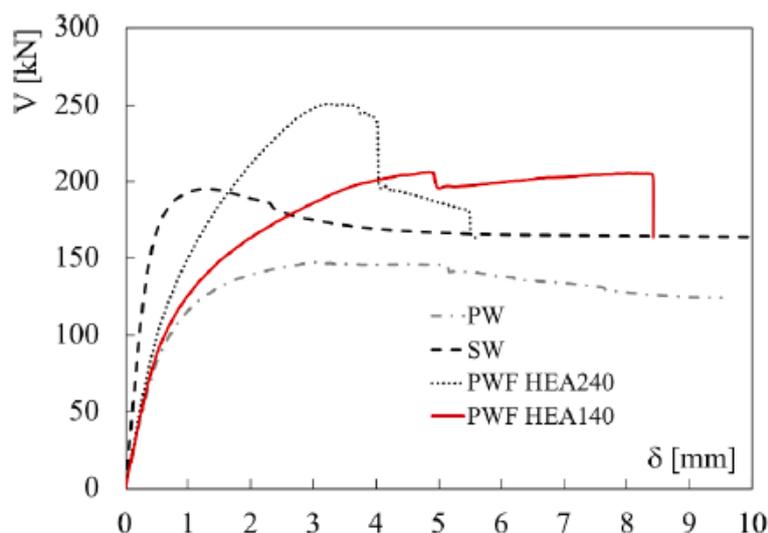


Fig. 9. Curve di capacità per i 4 casi esaminati ([1])

Table 3

Peak in-plane strength and initial stiffness of the models presented in Fig. 15(a).

|                |             | SW    | PW              | PWF<br>HEA140   | PWF<br>HEA240   |
|----------------|-------------|-------|-----------------|-----------------|-----------------|
| $V_{max}$      | [kN]        | 195.2 | 147.1<br>(-25%) | 206.5(+6%)      | 254.8<br>(+30%) |
| $K_{d=0.25mm}$ | [kN/<br>mm] | 436.0 | 184.5<br>(-58%) | 195.3<br>(-55%) | 218.6<br>(-50%) |

Fig. 10. Tabella con i risultati su rigidità e resistenza per i 4 casi esaminati ([1])

Si può osservare che un telaio di cerchiatura con un profilo avente basso momento di inerzia (PWF HEA140: la sezione ha inerzia  $J=1033 \text{ cm}^4$ ) ripristina solo il 45% della rigidità della parete piena originale, mentre un profilo con inerzia decisamente maggiore (PWF HEA240, inerzia della sezione:  $J=7763 \text{ cm}^4$ , 7.5 volte superiore rispetto a HEA140) ripristina solo il 50% della rigidità originaria. Per quanto riguarda resistenza e capacità di spostamento, invece, il profilo HEA140 è in grado di ripristinare il comportamento della parete piena.

Entrambi i profili sono in grado di ripristinare la resistenza nel piano della parete ma non la rigidità iniziale.

Inoltre, si può osservare che la parete con telaio HEA240 mostra un comportamento fragile dopo aver raggiunto il carico massimo: ciò è dovuto al contrasto tra la natura fragile della muratura e l'elevata rigidità laterale del telaio di cerchiatura. La muratura inizia a fessurarsi a bassi valori di carichi laterali, mentre il telaio in acciaio richiede carichi più elevati da mobilitare, che, come si nota dal quadro fessurativo, hanno indotto gravi danni nella parete.

## MODELLO A TELAIO EQUIVALENTE: CONFRONTO CON I RISULTATI DEL TEST

Per il caso studio considerato nel presente documento, nel paragrafo precedente sono stati mostrati i risultati del test sperimentale a confronto con quelli generati da una raffinata modellazione numerica FEM, evidenziando un'ottima corrispondenza fra risultati sperimentali e numerici.

La struttura verrà ora esaminata applicando il metodo professionale del telaio equivalente, attraverso

l'utilizzo del software Aedes.ACM [2]. Verranno descritte le principali ipotesi di calcolo adottate ai fini della corretta modellazione e saranno quindi presentati i risultati delle analisi, confrontando le curve di capacità ed i parametri di rigidezza e resistenza con il modello FEM non lineare, con riferimento ai 4 casi esaminati (parete piena, parete con apertura: senza rinforzo, con telaio HEA140 e con telaio HEA240). Poiché saranno ottenuti risultati analoghi a quelli presentati nel test numerico del paragrafo precedente, nessuno dei due casi di telaio di rinforzo (HEA140 e HEA240) soddisferà le richieste di verifica di riparazione locale sulle variazioni di rigidezza, resistenza e capacità di spostamento. Verrà pertanto proposta con Aedes.ACM un'ulteriore modellazione mostrando come un intervento di rafforzamento dei maschi murari, oltre alla realizzazione del telaio, può condurre alla sicurezza richiesta dalla Normativa.

Il modello di ACM è rappresentato in fig. 11: la prima analisi viene svolta confrontando le capacità della parete piena con quella della parete con apertura senza rinforzo. Per tutte le analisi di questo esempio, quindi anche per i modelli con telaio, il risultato, a causa della simmetria dei maschi murari, è indipendente dal verso dell'azione sismica.

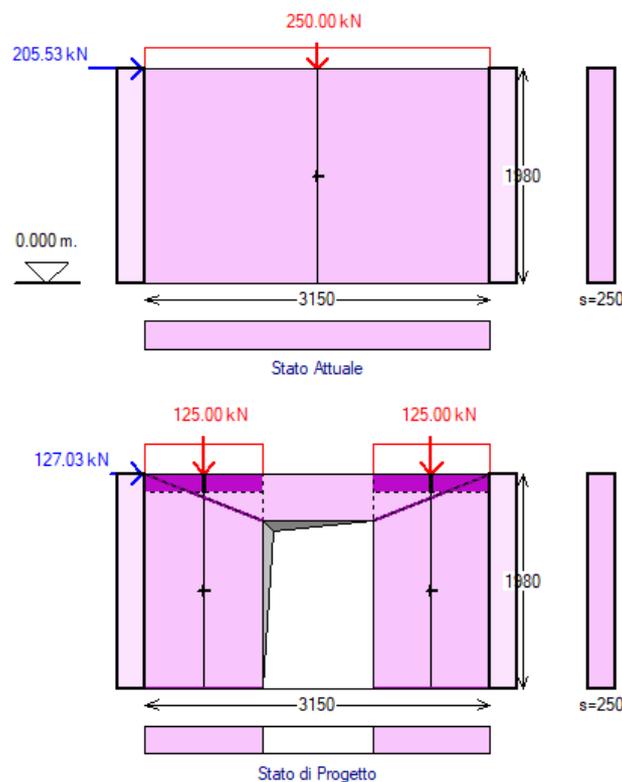


Fig. 11. Modello a telaio equivalente: parete piena originaria (SW) e parete con apertura senza rinforzo (PW)

I parametri meccanici utilizzati della muratura sono assunti coerentemente con il modello del test, e sono i seguenti:

- Modulo di Young:  $E = 5344 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson:  $\nu = 0.2$  (da cui:  $G = 2227 \text{ MPa}$ )
- Resistenza a compressione in direzione verticale:  $f_m = 6.3 \text{ MPa}$
- Resistenza a compressione in direzione orizzontale:  $f_{hm} = 6.2 \text{ MPa}$
- Resistenza a trazione:  $f_t = 0.18 \text{ MPa}$
- Resistenza a taglio in assenza di compressione):  $f_{v0} = 0.28 \text{ MPa}$
- Coefficiente d'attrito:  $\mu = 0.78$
- Peso proprio della muratura:  $w = 17 \text{ kN/m}^3$

Per utilizzare resistenze di progetto pari alle resistenze considerate nel test, nel modello di Aedes.ACM non

viene applicato il fattore di confidenza (si pone quindi:  $F_c=1.00$ ).

Per quanto riguarda il comportamento meccanico dei pannelli murari, vengono considerate le resistenza a pressoflessione nel piano e a taglio per fessurazione diagonale in muratura regolare (taglio 'a scaletta') (Circ. 2019, §C8.7.1.3.1.1). Seguendo le indicazioni normative, il drift ultimo è assunto pari a  $1.0\%H$  in caso di crisi a pressoflessione, e  $0.5\%H$  in caso di crisi a taglio.

Il carico agente sulla sommità della parete è pari a 250 kN.

Nella parete con apertura, i maschi ad essa adiacenti sono caratterizzati in sommità da zone rigide determinate dal criterio di Dolce (attraverso linee di diffusione a  $30^\circ$ , visibili nella parete con apertura in fig. 11) [3].

Dal punto di vista della rigidità dei maschi murari, si considera un modello trilineare, con moduli di elasticità  $E$  e  $G$  che, sotto forza orizzontale crescente, inizialmente assumono il valore in input e vengono ridotti al 50% (rigidità fessurata) in corrispondenza della parzializzazione del maschio murario.

Per quanto riguarda il vincolamento in sommità, per la parete piena si è considerata una mensola, e quindi la componente flessionale della rigidità complanare è pari a  $3EJ/h^3$ . Ciò è coerente con l'assenza di un vincolamento che impedisca la rotazione sulla sommità della parete. Per la parete con l'apertura, invece, grazie al collegamento della fascia, si considera un grado di vincolamento parziale per la rotazione, ancora tuttavia distante dalle condizioni di traverso rigido (incastro scorrevole)<sup>1</sup>: la rigidità complanare viene pertanto assunta pari a  $6EJ/h^3$ .

<sup>1</sup> La possibilità di definire un grado di vincolamento sulla sommità dei maschi murari costituisce uno strumento fondamentale per la corretta modellazione a telaio equivalente. Quasi sempre le condizioni di vincolamento non sono note con chiarezza, eccetto per i casi di pareti sottotetto con solaio di copertura deformabile dove è naturale la schematizzazione a mensola (rigidità flessionale:  $3EJ/h^3$ ). La realtà consiste sempre in una situazione intermedia fra mensola (estremo superiore libero di ruotare) e doppio incastro (con incastro scorrevole in sommità, dove la rotazione è impedita), quest'ultimo con la nota rigidità flessionale:  $12EJ/h^3$ . La componente flessionale della rigidità è quindi pari a  $xEJ/h^3$  con  $3 \leq x \leq 12$ : il vincolo dei maschi è più vicino alla mensola se sono collegati fra loro da architravi o fasce murarie poco rigide e il solaio sovrastante è deformabile (es.: solaio in legno o in profili metallici senza soletta di irrigidimento); più vicino al doppio incastro se invece la fascia di collegamento è più rigida ed il solaio sovrastante ha una soletta di irrigidimento (es.: solaio in laterocemento, o in legno o acciaio consolidato con soletta in calcestruzzo armato).

I risultati dell'analisi statica forniscono le tensioni di compressione nella muratura; in particolare, interessano le tensioni competenti alla combinazione sismica, in assenza di coefficienti moltiplicativi dei carichi:

#### STATO ATTUALE

| Comb. fondamentale (analisi statica) |         |        |         |                 |       |       | Comb. sismica   |                 |                 |         |
|--------------------------------------|---------|--------|---------|-----------------|-------|-------|-----------------|-----------------|-----------------|---------|
| n.                                   | N, somm | 1.3·Pp | N, base | $\sigma$ , base | FC    | fd    | $\sigma$ , somm | $\sigma$ , mezz | $\sigma$ , base | 0.85·fd |
| 1)                                   | 250.00  | 34.46  | 284.46  | 0.361           | 1.000 | 3.150 | 0.317           | 0.334           | 0.351           | 5.355   |

#### STATO DI PROGETTO

| Comb. fondamentale (analisi statica) |         |        |         |                 |       |       | Comb. sismica |                 |                 |                 |         |
|--------------------------------------|---------|--------|---------|-----------------|-------|-------|---------------|-----------------|-----------------|-----------------|---------|
| n.                                   | N, somm | 1.3·Pp | N, base | $\sigma$ , base | FC    | fd    | C.Sic.        | $\sigma$ , somm | $\sigma$ , mezz | $\sigma$ , base | 0.85·fd |
| 1)                                   | 125.00  | 12.91  | 137.90  | 0.516           | 1.000 | 3.150 | 6.110         | 0.474           | 0.489           | 0.504           | 5.355   |
| 2)                                   | 125.00  | 12.91  | 137.90  | 0.516           | 1.000 | 3.150 | 6.110         | 0.474           | 0.489           | 0.504           | 5.355   |

La tensione verticale nella parete piena è dello stesso ordine di grandezza di quanto riportato per il test sperimentale (0.32 MPa). I risultati dell'analisi sismica (o analisi per forza orizzontale crescente), illustrati in fig. 12, sono i seguenti:

|                      | SW     | PW     | Rapporto (PW/SW) |          |
|----------------------|--------|--------|------------------|----------|
| Rigidità $K$ (kN/mm) | 476.56 | 184.09 | 0.386            | (-61.4%) |
| Resistenza $F$ (kN)  | 205.53 | 127.03 | 0.618            | (-38.2%) |

e sono composti dai seguenti contributi dei singoli maschi murari:

**MASCHI MURARI: STATO ATTUALE**

| n. | B (mm) | Hcalc (mm) | (H/B) | K (kN/mm) | Resistenza(kN) Taglio diag. irreg./reg. | Taglio scorr. | Press.compl. somm./base | Fasce | F,ult. (max) | Spost. (mm) lim. - ult. elast. |
|----|--------|------------|-------|-----------|---|---------------|-------------------------|-------|--------------|--------------------------------|
| 1) | 3150   | 1980       | 0.63  | 476.56    | 246.32/ 239.23                          | -             | - / 205.53              | -     | 205.53       | 0.71 19.80                     |

**MASCHI MURARI: STATO DI PROGETTO**

| n. | B (mm) | Hcalc (mm) | (H/B) | K (kN/mm) | Resistenza(kN) Taglio diag. irreg./reg. | Taglio scorr. | Press.compl. somm./base | Fasce | F,ult. (max) | Spost. (mm) lim. - ult. elast. |
|----|--------|------------|-------|-----------|---|---------------|-------------------------|-------|--------------|--------------------------------|
| 1) | 1070   | 1808       | 1.69  | 92.05     | 63.51/ 66.27                            | -             | 101.31/ 103.30          | -     | 63.51        | 0.97 9.04                      |
| 2) | 1070   | 1808       | 1.69  | 92.05     | 63.51/ 66.27                            | -             | 101.31/ 103.30          | -     | 63.51        | 0.97 9.04                      |

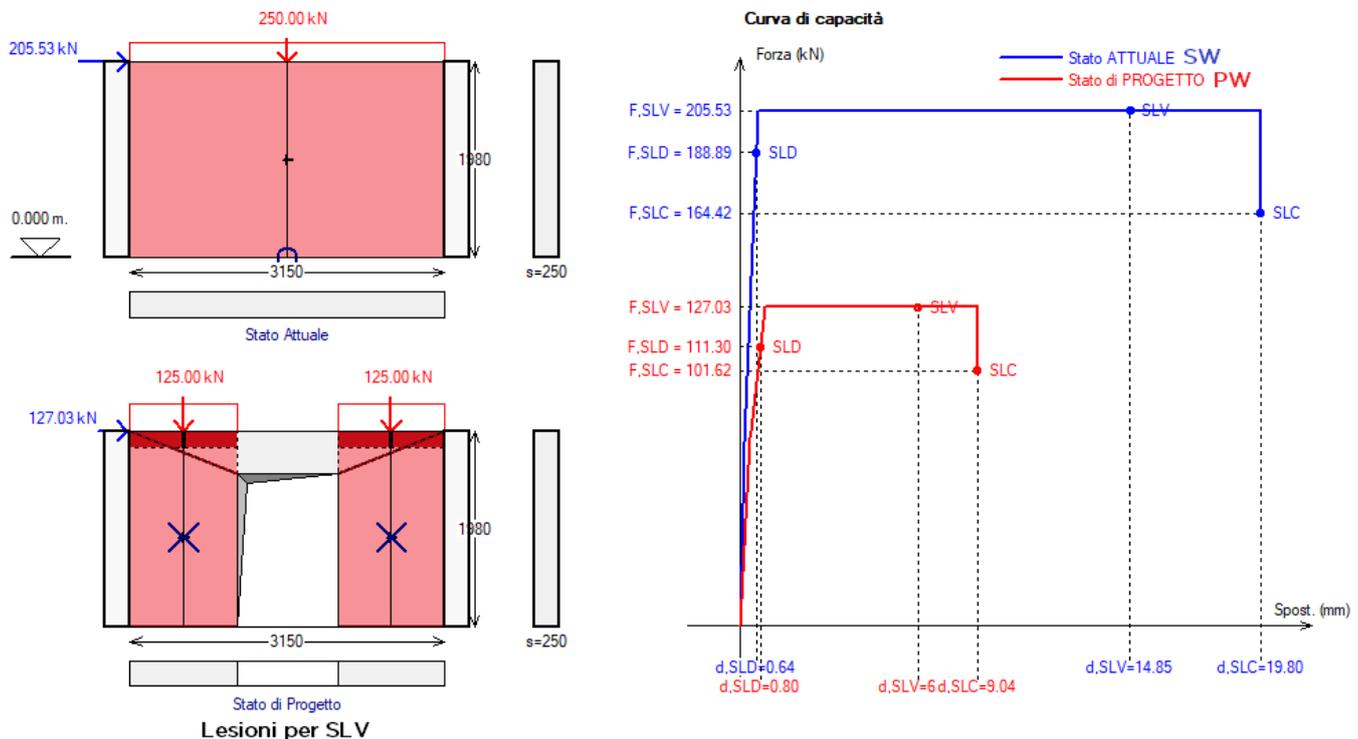


Fig. 12. Modello a telaio equivalente: confronto dei risultati tra parete piena (SW) e parete con apertura senza rinforzo (PW)

La parete piena ha una lesione a pressoflessione alla base, mentre i due maschi della parete con apertura presentano lesioni a taglio. Il risultato è sostanzialmente coerente con il quadro fessurativo mostrato dal test in fig. 8, pur in presenza, nei risultati del test, di un lesionamento a taglio più accentuato nel maschio sottovento. Il confronto tra telaio equivalente e test relativamente a forze e rigidezze verrà presentato in seguito (vd. fig. 20).

Nella seconda analisi condotta con Aedes.ACM viene effettuato il confronto fra parete piena (SW) e parete con apertura con telaio di rinforzo in profili aventi sezione HEA140 (PWF HEA140) (fig. 13).

Come illustrato nell'immagine, il carico verticale agente in sommità, pari a 250 kN, si ripartisce fra i due maschi murari e i montanti del telaio. Il carico distribuito è pari a:  $250 / 3.150 = 79.36$  kN/m. La larghezza di base di ognuno dei due maschi murari è 1070 mm, e ad essa compete il carico:  $79.36 \cdot 1.070 = 85$  kN, e quindi sui due maschi agisce il carico complessivo 170 kN: i rimanenti 80 kN insistono sul telaio, dove si considera un carico pari a:  $80 / 1.010 = 79.21$  kN/m.

Lo schema del telaio in acciaio è riportato in fig. 14, insieme alla propria curva di capacità che viene

composta con le curve dei maschi murari per generare la curva di capacità compressiva della parete.  
 Fra le ipotesi sul comportamento del telaio: non è stato considerato il vincolo shear-type sull'architrave e quindi i nodi montante-architrave sono liberi di ruotare; i giunti sono saldati.

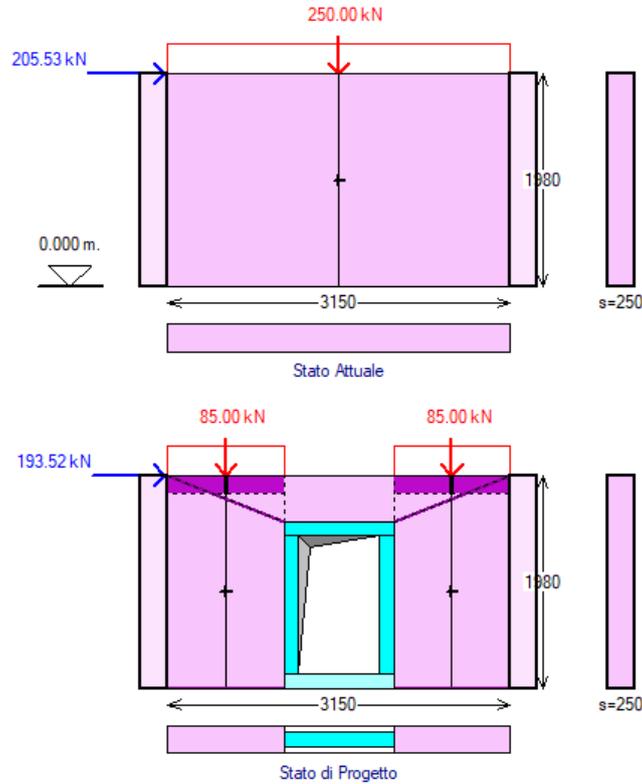


Fig. 13. Telaio equivalente: parete piena (SW) e parete con apertura e telaio in HEA140 (PWF HEA140)

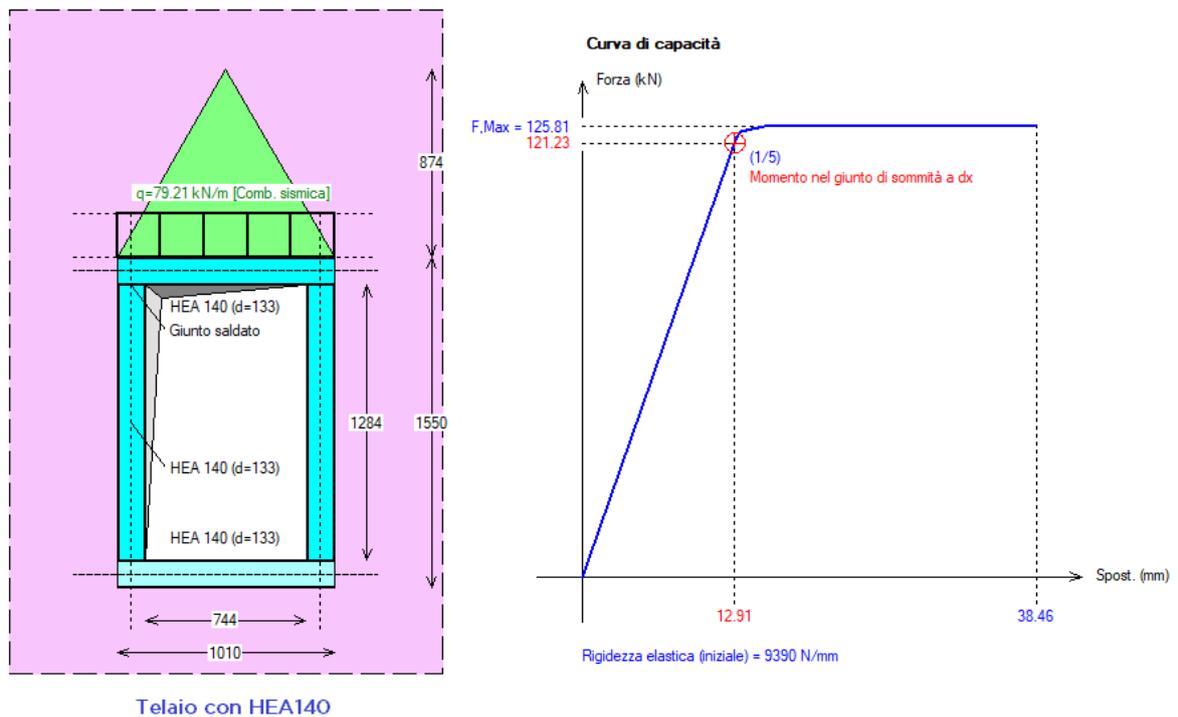


Fig. 14. Cerchiatura: telaio di rinforzo in acciaio con profilo HEA140 (PWF HEA140)

I risultati dell'analisi sismica (o analisi per forza orizzontale crescente), illustrati in fig. 15, sono i seguenti:

|                     | SW     | PWF    | Rapporto (PW/SW) |          |
|---------------------|--------|--------|------------------|----------|
|                     |        | HEA140 |                  |          |
| Rigidezza K (kN/mm) | 476.56 | 193.48 | <b>0.406</b>     | (-59.4%) |
| Resistenza F (kN)   | 205.53 | 193.51 | <b>0.942</b>     | (-5.8%)  |

Allo stato di progetto, i risultati sono composti dai seguenti contributi dei maschi murari e del telaio:

**STATO DI PROGETTO**

**MASCHI MURARI**

| n. | B (mm) | Hcalc (mm) | H/B  | K (kN/mm) | Resistenza(kN) |       | Taglio irreg./reg. | Taglio scorr. | Press.compl. somm./base | Fasce | F,ult. (max) | Spost. (mm) lim. - ult. elast. |      |
|----|--------|------------|------|-----------|----------------|-------|--------------------|---------------|-------------------------|-------|--------------|--------------------------------|------|
| 1) | 1070   | 1808       | 1.69 | 92.05     | 55.87/         | 54.31 | -                  | -             | 70.37/ 72.50            | -     | 54.31        | 0.90                           | 9.04 |
| 2) | 1070   | 1808       | 1.69 | 92.05     | 55.87/         | 54.31 | -                  | -             | 70.37/ 72.50            | -     | 54.31        | 0.90                           | 9.04 |

**TELAIO DI CERCHIATURA**

| n. | B (mm) | Hcalc (mm) | K (kN/mm) | F lim. elast. (kN) | Spost. lim. elast. (mm) | F ult. (kN) | Spost. ult. (mm) |
|----|--------|------------|-----------|--------------------|-------------------------|-------------|------------------|
| 1) | 1010   | 1285       | 9.39      | 121.23             | 12.91                   | 125.81      | 38.46            |

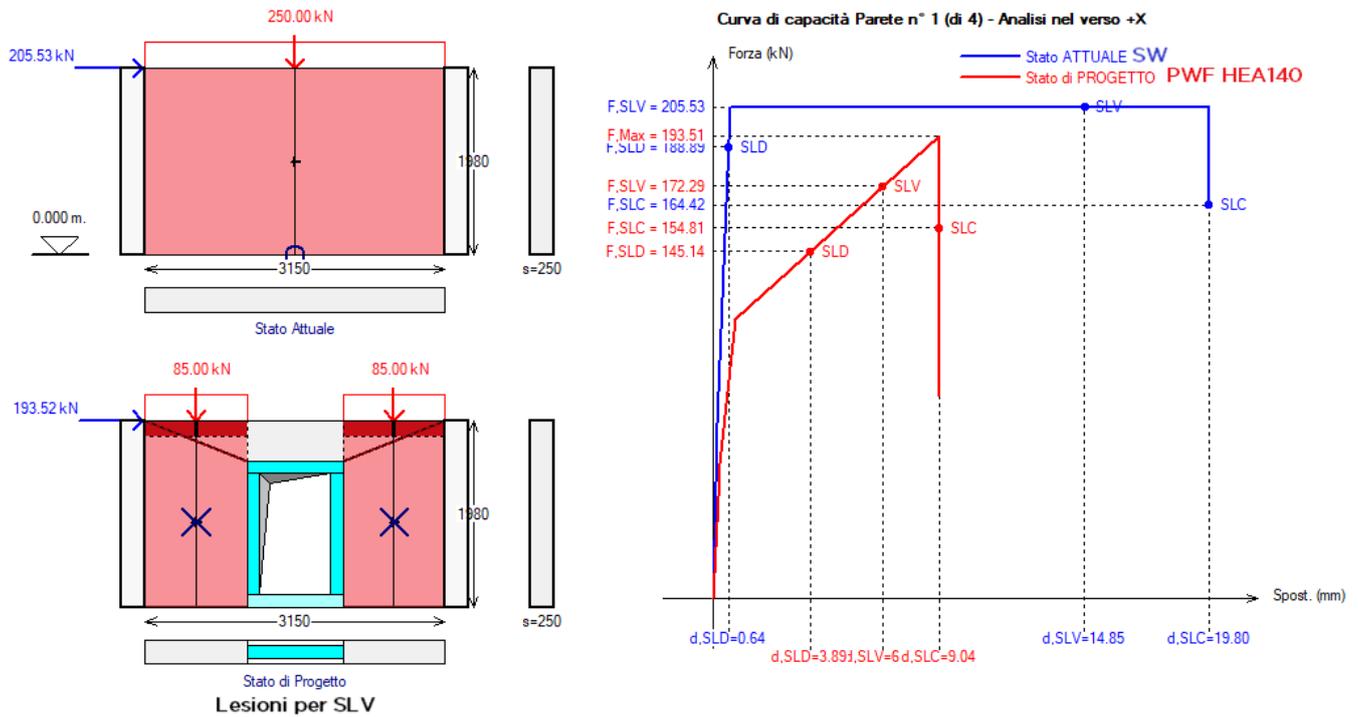


Fig. 15. Confronto dei risultati tra parete piena (SW) e parete con apertura e telaio in HEA140 (PWF HEA140)

Il quadro fessurativo della parete rinforzata con telaio in profili HEA140 presenta ancora lesioni a taglio in entrambi i maschi murari, lesioni che nel test sono particolarmente evidenti nel maschio sottovento. Anche per quest'analisi, il confronto tra telaio equivalente e test relativamente a forze e rigidezze verrà presentato in seguito (vd. fig. 20).

Nella terza analisi condotta con Aedes.ACM viene effettuato il confronto fra parete piena (SW) e parete con apertura con telaio di rinforzo in profili aventi sezione HEA240 (PWF HEA240) (fig. 16).

Si osservi che in entrambi i progetti di rinforzo (fig. 13 e fig. 16) le dimensioni dei maschi murari sono invariate, in quanto nel test il vano praticato nella parete piena mantiene le stesse dimensioni: il telaio è

posto al suo interno e quindi, nel caso di HEA240, si riduce, rispetto al caso HEA140, il vuoto interno al telaio stesso.

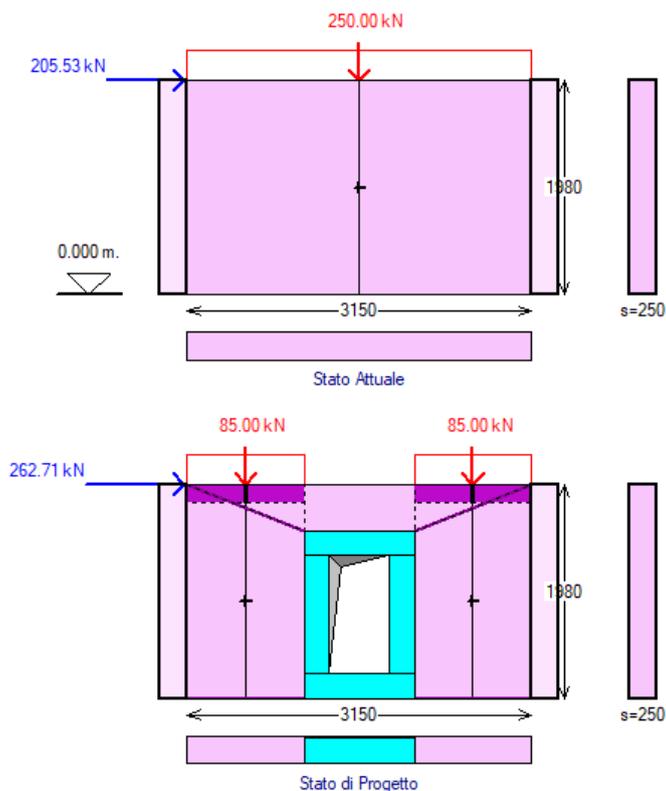


Fig. 16. Telaio equivalente: parete piena (SW) e parete con apertura e telaio in HEA240 (PWF HEA240)

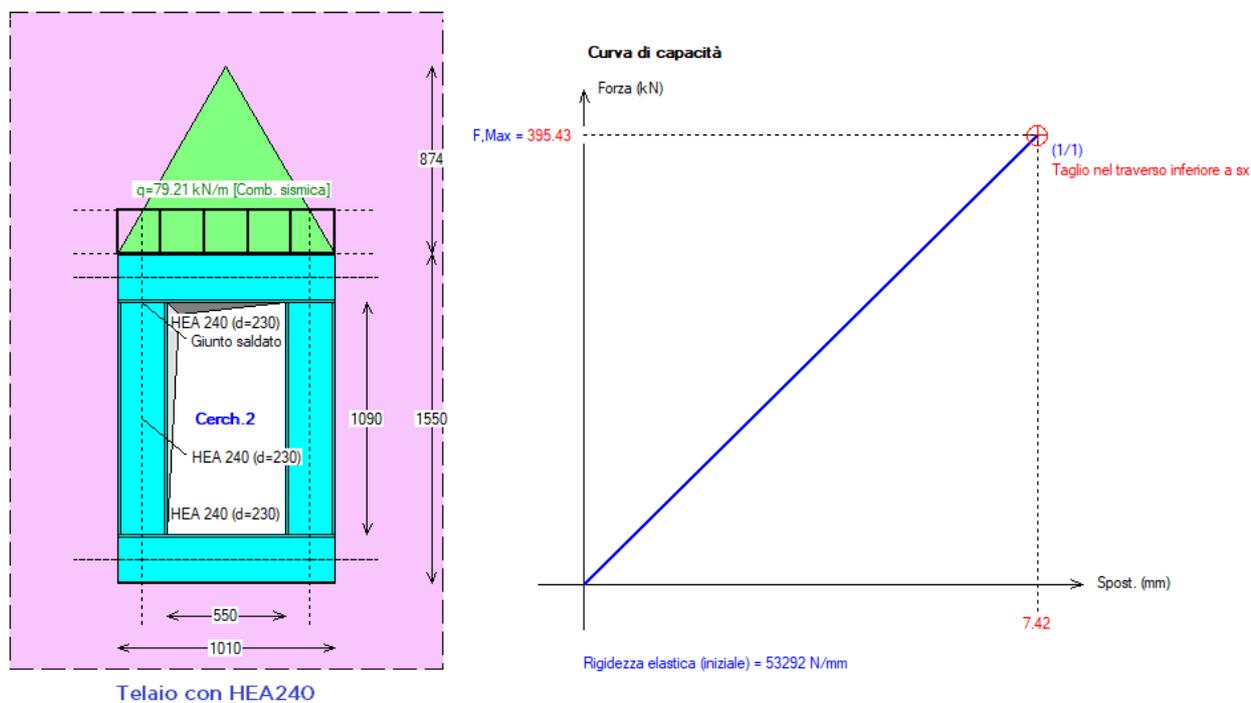


Fig. 17. Cerchiatura: telaio di rinforzo in acciaio con profilo HEA240 (PWF HEA240)

In fig. 17 è riportata la curva di capacità del telaio che verrà composta con quelle dei maschi per ottenere la curva di capacità della parete. La forte rigidità del profilo HEA240 e le piccole dimensioni geometriche

dell'apertura determinano nel telaio una crisi per taglio in corrispondenza del raggiungimento di una forza orizzontale sul traverso pari ad un valore piuttosto elevato: 395 kN. In fase di accoppiamento con i maschi murari, Aedes.ACM eseguirà il controllo sul fatto che il maschio murario adiacente al telaio sia in grado di sostenere un tale livello di forza.

I risultati dell'analisi sismica (o analisi per forza orizzontale crescente), illustrati in fig. 18, sono i seguenti:

|                     | SW     | PWF    | Rapporto (PW/SW) |          |
|---------------------|--------|--------|------------------|----------|
|                     |        | HEA240 |                  |          |
| Rigidezza K (kN/mm) | 476.56 | 237.36 | <b>0.498</b>     | (-50.2%) |
| Resistenza F (kN)   | 205.53 | 262.71 | <b>1.278</b>     | (+27.8%) |

Allo stato di progetto, i risultati sono composti dai seguenti contributi dei maschi murari e del telaio:

#### STATO DI PROGETTO

##### MASCHI MURARI

| n. | B    | Hcalc | (H/B) | K     | Resistenza(kN)           |               | Spost.(mm)              |        |              |             |       |      |      |
|----|------|-------|-------|-------|--------------------------|---------------|-------------------------|--------|--------------|-------------|-------|------|------|
|    |      |       |       |       | Taglio diag. irreg./reg. | Taglio scorr. | Press.compl. somm./base | Fasce  | F,ult. (max) | lim. elast. | -     | ult. |      |
| 1) | 1070 | 1808  | 1.69  | 92.05 | 55.87/                   | 54.31         | -                       | 70.37/ | 72.50        | -           | 54.31 | 0.90 | 9.04 |
| 2) | 1070 | 1808  | 1.69  | 92.05 | 55.87/                   | 54.31         | -                       | 70.37/ | 72.50        | -           | 54.31 | 0.90 | 9.04 |

##### TELAIO DI CERCHIATURA

| n. | B    | Hcalc | K     | F lim. |      | Spost.lim. |      | F    |      | Spost. |      |
|----|------|-------|-------|--------|------|------------|------|------|------|--------|------|
|    |      |       |       | elast. | (kN) | elast.     | (mm) | ult. | (kN) | ult.   | (mm) |
| 1) | 1010 | 1090  | 53.27 | 395.43 | 7.42 | 395.43     | 7.42 |      |      |        |      |

Mentre la resistenza a sé stante del telaio di cerchiatura può quindi raggiungere il valore di 395 kN, l'analisi della parete mostra una resistenza complessiva dell'insieme {maschi + telaio} pari a 262.71 kN: infatti, la massima forza orizzontale che il telaio può sviluppare è inferiore in modo significativo alla sua capacità teorica, in quanto il taglio globale crescente determina nella muratura, ad un certo punto, una crisi per collasso fragile, con apertura di una fessura per trazione nel maschio sopravvento. Questo comportamento è ben evidenziato nei risultati grafici riportati in fig. 18: si osservi la crisi a trazione indicata dalla linea nera tratteggiata in grassetto nel maschio a sinistra, all'incirca alla quota del nodo montante-architrave del telaio. Ciò aderisce perfettamente a quanto rilevato sia a livello sperimentale, sia a livello numerico con il modello FEM avanzato. La fig. 8 mostra infatti nel maschio sopravvento del rinforzo con HEA240 una crisi fragile per trazione analoga ai risultati del metodo a telaio equivalente.

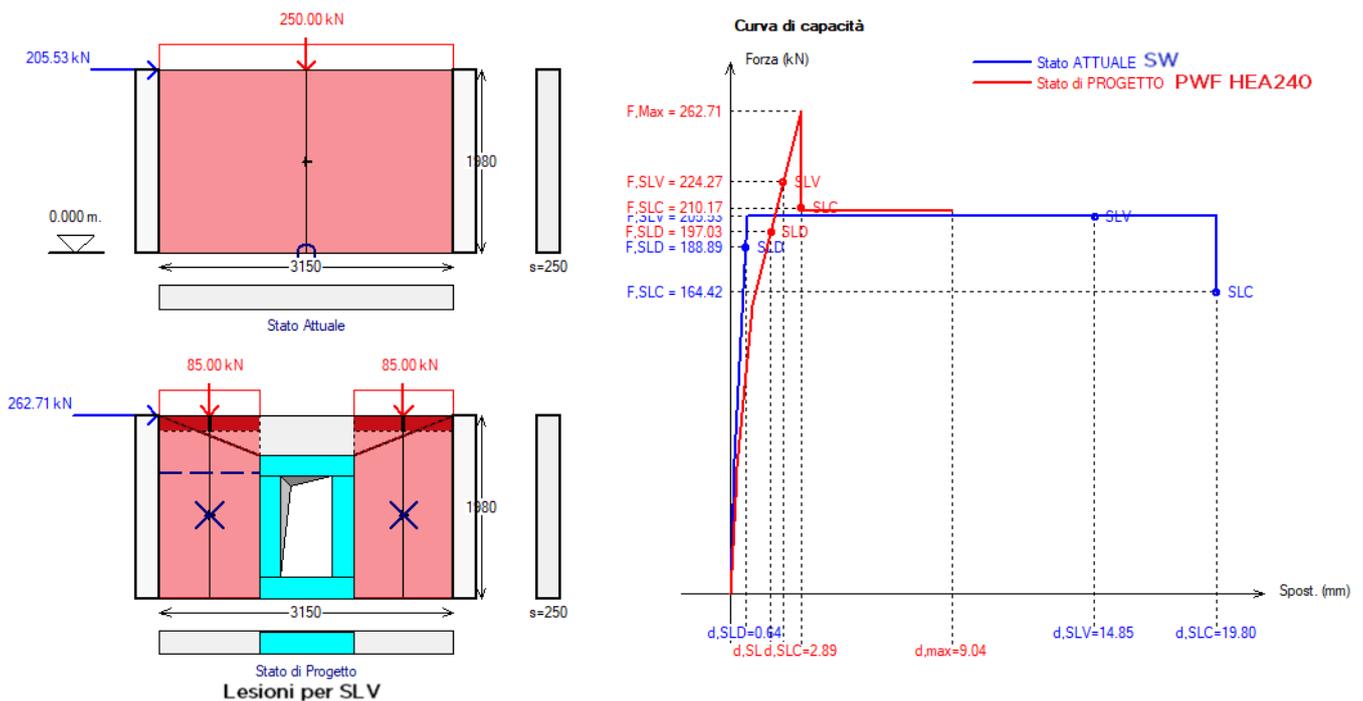


Fig. 18. Confronto dei risultati tra parete piena (SW) e parete con apertura e telaio in HEA240 (PWF HEA240)

La possibile apertura della lesione a trazione viene controllata attraverso l'equilibrio ai momenti, considerando la forza orizzontale agente sul telaio e le corrispondenti azioni assiali di trazione (nel maschio sopravvento) e di compressione (nel maschio sottovento). La tensione normale di trazione non deve ovviamente superare il limite di resistenza a trazione di progetto: il raggiungimento di tale limite determina il valore massimo della forza orizzontale di progetto sul telaio, limite oltre il quale si manifesta una caduta di taglio dovuta alla crisi fragile del maschio sopravvento, crisi che in questo maschio impedisce ulteriori spostamenti orizzontali (la zona successiva della curva, con spostamento a parità di forza, è teoricamente determinata dal maschio sottovento e dal telaio).

Esaminati i vari assetti della parete (piena, forata senza telaio di rinforzo, forata con telaio HEA140 o HEA240), nelle figure seguenti si riepilogano i risultati del confronto fra metodo FEM avanzato utilizzato nel test e metodo a telaio equivalente.

In fig. 19 si confrontano le curve di capacità dei 4 casi. Ovviamente l'andamento delle curve generato dal metodo a telaio equivalente è caratterizzato da tratti più lineari rispetto al modello FEM, ma i risultati, sia qualitativamente che quantitativamente, sono molto simili al test. La curva PW (celeste nel grafico di Aedes.ACM) della parete forata senza telaio è la più bassa e sostanzialmente coincide con quella del metodo FEM.

La curva in rosso (PWF HEA140) ha andamento analogo in entrambi i diagrammi. La curva PWF HEA240 (verde nel grafico Aedes.ACM) ha andamento simile, con una caduta di taglio nel metodo a telaio che precede un poco quella del metodo FEM, ed una capacità successiva di spostamento legata ai modelli di drift della Normativa italiana, ma la forza massima è dello stesso ordine di grandezza. Infine, per la parete piena (SW) il telaio equivalente fornisce un tratto duttile a forza costante, mentre il metodo FEM segnala un lieve degrado della forza per spostamenti crescenti; anche in questo caso, tuttavia, la forza massima è simile.

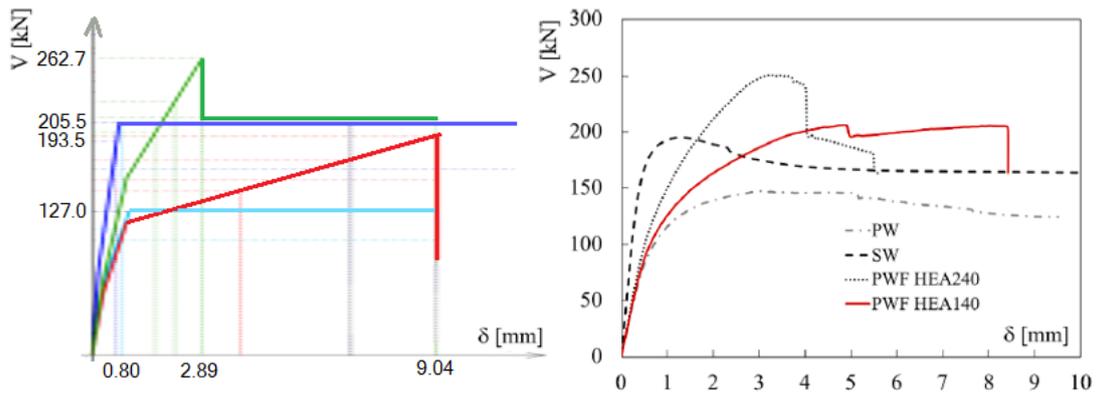


Fig. 19. Curve di capacità. A sinistra: telaio equivalente, a destra: test

Per formulare un giudizio numerico sul confronto, nella fig. 20 si riportano Forza massima (V) e Rigidezza elastica (K), distinte per i 4 casi e per i due metodi FEM (a sinistra, tratto da [1]) e a telaio equivalente (a destra).

Poiché nel test la rigidezza è stata valutata in corrispondenza dello spostamento  $\delta=0.25$  mm, anche per il telaio equivalente si è considerata la rigidezza competente a tale spostamento.

| V (kN)     | V - Test | $\Delta$ | V - ACM | $\Delta$ | $\Delta$ ACM/Test |
|------------|----------|----------|---------|----------|-------------------|
| SW         | 195.2    |          | 205.5   |          | +5%               |
| PW         | 147.1    | -25%     | 127     | -38%     | -14%              |
| PWF-HEA140 | 206.5    | +6%      | 193.5   | -6%      | -6%               |
| PWF-HEA240 | 254.8    | +30%     | 262.7   | +28%     | +3%               |
|            |          |          |         |          |                   |
| K (kN/mm)  | K - Test | $\Delta$ | K-ACM   | $\Delta$ | $\Delta$ ACM/Test |
| SW         | 436      |          | 476.6   |          | +9%               |
| PW         | 184.5    | -58%     | 184.1   | -61%     | 0%                |
| PWF-HEA140 | 195.3    | -55%     | 193.5   | -59%     | 0%                |
| PWF-HEA240 | 218.6    | -50%     | 237.4   | -50%     | +9%               |

Fig. 20. Metodo FEM avanzato / Telaio equivalente: confronto numerico su Forza massima e Rigidezza

In fig. 20, la colonna più a destra in tabella (in colore verde) riporta lo scarto dei valori ottenuti col telaio equivalente rispetto a quelli del metodo FEM. La corrispondenza è ottima, sia per le rigidezze che per le forze massime: la fig. 21 evidenzia in modo grafico il confronto fra i due metodi.

Risulta pertanto convalidata la capacità del metodo a telaio equivalente di rappresentare il comportamento reale.

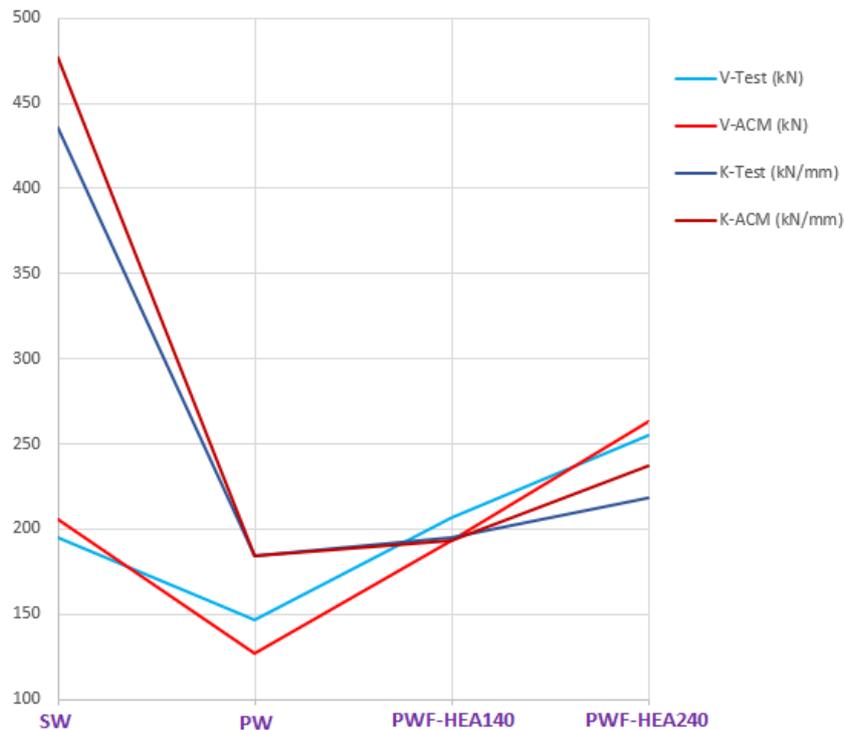


Fig. 21. Metodo FEM avanzato / Telaio equivalente: confronto grafico/numerico su Forza massima e Rigidezza

Il metodo a telaio equivalente viene infine utilizzato per determinare una possibile soluzione progettuale per il caso applicativo esaminato. Rispetto alla parete originaria, sottoposta alla creazione di un'apertura, i due telai di rinforzo, infatti, hanno mostrato la capacità di ripristinare la resistenza (forza massima) ma non la rigidezza: come è stato in precedenza osservato per il test.

E' pertanto necessario intervenire anche sui maschi murari. La quarta analisi condotta con Aedes.ACM prevede, oltre al telaio HEA140, intonaco armato di tipo tradizionale esteso a tutta la parete.

Per il confronto fra Stato Attuale (parete piena) e Stato di Progetto (telaio HEA140 + intonaco armato) si ottengono i seguenti risultati, che evidenziano una variazione di rigidezza entro il 15% e un miglioramento della resistenza:

|                     | SW     | PWF HEA140 + int.arm. | Rapporto (PWF HEA140+int.arm./SW) |                                    |
|---------------------|--------|-----------------------|-----------------------------------|------------------------------------|
| Rigidezza K (kN/mm) | 476.56 | 535.66                | <b>1.124</b>                      | compreso fra -15% e + 15% (+12.4%) |
| Resistenza F (kN)   | 205.53 | 263.90                | <b>1.284</b>                      |                                    |

#### VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

In fig. 22 si riporta il confronto fra Stato Attuale (parete piena SW) e Stato di Progetto (telaio HEA140 + intonaco armato). La realizzazione dell'intonaco armato permette di superare le crisi per taglio, migliorando la duttilità (nel quadro delle lesioni compaiono infatti cerniere agli estremi, relative a crisi per pressoflessione). La diversa zona rigida superiore nei maschi viene determinata dall'irrigidimento attuato nella fascia superiore della parete attraverso l'intonaco armato, aspetto che in Aedes.ACM si rappresenta incrementando il grado di vincolo: la rigidezza flessionale viene portata a  $10EJ/h^3$ , ancora inferiore a quella di un vincolamento a doppio incastro, in quanto non è possibile fare affidamento su un impedimento completo della capacità rotazionale in sommità della parete, tuttavia significativamente maggiore rispetto alla muratura senza intonaco armato in presenza o meno del telaio di rinforzo.

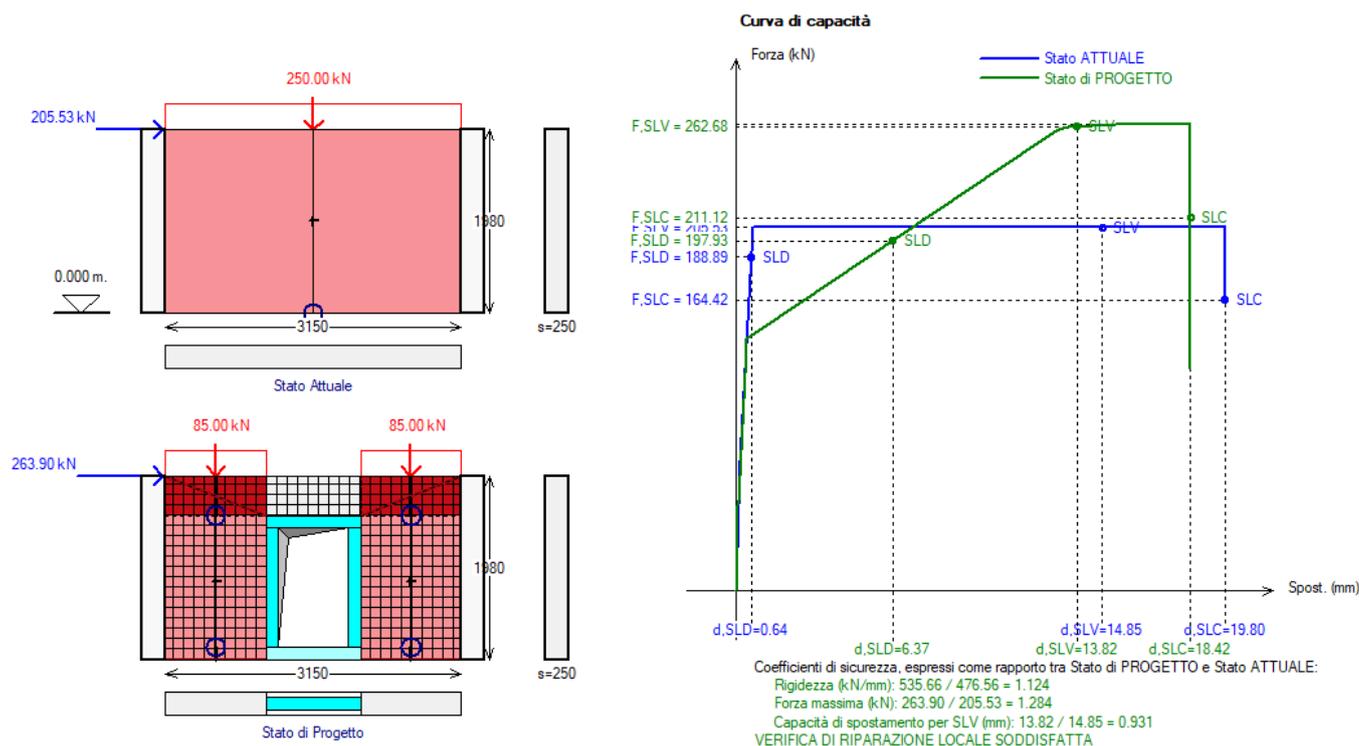


Fig. 22. Stato di Progetto PWF HEA140 + Intonaco armato

Le funzionalità del metodo a telaio equivalente, tradotte nei software professionali come Aedes.ACM, hanno quindi dimostrato:

- la corretta rappresentazione dei risultati sperimentali e numerici ottenuti dal test condotto presso l'Università di Brescia, assunto come riferimento nel presente documento;
- la possibilità di individuare una soluzione progettuale efficace e rispondente ai requisiti di sicurezza richiesti dalla Normativa vigente.

## CONCLUSIONI

In campo professionale, l'analisi degli interventi sulle pareti in muratura, con creazione o spostamento di aperture e conseguenti realizzazioni di rinforzi con telai o altre tecnologie, può svolgersi in modo corretto ed efficace con il metodo del telaio equivalente, senza necessità di ricorrere a metodi FEM non lineari avanzati.

Il ruolo dei metodi avanzati, fondamentale, si attua in campo accademico dove l'elaborazione di test sperimentali e la calibrazione di sofisticate tecniche numeriche forniscono i parametri di riferimento per convalidare l'applicazione dei metodi professionali, quali appunto il telaio equivalente.

I metodi FEM avanzati presentano inoltre, in ambito progettuale, alcune criticità: elevate difficoltà applicative, possibili utilizzi inappropriati e corrispondenti precisioni sopravvalutate. **Frequentemente, i test numerici avanzati fanno riferimento a murature modellabili con precisione a piccola scala**, quali le tessiture regolari, ad esempio in mattoni pieni, con buona conoscenza dei materiali e delle malte.

**Tali applicazioni non forniscono tuttavia riferimenti per murature esistenti irregolari in pietrame, che meglio sono inquadrabili attraverso il comportamento macroscopico del pannello murario**, descritto nel 'telaio equivalente': peraltro, questo è proprio ciò che viene proposto dalle indicazioni normative sulla

schematizzazione strutturale delle pareti murarie ed i comportamenti a pressoflessione e taglio degli elementi (maschi, fasce) che le costituiscono.

**Il 'telaio equivalente'**, se applicato con un software adeguatamente sviluppato che ne implementi tutte le potenzialità, come Aedes.ACM, è **uno strumento di modellazione molto potente, capace di coniugare semplicità di utilizzo, rispetto della Normativa, comprensione delle analisi ed efficace rappresentazione del comportamento reale.**

## **BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO**

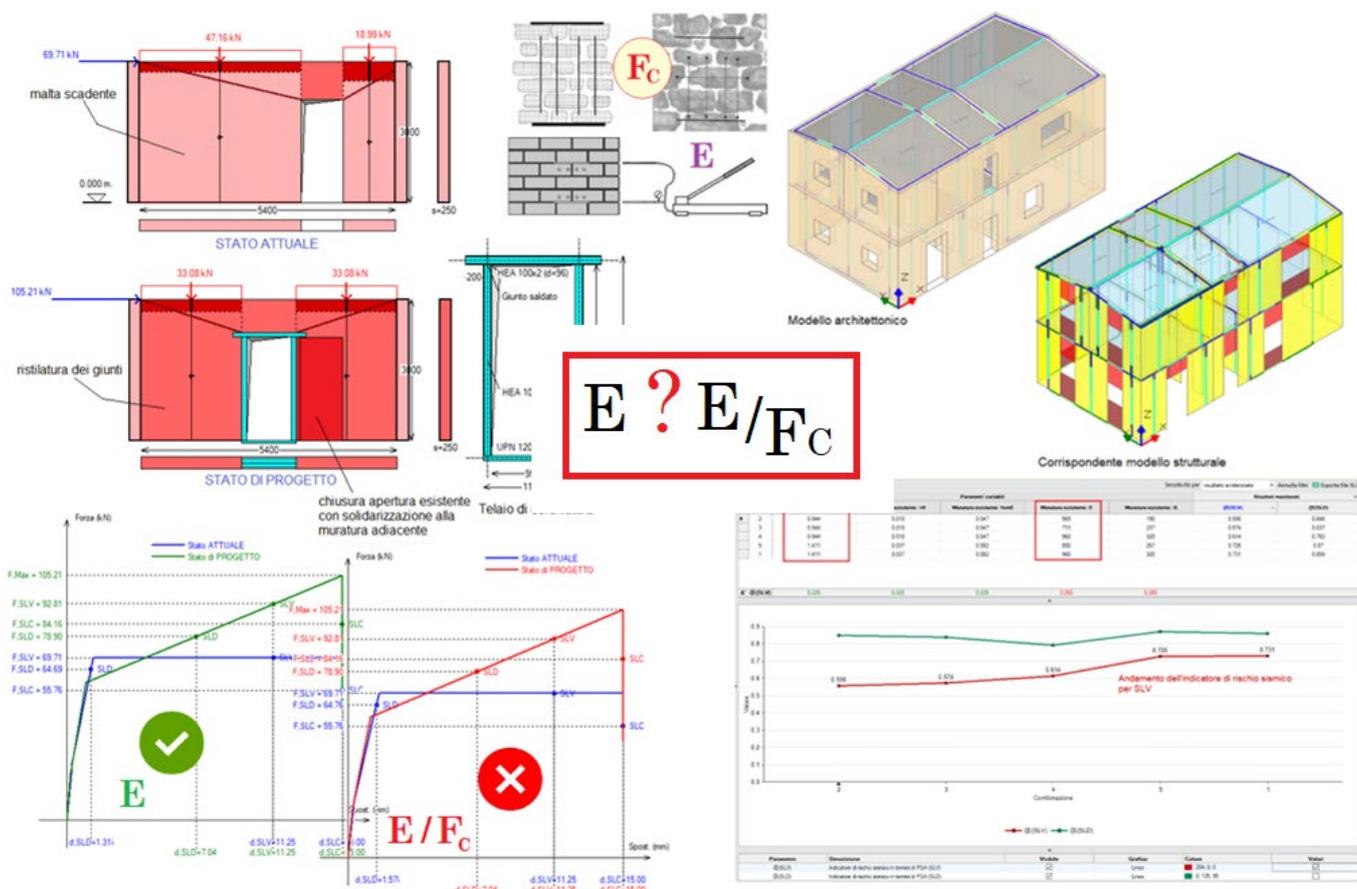
- [1] Oña M., Metelli G., Barros J., Plizzari G., *Effectiveness of a steel ring-frame for the seismic strengthening of masonry walls with new openings*, Engineering Structures, 2021, 226, 10.1016 / j.engstruct.2020.111341. [https://www.researchgate.net/publication/344719141\\_Effectiveness\\_of\\_a\\_steel\\_ring-frame\\_for\\_the\\_seismic\\_strengthening\\_of\\_masonry\\_walls\\_with\\_new\\_openings](https://www.researchgate.net/publication/344719141_Effectiveness_of_a_steel_ring-frame_for_the_seismic_strengthening_of_masonry_walls_with_new_openings)
- [2] Aedes.ACM, Aedes Software.
- [3] Pugi F., *Aperture e cerchiature in murature portanti con telai in acciaio e calcestruzzo armato*, ALINEA, 2010.

## EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA: FATTORE DI CONFIDENZA E MODULI ELASTICI

Autore: Francesco Pugi, Ricerca e Sviluppo di AEDES Software

Articolo pubblicato su Ingegno (25.10.2023)

- Nell'analisi strutturale statica e sismica degli edifici esistenti in muratura il **fattore di confidenza  $F_c$** , in relazione al livello di conoscenza, **viene utilizzato come un ulteriore coefficiente di sicurezza**, oltre al fattore parziale per il materiale  $\gamma_M$ , ai fini della valutazione dei valori di progetto delle resistenze.
- La Normativa vigente (NTC 2018) specifica in §C8.5.4: **"I fattori di confidenza sono utilizzati per la riduzione dei valori dei parametri meccanici dei materiali"**. I parametri meccanici comprendono sia le resistenze a compressione e a taglio sia i moduli elastici, come espressamente indicato per la muratura in tab. C8.5.I. Diversamente da  $\gamma_M$  che per definizione è il fattore parziale associato alla resistenza del materiale,  **$F_c$ , riferendosi ai parametri meccanici in generale, riguarda anche i moduli elastici**.
- **Nella prassi comune** delle verifiche di sicurezza per edifici in muratura,  **$F_c$  viene applicato alle sole resistenze**.  
Per acquisire maggiore consapevolezza sulle scelte effettuate per la definizione delle proprietà meccaniche dei materiali da utilizzarsi nelle analisi strutturali e nelle corrispondenti verifiche di sicurezza, si rivela quindi opportuno un approfondimento sugli **effetti dell'applicazione di  $F_c$  anche ai moduli elastici**.



## IL FATTORE DI CONFIDENZA NELLA NORMATIVA VIGENTE

Il fattore di confidenza  $F_C$  è un parametro associato ai livelli di conoscenza della struttura esistente, finalizzato a definire un adeguato livello di sicurezza attraverso la riduzione dei valori di progetto parametri meccanici.

**Per le costruzioni esistenti in muratura, è prassi comune applicare  $F_C$  ai soli parametri di resistenza (a compressione e a taglio) e non ai moduli elastici.** Per i livelli di conoscenza LC1 e LC2, ossia i livelli per i quali il fattore di confidenza è maggiore di 1.00, le analisi e le corrispondenti verifiche si eseguono definendo i parametri di progetto nel seguente modo:

In **Analisi Lineare** (statica non sismica, sismica statica lineare, sismica dinamica modale):

• **LC1** ( $F_C=1.35$ ):

resistenza a compressione di progetto:  $f_d = \frac{f_{m,min}}{\gamma_M \cdot F_C}$ , resistenza a taglio di progetto:  $\tau_{0d} = \frac{\tau_{0,min}}{\gamma_M \cdot F_C}$ ,  $f_{v0d} = \frac{f_{v0,min}}{\gamma_M \cdot F_C}$

moduli elastici:  $E = E_{med}$ ,  $G = G_{med}$

• **LC2** ( $F_C=1.20$ ):

resistenza a compressione di progetto:  $f_d = \frac{f_{m,med}}{\gamma_M \cdot F_C}$ , resistenza a taglio di progetto:  $\tau_{0d} = \frac{\tau_{0,med}}{\gamma_M \cdot F_C}$ ,  $f_{v0d} = \frac{f_{v0,med}}{\gamma_M \cdot F_C}$

moduli elastici:  $E = E_{med}$ ,  $G = G_{med}$

In **Analisi Statica Non Lineare (pushover)**:

• **LC1** ( $F_C=1.35$ ):

resistenza a compressione di progetto:  $f_d = \frac{f_{m,min}}{F_C}$ , resistenza a taglio di progetto:  $\tau_{0d} = \frac{\tau_{0,min}}{F_C}$ ,  $f_{v0d} = \frac{f_{v0,min}}{F_C}$

moduli elastici:  $E = E_{med}$ ,  $G = G_{med}$

• **LC2** ( $F_C=1.20$ ):

resistenza a compressione di progetto:  $f_d = \frac{f_{m,med}}{F_C}$ , resistenza a taglio di progetto:  $\tau_{0d} = \frac{\tau_{0,med}}{F_C}$ ,  $f_{v0d} = \frac{f_{v0,med}}{F_C}$

moduli elastici:  $E = E_{med}$ ,  $G = G_{med}$

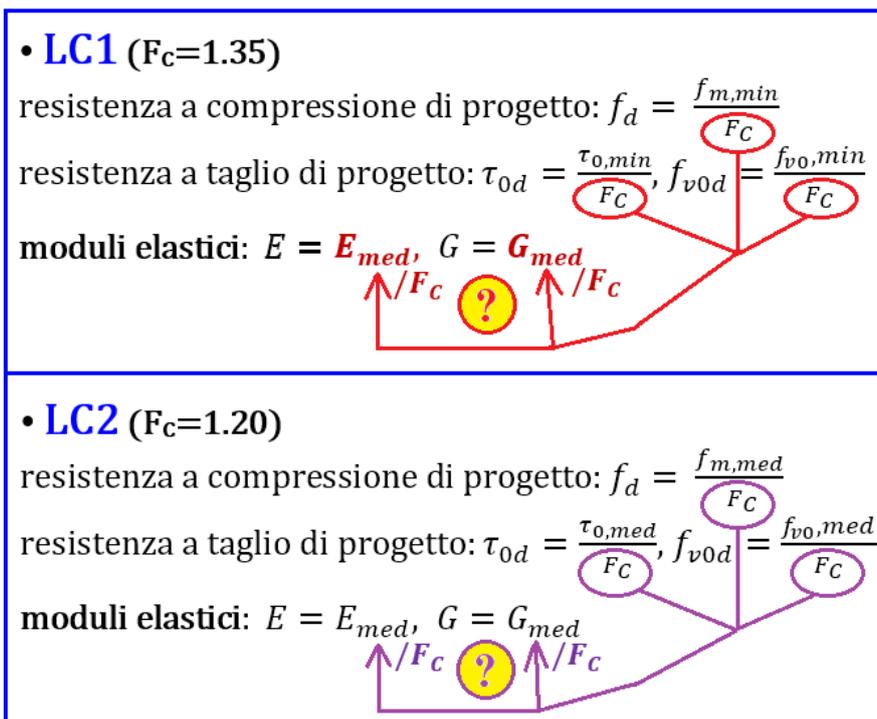


Fig. 1. Parametri meccanici per i livelli di conoscenza LC1 e LC2 (con riferimento all'analisi statica non lineare)

Alcune osservazioni.

- I moduli di elasticità di riferimento sono i valori medi sia in LC2 che in LC1<sup>1</sup>.
- In analisi sismica lineare, per le rigidezze, che dipendono direttamente dai moduli di elasticità, vengono utilizzati in genere valori fessurati (cf. §7.8.1.5.2) che possono essere assunti pari al 50% delle rigidezze non fessurate.

In analisi non lineare, la riduzione per fessurazione può essere gestita nel corso del processo incrementale del taglio globale, ad esempio attribuendo alla parete muraria la rigidezza elastica quando la sezione è interamente reagente, e quella fessurata quando la sezione di parzializza per effetto delle sollecitazioni flessionali crescenti.

Nel modello a telaio equivalente è possibile agire direttamente sulle rigidezze senza modificare i moduli elastici, che quindi si possono considerare definiti dai valori medi di riferimento.

- Per quanto riguarda le resistenze, il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_M$  non viene applicato in analisi non lineare (come specificato in §C8.7.1.3.1.1).

In fig. 1 è riportata la formulazione dei valori di progetto dei parametri meccanici, con riferimento all'analisi statica non lineare. Sono evidenziate due questioni riguardanti i moduli di elasticità: i valori medi anziché minimi in LC1 e l'applicazione o meno del fattore di confidenza  $F_c$ .

<sup>1</sup> Il primo testo normativo che ha introdotto l'impostazione attuale delle verifiche sismiche, l'OPCM 3274/2003 unitamente al testo delle modifiche e integrazioni dell'OPCM 3431/2005, in §11.5.3 riguardo a LC1 specificava anche per i moduli elastici i valori minimi degli intervalli riportati nella tabella di riferimento sui parametri meccanici delle murature. Questa indicazione è stata modificata con il D.M.14.1.2008 e relativa Circolare, che in §C8A.1.A.4 per LC1 considera i valori medi dei moduli elastici, e le NTC 2018 hanno confermato questa impostazione. Sulle possibili motivazioni del cambiamento da valori minimi a valori medi per i moduli elastici in LC1 si tornerà più avanti, nel corso del presente documento, in relazione ad alcune considerazioni sugli effetti della riduzione dei moduli elastici.

La valutazione dei valori di progetto dei moduli elastici senza applicazione di  $F_c$  non è chiaramente specificata in normativa.

Il **D.M.17.1.2018** introduce il fattore di confidenza nel capitolo 8 dedicato alle Costruzioni Esistenti:

## **8.2. CRITERI GENERALI**

(...) Si dovrà prevedere l'impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile e l'uso di coefficienti legati ai **"fattori di confidenza" che, nelle verifiche di sicurezza, modificano i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza** (v. §8.5.4) delle caratteristiche sopra elencate.

### **8.5.4. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA**

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello e definiti i correlati **fattori di confidenza, da utilizzare nelle verifiche di sicurezza**. (...)

I "parametri di capacità" in termini di resistenza dipendono non solo dalle caratteristiche di resistenza dei materiali ma anche dalla geometria e dalle sollecitazioni del singolo elemento strutturale, mentre i moduli elastici si possono considerare proprietà del materiale in sé indipendentemente dal singolo elemento. Tuttavia, essi contribuiscono direttamente a proprietà derivate, quali la rigidità che, come la resistenza, dipende dalla particolare configurazione del singolo elemento strutturale. Attraverso la rigidità, i moduli elastici influiscono sui "parametri di capacità" di spostamento: si pensi infatti alla capacità di spostamento calcolata in analisi non lineare per i diversi stati limite di riferimento.

**L'espressione "da utilizzare nelle verifiche di sicurezza" non riguarda solo le verifiche di resistenza, ma include anche il confronto fra capacità e domanda in termini di spostamento.**

Pertanto, le espressioni sul fattore di confidenza contenute nel testo del D.M. 2018 non escludono l'applicazione del fattore di confidenza ai moduli elastici.

Si esamini ora il testo della **Circolare collegata al D.M. 2018**.

Nella parte generale relativa alle Costruzioni Esistenti, valida per tutti i materiali, si rilevano i seguenti contenuti.

## **C8.2 CRITERI GENERALI**

(...) Le NTC, al fine di tener conto dei diversi possibili gradi di approfondimento, utilizzano i concetti di livello di conoscenza (relativo a geometria, organizzazione strutturale, dettagli costruttivi e materiali) e di **fattore di confidenza (che modifica i parametri di capacità in ragione del livello di conoscenza)**. (...)

### **C8.5 DEFINIZIONE DEL MODELLO DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI**

(...) In relazione al livello di conoscenza, le NTC definiscono opportuni **fattori di confidenza, da intendersi come indici del livello di approfondimento raggiunto dalle indagini; è attraverso di essi che si possono ridurre i valori attribuiti ai parametri meccanici dei materiali**. In determinate circostanze, i valori dei fattori di confidenza possono essere differenziati per i diversi materiali o per specifici elementi strutturali, nel modo illustrato nel seguito. (...)

#### **C8.5.4 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA**

**I fattori di confidenza sono utilizzati per la riduzione dei valori dei parametri meccanici dei materiali e devono essere intesi come indicatori del livello di approfondimento raggiunto.** (...)

Queste indicazioni confermano in modo esplicito l'applicazione dei fattori di confidenza alla riduzione dei parametri meccanici dei materiali. Per la muratura, i parametri meccanici di riferimento sono la resistenza a

compressione  $f$ , la resistenza a taglio  $\tau_0 / f_{v0}$  ed i moduli elastici  $E$ ,  $G$ :

**Tabella C8.5.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura**, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a:  **$f$  = resistenza media a compressione**,  **$\tau_0$  = resistenza media a taglio** in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3),  **$f_{v0}$  = resistenza media a taglio** in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3),  **$E$  = valore medio del modulo di elasticità normale**,  **$G$  = valore medio del modulo di elasticità tangenziale**,  $w$  = peso specifico medio.

Se ne deduce che  $F_c$  dovrebbe essere applicato anche ad  $E$  e a  $G$ . Più avanti, però, il testo normativo fa riferimento esplicito all'uso di  $F_c$  nella verifica degli elementi strutturali:

## **C8.7.1. COSTRUZIONI DI MURATURA**

### **C8.7.1.3.1.1 Pareti murarie**

Nel caso di analisi elastica con il fattore  $q$  (analisi lineare statica ed analisi dinamica modale con fattore di comportamento), **i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza** e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali (in accordo a quanto indicato al § C8.5); nel caso di analisi non lineare, i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza. (...)

Riferimenti espliciti all'applicazione di  $F_c$  alle resistenze dei materiali sono riportati anche nei paragrafi §C8.5.4.2 e §C8.7.2.2 relativi alle costruzioni di calcestruzzo armato o di acciaio; nel secondo comma di §C8.5.4.2, tuttavia, si indica chiaramente che i fattori di confidenza sono da applicare alle proprietà dei materiali:

### **C8.5.4.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O DI ACCIAIO**

**I fattori di confidenza, determinati in funzione del livello di conoscenza acquisito, vengono applicati ai valori medi delle resistenze dei materiali** ottenuti dai campioni di prove distruttive e non distruttive, per fornire una stima dei valori medi delle resistenze dei materiali della struttura, entro l'intervallo di confidenza considerato (in genere si assume un intervallo di confidenza pari al 95%). Per determinare i fattori di confidenza per i diversi elementi strutturali o loro insiemi si deve tener conto che essi includono, oltre alle incertezze nella stima della resistenza dei materiali, anche le incertezze relative all'individuazione dei dettagli costruttivi.

Il livello di conoscenza acquisito in base ai rilievi, alle indagini sui dettagli strutturali e alle prove sui materiali, determina i valori dei **fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali**, anche in maniera differenziata per elementi strutturali o gruppi di elementi, e suggerisce il metodo di analisi più appropriato. (...)

Sui contenuti normativi è infine interessante rilevare quanto riportato nella **Direttiva sui beni monumentali del 2011** ("Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008").

## **4.2 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza**

Identificata la costruzione, in relazione all'approfondimento del rilievo geometrico e delle indagini materico-costruttiva, meccanica e sul terreno e le fondazioni, viene assunto dal progettista un fattore di confidenza  $F_c$ , compreso tra 1 e 1.35, che consente di graduare l'attendibilità del modello di analisi strutturale e tenerne conto nella valutazione dell'indice di sicurezza sismica (o della vita nominale).

Il fattore di confidenza si applica in modo diverso in funzione dei modelli per la valutazione della sicurezza sismica, illustrati nel capitolo 5, che possono essere così classificati:

- modelli che considerano la deformabilità e la resistenza dei materiali e degli elementi strutturali;
- modelli che considerano l'equilibrio limite dei diversi elementi della costruzione, pensando il materiale muratura come rigido e non resistente a trazione (creazione di un cinematismo di blocchi rigidi, attraverso l'introduzione di opportune sconnessioni).

Nel primo caso **il fattore di confidenza si applica in genere alle proprietà dei materiali, in particolare riducendo le resistenze. I valori di partenza delle caratteristiche meccaniche, a cui eventualmente applicare il fattore di confidenza, saranno definiti in funzione del livello di conoscenza relativo alle proprietà meccaniche dei materiali, utilizzando gli intervalli riportati nelle Tabelle C8A.2.1 e C8A.2.2 della Appendice al capitolo C8 della Circolare ed operando con analoga metodologia. (...)**

Si precisa che  $F_c$  va applicato alle proprietà dei materiali, in particolare riducendo le resistenze, e quindi potrebbero essere esclusi dalla sua applicazione i moduli elastici, ma subito dopo si accenna ai valori di riferimento delle caratteristiche meccaniche a cui applicare il fattore di confidenza: e le caratteristiche meccaniche non sono solo le resistenze, ma anche i moduli di elasticità. Infine, nelle stesse Direttive:

## **7. QUADRO RIASSUNTIVO DEL PERCORSO DI VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA E PROGETTO DEGLI INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO**

(...) Per la valutazione della capacità sismica della costruzione sono stati introdotti e precisati:

- tre livelli di valutazione (LV, vedi § 5.3), corrispondenti alle diverse condizioni nelle quali si esegue l'analisi della sicurezza sismica: 1) valutazione della vulnerabilità del patrimonio culturale a scala territoriale; 2) progettazione di interventi locali o di riparazione; 3) progettazione di interventi di miglioramento sismico che coinvolgono il comportamento dell'interno manufatto;
- un fattore di confidenza ( $F_c$ , vedi § 4.2), in funzione del grado di approfondimento delle indagini sul manufatto, per tener conto delle incertezze insite nella conoscenza; **il fattore di confidenza si applica ai parametri meccanici dei materiali** o direttamente alla valutazione della sicurezza sismica, in funzione del modello di calcolo impiegato.

I contenuti normativi possono essere sintetizzati nei seguenti due punti:

- i fattori di confidenza vanno utilizzati nelle verifiche di sicurezza, ed influiscono sui parametri di capacità (D.M. 2018);
- i fattori di confidenza sono utilizzati per la riduzione dei valori dei parametri meccanici dei materiali (Circolare al D.M. 2018)
- i fattori di confidenza si applicano in genere alle proprietà dei materiali, in particolare riducendo le resistenze (Direttive 2011).

**In definitiva, se è certa l'applicazione di  $F_c$  alle resistenze, non è affatto esclusa l'applicazione di  $F_c$  anche ai moduli di elasticità. Si può affermare che, a rigore,  $F_c$  dovrebbe essere applicato a tutte le proprietà del materiale.**

Una prima riflessione ci conduce però al seguente ragionamento: in alcuni casi, e specificatamente nelle analisi non lineari, le variazioni sulle rigidezze e quelle sulle resistenze possono avere effetti tra loro contrastanti ai fini dell'indicatore di rischio. In generale, la sensibilità della struttura a tali variazioni non è facilmente prevedibile: la riduzione del modulo elastico potrebbe produrre risultati non conservativi, ossia migliori determinando, in analisi non lineare, un aumento della capacità di spostamento. Ma le variazioni dei moduli elastici comportano anche cambiamenti nei periodi degli oscillatori e quindi influiscono anche sulla domanda.

**Mentre per le resistenze  $F_c$  incide sulla capacità ma non sulla domanda**, e quindi applicando  $F_c$  si riduce la capacità e conseguentemente si ottiene un risultato a favore di sicurezza<sup>2</sup>, **invece per i moduli di elasticità le variazioni incidono sia sulla domanda sia sulla capacità e non è quindi possibile determinare a priori se l'effetto dell'applicazione di  $F_c$  sia a favore o meno di sicurezza**. Nel caso in cui  $F_c$  avesse un effetto favorevole sulla verifica si potrebbe non applicarlo, in maniera analoga ai coefficienti parziali  $\gamma_F > 1.00$  per le i carichi permanenti strutturali  $G_1$ : se applicando  $\gamma_{G1}$  si ottiene un effetto favorevole (una verifica di sicurezza più facilmente soddisfatta) il coefficiente parziale non dovrebbe essere applicato, ossia i carichi  $G_1$  non dovrebbero essere amplificati.

<sup>2</sup> La riduzione delle resistenze è certamente cautelativa in analisi lineare, dove la domanda determina una sollecitazione indipendente dalle resistenze e quindi riducendo la capacità si riduce l'indicatore di rischio.

In analisi non lineare, invece, in linea di principio, la variazione dei parametri di resistenza può modificare la sequenza delle fessurazioni progressive, a causa dei legami non lineari fra le capacità a pressoflessione e taglio, determinando una variazione della curva di capacità: tale variazione potrebbe influire, attraverso l'oscillatore equivalente, sulla domanda. La generalità dei casi applicativi mostra tuttavia un indicatore di rischio minore quando le resistenze a compressione e a taglio vengono ridotte con  $F_c$ .

Già in base a queste osservazioni, si comprende che **la sicurezza viene garantita soltanto esplorando le diverse combinazioni, determinate dall'applicazione o meno di  $F_c$  ai moduli di elasticità**. Questa considerazione viene ripresa fra breve, commentando un esempio applicativo pubblicato in un'opera editoriale di riferimento.

## **FATTORE DI CONFIDENZA APPLICATO AI MODULI DI ELASTICITA': CASI STUDIO**

L'opportunità di applicare  $F_c$  ai moduli elastici può essere chiarita alla luce di alcuni esempi applicativi. Anzitutto, si ritiene opportuno fare riferimento a casi studio pubblicati da Autori appartenenti al mondo accademico.

Augenti e Parisi in [1] propongono lo studio di un edificio in muratura dove utilizzano il livello di conoscenza LC1 con resistenze minime e  $F_c$ , e moduli elastici medi senza  $F_c$ , scelta sulla quale non sono presenti nel testo specifiche osservazioni.

Lenza e Gherzi in [2], nella descrizione delle regole applicative della normativa, relativamente alle murature di costruzioni esistenti, affermano quanto segue:

*"La caratterizzazione meccanica del materiale muratura di un edificio esistente deve tener conto anche del livello di conoscenza della fabbrica che determina l'assegnazione di un fattore di confidenza  $F_c$ : esso opera come un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza che prudenzialmente riduce il valore della resistenza da utilizzare nei calcoli. (...) Si sottolinea che le incertezze legate alle conoscenze parziali ed alle indagini spesso non esaustive si riferiscono non solo al materiale strutturale ma anche alla geometria della fabbrica, agli elementi strutturali e dai particolari costruttivi. Questa penalizzazione viene però tutta convenzionalmente esercitata sulla resistenza del materiale".* La penalizzazione dovuta alla scarsa conoscenza, quindi, non sembra dover riguardare i moduli elastici.

Clementi e Lenci in [3] studiano un esempio applicativo di un edificio esistente in muratura, con livello di conoscenza LC2 ed evidenziano esplicitamente in una tabella che  $F_c$  è applicato alle resistenze ma non ai moduli di elasticità (fig. 2).

|                            | $f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ] | $\tau_0$ [N/cm <sup>2</sup> ] | E [N/mm <sup>2</sup> ] | G [N/mm <sup>2</sup> ] | w [kN/m <sup>3</sup> ] |
|----------------------------|----------------------------|-------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| Parametri iniziali         | 320                        | 7.6                           | 1500                   | 500                    | 18                     |
| Coefficienti correttivi    | 1.3                        | 1.3                           | /                      | /                      | /                      |
| Parametri Finali           | 416                        | 9.88                          | 1500                   | 500                    | 18                     |
| Valori fessurati           | 416                        | 9.88                          | 750                    | 250                    | 18                     |
| Fattore di Confidenza (FC) | 1.2                        | 1.2                           | /                      | /                      | /                      |
| Valori medi di calcolo     | 346.6                      | 8.23                          | 750                    | 250                    | 18                     |

Tabella 27.1. Valutazione dei parametri meccanici medi e peso specifico medio adottati nel calcolo.

Fig. 2. Il Fattore di Confidenza non viene applicato ai moduli elastici [2]

Manfredi, Pinho et al. in [4] descrivono l'analisi di un edificio esistente in calcestruzzo armato dove si applica la riduzione con  $F_c$  alle resistenze ma non ai moduli di elasticità, sui quali non viene fatto alcun cenno.

In un volume dedicato all'analisi sismica lineare e non lineare degli edifici in muratura i cui Autori afferiscono al gruppo di Ricerca del Prof. Lagomarsino [5], nell'ambito di un caso studio di un edificio esistente in muratura, si afferma quanto segue: "I valori medi delle caratteristiche di resistenza sono stati divisi per il Fattore di Confidenza che, nel caso di LC2, è pari a 1.20. L'operazione non coinvolge i moduli di elasticità normale e a taglio in quanto tale effetto, a differenza di quanto accade per i valori di resistenza, non può essere interpretato, a priori, come cautelativo".

In questo caso, quindi, gli Autori indicano esplicitamente che la mancata applicazione di  $F_c$  ai moduli di elasticità dipende dal non sapere a priori se la riduzione sia conservativa: **ma se non è possibile sapere a priori se la riduzione dei moduli con  $F_c$  sia conservativa, allora per essere certi di operare sempre a favore di sicurezza i calcoli in analisi non lineare devono essere eseguiti per entrambi i casi, con applicazione di  $F_c$  e non.**

**Non è dunque condivisibile sostenere a priori che l'operazione di divisione per il fattore di confidenza non coinvolga i moduli di elasticità.**

In sintesi: **tutte le analisi non lineari in LC1 e LC2 dovrebbero essere condotte applicando o meno  $F_c$  anche ai moduli di elasticità.** Questa affermazione risulta convalidata da casi studio dove l'applicazione di  $F_c$  ai moduli di elasticità conduce a indicatori di rischio minori rispetto ai moduli senza  $F_c$ , come si illustrerà in seguito attraverso un caso di questo tipo.

Un'ulteriore osservazione riguarda l'utilizzo dei valori medi per i moduli di elasticità sia in LC2 sia in LC1, aspetto che, per quanto attualmente risulta all'Autore del presente documento, non è finora stata oggetto di chiarimenti normativi o accademici. L'adozione dei valori minimi per E,G in LC1, ossia la diminuzione dei valori di progetto nel passaggio da LC2 a LC1 (originariamente presente nella OPCM 3274 e successive modifiche e integrazioni, ma superata con le NTC 2008 e le NTC 2018) potrebbe essere stata modificata in ragione dello stesso concetto che conduce ad evitare l'applicazione di  $F_c$ , ossia la considerazione che la riduzione dei moduli non possa essere interpretata a priori come cautelativa.

Ma poiché ciò implica, come evidenziato, che le analisi non lineari in LC1 e LC2 andrebbero condotte applicando o meno  $F_c$  anche ai moduli di elasticità, si conclude che **tutte le analisi in LC1 andrebbero condotte sia con i valori minimi sia con i valori medi dei moduli.**

**In definitiva: tutte le analisi in LC1 andrebbero condotte, relativamente ai moduli di elasticità, considerando sia i valori medi, sia i valori minimi e applicando o meno  $F_c$ , per un totale di 4 combinazioni.**

**Per LC2, dove i moduli di elasticità assumono sempre i valori medi, le combinazioni da studiare sono 2: applicazione o meno di  $F_c$  ai moduli.**

Si tratta di un'impostazione piuttosto articolata che potrebbe essere superata introducendo nuovi criteri sulla valutazione affidabilistica della sicurezza degli edifici esistenti; a conclusione del presente documento si riporta un'osservazione in merito.

Nel seguito, si propongono due casi studio, il primo relativo ad un intervento locale su una parete muraria, con posizionamento di telaio di cerchiatura, ed il secondo all'analisi di vulnerabilità di una costruzione esistente in muratura. L'obiettivo comune è lo **studio della variazione del risultato della verifica di sicurezza in funzione della riduzione o meno dei moduli di elasticità attraverso  $F_c$**  (riduzione non esclusa dalla Normativa vigente).

Nell'esempio del modello globale si considera, attraverso l'analisi parametrica, un intervallo di possibili valori dei moduli elastici, dai valori minimi per LC1 ai valori medi per LC2: questa variabilità permette di condurre un primo studio sulle modalità con cui la variazione dei moduli elastici influisce sulle verifiche di sicurezza in termini di indicatori di rischio sismico per gli stati limite di riferimento.

### **INTERVENTO LOCALE CON TELAIO DI CERCHIATURA**

Per un intervento locale su una parete muraria, la verifica di sicurezza viene svolta confrontando lo Stato di Progetto con lo Stato Attuale in termini di rigidezza, resistenza e capacità di spostamento.

In generale, l'intervento strutturale sulla parete viene studiato imponendo che la variazione di rigidezza non ecceda un limite predefinito (frequentemente: +/-15%), mentre resistenza e capacità di spostamento non devono peggiorare.

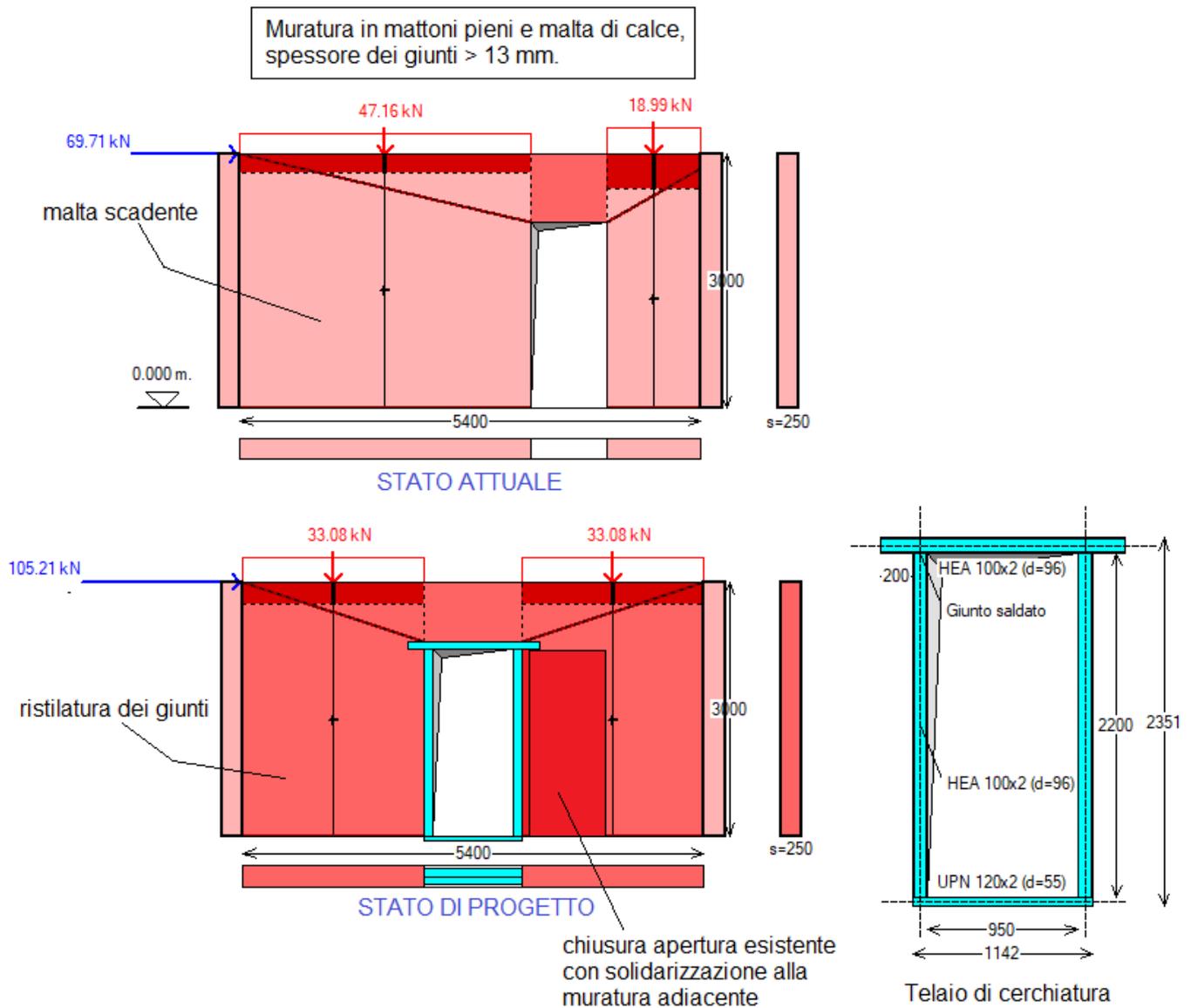


Fig. 3. Intervento locale su una parete in muratura

Nel caso proposto, l'intervento architettonico prevede la chiusura di una porta esistente e l'apertura di una nuova porta in posizione centrale. La parete muraria è in mattoni pieni e malta di calce, con giunti aventi spessore superiore a 13 mm e malta scadente. Dal punto di vista strutturale, si prevede la ristilatura dei giunti, la chiusura del vano esistente rispettando la solidarizzazione alla muratura esistente adiacente e la realizzazione della nuova apertura con cerchiatura tramite telaio in acciaio (fig. 3).

Per lo Stato Attuale, seguendo le indicazioni normative, la malta scadente viene tradotta in un coefficiente correttivo pari a 0.7 per le resistenze a compressione e a taglio e a 0.8 per i moduli elastici.

Grazie alla ristilatura dei giunti, allo Stato di Progetto il coefficiente correttivo viene rimosso e si considerano raggiunte per la malta le condizioni considerate normali.

Nel seguito, i livelli di conoscenza considerati per il caso studio sono LC1 e LC2, con i corrispondenti valori di  $F_C$ , delle resistenze e dei moduli di elasticità<sup>3</sup>.

<sup>3</sup> Alcune indicazioni normative regionali (cfr.: Orientamenti interpretativi in merito alla classificazione degli interventi sugli edifici esistenti, Regione Toscana [6]) per gli interventi locali sulle pareti murarie consigliano l'utilizzo di  $F_C = 1$  con i valori medi dei parametri meccanici: evidentemente, adottando questa impostazione la problematica dell'applicazione o meno di  $F_C$  ai moduli di

elasticità non ha alcun rilievo. Tuttavia, le verifiche condotte nel rispetto della Normativa Nazionale (NTC 18) non si esprimono in tal senso, ed è quindi comunque importante esplorare i campi di risultati ottenuti con le varie ipotesi su livelli di conoscenza e parametri meccanici.

### **Livello di conoscenza LC2**

Secondo la Tab. C8.5.I, considerando la malta in condizioni normali, i valori di riferimento dei parametri meccanici per la muratura in mattoni pieni e malta di calce sono i seguenti (resistenze: valori medi; moduli elastici: valori medi):

$$f_m = 3.45, \tau_0 = 0.09, f_{v0} = 0.200, E = 1500, G = 500,$$

ed essendo lo spessore dei giunti > 13 mm, si applicano i coefficienti correttivi:

$$f_m = 3.45 \cdot 0.7 = 2.42, \tau_0 = 0.09 \cdot 0.7 = 0.063, f_{v0} = 0.200 \cdot 0.7 = 0.140, E = 1500 \cdot 0.8 = 1200, G = 500 \cdot 0.8 = 400$$

#### **• LC2: Stato Attuale**

Nel caso di malta scadente (Stato Attuale), si deve inoltre moltiplicare per il coefficiente correttivo 0.7 per le resistenze e 0.8 per i moduli elastici:

$$f_m = 0.7 \cdot 2.42 = 1.694, \tau_0 = 0.7 \cdot 0.063 = 0.0441, f_{v0} = 0.7 \cdot 0.140 = 0.098$$

$$E = 0.8 \cdot 1200 = 960, G = 0.8 \cdot 400 = 320$$

Considerando infine che per LC2:  $F_C = 1.20$ , i valori di progetto sono i seguenti:

$$f_d = 1.694/1.20 = 1.411, \tau_{0d} = 0.0441/1.20 = 0.03675, f_{v0d} = 0.098/1.20 = 0.0817$$

in assenza di applicazione di  $F_C$ :  $E = 960, G = 320$

con applicazione di  $F_C$ :  $E = 960/1.20 = 800, G = 320/1.20 = 267$

#### **• LC2: Stato di Progetto**

$$f_d = 2.42/1.20 = 2.017, \tau_{0d} = 0.063/1.20 = 0.0525, f_{v0d} = 0.140/1.20 = 0.117$$

- in assenza di applicazione di  $F_C$ :  $E = 1200, G = 400$

- con applicazione di  $F_C$ :  $E = 1200/1.20 = 1000, G = 400/1.20 = 333$

### **Livello di conoscenza LC1**

Secondo la Tab. C8.5.I, considerando la malta in condizioni normali, i valori di riferimento dei parametri meccanici per la muratura in mattoni pieni e malta di calce sono i seguenti (resistenze: valori minimi; moduli elastici: valori medi, secondo Normativa; viene considerato anche il caso di valori minimi, per studiare le corrispondenti variazioni nei risultati):

$$f_m = 2.6, \tau_0 = 0.05, f_{v0} = 0.130$$

Valori medi dei moduli elastici:  $E = 1500, G = 500$

Valori minimi dei moduli elastici:  $E = 1200, G = 400$

Avendo i giunti hanno spessore > 13 mm, si applicano i coefficienti correttivi 0.7 per le resistenze e 0.8 per i moduli elastici:

$$f_m = 2.6 \cdot 0.7 = 1.82, \tau_0 = 0.05 \cdot 0.7 = 0.035, f_{v0} = 0.130 \cdot 0.7 = 0.091$$

E,G: valori medi dei moduli elastici:  $E = 1500 \cdot 0.8 = 1200, G = 500 \cdot 0.8 = 400$

valori minimi dei moduli elastici:  $E = 1200 \cdot 0.8 = 960, G = 400 \cdot 0.8 = 320$

#### **• LC1: Stato Attuale**

Nel caso di malta scadente (Stato Attuale), si deve inoltre moltiplicare per il coefficiente correttivo 0.7 per le resistenze e 0.8 per i moduli elastici:

$$f_m = 0.7 \cdot 1.82 = 1.274, \tau_0 = 0.7 \cdot 0.035 = 0.0245, f_{v0} = 0.7 \cdot 0.091 = 0.0637$$

E,G: valori medi dei moduli elastici:  $E = 0.8 \cdot 1200 = 960, G = 0.8 \cdot 400 = 320$

valori minimi dei moduli elastici:  $E = 0.8 \cdot 960 = 768, G = 0.8 \cdot 320 = 256$

Considerando infine che per LC1:  $F_C = 1.35$ , i valori di progetto sono i seguenti:

$$f_d = 1.274/1.35 = 0.944, \tau_{0d} = 0.0245/1.35 = 0.018, f_{v0d} = 0.0637/1.35 = 0.0472$$

E,G: valori medi dei moduli elastici:

- in assenza di applicazione di  $F_C$ :  $E = 960, G = 320$

- con applicazione di  $F_C$ :  $E = 960/1.35 = 711$ ,  $G = 320/1.35 = 237$

valori minimi dei moduli elastici:

- in assenza di applicazione di  $F_C$ :  $E = 768$ ,  $G = 256$

- con applicazione di  $F_C$ :  $E = 768/1.35 = 569$ ,  $G = 256/1.35 = 190$

• **LC1: Stato di Progetto**

$f_d = 1.82/1.35 = 1.348$ ,  $\tau_{0d} = 0.035/1.35 = 0.0259$ ,  $f_{v0d} = 0.130/1.35 = 0.096$

E,G: valori medi dei moduli elastici:

- in assenza di applicazione di  $F_C$ :  $E = 1200$ ,  $G = 400$

- con applicazione di  $F_C$ :  $E = 1200/1.35 = 889$ ,  $G = 400/1.35 = 296$

valori minimi dei moduli elastici:

- in assenza di applicazione di  $F_C$ :  $E = 960$ ,  $G = 320$

- con applicazione di  $F_C$ :  $E = 960/1.35 = 711$ ,  $G = 320/1.35 = 237$

Per la modellazione e l'analisi strutturale è stato utilizzato il software professionale Aedes.ACM [7], specifico per gli interventi locali sulle pareti murarie, che rende disponibile un'apposita opzione per l'applicazione o meno di  $F_C$  ai moduli elastici. Viene eseguito il confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto attraverso le curve di capacità e l'elaborazione dei coefficienti di sicurezza per rigidezza, forza ultima e capacità di spostamento.

Dimensioni geometriche, carichi ed altre proprietà dei maschi murari allo Stato Attuale e allo Stato di Progetto sono riportati nelle figg. 3, 4.

Fra le opzioni di calcolo utilizzate: zone rigide valutate con il metodo della diffusione a 30°; drift ultimo calcolato sull'altezza di interpiano; per la rigidezza dei maschi murari: legge di comportamento trilineare con riduzione della rigidezza al 50% dopo la parzializzazione. Per il telaio di cerchiatura si ipotizza inoltre che il momento resistente di nodo (architrave - montante) riesca a garantire un comportamento shear-type, grazie alla mensola di appoggio, ossia il prolungamento dell'architrave oltre al montante.

## MASCHI MURARI: STATO ATTUALE

| N° | Sism. reag. | B (mm) | H (mm) | Zona rig. inf. (mm) | Zona rig. sup. (mm) | s (mm) | K: x in xEJ/h³ | P.somm SLU (kN) | P.somm Sism (kN) | sp.o (N/mm²) | sp.v (N/mm²) |
|----|-------------|--------|--------|---------------------|---------------------|--------|----------------|-----------------|------------------|--------------|--------------|
| 1  | ✓           | 3400   | 3000   | 0                   | 226                 | 250    | 12.0           | 70.75           | 47.16            | 0.00         | 0.00         |
| 2  | ✓           | 1100   | 3000   | 0                   | 412                 | 250    | 12.0           | 28.48           | 18.99            | 0.00         | 0.00         |

| Tipol. | F,C   | f,m (N/mm²) | f,hm (N/mm²) | tau,0 (N/mm²) | fv,0 (N/mm²) | fb (N/mm²) | (m) coeff. attr. | (phi) coeff. | f,t (N/mm²) | E (N/mm²) | G (N/mm²) | p.s. (kN/m³) |
|--------|-------|-------------|--------------|---------------|--------------|------------|------------------|--------------|-------------|-----------|-----------|--------------|
| 20     | 1.200 | 1.69        | 0.845        | 0.044         | 0.098        | 10.000     | 0.577            | 1.000        | 0.169       | 960       | 320       | 18.00        |
| 20     | 1.200 | 1.69        | 0.845        | 0.044         | 0.098        | 10.000     | 0.577            | 1.000        | 0.169       | 960       | 320       | 18.00        |

| N° | Malta scadente | Nucleo scadente | Malta buona | Ricorsi o listature | Connessione trasversale | Diatoni artificiali | Tirantini antiespuls. | Iniezioni di miscele | Intonaco armato | Ristilat.arm. con conness. |
|----|----------------|-----------------|-------------|---------------------|-------------------------|---------------------|-----------------------|----------------------|-----------------|----------------------------|
| 1  | ✓              | ■               | ■           | ■                   | ■                       | ■                   | ■                     | ■                    | ■               | ■                          |
| 2  | ✓              | ■               | ■           | ■                   | ■                       | ■                   | ■                     | ■                    | ■               | ■                          |

| Coeff.corrett. resistenze  | Coeff.corrett. mod.elast. | Rinforzo con FRCCM | Drift (%) a PressoFl. (SLC) | Drift (%) a Taglio (SLC) | PressoFl. Compl. | Taglio Scorr. | Taglio Fess.Diag. |
|----------------------------|---------------------------|--------------------|-----------------------------|--------------------------|------------------|---------------|-------------------|
| fm: 0.70 - tau0, fv0: 0.70 | 0.80                      | ■                  | 1.00                        | 0.50                     | ✓                | ✓             | ✓                 |
| fm: 0.70 - tau0, fv0: 0.70 | 0.80                      | ■                  | 1.00                        | 0.50                     | ✓                | ✓             | ✓                 |

## STATO DI PROGETTO:

| N° | Sism. reag. | B (mm) | H (mm) | Zona rig. inf. (mm) | Zona rig. sup. (mm) | s (mm) | K: x in xEJ/h³ | P.somm SLU (kN) | P.somm Sism (kN) | sp.o (N/mm²) | sp.v (N/mm²) |
|----|-------------|--------|--------|---------------------|---------------------|--------|----------------|-----------------|------------------|--------------|--------------|
| 1  | ✓           | 2129   | 3000   | 0                   | 258                 | 250    | 12.0           | 49.62           | 33.08            | 0.00         | 0.00         |
| 2  | ✓           | 2129   | 3000   | 0                   | 258                 | 250    | 12.0           | 49.62           | 33.08            | 0.00         | 0.00         |

| Tipol. | F,C   | f,m (N/mm²) | f,hm (N/mm²) | tau,0 (N/mm²) | fv,0 (N/mm²) | fb (N/mm²) | (m) coeff. attr. | (phi) coeff. | f,t (N/mm²) | E (N/mm²) | G (N/mm²) | p.s. (kN/m³) |
|--------|-------|-------------|--------------|---------------|--------------|------------|------------------|--------------|-------------|-----------|-----------|--------------|
| 20     | 1.200 | 2.42        | 1.208        | 0.063         | 0.140        | 10.000     | 0.577            | 1.000        | 0.242       | 1200      | 400       | 18.00        |
| 20     | 1.200 | 2.42        | 1.208        | 0.063         | 0.140        | 10.000     | 0.577            | 1.000        | 0.242       | 1200      | 400       | 18.00        |

| N° | Malta scadente | Nucleo scadente | Malta buona | Ricorsi o listature | Connessione trasversale | Diatoni artificiali | Tirantini antiespuls. | Iniezioni di miscele | Intonaco armato | Ristilat.arm. con conness. |
|----|----------------|-----------------|-------------|---------------------|-------------------------|---------------------|-----------------------|----------------------|-----------------|----------------------------|
| 1  | ■              | ■               | ■           | ■                   | ■                       | ■                   | ■                     | ■                    | ■               | ■                          |
| 2  | ■              | ■               | ■           | ■                   | ■                       | ■                   | ■                     | ■                    | ■               | ■                          |

| Coeff.corrett. resistenze  | Coeff.corrett. mod.elast. | Rinforzo con FRCCM | Drift (%) a PressoFl. (SLC) | Drift (%) a Taglio (SLC) | PressoFl. Compl. | Taglio Scorr. | Taglio Fess.Diag. |
|----------------------------|---------------------------|--------------------|-----------------------------|--------------------------|------------------|---------------|-------------------|
| fm: 1.00 - tau0, fv0: 1.00 | 1.00                      | ■                  | 1.00                        | 0.50                     | ✓                | ✓             | ✓                 |
| fm: 1.00 - tau0, fv0: 1.00 | 1.00                      | ■                  | 1.00                        | 0.50                     | ✓                | ✓             | ✓                 |

Fig. 4. Dati dei maschi murari per la parete oggetto di intervento

### Analisi n°1. LC2, con moduli di elasticità 'medi', senza riduzione con Fc.

L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti su rigidezza, resistenza, capacità di spostamento per SLV. In dettaglio, i risultati sono i seguenti:

#### ANALISI SISMICA: COEFFICIENTI DI SICUREZZA

[Rigidezza: kN/mm - Forze: kN - Spostamenti: mm]

|            | Attuale | Progetto | Rapporto(C.Sic.) |                                   |
|------------|---------|----------|------------------|-----------------------------------|
| Rigid. K)  | 80.13   | 91.89    | 1.147            | compreso fra -15% e +15% (+14.7%) |
| Resist.F)  | 69.71   | 105.21   | 1.509            | non peggioramento (+50.9%)        |
| Spost.SLV) | 11.25   | 11.25    | 1.000            | non peggioramento (=)             |

#### VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

In fig. 5 sono riportate le curve di capacità dello Stato di Progetto e dello Stato Attuale.

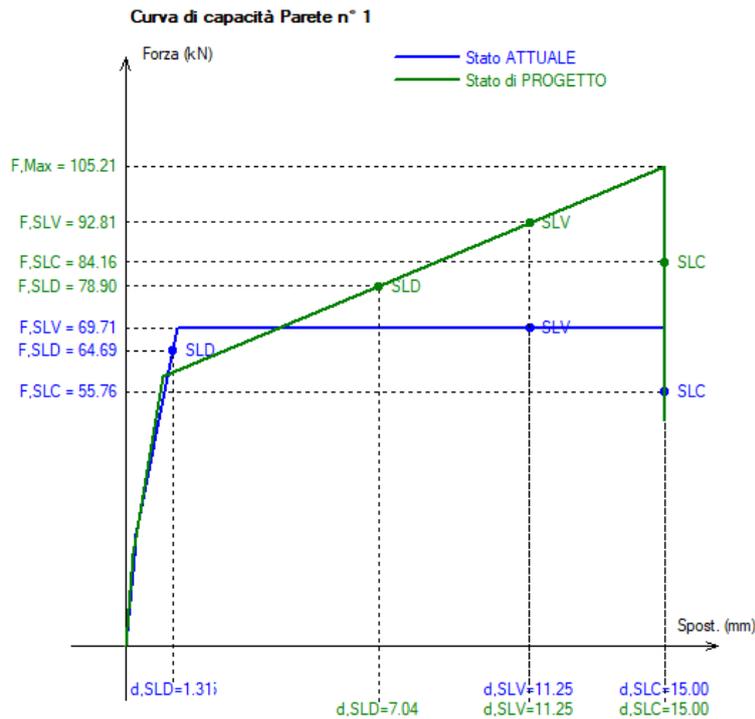


Fig. 5. Curve di capacità attuale e di progetto per LC2, moduli elastici 'medi' senza riduzione con  $F_c$

### Analisi n°2. LC2, con moduli di elasticità 'medi' ridotti attraverso l'applicazione di $F_c=1.20$ .

#### ANALISI SISMICA: COEFFICIENTI DI SICUREZZA

[Rigidezze: kN/mm - Forze: kN - Spostamenti: mm]  
Attuale Progetto Rapporto(C.Sic.)

|            |       |        |              |                            |
|------------|-------|--------|--------------|----------------------------|
| Rigid. K)  | 66.77 | 77.13  | <b>1.155</b> | > +15% (+15.5%)            |
| Resist.F)  | 69.71 | 105.21 | <b>1.509</b> | non peggioramento (+50.9%) |
| Spost.SLV) | 11.25 | 11.25  | <b>1.000</b> | non peggioramento (=)      |

**VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE NON SODDISFATTA**

In fig. 6 sono riportate le curve di capacità dello Stato di Progetto e dello Stato Attuale.

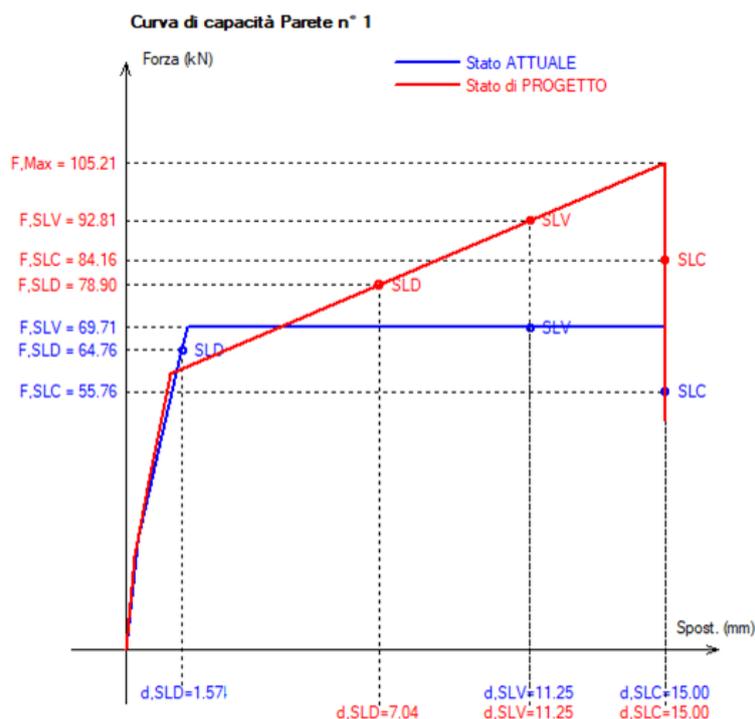


Fig. 6. Curve di capacità attuale e di progetto per LC2, moduli elastici 'medi' ridotti con l'applicazione di  $F_c$

Le curve dell'analisi n°2 sono quasi coincidenti con quelle dell'analisi n°1, ma il confronto fra le rigidezze attuale e di progetto si modifica leggermente e supera, seppur di poco, la soglia della variazione del 15%: formalmente, la verifica non può più considerarsi soddisfatta. **Applicando  $F_c$  ai moduli di elasticità si ha un peggioramento del coefficiente di sicurezza per rigidezza, che passa da 1.147 a 1.155 con una variazione piccola ma sufficiente a invalidare la verifica.**

Si osservi tuttavia che in questo tipo di verifica, basata sul confronto fra lo Stato di Progetto e lo Stato Attuale, e quindi non su valori assoluti dei risultati ma su valori relativi, **l'effetto della riduzione dei moduli di elasticità è molto contenuto**. Dal punto di vista della rigidezza in sé, allo Stato Attuale questa scende da 80.13 a 66.77 kN/m, valore corrispondente esattamente all'applicazione di  $F_c = 1.2$ , e allo Stato di Progetto scende da 91.89 a 77.13, valore un poco più elevato di quello che si otterrebbe dividendo la rigidezza per 1.20 perché nello Stato di Progetto non sono presenti solo maschi murari, interessati dalla riduzione detta, ma anche il nuovo telaio di cerchiatura, per il quale la riduzione o meno dei moduli di elasticità murari è ininfluenza.

In definitiva: **l'applicazione di  $F_c$  conduce a una riduzione delle rigidezze identificata da un coefficiente correttivo pari a circa  $(1/F_c)$ , ma poiché sia allo Stato Attuale sia allo Stato di Progetto si deve adottare un medesimo criterio** (E,G vengono ridotti oppure no con  $F_c$ , ma con la stessa scelta valida per entrambi gli Stati), **il confronto finale fra le rigidezze cambia poco**. Abbastanza, tuttavia, per cambiare talvolta il risultato, come accade nel caso esaminato, determinando una verifica non soddisfatta.

Questo esempio applicativo, dunque, ha mostrato una verifica peggiorata dalla riduzione di E,G. In generale, se si adotta la possibilità di ridurre E,G con  $F_c$ , è consigliabile eseguire entrambe le analisi (con o senza riduzione di E,G con  $F_c$ ) e assumere come risultato il più sfavorevole. Il caso esaminato richiederebbe quindi una modifica progettuale per convalidare l'intervento come riparazione locale anche nel caso di moduli elastici ridotti.

Si potrebbe dimostrare che considerando per il telaio di cerchiatura una rigidezza un poco ridotta, ad esempio rimuovendo l'ipotesi di comportamento shear-type, la verifica torna ad essere soddisfatta anche

quando si applica  $F_c$  ai moduli elastici.

Per completezza d'indagine, si esaminano anche i casi di LC1 con moduli elastici aventi valori medi e con valori minimi.

Nel caso dei valori medi, la situazione si presenta analoga ad LC2: verifica soddisfatta con E,G senza applicazione di  $F_c$ , ovviamente con medesima rigidezza e forze ultime inferiori; verifica lievemente non soddisfatta se si applica  $F_c$  ai moduli elastici.

### Analisi n°3. LC1 con moduli di elasticità 'medi', senza riduzione con $F_c$ .

**ANALISI SISMICA: COEFFICIENTI DI SICUREZZA** parete n° 1  
[Rigidezze: kN/mm - Forze: kN - Spostamenti: mm]

|            | Attuale | Progetto | Rapporto(C.Sic.) |                                    |
|------------|---------|----------|------------------|------------------------------------|
| Rigid. K)  | 80.13   | 91.89    | <b>1.147</b>     | compreso fra -15% e + 15% (+14.7%) |
| Resist.F)  | 55.92   | 104.03   | <b>1.860</b>     | non peggioramento (+86.0%)         |
| Spost.SLV) | 11.25   | 11.25    | <b>1.000</b>     | non peggioramento (=)              |

**VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA**

### Analisi n°4. LC1, con moduli di elasticità 'medi' ridotti attraverso l'applicazione di $F_c=1.35$ .

**ANALISI SISMICA: COEFFICIENTI DI SICUREZZA** parete n° 1  
[Rigidezze: kN/mm - Forze: kN - Spostamenti: mm]

|            | Attuale | Progetto | Rapporto(C.Sic.) |                            |
|------------|---------|----------|------------------|----------------------------|
| Rigid. K)  | 59.35   | 68.93    | <b>1.161</b>     | > +15% (+16.1%)            |
| Resist.F)  | 55.92   | 104.03   | <b>1.860</b>     | non peggioramento (+86.0%) |
| Spost.SLV) | 11.25   | 11.25    | <b>1.000</b>     | non peggioramento (=)      |

**VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE NON SODDISFATTA**

Nel caso invece di LC1 con i valori minimi dei moduli elastici, la situazione si modifica: la verifica non è soddisfatta in entrambi i casi di applicazione o meno di  $F_c$  ai moduli elastici. Questo caso non è direttamente previsto dalla Normativa vigente, tuttavia è utile per segnalare un possibile peggioramento dei risultati quando i valori dei moduli di elasticità vengono ridotti.

### Analisi n°5. LC1 con moduli di elasticità 'minimi', senza riduzione con $F_c$ .

**ANALISI SISMICA: COEFFICIENTI DI SICUREZZA** parete n° 1  
[Rigidezze: kN/mm - Forze: kN - Spostamenti: mm]

|            | Attuale | Progetto | Rapporto(C.Sic.) |                            |
|------------|---------|----------|------------------|----------------------------|
| Rigid. K)  | 64.10   | 74.18    | <b>1.157</b>     | > +15% (+15.7%)            |
| Resist.F)  | 55.92   | 104.03   | <b>1.860</b>     | non peggioramento (+86.0%) |
| Spost.SLV) | 11.25   | 11.25    | <b>1.000</b>     | non peggioramento (=)      |

**VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE NON SODDISFATTA**

### Analisi n°6. LC1, con moduli di elasticità 'minimi' ridotti attraverso l'applicazione di $F_c=1.35$ .

**ANALISI SISMICA: COEFFICIENTI DI SICUREZZA** parete n° 1  
[Rigidezze: kN/mm - Forze: kN - Spostamenti: mm]

|            | Attuale | Progetto | Rapporto(C.Sic.) |                            |
|------------|---------|----------|------------------|----------------------------|
| Rigid. K)  | 47.48   | 55.80    | <b>1.175</b>     | > +15% (+17.5%)            |
| Resist.F)  | 55.92   | 104.03   | <b>1.860</b>     | non peggioramento (+86.0%) |
| Spost.SLV) | 11.25   | 11.25    | <b>1.000</b>     | non peggioramento (=)      |

**VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE NON SODDISFATTA**

**In definitiva, il caso studio ha illustrato che per gli interventi locali l'applicazione o meno di  $F_c$  ai moduli di elasticità non modifica in modo significativo le verifiche di sicurezza:** il confronto fra Stato

Attuale e Stato di Progetto, dove in entrambi si deve adottare un'impostazione coerente (divisione per  $F_c$  oppure no), implica una scarsa variazione dei risultati, anche se non si può escludere che in un caso la verifica sia soddisfatta e nell'altro no.

## STUDIO DI UN MODELLO GLOBALE CON ANALISI PARAMETRICA

Nel paragrafo precedente si è illustrato come l'applicazione o meno di  $F_c$  ai moduli elastici mostra negli interventi locali scarsa rilevanza. Un comportamento meno facilmente prevedibile riguarda la valutazione globale della sicurezza di un edificio. Le proprietà strutturali di ogni membratura, quali resistenza, rigidezza, capacità di spostamento, determinano attraverso l'analisi globale l'esito della verifica, corrispondente ad un indicatore di rischio definito come rapporto tra capacità e domanda. Come in precedenza osservato, **la riduzione dei moduli elastici implica un cambiamento sia nella domanda che nella capacità e quindi gli effetti sull'indicatore di rischio devono essere oggetto di approfondimento.**

Il caso studio rappresentato in fig. 7 è caratterizzato da un edificio in muratura di mattoni pieni e malta di calce con giunti di spessore superiore a 13 mm. e di qualità scadente, materiale identico a quello dello Stato Attuale considerato nell'intervento locale del paragrafo precedente.

La modellazione e l'analisi dell'edificio vengono eseguite con un software dedicato agli edifici esistenti in muratura, Aedes.PCM [8]. La costruzione è ubicata a Perugia e si articola su due piani.

A parte il materiale, le altre caratteristiche su geometria, vincoli e carichi coincidono con il modello utilizzato in un lavoro di Mariani, Francioso e Pugi [9] cui si rimanda per ulteriori dettagli.

L'analisi sismica statica non lineare viene impostata per le due distribuzioni di forze lineare (proporzionale alle forze statiche) e uniforme (con forze proporzionali alle masse), secondo le due direzioni +X e +Y, considerando la componente sismica verticale e prescindendo per semplicità da momenti torcenti aggiuntivi e combinazioni direzionali.

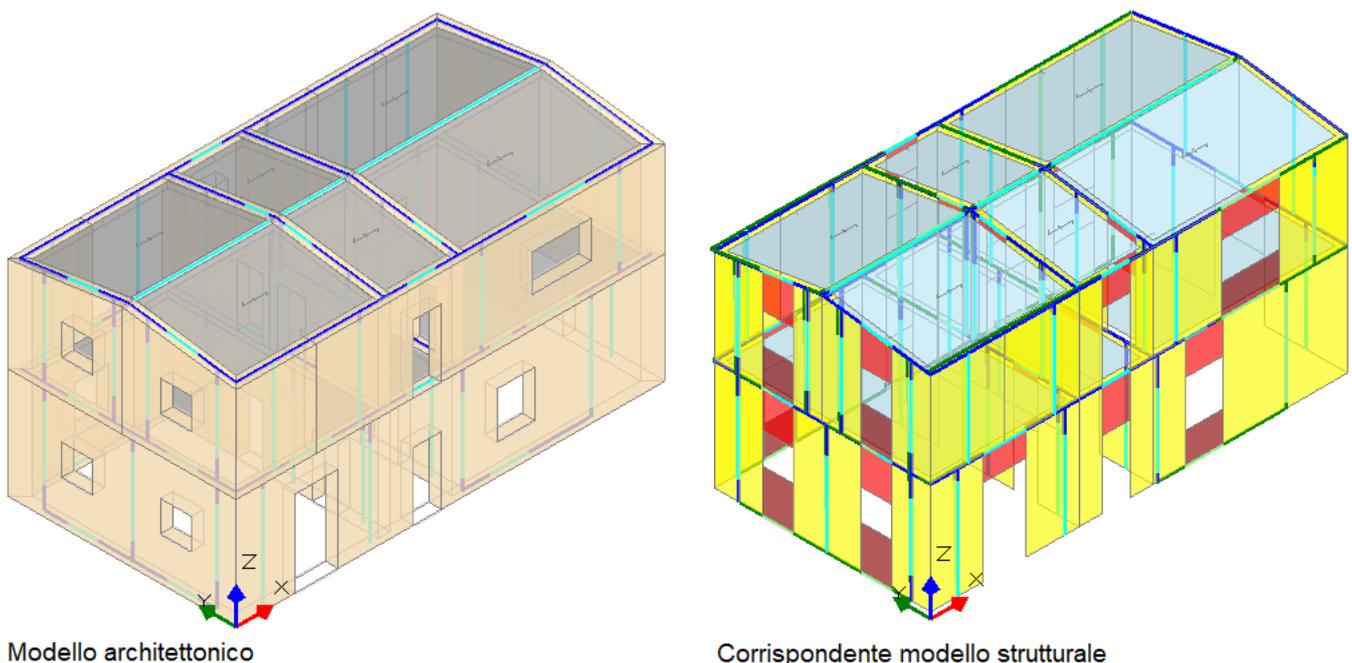


Fig. 7. Analisi di vulnerabilità di un edificio esistente in muratura con modello globale

Poiché lo scopo della presente indagine è quello di valutare gli effetti sull'indicatore di rischio sismico della riduzione dei moduli elastici a seguito dell'applicazione del fattore di confidenza, si è eseguita una Analisi Parametrica, resa disponibile dal software, confrontando in tal modo le seguenti 5 diverse combinazioni:

**1.** LC1 con valori minimi dei moduli elastici e applicazione di  $F_C$ :

$$E=569, G=190, f_d = 1.274/1.35 = 0.944, \tau_{0d} = 0.0245/1.35 = 0.018, f_{v0d} = 0.0637/1.35 = 0.0472$$

Questa configurazione corrisponde ai valori più bassi possibili dei parametri meccanici secondo Normativa.

**2.** LC1 con valori medi dei moduli elastici e applicazione di  $F_C$ :

$$E=711, G=237, f_d = 0.944, \tau_{0d} = 0.018, f_{v0d} = 0.0472$$

**3.** LC1 con valori medi dei moduli elastici, senza applicazione di  $F_C$ :

$$E=960, G=320, f_d = 0.944, \tau_{0d} = 0.018, f_{v0d} = 0.0472$$

**4.** LC2 con valori medi dei moduli elastici e applicazione di  $F_C$ :

$$E=800, G=267, f_d = 1.694/1.20 = 1.411, \tau_{0d} = 0.0441/1.20 = 0.03675, f_{v0d} = 0.098/1.20 = 0.0817$$

**5.** LC2 con valori medi dei moduli elastici, senza applicazione di  $F_C$ :

$$E=960, G=320, f_d = 1.411, \tau_{0d} = 0.03675, f_{v0d} = 0.0817$$

Queste 5 combinazioni sono state definite considerando valori crescenti dei parametri meccanici, a partire da LC1 con valori minimi dei moduli elastici affetti da  $F_C$ , fino a LC2 con valori medi dei moduli elastici senza  $F_C$ . Ogni combinazione è in sé coerente, poiché la variazione riguarda contemporaneamente tutti i parametri meccanici.

La fig. 8 illustra la tabella di input dei parametri variabili per l'esecuzione dell'Analisi Parametrica.

| Parametri variabili  |        |           |                    |        |             |          |          |          |          |                     |       |
|--|--------|-----------|--------------------|--------|-------------|----------|----------|----------|----------|---------------------|-------|
| Aggiungi selezione Annulla filtri <input checked="" type="checkbox"/> Esegui validazione |        |           |                    |        |             |          |          |          |          | N. Combinazioni = 5 |       |
| Gruppo   | Classe | Elemento  | Proprietà          | Valore | Variabilità | Valore 1 | Valore 2 | Valore 3 | Valore 4 | Valore 5            |       |
| 1  | 1      | Materiale | Muratura esistente | fm     | 1.411       | D5       | 0.944    | 0.944    | 0.944    | 1.411               | 1.411 |
| 2  | 1      | Materiale | Muratura esistente | tau0   | 0.037       | D5       | 0.018    | 0.018    | 0.018    | 0.037               | 0.037 |
| 3  | 1      | Materiale | Muratura esistente | fvm0   | 0.082       | D5       | 0.047    | 0.047    | 0.047    | 0.082               | 0.082 |
| 4  | 1      | Materiale | Muratura esistente | E      | 960         | D5       | 569      | 711      | 960      | 800                 | 960   |
| 5  | 1      | Materiale | Muratura esistente | G      | 320         | D5       | 190      | 237      | 320      | 267                 | 320   |

Fig. 8. Parametri variabili per l'esecuzione dell'Analisi Parametrica

Completata l'Analisi Parametrica, consistente nell'esecuzione dell'analisi statica non lineare per le 5 combinazioni, si focalizzi l'attenzione sull'indicatore di rischio sismico per SLV e per SLD. La fig. 9 mostra l'andamento degli indicatori in corrispondenza delle diverse combinazioni, avendo effettuato un ordinamento crescente secondo la colonna dell'indicatore per SLV.

Si rileva che l'indicatore  $\zeta_E(SLV)$  assume valori crescenti compresi tra 0.556 e 0.731.

Le prime tre combinazioni corrispondono al livello di conoscenza LC1, e risultano ordinate secondo valori crescenti dei moduli elastici. Le ultime due combinazioni corrispondono a LC2 e sono anch'esse ordinate secondo valori crescenti dei moduli elastici.

Se ne deduce che **minore è il valore dei moduli elastici, più basso è l'indicatore di rischio per SLV.**

Ai fini della verifica di sicurezza per la salvaguardia della vita (SLV) la riduzione dei moduli di elasticità è a favore di sicurezza, e quindi l'applicazione del fattore di confidenza  $F_C$  ai moduli elastici si rivela importante: trascurando tale riduzione, e facendo riferimento alle due combinazioni LC1 con valori medi (per conformità alla Normativa),  $\zeta_E(SLV)$  viene sovrastimato del 7% (0.614 in confronto a 0.574): si tratta di una sovrastima non eccessiva, sufficiente tuttavia a porre l'indicatore in modo netto sopra o sotto la soglia di 0.6, un valore significativo per  $\zeta_E(SLV)$  secondo Normativa<sup>4</sup>.

<sup>4</sup> In §8.4.2  $\zeta_E(SLV)=0.6$  è l'obiettivo da raggiungere a seguito degli interventi di miglioramento per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV.

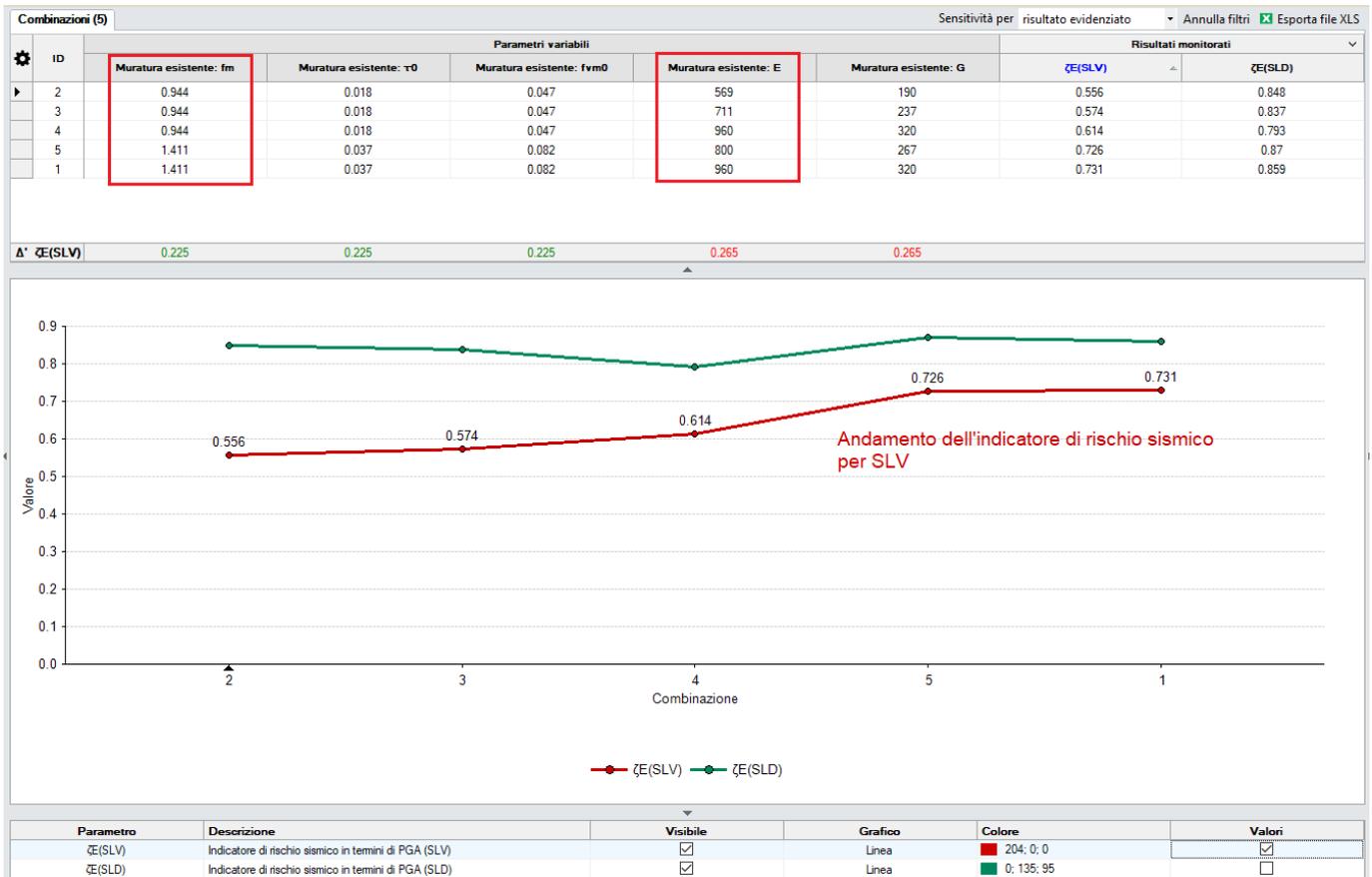


Fig. 9. Indicatore di rischio per lo stato limite SLV: risultati dell'Analisi Parametrica

Come già risulta evidente in fig. 9, l'andamento dell'indicatore di rischio per SLD (linea verde) non coincide con quello di  $\zeta_E(SLV)$  (linea rossa).

Per mostrare più chiaramente questo aspetto, si esegue l'ordinamento secondo valori crescenti di  $\zeta_E(SLD)$  ottenendo quanto riportato in fig. 10.

Le prime tre combinazioni rimangono quelle di LC1, ma stavolta l'ordinamento secondo valori crescenti di  $\zeta_E(SLD)$  conduce al risultato opposto a  $\zeta_E(SLV)$ : l'indicatore minore compete alla struttura più rigida, avente cioè i valori più alti dei moduli di elasticità. Si tratta di un comportamento atteso, in quanto una struttura più deformabile ha una maggiore capacità di spostamento in corrispondenza dello stato limite di danno. Le ultime due combinazioni, riferite a LC2, confermano questo andamento.

Pertanto, dal punto di vista della verifica per SLD, si opera a favore di sicurezza se si utilizzano valori maggiori dei moduli elastici, ossia se si trascura l'applicazione di  $F_c$  ai moduli.



Fig. 10. Indicatore di rischio per lo stato limite SLD: risultati dell'Analisi Parametrica

**Questo semplice esempio ha dunque mostrato l'importanza di valutare gli effetti di entrambe le opzioni riguardanti la riduzione o meno dei moduli elastici applicando il fattore di confidenza, in modo tale che le verifiche di sicurezza siano condotte a favore di sicurezza per entrambi gli stati limite di riferimento SLV e SLD.**

Da notare che la generalizzazione di queste conclusioni a qualunque tipo di edificio esistente in muratura non è possibile: lo scopo del presente lavoro è mostrare che esistono casi in cui trascurando a priori l'applicazione di  $F_c$  ai moduli elastici NON si opera a favore di sicurezza. Accertata l'esistenza di questi casi, **si può affermare che per la valutazione della sicurezza di qualsiasi costruzione, a rigore è necessario considerare entrambi i casi ottenuti applicando o meno  $F_c$  ai moduli elastici.** In altri termini, **FC va applicato ai moduli elastici quando in tal modo si ottiene un risultato a favore di sicurezza.** Questa affermazione trova peraltro riscontro anche in altri ambiti strutturali, quali le verifiche di deformabilità di travi in acciaio o in legno esistenti.

## **VALUTAZIONI DELLA SICUREZZA CON APPROCCI ALTERNATIVI: L'AFFIDABILITA' STRUTTURALE DEGLI EDIFICI ESISTENTI**

Nei paragrafi precedenti, nell'ambito della valutazione della sicurezza sismica conformemente alla normativa vigente, è stata esaminata la questione riguardante l'utilizzo dei fattori di confidenza non solo per le resistenze ma anche per i moduli elastici, moduli elastici che sono oggetto di un altro aspetto non sufficientemente chiarito, ossia il riferimento ai valori 'medi' sia in LC1 che in LC2, a differenza delle

resistenze per le quali in LC1 si utilizzano i valori 'minimi' e in LC2 i 'medi'. Di fatto, quindi, il testo normativo vigente non contiene indicazioni specifiche sulle possibili variazioni dei moduli elastici in base ai livelli di conoscenza.

Un approccio alternativo alla metodologia di valutazione della sicurezza prevista dalla Normativa vigente, consiste nella possibilità di svincolare la muratura da tabelle predefinite sui parametri meccanici, qualora sia possibile riconoscere le murature dei propri edifici come appartenenti a tipologie precedentemente indagate per le quali è disponibile una descrizione probabilistica delle proprietà meccaniche [10] [11]. In caso di tale disponibilità, quindi, per ogni parametro ai suoi diversi valori corrispondono diverse probabilità. In fig. 11 è riportato un esempio di distribuzione probabilistica per il modulo di elasticità ottenuta da una campagna sperimentale su edifici esistenti in muratura.

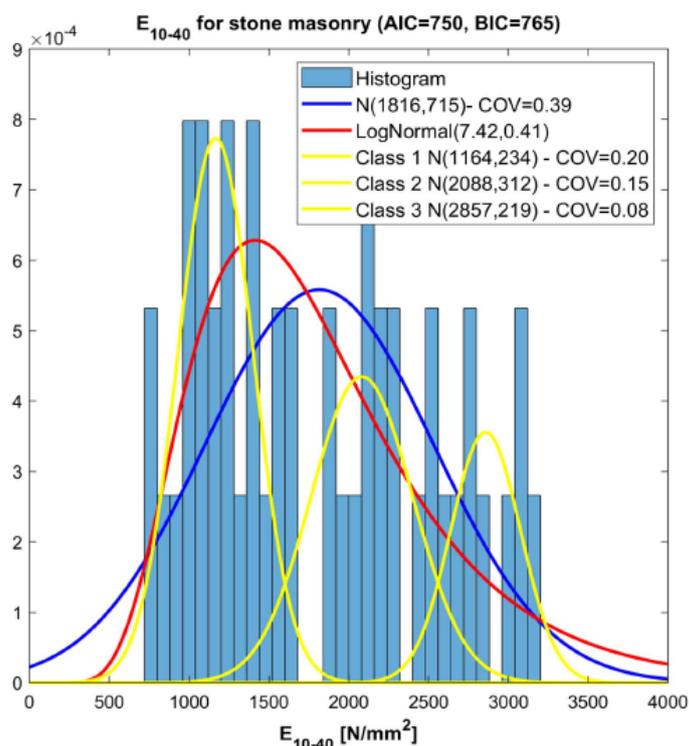


Fig. 11. Esempio di distribuzione probabilistica del modulo elastico  $E$  (da [10])

**Scelte apparentemente non conservative (ad esempio, valori medi che conducono a indicatori di rischio maggiori rispetto alla scelta di valori inferiori) possono essere convalidate se vengono rispettati i livelli di affidabilità minima richiesti alle costruzioni esistenti.** È importante osservare che ciò riguarda non solo i moduli di elasticità, ma anche tutti i parametri per i quali abbiamo a disposizione prove e distribuzioni di probabilità.

**Questo approccio costituisce un'evoluzione rispetto alle metodologie attualmente applicate, ma è purtroppo ancora acerbo per le disposizioni normative vigenti: le NTC18 consentono infatti la valutazione prestazionale attraverso un rapporto tra domanda e capacità, senza quantificare la distanza della costruzione dalla propria condizione di collasso.**

In sostanza, si fornisce semplicemente una risposta sì/no sul fatto che la costruzione soddisfi i requisiti richiesti.

**In prospettiva, le nuove Normative proporranno l'evoluzione dal rapporto capacità/domanda in senso affidabilistico,** consistente nella valutazione probabilistica della distanza tra capacità e domanda di un fabbricato attraverso l'indice di affidabilità  $\beta$  o indice di Cornell [12].

Attraverso questa evoluzione, per i moduli elastici potrebbe trovare giustificazione la mancata riduzione, sia non applicando  $F_c$  sia considerando in LC1 i valori 'medi' invece che 'minimi', giustificazione che tuttavia dovrebbe essere adeguatamente motivata. In attesa di sviluppi, per i moduli elastici risulta opportuno prendere in considerazione le diverse opzioni di analisi, in particolare valutando gli effetti sulla sicurezza, nei confronti dei diversi stati limite, ottenuti applicando o meno di  $F_c$ , opzione compatibile con la Normativa vigente (diversamente dall'uso dei valori 'minimi' in LC1).

## CONCLUSIONI

**Le disposizioni normative vigenti indicano che per l'analisi degli edifici esistenti l'utilizzo del fattore di confidenza, il cui valore è collegato al livello di conoscenza, riguarda tutti i parametri meccanici. Tuttavia, nelle verifiche di sicurezza usualmente condotte per gli edifici esistenti in muratura,  $F_c$  è in generale applicato alle sole resistenze.**

Al fine di acquisire maggiore consapevolezza sulle scelte effettuate per la definizione delle proprietà meccaniche dei materiali da utilizzarsi nelle analisi strutturali e nelle corrispondenti verifiche di sicurezza, si è proposto uno studio sugli effetti dell'applicazione di  $F_c$  anche ai moduli elastici.

**Negli interventi locali sulle pareti murarie, le verifiche di sicurezza vengono svolte confrontando gli Stati pre- e post-intervento: ciò attenua l'influenza della riduzione del modulo elastico tramite  $F_c$ , riduzione che mostra scarsa rilevanza nei confronti delle verifiche di sicurezza.** Talvolta, tuttavia, i due casi di applicazione o meno di  $F_c$  possono differenziarsi mostrando in un caso verifica soddisfatta e nell'altro no. Già a scala locale si rivela quindi opportuna un'analisi con entrambe le ipotesi.

Successivamente è stato studiato, attraverso un modello globale, un edificio di cui si vuole determinare la vulnerabilità sismica e quindi il suo livello di sicurezza. L'esempio ha mostrato l'**importanza di valutare gli effetti di entrambe le opzioni riguardanti la riduzione o meno dei moduli elastici applicando il fattore di confidenza, in modo tale da operare a favore di sicurezza per le verifiche di confronto fra capacità e domanda relative a tutti gli stati limite di riferimento.**

Si è infine accennato a **futuri sviluppi della Normativa tecnica**: associando diversi possibili valori dei parametri meccanici alle loro probabilità, si potranno individuare valori di progetto appropriati in relazione al rispetto dei livelli di affidabilità minima richiesti alle costruzioni esistenti. Scelte apparentemente non conservative (ad esempio, valori medi che conducono a indicatori di rischio maggiori rispetto alla scelta di valori inferiori) possono infatti essere convalidate se vengono rispettati i livelli di affidabilità minima richiesti alle costruzioni esistenti.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] Augenti N., Parisi F.: Teoria e tecnica delle strutture in muratura, Hoepli, 2023.
- [2] Lenza P., Gherzi A.: Edifici in muratura alla luce della nuova normativa sismica, Flaccovio, 2011.
- [3] Clementi F., Lenci S.: I compositi nell'ingegneria strutturale, Esculapio, 2009.
- [4] Manfredi G., Pinho R. et al.: Valutazione degli edifici esistenti in cemento armato, Iuss Press (Eucentre), 2007.
- [5] Cattari S., Curti E., Galasco A., Resemini S.: Analisi sismica lineare e non lineare degli edifici in muratura, con introduzione a cura del Prof. Lagomarsino, Sistemi Editoriali, 2008.

- [6] Orientamenti interpretativi in merito alla classificazione gli interventi sugli edifici esistenti, Giunta Regionale, Regione Toscana, 2022.
- [7] Aedes.ACM 2023, Aedes Software, [www.aedes.it](http://www.aedes.it)
- [8] Aedes.PCM 2023, Aedes Software, [www.aedes.it](http://www.aedes.it)
- [9] Mariani M., Pugi F., Francioso A.: Sisma verticale: amplificazione della vulnerabilità degli edifici esistenti in muratura, Ingenio, 2020, <https://www.ingenio-web.it/articoli/sisma-verticale-amplificazione-della-vulnerabilita-degli-edifici-esistenti-in-muratura>
- [10] Croce P., Beconcini M.L., Formichi P., Landi F., Puccini B., Zotti V.: Evaluation of Partial Safety Factors for the Structural Assessment of Existing Masonry Buildings, in Proceedings of the 18th International Probabilistic Workshop, IPW2020, Guimarães, Portugal, 12–14 May 2021, <https://arpi.unipi.it/handle/11568/1106696>
- [11] Croce P., Beconcini M.L., Formichi P., Landi F., Puccini B., Zotti V.: Bayesian Methodology for Probabilistic Description of Mechanical Parameters of Masonry Walls, ASCE-ASME J. Risk Uncertainty Eng. Syst., Part A: Civ. Eng., 2021, 7(2), <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/AJRUA6.0001110>
- [12] Pugi F., Affidabilità strutturale degli edifici esistenti e Indice di Cornell, Ingenio, 2022, <https://www.ingenio-web.it/articoli/affidabilita-strutturale-degli-edifici-esistenti-e-indice-di-cornell>

## INTERVENTI LOCALI E CERCHIATURE: SICUREZZA DELLE PARETI SOTTOSTANTI

Autori: Francesco Pugi\*, Chiara Pampaloni\*, \* Ricerca e Sviluppo di AEDES Software

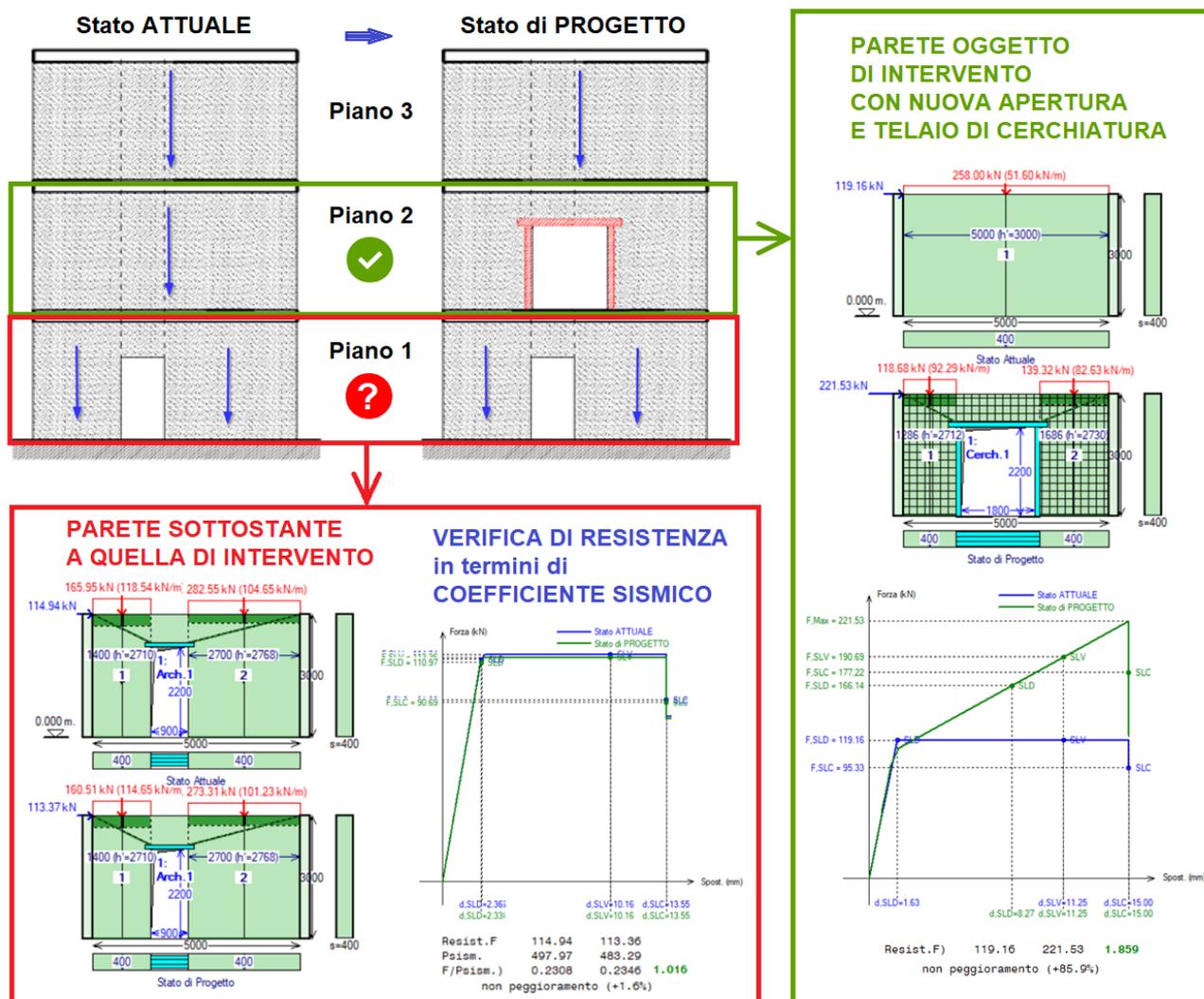
Articolo pubblicato su Ingegno (25.07.2023)

• Il progetto di intervento locale su una parete esistente in muratura, con modifiche sulle aperture ed eventuale inserimento di un telaio di cerchiatura, viene dimensionato mediante verifiche di sicurezza relative alla parete stessa, confrontando rigidezza, resistenza e capacità di spostamento agli Stati Attuale e di Progetto.

• Se la parete oggetto di intervento è **posta ad un piano intermedio o di sommità dell'edificio**, è **importante accertare che ai piani sottostanti non siano indotti peggioramenti** del comportamento statico e sismico. Frequentemente, l'intervento locale prevede la rimozione di una porzione muraria esistente, determinando una **diminuzione dei carichi** trasmessi sulla parete sottostante e conseguentemente una sua possibile **riduzione di capacità in termini di resistenza**.

• In casi di questo tipo, per la verifica di resistenza, in alternativa al rapporto tra forza massima di progetto e forza massima attuale, **il coefficiente di sicurezza si può valutare come rapporto fra il coefficiente sismico di progetto e quello attuale**, dove il coefficiente sismico è pari al rapporto fra forza massima e peso sismico della parete.

Se tale coefficiente di sicurezza soddisfa la condizione di non peggioramento, si può ritenere che **il progetto di intervento locale non alteri la sicurezza della parete sottostante a quella d'intervento**.



## CERCHIATURE E PARETI IN MURATURA: SICUREZZA STRUTTURALE

Gli interventi locali sulle pareti in muratura, fra i quali quelli che prevedono la modifica di aperture esistenti o la realizzazione di nuove aperture con posizionamento di telai di cerchiatura, vengono dimensionati attraverso verifiche di confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto riguardanti rigidità, resistenza e capacità di spostamento. Risulta così soddisfatto il **controllo sulla sicurezza statica e sismica della parete oggetto di intervento**.

La parete in oggetto si inserisce nel complesso strutturale di un edificio dove **il carattere locale del progetto non solleva da alcune considerazioni sulle murature dei piani sottostanti a quello d'intervento**.

Trattandosi di intervento locale, la Normativa tecnica vigente non prevede la verifica globale dell'edificio, tuttavia coinvolge nell'**accertamento della sicurezza anche le strutture interagenti con quelle oggetto di intervento**, richiedendo la dimostrazione che il progetto non arreca alcun peggioramento statico o sismico alle strutture portanti interessate.

**E' immediato rilevare che questo aspetto assume particolare importanza nel caso di differenti Proprietari per le varie unità immobiliari in elevazione:** il Proprietario dell'unità immobiliare sottostante a quella di intervento potrebbe avanzare l'eccezione che il cantiere al piano sovrastante ha arrecato un danno alla propria unità, inteso come peggioramento del comportamento statico e sismico delle strutture della propria unità.

Su questi aspetti, la Normativa tecnica nazionale precisa i contenuti qui di seguito riportati, dove si annotano in parallelo alcuni commenti degli Autori del presente documento.

| Contenuto normativo  | Note degli Autori  |
|--|--|
| <p><b>D.M. 17.1.2018</b></p> <p><b>8.4.1. RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE</b></p> <p>Gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura. <b>Essi non debbono cambiare significativamente il comportamento globale della costruzione</b> e sono volti a conseguire una o più delle seguenti finalità:</p> <ul style="list-style-type: none"><li>– ripristinare, rispetto alla configurazione precedente al danno, le caratteristiche iniziali di elementi o parti danneggiate;</li><li>– migliorare le caratteristiche di resistenza e/o di duttilità di elementi o parti, anche non danneggiati;</li><li>– impedire meccanismi di collasso locale;</li><li>– modificare un elemento o una porzione limitata della struttura.</li></ul> | <p>L'intervento di tipo locale non deve cambiare in modo significativo il comportamento globale della costruzione. Si tratta di un presupposto indispensabile affinché non sia necessaria una verifica globale della costruzione, come specificato più avanti.</p> |
| <p><b>Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati</b>, documentando le carenze strutturali riscontrate e <b>dimostrando che</b>, rispetto</p>   | <p>La limitazione delle verifiche di sicurezza alle strutture coinvolte localmente dall'intervento implica la considerazione anche dello stato delle strutture limitrofe.</p>  |

|   |  |
|---|--|
| <p>alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, <b>non vengano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi non comportino una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti.</b></p>   | <p>Ciò non significa una verifica di tipo globale, poiché questo contraddirebbe quanto prima affermato, ossia che la valutazione della sicurezza può riferirsi alle sole parti interessate, intendendo con esse le parti direttamente sedi dell'intervento.</p> <p>Si intende piuttosto la valutazione delle influenze che l'intervento locale genera indirettamente su altre strutture: un esempio consiste nelle pareti murarie sottostanti a quella dove è stata realizzata una nuova apertura.</p> <p>Il fatto che gli interventi non debbano comportare una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti significa che deve essere rispettata la condizione di 'non peggioramento'.</p>  |
| <p><b>La relazione di cui al § 8.3 che, in questi casi, potrà essere limitata alle sole parti interessate dall'intervento e a quelle con esse interagenti,</b> dovrà documentare le carenze strutturali riscontrate, risolte e/o persistenti, ed indicare le eventuali conseguenti limitazioni all'uso della costruzione.</p> <p>Nel caso di interventi di rafforzamento locale, volti a migliorare le caratteristiche meccaniche di elementi strutturali o a limitare la possibilità di meccanismi di collasso locale, è necessario valutare l'incremento del livello di sicurezza locale.</p> | <p>Da §8.3:<br/>“(…) Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere effettuata anche solo sugli elementi interessati e su quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale, posto che le mutate condizioni locali non incidano sostanzialmente sul comportamento globale della struttura.</p> <p>Nella valutazione della sicurezza, da effettuarsi ogni qual volta si eseguano interventi strutturali di miglioramento o adeguamento di cui al § 8.4, il progettista dovrà esplicitare in un'apposita relazione, esprimendoli in termini di rapporto fra capacità e domanda, i livelli di sicurezza precedenti all'intervento e quelli raggiunti con esso. (...)”</p> <p>Il testo normativo specifica chiaramente che <b>la relazione di calcolo con la valutazione di sicurezza deve comprendere tutte le strutture coinvolte dall'intervento locale.</b> Nel caso trattato dal presente documento, risulta importante quindi anche la valutazione di sicurezza della parete sottostante al piano di quella oggetto di intervento.</p> |

|   |  |
|---|--|
| <p><b>Circ. 7 del 21.1.2019 (applicativa del D.M. 17.1.2018)</b></p> <p><b>C8.4.1 RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE</b></p> <p>Ricadono in questa categoria gli interventi che non alterano significativamente il comportamento globale della costruzione; l'obiettivo sulla base del quale è valutata l'ammissibilità dell'intervento è un aumento della sicurezza di almeno una porzione della costruzione, ovvero, nel caso di danni subiti, quello del mantenimento o dell'incremento dell'originaria efficacia strutturale della porzione danneggiata.<br/>(...)</p> |  |
| <p>(...) <b>la modifica di una parte limitata della struttura (ad es. l'apertura di un vano in una parete, accompagnata da opportuni rinforzi)</b> può rientrare in questa categoria, a condizione che si dimostri che l'insieme degli interventi non modifichi significativamente rigidità, resistenza nei confronti delle azioni orizzontali e capacità di deformazione della struttura.</p>  | <p>In questa parte del testo normativo si trattano gli interventi locali sulle pareti murarie, ad esempio con realizzazione di una nuova apertura per la quale viene previsto un telaio di cerchiatura. La verifica locale della parete oggetto di intervento avviene attraverso il confronto di rigidità, resistenza e capacità di spostamento agli stati di fatto e di progetto.</p> |
| <p>La relazione illustrativa dei lavori deve riportare i risultati delle indagini conoscitive svolte, le carenze strutturali riscontrate, la descrizione dei lavori e i risultati attesi, affermando e, se necessario, <b>dimostrando che l'intervento non ha modificato in senso negativo il comportamento degli altri elementi della costruzione e di tutta la costruzione nel suo insieme.</b></p>   | <p>Si ribadisce in modo esplicito quanto già espresso dal D.M. 17.1.2018: <b>la valutazione di sicurezza deve comprendere tutte le strutture coinvolte dall'intervento locale...</b></p>   |
| <p>Per questa categoria di intervento non è richiesta la valutazione della sicurezza globale dell'opera ma, nel caso di rafforzamento locale finalizzato al miglioramento del funzionamento di elementi strutturali o alla limitazione di meccanismi di collasso, è richiesta la valutazione della variazione del livello locale di sicurezza.</p>  | <p><b>...senza tuttavia richiedere necessariamente la verifica globale di tutta la costruzione.</b></p>  |

In sintesi, dai testi normativi si deduce il seguente **approccio per l'intervento locale**, con riferimento alle pareti murarie oggetto di modifiche come la realizzazione di una nuova apertura:

① la **verifica di sicurezza** consiste anzitutto nell'accertare, attraverso metodologie di **analisi strutturale di tipo locale**, che per la parete oggetto di intervento, nel passaggio dallo stato di fatto allo stato di progetto, non vi siano modifiche significative di rigidità, resistenza nei confronti delle azioni orizzontali e capacità di deformazione;

② **non è necessaria una verifica globale** della costruzione in cui la parete è inserita;

③ **è tuttavia necessario che la valutazione della sicurezza comprenda tutte le strutture dell'edificio coinvolte in modo non trascurabile dall'intervento**: ad esempio, la parete sottostante a quella d'intervento dove è stata realizzata una nuova apertura non deve subire riduzioni di sicurezza, ossia una modifica in senso negativo del suo comportamento statico e sismico.

## **REGOLARIZZAZIONE DELLE APERTURE IN ELEVAZIONE**

Gli "Orientamenti Interpretativi della Regione Toscana DGR 83 del 22.05.2022" [1] contengono alcune interessanti indicazioni relative agli interventi locali. Si tratta di un documento che, pur non avendo la cogenza della Normativa tecnica nazionale, di fatto costituisce un riferimento per questo ambito progettuale.

In §4.1.1 (Analisi dello stato di fatto), il documento riporta quanto segue:

"Per una corretta progettazione di un intervento sulle murature, specialmente ad un determinato livello o piano, occorre conoscere l'esatta altezza di interpiano, lo spessore della parete al netto dell'intonaco, la tipologia della muratura, l'eventuale presenza di cordolature di piano e/o ricorsi, l'orditura dei solai, ... Inoltre è indispensabile conoscere se la muratura ha continuità ai piani superiori e inferiori.

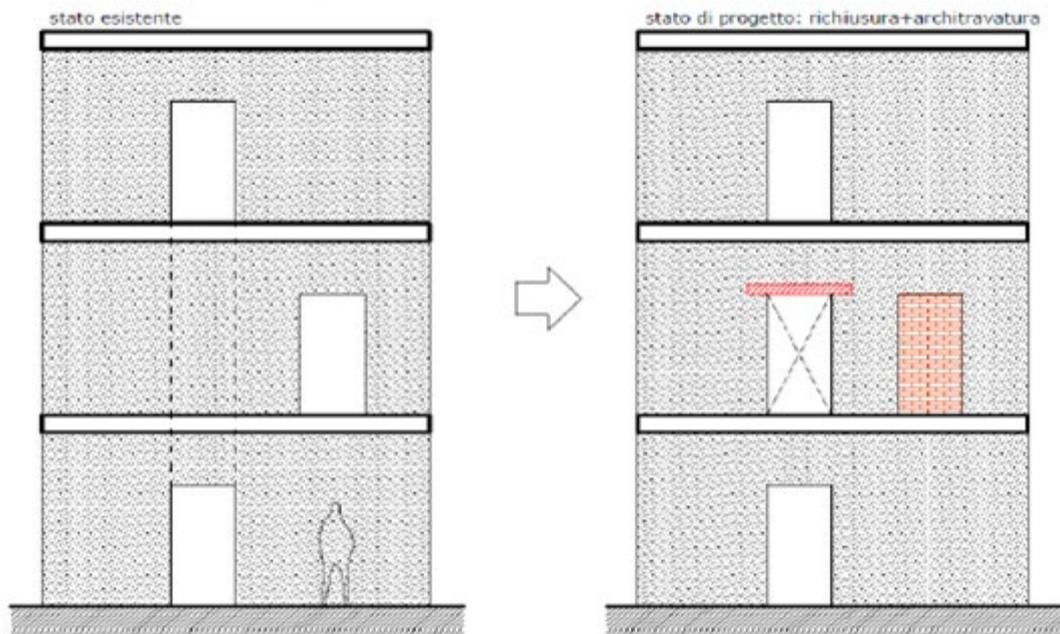
**Per i piani immediatamente superiore e inferiore (adiacenti) è necessario conoscere anche la distribuzione delle aperture in corrispondenza delle pareti oggetto di intervento.**

La mancata conoscenza anche di uno solo dei dati descritti impedisce, di fatto, di poter correttamente progettare l'intervento nella parete muraria al piano in questione. (...)"

In §4.1.4 (Indicazioni dimensionali e costruttive):

"(...) Lo "spostamento" di porte o finestre nell'ambito della stessa parete muraria (chiusura e riapertura adiacente del vano) è da considerarsi ammissibile anche se occorre tener presente che **è opportuno rispettare il più possibile l'allineamento verticale delle aperture anche nelle pareti interne all'edificio**. Il riallineamento verticale di aperture può consentire la semplice realizzazione dell'architravatura; il disallineamento, di norma da evitare, comporta la realizzazione di opportuni provvedimenti di rinforzo. (...)"  
A titolo di esempio, il documento riporta le seguenti figure.

**CASO 1**  
parete con bucatore allineate  
da impianto del fabbricato



*Fig. 1. Inserimento di vano porta in riallineamento di aperture esistenti  
(da impianto del fabbricato)*

Ferma restando la necessità di eseguire l'analisi strutturale locale della parete al piano direttamente interessato dall'intervento, per quanto riguarda le **pareti coinvolte indirettamente ad altri piani**, le **considerazioni di tipo geometrico relative alla regolarizzazione delle strutture portanti** (ad esempio, il riallineamento delle aperture) **possono essere considerate sufficienti** per dimostrare che il loro comportamento statico e sismico non è stato modificato in senso negativo, rispettando così il requisito richiesto dal punto ③ specificato nel paragrafo precedente.

## CASO 2

parete già oggetto di interventi di  
bucature in passato

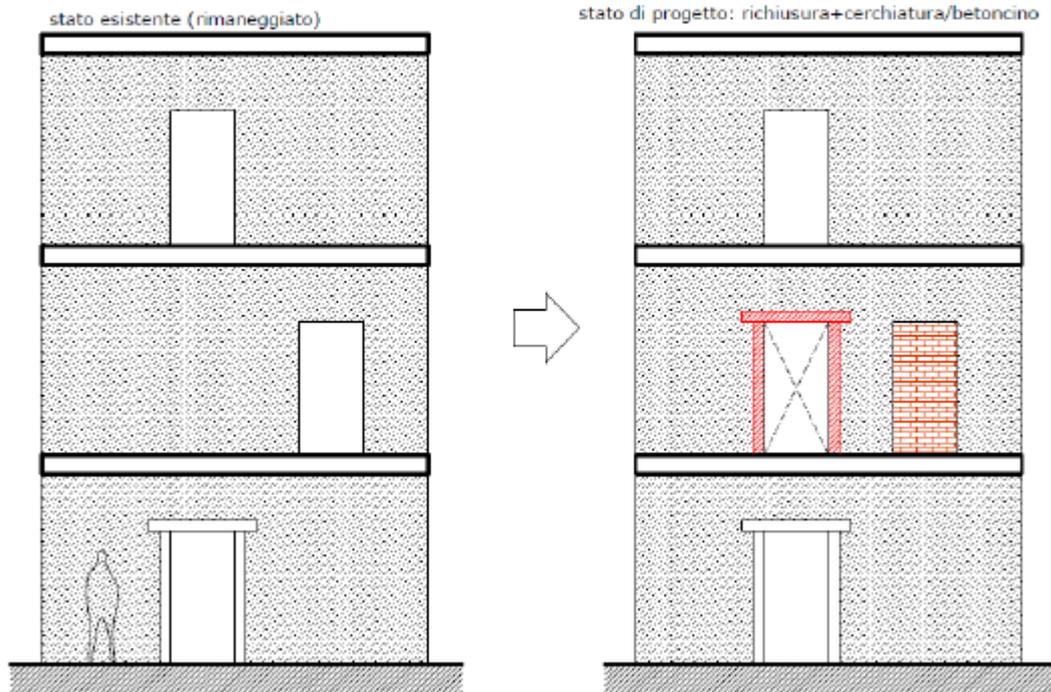


Fig. 2. Inserimento di vano porta in riallineamento di aperture su pareti rimaneggiate in passato

Tuttavia, **in una vasta casistica di interventi locali sulle pareti murarie, non è possibile soddisfare le condizioni ottimali relative alla regolarizzazione della posizione delle aperture fra i diversi piani.**

In casi di questo tipo, **il rispetto del punto ③ richiede un'adeguata metodologia di calcolo per la valutazione di sicurezza delle pareti non direttamente oggetto di intervento** ma da esso interessate, con possibili effetti per il comportamento statico e sismico.

### REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA APERTURA AD UN PIANO INTERMEDIO

Si consideri un edificio costituito da tre piani fuori terra, per il quale è previsto di modificare una parete posta al piano secondo, realizzando una nuova apertura con inserimento di un telaio di cerchiatura in acciaio.

I solai dell'edificio, in latero-cemento, sono ordini ortogonalmente alla parete oggetto d'intervento, e presentano una luce di 6 m. La parete oggetto di intervento ha lunghezza di base 5.00 m ed un'altezza di interpiano (da estradosso del solaio inferiore a estradosso del solaio superiore) di 3.00 m.

Allo Stato Attuale, il paramento murario è caratterizzato da pareti piene ai piani 2 e 3, mentre al piano 1 è presente un'apertura di dimensioni 90x220 cm; dalle indagini eseguite sulla struttura è emerso che l'apertura ha un'architrave costituita da profili HEA 100.

Nello Stato di Progetto, l'intervento consiste prevede al piano 2 una nuova apertura di dimensioni 180x220 cm, con cerchiatura in acciaio e consolidamento dei maschi murari con intonaco armato.

Nella figura seguente si riporta uno schema della parete oggetto d'intervento.

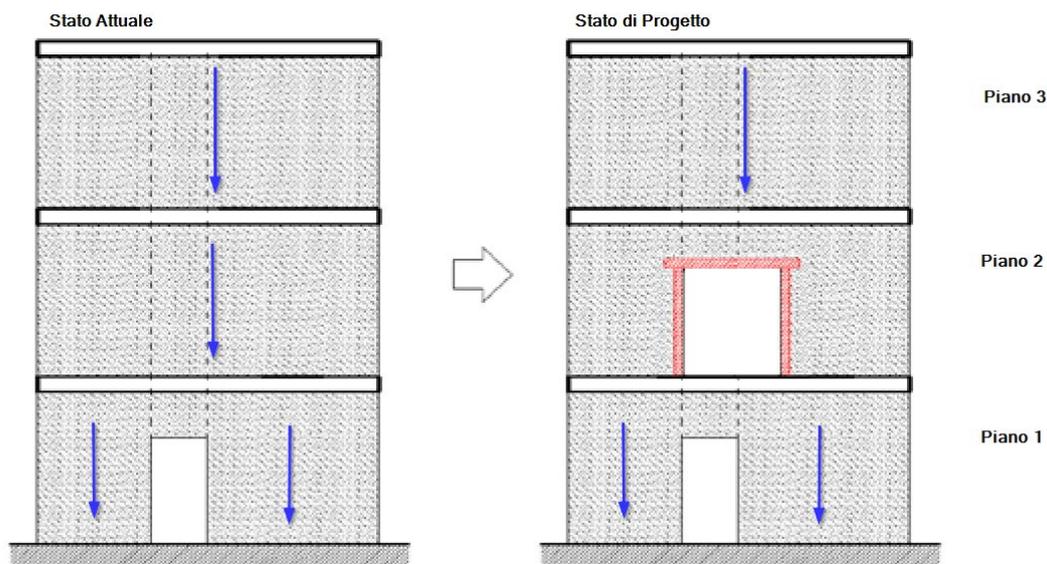


Fig. 3. Realizzazione di nuova apertura al piano intermedio

Il carico da solaio applicato sulla parete muraria è composto dai seguenti contributi:

- carico permanente strutturale:  $G_1 = 2.5 \text{ kN/m}^2$ ,  $\gamma_G = 1.3$
- carico permanente non strutturale:  $G_2 = 2.0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\gamma_G = 1.5$
- carico variabile:  $Q_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\psi_2$  (ambiente ad uso residenziale) = 0.3,  $\gamma_Q = 1.5$   
 $Q_k = 0.8 \text{ kN/m}^2$  (neve),  $\psi_2=0$ ,  $\gamma_Q = 1.5$

L'analisi della parete viene condotta utilizzando il software professionale Aedes.ACM [2] per l'analisi degli interventi locali sulle pareti esistenti in muratura, e consiste nei seguenti punti:

1. verifica di sicurezza della parete al piano 2, confrontando lo Stato di Progetto con lo Stato Attuale;
2. verifica di sicurezza della parete al piano 1, per effetto dell'intervento al piano sovrastante.

Si consideri una parete in pietrame disordinato, ma con malta di buona qualità, avente uno spessore pari a 40 cm.

La nuova apertura al piano 2 viene cerchiata mediante telaio in acciaio con 3 montanti affiancati (nello spessore di 40 cm) aventi sezione HEA120, e questa soluzione viene adottata anche per l'architrave (il traverso inferiore è realizzato con un profilo piatto). Per la verifica dei maschi murari adiacenti all'apertura, si considera che il carico complessivo applicato in sommità alla parete si diffonda nei maschi stessi.

I carichi applicati sulla **parete del piano 2** sono i seguenti:

#### Statica (Combinazione fondamentale):

$$1.3 * (2.5 * 6.00/2 * 5.00) + 1.5 * (2.0 * 6.00/2 * 5.00) + 1.5 * (0.8 * 6.00/2 * 5.00) + 1.3 * (5.00 * 3.00 * 0.40 * 19.00) + 1.3 * (2.5 * 6.00/2 * 5.00) + 1.5 * (2.0 * 6.00/2 * 5.00) + 1.5 * (2.0 * 6.00/2 * 5.00) = 48.75 + 45.00 + 18.00 + 148.20 + 48.75 + 45.00 + 45.00 = 398.70 \text{ kN}$$

#### Combinazione Sismica:

$$(2.5 * 6.00/2 * 5.00) + (2.0 * 6.00/2 * 5.00) + (5.00 * 3.00 * 0.40 * 19.00) + (2.5 * 6.00/2 * 5.00) + (2.0 * 6.00/2 * 5.00) + (2.0 * 0.3 * 6.00/2 * 5.00) = 37.50 + 30.00 + 114.00 + 37.50 + 30.00 + 9.00 = 258.00 \text{ kN}$$

Sulla **parete del piano 1** (sottostante a quello d'intervento) si ha:

• Stato di Progetto, con il vano effettivo della nuova apertura e l'intonaco armato previsto per i maschi murari, i cui contributi sono evidenziati in corsivo:

**Statica (Combinazione fondamentale):**

$$398.70 + 1.3 * (2.5 * 6.00/2 * 5.00) + 1.5 * (2.0 * 6.00/2 * 5.00) + 1.5 * (2.0 * 6.00/2 * 5.00) + 1.3 * [(5.00 * 3.00 - 1.80 * 2.20) * 0.40 * 19.00 + (5.00 * 3.00 - 1.80 * 2.20) * 0.06 * 25.00] = 398.70 + 48.75 + 45.00 + 45.00 + 130.60 = 668.05 \text{ kN}$$

**Combinazione Sismica:**

$$258.00 + (2.5 * 6.00/2 * 5.00) + (2.0 * 6.00/2 * 5.00) + (2.0 * 0.3 * 6.00/2 * 5.00) + [(5.00 * 3.00 - 1.80 * 2.20) * 0.40 * 19.00 + (5.00 * 3.00 - 1.80 * 2.20) * 0.06 * 25.00] = 258.00 + 37.50 + 30.00 + 9.00 + 100.46 = 434.96 \text{ kN}$$

• Stato Attuale:

**Statica (Combinazione fondamentale):**

$$398.70 + 1.3 * (2.5 * 6.00/2 * 5.00) + 1.5 * (2.0 * 6.00/2 * 5.00) + 1.5 * (2.0 * 6.00/2 * 5.00) + 1.3 * (5.00 * 3.00 * 0.40 * 19.00) = 398.70 + 48.75 + 45.00 + 45.00 + 148.20 = 685.65 \text{ kN}$$

**Combinazione Sismica:**

$$258.00 + (2.5 * 6.00/2 * 5.00) + (2.0 * 6.00/2 * 5.00) + (2.0 * 0.3 * 6.00/2 * 5.00) + (5.00 * 3.00 * 0.40 * 19.00) = 258.00 + 37.50 + 30.00 + 9.00 + 114.00 = 448.50 \text{ kN}$$

Possiamo immediatamente osservare che nel passaggio dallo Stato Attuale allo Stato di Progetto, la parete sottostante al piano di intervento mostra una riduzione del carico applicato che in Combinazione Sismica passa da 448.50 kN a 434.96 kN (-3%): quanto basta per determinare una riduzione - seppur piccola - di resistenza assoluta, come mostrato in seguito.

La verifica di sicurezza della parete al piano 2 mostra i seguenti risultati.

**Analisi Statica**

[Forze:kN - Tensioni:N/mm<sup>2</sup>; sforzi normali e tensioni riferiti alla luce deformabile]

La tensione statica alla base calcolata per la Comb. Fondamentale (SLU)[(2.5.1) in §2.5.3] viene confrontata con  $f_d$  = tensione di progetto a compressione =  $f_m/FC/\gamma_M$  con FC definito per il materiale di ogni singola parete. La Comb. Fondamentale determina il risultato della verifica statica di resistenza a compressione.

Si riportano inoltre carichi e tensioni in sommità, mezzeria e base in Comb. Sismica [(2.5.5) in §2.5.3] confrontando le tensioni con il valore di  $0.85 \cdot f_d$  dove, per analisi statica non lineare:  $f_d = f_m/FC$ .

**STATO ATTUALE**

Comb. Fondamentale (per Analisi Statica)

| n. | N,somm | 1.3·Pp | N,base | σ,base | f <sub>m</sub> | γ <sub>M</sub> | FC    | f <sub>d</sub> =f <sub>m</sub> /FC/γ <sub>M</sub> |
|----|--------|--------|--------|--------|----------------|----------------|-------|---|
| 1) | 398.70 | 148.20 | 546.90 | 0.273  | 1.500          | 2.00           | 1.350 | 0.556   |

Comb. Sismica (per Analisi Statica Non Lineare)

| n. | N,somm | σ,somm | N,mezz | σ,mezz | N,base | σ,base | f <sub>m</sub> | FC    | f <sub>d</sub> =f <sub>m</sub> /FC | 0.85·f <sub>d</sub> |
|----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|----------------|-------|------------------------------------|---------------------|
| 1) | 258.00 | 0.129  | 315.00 | 0.157  | 372.00 | 0.186  | 1.500          | 1.350 | 1.111                              | 0.944               |

**STATO DI PROGETTO**

Comb. Fondamentale (per Analisi Statica)

| n. | N,somm | 1.3·Pp | N,base | σ,base | f <sub>m</sub> | γ <sub>M</sub> | FC    | f <sub>d</sub> =f <sub>m</sub> /FC/γ <sub>M</sub> |
|----|--------|--------|--------|--------|----------------|----------------|-------|---|
| 1) | 183.40 | 44.99  | 228.39 | 0.444  | 3.750          | 2.00           | 1.350 | 1.389   |
| 2) | 215.30 | 56.85  | 272.15 | 0.404  | 3.750          | 2.00           | 1.350 | 1.389   |

Comb. Sismica (per Analisi Statica Non Lineare)

| n. | N,somm | σ,somm | N,mezz | σ,mezz | N,base | σ,base | f <sub>m</sub> | FC    | f <sub>d</sub> =f <sub>m</sub> /FC | 0.85·f <sub>d</sub> |
|----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|----------------|-------|------------------------------------|---------------------|
| 1) | 126.78 | 0.246  | 140.03 | 0.272  | 153.29 | 0.298  | 3.750          | 1.350 | 2.778                              | 2.361               |
| 2) | 148.07 | 0.220  | 165.56 | 0.245  | 183.05 | 0.271  | 3.750          | 1.350 | 2.778                              | 2.361               |

C.Sic. per Analisi Statica allo Stato di Progetto:

- Comb. Fondamentale: **3.128**
- Comb. Sismica : **7.923**

La verifica di sicurezza statica è soddisfatta, dal momento che le tensioni di compressione risultano inferiori alla resistenza di progetto.

### Analisi Sismica

[Rigidezze: kN/mm - Forze: kN - Spostamenti: mm - Energia dissipata: J=N·m]

|            | Attuale | Progetto | Rapporto(C.Sic.) |                                   |
|------------|---------|----------|------------------|-----------------------------------|
| Rigid. K)  | 109.85  | 111.44   | <b>1.014</b>     | compreso fra -15% e + 15% (+1.4%) |
| Resist.F)  | 150.00  | 248.39   | <b>1.656</b>     | non peggioramento (+65.6%)        |
| Spost.SLV) | 11.25   | 11.25    | <b>1.000</b>     | non peggioramento (=)             |
| Spost.SLD) | 1.37    | 7.45     | <b>5.438</b>     | non peggioramento (> 100%)        |
| En.diss.)  | 1585.09 | 1849.76  | <b>1.167</b>     | (+16.7%)                          |

### VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti su:

- rigidezza
- resistenza
- capacità di spostamento per SLV
- capacità di spostamento per SLD

Più in dettaglio, i maschi murari presentano i seguenti comportamenti:

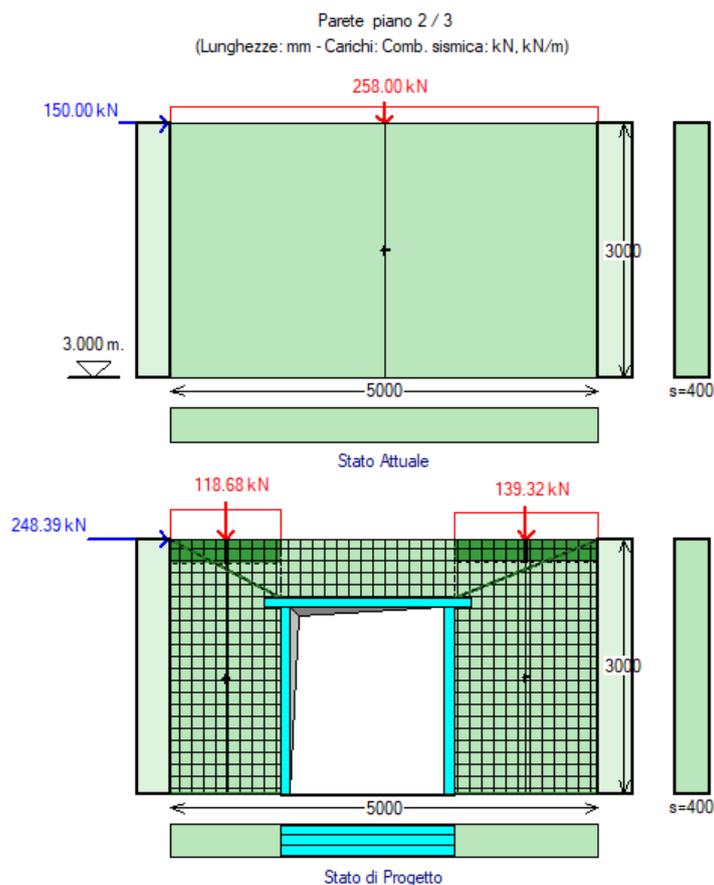


Fig. 4. Analisi della parete oggetto di intervento, posta al piano 2 di un paramento a 3 piani

**STATO ATTUALE****Maschio murario**

| n. | B<br>(mm) | Hcalc<br>(H/B) | K<br>(kN/mm) | Resistenza(kN)<br>Taglio diag.<br>irreg./reg. | Taglio<br>scorr. | Press.compl.<br>somm./base | Fasce          | F,ult.<br>(max) | Spont.(mm)<br>lim. - ult.<br>elast. |            |
|----|-----------|----------------|--------------|---|------------------|----------------------------|----------------|-----------------|-------------------------------------|------------|
| 1) | 5000      | 3000           | 0.60         | 109.85  | 150.00/ -        | -                          | 371.27/ 434.58 | -               | 150.00                              | 1.37 15.00 |

**STATO DI PROGETTO****Maschi murari**

| n. | B<br>(mm) | Hcalc<br>(H/B) | K<br>(kN/mm) | Resistenza(kN)<br>Taglio diag.<br>irreg./reg. | Taglio<br>scorr. | Press.compl.<br>somm./base | Fasce        | F,ult.<br>(max) | Spont.(mm)<br>lim. - ult.<br>elast. |            |
|----|-----------|----------------|--------------|---|------------------|----------------------------|--------------|-----------------|-------------------------------------|------------|
| 1) | 1286      | 2712           | 2.11         | 38.45   | 55.34/ -         | -                          | 53.84/ 58.68 | -               | 55.34                               | 1.50 15.00 |
| 2) | 1686      | 2730           | 1.62         | 64.77   | 69.71/ -         | -                          | 82.94/ 91.50 | -               | 69.71                               | 1.08 15.00 |

**Telaio di Cerchiatura**

| n. | B<br>(mm) | Hcalc<br>(mm) | K<br>(kN/mm) | F lim.<br>elast. (kN) | Spost.lim.<br>elast. (mm) | F ult.<br>(kN) | Spost.<br>ult. (mm) |
|----|-----------|---------------|--------------|-----------------------|---------------------------|----------------|---------------------|
| 1) | 2028      | 2200          | 8.22         | 145.88                | 17.74                     | 145.89         | 44.35               |

Il taglio per fessurazione diagonale governa il comportamento dei maschi murari sia allo Stato Attuale, sia allo Stato di Progetto. Nello Stato di Progetto, il maschio a sinistra dell'apertura mostra una limitata resistenza a pressoflessione, con formazione di una cerniera in sommità per una forza orizzontale minore della resistenza a taglio ( $53.84 < 55.34$  kN), tuttavia la sezione di base si plasticizza a pressoflessione per un valore più alto della resistenza a taglio ( $58.68 > 55.34$  kN), ed è quindi il taglio che determina il raggiungimento della resistenza massima e l'inizio del tratto orizzontale fino allo spostamento ultimo, pari allo 0.5% dell'altezza deformabile (con drift valutato sull'altezza di interpiano).

**Per quanto riguarda la parete sottostante**, la diminuzione del peso proprio della parete oggetto d'intervento, dovuto alla rimozione della muratura corrispondente alla nuova apertura e parzialmente compensato dall'incremento dovuto all'intonaco armato, determina un assetto di carico sui maschi murari diverso rispetto allo stato di fatto, con una riduzione che i calcoli, riportati in precedenza, hanno mostrato pari al 3%. I risultati dell'analisi sono riportati qui di seguito.

**Analisi Statica**

[Forze:kN - Tensioni:N/mm<sup>2</sup>; sforzi normali e tensioni riferiti alla luce deformabile]

**STATO ATTUALE**

Comb. Fondamentale (per Analisi Statica)

| n. | N,somm | 1.3·Pp | N,base | $\sigma$ ,base | fm    | $\gamma$ M | FC    | fd=fm/FC/ $\gamma$ M |
|----|--------|--------|--------|----------------|-------|------------|-------|----------------------|
| 1) | 253.69 | 45.05  | 298.74 | 0.533          | 1.500 | 2.00       | 1.350 | 0.556                |
| 2) | 431.96 | 83.58  | 515.54 | 0.477          | 1.500 | 2.00       | 1.350 | 0.556                |

Comb. Sismica (per Analisi Statica Non Lineare)

| n. | N,somm | $\sigma$ ,somm | N,mezz | $\sigma$ ,mezz | N,base | $\sigma$ ,base | fm    | FC    | fd=fm/FC | 0.85·fd |
|----|--------|----------------|--------|----------------|--------|----------------|-------|-------|----------|---------|
| 1) | 172.18 | 0.307          | 186.39 | 0.333          | 200.61 | 0.358          | 1.500 | 1.350 | 1.111    | 0.944   |
| 2) | 290.66 | 0.269          | 318.75 | 0.295          | 346.85 | 0.321          | 1.500 | 1.350 | 1.111    | 0.944   |

**STATO DI PROGETTO**

Comb. Fondamentale (per Analisi Statica)

| n. | N,somm | 1.3·Pp | N,base | $\sigma$ ,base | fm    | $\gamma$ M | FC    | fd=fm/FC/ $\gamma$ M |
|----|--------|--------|--------|----------------|-------|------------|-------|----------------------|
| 1) | 247.18 | 45.05  | 292.23 | 0.522          | 1.500 | 2.00       | 1.350 | 0.556                |
| 2) | 420.87 | 83.58  | 504.45 | 0.467          | 1.500 | 2.00       | 1.350 | 0.556                |

Comb. Sismica (per Analisi Statica Non Lineare)

| n. | N,somm | $\sigma$ ,somm | N,mezz | $\sigma$ ,mezz | N,base | $\sigma$ ,base | fm    | FC    | fd=fm/FC | 0.85·fd |
|----|--------|----------------|--------|----------------|--------|----------------|-------|-------|----------|---------|
| 1) | 167.17 | 0.299          | 181.38 | 0.324          | 195.60 | 0.349          | 1.500 | 1.350 | 1.111    | 0.944   |
| 2) | 282.13 | 0.261          | 310.22 | 0.287          | 338.32 | 0.313          | 1.500 | 1.350 | 1.111    | 0.944   |

C.Sic. per Analisi Statica allo Stato di Progetto:

- Comb. Fondamentale: **1.065**
- Comb. Sismica : **2.704**

La verifica di sicurezza statica è soddisfatta. Alla diminuzione dei carichi applicati allo Stato di Progetto, corrisponde una riduzione della tensione di compressione alla base dei maschi murari.

## Analisi Sismica

[Rigidezze: kN/mm - Forze: kN - Spostamenti: mm - Energia dissipata: J=N·m]

|            | Attuale | Progetto | Rapporto(C.Sic.) |                               |
|------------|---------|----------|------------------|-------------------------------|
| Rigid. K)  | 74.49   | 74.49    | <b>1.000</b>     | compreso fra -15% e + 15% (=) |
| Resist.F   | 144.13  | 142.37   |                  |                               |
| Psism.     | 497.97  | 484.44   |                  |                               |
| F/Psism.)  | 0.2894  | 0.2939   | <b>1.015</b>     | non peggioramento (+1.5%)     |
| Spost.SLV) | 10.02   | 10.02    | <b>1.000</b>     | non peggioramento (=)         |
| Spost.SLD) | 1.93    | 1.91     | <b>0.990</b>     | (-1.0%)                       |
| En.diss.)  | 1304.58 | 1290.27  | <b>0.989</b>     | (-1.1%)                       |

### VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti su:

- rigidezza
- resistenza
- capacità di spostamento per SLV

Si osservi la verifica sismica: **per la resistenza è stato valutato il coefficiente sismico, pari al rapporto fra forza massima e peso sismico, che risulta soddisfare la condizione di non peggioramento.**

Se invece, come per la parete del piano 2, anche per la parete del piano 1 si fosse scelta la verifica in base alla forza massima, si registrerebbe una diminuzione della capacità da 497.97 kN a 484.44 kN, con seppur lieve peggioramento:

Resist.F) 144.13 142.37 **0.988** peggioramento (-1.2%)

Per comprendere la causa di riduzione della capacità in termini di resistenza, si esaminano i risultati relativi ai singoli componenti.

### STATO ATTUALE

#### Maschi murari

| n. | B (mm) | Hcalc (H/B) | K (kN/mm) | Resistenza(kN) | Taglio diag. irreg./reg. | Taglio scorr. | Press.compl. somm./base | Fasce | F,ult. (max) | Spost.(mm) lim. - ult. elast. |
|----|--------|-------------|-----------|----------------|--------------------------|---------------|-------------------------|-------|--------------|-------------------------------|
| 1) | 1400   | 2672        | 1.91      | 18.88          | 38.95/ -                 | -             | 60.84/ 63.04            | -     | 38.95        | 2.06 13.36                    |
| 2) | 2700   | 2738        | 1.01      | 55.61          | 105.18/ -                | -             | 204.95/ 215.34          | -     | 105.18       | 1.89 13.69                    |

### STATO DI PROGETTO

#### Maschi murari

| n. | B (mm) | Hcalc (H/B) | K (kN/mm) | Resistenza(kN) | Taglio diag. irreg./reg. | Taglio scorr. | Press.compl. somm./base | Fasce | F,ult. (max) | Spost.(mm) lim. - ult. elast. |
|----|--------|-------------|-----------|----------------|--------------------------|---------------|-------------------------|-------|--------------|-------------------------------|
| 1) | 1400   | 2672        | 1.91      | 18.88          | 38.47/ -                 | -             | 59.90/ 62.24            | -     | 38.47        | 2.04 13.36                    |
| 2) | 2700   | 2738        | 1.01      | 55.61          | 103.90/ -                | -             | 201.26/ 212.11          | -     | 103.90       | 1.87 13.69                    |

La forza massima della parete è determinata dal taglio per fessurazione diagonale, sia allo Stato Attuale che allo Stato di Progetto, ma nel Progetto la resistenza diminuisce da 144.13 kN a 142.37 kN (circa -1.3%). Tenendo presente la formulazione della resistenza per fessurazione diagonale, dove la tensione di compressione compare sotto radice quadrata, alla riduzione del carico agente sulla parete, che passa da 448.50 kN a 434.96 (-3%) corrisponde una riduzione della resistenza stimata intorno a  $\sqrt{3}$ % (ovviamente il valore preciso calcolato con il software tiene conto della sezione di calcolo, a metà altezza, e del contributo distinto dei due maschi).

**La riduzione di resistenza è piccola ma sufficiente per invalidare la richiesta di non peggioramento allo Stato di Progetto:** in un caso del genere, la trascurabilità dell'effetto sul piano sottostante sarebbe

difficile da sostenere, in quanto la Normativa tecnica indica la condizione di non peggioramento senza fornire una tolleranza entro cui un minimo peggioramento può essere accettato. In altre parole, la piena liceità dell'intervento viene dimostrata da una inequivocabile condizione di non peggioramento.

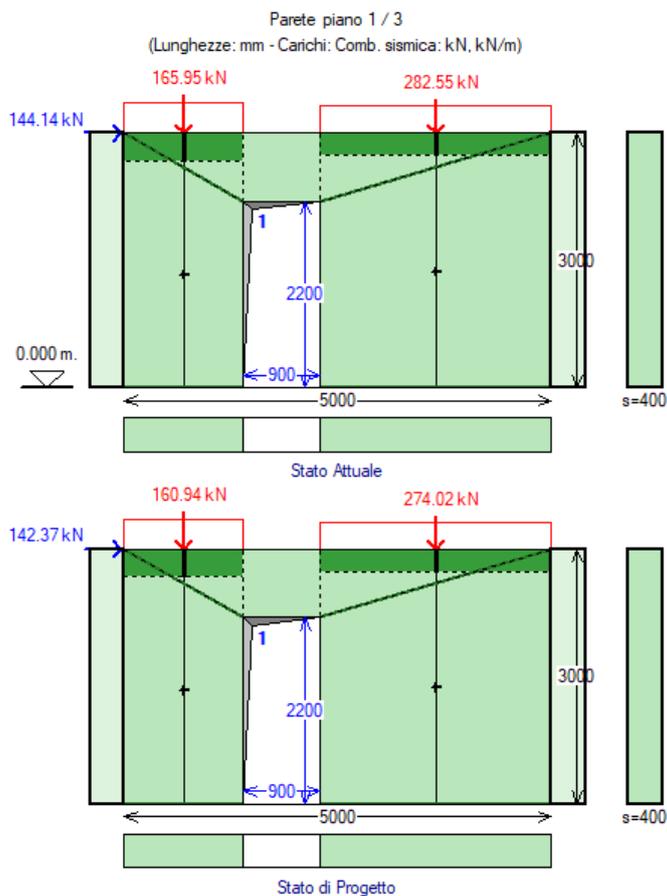


Fig. 5. Analisi della parete al piano 1, sottostante al piano di intervento

**Poiché il comportamento analizzato è di tipo sismico, il confronto di resistenza (ossia forza massima) in termini assoluti non è l'unica modalità con cui svolgere la verifica di sicurezza.**

**La diminuzione del carico comporta anche una riduzione della massa, ossia del peso sismico, ed è immediato rilevare che il coefficiente di sicurezza può esprimersi attraverso una formulazione alternativa al rapporto tra forza massima di progetto e forza massima attuale, e più esattamente si può valutare come rapporto fra il 'coefficiente sismico' di progetto e quello attuale, dove per 'coefficiente sismico' si intende il rapporto fra forza massima orizzontale sostenibile e peso sismico della parete.**

Relativamente al caso in esame, si riporta in dettaglio il calcolo del peso sismico corrispondente a circa metà altezza della parete (assunto pari a metà del peso proprio della parete) e del coefficiente sismico.

#### Stato Attuale

Peso proprio parete (kN) = 98.95  
 Carico applicato (kN) = 448.50  
 Massa sismica valutata su metà altezza della parete,  
 da cui: Peso sismico P (kN) = 497.98  
 Coefficiente sismico =  $144.13 / 497.97 = 0.2894$

#### Stato di Progetto

Peso proprio parete (kN) = 98.95  
 Carico applicato (kN) = 434.96

Massa sismica valutata su metà altezza della parete,  
da cui: Peso sismico P (kN) = 484.44  
Coefficiente sismico =  $142.37 / 484.44 = 0.2939$

⇒ Rapporto tra coefficienti sismici:  $0.2939 / 0.2894 = 1.015$  (non peggioramento: +1.5%)

**Si può ritenere che il progetto di intervento locale non alteri la sicurezza della parete sottostante a quella d'intervento qualora il coefficiente di sicurezza soddisfi la condizione di non peggioramento. La condizione sul confronto tra forze massime assolute è quella normalmente utilizzata per la verifica delle pareti oggetto di intervento, in quanto è in generale più cautelativa rispetto alla verifica in termini di coefficienti sismici, e nella parete direttamente oggetto di modifiche strutturali è opportuno garantire maggiori margini di sicurezza** (in ogni caso, è sempre consigliabile controllare che la verifica sia soddisfatta anche utilizzando i coefficienti sismici).

**Per la parete sottostante al piano di intervento, non direttamente interessata dall'intervento, può essere considerato sufficiente dimostrare la condizione di 'non peggioramento' attraverso la verifica di resistenza in termini di coefficienti sismici, anche qualora la forza massima allo stato di progetto sia un poco diminuita rispetto allo stato di fatto:** è questo l'approccio proposto per la parete sottostante a quella d'intervento.

Ovviamente, se anche la verifica in termini di coefficienti sismici mostra un peggioramento, occorre modificare il progetto fino a garantire una verifica soddisfatta anche per le strutture murarie sottostanti a quella d'intervento.

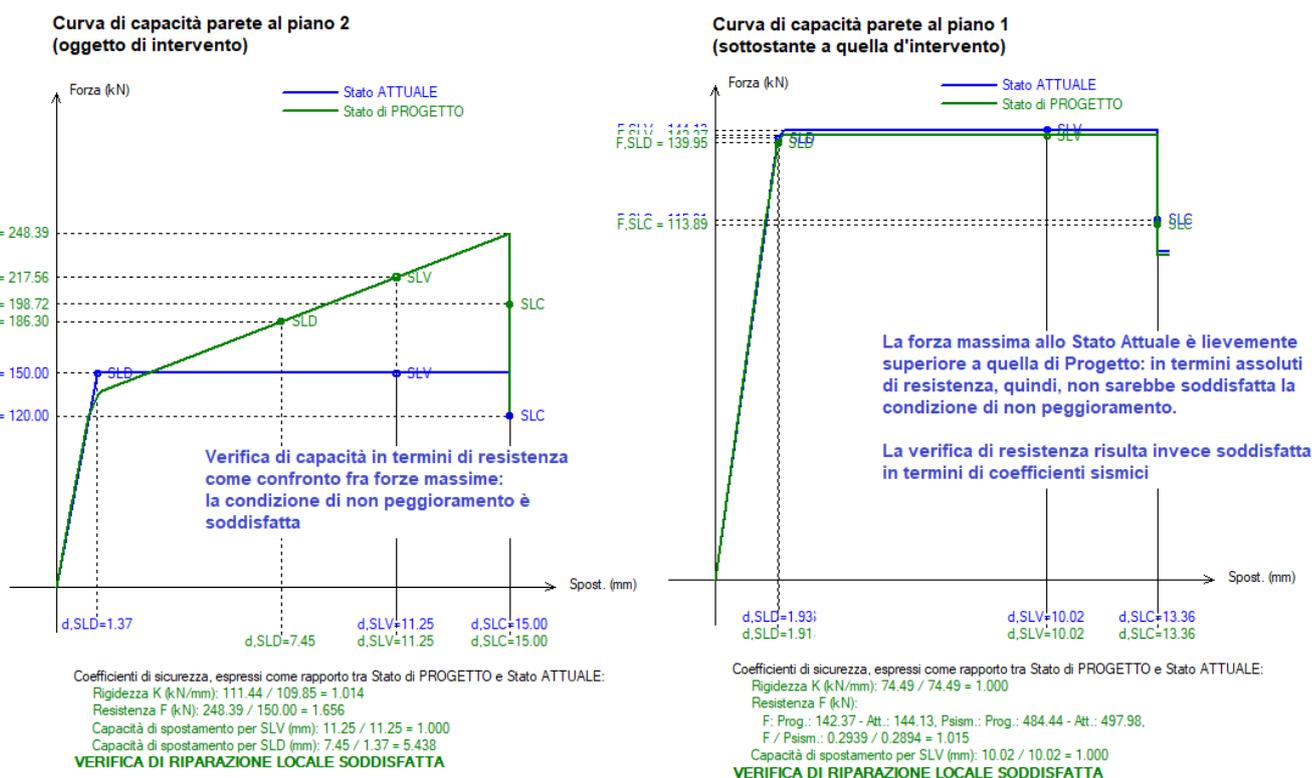


Fig. 6. Curve di capacità per le due pareti: al piano 2 (sede di intervento) e al piano 1 (sottostante)

Un'osservazione importante riguarda il caso, non raro nelle vecchie costruzioni, di **una parete muraria impostata 'in falso' su un'arcata sottostante.**

Generalmente tali archi risultano ben dimensionati per sostenere i carichi trasmessi dalla parete soprastante, ma **l'eventuale intervento di realizzazione di una nuova apertura nella parete sovrastante, comporta una riduzione di carico applicato ed un suo cambiamento di schema** (il carico, inizialmente distribuito, va a concentrarsi nelle zone a lato dell'apertura). **Per conseguenza, l'arco può tendere ad instabilizzarsi**

**non solo dal punto di vista sismico, ma anche da quello statico.** Si tratta di una situazione progettuale che deve essere analizzata con molta attenzione, in quanto la stabilità delle strutture voltate è garantita da una curva delle pressioni interna alla geometria dell'arco: la riduzione e la concentrazione del carico applicato determinano lo spostamento della curva delle pressioni, con eventuale formazione di 'cerniere' (lesioni) che, nei casi più sfavorevoli, possono generare un meccanismo di collasso.

## CONCLUSIONI

La realizzazione di una nuova apertura, con eventuale posizionamento di telaio di cerchiatura e/o interventi di rinforzo dei maschi, ad esempio tramite intonaco armato, viene dimensionata sottoponendo la parete oggetto di intervento a verifiche di sicurezza consistenti nel confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto di rigidezza, resistenza e capacità di spostamento.

Le disposizioni normative richiedono che **la valutazione della sicurezza comprenda tutte le strutture dell'edificio coinvolte in modo non trascurabile dall'intervento**: ad esempio, **la parete sottostante a quella d'intervento** (nell'ipotesi che in essa non sia prevista alcuna variazione rispetto allo stato di fatto) **non deve subire riduzioni di sicurezza**, ossia una modifica in senso negativo (peggioramento) del suo comportamento statico e sismico.

In questo lavoro è stato analizzato il comportamento statico e sismico della parete sottostante al piano d'intervento di realizzazione di una nuova apertura.

**In generale, per la parete sottostante valgono le seguenti considerazioni.**

1) La rimozione della muratura corrispondente alla nuova apertura **riduce il carico sulla parete sottostante.**

Tale riduzione può essere in parte compensata dal peso del telaio di cerchiatura e/o dal peso del nuovo intonaco armato; tuttavia, in generale il carico si riduce e si dispone diversamente: il carico diffuso tende a migrare ai due lati dell'apertura, in corrispondenza dei maschi adiacenti al telaio. Alla riduzione del carico corrisponde ovviamente una **riduzione della massa sismica.**

2) In **analisi statica**, la diminuzione del carico in sommità determina allo stato di progetto una **minore tensione di compressione** e quindi un miglioramento dei coefficienti di sicurezza statici.

3) Per quanto riguarda il **comportamento sismico: la rigidezza dei maschi murari non dipende dalla modifica del carico soprastante la parete**, e pertanto presenta gli stessi valori per lo Stato Attuale e lo Stato di Progetto; la verifica di sicurezza in termini di rigidezza risulta soddisfatta.

4) La **capacità di spostamento** (spostamento ultimo allo stato limite di collasso), pari - secondo le indicazioni normative - a  $0.5\%H$  in caso di crisi per taglio (per fessurazione diagonale o per scorrimento) e  $1.0\%H$  in caso di crisi per pressoflessione, **può variare a causa del cambiamento della tensione verticale nei maschi.**

La diminuzione dei carichi influisce sia sulla resistenza a taglio (che diminuisce) sia su quella a pressoflessione (che può diminuire o aumentare a seconda del grado di sollecitazione). Se il carico applicato sulla parete diminuisce poco, è probabile che la modalità di crisi non cambi (es.: a taglio, sia allo stato di fatto sia allo stato dopo l'intervento soprastante): in tal caso non si ha alcuna variazione sullo spostamento ultimo e la verifica di sicurezza in termini di capacità di spostamento risulta soddisfatta.

5) La **resistenza della parete (forza massima** sostenibile) risente della diminuzione del carico dovuta all'intervento soprastante, e diminuisce sicuramente in caso di crisi per taglio e frequentemente (per sforzi normali non elevati) in caso di crisi per pressoflessione. **Dal punto di vista del confronto della forza massima, pertanto, la verifica di sicurezza della parete sottostante al piano di intervento non risulterebbe soddisfatta.**

Il confronto di resistenza (ossia forza massima) in termini assoluti non è l'unica modalità con cui svolgere la verifica di sicurezza sismica. La diminuzione del carico, come già osservato, comporta anche una riduzione della massa, ed **il coefficiente di sicurezza può esprimersi, attraverso una formulazione alternativa, come rapporto fra il 'coefficiente sismico' di progetto e quello attuale**, essendo il 'coefficiente sismico' dato dal rapporto fra forza massima orizzontale sostenibile e peso sismico della parete. **Ai fini della sicurezza sismica, può essere considerata sufficiente una verifica di resistenza soddisfatta in termini di coefficiente sismico.**

La condizione sul confronto tra forze massime assolute viene normalmente utilizzata per la verifica delle pareti oggetto di intervento, in quanto è in generale più cautelativa rispetto alla verifica in termini di coefficienti sismici. Mentre nella parete direttamente oggetto di modifiche strutturali è opportuno garantire maggiori margini di sicurezza, invece **per la parete sottostante al piano di intervento, non direttamente interessata dall'intervento, può essere considerato sufficiente dimostrare la condizione di 'non peggioramento' attraverso la verifica di resistenza in termini di coefficienti sismici**, anche qualora la forza massima allo stato di progetto sia un poco diminuita rispetto allo stato di fatto. L'esempio mostrato nel presente lavoro illustra un caso di questo tipo, con riferimento ad un paramento in muratura di pietrame.

E' fondamentale tenere presente che **se anche la verifica in termini di coefficienti sismici mostra un peggioramento, occorre modificare il progetto** fino a garantire una verifica soddisfatta anche per le strutture murarie sottostanti a quella d'intervento.

**In ogni caso, la verifica di resistenza in termini di coefficiente sismico deve essere sempre soddisfatta sia per la parete oggetto di intervento sia per la parete sottostante.**

## **BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO**

[1] Regione Toscana, Comitato Tecnico Scientifico in materia di rischio sismico (art. 3bis L.R. 58/2009 e Decreto del Presidente della Giunta regionale n. 83 del 22/5/2022): "Orientamenti interpretativi in merito alla classificazione degli interventi sugli edifici esistenti".

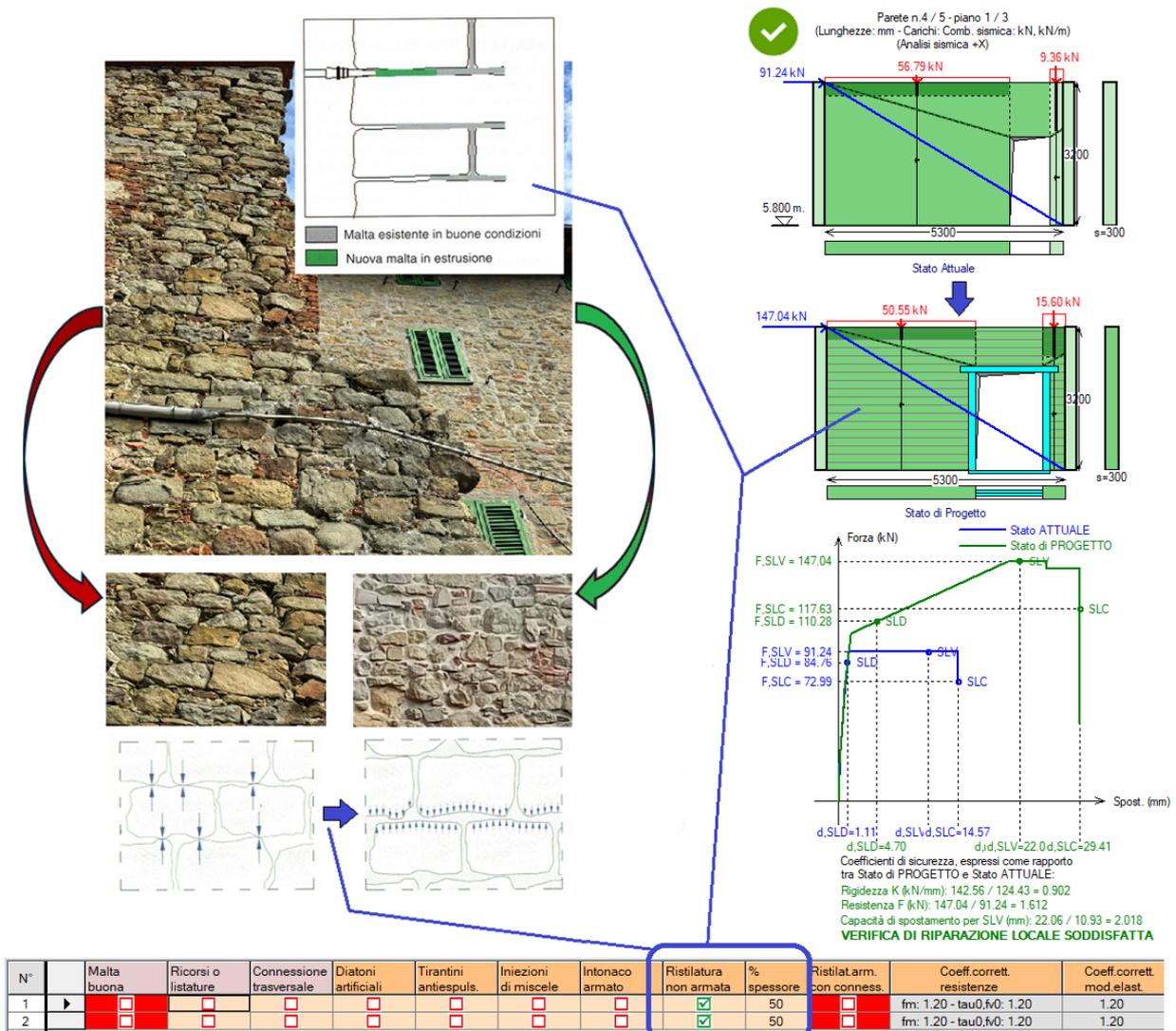
[2] Aedes.ACM, Aedes Software, versione 2023.

## INTERVENTI LOCALI SU MURATURE SCADENTI: DISGREGAZIONE, RISTILATURA DEI GIUNTI

Autore: Francesco Pugi, Ricerca e Sviluppo di AEDES Software

Articolo pubblicato su Ingegno (19.11.2024)

- In un intervento locale su una parete muraria per la **realizzazione di una nuova apertura o la modifica di una esistente, l'inserimento di un telaio di cerchiatura**, con collegamento alla muratura esistente, **richiede muratura, e quindi malta, di buona qualità**, altrimenti all'interfaccia telaio-muro si innescano disgregazioni. **Una malta scadente può essere rigenerata con un intervento di ristilatura profonda dei giunti**, eventualmente armata.
- La ristilatura profonda dei giunti determina **incrementi di resistenza e di rigidezza che dipendono dallo spessore della muratura e dalla profondità di scarnitura**. Nelle NTC18 la **ristilatura non armata** non compare fra i tipi di consolidamento che migliorano i parametri meccanici tramite coefficienti correttivi. Nel presente lavoro si propone un **metodo coerente con le Normativa** per definire **coefficienti correttivi per la ristilatura non armata**.
- **Se nello stato di fatto la malta scadente si accompagna all'assenza di ricorsi e di connessioni trasversali**, sotto azioni sismiche la parete può essere soggetta a **disgregazione, crisi di tipo fragile**. La necessaria riqualificazione della muratura le conferisce una **duttilità originariamente assente**: il confronto fra Stato di Progetto e Stato Attuale in termini di capacità di spostamento dovrà ritenersi automaticamente soddisfatto.



## **INDICE**

- [1. Intervento locale con telaio di cerchiatura su muratura scadente](#)
  - [2. Modifica di un'apertura in una parete in muratura di scarsa qualità](#)
  - [3. Ipotesi \(A\): muratura scadente ma non soggetta a disgregazione](#)
  - [4. Ristilatura dei giunti non armata: modellazione dell'intervento](#)
  - [5. Ipotesi \(A\): stati di progetto con rigenerazione della malta e rinforzi in acciaio](#)
  - [6. Disgregazione della muratura: formulazione del modello di calcolo](#)
  - [7. Ipotesi \(B\): muratura scadente soggetta a possibile disgregazione](#)
  - [8. Ipotesi \(B\): stati di progetto con rigenerazione della malta e rinforzi in acciaio](#)
- [Conclusioni](#)

[Ringraziamenti](#)

[Bibliografia di riferimento](#)

## 1. INTERVENTO LOCALE CON TELAIO DI CERCHIATURA SU MURATURA SCADENTE

Come noto, gli interventi locali sulle pareti in muratura, fra i quali quelli che prevedono la modifica di aperture esistenti o la realizzazione di nuove aperture con posizionamento di telai di cerchiatura, vengono dimensionati attraverso verifiche di confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto riguardanti rigidità, resistenza e capacità di spostamento. Risulta così soddisfatto il controllo sulla sicurezza statica e sismica della parete oggetto di intervento.

Le verifiche di sicurezza sono determinate dalle caratteristiche meccaniche della muratura allo stato di fatto, e dalle modifiche strutturali previste dal progetto. **L'inserimento di un telaio di cerchiatura**, con collegamento alla muratura esistente, **richiede muratura, e quindi malta, di buona qualità, altrimenti all'interfaccia telaio-muro si innescano disgregazioni**. Pertanto, un intervento locale che, a causa di modifiche sulle aperture, richieda un telaio di cerchiatura deve prevedere necessariamente la rigenerazione della malta. **Una malta scadente può essere rigenerata con un intervento di ristilatura profonda dei giunti**, eventualmente armata.

La ristilatura profonda dei giunti determina un **incremento di resistenza che dipende dallo spessore della muratura e dalla profondità di scarnitura**. La Normativa cita la **ristilatura dei giunti nell'ambito degli interventi di consolidamento**:

C8.7.4.1 Criteri per gli interventi di consolidamento degli edifici in muratura

4. Incremento della capacità delle pareti

"(...) L'intervento di ristilatura dei giunti, se effettuato su entrambe le superfici esterne, può migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura incrementandone, di fatto, l'area resistente. Particolare cura deve essere rivolta alla scelta della malta da utilizzare in relazione a quella esistente. L'eventuale inserimento nei giunti "ristilati" di piccole barre, trefoli o piattine metalliche o di altri materiali resistenti a trazione, specie se ancorati alla muratura attraverso connessioni trasversali dei paramenti ed organizzati come sistema continuo nelle tre direzioni, può migliorare ulteriormente l'efficacia dell'intervento. (...)"

La ristilatura non armata è quindi presente nel testo normativo, ma non viene esplicitamente inclusa negli Interventi di consolidamento che migliorano i parametri meccanici tramite coefficienti correttivi (cfr. Tab. C8.5.II). Nel presente lavoro **si propone un metodo coerente con la Normativa al fine di individuare idonei coefficienti correttivi per l'intervento di ristilatura non armata**.

Lo studio dell'intervento su una parete caratterizzata da malta scadente, per la quale è prevista la riqualificazione della muratura attraverso la ristilatura profonda dei giunti, richiede inoltre un approfondimento qualora allo stato di fatto **la malta scadente si accompagni all'assenza di ricorsi e di connessioni trasversali**: in tal caso, sotto un'accelerazione sismica rilevante la parete è soggetta a **disgregazione, una crisi di tipo fragile** particolarmente temibile che precede l'attivazione dei cinematicismi per corpi rigidi e lo sviluppo delle capacità di resistenza e di deformazione.

In tal caso, venendo a mancare le risorse di duttilità, **il modello elasto-plastico degrada in elasto-fragile**: l'annullamento del tratto plastico consente il rispetto della Normativa, che in §C8.7.1 indica l'opportunità di "riconoscere e analizzare, per quanto possibile, tutte le criticità locali (anche quelle difficilmente quantificabili) che possano determinare situazioni di fragilità e rotture rovinose in occasione di scuotimenti". **La necessaria riqualificazione della muratura conferirà alla parete una duttilità originariamente assente**: l'evoluzione del comportamento da fragile a duttile influisce sul confronto fra Stato di Progetto e Stato Attuale ed è opportuno indagare sulle conseguenti verifiche di sicurezza.

A titolo di esempio, verrà considerata una parete in muratura di pietrame sbizzato con malta scadente, avente allo stato di fatto un'apertura in una posizione prossima all'intersezione con la parete ortogonale.

L'intervento di progetto prevede lo spostamento dell'apertura verso la zona centrale, aumentandone larghezza e altezza; l'obiettivo è inquadrare l'ambito dell'intervento come locale, secondo i requisiti di sicurezza richiesti dalla Normativa, prevedendo per la muratura un intervento di rigenerazione della malta con ristilatura profonda dei giunti.

L'esempio verrà illustrato sotto due distinte ipotesi relative allo Stato Attuale:

- ipotesi (A): anzitutto, si considera una qualità muraria sufficiente per impedire il fenomeno della disgregazione, grazie alla presenza di ricorsi e di connessione trasversale;
- ipotesi (B): successivamente, si analizza la medesima parete ipotizzando che la malta scadente si accompagni all'assenza di ricorsi e di connessione trasversale: questa tipologia, in dipendenza dall'entità dell'accelerazione sismica, risulta soggetta a possibile disgregazione.

## 2. MODIFICA DI UN'APERTURA IN UNA PARETE IN MURATURA DI SCARSA QUALITÀ

In una parete in muratura di pietrame a conci sbozzati di scarsa qualità, con malta scadente, è previsto un intervento di modifica di un'apertura. Allo Stato Attuale, l'apertura è posta in una posizione prossima all'intersezione con la parete ortogonale ed ha dimensioni: larghezza 90 cm, altezza 200 cm. La parete ha altezza di interpiano pari a 3.20 m, e spessore 30 cm. ed è sottoposta ai carichi statici mostrati in figura (con riferimento alla combinazione fondamentale SLU). La parete è interna, si trova al terzo e ultimo piano di un edificio avente altezza  $H=9.00$  m. ed ha quota di base 5.80 m. L'edificio si suppone ubicato nel comune di San Miniato (PI), e la PGA corrispondente a SLV è pari a:  $ag \cdot S = 0.126 \cdot 1.200 = 0.151$  g.

Allo Stato di Progetto, si prevedono le seguenti modifiche:

- la mazzetta attualmente di dimensione 30 cm. viene portata a 50 cm.
- il vano dell'apertura diviene più grande: la larghezza diventa 150 cm. e l'altezza 220 cm.

In Fig. 1 è rappresentata la parete oggetto di intervento (i carichi si riferiscono alla combinazione SLU per analisi statica).

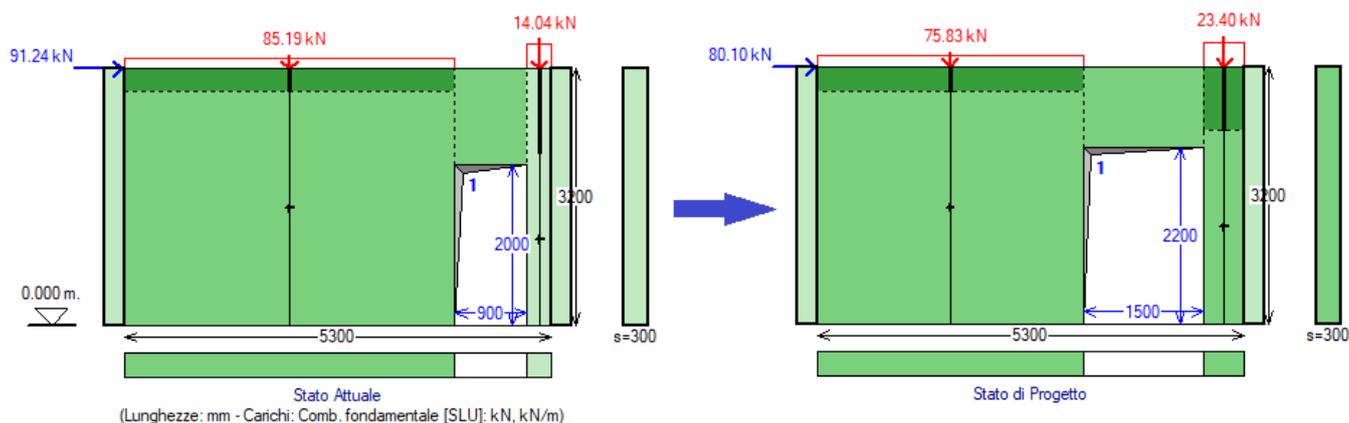


Fig. 1. Parete oggetto di intervento

A priori, si può immediatamente affermare che il progetto richiederà un consolidamento della muratura; inoltre, potrebbe essere necessario realizzare un telaio di cerchiatura a delimitazione della nuova apertura.

**Dal punto di vista strutturale, la scarsa qualità muraria visivamente riscontrata deve essere analizzata con attenzione in modo da poter inquadrare le effettive capacità meccaniche dell'elemento strutturale.**

In un caso di questo tipo non appare appropriato adottare direttamente i parametri meccanici proposti

nella tabella normativa (Tab. C8.5.l) per la muratura a conci sbozzati, classe tipologica a cui la parete appartiene: occorre indagare sull'effettivo grado di rappresentatività della classificazione proposta, e a questo scopo la Normativa stessa indica in §C8.5.3.1 che è possibile avvalersi di metodi che, utilizzando la lettura visiva dei paramenti e della sezione, consentono di ottenere stime dei parametri meccanici attraverso indicatori di qualità muraria, purché elaborati con procedure di comprovata attendibilità.

Il metodo dell'Indice di Qualità Muraria (IQM) per la valutazione della qualità meccanica delle Murature, messo a punto da Antonio Borri e Alessandro De Maria [1] [2] [3], si basa su un esame visivo dei paramenti e della sezione di un pannello murario, con lo scopo di verificare il grado di rispetto delle regole dell'arte muraria.

Sulla base di tali verifiche si perviene ad un indice numerico che appare ben correlato sia con i parametri meccanici più significativi della muratura in esame, sia con le risposte strutturali attese. IQM consente inoltre una valutazione della maggiore o minore propensione alla disgregazione delle murature soggette alle azioni sismiche, un aspetto determinante nel caso di murature storiche dove si rileva una qualità mediocre con una scarsa consistenza della malta.

La parete in esame è stata quindi analizzata con i criteri del metodo IQM, classificando i parametri richiesti:

- P.D.** = ingranamento trasversale / presenza dei diatoni;
- MA.** = qualità della malta / efficace contatto fra elementi / zeppe;
- F.EL.** = forma degli elementi resistenti;
- S.G.** = sfalsamento dei giunti verticali / ingranamento nel piano della parete;
- RE.EL.** = resistenza degli elementi.
- OR.** = orizzontalità dei filari;
- D.EL.** = dimensione degli elementi resistenti.

Basandosi sull'osservazione dei paramenti e della sezione muraria si valuta il rispetto o meno delle regole dell'arte. I possibili giudizi per ciascun parametro sono:

- R.** = rispettato;
- P.R.** = parzialmente rispettato;
- N.R.** = non rispettato.

### **3. IPOTESI (A): MURATURA SCADENTE MA NON SOGGETTA A DISGREGAZIONE**

Nell'ipotesi (A) la malta risulta scadente ma nella parete sono presenti alcuni filari orizzontali e diatoni in grado di assicurare una connessione trasversale fra i due paramenti murari (coincidenti con le facce della parete).

La scheda di analisi della parete con l'app IQMindex [4] ha prodotto i risultati di seguito riportati (in fig.2 si riporta un caso analogo, per una muratura di blocchi di pietra sbozzata, ciottoli e pietrame a doppio paramento).

Muratura di blocchi di pietra sbazzata, ciottoli e pietrame a doppio paramento

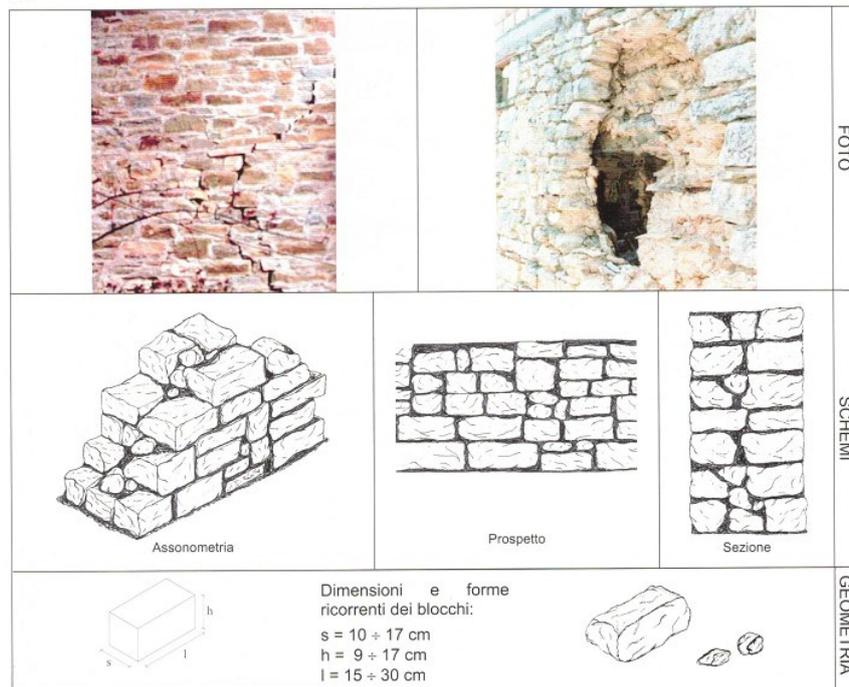


Fig. 2. Esempio di scheda per la valutazione dell'Indice di Qualità Muraria (da [1])

Dimensioni ricorrenti degli elementi: altezza 10÷17 cm, lunghezza 9÷17, profondità 15÷30 cm

Parametri della regola dell'arte:

**P.D.**=R, **MA.**=NR, **F.EL.**=PR, **S.G.**=NR, **RE.EL.**=R, **OR.**=R, **D.EL.**=PR

con applicazione del correttivo per malta di pessima qualità.

Risultati per i punteggi di IQM: Azioni Verticali: 3.5, Azioni Fuori Piano: 4.55, Azioni Nel Piano: 3.15

**IQM fuori piano risulta > 4.** Secondo la formulazione del metodo IQM, **la muratura in esame non è soggetta a disgregazione**<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Nel metodo IQM, come specificato dagli Autori [3], quando si afferma che "una muratura si può disgregare se il suo IQM è inferiore ad un certo valore", si intende dire solo che, basandosi sulle osservazioni fatte in occasione dei sismi precedenti, tipologie murarie che avevano quelle determinate caratteristiche hanno presentato il fenomeno della disgregazione con notevole frequenza, ed è quindi logico attendersi un comportamento simile per sismi di analoghe caratteristiche. Tenendo come riferimento le macrocategorie delle tipologie murarie contemplate nella normativa italiana, sulla base delle esperienze condotte nei rilevamenti post sismici dei vari terremoti italiani, gli Autori hanno individuato, per gli edifici ordinari posti in zone con pericolosità sismica medio-alta, il valore di IQM fuori piano = 4 come valore di soglia. Valori di IQM fuori piano eguali od inferiori a 4 dovrebbero richiamare l'attenzione nei confronti di possibili fenomeni disgregativi da parte di chi effettua una valutazione di sicurezza o si accinge ad intervenire su un edificio in zona sismica.

Risultati per i parametri meccanici:

| (N/mm <sup>2</sup> ) | min          | med         | max   |
|----------------------|--------------|-------------|-------|
| f <sub>m</sub>       | <b>2.07</b>  | 2.73        | 3.38  |
| τ <sub>0</sub>       | <b>0.039</b> | 0.052       | 0.064 |
| E                    | 1047         | <b>1268</b> | 1488  |
| G                    | 333          | <b>401</b>  | 469   |

In grassetto sono riportati i valori da utilizzare per la modellazione strutturale dello Stato Attuale della parete, ossia i valori minimi per le resistenze e medi per i moduli elastici, in corrispondenza del livello di conoscenza LC1 (come richiesto dalla Normativa in §C8.5.4).

**Per quanto riguarda lo Stato di Progetto, gli interventi di consolidamento dovranno prevedere una rigenerazione della malta che la porti dall'iniziale pessima qualità a condizioni buone.** Poiché i coefficienti correttivi sono applicati alle condizioni 'standard' (malta di modeste caratteristiche, cfr. §C8.5.3.1), occorre valutare le proprietà della muratura senza il correttivo per malta di pessima qualità. La scheda IQM elaborata per la muratura già esaminata ma senza correttivo per malta di pessima qualità conduce ai valori degli indici ed i parametri meccanici qui di seguito riportati.

Risultati per i punteggi di IQM: Azioni Verticali: 5, Azioni Fuori Piano: 6.5, Azioni Nel Piano: 4.5 tutti ovviamente maggiori rispetto al caso di malta pessima. I parametri meccanici, da considerare alla base dello Stato di Progetto, sono i seguenti:

| (N/mm <sup>2</sup> ) | min          | med         | max   |
|----------------------|--------------|-------------|-------|
| f <sub>m</sub>       | <b>2.78</b>  | 3.60        | 4.40  |
| τ <sub>0</sub>       | <b>0.051</b> | 0.069       | 0.085 |
| E                    | 1322         | <b>1597</b> | 1871  |
| G                    | 404          | <b>487</b>  | 569   |

La parete muraria viene analizzata con il software Aedes.ACM [5], nel quale è possibile inserire parametri meccanici personalizzati diversificati fra Stato Attuale e Stato di Progetto.

Si osservi che, avendo valutato i parametri mediante IQM, non risulta necessario utilizzare nel software opzioni riguardanti lo Stato di Fatto, che secondo la Tab. C8.5.11 regolano la presenza o meno di malta buona, ricorsi o listature, connessione trasversale: le caratteristiche specifiche della parete esaminata sono state già considerate nel calcolo di IQM e dei parametri meccanici corrispondenti.

La parete verrà analizzata con diversi Stati di Progetto che prevedono la rigenerazione della malta tramite ristilatura non armata e il posizionamento di elementi di rinforzo in acciaio (sola architrave o telaio di cerchiatura). Essendo prevista la ristilatura dei giunti non armata, prima di procedere con le verifiche di confronto fra gli Stati di Progetto e lo Stato Attuale è anzitutto necessario individuare la modalità con cui è possibile rappresentare questo tipo di intervento di consolidamento nel modello di calcolo.

#### **4. RISTILATURA DEI GIUNTI NON ARMATA: MODELLAZIONE DELL'INTERVENTO**

Come osservato in precedenza, la Normativa tratta esplicitamente la ristilatura dei giunti nell'ambito degli interventi di consolidamento (§C8.7.4.1), considerando anche un eventuale inserimento di armature quali piccole barre o altri materiali resistenti a trazione.

**La ristilatura non armata è quindi contemplata fra gli interventi di consolidamento, tuttavia per questo intervento non c'è una corrispondenza diretta nella tabella dei coefficienti correttivi (Tab. C8.5.II) proposta dalla Normativa per la valutazione dell'incremento dei parametri meccanici a seguito dei vari tipi di consolidamento. E' pertanto indispensabile definire un metodo per valutare gli effetti dell'intervento tramite ristilatura non armata, metodo che ovviamente deve essere coerente con le indicazioni normative.**

Come evidenziato in fig. 3, la tabella citata propone un coefficiente correttivo specifico per la malta buona, nel gruppo di valutazione dello Stato di fatto (fig. 3).

| Tipologia di muratura   | Stato di fatto |                     |                         | Interventi di consolidamento     |                     |   |                                  |
|---|----------------|---------------------|-------------------------|----------------------------------|---------------------|---|----------------------------------|
|   | Malta buona    | Ricorsi o listature | Connessione trasversale | Iniezione di miscele leganti (*) | Intonacoarmato (**) | Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**) | Massimo coefficiente complessivo |
| Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)        | 1,5            | 1,3                 | 1,5                     | 2                                | 2,5                 | 1,6   | 3,5                              |
| Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo                  | 1,4            | 1,2                 | 1,5                     | 1,7                              | 2,0                 | 1,5   | 3,0                              |
| Muratura in pietre a spacco con buona tessitura                                   | 1,3            | 1,1                 | 1,3                     | 1,5                              | 1,5                 | 1,4   | 2,4                              |
| Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)                    | 1,5            | 1,2                 | 1,3                     | 1,4                              | 1,7                 | 1,1   | 2,0                              |
| Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)              | 1,6            | -                   | 1,2                     | 1,2                              | 1,5                 | 1,2   | 1,8                              |
| Muratura a blocchi lapidei squadriati   | 1,2            | -                   | 1,2                     | 1,2                              | 1,2                 | -   | 1,4                              |
| Muratura in mattoni pieni e malta di calce  | (***)          | -                   | 1,3 (****)              | 1,2                              | 1,5                 | 1,2   | 1,8                              |
| Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es: doppio UNI foratura ≤40%) | 1,2            | -                   | -                       | -                                | 1,3                 | -   | 1,3                              |

Fig. 3. Coefficienti correttivi per lo stato di fatto e per gli interventi di consolidamento

La Normativa specifica, inoltre, che "i valori indicati in tabella per i vari tipi di consolidamento delle murature devono essere considerati essenzialmente un riferimento, in assenza di specifiche valutazioni sui valori da adottare per il caso in esame; nel caso di tecniche diverse da quelle indicate nella tabella, i valori riportati costituiscono un utile riferimento".

Pertanto, tali valori costituiscono un riferimento anche per la ristilatura dei giunti non armata.

La qualifica di 'malta buona' fa riferimento a una malta avente migliori caratteristiche rispetto a quella cui si riferisce la tabella C8.5.I che fornisce i parametri meccanici di riferimento, ed il coefficiente correttivo corrispondente si applica sia alle resistenze sia ai moduli elastici.

Per quanto riguarda le caratteristiche dell'intervento di scarnitura e ristilatura profonda dei giunti, si può osservare (fig. 4, tratta da [1]) che esso in generale non prevede la totale sostituzione della malta (anche se l'intervento è applicabile, quando possibile, sui due lati del paramento).



Fig. 1 - Muratura in pietraforte fortemente degradata per erosione e decoesione dei giunti di malta. Il degrado avanzato delle malte può provocare il distacco dei blocchi lapidei con instabilizzazione e caduta degli stessi.

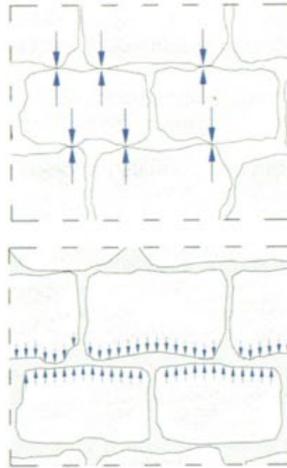


Fig. 2 - In mancanza di malta, il contatto tra i conci è di tipo puntuale e le forze che vengono scambiate assumono valori anche molto elevati. La presenza della malta interposta tra i conci, al contrario, consente di realizzare un appoggio continuo contribuendo così a ripartire le forze di contatto.

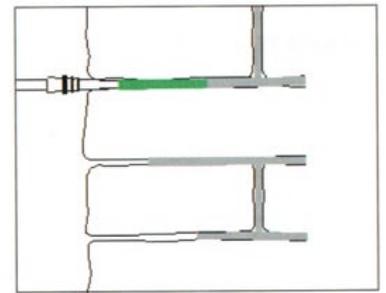


Fig. 4 - Schema di intervento  
 ■ Malta esistente in buone condizioni  
 ■ Nuova malta in estrusione

Fig. 4 - Schema di intervento

Fig. 4. Intervento di scarnitura e ristilatura profonda dei giunti

**Poiché la nuova malta interessa una porzione dello spessore più o meno profonda, l'entità del miglioramento rispetto allo stato di fatto è in stretta correlazione con la porzione di giunto interessata dall'intervento.**

Avendo quindi la disponibilità di un coefficiente correttivo relativo alla 'malta buona', è immediato commisurare l'efficacia dell'intervento di ristilatura dei giunti alla percentuale di giunto risanato.

Ad esempio, per la muratura a conci sbozzati il coefficiente correttivo per malta buona è pari a 1.4.

Il 40% di miglioramento è quindi riferito ad un intervento su tutto lo spessore. Se la parte di giunto interessata dalla ristilatura è pari ad esempio a  $(1/2)=50\%$  dello spessore, il coefficiente correttivo che può essere adottato è dato da:  $1.0 + (0.4 \cdot 1/2) = 1.2$ .

Pertanto, posto:  $c_{MB}$  il coefficiente correttivo per malta buona,  $c_{RN}$  quello per ristilatura non armata,  $s\%$  la percentuale di intervento di risanamento sullo spessore della parete, si ha:

$$c_{RN} = 1.0 + (c_{MB} - 1.0) \cdot s\%$$

Per ovvie ragioni, l'intervento di ristilatura non armata non può essere contemporaneo alla qualifica di 'malta buona' per lo stato di fatto: richiede tuttavia la malta in condizioni 'standard' (modeste caratteristiche) a cui fa riferimento la Tab.C8.5.I alla quale si riferiscono le amplificazioni dei vari tipi di consolidamento tramite coefficienti correttivi.

## 5. IPOTESI (A): STATI DI PROGETTO CON RIGENERAZIONE DELLA MALTA E RINFORZI IN ACCIAIO

Per l'ipotesi (A) dell'esempio applicativo proposto (malta scadente ma non soggetta a disgregazione), si analizzano le seguenti configurazioni di progetto:

- (1) nessun intervento sulla muratura né realizzazione di rinforzi: questa configurazione non corrisponde ad un effettivo Stato di Progetto ma viene proposta per mostrare il peggioramento indotto dalla modifica dell'apertura;
- (2) nessun intervento sulla muratura, ma realizzazione di un telaio di cerchiatura con montanti in acciaio con sezione a C, in corrispondenza degli stipiti, aventi spessore  $s=10$  mm, profondità 300 mm come la parete e dimensione dell'ala (nel piano della parete) pari a 300 mm.;
- (3) consolidamento della muratura mediante ristilatura dei giunti non armata e posizionamento di un'architrave in corrispondenza della nuova apertura;
- (4) consolidamento della muratura mediante ristilatura dei giunti non armata e realizzazione di un telaio di

cerchiatura con montanti in acciaio con sezione a C, in corrispondenza degli stipiti, aventi spessore  $s=10$  mm, profondità 300 mm come la parete e dimensione dell'ala (nel piano della parete) pari a 150 mm.; (5) come (4) ma con dimensioni dei montanti 10x300x250 mm. I risultati sono riportati nel prospetto in fig. 5.

| No disgregazione | +X      |         |              |               | -X      |         |              |               |
|------------------|---------|---------|--------------|---------------|---------|---------|--------------|---------------|
|                  | Att.    | Prog.   | C.Sic.       | Variaz.       | Att.    | Prog.   | C.Sic.       | Variaz.       |
| <b>Parete 1</b>  |         |         |              |               |         |         |              |               |
| Rigid. K (kN/m)  | 124.43  | 97.55   | <b>0.784</b> | <b>-21.6%</b> | 158.10  | 97.55   | <b>0.617</b> | <b>-38.3%</b> |
| Forza max F (kN) | 91.24   | 80.10   | <b>0.878</b> | <b>-12.2%</b> | 91.24   | 80.10   | <b>0.878</b> | <b>-12.2%</b> |
| Spost. SLV (mm)  | 10.93   | 10.89   | <b>0.996</b> | <b>-0.4%</b>  | 10.93   | 10.89   | <b>0.996</b> | <b>-0.4%</b>  |
| Spost. SLD (mm)  | 1.11    | 1.28    | 1.153        | +15.3%        | 0.87    | 1.28    | 1.471        | +47.1%        |
| En. diss. (Nm)   | 1282.04 | 1112.34 | 0.868        | -13.2%        | 1292.22 | 1112.34 | 0.861        | -13.9%        |
| <b>Parete 2</b>  |         |         |              |               |         |         |              |               |
| Rigid. K (kN/m)  | 124.43  | 111.07  | 0.893        | -10.7%        | 158.10  | 111.07  | <b>0.703</b> | <b>-29.7%</b> |
| Forza max F (kN) | 91.24   | 256.15  | 2.807        | >100%         | 91.24   | 256.15  | 2.807        | >100%         |
| Spost. SLV (mm)  | 10.93   | 11.03   | 1.009        | +0.9%         | 10.93   | 11.03   | 1.009        | +0.9%         |
| Spost. SLD (mm)  | 1.11    | 7.27    | 6.550        | >100%         | 0.87    | 7.27    | 8.356        | >100%         |
| En. diss. (Nm)   | 1282.04 | 2707.78 | 2.112        | >100%         | 1292.22 | 2707.78 | 2.095        | >100%         |
| <b>Parete 3</b>  |         |         |              |               |         |         |              |               |
| Rigid. K (kN/m)  | 124.43  | 140.24  | 1.127        | +12.7%        | 158.10  | 140.24  | 0.887        | -11.3%        |
| Forza max F (kN) | 91.24   | 100.12  | 1.097        | +9.7%         | 91.24   | 100.12  | 1.097        | +9.7%         |
| Spost. SLV (mm)  | 10.93   | 22.06   | 2.018        | >100%         | 10.93   | 22.06   | 2.018        | >100%         |
| Spost. SLD (mm)  | 1.11    | 1.20    | 1.081        | +8.1%         | 0.87    | 1.20    | 1.379        | +37.9%        |
| En. diss. (Nm)   | 1282.04 | 2864.70 | 2.234        | >100%         | 1292.22 | 2864.70 | 2.217        | >100%         |
| <b>Parete 4</b>  |         |         |              |               |         |         |              |               |
| Rigid. K (kN/m)  | 124.43  | 142.56  | 1.146        | +14.6%        | 158.10  | 142.56  | 0.902        | -9.8%         |
| Forza max F (kN) | 91.24   | 147.04  | 1.612        | +61.2%        | 91.24   | 147.04  | 1.612        | +61.2%        |
| Spost. SLV (mm)  | 10.93   | 22.06   | 2.018        | >100%         | 10.93   | 22.06   | 2.018        | >100%         |
| Spost. SLD (mm)  | 1.11    | 4.70    | 4.234        | >100%         | 0.87    | 4.70    | 5.402        | >100%         |
| En. diss. (Nm)   | 1282.04 | 3756.05 | 2.930        | >100%         | 1292.22 | 3756.05 | 2.907        | >100%         |
| <b>Parete 5</b>  |         |         |              |               |         |         |              |               |
| Rigid. K (kN/m)  | 124.43  | 149.69  | <b>1.203</b> | <b>+20.3%</b> | 158.10  | 149.69  | 0.947        | -5.3%         |
| Forza max F (kN) | 91.24   | 225.05  | 2.466        | >100%         | 91.24   | 225.05  | 2.466        | >100%         |
| Spost. SLV (mm)  | 10.93   | 22.06   | 2.018        | >100%         | 10.93   | 22.06   | 2.018        | >100%         |
| Spost. SLD (mm)  | 1.11    | 7.35    | 6.622        | >100%         | 0.87    | 7.35    | 8.448        | >100%         |
| En. diss. (Nm)   | 1282.04 | 5704.36 | 4.449        | >100%         | 1292.22 | 5704.36 | 4.414        | >100%         |

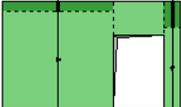
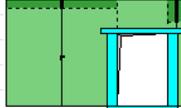
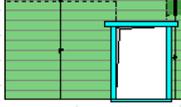
| No disgregazione |   |   |        |   |
|------------------|---|---|--------|---|
| <b>Parete 1</b>  | Attuale   | Progetto  | Att.:  | pietrame con malta scadente                               |
|                  |  |  | Prog.: | pietrame con malta scadente                               |
|                  |   |   |        | <b>verifica NON soddisfatta</b>                           |
| <b>Parete 2</b>  |   |  | Att.:  | pietrame con malta scadente                               |
|                  |   |   | Prog.: | pietrame con malta scadente, telaio con montante h=300 mm |
|                  |   |   |        | <b>verifica NON soddisfatta</b>                           |
| <b>Parete 3</b>  |   |  | Att.:  | pietrame con malta scadente                               |
|                  |   |   | Prog.: | ristilatura non armata, architrave                        |
|                  |   |   |        | <b>verifica soddisfatta</b>                               |
| <b>Parete 4</b>  |   |  | Att.:  | pietrame con malta scadente                               |
|                  |   |   | Prog.: | ristilatura non armata, telaio con montante h=150 mm      |
|                  |   |   |        | <b>verifica soddisfatta</b>                               |
| <b>Parete 5</b>  |   |  | Att.:  | pietrame con malta scadente                               |
|                  |   |   | Prog.: | ristilatura non armata, telaio con montante h=250 mm      |
|                  |   |   |        | <b>verifica non soddisfatta</b>                           |

Fig. 5. Ipotesi (A): risultati per diversi Stati di Progetto

(Parete 1) Dopo la modifica dell'apertura, nell'assenza (teorica) di interventi, la parete subisce un peggioramento riguardante tutti i parametri monitorati: rigidità, resistenza e capacità di spostamento. Si tratta di un ovvio risultato che mostra la necessità di intervento sulla qualità della muratura e con eventuali nuove strutture di rinforzo.

E' interessante osservare che la posizione eccentrica dell'apertura esistente determina un diverso comportamento nei due versi sismici nel piano della parete (+X e -X), a seconda che il puntone del cuneo di distacco determinato dal meccanismo sismico intercetti o meno l'apertura [6]. Allo Stato di Progetto la nuova posizione e le nuove dimensioni dell'apertura comportano un comportamento analogo nei due versi sismici.

(Parete 2) La prima proposta di consolidamento prevede un telaio di cerchiatura piuttosto robusto, con elementi a C di acciaio di spessore 10 mm., che si estendono per 300 mm. nel piano della parete, senza contemporanei interventi sulla muratura. La parete mostra una riduzione del 29.7% di rigidità per sisma - X e quindi la verifica non è soddisfatta: la variazione di rigidità accettabile definita in input è infatti compresa nell'intervallo +/-15%.

(Parete 3) Si evidenzia pertanto la necessità di intervenire anche sulla muratura: un aspetto che comunque deve essere preso in considerazione, in quanto la qualità originaria della malta è scadente, anche se non sono previsti fenomeni di possibile disgregazione grazie a un valore di IQM fuori piano maggiore di 4. L'intervento di ristilatura dei giunti non armata interessa il 50% dello spessore (15 cm) e conduce ad un aumento di rigidità e di resistenza della parete. Come primo tentativo, si evita il portale in acciaio, posizionando semplicemente un'architrave. La rigenerazione della malta appare sufficiente per garantire una verifica di riparazione locale soddisfatta. La variazione di rigidità rientra entro i limiti previsti, e la condizione di non peggioramento su forza ultima e capacità di spostamento completa la verifica. La capacità di spostamento incrementa decisamente (raddoppia): ciò deve essere considerato favorevole nei confronti della verifica.

(Parete 4) La realizzazione di un telaio, anziché della sola architrave, è tuttavia preferibile dal punto di vista del rafforzamento degli stipiti della nuova apertura. Si analizza quindi la parete con la rigenerazione della malta ed un'ipotesi di telaio che non alteri troppo la rigidità, con montanti di dimensioni 150 mm. nel piano della parete. L'esito è ancora favorevole: rispetto al caso senza telaio, la rigidità incrementa un poco, la resistenza invece incrementa in modo più significativo, mentre la capacità di spostamento resta invariata.

(Parete 5) Lo studio del progetto viene completato ipotizzando un telaio più robusto, con dimensione 250 mm. nel piano della parete. Stavolta però l'aumento di rigidità, per sisma +X, eccede il limite del 15% e quindi la verifica locale non è più soddisfatta.

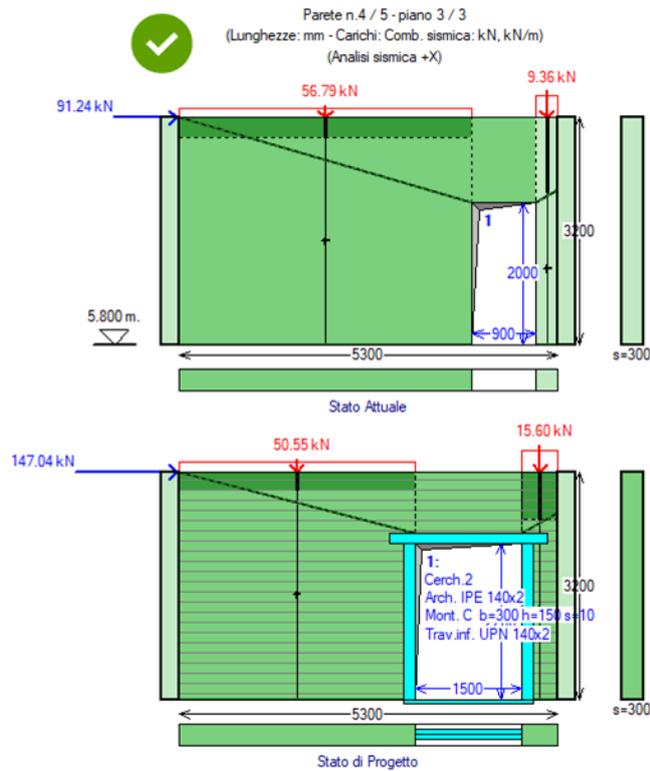
La parete 4 è la **soluzione ottimale di progetto: rigenerazione della malta con realizzazione di un telaio non troppo rigido**. I dati sui maschi murari agli Stati Attuale e di Progetto ed i risultati in dettaglio su coefficienti di sicurezza, curve di capacità e stato di sollecitazione degli elementi strutturali in corrispondenza di SLV sono riportati nelle immagini seguenti.

In fig. 6 i dati dei maschi murari contengono allo Stato di Progetto la definizione dell'intervento di consolidamento tramite ristilatura dei giunti riguardante il 50% dello spessore della parete.

Nelle figg. 7, 8 sono riportate le curve di capacità a confronto fra Stato di Progetto e Stato Attuale, con riferimento all'analisi in direzione X (nel piano della parete) nei due versi +X e -X.

In fig. 9 si rappresenta lo stato di sollecitazione delle pareti in corrispondenza di SLV.

Si osservi che nello Stato Attuale il maschio murario sul lato destro è stato considerato sismicamente non reagente in quanto corrisponde ad una mazzetta muraria di dimensione 30 cm. inferiore a 50 cm. come normalmente richiesto per sviluppare un'adeguata capacità [7]. Lo Stato di Progetto, come già accennato nella presentazione dell'esempio, prevede una mazzetta di 50 cm, che, in presenza della cerchiatura, resta parzialmente inclusa nel profilo a C utilizzato come montante del telaio.



### STATO ATTUALE

| N° | Edit | Sism. reag. | B (mm) | H (mm) | Zona rig. inf. (mm) | Zona rig. sup. (mm) | s (mm) | K: x in xEJ/h² | P.somm SLU (kN) | P.somm Sism (kN) | sp.o (N/mm²) | sp.v (N/mm²) | Tipol. | F.C   |
|----|------|-------------|--------|--------|---------------------|---------------------|--------|----------------|-----------------|------------------|--------------|--------------|--------|-------|
| 1  | ▶    | ...         | 4100   | 3200   | 0                   | 285                 | 300    | 12.0           | 85.19           | 56.79            | 0.00         | 0.00         | 31     | 1.350 |
| 2  |      | ...         | 300    | 3200   | 0                   | 1061                | 300    | 12.0           | 14.04           | 9.36             | 0.00         | 0.00         | 31     | 1.350 |

| N° | f.m (N/mm²) | f.hm (N/mm²) | tau.0 (N/mm²) | fv.0 (N/mm²) | fb (N/mm²) | (m) coeff. attr. | (phi) coeff. | ft (N/mm²) | E (N/mm²) | G (N/mm²) | p.s. (kN/m²) |
|----|-------------|--------------|---------------|--------------|------------|------------------|--------------|------------|-----------|-----------|--------------|
| 1  | 2.07        | 1.035        | 0.039         |              |            |                  |              | 0.207      | 1268      | 401       | 20.00        |
| 2  | 2.07        | 1.035        | 0.039         |              |            |                  |              | 0.207      | 1268      | 401       | 20.00        |

| N° | Malta scadente | Nucleo scadente | Malta buona | Ricorsi o listature | Connessione trasversale | Diatoni artificiali | Tirantini antiespuls. | Iniezioni di miscela | Intonaco armato | Ristilatura non armata | % spessore | Ristilat. arm. con conness. |
|----|----------------|-----------------|-------------|---------------------|-------------------------|---------------------|-----------------------|----------------------|-----------------|------------------------|------------|-----------------------------|
| 1  | ☐              | ☐               | ☐           | ☐                   | ☐                       | ☐                   | ☐                     | ☐                    | ☐               | ☐                      | 50         | ☐                           |
| 2  | ☐              | ☐               | ☐           | ☐                   | ☐                       | ☐                   | ☐                     | ☐                    | ☐               | ☐                      | 50         | ☐                           |

| N° | Coeff. corrett. resistenze | Coeff. corrett. mod. elast. | Rinforzo con FRCCM | Drift (%) a PressoFl. (SLC) | Drift (%) a Taglio (SLC) | PressoFl. Compl. | Taglio Scorr. | Taglio Fess. Diag. | IQM f.p. <= 4 | Comport. fragile |
|----|----------------------------|-----------------------------|--------------------|-----------------------------|--------------------------|------------------|---------------|--------------------|---------------|------------------|
| 1  | fm: 1.00 - tau0.f0: 1.00   | 1.00                        | ☐                  | 1.00                        | 0.50                     | ☑                | ☐             | ☑                  | ☐             | ☐                |
| 2  | fm: 1.00 - tau0.f0: 1.00   | 1.00                        | ☐                  | 1.00                        | 0.50                     | ☑                | ☐             | ☑                  | ☐             | ☐                |

### STATO DI PROGETTO

| N° | Edit | Sism. reag. | B (mm) | H (mm) | Zona rig. inf. (mm) | Zona rig. sup. (mm) | s (mm) | K: x in xEJ/h² | P.somm SLU (kN) | P.somm Sism (kN) | sp.o (N/mm²) | sp.v (N/mm²) | Tipol. | F.C   |
|----|------|-------------|--------|--------|---------------------|---------------------|--------|----------------|-----------------|------------------|--------------|--------------|--------|-------|
| 1  | ▶    | ...         | 3300   | 3200   | 0                   | 259                 | 300    | 12.0           | 75.83           | 50.55            | 0.00         | 0.00         | 32     | 1.350 |
| 2  |      | ...         | 500    | 3200   | 0                   | 668                 | 300    | 12.0           | 23.40           | 15.60            | 0.00         | 0.00         | 32     | 1.350 |

| N° | f.m (N/mm²) | f.hm (N/mm²) | tau.0 (N/mm²) | fv.0 (N/mm²) | fb (N/mm²) | (m) coeff. attr. | (phi) coeff. | ft (N/mm²) | E (N/mm²) | G (N/mm²) | p.s. (kN/m²) |
|----|-------------|--------------|---------------|--------------|------------|------------------|--------------|------------|-----------|-----------|--------------|
| 1  | 3.34        | 1.668        | 0.148         |              |            |                  |              | 0.334      | 1916      | 584       | 20.00        |
| 2  | 3.34        | 1.668        | 0.148         |              |            |                  |              | 0.334      | 1916      | 584       | 20.00        |

| N° | Malta scadente | Nucleo scadente | Malta buona | Ricorsi o listature | Connessione trasversale | Diatoni artificiali | Tirantini antiespuls. | Iniezioni di miscela | Intonaco armato | Ristilatura non armata | % spessore | Ristilat. arm. con conness. |
|----|----------------|-----------------|-------------|---------------------|-------------------------|---------------------|-----------------------|----------------------|-----------------|------------------------|------------|-----------------------------|
| 1  | ☐              | ☐               | ☐           | ☐                   | ☐                       | ☐                   | ☐                     | ☐                    | ☐               | ☑                      | 50         | ☐                           |
| 2  | ☐              | ☐               | ☐           | ☐                   | ☐                       | ☐                   | ☐                     | ☐                    | ☐               | ☑                      | 50         | ☐                           |

| N° | Coeff. corrett. resistenze | Coeff. corrett. mod. elast. | Rinforzo con FRCCM | Drift (%) a PressoFl. (SLC) | Drift (%) a Taglio (SLC) | PressoFl. Compl. | Taglio Scorr. | Taglio Fess. Diag. | IQM f.p. <= 4 | Comport. fragile |
|----|----------------------------|-----------------------------|--------------------|-----------------------------|--------------------------|------------------|---------------|--------------------|---------------|------------------|
| 1  | fm: 1.20 - tau0.f0: 1.20   | 1.20                        | ☐                  | 1.00                        | 0.50                     | ☑                | ☐             | ☑                  | ☐             | ☐                |
| 2  | fm: 1.20 - tau0.f0: 1.20   | 1.20                        | ☐                  | 1.00                        | 0.50                     | ☑                | ☐             | ☑                  | ☐             | ☐                |

Fig. 6. Ipotesi (A): soluzione di progetto. Dati maschi murari

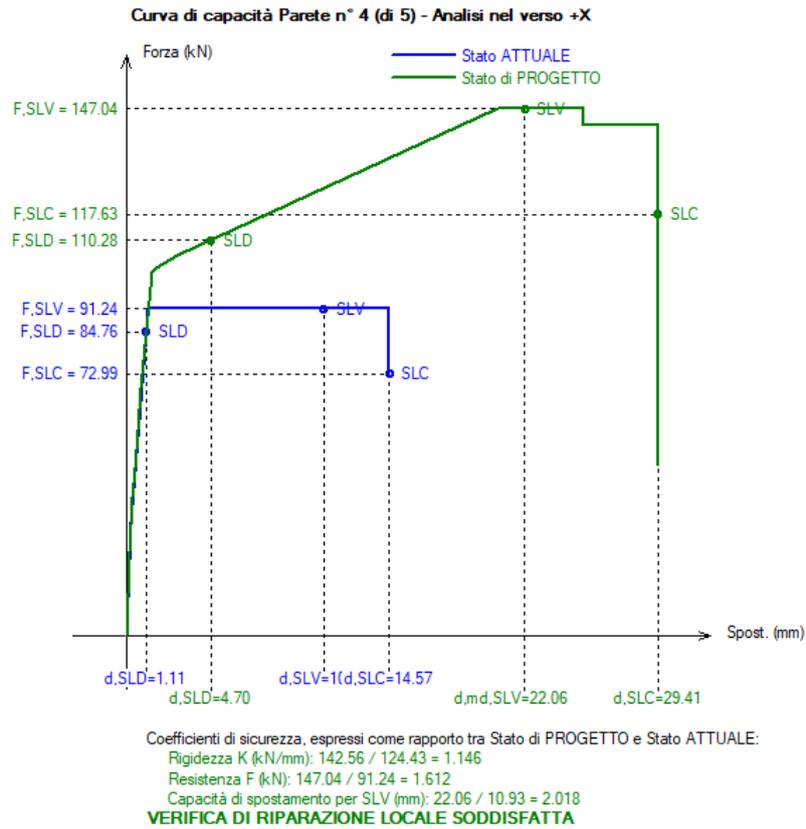


Fig. 7. Ipotesi (A): curve di capacità per analisi sismica +X

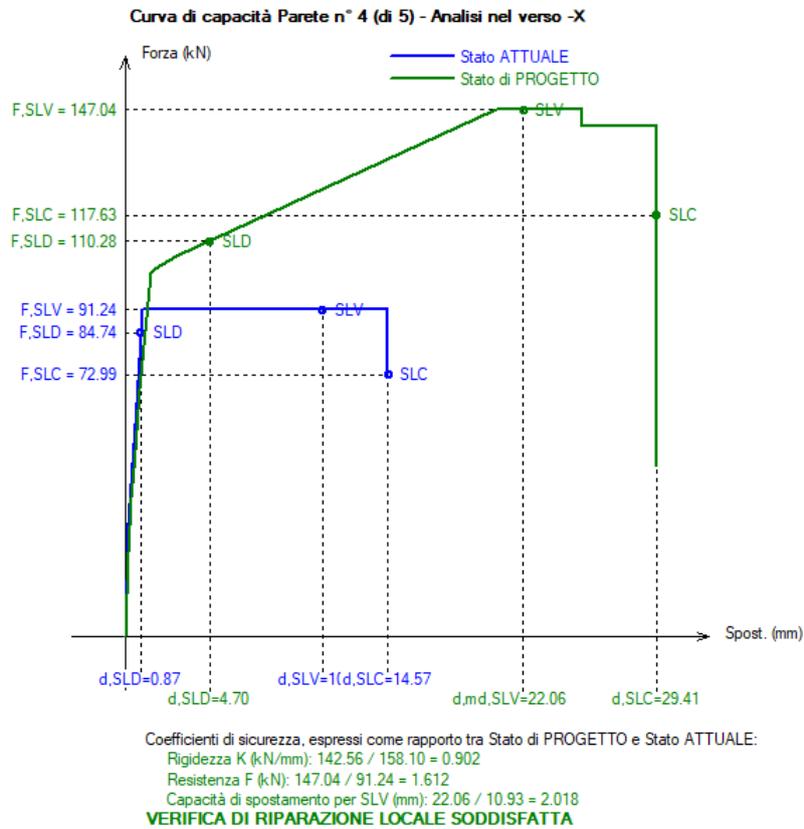


Fig. 8. Ipotesi (A): curve di capacità per analisi sismica -X

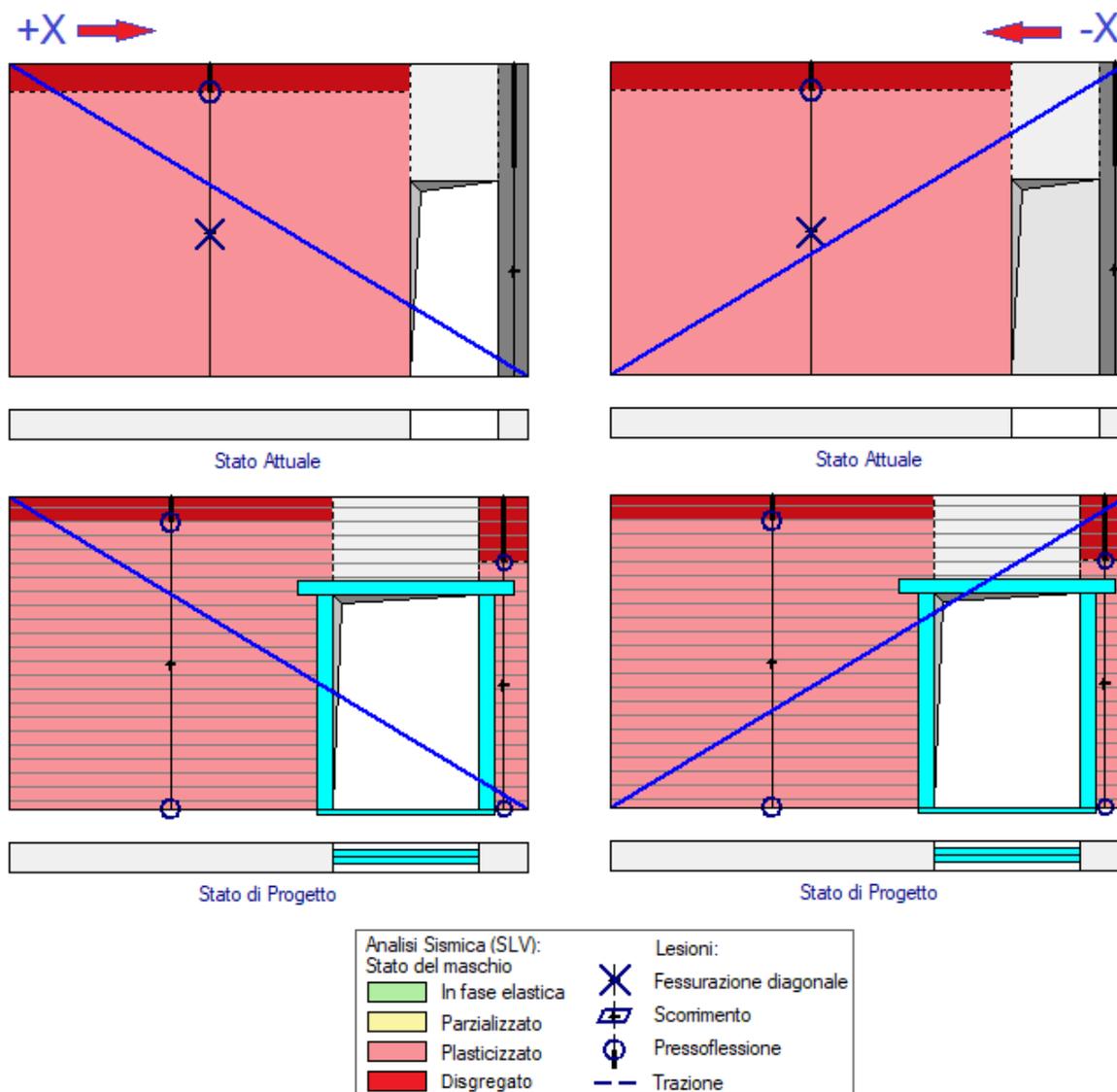


Fig. 9. Ipotesi (A): stato di sollecitazione dei maschi in corrispondenza di SLV

## 6. DISGREGAZIONE DELLA MURATURA: FORMULAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Nell'ipotesi (B) si analizza la parete ipotizzando che nello Stato Attuale la malta scadente si accompagni all'assenza di ricorsi e di connessione trasversale: questa tipologia è soggetta a possibile disgregazione, come risulterà evidente dall'elaborazione dell'Indice di Qualità Muraria presentata al paragrafo seguente. Prima di illustrare l'analisi della parete soggetta a possibile disgregazione, è necessario formulare una metodologia di calcolo che permetta di includere la modalità di collasso per disgregazione nell'ambito dei criteri di capacità dei maschi murari.

Come accennato in precedenza, la **disgregazione è una crisi di tipo fragile** particolarmente temibile che precede l'attivazione dei cinematismi per corpi rigidi e lo sviluppo delle capacità di resistenza e di deformazione.

Per effetto della disgregazione, non vi è più coesione a causa della malta 'polverizzata'; i componenti della muratura si separano e la parete degrada nell'ammasso caotico degli elementi lapidei che la costituiscono.



*Fig. 10. Disgregazione di un edificio in muratura (da [3])*

La fig. 10 mostra un esempio di disgregazione. Come specificato in [3], si tratta di un "edificio in Accumoli (RI) con sistematico utilizzo di elementi lavorati e numerose pietre di media e grande dimensione che interessano gran parte dello spessore del muro, conferendo un certo grado di ingranamento trasversale. L'ingranamento viene meno all'ultimo livello, dove i paramenti sembrano nettamente scollegati. La muratura di questo edificio è in conci sbazzati senza ricorsi e con ingranamento trasversale per la parte inferiore e in conci sbazzati senza ricorsi e privi ingranamento trasversale per la parte superiore. L'edificio, nel sisma del 2016, si è disgregato solo nella parte superiore. A tal proposito, si ricorda quanto scritto in precedenza relativamente ai fattori (oltre alla cattiva qualità muraria) che predispongono alla disgregazione".

Nelle immagini di fig. 11 sono ben evidenziati gli effetti disgregativi prodotti dagli eventi sismici: a terra non sono presenti parti strutturali di murature intere, identificabili, ma solo macerie di elementi murari originari: pietre, laterizi e malte polverizzate [8].



*Effetti del sisma a Pescara del Tronto*



*Effetti del sisma ad Accumoli e Castelluccio di Norcia*

*Fig. 11. Effetti disagregativi dovuti agli eventi sismici in Italia Centrale, 2016 (da [8])*

Per comprendere il ruolo della qualità muraria nel processo di disagregazione, è utile riportare un estratto dal lavoro di riferimento [3], cui si rimanda per dettagli e approfondimenti.

“I fattori maggiormente significativi nel favorire fenomeni disagregativi sono apparsi: malta di pessima qualità ed assenza di connessione trasversale fra i paramenti. Quando erano presenti entrambe queste situazioni si è assistito spesso a crolli per disagregazione. Quando invece era presente una sola di queste situazioni allora il comportamento è sembrato dipendere, tipologia per tipologia, da altri fattori, come qualità della malta e/o presenza di ricorsi orizzontali.

Le murature che sono apparse maggiormente soggette a disagregazione sono state quelle con tessitura irregolare, in particolare quella in pietrame disordinato e quella in pietra tenera o tufo a conci irregolari. Hanno avuto comportamenti migliori (in genere non disagregativi) le murature dotate di orizzontalità dei filari, di connessione trasversale e di malta di qualità buona.

Le murature in conci sbazzati e quelle in pietra a spacco, così come quelle in elementi di tufo regolari, hanno avuto comportamenti migliori nel contrastare la disagregazione, specie nei casi di connessione trasversale e buona qualità della malta.

Le murature in blocchi lapidei squadrati e quelle in mattoni semipieni con malta cementizia in genere non hanno presentato fenomeni disagregativi.

Le murature in mattoni con malta a base calce hanno manifestato, in generale, un buon comportamento, con l'esclusione del caso in cui avevano malta pessima e assenza di ingranamento trasversale.

Quanto sopra trova riscontro nella figura seguente (fig. 12), dove sono riportati, per ciascuna tipologia muraria, i valori dell'indice IQM fuori piano (IQMfp); le tipologie murarie sono distinte in base alla tessitura regolare/irregolare, alla presenza/assenza di ingranamento trasversale e alla presenza/assenza di malta di pessima qualità. In tale figura è evidenziato, con una linea rossa, il valore  $IQMfp = 4$ .



Indice IQM fuori piano per muratura contemplata nella Normativa: muratura a conci sbozzati

| ID<br>tipologia | Ricorsi<br>o listature | Connessioni<br>trasversali | Malta    |           |          | IQM<br>fuori piano <sup>^</sup> | Pareti<br>di esempio | IQM<br>f.p. |
|-----------------|------------------------|----------------------------|----------|-----------|----------|---------------------------------|----------------------|-------------|
|                 |                        |                            | pessima* | modesta** | buona*** |                                 |                      |             |
| 1               |                        |                            | x        |           |          | 1.5                             | disgregaz.           | 1.05        |
| 2               |                        |                            |          | x         |          | 2.0                             |                      |             |
| 3               | x                      |                            | x        |           |          | 2.8                             |                      |             |
| 4               |                        |                            |          |           | x        | 3.0                             |                      |             |
| 5               |                        | x                          | x        |           |          | 3.5                             |                      |             |
| 6               | x                      |                            |          | x         |          | 4.0                             |                      |             |
| 7               | x                      | x                          | x        |           |          | 4.8                             | No disgreg.          | 4.55        |
| 8               |                        | x                          |          | x         |          | 5.0                             |                      |             |
| 9               | x                      |                            |          |           | x        | 5.0                             |                      |             |
| 10              |                        | x                          |          |           | x        | 6.0                             |                      |             |
| 11              | x                      | x                          |          | x         |          | 7.0                             |                      |             |
| 12              | x                      | x                          |          |           | x        | 8.0                             |                      |             |

\*pessima: corrisponde all'applicazione del correttivo peggiorativo alla malta di Tab.C8.5.I, secondo §C8.5.3.1

\*\*modesta: corrisponde alla Tab.C8.5.I

\*\*\*buona: corrisponde all'applicazione del correttivo alla malta di Tab.C8.5.I secondo la Tab.C8.5.II

<sup>^</sup> valori indicativi di soglia per IQM fuori piano. Le murature di esempio sono riportate sul lato destro

Fig. 13. IQM fuori piano per la muratura a conci sbozzati. In evidenza, i due casi delle pareti di esempio

Le pareti in muratura vengono modellate, secondo la Normativa vigente, come pannelli dotati di capacità resistenti a taglio e a pressoflessione, e caratterizzati da una capacità di spostamento valutata in base alla deformazione angolare (drift), il cui valore dipende dalla modalità di crisi. Il comportamento meccanico del pannello murario viene descritto da una curva elasto-plastica, dove il tratto plastico rappresenta la deformazione progressiva sotto sforzo costante (lo sforzo corrispondente al raggiungimento del limite elastico), fino al massimo spostamento di progetto. La duttilità del maschio murario è quindi definita dal tratto orizzontale (plastico) del diagramma.

Quando la muratura è soggetta a disgregazione, vengono a mancare le risorse di duttilità e **il modello elasto-plastico degrada in elasto-fragile** (fig. 14). L'annullamento del tratto plastico è coerente con la Normativa, che in §C8.7.1 indica l'opportunità di "riconoscere e analizzare, per quanto possibile, tutte le criticità locali (anche quelle difficilmente quantificabili) che possano determinare situazioni di fragilità e rotture rovinose in occasione di scuotimenti".

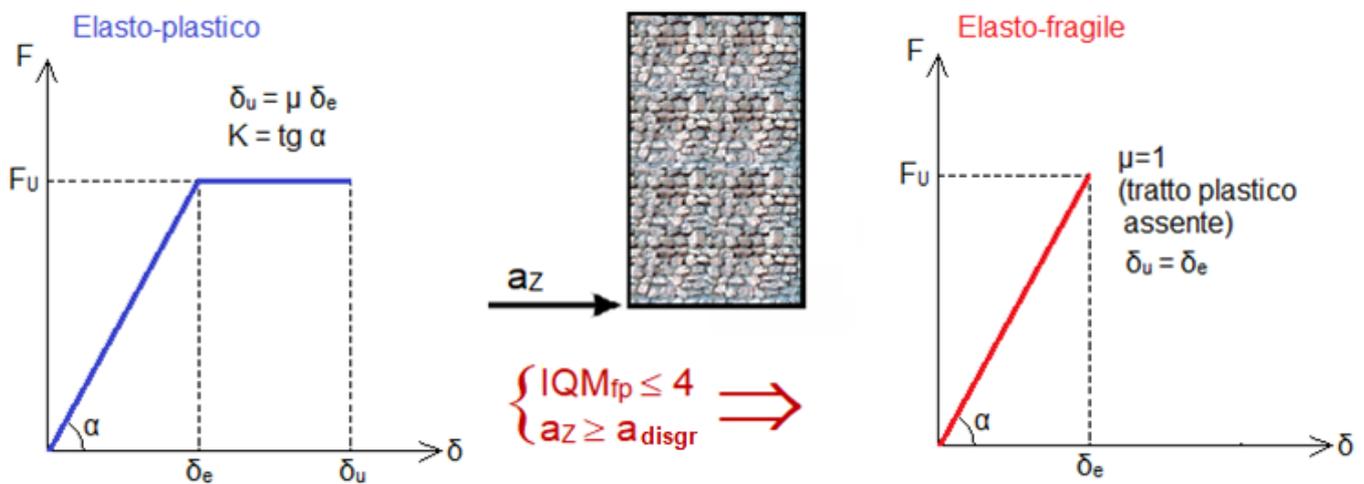


Fig. 14. Muratura soggetta a disgregazione: modello elasto-fragile

Si potrebbe osservare che ad una parete muraria portante soggetta a possibile disgregazione manca la dignità di elemento strutturale, e quindi ogni modello di comportamento rappresentativo fondato su parametri meccanici non appare idoneo. Ciò corrisponde allo scuotimento sismico nella fase di maggiore intensità, ma prima di giungere a tale eccitazione la parete ha comunque una pur piccola capacità resistente, che ne giustifica l'assetto statico e l'equilibrio mantenuto sotto azioni sismiche di bassa entità.

Pertanto, un diagramma di comportamento di tipo elasto-fragile<sup>2</sup> ben rappresenta la capacità iniziale della parete, capacità che, all'aumentare della sollecitazione, ad un certo punto viene a mancare improvvisamente per effetto della disgregazione. **A quel punto l'elemento strutturale cessa di fatto di esistere e da solido resistente si trasforma in ammasso caotico di elementi lapidei.** Il grado di sollecitazione che segna la crisi può essere identificato col limite elastico della parete, annullando a causa della disgregazione ogni capacità plastica<sup>3</sup>.

<sup>2</sup> E' interessante osservare quanto espresso in un documento per la ricostruzione post sisma 2016 [9]:  
*Come primo punto occorre considerare la capacità o meno della tipologia muraria dell'edificio in esame di avere un comportamento strutturale vero e proprio. Infatti, nel caso in cui la muratura tenda a disgregarsi e decomporsi sotto azioni cicliche ripetute, viene vanificato qualsiasi tipo di intervento che non sia capace anche di ostacolare tale disgregazione; in queste situazioni perdono significato sia i valori delle caratteristiche di resistenza e deformabilità di cui alle normative, sia i metodi di analisi ivi previsti.*

Da una prima lettura del testo citato, si potrebbe ritenere che ogni tipo di modellazione di un maschio murario soggetto a possibile disgregazione sia privo di significato. Ma risulta evidente che la perdita di dignità strutturale interessa la fase intensa dell'evento sismico.

Per la caratterizzazione di un diagramma di comportamento idoneo per un muro soggetto a possibile disgregazione, si può osservare che la classificazione della muratura tramite il metodo IQM fornisce parametri meccanici (resistenze a compressione e taglio, moduli elastici), coerenti con le indicazioni normative, anche per murature scadenti che presentano un valore dell'indice fuori piano  $\leq 4$  e che quindi sono soggette a disgregazione. Dunque, anche il comportamento dei maschi con tale tipo di murature può essere rappresentato tramite un tratto elastico (caratterizzato dalla rigidità definita dai moduli di elasticità, oltre che dalla geometria e dai vincoli) con punto di crisi segnato dal raggiungimento della resistenza per pressoflessione e/o taglio. Ciò che caratterizza la tendenza alla disgregazione è la rimozione del tratto plastico, corrispondente appunto alla fase sismica durante la quale l'elemento perde la dignità strutturale.

<sup>3</sup> Le murature soggette a disgregazione sono murature storiche, tipicamente in pietrame, costituite da elementi lapidei collegati da malte di scarsa qualità e da due paramenti. La disgregazione è un fenomeno che avviene sia nel piano dei due paramenti, attraverso la disconnessione fra elementi lapidei e malta, sia nel piano ad esso ortogonale, mediante allontanamento reciproco dei paramenti.

Il meccanismo disgregativo viene determinato da un'azione combinata di accelerazioni orizzontali, orientate nei due piani suddetti, e verticali. Riconoscendo nel fenomeno della disgregazione un'evoluzione infausta di un meccanismo locale, con espulsione del materiale fuori piano per effetto delle azioni inerziali, gli Autori del metodo IQM hanno identificato come discriminante il valore dell'indice IQM fuori piano [3].

Il fatto che nel fenomeno della disgregazione siano coinvolte tutte le componenti dell'azione sismica (nel piano, fuori piano e verticale) autorizza, nell'ambito delle verifiche svolte considerando il comportamento nel piano (quali quelle tipiche degli interventi locali), la schematizzazione di un comportamento di tipo elasto-fragile.

Sul ruolo delle oscillazioni verticali sono in corso studi (Mariani, Pugi) per identificare la relazione fra contenuto sismico ad alta frequenza e innesco del fenomeno disgregativo.

La caratterizzazione completa del fenomeno della disgregazione richiede ulteriori considerazioni.

Come specificato dagli Autori del metodo IQM [3], **la scarsa qualità identificata con IQM fuori piano  $\leq 4$  è una condizione necessaria per la disgregazione, ma affinché il fenomeno si manifesti occorre un'accelerazione sismica di intensità sufficientemente elevata.**

La soglia di accelerazione sismica oltre la quale si può innescare il fenomeno disgregativo è argomento tuttora in corso di studio; è comunque possibile attribuire a tale soglia un valore plausibile che ad esempio può considerarsi non inferiore a 0.200-0.300  $g^4$ . In fig. 14 la soglia è indicata con il simbolo  $a_{disgr}$ .

<sup>4</sup> Un'altra condizione favorevole per il fenomeno è che la parete sia esterna: il minor vincolamento della parete con le strutture adiacenti, ossia la sua maggiore libertà di movimento, facilita il distacco del materiale. Questa condizione, presente evidentemente solo in alcuni casi, può essere caratterizzata nelle valutazioni analitiche abbassando la soglia di accelerazione sismica che innesca la possibile disgregazione. In un software di calcolo è necessario che il valore di tale soglia sia modificabile in base al grado di sicurezza che si desidera raggiungere.

A partire dai valori al suolo indicati da PGA, l'accelerazione subisce un'amplificazione lungo l'elevazione dell'edificio. L'accelerazione sismica che investe un elemento strutturale dipende dalla quota dell'elemento (ad esempio, per una parete in muratura la quota di base della parete, ossia quella del piano a cui è ubicata) e dalle caratteristiche dinamiche dell'edificio. Grazie alla formulazione degli spettri di piano (§C7.2.3) è possibile definire un'accelerazione di ancoraggio alla quota Z ( $a_z$ ) che investe una data parete in base alla sua posizione, alle proprietà dinamiche della struttura e al sito di ubicazione:

$$a_z = S_e(T, \xi) \cdot \gamma \cdot \psi(Z) \cdot \sqrt{1 + 0.0004 \xi^2}$$

dove, con riferimento al modo di vibrare fondamentale dell'edificio:

$S_e(T, \xi)$  = spettro di risposta elastico fornito dal modo fondamentale dell'edificio avente periodo T, con  $\xi$  smorzamento viscoso equivalente (espresso in unità percentuali: ad es. 5%); T può essere stimato con la [C7.3.2]:  $T = C_1 \cdot H^{3/4}$ , con  $C_1 = 0.050$  per costruzioni in muratura e H altezza dell'edificio in metri (T in sec.);

$\gamma$  = coefficiente di partecipazione modale, che può essere espresso con la [C7.2.10]:

$\gamma = 3n / (2n + 1)$  con n = numero di piani dell'edificio;

$\psi(Z) = Z/H$  = è il valore della forma modale alla quota Z.

La verifica di sicurezza locale per una parete muraria di qualità scadente soggetta a possibile disgregazione terrà conto quindi dell'accelerazione strutturale che investe la parete in base alla sua posizione in elevazione e alle proprietà dinamiche dell'edificio.

La posizione in quota è un aspetto rilevante nei confronti della possibile disgregazione: la fig. 10 mostra un caso dove la disgregazione si è manifestata in una parete dell'ultimo piano, laddove l'accelerazione assume i valori più elevati.

Nel caso di esempio: la quota di base della parete è 5.80 m., l'edificio, di 3 piani, è alto 9 m., i parametri sismici corrispondenti a SLV sono i seguenti:  $T_B = 0.134$  sec,  $T_C = 0.403$  sec,  $F_0 = 2.527$ ,  $ag \cdot S = 0.151$  g.

L'accelerazione strutturale alla quota di base della parete è pari a:

$$T = 0.050 \cdot 9.00^{3/4} = 0.260 \text{ sec}, T_B < T < T_C$$

$$\xi = 5\%, \gamma = 1.286, \psi(Z) = 5.80/9.00 = 0.644$$

$$S_e(T, \xi) = ag \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 = 0.151 \cdot 1 \cdot 2.527 = 0.382 \text{ g}$$

da cui risulta un'accelerazione alla base della parete pari a:

$$a_z = 0.151 \cdot 1.286 \cdot 0.644 \cdot 1.005 = 0.318 \text{ g}$$

valore che può considerarsi sufficientemente elevato per innescare fenomeni di disgregazione su pareti in muratura di bassa qualità (identificate da un valore di IQM fuori piano  $\leq 4$ ).

Nel paragrafo seguente viene ripresa l'analisi della parete, considerando la muratura originaria soggetta a possibile disgregazione. In tal caso, **la necessaria riqualificazione della muratura conferirà alla parete una duttilità originariamente assente**. Nelle verifiche di sicurezza, l'evoluzione del comportamento da fragile a duttile influirà sul confronto fra Stato di Progetto e Stato Attuale.

## 7. IPOTESI (B): MURATURA SCADENTE SOGGETTA A POSSIBILE DISGREGAZIONE

Nell'ipotesi (B) la malta risulta scadente e nella parete non sono presenti filari orizzontali né diatoni in grado di assicurare una connessione trasversale fra i due paramenti murari. La scheda di analisi della parete con l'app IQMindex [4] ha prodotto i risultati di seguito riportati.

Parametri della regola dell'arte:

**P.D.=NR, MA.=NR, F.EL.=PR, S.G.=NR, RE.EL.=R, OR.=NR, D.EL.=PR**

con applicazione del correttivo per malta di pessima qualità

(in rosso i parametri differenti rispetto alla muratura dell'ipotesi (A))

Risultati per i punteggi di IQM: Azioni Verticali: 1.4, Azioni Fuori Piano: 1.05, Azioni Nel Piano: 1.05.

**IQM fuori piano risulta < 4.** Secondo la formulazione del metodo IQM, **la muratura in esame è soggetta a disgregazione qualora l'accelerazione strutturale superi la soglia che può innescare il fenomeno:**

nell'esempio, alla base della parete si ha - come rilevato al paragrafo precedente -  $a_z=0.318$  g, valore considerato superiore alla soglia di disgregazione; il modello di comportamento dei maschi murari allo Stato Attuale è pertanto da considerarsi di tipo elasto-fragile. La duttilità verrà implementata nello Stato di Progetto grazie alla rigenerazione della malta.

Risultati per i parametri meccanici:

| (N/mm <sup>2</sup> ) | min          | med        | max   |
|----------------------|--------------|------------|-------|
| $f_m$                | <b>1.38</b>  | 1.86       | 2.33  |
| $\tau_0$             | <b>0.023</b> | 0.029      | 0.036 |
| E                    | 756          | <b>918</b> | 1079  |
| G                    | 247          | <b>298</b> | 348   |

In grassetto sono riportati i valori da utilizzare per la modellazione strutturale dello Stato Attuale della parete, ossia i valori minimi per le resistenze e medi per i moduli elastici, in corrispondenza del livello di conoscenza LC1.

Analogamente all'ipotesi (A), per lo Stato di Progetto gli interventi di consolidamento dovranno prevedere una rigenerazione della malta che la porti dall'iniziale pessima qualità a condizioni buone, applicando i coefficienti correttivi amplificativi alle condizioni 'standard' ossia alla muratura valutata senza il correttivo penalizzante per malta di pessima qualità.

La scheda IQM elaborata per la muratura già esaminata ma senza correttivo per malta di pessima qualità conduce ai valori degli indici ed i parametri meccanici qui di seguito riportati.

| (N/mm <sup>2</sup> ) | min          | med         | max   |
|----------------------|--------------|-------------|-------|
| $f_m$                | <b>1.55</b>  | 2.07        | 2.59  |
| $\tau_0$             | <b>0.026</b> | 0.034       | 0.042 |
| E                    | 830          | <b>1007</b> | 1183  |
| G                    | 263          | <b>317</b>  | 371   |

La parete nell'ipotesi (B) viene analizzata con il software Aedes.ACM [5], con modalità analoghe all'ipotesi (A) sia per le impostazioni dei parametri meccanici dei maschi murari, sia per le ipotesi di progetto considerate.

## **8. IPOTESI (B): STATI DI PROGETTO CON RIGENERAZIONE DELLA MALTA E RINFORZI IN ACCIAIO**

I risultati dell'analisi sono riportati nel prospetto in fig. 15. Solo la Parete 5, con muratura rigenerata tramite ristilatura non armata e telaio con profili a C di dimensione 250 mm. nel piano della parete, mostra verifica soddisfatta. Si osservi che la configurazione di progetto della parete 5 non era accettabile per l'ipotesi (A) a causa di un eccessivo incremento di rigidità, mentre diviene la soluzione ottimale per l'ipotesi (B) (in

assenza di ricorsi e di connessioni trasversali).

E' importante rilevare la variazione del comportamento della parete nel passaggio dallo schema elasto-fragile dello Stato Attuale, dove i maschi murari sono soggetti a disgregazione, a quello elasto-plastico dello Stato di Progetto laddove la muratura viene rigenerata (Pareti 3, 4, 5): la capacità di spostamento allo stato limite ultimo aumenta di molto, a causa dell'implementazione della duttilità originariamente assente.

Ne deriva un confronto fra Stato di Progetto e Stato Attuale che in termini di capacità di spostamento fornisce un rapporto (coefficiente di sicurezza)  $\gg 1$  (evidenziato in colore rosa nella tabella in fig. 15).

Per includere l'intervento nell'ambito della riparazione locale è necessario considerare come favorevole la duttilità conseguita, indipendentemente dalla quantificazione di un 'rapporto' rispetto al valore originario (rapporto che viene valutato in altri casi di interventi locali al fine di 'contenere' entro un certo limite prefissato la variazione di capacità di spostamento fra Stato di Progetto e Stato Attuale).

**Nel caso di una muratura soggetta a possibile disgregazione, la duttilità raggiunta va considerata non come variazione rispetto allo stato di fatto, ma come implementazione di una proprietà originariamente assente.**

| Comportamento fragile (disgregaz.) | +X    |         |              |               | -X     |         |              |               |
|------------------------------------|-------|---------|--------------|---------------|--------|---------|--------------|---------------|
|                                    | Att.  | Prog.   | C.Sic.       | Variaz.       | Att.   | Prog.   | C.Sic.       | Variaz.       |
| <b>Parete 1</b>                    |       |         |              |               |        |         |              |               |
| Rigid. K (kN/m)                    | 92.18 | 72.13   | <b>0.782</b> | <b>-21.8%</b> | 117.27 | 72.13   | <b>0.615</b> | <b>-38.5%</b> |
| Forza max F (kN)                   | 64.98 | 56.00   | <b>0.862</b> | <b>-13.8%</b> | 64.98  | 56.00   | <b>0.862</b> | <b>-13.8%</b> |
| Spost. SLV (mm)                    | 1.07  | 1.21    | 1.13         | +13.1%        | 0.84   | 1.21    | 1.440        | +44.0%        |
| Spost. SLD (mm)                    | 1.07  | 1.21    | 1.132        | +13.2%        | 0.84   | 1.21    | 1.440        | +44.0%        |
| En. diss. (Nm)                     | 40.45 | 39.19   | 0.969        | -3.1%         | 31.79  | 39.19   | 1.233        | +23.3%        |
| <b>Parete 2</b>                    |       |         |              |               |        |         |              |               |
| Rigid. K (kN/m)                    | 92.18 | 86.16   | 0.935        | -6.5%         | 117.27 | 86.16   | <b>0.735</b> | <b>-26.5%</b> |
| Forza max F (kN)                   | 64.98 | 79.22   | 1.219        | +21.9%        | 64.98  | 79.22   | 1.219        | +21.9%        |
| Spost. SLV (mm)                    | 1.07  | 1.24    | 1.159        | +15.9%        | 0.84   | 1.24    | 1.476        | +47.6%        |
| Spost. SLD (mm)                    | 1.07  | 1.24    | 1.157        | +15.7%        | 0.84   | 1.24    | 1.473        | +47.3%        |
| En. diss. (Nm)                     | 40.45 | 51.47   | 1.273        | +27.3%        | 31.79  | 51.47   | 1.619        | +61.9%        |
| <b>Parete 3</b>                    |       |         |              |               |        |         |              |               |
| Rigid. K (kN/m)                    | 92.18 | 90.74   | 0.984        | -1.6%         | 117.27 | 90.74   | <b>0.774</b> | <b>-22.6%</b> |
| Forza max F (kN)                   | 64.98 | 69.48   | 1.069        | +6.9%         | 64.98  | 69.48   | 1.069        | +6.9%         |
| Spost. SLV (mm)                    | 1.07  | 11.03   | >>1          | >100%         | 0.84   | 11.03   | >>1          | >100%         |
| Spost. SLD (mm)                    | 1.07  | 1.15    | 1.076        | +7.6%         | 0.84   | 1.15    | 1.369        | +36.9%        |
| En. diss. (Nm)                     | 40.45 | 981.47  | >>1          | >100%         | 31.79  | 981.47  | >>1          | >100%         |
| <b>Parete 4</b>                    |       |         |              |               |        |         |              |               |
| Rigid. K (kN/m)                    | 92.18 | 93.06   | 1.010        | +1.0%         | 117.27 | 93.06   | <b>0.794</b> | <b>-20.6%</b> |
| Forza max F (kN)                   | 64.98 | 103.34  | 1.590        | +59.0%        | 64.98  | 103.34  | 1.590        | +59.0%        |
| Spost. SLV (mm)                    | 1.07  | 11.03   | >>1          | >100%         | 0.84   | 11.03   | >>1          | >100%         |
| Spost. SLD (mm)                    | 1.07  | 3.63    | 3.396        | +100%         | 0.84   | 3.63    | 4.321        | +100%         |
| En. diss. (Nm)                     | 40.45 | 1228.82 | >>1          | >100%         | 31.79  | 1228.82 | >>1          | >100%         |
| <b>Parete 5</b>                    |       |         |              |               |        |         |              |               |
| Rigid. K (kN/m)                    | 92.18 | 100.19  | 1.087        | +8.7%         | 117.27 | 100.19  | 0.854        | -14.6%        |
| Forza max F (kN)                   | 64.98 | 194.90  | 2.999        | >100%         | 64.98  | 194.90  | 2.999        | >100%         |
| Spost. SLV (mm)                    | 1.07  | 11.03   | >>1          | >100%         | 0.84   | 11.03   | >>1          | >100%         |
| Spost. SLD (mm)                    | 1.07  | 8.14    | 7.616        | >100%         | 0.84   | 8.14    | 9.690        | >100%         |
| En. diss. (Nm)                     | 40.45 | 1990.37 | >>1          | >100%         | 31.79  | 1990.37 | >>1          | >100%         |

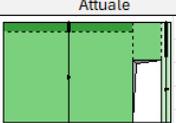
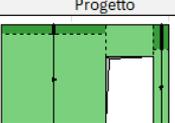
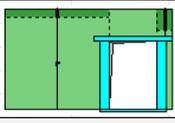
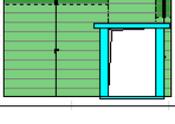
| Comportamento fragile (disgregaz.) |   |   |                                      |   |                                 |  |
|------------------------------------|---|---|--------------------------------------|---|---------------------------------|--|
|                                    | Attuale   | Progetto  | Att.:                                | Prog.:  |                                 |  |
| <b>Parete 1</b>                    |  |  | pietrame con malta scadente, fragile | pietrame con malta scadente, fragile                      | <b>verifica NON soddisfatta</b> |  |
| <b>Parete 2</b>                    |   |  | pietrame con malta scadente, fragile | pietrame con malta scadente, telaio con montante h=300 mm | <b>verifica NON soddisfatta</b> |  |
| <b>Parete 3</b>                    |   |  | pietrame con malta scadente, fragile | ristilatura non armata, architrave                        | <b>verifica NON soddisfatta</b> |  |
| <b>Parete 4</b>                    |   |  | pietrame con malta scadente, fragile | ristilatura non armata, telaio con montante h=150 mm      | <b>verifica NON soddisfatta</b> |  |
| <b>Parete 5</b>                    |   |  | pietrame con malta scadente, fragile | ristilatura non armata, telaio con montante h=250 mm      | <b>verifica soddisfatta</b>     |  |

Fig. 15. Ipotesi (B): risultati per diversi Stati di Progetto

Per questi tipi di consolidamento, la verifica di intervento locale si riterrà soddisfatta se lo Stato di Progetto mostra rispetto allo Stato Attuale una **variazione in aumento delle capacità di deformazione**, senza imporre che tale aumento sia delimitato da un valore massimo. Questa considerazione si può estendere

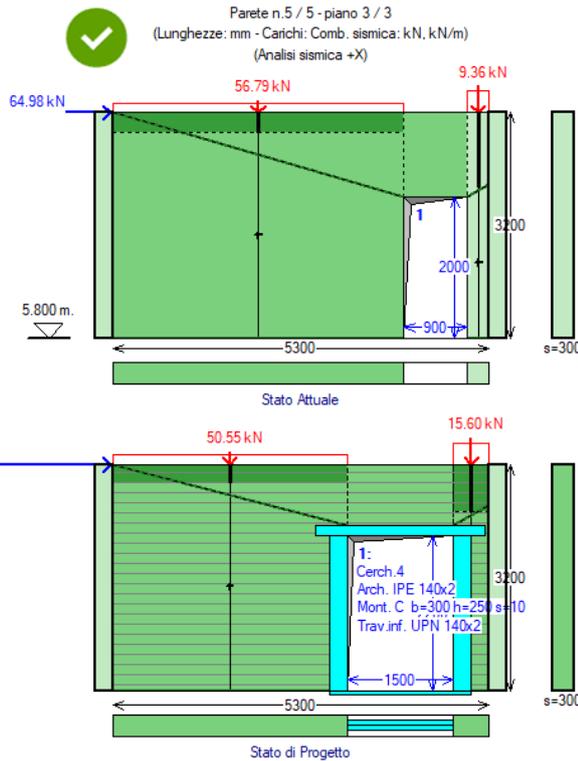
anche alla resistenza; in generale, infatti, l'indicazione normativa in §C8.4.1 secondo cui l'intervento locale non deve modificare significativamente rigidità, resistenza nei confronti delle azioni orizzontali e capacità di deformazione della struttura, si può intendere nel senso di evitare squilibri di rigidità (che richiederebbero valutazioni estese al resto dell'edificio) e peggioramenti di resistenza e capacità deformativa; questa osservazione assume particolare rilievo per le murature originariamente di bassa qualità per le quali la rigenerazione allo Stato di Progetto diviene imprescindibile.

Vengono in seguito riportati, nelle figg. 16,17,18,19, i dati e i risultati relativi alla parete 5.

In fig. 16 i dati dei maschi murari contengono allo Stato Attuale la qualifica di IQM fuori piano  $\leq 4$  ed inoltre, essendo l'accelerazione alla base della parete superiore alla soglia definita per la disgregazione, viene assegnato ai maschi un comportamento di tipo fragile, con assenza di duttilità.

Nelle figg. 17, 18 sono riportate le curve di capacità a confronto fra Stato di Progetto e Stato Attuale, con riferimento all'analisi in direzione X (nel piano della parete) nei due versi +X e -X.

In fig. 19 si rappresenta lo stato di sollecitazione delle pareti in corrispondenza di SLV.



|   |   |   |      |
|---|---|---|------|
| lunghezza B =   | 5300  | spessore s =                                  | 300  |
| altezza iniz. (sx) Hi =                               | 3200  | finale (dx) Hf =                              | 3200 |
| colmo: dist. (da sx) =                                | 0   | altezza =                                     | 3200 |
| Piano della parete (1 = impostata sulle fondazioni) = | 3   | H edificio = 9.00 m =>                        |      |
| Quota di base Z =                                     | 5800  | Quota di base max: 5800 mm                    |      |
| Posizione e orientamento della parete:                | <input checked="" type="checkbox"/> interna                         | <input checked="" type="checkbox"/> in dir. X |      |
| Spessore pareti trasversali:                          | a sx = 250  | a dx = 250                                    |      |
| Acc. sismica alla quota di base a.z (g) =             | <b>0.318 &gt; 0.200</b><br>(confronto con soglia di disagregazione) |   |      |

**Indice di Qualità Muraria fuori piano  $\leq 4$**

Accelerazione sismica alla base della parete:  $a_z = 0.318 \text{ g}$

$\Rightarrow$  **Comportamento fragile**

#### STATO ATTUALE

| N° | Edit | Sism. reag. | B (mm) | H (mm) | Zona rig. inf. (mm) | Zona rig. sup. (mm) | s (mm) | K: x in xEJ/h³ | P.somm SLU (kN) | P.somm Sism (kN) | sp.o (N/mm²) | sp.v (N/mm²) | Tipol. | F.C   |
|----|------|-------------|--------|--------|---------------------|---------------------|--------|----------------|-----------------|------------------|--------------|--------------|--------|-------|
| 1  | ▶    | ...         | 4100   | 3200   | 0                   | 285                 | 300    | 12.0           | 85.19           | 56.79            | 0.00         | 0.00         | 33     | 1.350 |
| 2  | ▶    | ...         | 300    | 3200   | 0                   | 1061                | 300    | 12.0           | 14.04           | 9.36             | 0.00         | 0.00         | 33     | 1.350 |

| N° | f.m (N/mm²) | f.hm (N/mm²) | tau.0 (N/mm²) | fv.0 (N/mm²) | fb (N/mm²) | (m) coeff. atr. | (phi) coeff. | ft (N/mm²) | E (N/mm²) | G (N/mm²) | p.s. (kN/m³) |
|----|-------------|--------------|---------------|--------------|------------|-----------------|--------------|------------|-----------|-----------|--------------|
| 1  | 1.38        | 0.690        | 0.023         |              |            |                 |              | 0.138      | 918       | 298       | 20.00        |
| 2  | 1.38        | 0.690        | 0.023         |              |            |                 |              | 0.138      | 918       | 298       | 20.00        |

| N° | Malta scadente | Nucleo scadente | Malta buona | Ricorsi o listature | Connessione trasversale | Diatoni artificiali | Tirantini antiespuls. | Iniezioni di miscele | Intonaco armato | Ristilatura non armata | % spessore | Ristilat.arm. con conness. |
|----|----------------|-----------------|-------------|---------------------|-------------------------|---------------------|-----------------------|----------------------|-----------------|------------------------|------------|----------------------------|
| 1  | ▶              | ...             |             |                     |                         |                     |                       |                      |                 |                        | 50         |                            |
| 2  | ▶              | ...             |             |                     |                         |                     |                       |                      |                 |                        | 50         |                            |

| N° | Coeff.corrett. resistenze |                           | Coeff.corrett. mod.elast. | Rinforzo con FRCCM | Drift (%) a PressoFl. (SLC) | Drift (%) a Taglio (SLC) | PressoFl. Compl.                    | Taglio Scorr.                       | Taglio Fess.Diag.                   | IQM f.p. <= 4                       | Comport. fragile                    |
|----|---------------------------|---------------------------|---------------------------|--------------------|-----------------------------|--------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| 1  | ▶                         | fm: 1.00 - tau0,fv0: 1.00 | 1.00                      |                    | 1.00                        | 0.50                     | <input checked="" type="checkbox"/> |
| 2  | ▶                         | fm: 1.00 - tau0,fv0: 1.00 | 1.00                      |                    | 1.00                        | 0.50                     | <input checked="" type="checkbox"/> |

#### STATO DI PROGETTO

| N° | Edit | Sism. reag. | B (mm) | H (mm) | Zona rig. inf. (mm) | Zona rig. sup. (mm) | s (mm) | K: x in xEJ/h³ | P.somm SLU (kN) | P.somm Sism (kN) | sp.o (N/mm²) | sp.v (N/mm²) | Tipol. | F.C   |
|----|------|-------------|--------|--------|---------------------|---------------------|--------|----------------|-----------------|------------------|--------------|--------------|--------|-------|
| 1  | ▶    | ...         | 3300   | 3200   | 0                   | 259                 | 300    | 12.0           | 75.83           | 50.55            | 0.00         | 0.00         | 34     | 1.350 |
| 2  | ▶    | ...         | 500    | 3200   | 0                   | 668                 | 300    | 12.0           | 23.40           | 15.60            | 0.00         | 0.00         | 34     | 1.350 |

| N° | f.m (N/mm²) | f.hm (N/mm²) | tau.0 (N/mm²) | fv.0 (N/mm²) | fb (N/mm²) | (m) coeff. atr. | (phi) coeff. | ft (N/mm²) | E (N/mm²) | G (N/mm²) | p.s. (kN/m³) |
|----|-------------|--------------|---------------|--------------|------------|-----------------|--------------|------------|-----------|-----------|--------------|
| 1  | 1.86        | 0.930        | 0.031         |              |            |                 |              | 0.186      | 1208      | 380       | 20.00        |
| 2  | 1.86        | 0.930        | 0.031         |              |            |                 |              | 0.186      | 1208      | 380       | 20.00        |

| N° | Malta scadente | Nucleo scadente | Malta buona | Ricorsi o listature | Connessione trasversale | Diatoni artificiali | Tirantini antiespuls. | Iniezioni di miscele | Intonaco armato | Ristilatura non armata              | % spessore | Ristilat.arm. con conness. |
|----|----------------|-----------------|-------------|---------------------|-------------------------|---------------------|-----------------------|----------------------|-----------------|-------------------------------------|------------|----------------------------|
| 1  | ▶              | ...             |             |                     |                         |                     |                       |                      |                 | <input checked="" type="checkbox"/> | 50         |                            |
| 2  | ▶              | ...             |             |                     |                         |                     |                       |                      |                 | <input checked="" type="checkbox"/> | 50         |                            |

| N° | Coeff.corrett. resistenze |                           | Coeff.corrett. mod.elast. | Rinforzo con FRCCM | Drift (%) a PressoFl. (SLC) | Drift (%) a Taglio (SLC) | PressoFl. Compl.                    | Taglio Scorr.                       | Taglio Fess.Diag.                   | IQM f.p. <= 4                       | Comport. fragile                    |
|----|---------------------------|---------------------------|---------------------------|--------------------|-----------------------------|--------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| 1  | ▶                         | fm: 1.20 - tau0,fv0: 1.20 | 1.20                      |                    | 1.00                        | 0.50                     | <input checked="" type="checkbox"/> |
| 2  | ▶                         | fm: 1.20 - tau0,fv0: 1.20 | 1.20                      |                    | 1.00                        | 0.50                     | <input checked="" type="checkbox"/> |

Fig. 16. Ipotesi (B): soluzione di progetto. Dati maschi murari

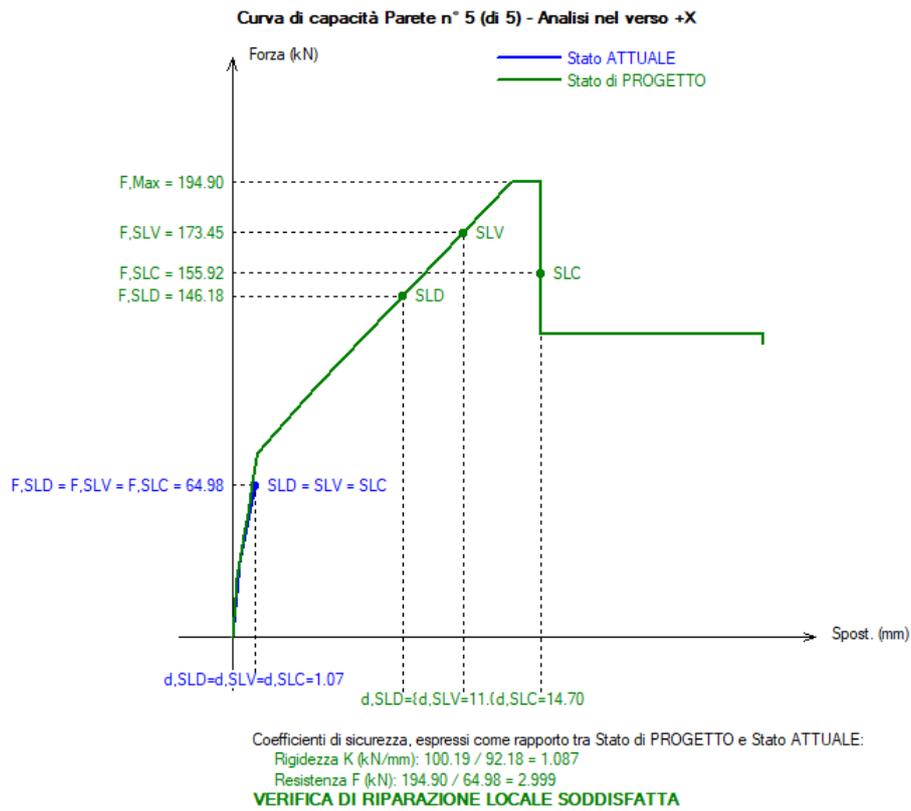


Fig. 17. Ipotesi (B): curve di capacità per analisi sismica +X

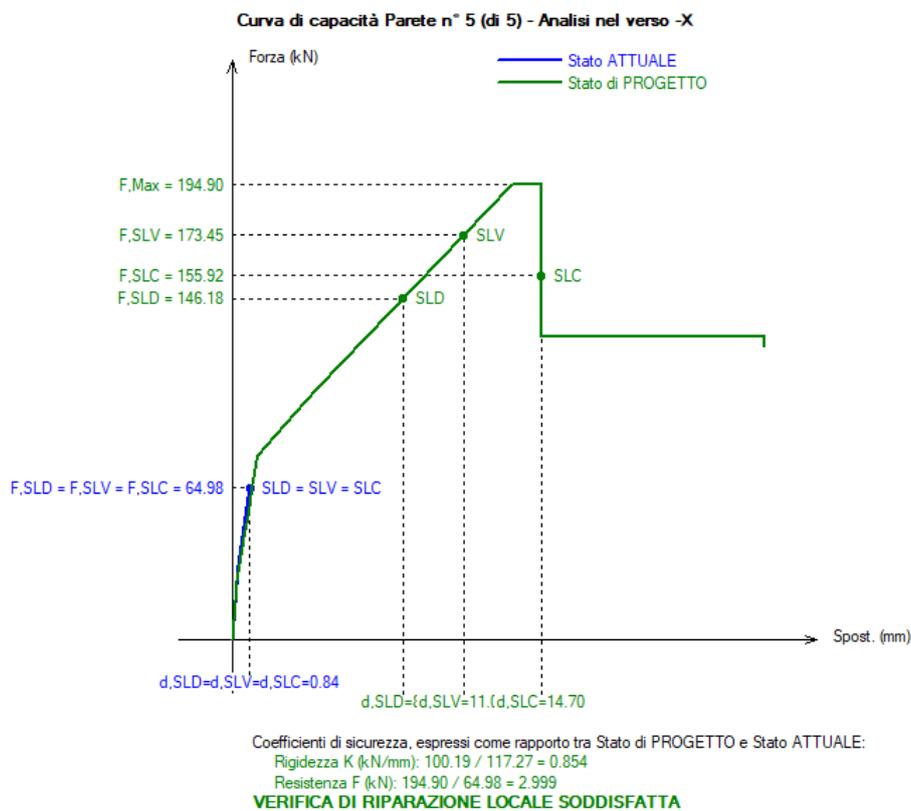


Fig. 18. Ipotesi (B): curve di capacità per analisi sismica -X

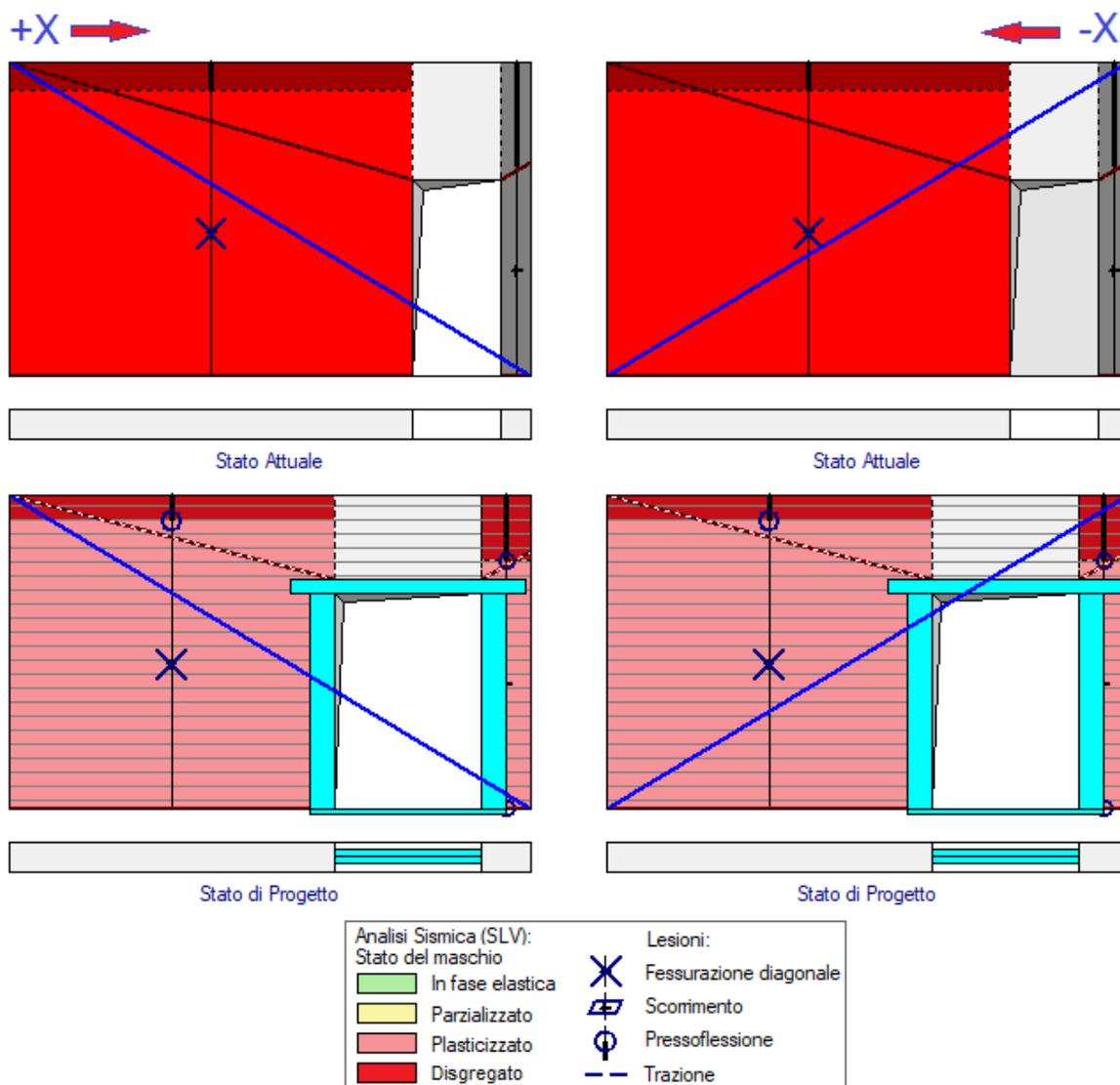


Fig. 19. Ipotesi (B): stato di sollecitazione dei maschi in corrispondenza di SLV

La curva di capacità generata dal comportamento fragile allo Stato Attuale corrisponde ad un tratto lineare elastico (in colore blu nelle figg. 17, 18). La grafica dello stato della parete in corrispondenza di SLV (fig. 19) evidenzia, allo Stato Attuale, la disgregazione della muratura, fenomeno che si manifesta al raggiungimento del limite di resistenza a taglio.

Rispetto all'ipotesi di muratura originaria non disgregabile (dove si era in presenza di ricorsi e connessioni trasversali), la soluzione ottimale allo Stato di Progetto richiede un telaio di maggiori rigidità e resistenza, fermo restando che la riqualificazione della muratura mediante la ristilatura dei giunti rimane il passo fondamentale dell'intervento di consolidamento.

Ulteriori indagini sugli effetti del comportamento fragile di murature soggette a disgregazione devono essere condotte nell'ambito del comportamento sismico complessivo di un edificio, dove la valutazione globale della vulnerabilità avviene tramite l'indicatore di rischio sismico  $\zeta_E$ .

**Inserendo nella modellazione di un edificio in muratura scadente l'informazione della possibile disgregazione, si otterrà una valutazione più realistica dello stato di fatto: i valori in ribasso di  $\zeta_E$  indicheranno la necessità generale della riqualificazione muraria, qualunque sia il quadro degli interventi previsti dal progetto di consolidamento.**

## CONCLUSIONI

In una parete storica in muratura, **giunti di malta degradati determinano sconnessione e instabilità degli elementi lapidei**. Sotto azioni sismiche, **la malta scadente**, insieme all'assenza di ricorsi e di connessioni trasversali, **può determinare disgregazione**, crisi fragile che precede l'attivazione dei cinematicismi fuori piano e delle capacità di resistenza e spostamento nel piano. **Gli interventi richiedono la riqualificazione della muratura**.

Come noto, lo studio di un intervento nell'ambito della Riparazione Locale si conduce attraverso la valutazione analitica della capacità ante (Stato Attuale) e post (Stato di Progetto); l'analisi viene condotta su un modello definito dalle capacità di resistenza e di spostamento, seguendo le indicazioni della Normativa tecnica vigente riguardanti il comportamento statico degli elementi in muratura. In entrambi gli Stati, la validazione del calcolo richiede come prerequisito solidi che dal punto di vista strutturale siano realmente assimilabili ad elementi resistenti.

Una parete caratterizzata da malta scadente, soggetta a possibile disgregazione, deve essere modellata tenendo conto del comportamento fragile corrispondente a tale meccanismo. In uno Stato di Progetto, qualunque sia l'intervento previsto, la rigenerazione della muratura, ad esempio tramite ristilatura profonda dei giunti di malta, è da considerarsi indispensabile.

La Normativa vigente non fornisce criteri espliciti né per la modellazione del comportamento fragile di maschi murari soggetti a possibile disgregazione, né per la valutazione dell'intervento di ristilatura non armata ad esempio tramite coefficienti correttivi. Per entrambi questi aspetti, sono stati sviluppati e proposti nella presente Ricerca criteri di calcolo coerenti con le indicazioni normative

E' stato quindi analizzato un caso applicativo relativo ad una parete muraria di qualità scadente, da sottoporre ad un intervento con modifica delle aperture. Si è discussa la validità di diverse ipotesi sugli Stati Attuale e di

Progetto, mantenendo l'obiettivo di inquadramento dell'intervento nell'ambito della Riparazione Locale. Si è mostrato che nel caso di interventi su murature scadenti soggette a possibile disgregazione, l'analisi dello Stato Attuale si conduce mediante un modello elasto-fragile, ottenuto dal modello elasto-plastico annullando il tratto di duttilità. Per l'inclusione dell'intervento nell'ambito della riparazione locale è necessario considerare come favorevole l'incremento di duttilità, che nel caso di una muratura inizialmente soggetta a disgregazione diviene non tanto un incremento quanto **un'implementazione di duttilità, originariamente assente**.

Si è constatato che anche nel caso di muratura non soggetta a disgregazione, ma di qualità scadente, l'intervento di rigenerazione tramite ristilatura dei giunti conferisce un aumento di capacità di spostamento, e talvolta anche della resistenza, piuttosto rilevante: questo effetto deve essere considerato in senso positivo nei confronti della verifica locale, secondo quanto di seguito precisato.

La Normativa vigente, in §C8.4.1, afferma che l'intervento locale non deve modificare significativamente rigidità, resistenza nei confronti delle azioni orizzontali e capacità di deformazione della struttura. Tali indicazioni hanno lo scopo di evitare squilibri di rigidità (che richiederebbero valutazioni estese al resto dell'edificio) e, sostanzialmente, peggioramenti di resistenza e capacità deformativa.

In particolare, **il controllo di non peggioramento su resistenza e capacità deformativa assume particolare rilievo nel caso di murature originariamente di bassa qualità rigenerate allo Stato di Progetto attraverso interventi quali la ristilatura dei giunti**. Per questi tipi di consolidamento, la verifica di intervento locale si riterrà soddisfatta se lo Stato di Progetto mostra rispetto allo Stato Attuale una

**variazione in aumento delle capacità di resistenza e deformazione**, senza imporre che tale aumento sia delimitato da un valore massimo.

**L'intervento di rigenerazione di murature di qualità scadente deve essere considerato un presupposto di progetto fondamentale ai fini della sicurezza, in grado di contrastare eventuali fenomeni disgregativi.**

**Ulteriori indagini sulle analisi globali degli edifici in muratura scadente indicheranno la necessità generale della riqualificazione muraria, qualunque sia il quadro degli interventi previsti dal progetto di consolidamento.**

## **RINGRAZIAMENTI**

La disgregazione muraria come causa fondamentale di collasso per edifici esistenti in muratura di scarsa qualità è stata identificata da Massimo Mariani, in un lavoro di grande rilevanza finalizzato alla corretta conoscenza del comportamento sismico reale degli edifici esistenti [8]. Attualmente, gli studi di Massimo Mariani proseguono, insieme all'Autore del presente documento, attraverso indagini sulla relazione fra contenuti sismici ad alta frequenza e fenomeni disgregativi.

Durante la presente Ricerca è stato prezioso il confronto con l'ing. Alessandro De Maria, coautore del Metodo IQM. Negli sviluppi più recenti, il metodo IQM ha valorizzato il ruolo del meccanismo di disgregazione muraria rendendone possibile l'inquadramento analitico nell'ambito delle valutazioni progettuali.

## **BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO**

[1] Borri A. et al.: Manuale delle murature storiche, a cura di C. Donà, con la collaborazione di A. De Maria, DEI, Tipografia del Genio Civile, Roma, 2011.

[2] Borri A., Corradi M., De Maria A.: The Failure of Masonry Walls by Disaggregation and the Masonry Quality Index, Heritage 2020, 3(4), 1162-1198.

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

[4] App IQMindex, [www.iqmindex.com](http://www.iqmindex.com)

[5] Aedes.ACM, Aedes Software, versione 2025 (*in corso di pubblicazione*)

[6] Pugi F.: Pareti in muratura e telai di cerchiatura: influenza del verso dell'azione sismica, Ingenio, 2022: <https://www.ingenio-web.it/articoli/pareti-in-muratura-e-telai-di-cerchiatura-influenza-del-verso-dell-azione-sismica/>

[7] Regione Toscana, Comitato Tecnico Scientifico in materia di rischio sismico (art. 3bis L.R. 58/2009 e Decreto del Presidente della Giunta regionale n. 83 del 22/5/2022): "Orientamenti interpretativi in merito alla classificazione degli interventi sugli edifici esistenti "

[8] Mariani M.: Terremoto e caos: un nuovo percorso di analisi del comportamento dei sismi, Ingenio, 2017: <https://www.ingenio-web.it/articoli/terremoto-e-caos-un-nuovo-percorso-di-analisi-del-comportamento-dei-sismi/>

[9] *Allegato all'Ordinanza commissariale n. 44 del 18/12/2018.*

<https://sisma2016.gov.it/wp-content/uploads/2019/11/Allegato-ordinanza-n.-44-del-15-dicembre-2017.pdf>

## **PARTICOLARI COSTRUTTIVI DELLE CERCHIATURE DELLE APERTURE NELLE STRUTTURE MURARIE**

*Autore: Massimo Mariani*

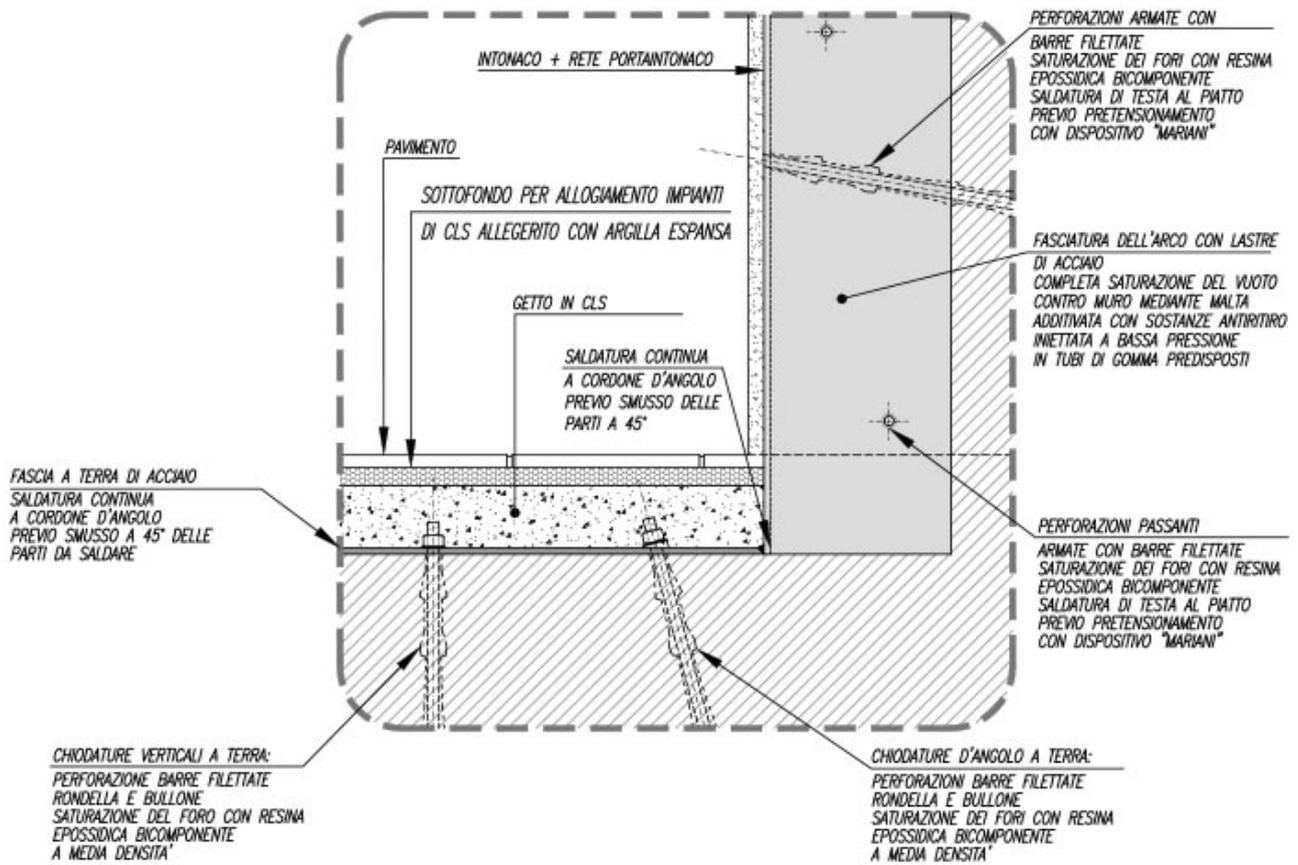
[Estratto dall'articolo pubblicato su Ingenio \(08.02.2022\)](#)

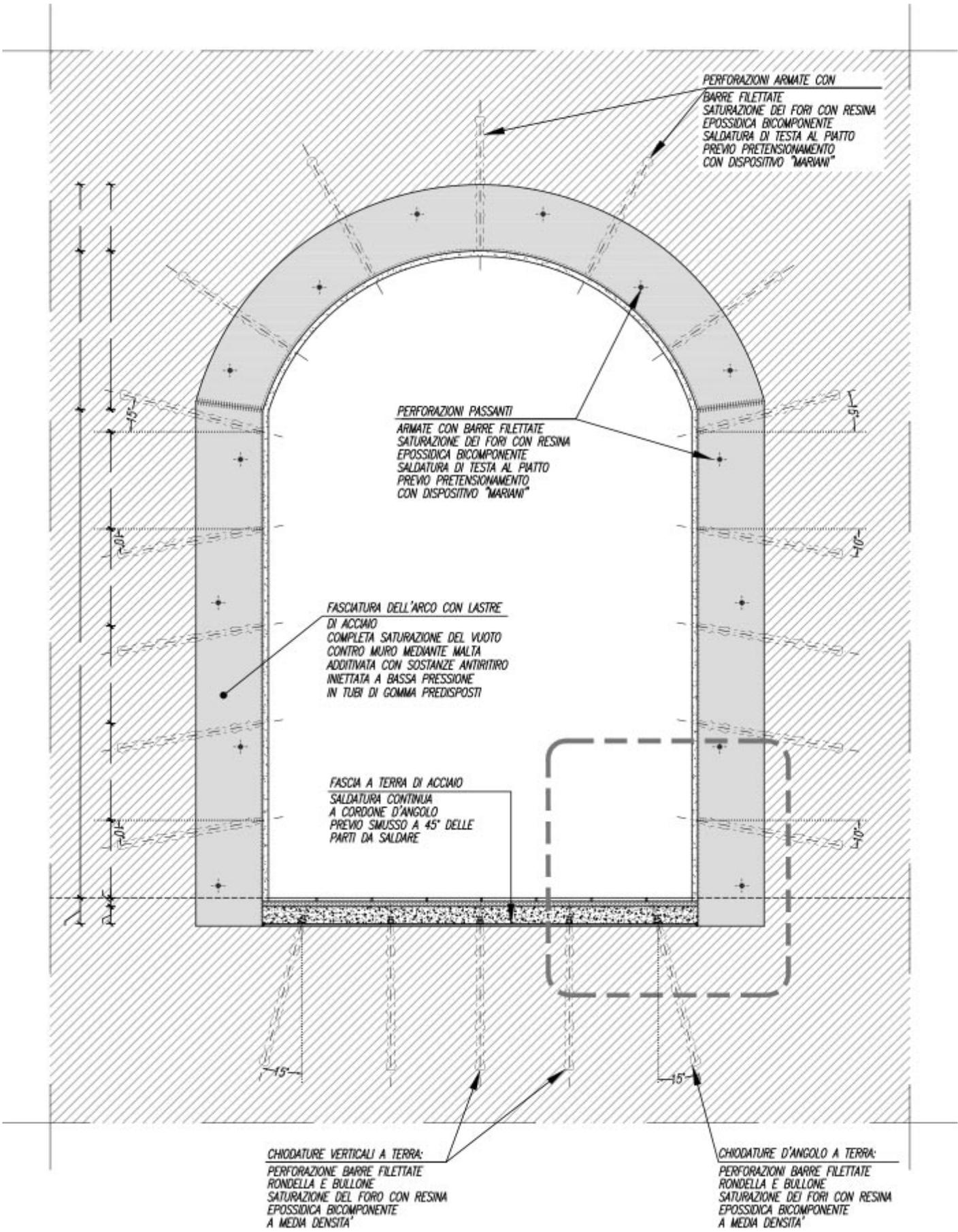
*Nell'articolo Massimo Mariani tratta il tema del consolidamento di aperture esistenti in pareti murarie attraverso cerchiature con profilati piatti di acciaio, proponendo una serie di particolari costruttivi molto utili ed interessanti. Nel presente documento si pubblica un estratto, rinviando all'articolo completo per approfondimenti.*

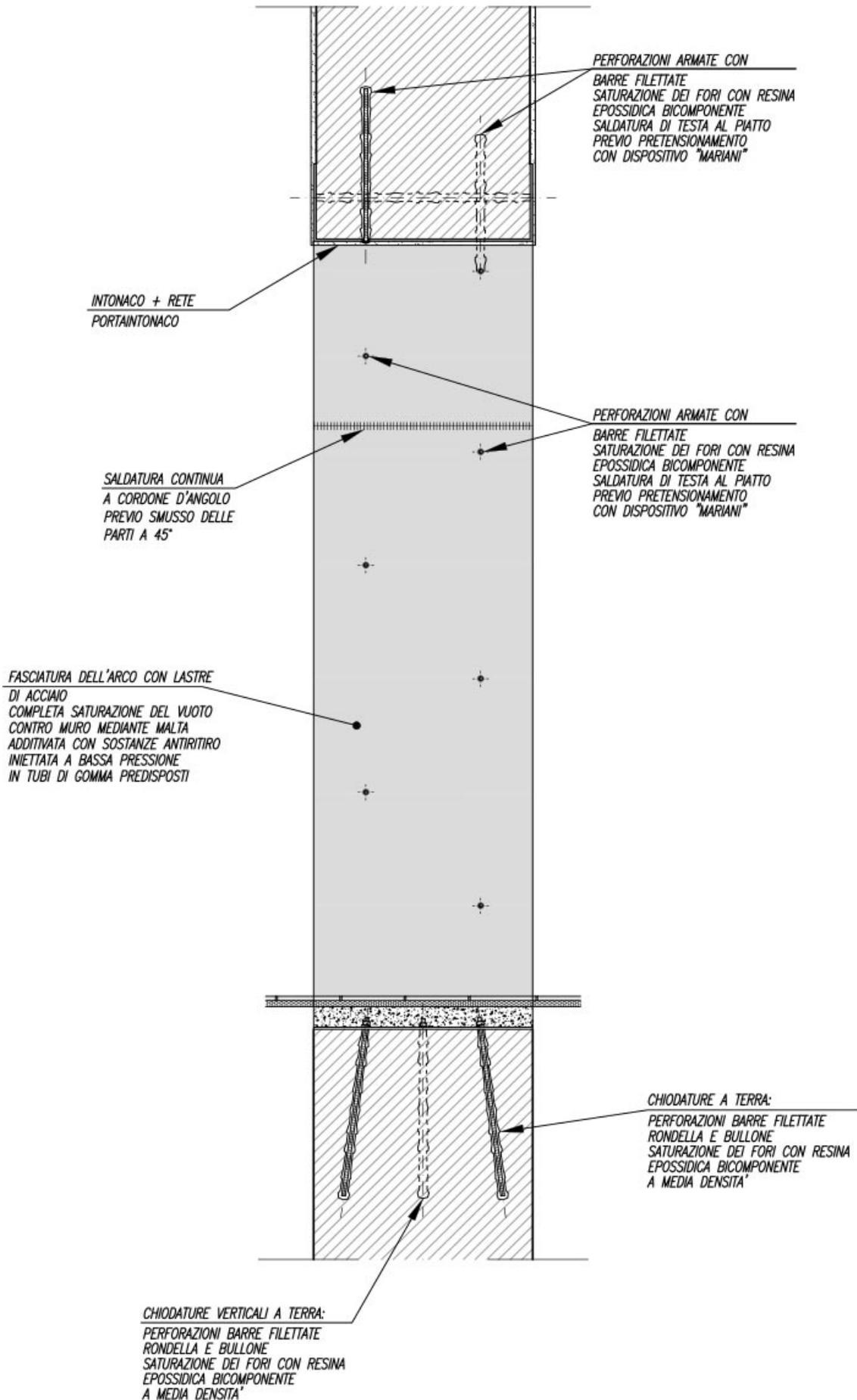
L'intervento di cerchiatura per il **consolidamento strutturale di un'apertura in un muro portante** che consenta di **evitare la demolizione dei piedritti e dell'architrave**, come avviene quando si ricorre ai profilati di acciaio UPN o doppio T, è quello che si descrive, che prevede un **rivestimento strutturale del vano d'apertura costituito da profilati piatti di acciaio che, saldati tra di loro, sono conformati secondo le geometrie della parete.**

Questa operazione darà vita ad una **sezione composta a "C"** che si farà aderire alla muratura, precedentemente liberata dall'intonaco, dalle polveri e livellata con idonea malta, con l'inserimento, attraverso boccagli (tubicini saldati perpendicolarmente alla cerchiatura in corrispondenza di fori precedentemente eseguiti) di micro malta a base di calce o di resina epossidica bicomponente a bassa densità.

Nel caso di vuoti considerevoli, si consiglia il betoncino epossidico e/o la ricostruzione muraria negli stessi (figure seguenti).







Volendo non ricorrere a resine epossidiche bicomponenti si potranno usare altri materiali idonei alla saturazione dei fori e degli eventuali vuoti, che garantiscano le medesime caratteristiche meccaniche delle resine, la stessa fluidità e lo stesso tempo di maturazione, che non dovrebbe essere superiore a 15-20 minuti, così da evitare lo svuotamento delle parti iniettate a causa del loro percolamento nei vuoti presenti all'interno della muratura.

Il sistema di supporto mostrato nelle figure precedenti sarà reso solidale alla muratura tramite ancoraggi ottenuti con barre filettate inserite in fori riempiti con resine epossidiche bicomponenti a media densità, o con materiali di pari efficacia aventi tempi di maturazione anche in questo caso celeri.

Le barre e tutta l'operazione di ancoraggio dell'intero rinforzo sarà eseguita una volta terminata la posa in opera dei profilati piatti che, preventivamente forati in officina, accoglieranno i perni che saranno successivamente ad essi saldati sulle forature svasate a 45° così da ottenere un cordolo di saldatura su tutto il contorno della barra. Le barre saranno successivamente tagliate a raso per la parte eccedente.

L'intera opera così eseguita rimarrà celata all'interno dell'intonaco.

La cerchiatura rappresentata nelle figure seguenti è stata collegata in sommità, all'altezza dell'architrave, a fasce-tiranti di acciaio, anch'esse profilati piatti, che hanno avuto il ruolo di rinforzare le murature all'interno e all'esterno dell'edificio.

