



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



© 2010-2012 **AEDES** Software per Ingegneria Civile  
Via F. Aporti 32 - 56028 SAN MINIATO (PI)  
Tel.: **0571.401073** - Fax: **0571.401173**  
E-mail: **info@aedes.it** - Internet: **www.aedes.it**

Per i particolari costruttivi e la documentazione fotografica, l'Autore, Francesco Pugi, e la AEDES Software ringraziano lo Studio di Ingegneria Giovannardi e Rontini, Borgo San Lorenzo (FI).

AC.M, PC.M e PC.E sono marchi della AEDES Software

---

Ristampa della IIa edizione (aprile 2012) ad uso interno Aedes.

## **Prefazione alla II<sup>a</sup> edizione**

Il successo della I<sup>a</sup> edizione di questo volume, dedicato all'analisi di interventi antisismici effettuati su singole pareti murarie, ha evidenziato un interesse crescente nei confronti di tematiche specifiche del consolidamento strutturale, alla luce delle nuove Normative tecniche.

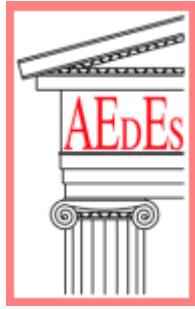
Avendo valutato le osservazioni e le richieste dei Progettisti, la II<sup>a</sup> edizione propone vari approfondimenti che ampliano le considerazioni progettuali finalizzate alle applicazioni pratiche.

Viene introdotto, tra l'altro, un coefficiente di sicurezza relativo all'energia dissipata: questo coefficiente può svolgere un ruolo importante nel caso di pareti con telai di cerchiatura i cui ancoraggi alla base non siano assimilabili ad incastri perfetti.

Alcuni esempi di calcolo svolti con il software AC.M©AEDES completano i contenuti dell'opera.

San Miniato, marzo 2012

*L'Autore*



Ing. Francesco Pugi

Interventi nelle Murature  
e nuova Normativa Sismica:

## **A**perture e **C**erchiature **in M**urature portanti

con telai in acciaio  
e in calcestruzzo armato

**Teoria ed Esempi applicativi**  
**Analisi conforme alla nuova Normativa**

(D.M. 14.1.2008 e Circ. 2.2.2009, n.617;  
Regione Toscana: D.G.R. 606 del 21.6.2010)

# INDICE

## PRESENTAZIONE 7

CONVENZIONI TIPOGRAFICHE 9

## 1. INTRODUZIONE 11

- 1.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 11
- 1.2. BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO 12

## 2. PARETI IN MURATURA: MODELLAZIONE E MECCANISMI RESISTENTI 13

- 2.1. COMPORTAMENTO STRUTTURALE DEL SINGOLO MASCHIO MURARIO 14
  - 2.1.1. FORZA ULTIMA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO 16
  - 2.1.2. FORZA ULTIMA A TAGLIO PER SCORRIMENTO 17
  - 2.1.3. FORZA ULTIMA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE 19
- 2.2. COMPORTAMENTO STRUTTURALE DELLA PARETE  
COMPOSTA DA PIU' MASCHI MURARI 20

## 3. ANALISI DEI CARICHI 22

- 3.1. CARICO APPLICATO SULL'ARCHITRAVE 24

## 4. INTERVENTI SULLE PARETI: REALIZZAZIONE DI APERTURE CON TELAI DI CERCHIATURA 27

- 4.1. CALCOLO TRADIZIONALE, CON APPLICAZIONE DEI PARAMETRI MECCANICI  
DELLA NUOVA NORMATIVA 27
- 4.2. CALCOLO TRADIZIONALE: CONFRONTO CON LE NORME PRECEDENTI 29
- 4.3. COLLABORAZIONE FRA I COMPONENTI DELLA PARETE 31
- 4.4. RIGIDEZZA EFFETTIVA DEI TELAI DI CERCHIATURA 35
- 4.5. COMPORTAMENTO ELASTO-PLASTICO DEL TELAIO DI CERCHIATURA.  
ANALISI STRUTTURALE PER AZIONI ORIZZONTALI 38
- 4.6. CURVA DI CAPACITÀ DI PARETE IN MURATURA CON APERTURA  
E TELAIO DI CERCHIATURA 49
  - 4.6.1. MURATURA: TAGLIO RESISTENTE  
PER PRESSOFLESSIONE COMPLANARE 49
  - 4.6.2. MURATURA: TAGLIO RESISTENTE PER FESSURAZIONE DIAGONALE 50
  - 4.6.3. MURATURA: TAGLIO RESISTENTE PER SCORRIMENTO 50
  - 4.6.4. MURATURA: SPOSTAMENTO ULTIMO 55
  - 4.6.5. COSTRUZIONE DELLA CURVA COMPLESSIVA (MASCHI + TELAIO) 56
- 4.7. VERIFICA DI SICUREZZA DEL GIUNTO MONTANTE - TRAVERSO 58
- 4.8. ANALISI STRUTTURALE STATICA (PER CARICHI VERTICALI) 61
- 4.9. VERIFICA DI SICUREZZA DEGLI ANCORAGGI 65

4.10. ANALISI DI UN TELAIO DI CERCHIATURA IN CEMENTO ARMATO	69
4.10.1. DIMENSIONAMENTO DEL TELAIO	70
4.10.2. VERIFICHE STATICHE	74
4.10.3. COMPORTAMENTO ELASTO-PLASTICO	81
4.10.3.1. CERNIERE PLASTICHE	82
4.10.3.2. COSTRUZIONE DELLA CURVA DI CAPACITA'	89
4.10.3.3. ANALISI IN CAMPO ELASTO-PLASTICO	90
4.11. ALTRE MODALITA' DI INTERVENTO	100
4.11.1. PILASTRI CALASTRELLATI CON ANGOLARI	100
4.11.2. TELAI MISTI IN CEMENTO ARMATO E ACCIAIO	102
4.12. CONSIDERAZIONI SULL'ESEMPIO PROGETTUALE	103

## **5. RIPARAZIONE LOCALE E MIGLIORAMENTO SISMICO 104**

5.1. APPLICAZIONE DEL D.M. 14.1.2008	104
5.2. SINTESI DEI RISULTATI DELL'ANALISI	108

## **6. COMPLEMENTI 110**

6.1. ALTERNATIVE ALLA REALIZZAZIONE DELLA CERCHIATURA	110
6.2. EQUIVALENZA MURATURA RIMOSSA - TELAIO DI CERCHIATURA	113
6.3. LIMITI DELLA METODOLOGIA DI INTERVENTO	115
6.4. PARETE PIENA EQUIVALENTE A UNA PARETE FORATA	117

## **7. ESEMPI APPLICATIVI CON IL SOFTWARE AC.M © AEDES 121**

7.1. COEFFICIENTI DI SICUREZZA PER LA VERIFICA SISMICA	121
7.2. ESEMPIO APPLICATIVO	123
7.3. APPROFONDIMENTI	139
7.3.1. FATTORE DI CONFIDENZA PARI A 1.00	139
7.3.2. RIDUZIONE MODULI DI ELASTICITA' PER MURATURE LESIONATE	142
7.3.3. ZONE RIGIDE CON DIFFUSIONE A 30° IN CASO DI FINESTRA	143

## **8. ESTRATTI DALLA NORMATIVA VIGENTE 147**

8.1. D.M. 14.1.2008 (NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI)	147
8.2. CIRC. 2.2.2009, n.617 (ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DEL D.M. 14.1.2008)	149
8.3. ORIENTAMENTI INTERPRETATIVI	151

## **9. APPENDICE 155**

9.1. DOCUMENTAZIONE PROGETTUALE	155
9.2. SOFTWARE AC.M © AEDES: RIFERIMENTI INTERNET	158



## **PRESENTAZIONE**

*alla Iª edizione, a cura del Dott. Ing. Fausto Giovannardi*

Anni vorticosi, questi ultimi, per i progettisti strutturali. Tre norme diverse, succedutesi in poco tempo, non senza contraddizioni, che hanno messo a dura prova l'intero settore, ed ora, che la situazione sembra stabilizzatasi con l'entrata in vigore delle NTC 2008, occorre ripartire e ricreare una base certa e condivisa, tra progettazione delle strutture e rispetto delle norme.

Ma se questi anni sono stati particolarmente difficili, dobbiamo anche riconoscere che è cresciuta la consapevolezza che in un paese come l'Italia, che ha la fortuna di avere un enorme patrimonio di borghi antichi, centri storici, e che è però soggetto a ricorrenti terremoti, il futuro della sicurezza sta in gran parte nella capacità d'intervenire sul patrimonio edilizio esistente, con criterio, capacità ed intelligenza.

In questa logica una grande importanza assume il ruolo degli "interventi locali", introdotti con le nuove norme, in aggiunta a quelli di miglioramento ed adeguamento sismico, già presenti nel D.M.16.1.1996.

Concetti nuovi sono stati introdotti, come i "livelli di conoscenza", i "fattori di confidenza", e soprattutto la "valutazione della sicurezza" che deve accompagnare ogni intervento sul costruito, ed in aggiunta alle verifiche di resistenza, quelle su rigidità e duttilità, che non devono variare significativamente.

Una nuova apertura in un muro maestro o il suo spostamento non è più, giustamente, un'operazione ordinaria, e richiede un progetto qualificato che non è solo un calcolo giustificativo, ma bensì analisi, studio, conoscenza.

Un aiuto in questo senso ci viene dai lavori di Francesco Pugi sugli edifici in muratura. Libri meditati ed approfonditi e programmi di calcolo, oramai indispensabili per aiutare ad affrontare e risolvere l'analisi di problemi complessi, senza dimenticare il cantiere, vero "modello" in cui si concretizzano tutti i saperi.

Settembre 2010

Fausto Giovannardi  
Direttore di *Ingegneria Sismica*



## CONVENZIONI TIPOGRAFICHE

Nel testo vengono richiamati paragrafi del D.M.14.1.2008 (NTC08) attraverso il simbolo § seguito dal numero del paragrafo (seguendo l'impostazione delle norme, §C indica il corrispondente paragrafo della Circolare applicativa di NTC08). Un esempio:  
*Il taglio per scorrimento è descritto in §7.8.2.2.2 per gli edifici nuovi, ma, come suggerito in §C8.7.1.5, deve essere preso in considerazione nel caso di murature esistenti (...)*

I riferimenti ai paragrafi del presente Manuale d'uso sono invece preceduti dal simbolo p.:  
*Nel p. 4.6 viene svolto un esempio di calcolo della resistenza a taglio (...)*

Per i riferimenti bibliografici, si utilizzano le parentesi quadre con sigla identificativa dell'opera:

[8] significa il riferimento bibliografico 8; quando si fa riferimento ad un paragrafo specifico dell'opera, al riferimento bibliografico segue il simbolo §: [8],§9.3.4 indica il paragrafo 9.3.4 dell'opera [8].

Le seguenti simbologie evidenziano note, osservazioni e approfondimenti:



Osservazioni e note che è opportuno conoscere.



Da sapere: informazioni tecniche, approfondimenti, riferimenti normativi.



Da sapere assolutamente: aspetti particolarmente delicati.



## **1. INTRODUZIONE**

Conformemente alle prescrizioni della Normativa vigente (D.M. 14.1.2008 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, e stimando, laddove necessario, l'accelerazione al suolo sostenibile dalla struttura. 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 analizzano le tipologie di intervento previste dalle Norme, distinguendo la Riparazione locale dal Miglioramento sismico, e proponendo per ognuna uno specifico percorso operativo.

Il testo viene completato da una raccolta di riferimenti normativi dedicati all'argomento.

La teoria viene descritta facendo anche riferimento a specifici esempi applicativi, ripercorrendo numericamente i passi fondamentali di calcolo. In tal modo, ogni impostazione o premessa teorica viene confrontata in modo diretto con l'applicazione operativa. Gli esempi di calcolo scelti sono stati ritenuti adeguatamente rappresentativi della casistica progettuale.

### **1.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

**[1] D.M. 14.1.2008:** "Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"

**[2] Circolare 2.2.2009, n.617:** "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.1.2008

**[3] 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".

**[4] Circolare Min.LL.PP. n.21745 del 30.7.1981:** "Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma."

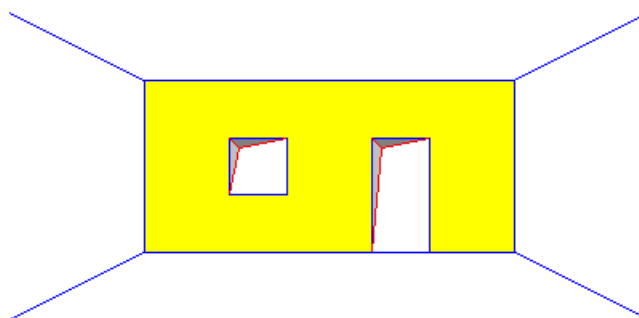
**[5] D.M. 16.1.1996:** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche."

## 1.2. BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

- [6] F. Pugi: **Progettazione di Costruzioni in Muratura**, ALINEA Editrice, Firenze, 2000.
- [7] F. Pugi: **Edifici in Muratura e nuova Normativa Sismica**, ALINEA Editrice, Firenze, 2006.
- [8] N. Augenti: **Il calcolo sismico degli edifici in muratura**, UTET, Torino, 2000.
- [9] A. Benedetti: **Progettazione di Strutture in Muratura in Zona Sismica**, Corso di aggiornamento sulle nuove Normative Sismiche, Imola, Maggio 2004.
- [10] 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.
- [11] 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 è reperibile on line all'indirizzo: [gndt.ingv.it/Pubblicazioni/Monografie\\_disponibili\\_con\\_intestazione.htm](http://gndt.ingv.it/Pubblicazioni/Monografie_disponibili_con_intestazione.htm)
- [12] B. Furiozzi, C. Messina, L. Paolini: **Prontuario con software didattico per il calcolo di elementi strutturali**, Le Monnier, Firenze, 2002.
- [13] P. Pozzati: **Teoria e Tecnica delle Strutture, Vol.III: Sistemi di Travi: interpretazione del collasso**, UTET, Torino, 1987.
- [14] [www.promozioneacciaio.it](http://www.promozioneacciaio.it)
- [15] C. Bernuzzi, F. M. Mazzolani: **Edifici in acciaio. Materiale, calcolo e progetto secondo l'Eurocodice EN-1993-1-1**, Hoepli, Milano, 2007.
- [16] G. Ballio, C. Bernuzzi: **Progettare costruzioni in acciaio**, Hoepli, Milano, 2004.
- [17] F. M. Mazzolani, R. Landolfo, G. Della Corte, B. Faggiano: **Edifici con Struttura di Acciaio in Zona Sismica**, IUSS Press, Pavia, 2006.
- [18] Long Carbon Europe, Sections and Merchant Bars: **Strutture antisismiche in acciaio**, ArcelorMittal Commercial Sections, LUXEMBOURG, [www.arcelormittal.com/sections](http://www.arcelormittal.com/sections).
- [19] L. Petrini, R. Pinho, G. M. Calvi: **Criteri di Progettazione Antisismica degli Edifici**, IUSS Press, Pavia, 2004.
- [20] **Manuale di Ingegneria Civile**, Sezione seconda: Scienza delle costruzioni, Tecnica delle costruzioni, Ponti, Cremonese, Roma, 1982.
- [21] Università degli Studi di Brescia, materiale didattico on line a cura del Prof. Gelfi: [http://bsing.ing.unibs.it/~gelfi/didattica/appunticorso/pdf/piastre\\_di\\_base.pdf](http://bsing.ing.unibs.it/~gelfi/didattica/appunticorso/pdf/piastre_di_base.pdf)
- [22] 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.
- [23] 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 (per approfondimenti: [www.aedes.it](http://www.aedes.it)).
- [24] 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.
- [25] **ACI 318**. Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary. American Concrete Institute. Michigan, 2000.

## 2. PARETI IN MURATURA: MODELLAZIONE E MECCANISMI RESISTENTI

Si definisce 'parete' una superficie di muratura portante, posta nel piano verticale, situata ad un particolare piano dell'edificio: questa 'parete' può essere definita, al contorno, dai piani superiore e inferiore e - ai lati - dalle pareti ortogonali che la intersecano (fig. 2.1) [6].

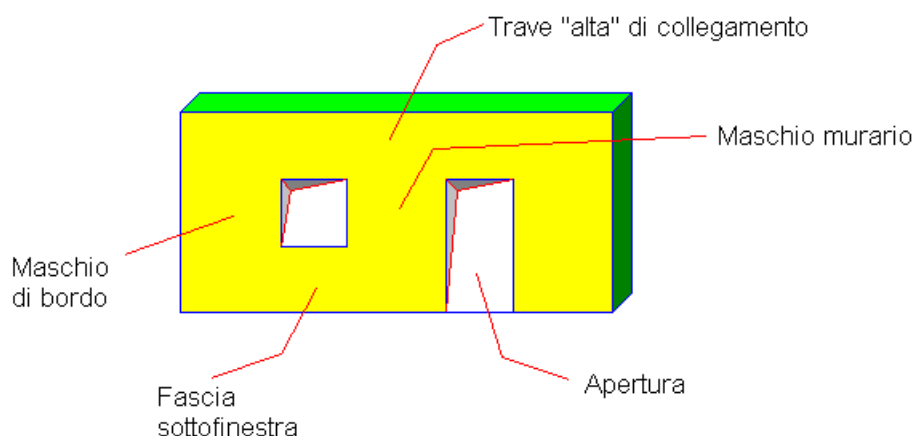


**Fig. 2.1.**

La parete forata, con o senza cerchiature, sollecitata da azioni verticali e orizzontali, deve essere sottoposta ad analisi non lineare per determinarne rigidità elastica, resistenza ultima e duttilità. Un'analisi con metodi ad elementi finiti in campo non lineare si presenta complessa ed onerosa, in modo non proporzionato alle incertezze che caratterizzano i parametri del problema strutturale.

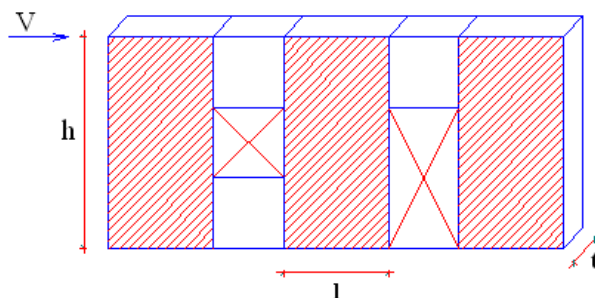
Già da tempo vengono applicate procedure alternative, con scomposizione della parete nelle sue parti resistenti fondamentali, conformemente alle metodologie seguite dai 'telai equivalenti' (indicate anche dai testi normativi: [1], §7.8). La parete muraria è quindi vista come assemblaggio di alcuni semplici componenti.

Gli elementi strutturali significativi che si possono evidenziare nella parete sono: maschi murari, aperture, fascia muraria sopra le aperture (talora detta: 'trave alta' di collegamento; contiene le cosiddette 'strisce', elementi di collegamento fra maschi murari consecutivi), fasce murarie sotto-finestra (fig. 2.2).



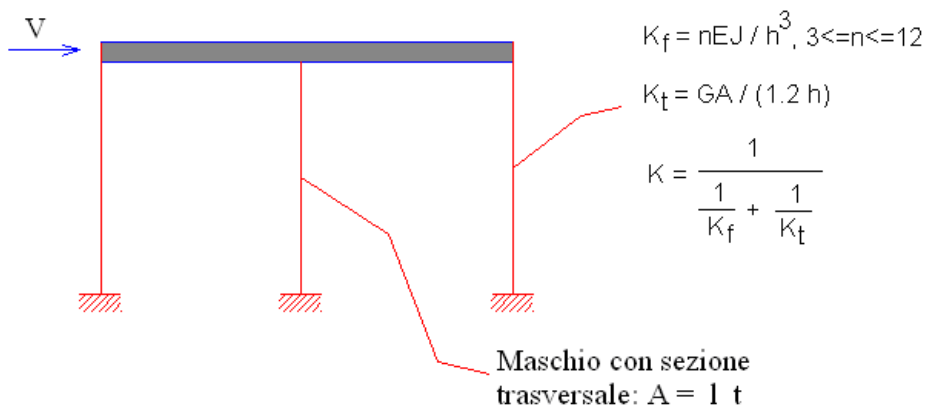
**Fig. 2.2.**

I principali elementi resistenti sono i maschi murari; la parete sottoposta ad un'azione orizzontale può essere vista composta da maschi reagenti in parallelo (fig. 2.3).



**Fig. 2.3.**

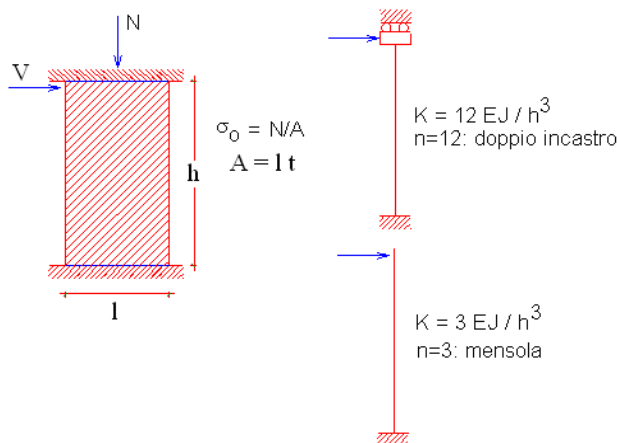
I maschi murari, rappresentabili schematicamente come elementi monodimensionali, sono vincolati alla base e collegati in sommità dalla 'trave alta'. Sotto l'azione della forza orizzontale, i maschi si deformano diversamente a seconda dei gradi di vincolo: ad esempio, supponendo la base incastrata, la sommità della parete si trova in una situazione compresa fra il comportamento rigido e quello flessibile (fig. 2.4): ne conseguono diversi valori della componente flessionale della rigidità alla traslazione. Nel caso rigido il vincolo superiore è un incastro scorrevole ( $n=12$ ); nel caso flessibile il maschio si comporta a mensola ( $n=3$ ).



**Fig. 2.4.**

## 2.1. COMPORTAMENTO STRUTTURALE DEL SINGOLO MASCHIO MURARIO

Consideriamo il singolo maschio sottoposto all'azione di una forza orizzontale (fig. 2.5).



**Fig. 2.5.**

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

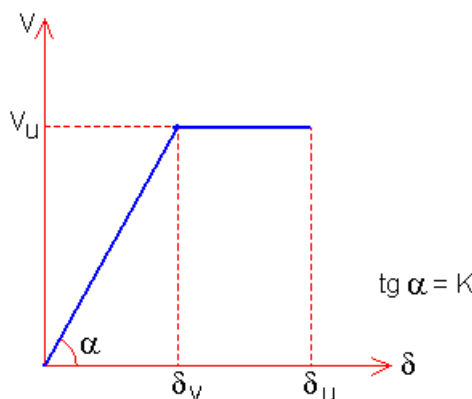
$$\delta = \delta_M + \delta_T = F h^3 / (n EJ) + \chi Fh / (GA), \quad \chi = 1.2, \quad 3 \leq n \leq 12$$

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

$$K = 1 / [ h^3 / (n EJ) + 1.2 h / (GA) ] = 1 / [ 1/K_{fless} + 1/K_{tag} ]$$

avendo evidenziato i termini di rigidezza flessionale e rigidezza a taglio.

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, fig. 2.6), occorrono i seguenti tre parametri:



**Fig. 2.6.**

- **la rigidezza elastica K**, che fornisce la pendenza del tratto inclinato del diagramma (campo elastico);
- **il taglio ultimo  $V_u$** , pari alla minima forza orizzontale resistente fra i meccanismi di PressoFlessione complanare, Taglio per scorrimento e Taglio per fessurazione diagonale;
- **lo spostamento ultimo  $\delta_u$** , generalmente assunto pari a 0.4%h in caso di crisi per taglio ( $V_u = V_{u,Taglio}$ ) e 0.6%h in caso di crisi per PressoFlessione ( $V_u = V_{u,PressoFlessione}$ ) (il valore 0.6%h si riferisce alla muratura esistente; per una muratura nuova, la Normativa propone uno spostamento maggiore, pari a 0.8%h).

Rispetto alla normativa precedente, il D.M. 14.1.2008 ha introdotto importanti novità.

**1. Il taglio ultimo** del maschio deve essere determinato considerando tutti i possibili modi di comportamento della parete, e più in dettaglio la crisi per flessione e la crisi per taglio, di tipo scorrimento o fessurazione diagonale. Il taglio per scorrimento è descritto in §7.8.2.2.2 per gli edifici nuovi, ma, come suggerito in §8.7.1.5, deve essere preso in considerazione nel caso di murature esistenti dove la regolarità di letti orizzontali di malta (murature in mattoni pieni o blocchi artificiali) renda possibile questo meccanismo di collasso.

Il taglio per fessurazione diagonale, descritto in dettaglio in §8.7.1.5, è normalmente sempre considerato per le murature esistenti, ed assume particolare importanza per murature irregolari o costituite da blocchi non particolarmente resistenti.

**2. Lo spostamento ultimo** è definito come multiplo dello spostamento al limite elastico, tramite il coefficiente di duttilità  $\mu$  ( $\delta_u = \mu \delta_y$ ). Nelle vecchie normative (Circ. 21745 del 30.7.1981), si forniva direttamente un valore di  $\mu$ , distinto per tipologie murarie (pari a 1.5 o 2.0), e  $\delta_u$  seguiva di conseguenza, venendo a dipendere dallo stato di sollecitazione della parete ( $\delta_y$  dipende anche dallo sforzo normale agente nella parete).

La nuova Normativa propone invece la determinazione di  $\delta_u$  tramite il 'drift' di piano

(deformazione angolare): lo spostamento ultimo è pari a una frazione dell'altezza di calcolo della parete. L'altezza di calcolo del maschio può essere inferiore all'altezza complessiva 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.(...)"

Se nell'analisi del consolidamento di una parete muraria, nello Stato Attuale si considera una parete piena e nello Stato di Progetto si pratica un'apertura con irrigidimento del traverso sovrastante l'architrave, è possibile che i modelli corrispondenti presentino una parete con altezza di calcolo pari all'altezza di interpiano nello Stato Attuale, e maschi adiacenti all'apertura con altezza di calcolo minori (fino ad essere pari all'altezza dell'apertura) nello Stato di Progetto. La presenza di zone rigide nelle sommità dei maschi adiacenti alle aperture, come sarà illustrato in figura, riveste un ruolo fondamentale nella corretta analisi dell'intervento.

Seguendo la nuova Normativa, la duttilità  $\mu$  resta definita in conseguenza a  $\delta_u$ .

Le caratteristiche fisiche e meccaniche del materiale murario costituente la parete vengono descritte in §C8A.2, dove la Tab.C8A.2.1 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.C8A.2.2. Tutti questi parametri hanno introdotto profonde modifiche dei valori di riferimento usati prima delle nuove Norme (cfr. Circ. 21745 del 30/7/1981).

Noti quindi: la geometria ed il vincolamento del maschio murario ( $b, s, h$ ), il materiale muratura (parametri meccanici e resistenze) ed il carico verticale (da cui dipende il taglio ultimo), il diagramma Forza-Spostamento risulta completamente definito.

I meccanismi resistenti di PressoFlessione complanare, Taglio per Scorrimento e Taglio per Fessurazione Diagonale vengono analizzati più in dettaglio nei paragrafi seguenti.

### **2.1.1. FORZA ULTIMA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO**

(cfr. §7.8.2.2.1)

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, alla base il momento è pari  $Fh/2$  nello schema a doppio incastro (con incastro scorrevole in sommità), a  $Fh$  nello schema a mensola, ed intermedio in altri schemi statici; al momento ultimo è quindi direttamente collegato un corrispondente valore del taglio ultimo:

$V_u = F$  tale che:  $M = M_u$ ;

$l$  = larghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

$t$  = spessore della zona compressa della parete;

$\sigma_o$  = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ( $= P / It$ , con  $P$  forza assiale agente positiva se di compressione).

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; 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 (Tab. C8A.2.1) e ad opportuni fattori correttivi (Tab. C8A.2.2) riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi. Inoltre,  $\gamma_M$  deve essere moltiplicato per il Fattore di Confidenza  $F_C$  (§C8.7.1.5):  $F_C = 1.35, 1.20, 1.00$  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 (tipologia cui appartiene l'analisi elastoplastica della parete muraria), non si applica  $\gamma_M$ , e la resistenza di calcolo è data da:  $f_d = f_m / F_C$ .

La PressoFlessione Complanare può essere limitata alle pareti snelle. In tal caso, definita come 'snellezza complanare' il rapporto altezza/base ( $h/l$ ), solo le pareti aventi snellezza superiore ad un valore minimo scelto vengono sottoposte a verifica a pressoflessione complanare. Assumendo pari a 2 la snellezza di riferimento, ad esempio, per una parete di altezza 3.00 m. la pressoflessione complanare viene considerata solo se la dimensione di base è inferiore a 1.50 m.

## 2.1.2. FORZA ULTIMA A TAGLIO PER SCORRIMENTO

(cfr. §7.8.2.2.2)

La forza orizzontale corrispondente al collasso dovuto a taglio per scorrimento (o: forza resistente a taglio per scorrimento) è data da:

$$V_s = l' t f_{vd}$$

dove:  $l'$  è la larghezza della parte compressa della parete (zona reagente);

$f_{vd}$  è la resistenza a taglio di progetto, definita, in analisi non lineare, nel seguente modo:

Per muratura nuova:  $f_{vd} = f_{vm} = f_{vm0} + 0.4 \sigma_n$

che per muratura esistente diventa:  $f_{vd} = (\tau_0 + 0.4 \sigma_n) / F_C$

dove  $\sigma_n$  è la tensione normale media sulla parte compressa della sezione:  $\sigma_n = P / (l' t)$ .

Si osservi che per ottenere la resistenza di progetto, la riduzione  $F_C$  va applicata al valore medio della resistenza del materiale. Nel caso del taglio per scorrimento, il valore medio della resistenza è espresso dalla formula complessiva, essendo sia il primo termine  $\tau_0$ , sia il fattore 0.4 (=coefficiente d'attrito) del secondo termine entrambi parametri caratteristici del materiale.

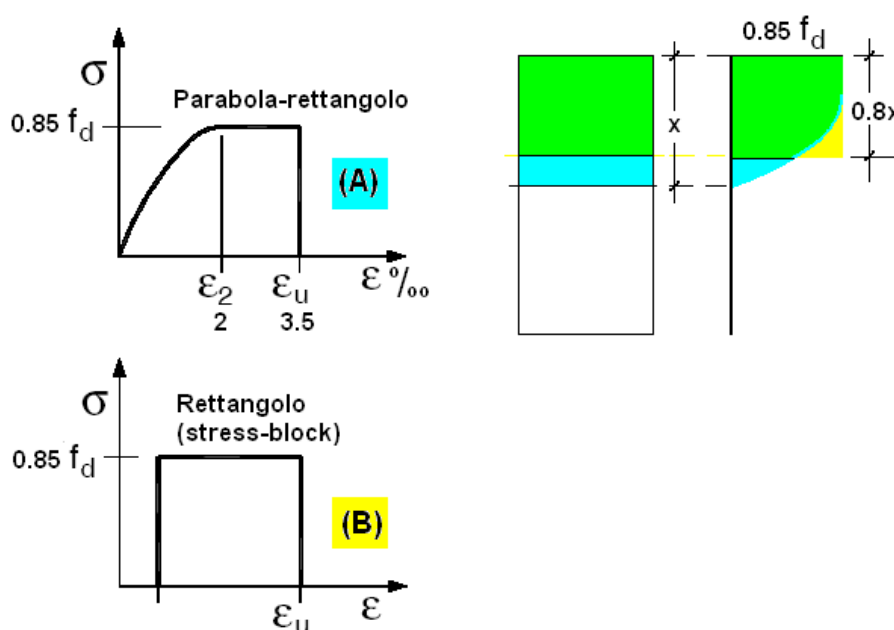
Per quanto riguarda la **zona compressa**, essa può essere determinata mediante una **distribuzione triangolare** delle tensioni [EC6-§4.5.3.(6)]. Noti il momento  $M$  e lo sforzo normale  $N$ , il punto d'applicazione di  $N$  è eccentrico rispetto all'asse della sezione ( $e = M/N$ ); se  $l$  è la dimensione della sezione, qualora la sezione sia parzializzata ( $e > l/6$ ), per l'equilibrio la lunghezza della zona reagente è pari a:  $l' = 3*(l/2 - e)$ . Nota la zona reagente, si può eseguire la verifica a Taglio per Scorrimento.

Per l'esattezza, si dovrebbe definire la distribuzione 'lineare' e non 'triangolare', in quanto quando la sezione è completamente reagente, la distribuzione delle tensioni è trapezoidale.

Tuttavia, tale distribuzione non appare coerente con le ipotesi adottate per la pressoflessione ( $N, M$ ) agente sulla sezione. Il momento ultimo:

$$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0.85 * f_d)$$

è definito tramite una schematizzazione del diagramma tensione-deformazione a 'stress-block'; la zona reagente dovrebbe quindi corrispondere alla lunghezza di questo diagramma, che rappresenta l'effettiva distribuzione di tensioni normali. Peraltro, l'espressione riportata si riferisce al momento ultimo, corrispondente ad un certo sforzo normale ( $N$  tale che  $\sigma_o = N/It$ ): ma lo stato di sollecitazione della sezione può essere caratterizzato da un momento  $M$  inferiore al valore ultimo competente a  $N$ :  $M < M_u(N)$ . E' quindi necessario approfondire lo studio del comportamento deformativo e tensionale della sezione dell'elemento murario. La schematizzazione più frequentemente utilizzata per il diagramma  $\sigma$ - $\varepsilon$  della muratura è di tipo **parabolico-rettangolare** (fig. 2.7, (A)). Il modello **rettangolare (stress-block)** costituisce un'alternativa volta alla semplificazione del problema (fig. 2.7, (B)). Questi modelli sono del tutto analoghi ai modelli di comportamento del materiale calcestruzzo.



**Fig. 2.7.** Diagramma di comportamento tensione-deformazione per la muratura

Per fissare le idee, consideriamo una sezione parzializzata caratterizzata dalla deformazione  $\varepsilon > \varepsilon_2$  ( $=2$  per mille) nella fibra di muratura più compressa: il diagramma delle tensioni è di tipo parabolico-rettangolare (cfr. fig. 2.7). Se  $x$  è la distanza dell'asse neutro dalla fibra più compressa, il diagramma parabolico-rettangolare delle tensioni può essere approssimato con un andamento rettangolare di altezza  $0.8x$  (stress-block).

Lo stato di sollecitazione e di deformazione della sezione deve essere, in ogni caso, studiato per tutto l'insieme di coppie ( $N, M$ ) consentite: queste definiscono il dominio di interazione  $N$ - $M$ .

La frontiera del dominio fornisce i valori dei momenti ultimi  $M_u$  in corrispondenza dello sforzo normale  $N$ , a sua volta compreso fra  $0$  e il valore ultimo  $N_u$ ; per il momento ultimo  $M_u$  è nota l'espressione nel caso di modello a stress-block:  $M_u = (I^2 t \sigma_o / 2) (1 - \sigma_o / 0.85 f_d)$ .

Ad un generico stato di sollecitazione rappresentato da un punto ( $N, M$ ) interno al dominio, corrisponde una specifica distribuzione di deformazioni e di tensioni. Se la sezione si parzializza, si può così conoscere la lunghezza della zona reagente; se non si parzializza, ovviamente, la sezione è interamente reagente. Comunque sia, resta definita la zona reagente e si può condurre la verifica a taglio per scorrimento.

Scegliendo questa via, al posto della distribuzione 'triangolare', viene assicurata la coerenza fra Taglio e PressoFlessione (N,M e T agiscono contemporaneamente sulla sezione trasversale).

Sia con l'ipotesi di distribuzione triangolare, sia con quella di effettiva zona reagente a compressione (a stress-block o a comportamento parabolico-rettangolare), il taglio resistente per scorrimento è legato al momento flettente e allo sforzo normale.

La sollecitazione a taglio è legata al momento dalla relazione corrispondente allo schema statico adottato: ad esempio,  $M = Vh/2$  per lo schema a doppio incastro.

E' quindi possibile definire il taglio resistente come soluzione di un problema non lineare definito dalle due equazioni:

(i)  $V = l' t f_{vd}$ , con  $l' = f_1(M,N)$  dove  $f_1(M,N)$  dipende dall'ipotesi su zona triangolare o effettiva zona compressa;

(ii)  $V = f_2(M)$  (ad esempio, per il doppio incastro:  $f_2(M) = 2M/H$ , andamento lineare).

Dati noti del problema sono: le dimensioni del pannello; la tensione resistente a taglio  $\tau_0$ ; lo sforzo normale N (supposto costante al variare del momento). La tensione resistente a scorrimento varia invece, attraverso  $\sigma_n$ , al variare della zona reagente (essendo  $\sigma_n$  la tensione media nella zona compressa:  $\sigma_n = N/l't$ )

Il problema si può rappresentare graficamente, riportando in ascisse il momento M, e in ordinate:

(i) l'andamento della zona reagente  $l'$  e l'andamento del taglio resistente  $V_{Rd} = l' t f_{vd}$ ;

(ii) l'andamento del taglio sollecitante  $V_{Ed}$  in funzione del momento (secondo la risoluzione dello schema statico del pannello murario):

l'intersezione delle curve che rappresentano  $V_{Rd}$  e  $V_{Ed}$  fornisce l'uguaglianza fra sollecitazione e resistenza di progetto, cioè il taglio resistente per scorrimento ed il corrispondente momento: per valori di M inferiori, il taglio resistente è maggiore del taglio sollecitante, e viceversa, per valori superiori.

In alternativa, la resistenza a taglio per scorrimento può essere valutata sull'**intera sezione reagente**, prescindendo dalla parte compressa (si assume cioè  $l' \cong l$ ) (cfr. [8], §9.3.4). Questa scelta consente una più agevole definizione del taglio per scorrimento ultimo, in quanto indipendente dal momento flettente, ma si deve tener conto che può sovrastimare la resistenza a compressione e che non corrisponde all'indicazione normativa del D.M.14.1.2008.

Nel p. 4.6 viene svolto un esempio di calcolo della resistenza a taglio per scorrimento condotto secondo le varie ipotesi, che saranno fra loro confrontate.

### 2.1.3. FORZA ULTIMA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE

(cfr. §C8.7.1.5)

$V_t$  è la forza orizzontale corrispondente al collasso per taglio per trazione (o taglio per fessurazione diagonale).

La formulazione del taglio per trazione è riportata in Normativa per gli edifici esistenti ((8.7.1.1) in §C8.7.1.5):

$$V_t = l t f_{vd} = l t * \tau_{0d} \sqrt{[1 + \sigma_0 / b\tau_{0d}]}$$

dove:  $b \tau_{0d} = f_{td}$ , resistenza a trazione di progetto.  $b$  è un coefficiente dipendente dalla snellezza del pannello:  $b = 1.5$  per  $h/d \geq 1.5$ ,  $b = 1$  per  $h/d \leq 1.5$ , e  $b = h/d$  per  $1 < b < 1.5$ ; talvolta,  $b$  viene utilizzato sempre pari a 1.5.

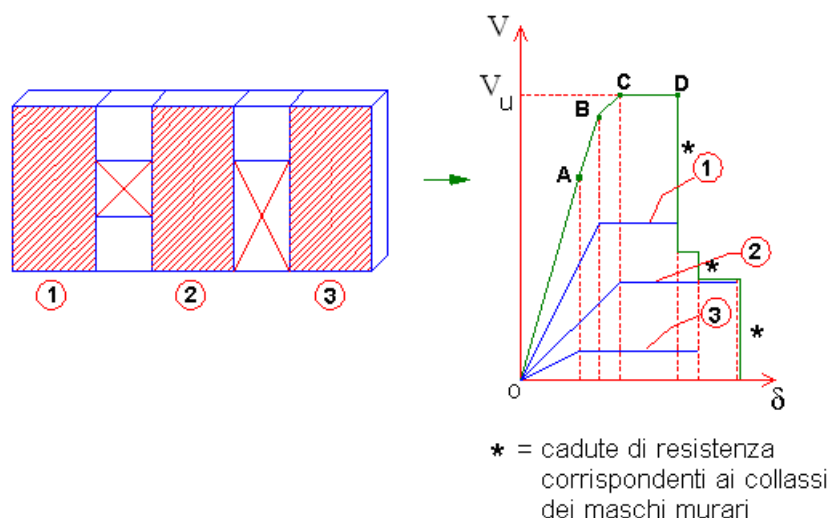
$\tau_{0d}$  è la resistenza a taglio di riferimento per la muratura, ottenuta dividendo il valore medio  $\tau_0$  per il fattore di confidenza  $F_c$  (in analisi non lineare non si divide per il coefficiente parziale di sicurezza del materiale  $\gamma_m$ ).

Nel caso di presenza di precompressione, la formulazione della resistenza a taglio si modifica nel seguente modo ( $\sigma_{p_o}$  precompressione orizzontale,  $\sigma_{p_v}$  precompressione verticale):

$$f_{vd} = \tau_{0d} * \sqrt{[1 + (\sigma_o + \sigma_{p_o} + \sigma_{p_v}) / (b \tau_{0d}) + (\sigma_o + \sigma_{p_v}) * \sigma_{p_o} / (b \tau_{0d})^2]}$$

## 2.2. COMPORTAMENTO 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, il diagramma Forza-Spostamento della parete si ottiene sommando i contributi resistenti di ciascun maschio (fig. 2.8).



**Fig. 2.8.** Diagramma Forza-Spostamento globale (curva di capacità della parete)

Grazie al diagramma globale Forza-Spostamento, 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.

Per fissare le idee, si faccia riferimento al diagramma in fig. 2.8, 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.

Il diagramma Forza-Spostamento globale OABCD descrive completamente il comportamento non lineare della parete muraria. Risulta evidente come soltanto considerando per ogni maschio murario la fase 'plastica' è possibile stimare correttamente forze e spostamenti sotto azioni orizzontali.

### 3. ANALISI DEI CARICHI

La parete in muratura è soggetta all'azione di carichi verticali, cui corrispondono masse e quindi azioni inerziali (forze orizzontali) in fase sismica. Per l'analisi strutturale della parete è necessario definire i criteri di ripartizione dei carichi agenti sui maschi murari e sugli eventuali telai di cerchiatura posti nelle aperture. Gli sforzi normali agenti nei maschi murari ne determinano in modo significativo la capacità resistente (aumentando il carico, ad esempio, aumenta la resistenza a taglio), mentre per i telai di cerchiatura di aperture il carico applicato sul trasverso è importante soprattutto per lo stato limite di esercizio, laddove deve essere limitata la deformazione della struttura al fine di evitare fessurazioni nelle murature sovrastanti.

Si consideri un caso generico, di parete muraria con due aperture: una porta ed una finestra; la porta sia inoltre riquadrata da un telaio di cerchiatura. Supponiamo che la parete sia posta al piano terreno di un edificio composto da due livelli (piano terreno e piano primo). La porta sia un'apertura di recente realizzazione, dove, ai fini del consolidamento, è stato posto un telaio metallico.

Al piano superiore, la parete corrispondente ha solo una finestra.

Il solaio si imposta sulla parete con una certa luce d'influenza. Ne derivano i corrispondenti carichi sulla parete superiore variabile della neve  $q_2$  e permanente strutturale  $g_{12}$  e non strutturale  $g_{22}$  (il secondo indice si riferisce al livello superiore, denominato livello 2) trasmessi dal solaio.

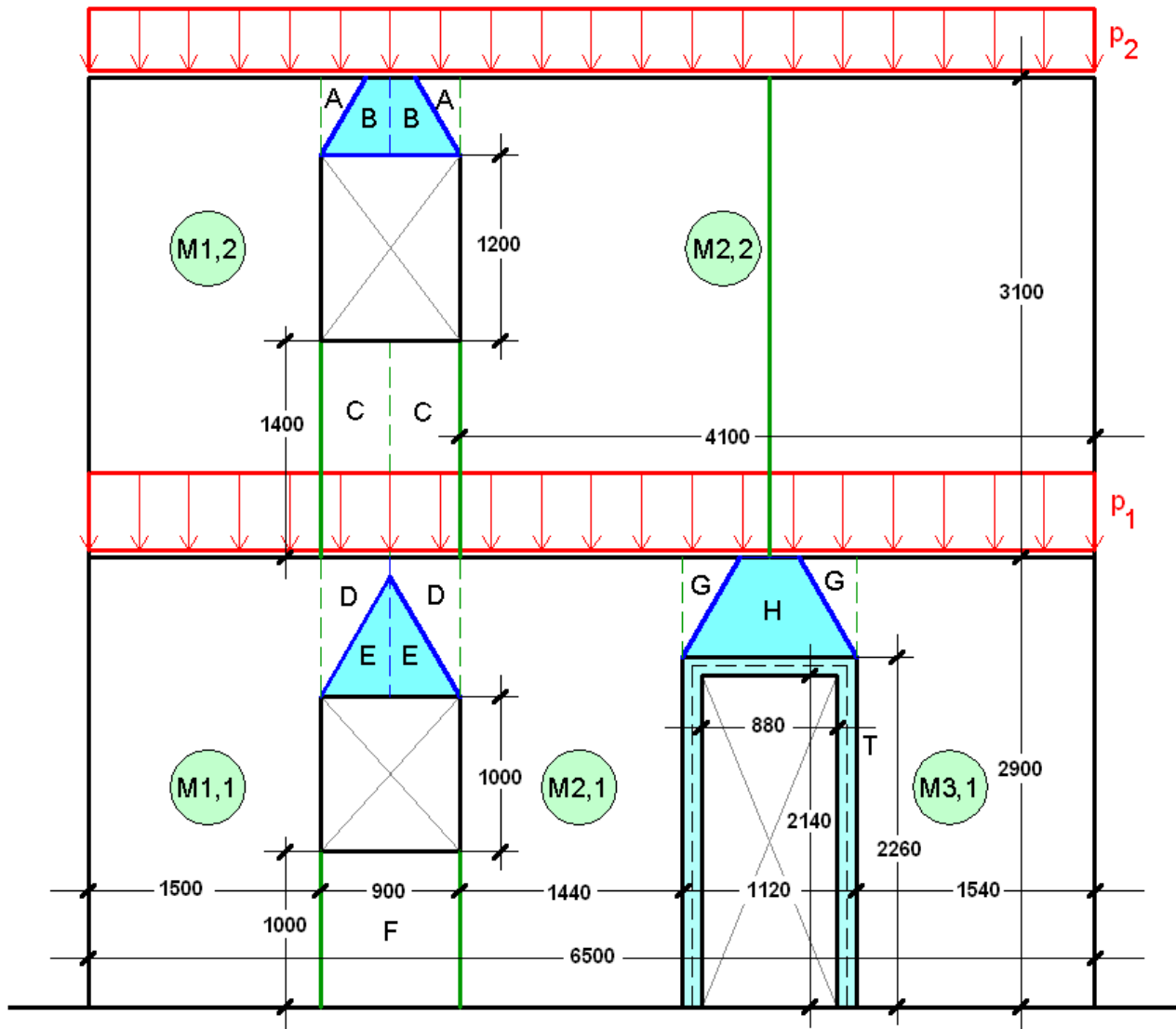
Questi carichi migreranno, verso il basso, nella parete sottostante, insieme al peso proprio (carico di tipo  $g_1$ ) della muratura del piano superiore.

Sulla parete sottostante agiscono inoltre il carico variabile di civile abitazione  $q_1$  ed i carichi permanente strutturale  $g_{11}$  e permanente non strutturale  $g_{21}$  trasmessi dall'orizzontamento intermedio. Si dovranno poi considerare i pesi propri del primo livello.

In **analisi sismica** (analisi della parete sotto azioni orizzontali), seguendo la combinazione di carico sismica (2.5.5), in §2.5.3, i vari contributi di carico permanente non dovranno essere amplificati, mentre ai carichi variabili verrà applicato il coefficiente di combinazione  $\psi_2$ .

In **analisi statica** (analisi della parete per soli carichi verticali): per lo Stato Limite di Esercizio, finalizzato alla verifica di deformabilità dell'architrave del telaio metallico, si fa riferimento alla combinazione caratteristica (rara) considerando i carichi permanenti nella loro totalità, il carico variabile dominante completo (in questo caso, il carico di civile abitazione) e gli altri carichi variabili (neve, in questo caso) affetti dal coefficiente  $\psi_0$ .

(Per le strutture in cemento armato si rinvia al p. A.10. Ci sono alcune diversità con la metodologia da seguire per l'acciaio. Ad esempio, per gli Stati Limite di Esercizio del trasverso in cemento armato si dovrà prendere in considerazione anche la combinazione quasi permanente, nella quale ai carichi variabili viene applicato il coefficiente di combinazione  $\psi_2$ ). La configurazione geometrica e di carico è rappresentata in fig. 3.1.



**Fig. 3.1.** Geometria e carichi per una parete muraria con aperture

I maschi, geometricamente determinati dalle parti in muratura a lato delle aperture, ricevono carico dal solaio e dalla muratura sovrastante. Sopra le architravi si formano volte di scarico: nel caso delle finestre (senza cerchiatura), il carico di tale zone compete ai maschi murari laterali; nel caso della porta, con telaio metallico di cerchiatura, il carico competente a tale zona agisce sul traverso in acciaio e diviene sforzo normale per i montanti del telaio, sottraendosi ai maschi adiacenti.

Più in dettaglio, vediamo come si compone lo sforzo normale agente nei diversi maschi e nel telaio di cerchiatura (tutte le dimensioni sono espresse in mm). Al livello superiore:

- su M1,2 agiscono: il carico  $p_2$  relativo a  $(1500 + 900/2)$  mm; il peso proprio del maschio; una porzione A e una B (cioè metà volta di scarico agente sulla finestra);
- su M2,2 agiscono: il resto di  $p_2$ ; il peso proprio del maschio; una porzione A e una B.

Al livello inferiore:

- su M1,1 agiscono: lo sforzo normale alla base di M1,2; il carico  $p_1$  relativo a  $(1500+900/2)$  mm; una porzione C (metà sottofinestra superiore); il peso proprio del maschio; una porzione D e una E;
- su M2,1 agiscono: lo sforzo normale alla base di M2,2 per una frazione corrispondente all'interferenza del maschio superiore M2,2 con M2,1 pari a:  $[(1440+369) / 4100]$ , dove 369 corrisponde alla zona G; il carico  $p_1$  relativo a  $(1440+369)$  mm; una porzione C; il peso

proprio del maschio; una porzione D, una E (dalla parte della finestra) e una G (dalla parte della porta);

- su M3,1 agiscono: lo sforzo normale alla base di M2,2 per una frazione corrispondente all'interferenza del maschio superiore M2,2 con M3,1 pari a:  $[(369+1540) / 4100]$ ; il carico  $p_1$  relativo a (369+1540) mm; il peso proprio del maschio; una porzione G;

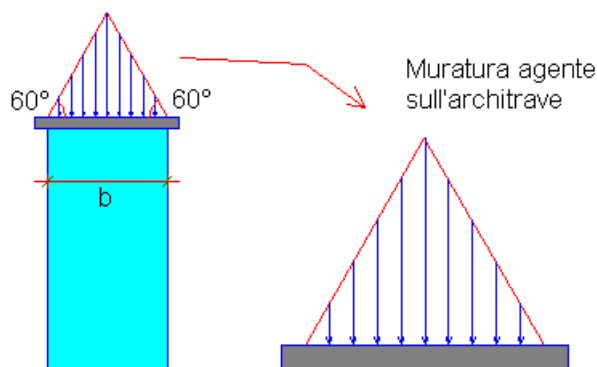
- sui montanti del telaio T agiscono: lo sforzo normale alla base di M2,2 per una frazione corrispondente all'interferenza del maschio superiore M2,2 con il telaio pari a:  $[(1120-369*2) / 4100]$  ed il carico  $p_1$  relativo a tale lunghezza; la porzione H; il peso proprio della struttura in acciaio. Il carico complessivo si ripartisce ugualmente nei due montanti.

Sull'architrave del telaio agisce anche una porzione di carico proveniente dal maschio superiore e dall'orizzontamento intermedio in quanto la volta di scarico (porzione H) ha la sommità che oltrepassa la quota dell'orizzontamento. Se ciò non accadesse, ad esempio con un'altezza di piano pari a 3200 mm invece che 2900, sul traverso di acciaio graverebbe il solo peso proprio del triangolo di muratura corrispondente alla volta di scarico.

Per comprendere questa modellazione dei carichi agenti sulle architravi, nel paragrafo seguente viene illustrata la metodologia di calcolo utilizzata allo scopo.

### 3.1. CARICO APPLICATO SULL'ARCHITRAVE

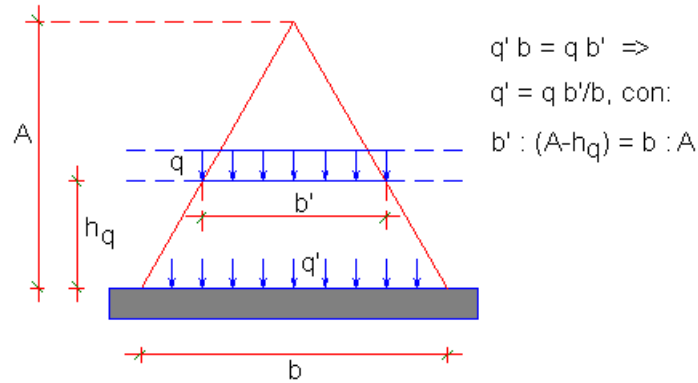
Per la valutazione del carico agente sull'architrave sovrastante un'apertura in una parete muraria, vengono seguite le indicazioni della norma DIN 1053 (dicembre 1952). Le osservazioni sperimentali hanno fatto constatare che le massime deformazioni di un architrave inserito in una parete in muratura determinano il distacco di una porzione di muratura fino ad un'altezza non superiore ai 7/8 della luce dell'architrave. L'architrave genera quindi un 'effetto volta' (e si parla di 'volta' o 'arco' 'di scarico'), e si può considerare che il carico effettivamente gravante sull'architrave venga rappresentato da un triangolo equilatero avente come base la luce dell'architrave 'b' (fig. 3.2).



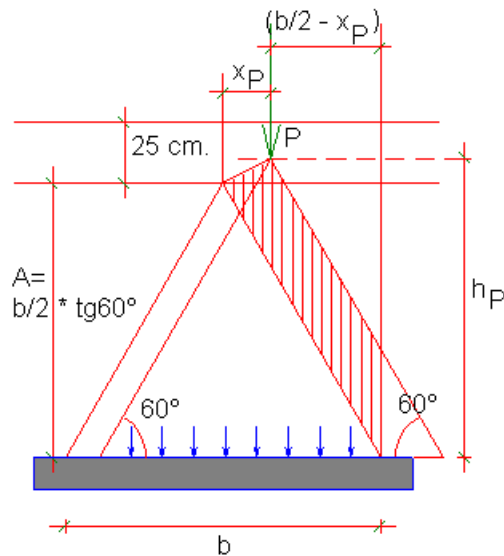
**Fig. 3.2.** 'Volta di scarico' sull'architrave

Se entro il detto triangolo agiscono sulla muratura dei carichi uniformemente distribuiti (provenienti da orizzontamenti), questi vengono considerati solo per la parte che si trova entro i limiti del triangolo (fig. 3.3).

Inoltre, se entro la luce della trave agiscono carichi concentrati essi dovranno essere considerati ammettendo una distribuzione del carico a 60°, anche se il loro 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 indicata in figura con tratteggio in fig. 3.4.



**Fig. 3.3.** Azione del carico da solai sulla volta di scarico



**Fig. 3.4.** Carichi concentrati e volta di scarico

Si vuole determinare il carico complessivamente agente sull'architrave. Il peso proprio della muratura fornisce un contributo pari a (fig. 3.2):

$$Q_1 = \gamma s * b A / 2$$

dove:  $\gamma$  = peso specifico della muratura;

$s$  = spessore della muratura;

$b, A$  = base e altezza del triangolo equilatero.

$Q_1$  è la risultante di un carico a distribuzione triangolare.

Al carico di solaio compete una risultante  $Q_2$  pari a (fig. 3.3):

$$Q_2 = q * b'/b = (A - h_q) / A * b$$

(il carico  $q$  si compone dei contributi permanente strutturale, permanente non strutturale e variabile provenienti dal solaio, eventualmente affetti da coefficienti di combinazione).

Il carico concentrato ed il peso della muratura da esso definita forniscono (fig. 3.4):

$$Q_3 = P + \gamma s * \{ (A + h_p)/2 * x_p + (b/2 - x_p) * [2 h_p - (b/2 - x_p) \text{tg}60^\circ] / 2 - b A / 4 \}$$

Infine, il carico dovuto al peso proprio dell'architrave (p.p.=peso proprio lineare dell'architrave) è pari a:

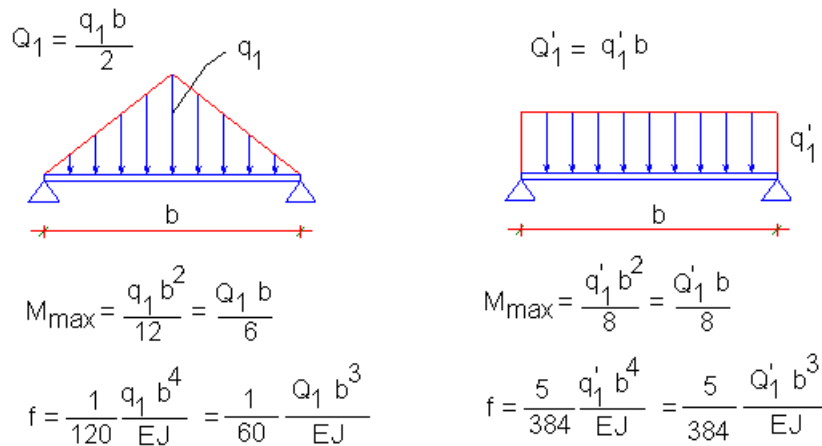
$$Q_4 = (\text{p.p.}) * b$$

Il carico complessivamente agente sull'architrave è quindi dato dalla somma di 4 contributi:

$$Q = (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

di cui il primo ( $Q_1$ ) corrispondente ad una distribuzione triangolare, e gli altri ad una uniforme.

In fig. 3.5 vengono risolti i semplici schemi statici relativi ad una distribuzione triangolare e ad una uniforme.



**Fig. 3.5.** Trave appoggiata con distribuzione di carico triangolare e uniforme

Ai fini della verifica di resistenza dell'architrave:

- per il taglio agli appoggi, nota la risultante  $Q_i$  del contributo di carico  $i$ -esimo, sia che questo corrisponda ad una distribuzione triangolare sia che corrisponda ad una uniforme, comunque il taglio agli appoggi è pari a  $Q_i/2$ ; pertanto, il taglio di progetto vale:

$$V = Q/2$$

- per il momento flettente in mezzeria: il contributo del carico triangolare viene distinto da quelli di tipo uniforme, e la sollecitazione di progetto risulta:

$$M = Q_1 * b/6 + (Q_2 + Q_3 + Q_4) * b/8$$

Ai fini della verifica di deformabilità, la freccia in mezzeria risulta pari a:

$$f = b^3 / EJ * [ 1/60 Q_1 + 5/384 * (Q_2 + Q_3 + Q_4) ]$$

Per quanto riguarda un telaio di cerchiatura, di cui l'architrave costituisce il traverso, ai fini dell'analisi del telaio nel suo insieme (montanti + architrave; quest'analisi viene condotta ad esempio in campo elasto-plastico sotto l'azione di forze orizzontali), è opportuno considerare un carico a distribuzione univoca uniforme. Per il contributo  $Q_1$  si può quindi perseguire un criterio di equivalenza tra le due distribuzioni, confrontando gli effetti di un carico triangolare e di uno uniforme aventi la stessa risultante.

Per il Taglio, fra le due distribuzioni non c'è alcuna differenza, e quindi si può fare riferimento a un carico uniforme equivalente dato da  $q^*=q$ .

Dal punto di vista del momento flettente, si ha:

$$Q_1' b / 8 = Q_1 b / 6 \Rightarrow Q_1' = 8/6 Q_1 = 1.33 Q_1$$

e quindi il carico uniforme di progetto si ottiene amplificando per 1.33 la risultante  $Q_1$ :

$$q_d = (1.33 Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)/b$$

Considerando invece l'equivalenza ai fini dello spostamento in mezzeria si ha:

$$5/384 * Q_1' b^3 / EJ = 1/60 * Q_1 b^3 / EJ \Rightarrow Q_1' = 32/25 Q_1 = 1.28 Q_1$$

e pertanto:

$$q_d = (1.28 Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)/b$$

Ai fini del calcolo del telaio nel suo complesso, si può adottare l'equivalenza flessionale, con amplificazione della risultante del triangolo di muratura  $Q_1$  pari a  $(4/3)$ .

## 4. INTERVENTI SULLE PARETI: REALIZZAZIONE DI APERTURE CON TELAI DI CERCHIATURA

La progettazione degli interventi sulle pareti murarie deve essere particolarmente accurata quando si modifica lo stato attuale delle strutture alterandone la posizione delle aperture esistenti o creandone di nuove. L'intervento in zona sismica rende maggiormente necessaria la cura dello Stato di Progetto.

Quando si realizza un'apertura in una parete piena muraria esistente, una possibile tecnica di intervento consiste nel compensare l'indebolimento strutturale provvedendo alla cerchiatura dell'apertura a mezzo di un telaio in cemento armato o metallico collegato alla muratura adiacente tramite perforazioni armate.

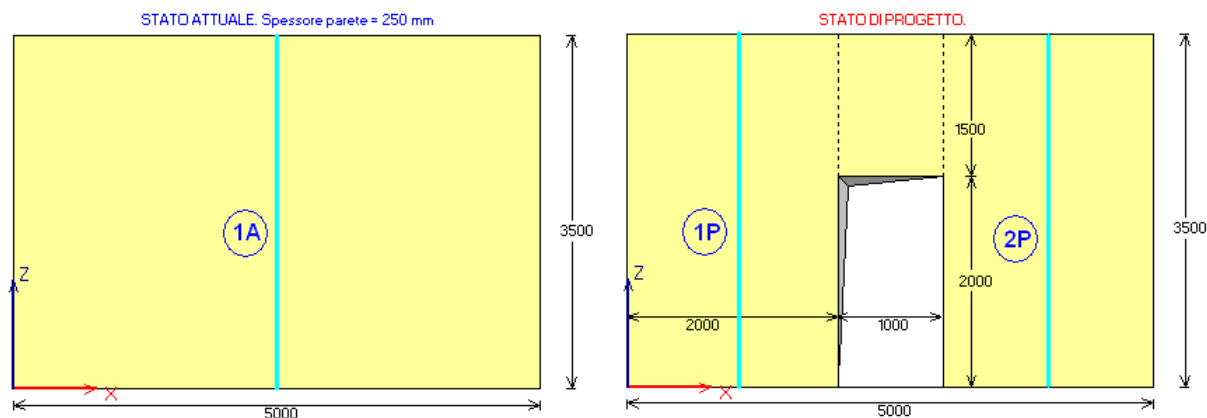
Per 'cerchiatura' si intende appunto un insieme di elementi strutturali, vincolati solidalmente tra loro ed alla muratura, che delimitano l'apertura in tutto il suo contorno ed hanno una funzione di contenimento; frequentemente, essa viene in pratica realizzata con un telaio chiuso in acciaio, ma può essere realizzata anche in cemento armato e con metodo misto (è frequente il caso di montanti in cemento armato e traverso in acciaio).

Lo studio degli interventi sulle pareti murarie richiede quindi un'ideale schematizzazione e un'adeguata procedura di analisi: nei paragrafi seguenti, vengono descritte le varie fasi con cui può condursi questo tipo di calcolo strutturale.

### 4.1. CALCOLO TRADIZIONALE, CON APPLICAZIONE DEI PARAMETRI MECCANICI DELLA NUOVA NORMATIVA

Le pareti murarie oggetto di analisi sismica, come illustrato ai paragrafi precedenti, vengono scomposte in maschi, collegati dalle fasce sovrastanti e sottostanti le aperture. Nell'analisi dell'intervento di una modifica della parete, ad esempio la creazione di un'apertura in una parete piena, si confrontano lo Stato Attuale e lo Stato di Progetto della parete, definendo in tal modo la tipologia dell'intervento (che può essere di riparazione locale o di miglioramento o nei casi più complessi richiedere l'adeguamento dell'edificio). Nel confronto, viene considerato il comportamento d'insieme dei maschi murari allo Stato Attuale e dei maschi (insieme alle eventuali cerchiature) allo Stato di Progetto, verificando che la prestazione sia corretta in termini di rigidità, resistenza ultima e capacità di deformazione.

Per fissare le idee, si faccia riferimento al 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. 4.1).




**Fig. 4.1.** 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. 2.2.2009 n.617, §C8A.2); non è stato applicato alcun coefficiente correttivo: secondo la Normativa, in caso di malta buona e/o giunti sottili, per la muratura in mattoni pieni si deve considerare un'amplificazione dei moduli di elasticità, ma nel caso in esame si ipotizza che la malta sia di media qualità e che i giunti non siano sottili.

 **Importante!** I valori medi di  $E$  e  $G$  corrispondono a quanto previsto dalla Circ.617 del 2.2.2009 per LC1 (§C8A.1.A.4), anche se l'indicazione normativa potrebbe essere errata: in LC1 si dovrebbero probabilmente usare i valori minimi non solo per le resistenze ma anche per i moduli di elasticità (come si indicava in OPCM 3431/2005 al par. 11.5.3). Il riferimento a LC1 è coerente con recenti orientamenti interpretativi [3], e peraltro corrisponde in genere alle operazioni svolte in cantiere per la conoscenza delle pareti murarie oggetto di intervento. Sono invece opinabili altre indicazioni presenti in [3]:

- considerare i valori medi delle resistenze (anziché i minimi),
- ridurre  $E$  e  $G$  del 50% nelle analisi (come si vedrà più avanti, tale riduzione non appare coerente con le modalità di svolgimento delle verifiche),
- porre pari a 1 il fattore di confidenza  $F_c$  (che invece, per LC1, dovrebbe essere pari a 1.35; nelle verifiche di resistenza per la parete oggetto di studio si applicherà  $F_c=1.35$ ). ■

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.

 **Nota bene** Nei progetti esecutivi, a seguito del dimensionamento del telaio sarà possibile tener conto del reale ingombro e quindi, in base alla luce netta dell'apertura, definire esattamente le dimensioni dei maschi murari adiacenti. Utilizzando appositi software (come AC.M © AEDES), l'analisi della parete si imposta direttamente come calcolo di progetto-verifica in tempo reale: pertanto, il dimensionamento del telaio non appartiene ad una fase precedente separata dall'analisi della parete. La parete viene descritta esattamente con le dimensioni delle eventuali sezioni di cerchiatura, da cui risultano le esatte geometrie di maschi e fasce; modificando le sezioni adottate, o le varie ipotesi di calcolo, attraverso l'aggiornamento in tempo reale dei risultati si giunge a definire lo Stato di Progetto. ■

Scomponendo la parete in maschi, lo Stato Attuale evidenzia un maschio rappresentato da un'asta equivalente con asse in posizione centrale ( $X = 2500$  mm) 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:

$$K = \frac{1}{\frac{1}{K_{fless}} + \frac{1}{K_{tag}}} = \frac{1}{\frac{h^3}{12 E J} + \frac{1.2 h}{G A}} = \frac{1}{\frac{h^3}{12 E \frac{sb^3}{12}} + \frac{1.2 h}{G sb}} = \frac{s}{\frac{1}{E} \left(\frac{h}{b}\right)^3 + \frac{1.2 h}{G b}}$$

Allo Stato Attuale:

$$K_A = K_{1A} = 250 / \left( \frac{1}{1500} * (3500/5000)^3 + 1.2 * 3500 / (500 * 5000) \right) = 130981 \text{ N/mm}$$

Allo Stato di Progetto:

$$K_{1P} = K_{2P} = 250 / \left( \frac{1}{1500} * (3500/2000)^3 + 1.2 * 3500 / (500 * 2000) \right) = 32162 \text{ N/mm}$$

e pertanto la rigidezza allo stato di progetto vale:

$$K_P = 2 * 32162 = 64326 \text{ N/mm}$$

La perdita di rigidezza dovuta alla realizzazione dell'apertura vale:

$$\Delta K = 130981 - 64326 = 66655 \text{ N/mm}$$

Con la realizzazione dell'apertura, quindi, la rigidezza della parete viene ridotta in pratica a metà del valore originario. Per la parete allo Stato di Progetto, seguendo le indicazioni riportate in [3], sarà consentita una variazione di rigidezza non superiore a +/-15%:

(i) -15%  $\Rightarrow K_P = 130981 * 0.85 = 111334 \text{ N/mm} \Rightarrow K_{tel} = 111334 - 64326 = 47008 \text{ N/mm}$

(ii) 0%  $\Rightarrow K_P = 130981 \text{ N/mm} \Rightarrow K_{tel} = 130981 - 64326 = 66655 \text{ N/mm}$  (questo valore di rigidezza del telaio compensa esattamente la perdita di rigidezza muraria dovuta all'apertura)

(iii) +15%  $\Rightarrow K_P = 130981 * 1.15 = 150628 \text{ N/mm} \Rightarrow K_{tel} = 150628 - 64326 = 86302 \text{ N/mm}$

Il telaio di cerchiatura (p.es. metallico, con profilato in acciaio) dovrà avere una rigidezza alla traslazione tale da soddisfare queste limitazioni.

Ipotizzando 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:

$$2 * 12 E_{acc} J / h_{APE}^3$$

dove:  $h_{APE}$  = 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)  $J = 7461 * 10^4 \text{ mm}^4$

(ii)  $J = 10580 * 10^4 \text{ mm}^4$

(iii)  $J = 13698 * 10^4 \text{ mm}^4$

Con profili HEB, il campo delle sezioni ammissibili è compreso fra HEB220 ( $J=8091 \text{ cm}^4$ ) e HEB240 ( $J=11259 \text{ cm}^4$ ). Sezioni minori comportano una riduzione di rigidezza superiore al 15%; sezioni maggiori, un incremento di rigidezza superiore al 15%.

Si tratta di sezioni rilevanti, rispetto alle dimensioni della parete e dell'apertura.

## 4.2. CALCOLO TRADIZIONALE: CONFRONTO CON LE NORME PRECEDENTI

La nuova Normativa tecnica (D.M. 14.1.2008 e Circ. 2.2.2009 n.617) ha modificato in modo significativo i parametri meccanici delle murature esistenti rispetto alle precedenti norme. Applicando il D.M. 16.1.1996, si faceva riferimento ai parametri proposti dalla Circ. 21745 del 30.7.1981 (§3.1.1), dove per la muratura in mattoni pieni si proponevano i seguenti valori:

$$\tau_k = 12 \text{ t/m}^2 = 0.12 \text{ N/mm}^2, G = 1100 \tau_k = 132 \text{ N/mm}^2, E = 6G = 792 \text{ N/mm}^2$$

Già da questi valori si comprende che, nel passaggio alla nuova Normativa:

- il modulo E è variato da 792 a 1500  $\text{N/mm}^2$  (+89%)
- il modulo G è variato da 132 a 500  $\text{N/mm}^2$  (+378%)

Conducendo l'analisi della parete oggetto di studio secondo la vecchia normativa, si ottengono i seguenti valori:

$K_A = K_{1A} = 250 / (1/792 * (3500/5000)^3 + 1.2*3500 / (132*5000)) = 36782 \text{ N/mm}$  (anziché 130981: la rigidezza era pari a meno di un terzo dei nuovi valori!)

$K_P = 2 * 250 / (1/792 * (3500/2000)^3 + 1.2*3500 / (132*2000)) = 22048 \text{ N/mm}$  (anziché 64326)

con perdita di rigidezza dovuta alla realizzazione dell'apertura pari a:

$\Delta K = 36782 - 22048 = 14734 \text{ N/mm}$  anziché 66655:

il telaio in acciaio doveva compensare una rigidezza di 4.5 volte inferiore rispetto alla nuova Normativa!

La sezione di montante HEB che ne derivava era così valutata:

$J \geq 14734 * 2000^3 / (24*210000) = 2339*10^4 \text{ mm}^4$

e quindi: HEB 160:

$J = 2492 \text{ cm}^4$ ,  $K_{tel} = 2*12 * 210000 * 2492*10^4 / 2000^3 = 15699 \text{ N/mm}$ ,

$K_P = 22048 + 15699 = 37747 \text{ N/mm}$ ,

variazione di rigidezza:  $(K_P/K_A)*100 = (37747/36782-1)*100 = 2.6\%$  (compresa fra +/-15%; si può facilmente constatare che la sezione inferiore, HEB140, produrrebbe una diminuzione di rigidezza maggiore del 15%).

La sezione HEB160 risulta nettamente inferiore rispetto alla HEB220 valutata secondo la nuova Normativa: HEB160 ha un momento d'inerzia pari a solo il 30% dell'HEB220!

Sorge spontanea una domanda:

**perché i parametri meccanici delle murature sono cambiati in modo così significativo, tanto da rendere praticamente impossibile un intervento di cerchiatura così come eseguito in passato?**

La risposta sta nella modalità di comportamento del materiale. Nelle norme precedenti, i parametri meccanici erano stati desunti da prove sperimentali eseguite da Turnsek e Cacovic nel 1970; i moduli di elasticità si riferivano a condizioni 'fessurate' (o 'plastiche'), quindi con muratura già parzialmente degradata (cfr. [8], §5.4.4), ed assumevano pertanto valori ridotti in modo significativo rispetto al comportamento elastico del materiale.

I nuovi parametri meccanici sono invece da considerarsi relativi a condizioni non fessurate (Circ. 617 del 2.2.2009, §C8A.2). Quindi i valori proposti dalle due Norme sono, ognuno nel proprio contesto, corretti.

Ma allora **qual è il calcolo corretto per il dimensionamento della cerchiatura: quello eseguito in passato o quello in accordo con le nuove Norme?**

Si può senz'altro affermare che **il calcolo corretto è quello aderente alle nuove Norme**: infatti la rigidezza considerata per dimensionare il telaio metallico è di tipo elastico, e quindi non si devono utilizzare proprietà 'fessurate' della muratura.

Peraltro, l'analisi di una parete con cerchiatura non si limita alla fase elastica (a cui si riferisce la verifica di rigidezza) ma si spinge anche a considerare forza ultima e capacità di spostamento, quindi si basa sulla definizione della curva non-lineare (del tutto simile ad un diagramma pushover) che descrive il comportamento della parete in fase elasto-plastica, fino al collasso.

A partire dal valore elastico iniziale, le rigidezze si riducono progressivamente per effetto delle fessurazione dei maschi (e, se la cerchiatura è presente, per effetto della plasticizzazione delle sezioni del telaio); le fessurazioni murarie, come noto, sono identificate dalla raggiunta capacità di resistenza a taglio e/o a pressoflessione complanare, secondo gli schemi di comportamento per le pareti in muratura previsti dal D.M. 14.1.2008.

Nell'ambito della nuova Normativa, si potrebbe dimensionare la rigidezza elastica della cerchiatura utilizzando valori ridotti di E e G (come si potrebbe desumere da §C8A.2 della Circ.617, dove ambiguamente non è specificato a quale tipo di analisi la riduzione si riferisce). Riducendo E e G si otterrebbe il desiderabile effetto di tendere ai valori di rigidezza del passato (rendendo così nuovamente 'dimensionabili' cerchiature non eccessive). Questa indicazione è presente anche in recenti documenti interpretativi [3].

Una tale posizione non è però convincente: in analisi strutturale, la riduzione dei moduli per tener conto della fessurazione è finalizzata all'esecuzione di verifiche di resistenza in campo lineare, non a valutazioni di rigidezza elastica.

Come già osservato, quando si analizza una parete muraria ai fini della verifica anche in termini di forza ultima e capacità di spostamento, come richiesto dalla Norma stessa (§C8.4.3, ultimo comma), occorre costruire una curva di capacità; non si eseguono analisi lineari, ma seguendo le metodologie pushover si incrementa progressivamente la forza orizzontale studiando la reazione degli elementi strutturali ed aggiornando il modello statico in base alle fessurazioni progressive. L'analisi non lineare stessa, attraverso la crisi progressiva delle pareti, evidenzia le fessurazioni: la perdita di rigidezza progressiva viene descritta dalla diminuzione delle iperstaticità interne, con degrado progressivo dei vincoli (ad esempio, il maschio che collassa a taglio resta reagente a forza orizzontale costante fino ad uno spostamento limite di collasso). I moduli di elasticità E e G, riferiti alle condizioni elastiche iniziali, non devono essere ridotti.

Non ricorrendo alla riduzione dei moduli di elasticità, permane la seguente questione:

**gli interventi che in passato potevano essere agevolmente realizzabili, sono quindi da considerarsi di fatto impossibili, dovendo rispettare la nuova Normativa?**

La risposta passa attraverso l'**approfondimento della metodologia di analisi della parete in muratura**. E' infatti possibile valutare con maggior precisione la rigidezza della parete allo Stato di Progetto, e quindi in definitiva dimensionare il telaio in modo più corretto. A quel punto, si potrà davvero sapere se le cerchiature siano di fatto ancora realizzabili, in accordo con le nuove Norme.

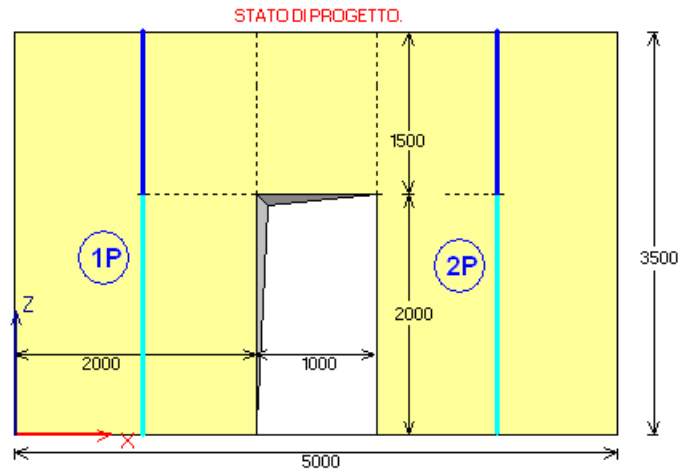
### **4.3. COLLABORAZIONE FRA I COMPONENTI DELLA PARETE**

**Per migliorare la procedura di analisi, ci proponiamo quindi di studiare in modo più appropriato la collaborazione dei maschi separati dall'apertura.**

Nella definizione della modellazione a telaio equivalente, il D.M. 14.1.2008, in §7.8.1.5.2, specifica

chiaramente che "(...) 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 parti di intersezione si chiamano anche 'pannelli di nodo'.

Il modello allo Stato di Progetto può quindi essere ripensato come in figura seguente:



**Fig. 4.2.** Zone rigide coincidenti con i pannelli di nodo

La rigidità che ne deriva per i maschi murari adiacenti all'apertura subisce un incremento che, a seconda dell'altezza della fascia sopra l'apertura, può essere anche decisamente maggiore rispetto allo schema di altezza deformabile pari all'altezza di interpiano (cioè con zona rigida superiore nulla).

Lo scarto di rigidità rispetto alla parete piena, da compensare con l'introduzione di un telaio di cerchiatura, diminuisce nettamente e diminuisce di conseguenza la sezione dei montanti del telaio.

E' interessante osservare che il comportamento reale di pannelli murari sottoposti a lesione a taglio in eventi sismici manifesta spesso una fessurazione diagonale nelle zone di maschio adiacenti all'apertura (cfr. fig. seg.), con pannelli di nodo sostanzialmente inalterati.

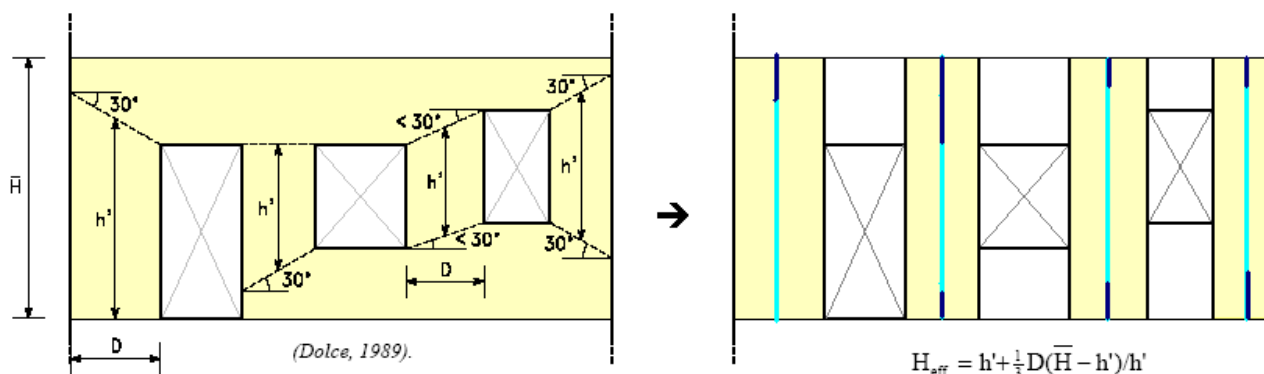


**Fig. 4.3.** Rotture a Taglio per fessurazione diagonale [9]

La modellazione con maschi avente altezza deformabile pari all'altezza del vano adiacente risulta appropriata qualora le fasce abbiano lo stesso spessore dei maschi, e vi siano cordoli di piano e architravi sulle aperture tali da garantire la resistenza delle fasce stesse [8]; ad esempio, il caso in fig. 4.3 appartiene proprio a questa tipologia. E' peraltro necessario che la

parete non sia troppo snella, in modo che il comportamento a taglio prevalga sulla pressoflessione: le fasce sopra le aperture devono avere altezza limitata.

Per adottare un metodo a validità generale, che sarà applicato anche al caso oggetto di studio, è opportuno considerare che per effetto delle aperture **i pannelli di nodo si possano solo parzialmente irrigidire**. Uno studio specifico in tal senso è stato affrontato da Dolce (1989) [10], che ha proposto il modello riportato in fig. 4.4 (cfr. anche [8], con un'applicazione di questa tecnica di modellazione, e [11], dove il metodo viene utilizzato nella schematizzazione delle pareti murarie).



**Fig. 4.4.** Definizione dell'altezza efficace dei maschi murari (Dolce, 1989) [10]

Tale modello è direttamente applicabile ai vari casi di aperture in una parete muraria. Più in generale, negli interventi di consolidamento delle pareti, il Progettista potrà ovviamente giudicare l'ampiezza corretta della zona rigida da utilizzare per la sommità del maschio murario, valutando caso per caso la zona del pannello di nodo che si ritiene non subisca danni per effetto di azioni orizzontali. Nel caso delle aperture cerchiato, dato l'irrigidimento che il telaio di cerchiatura crea nei maschi e nelle fasce adiacenti a causa di ancoraggi e zancature, potrà essere preso in considerazione anche il modello con pannello di nodo completamente irrigidito (come in fig. 4.2).

**In definitiva, in base al tipo di intervento di consolidamento adottato, per la modellazione allo Stato di Progetto si potrà agire non solo sui parametri meccanici della muratura ma anche sulle zone rigide dei maschi murari.**

Riprendendo il caso in esame, facendo riferimento al modello di Dolce, si valuta l'altezza deformabile del maschio murario adiacente all'apertura:

$$h' = h_{APE} + (D/2) \operatorname{tg}30^\circ = 2000 + 1000 * \operatorname{tg}30^\circ = 2577 \text{ mm}$$

Si osservi che il metodo illustrato in fig. 4.3 è applicabile in quanto:

$$D \operatorname{tg}30^\circ \leq (h - h_{APE}) \Leftrightarrow (2000 * \operatorname{tg}30^\circ) = 1154 \leq 1500$$

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 (un esempio applicativo è riportato in [8]).

La luce deformabile del maschio murario è dunque pari a:

$$H_{eff} = 2577 + (1/3) * 2000 * (3500 - 2577) / 2577 = 2816 \text{ mm}$$

e quindi la zona rigida è pari a:  $Z_R = 3500 - 2816 = 684 \text{ mm}$

Allo Stato di Progetto, la rigidità dei maschi è la seguente:

$$K_{1P} = K_{2P} = 250 / ( 1/1500 * (2816/2000)^3 + 1.2 * 2816 / (500 * 2000) ) = 47709 \text{ N/mm}$$

$$K_p = 2 \cdot 47709 = 95418 \text{ N/mm}$$

La perdita di rigidità dovuta alla realizzazione dell'apertura è dunque:

$$\Delta K = 130981 - 95418 = 35563 \text{ N/mm}$$

Come noto, per la parete allo Stato di Progetto, secondo [3], sarà consentita una variazione di rigidità non superiore a +/-15%:

$$(i) -15\% \Rightarrow K_p = 130981 \cdot 0.85 = 111334 \text{ N/mm} \Rightarrow K_{tel} = 111334 - 95418 = 15916 \text{ N/mm}$$

$$(ii) 0\% \Rightarrow K_p = 130981 \text{ N/mm} \Rightarrow K_{tel} = 130981 - 95418 = 35563 \text{ N/mm} \text{ (questo valore di rigidità del telaio compensa esattamente la perdita di rigidità muraria dovuta all'apertura)}$$

$$(iii) +15\% \Rightarrow K_p = 130981 \cdot 1.15 = 150628 \text{ N/mm} \Rightarrow K_{tel} = 150628 - 95418 = 55210 \text{ N/mm}$$

Il telaio di cerchiatura (p.es. metallico, con profilato in acciaio) dovrà avere una rigidità alla traslazione tale da soddisfare queste limitazioni.

Considerando che i due montanti laterali del telaio si comportino come aste doppiamente incastrate, la rigidità (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 rigidità 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 ( $J=8091 \text{ cm}^4$ ).

La sezione minima ammissibile, HEB180, è quindi poco superiore alla HEB160 che otteneva applicando la procedura tradizionale del D.M. 16.1.1996 (trascurando le zone rigide di sommità nei maschi, come spesso prevedeva la procedura di verifica). Nell'ipotesi adottata di doppio incastro, la rigidità del telaio è in definitiva pari a:  $2 \cdot 12 \cdot 210000 \cdot 3831 \cdot 10^4 / 2000^3 = 24135 \text{ N/mm}$

Applicando la metodologia descritta è quindi possibile svolgere il dimensionamento del telaio di cerchiatura:

- evitando riduzioni artificiose dei moduli di elasticità, fisicamente non giustificabili ai fini del confronto di rigidità elastica;
- schematizzando in modo appropriato l'effetto delle aperture sui maschi adiacenti;
- evitando il sovradimensionamento del telaio, con sezioni sostanzialmente simili a quanto già ottenuto in passato, ma applicando, in base a quanto illustrato, un procedimento aderente alle nuove indicazioni Normative e di fatto più corretto.

 **Attenzione** Il concetto fondamentale è il seguente. E' consigliabile evitare che la realizzazione di un'apertura che non interrompe completamente la continuità della muratura, e che quindi mantiene il collegamento strutturale fra i maschi murari ai due lati dell'apertura, conduca alla schematizzazione di maschi totalmente 'scollegati', cioè modellati senza zone rigide (come in fig. 4.1): tale scelta comporterebbe infatti un **sovradimensionamento non necessario**. Le richieste normative [3], fra l'altro, prevedono una limitazione anche per l'aumento di rigidità (non oltre il 15%), come giustamente deve essere per garantire che l'intervento abbia carattere locale: anche per questo motivo, i sovradimensionamenti devono essere evitati. ■

## 4.4. RIGIDEZZA EFFETTIVA DEI TELAI DI CERCHIATURA

La verifica di rigidità è solo il primo aspetto da considerare per la calibrazione dell'intervento di consolidamento. E' infatti necessario confrontare Stato di Progetto e Stato Attuale anche nei riguardi di **forza ultima e duttilità** (o: capacità di deformazione).

Si evidenzia l'opportunità di approfondire le procedure di determinazione della duttilità del telaio di cerchiatura, studiando il comportamento strutturale alla luce delle nuove Norme.

In generale, si farà riferimento al telaio nel suo complesso. Lo schema a doppio incastro dei soli montanti, fin qui adottato per il dimensionamento in base alla rigidità alla traslazione, può essere migliorato studiando il comportamento statico dell'insieme montanti + architrave, e definendo con maggior precisione la soglia di formazione delle cerniere plastiche e lo spostamento ultimo del telaio stesso: questo permetterà la costruzione di una curva di capacità allo Stato di Progetto più corretta rispetto a quanto, in prima approssimazione, si può fare considerando rigidità, resistenza e plasticizzazione dei soli montanti.

Si può immediatamente osservare che, in dipendenza delle sezioni adottate per i montanti e per l'architrave, la rigidità del telaio potrà essere inferiore rispetto a quanto stimato con lo schema a doppio incastro dei montanti. Ciò può condurre ad un aumento dell'inerzia richiesta per la sezione dei montanti; tuttavia, per quanto precedentemente esposto, in generale:

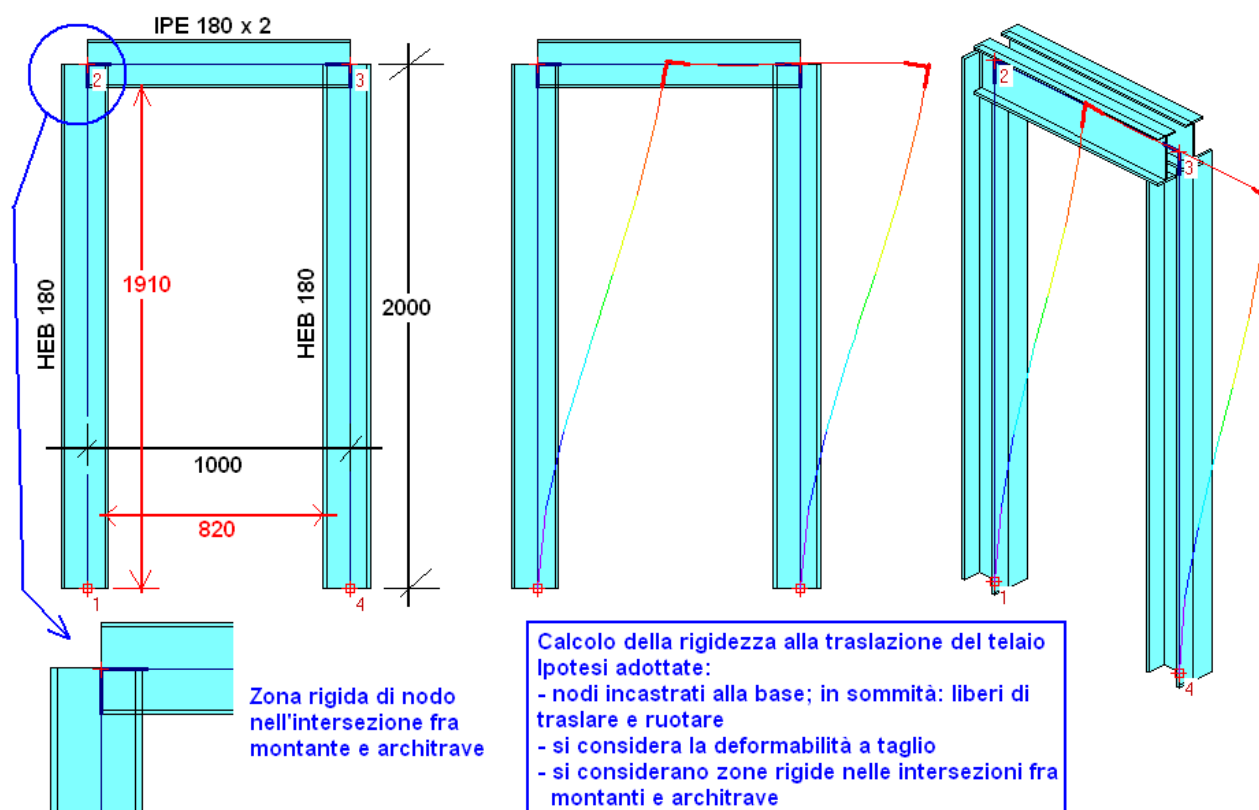
- già considerando maschi murari (adiacenti alle aperture) con zone rigide superiori, si evitano sovradimensionamenti delle sezioni del telaio di cerchiatura;
- un irrobustimento di tali sezioni che derivi da una minore rigidità dello schema statico del telaio manterrà comunque per la cerchiatura dimensioni definitive accettabili.

Per l'esempio considerato, supponiamo che il telaio di cerchiatura sia costituito da montanti HEB180 e architrave con doppia IPE 180 (nei traversi con doppio profilato è opportuno assicurare la solidarizzazione strutturale tramite "tiranti" di collegamento: un esempio è riportato in fig. 8.4).

Il telaio si suppone incastrato alla base. Le dimensioni dell'apertura (1000 x 2000 mm) siano riferite agli assi di calcolo del telaio; ne deriva una luce netta pari a 820 x 1210 mm.

Risolvendo lo schema statico del telaio, si calcola la rigidità alla traslazione orizzontale imponendo una forza unitaria al nodo superiore sinistro e rilevando lo spostamento del traverso; le ipotesi di calcolo adottate sono riportate in fig. 4.5.

Per valutare la rigidità alla traslazione si applica sul traverso una forza orizzontale di 10 kN, scomposta in due carichi di 5.0 kN ognuno nei due nodi di sommità (2 e 3).



**Fig. 4.5.** Effettiva rigidezza alla traslazione del telaio di cerchiatura

**Nota bene** Gli schemi statici presentati in questo documento vengono risolti utilizzando il software PC.E © AEDES, programma per il calcolo ad elementi finiti monodimensionali. I telai (o 'portali') sono frequentemente risolvibili mediante formulazione analitica chiusa: sono note infatti le formule risolutive per le caratteristiche di sollecitazione relativamente ai casi di telai geometricamente simmetrici, incastrati o incernierati alla base, con sezione della trave diversa da quella dei montanti e con luce diversa dall'altezza [12].

Queste **soluzioni analitiche** venivano applicate in modo specifico al dimensionamento di telai di cerchiatura svolgendo progetti secondo la Normativa superata (D.M. 16.1.1996), quando la forza sismica agente sul traverso era definibile in modo semplificato (cfr. [12], par. "Inserimento di cerchiature").

Le soluzioni analitiche proposte normalmente non riportano però gli spostamenti delle strutture (traslazione del traverso, rotazione delle cerniere) e non prevedono la possibilità di considerare zone rigide nei nodi e deformabilità delle strutture a taglio. Come illustrato più avanti, la gestione di queste opzioni - alla luce del maggior grado di approfondimento richiesto dalle nuove Norme - diviene decisamente consigliabile e quindi con un codice di calcolo idoneo ad elementi finiti, è possibile eseguire analisi più appropriate ed in grado di evitare sotto- o sovra-dimensionamenti, aspetto molto importante ad esempio per non generare errori nella stima di variazione della rigidezza (con corrispondente diversa classificazione dell'intervento, come riparazione locale o miglioramento sismico, e conseguenti provvedimenti progettuali).

Peraltro, un codice ad elementi finiti consente la trattazione di portali a geometria più complessa, ad esempio con travatura curva (è il caso del consolidamento di aperture ad arco). ■

Lo spostamento dei nodi 2 e 3 risulta pari a:  $6.142 \cdot 10^{-1}$  mm, da cui la rigidezza alla traslazione:

$$K = 10000 / (6.142 \cdot 10^{-1}) = 16281 \text{ N/mm}$$

e pertanto la rigidezza del telaio con i montanti HEB180 è ancora conforme a quanto richiesto dal progetto: risultava infatti necessaria una rigidezza non inferiore a 15916 N/mm.

La rigidezza complessiva della parete allo Stato di Progetto vale:  $95418 + 16281 = 111699$  N/mm

La diminuzione di rigidezza rispetto allo stato attuale è la seguente:

$$(111699 - 130981) / 130981 = -14.7\% \text{ (variazione non superiore a -15\%).}$$

La rigidezza è ovviamente inferiore rispetto al valore (precedentemente già calcolato) in ipotesi shear-type (i soli montanti con incastro alla base e incastro scorrevole in sommità):

$$K = 24135 \text{ N/mm}$$

Come riprova, questo valore è facilmente ottenibile dallo schema statico completo del telaio, imponendo nulle le rotazioni dei nodi superiori, e trascurando la deformabilità a taglio dei profili in acciaio e le zone rigide ai nodi montanti-architrave: si ottiene infatti uno spostamento dei nodi 2 e 3 pari a:  $4.143 \cdot 10^{-1}$  mm, da cui:

$$K = 10000 / (4.143 \cdot 10^{-1}) = 24137 \text{ N/mm}$$

Con riferimento allo schema statico reale (fig. 4.5), è importante considerare anche la deformabilità a taglio dell'acciaio: prescindendone, infatti, si avrebbe uno spostamento dei nodi pari a  $4.718 \cdot 10^{-1}$  mm, da cui:  $K = 21195$  N/mm, con sovrastima di rigidezza pari al 30%: il telaio rischierebbe di risultarne sottodimensionato.

D'altra parte, considerando la deformabilità a taglio ma zone di nodo non rigide, si otterrebbe uno spostamento pari a:  $7.190 \cdot 10^{-2}$  mm, da cui:  $K = 13908$  N/mm, con sottostima di rigidezza pari al 15% e con l'importante conseguenza che la sezione HEB180 non sarebbe più sufficiente (occorrerebbe passare all'HEB200, dovendo avere una rigidezza del telaio pari almeno a 15916 N/mm).

Trascurando sia la deformabilità a taglio sia le zone rigide ai nodi montanti-architrave, aspetti che hanno effetti opposti sul risultato in termini di rigidezza, si ottiene lo spostamento:  $5.715 \cdot 10^{-1}$  mm, e la rigidezza:  $K = 17498$ , con un errore pari a:  $(17498 - 16281) / 16281 = 7\%$ . L'errore non è elevato, ma si fini del corretto dimensionamento del telaio indica comunque l'importanza della deformabilità a taglio e delle zone rigide di nodo, importanza che discende direttamente dalle dimensioni di questo tipo di telai (con aste corte, e pertanto piuttosto rigidi).

**Per il corretto dimensionamento del telaio è quindi consigliabile prendere in considerazione sia la deformabilità a taglio dell'acciaio, sia le zone rigide in corrispondenza dei nodi di intersezione montanti-architrave** (la rigidità di nodo sarà garantita dall'unione, ad es. con fazzoletti di lamiera saldati tali da ripristinare la continuità strutturale).

Come in precedenza osservato, l'ingombro del telaio di cerchiatura influisce sulle dimensioni dei maschi murari: le valutazioni di calcolo della rigidezza della muratura allo Stato di Progetto dovrebbero tener conto di una dimensione ridotta, con base dei maschi pari a  $(2000 - 180/2) = 1910$  mm (anziché 2000 mm) e altezza della fascia pari a  $(1500 - 180/2) = 1410$  mm.

In questa sede, i calcoli di esempio hanno lo scopo di illustrare la metodologia di analisi, e pertanto si omette per semplicità la riverifica con le dimensioni esatte dei maschi. Nei reali progetti esecutivi condotti utilizzando software specializzati (come AC.M © AEDES) è possibile considerare automaticamente gli ingombri reali del telaio di cerchiatura, svolgendo quindi le verifiche con riferimento all'esatta geometria delle strutture murarie definite dalle aperture cerchiata.

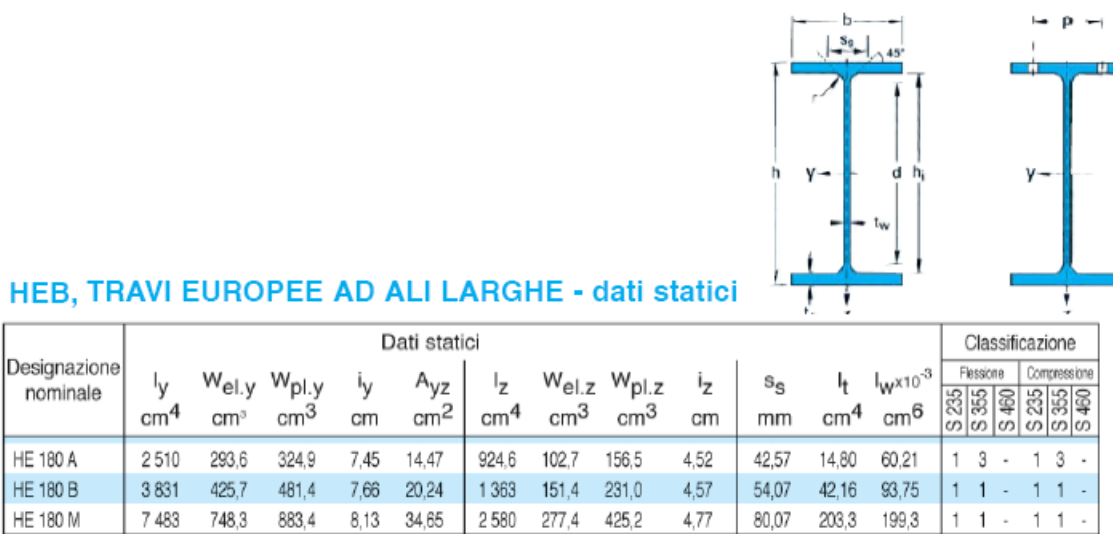
## 4.5. COMPORTAMENTO ELASTO-PLASTICO DEL TELAIO DI CERCHIATURA. ANALISI STRUTTURALE PER AZIONI ORIZZONTALI

Si faccia riferimento ad un **telaio di cerchiatura in acciaio**.

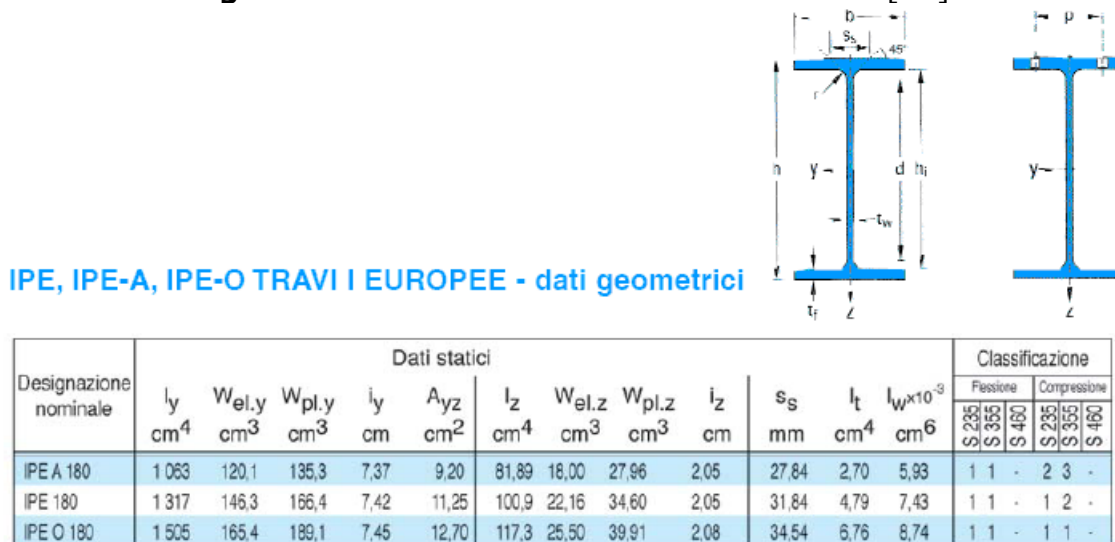
Lo studio del comportamento elasto-plastico di un telaio in acciaio è trattato in [13], §3.7 dedicato al metodo incrementale (si consultino in dettaglio i §§: 3.7.1. L'analisi limite col metodo incrementale; 3.7.2. L'analisi a rottura col metodo incrementale; 3.7.3. L'analisi a rottura col metodo incrementale tenendo conto dell'influenza dello sforzo normale).

La metodologia viene illustrata con riferimento all'esempio considerato (fig. 4.5).

E' anzitutto necessario definire il momento limite  $M_p$  (momento flettente limite plastico che si instaura nelle cerniere plastiche), in accordo con la classificazione delle sezioni secondo la Normativa vigente.



**Fig. 4.6.** Caratteristiche della sezione HEB180 [14]



**Fig. 4.7.** Caratteristiche della sezione IPE180 [14]

L'acciaio utilizzato è S235 (§11.3.4.1, D.M.14.1.2008):  
 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) (cfr. anche Applicazione 2.3 in [15]) (per l'acciaio S235 si ha:  $\varepsilon=1$ ):

Ala:  $(c/t_f)$ :  $c = (180 - 8.5 - 2*15)/2 = 70.75$  mm,  $t_f = 14$  mm,


$(c/t_f) = 5.05 \leq 9\varepsilon = 9$  (Classe 1)

Anima compressa:  $(d/t_w)$ :  $d = 180 - 2*14 - 2*15 = 122$  mm,  $t_w = 8.5$  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.

 **Nota bene** Sulla base della classificazione delle sezioni trasversali secondo EC3, tutte le sezioni dei profili laminati tipo IPE e HE soggette a flessione sono di classe 1, ad eccezione di alcuni profili HE della serie alleggerita (tipo HEA). ■

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)):

$$M_p = W_p * (f_y / \gamma_{M0}) = 481.4 * 10^3 * 235 / 1.05 = 1.0774 * 10^8 \text{ Nmm} = 107.74 \text{ kNm}$$

Considerando il tipo di sollecitazione studiato per il telaio sotto azione orizzontale, lo sforzo normale agente nel montante è in genere molto contenuto ed il momento plastico non deve essere ridotto a causa dello sforzo normale (per la riduzione, si applicherebbero le relazioni fornite per la pressoflessione retta in §4.2.4.1.2). A riprova di ciò:

$$N_p = \text{capacità portante per sola azione assiale} = A * (f_y / \gamma_{M0}) = 65.3 * 10^2 * 235 / 1.05 = 1.461 * 10^6 \text{ N} = 1461 \text{ kN}$$

Lo sforzo normale agente sul montante è prodotto dalla quota parte di muratura insistente sul traverso e dovuta all'effetto volta. Tale zona di carico risulta inferiore al livello del solaio; il carico sull'architrave non dipende dal carico di solaio, ed è fornito dal peso proprio della volta di scarico triangolare (per la muratura si assume un peso per unità di volume pari a 18 kN/m<sup>3</sup>; il peso della volta di scarico viene amplificato per (4/3), utilizzando le formulazioni riportate ai paragrafi precedenti); più il peso proprio dell'architrave:

$$q = [18 * 0.25 * (4/3) * 1.00 * (1.00/2 * \text{tg}60^\circ) / 2] / 1.00 + 2 * 0.188 = 2.97 \text{ kN/m}$$

a cui corrisponde in ognuno dei due montanti lo sforzo normale:

$$N = 2.97 * 1.00 / 2 = 1.49 \text{ kN}$$

Anche amplificando lo sforzo normale per effetto dei coefficienti combinatori da applicare ai carichi di tipo permanente strutturale (il cui massimo valore è pari a 1.3) si ottiene:

$$N = 1.49 * 1.3 = 1.94 \text{ kN} \ll N_p = 1461 \text{ kN}.$$

Il momento plastico del montante non deve quindi essere ridotto.

Per quanto riguarda infine l'instabilità del montante, si tratta di un fenomeno che non riguarda i telai di cerchiatura: i montanti sono ancorati alla muratura adiacente attraverso zancatura diffusa che impedisce lo sbandamento del profilo. Tale aspetto dovrebbe essere affrontato solo nel caso di cerchiatura con pilastro singolo intermedio, necessario qualora l'apertura abbia grande luce: il pilastro intermedio infatti non ha confinamento laterale e quindi può essere soggetto a fenomeni di instabilità.

In questa sede, si considerano telai di cerchiatura in assenza di montanti intermedi.

**Classificazione del traverso: profilo inflesso IPE180:**

Ala:  $(c/t_f)$ :  $c = (91 - 5.3 - 2*9)/2 = 33.85$  mm,  $t_f = 8$  mm,

$(c/t_f) = 4.23 \leq 9\varepsilon = 9$  (Classe 1)

Anima compressa:  $(d/t_w)$ :  $d = 180 - 2 \cdot 8 - 2 \cdot 9 = 146 \text{ mm}$ ,  $t_w = 5.3 \text{ mm}$ ,  
 $(d/t_w) = 27.5 \leq 33$  (Classe 1)

Anima inflessa:  $(d/t_w) = 27.5 \leq 72$  (Classe 1)

Il profilo IPE180 in acciaio S235 ha sezione trasversale di classe 1 se sollecitato da flessione.

La resistenza della sezione trasversale del traverso IPE180 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  $(W_p)$ :

$$M_p = W_p \cdot (f_y / \gamma_{M0}) = 166.4 \cdot 10^3 \cdot 235 / 1.05 = 3.724 \cdot 10^7 \text{ Nmm} = 37.24 \text{ kNm}$$

Il traverso del telaio di cerchiatura è costituito da una doppia trave IPE180: ai fini della risoluzione del telaio, il momento plastico viene quindi assunto pari a:  $2 \cdot 37.24 = 74.48 \text{ kNm}$

**Il momento plastico del traverso è quindi inferiore rispetto a quello del montante.**

Al fine di conseguire un comportamento duttile, il D.M. 14.1.2008 (§7.5.4) prevede che **i telai in acciaio siano progettati in modo che le cerniere plastiche si formino nelle travi piuttosto che nelle colonne**. E' opportuno che questo requisito sia rispettato anche per il telaio di cerchiatura.

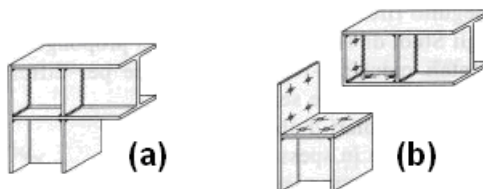
Nel caso in esame, peraltro, viene rispettata la condizione più severa di gerarchia delle resistenze trave-colonna (§7.5.4.3). Infatti:

$$M_{p,colonna} > \gamma_{RD} \cdot M_{p,trave}: 107.74 > 1.3 \cdot 74.48 = 96.82 \text{ kNm}.$$

#### Analisi del telaio sotto azione orizzontale

Il calcolo a rottura viene effettuato trascurando l'effetto dello sforzo normale nei montanti, data la sua scarsa entità.

I **giunti traverso-montante** si considerano rigidi e a completo ripristino di resistenza, e possono essere realizzati come in figura seguente, saldati (a) o bullonati (b).



**Fig. 4.8.** Giunti rigidi (da [16])

(a) L'ala inferiore del traverso è saldata al montante e ha un piatto di estremità e una costolatura intermedia in corrispondenza delle ali del montante. Alcune saldature di collegamento tra traverso e montante devono essere realizzate in opera.

(b) Il nodo di sommità per il montante viene preparato in stabilimento; piatte forate irrigidiscono le estremità di traverso e montante; il completamento avviene in opera con la bullonatura.

I giunti sono a completo ripristino di resistenza se consentono il trasferimento dei massimi valori di sollecitazione consentiti dal profilato più debole collegato: la crisi, cioè, avviene sempre nell'elemento meno resistente e non nel giunto. Nel nodo montante-traverso, il traverso si presenta come l'elemento più debole (cioè con più basso momento di plasticizzazione). Il ripristino completo di resistenza richiede quindi che la capacità portante flessionale del giunto sia  $\geq$  del momento plastico del traverso.

Più esattamente, in zona sismica il D.M. 14.1.2008 (§7.5.3.3) i collegamenti in zone dissipative, dove è prevista la formazione di cerniere plastiche, devono avere sufficiente sovraresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti collegate. La ragione di questa

prescrizione è ben descritta in [18], nel Cap.10 dedicato alla Progettazione sismica di telai momento-resistenti:

"(...) i telai non controventati tendono ad essere flessibili per natura, e dunque una flessibilità aggiuntiva dovuta alle connessioni può creare problemi a livello di contenimento laterale e degli effetti  $P-\Delta$ .

Anche se è possibile sviluppare delle cerniere plastiche nei collegamenti a parziale ripristino, sfruttando la capacità di deformazione di componenti quali i piatti di estremità e gli angolari, è necessario dimostrare che la loro resistenza è 'stabile' in condizioni cicliche, cosa per ora non pratica.

Un altro problema dei collegamenti a parziale ripristino di resistenza è che, poiché i telai non controventati tendono ad essere strutture flessibili, la flessibilità dei nodi deve essere compensata con l'uso di sezioni più rigide per le travi e le colonne. Ne consegue che un progetto 'a parziale ripristino' può non essere il massimo dell'economicità."

Considerando la natura del telaio di cerchiatura, per il quale lo spostamento laterale non dovrebbe preoccupare in quanto il telaio è confinato dalla muratura adiacente, la sovrarresistenza del giunto potrebbe essere considerata non necessaria; tuttavia, in assenza di indicazioni specifiche, si ritiene opportuno rispettare quanto esposto in §7.5.3.3, considerando anche che in sede di analisi il comportamento elasto-plastico del telaio in acciaio viene determinato in modo indipendente dai maschi murari (tutte le curve di capacità, dei maschi e del telaio, valutate indipendentemente l'una dall'altra, si comporranno infine nella curva di capacità complessiva della parete allo Stato di Progetto).

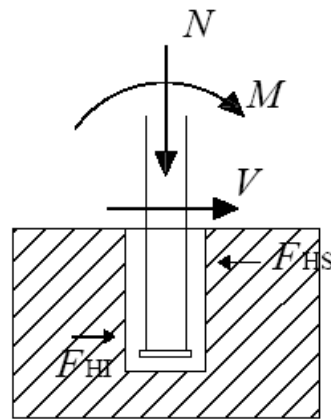
Per quanto riguarda i **giunti di base**, si considera frequentemente il vincolo di incastro. Il meccanismo complessivo del telaio comprende infatti la possibilità che si sviluppino cerniere plastiche all'interfaccia tra le basi dei montanti e fondazione o strutture di ancoraggio sottostanti. Il comportamento del giunto di base deve essere tuttavia oggetto di analisi più approfondita, anche in relazione ai casi reali che si presentano realizzando un telaio di cerchiatura. Si distinguono i seguenti casi notevoli:

**1) il telaio di cerchiatura corrisponde ad una 'porta' e quindi non c'è una fascia muraria inferiore:**

**1a) la parete muraria è posta al piano terra**, ovvero al piano che si imposta sulle fondazioni:

è possibile realizzare un getto di calcestruzzo di fondazione. Il giunto appartiene alla tipologia "Collegamenti colonna-fondazione" (§7.5.4.6) e quindi occorre dimensionare l'incastro tenendo conto del momento plastico del montante amplificato per effetto della sovrarresistenza.

La soluzione operativa migliore risulta creare un collegamento affondando la base del montante in un alloggiamento ricavato nel blocco di calcestruzzo di fondazione (fig. 4.9; nel caso dei telai di cerchiatura, analizzati sotto azione sismica, N è in genere trascurabile):



**Fig. 4.9.** Collegamento montante-fondazione attraverso alloggiamento nel calcestruzzo (da [18])

Diversamente, si avrebbe un forte dimensionamento della piastra di base e dei tirafondi di ancoraggio, che rendono tale soluzione difficilmente realizzabile.

Il momento plastico per definire la cerniera plastica alla base del montante viene assunto pari al momento plastico della sezione del montante stesso.

**1b) la parete muraria è posta ad un piano in elevazione.** Il montante viene collegato ad una piastra di base e quindi si prevedono tirafondi di collegamento alle strutture murarie o cordolo sottostanti. Tale vincolo può essere assimilato a un 'incastro' caratterizzato da una resistenza a flessione (o momento di plasticizzazione) non nulla ma inferiore a quella del montante.

Si ritiene che il punto §7.5.4.6 non sia riferito a questa tipologia di intervento, in quanto la base del montante non è una "fondazione". La resistenza a flessione del giunto di base sarà quella che il Progettista ritiene idonea per l'intervento specifico: nell'analisi elasto-plastica del telaio, ai fini della formazione della cerniera plastica alla base del montante si considererà come momento di plasticizzazione il momento resistente dell'incastro.

**2) Il telaio di cerchiatura definisce una finestra:** in tal caso, esiste una fascia muraria inferiore ed è possibile realizzare una vera e propria cerchiatura, 'chiudendo' il telaio: il traverso inferiore può essere realizzato con gli stessi profili del traverso superiore, e l'unione montante-traverso inferiore con collegamento saldato avente caratteristiche analoghe al nodo superiore. Lo schema di calcolo potrebbe, in questo caso, prevedere un vero e proprio telaio chiuso; tuttavia, per semplicità, si può operare con lo schema dei due montanti + il traverso superiore, incastrando i montanti alla base ed attribuendo al giunto di base, ai fini della formazione delle cerniere plastiche, il momento plastico del traverso inferiore.

In definitiva, nel modello di calcolo si potrà considerare un valore specifico del momento resistente del giunto di base, supposto incastrato. La cerniera plastica si formerà all'atto del superamento del valore minimo tra il momento plastico del montante e quello dell'incastro di base.

Laddove il grado di incastro realizzabile in cantiere sia davvero scarso (a causa p.es. delle strutture sottostanti al livello di calpestio dell'apertura), il telaio potrebbe essere direttamente modellato con cerniere alla base.



**Attenzione** Si faccia attenzione al seguente aspetto: **modellando il telaio con cerniere alla base** presenti fin dalla configurazione statica (quindi, con momento alla base del montante sempre nullo sotto azioni orizzontali), la rigidità elastica (coincidente con la pendenza iniziale della curva di capacità del telaio) è nettamente inferiore rispetto al valore che assume con il vincolo di incastro.

Questo può condurre alla necessità di aumentare la sezione del profilato solo al fine di assicurare una rigidità accettabile (ad esempio tale, cioè, da mantenere l'intervento nell'ambito della Riparazione locale).

Ma la struttura di cerchiatura, in tal modo, viene sovradimensionata: se infatti si assegna un momento resistente pur limitato al vincolo di base, è possibile considerare che sotto azioni orizzontali il vincolo si comporti inizialmente come un incastro, assicurando un'adeguata rigidità elastica alla traslazione (occorre comunque che il momento resistente sia superiore alla sollecitazione flessionale statica del montante). Raggiunto il momento resistente, alla base si formerà una cerniera plastica, ma a quel punto la rigidità sarà già stata precedentemente valutata nel passo iniziale dell'analisi elasto-plastica.

⇒ In sintesi: sia per i telai in acciaio che per quelli in cemento armato, si può affermare che appare più opportuno considerare un momento plastico pur limitato al vincolo di base, supponendolo incastrato, invece che modellare un portale incernierato. Ciò consentirà il calcolo di una rigidità tale da non sovradimensionare il telaio. Si dovrà avere cura che il momento resistente alla base sia comunque superiore al momento statico di progetto (altrimenti il vincolo d'incastro degraderebbe già per effetto dei soli carichi verticali). ■

Nel caso esaminato, si suppone che sia possibile assicurare l'incastro alla base del pilastro.

Il telaio è soggetto al carico distribuito agente sul traverso. Viene applicata una forza orizzontale progressivamente crescente, suddivisa fra i nodi superiori sinistro e destro. Raggiunto un certo incremento, si forma la prima cerniera plastica. Il modello viene aggiornato, ed il processo incrementale riprende, fino alla formazione di una ulteriore cerniera plastica che si aggiunge alla precedente. Il calcolo prosegue fino a che si ottiene la formazione di un meccanismo cinematico.

Il moltiplicatore di collasso viene quindi determinato mediante una successione di calcoli elastici-lineari.

Il traverso del telaio esaminato è sottoposto al carico verticale distribuito pari a 2.97 kN/m. Il momento dovuto al solo carico verticale è rappresentato in fig. 4.10(a), mentre in fig. 4.10(b) è disegnato il diagramma dei momenti (espressi in kNm) conseguente ad una forza orizzontale di 10 kN distribuita nei due nodi superiori. La fig. 4.10(c) rappresenta la combinazione delle due condizioni di carico.

(Si osservi che il diagramma del momento sul traverso si riferisce ad una delle due architravi affiancate; per tale motivo il momento al nodo nel montante è il doppio del momento al nodo nel traverso).

Il carico distribuito verticale sul traverso è da considerarsi costante durante l'analisi incrementale (corrisponde al carico verticale presente in fase sismica); la forza orizzontale subisce invece incrementi progressivi. Si determina ora se la prima cerniera plastica si forma in un montante o nel traverso.

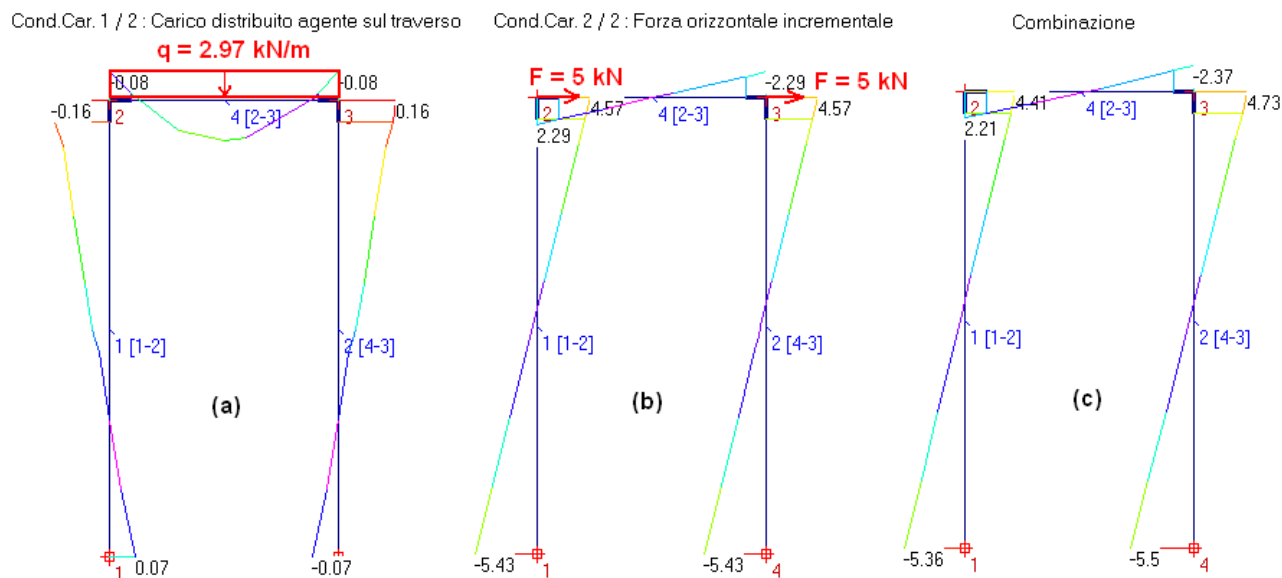
Per quanto riguarda i montanti, la prima cerniera plastica si formerebbe alla base nella sezione 4, per il seguente valore del moltiplicatore del carico orizzontale di 10 kN:

$$0.07 + \lambda * 5.43 = 107.74, \text{ da cui: } \lambda = 19.82.$$

Per quanto riguarda il traverso, la prima cerniera plastica si formerebbe nella sezione 3 (nodo superiore):

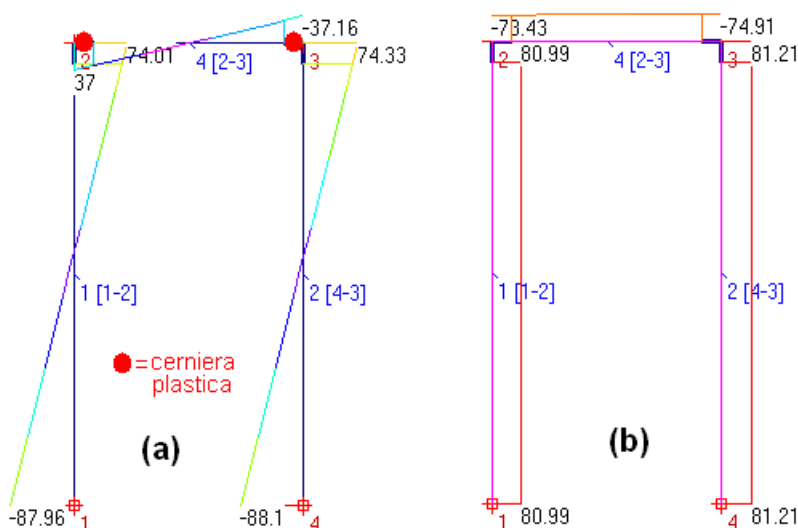
$$0.08 + \lambda * 2.29 = 37.24, \text{ da cui: } \lambda = 16.22, \text{ inferiore al valore determinato per il montante.}$$

Pertanto, la cerniera plastica si forma per  $\lambda = 16.22$  nel traverso, in corrispondenza del nodo 3. La differenza fra i due nodi estremi del traverso sta nel fatto che il momento dovuto al carico verticale è equiverso al momento da carico orizzontale nel nodo 3 (e invece controverso nel nodo 2). Poiché il momento da carico verticale (0.08 kNm) è trascurabile rispetto al momento da carico orizzontale in corrispondenza di  $\lambda=16.22$  (37.14 kNm), si può considerare che la cerniera si formi contemporaneamente anche nel nodo 2.



**Fig. 4.10.** Fase iniziale (i): effetti del carico costante e della forza incrementale

In corrispondenza quindi di  $\lambda=16.22$  (cui corrisponde:  $F = 162.2$  kN, ossia 81.1 kN in ognuno dei due nodi superiori) il diagramma dei momenti complessivo è rappresentato in fig. 4.11(a) (a meno di errori di arrotondamento; applicando 81.1 kN nei due nodi superiori si ottiene infatti  $M \approx 37$  kNm nelle sezioni 2 e 3, anziché esattamente 37.24).



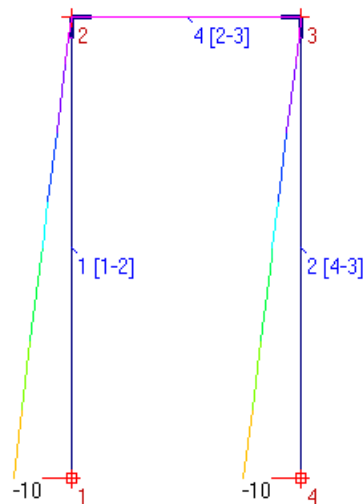
**Fig. 4.11.** Configurazione statica in corrispondenza della formazione (contemporanea) delle prime due cerniere plastiche: diagramma (a) del momento e (b) del taglio

In fig. 4.11(b) viene anche riportato il diagramma del taglio: l'azione tagliante ai nodi assume importanza per la verifica del giunto di nodo, eseguita in un paragrafo seguente.

In particolare, al nodo 3, in corrispondenza dell'estremo deformabile:

- il taglio in ognuno dei due traversi è pari a: 74.91 kN;
- il taglio nel montante è pari a: 81.21 kN.

Nei confronti di successivi incrementi di carico orizzontale, la struttura si comporta ancora ovunque elasticamente, ma con la differenza che, rispetto a quella iniziale, occorre pensare il traverso incernierato. Al carico orizzontale  $F=10$  kN compete il diagramma dei momenti flettenti riportato in fig. 4.12. Esaminando i momenti di fig. 4.11, si può osservare che la seconda cerniera si formerà ai nodi di base dei montanti, anche in questo caso simmetricamente ad entrambi i nodi (1 e 4), data la trascurabile differenza di momenti che i montanti alla base manifestano nella fase precedente (fig. 4.11) ( $87.96 \cong 88.1$ ).



**Fig. 4.12.** Fase (ii): andamento del momento in presenza di cerniere ai nodi 2 e 3

Per calcolare l'incremento di moltiplicatore che segna la formazione delle cerniere nella sezione dei nodi di base, occorre considerare che il momento limite è dato dal momento plastico della sezione meno il momento già esistente nella fase di calcolo precedente. Con riferimento alla sezione 4:

$$\Delta\lambda_{ii} * 10 = (107.74 - 88.1), \text{ da cui: } \Delta\lambda_{ii} = 1.96$$

Il moltiplicatore di collasso complessivo risulta:  $\lambda_{ii} = 16.22 + 1.96 = 18.18$ .

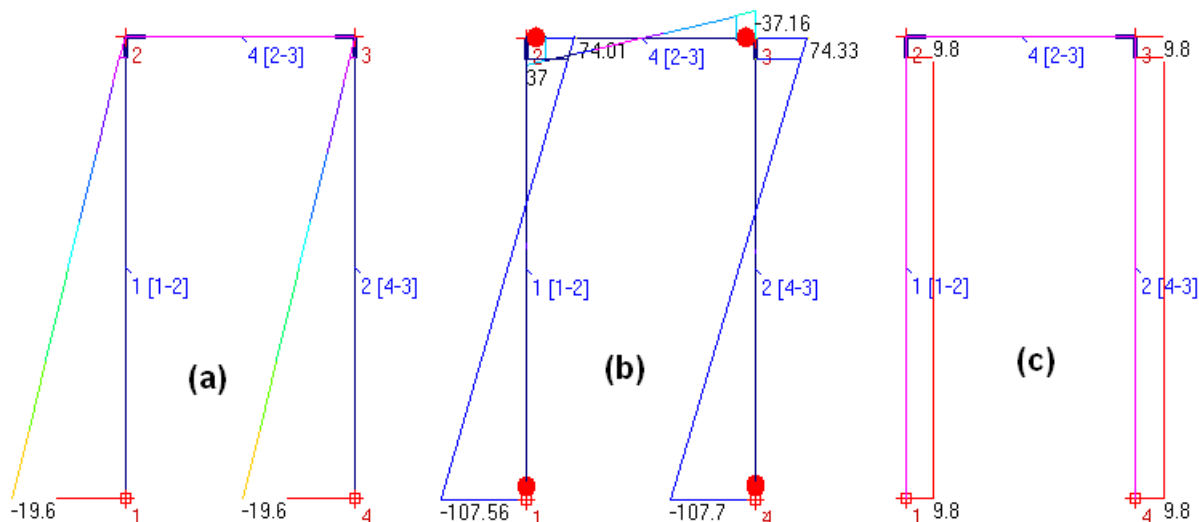
In fig. 4.13(a)(b) è rappresentato il diagramma dei momenti:

- (a) incrementali: effetti dell'incremento di moltiplicatore ( $\Delta\lambda_{ii} = 1.96$ , cui corrisponde:  $F=19.6$  kN, 9.8 kN in ognuno dei due nodi superiori) che provoca la nuove cerniere plastiche;
- (b) complessivi in corrispondenza della formazione delle nuove cerniere plastiche, dato dalla sovrapposizione del diagramma complessivo della fase precedente (fig. 4.11(a)) con quello incrementale della fase corrente (fig. 4.13(a)) (per le rappresentazioni grafiche le scale dei diagrammi sono differenti).

Al moltiplicatore di collasso  $\lambda=18.18$  corrisponde inoltre un taglio complessivo dato dalla somma dei tagli di fig. 4.11(b) più il taglio incrementale di fig. 4.13(c):

- taglio in ognuno dei due traversi:  $74.91 + 9.8 = 84.71$  kN;
- taglio nel montante:  $81.21 + 9.8 = 91.01$  kN.

Risulta chiaro il successivo modo di procedere: nei confronti di successivi incrementi di carico orizzontale, la struttura continuerebbe a comportarsi ancora ovunque elasticamente, ma con la differenza che, rispetto a quella iniziale, occorre pensare il traverso incernierato e cerniere alla base dei montanti. Questa struttura ha però già raggiunto la labilità: con la formazione della seconda coppia di cerniere plastiche, la struttura si trasforma in un meccanismo.



**Fig. 4.13.** Fase (ii): (a) momenti incrementali, (b) momenti complessivi, (c) tagli incrementali

Ovunque il diagramma dei momenti rispetta le condizioni di equilibrio; in nessuna sezione il momento flettente supera il corrispondente valore limite (quindi la soluzione è staticamente ammissibile). In definitiva, si può osservare che la soluzione è contemporaneamente staticamente e cinematicamente ammissibile.

Il moltiplicatore di collasso è quindi:  $\lambda = 18.18$ .

### Controllo sul taglio resistente

Per assicurare validità al meccanismo di collasso determinato, occorre controllare che il taglio resistente non sia stato superato nelle sezioni dove si sono formate le cerniere plastiche. La resistenza a taglio plastica di progetto viene calcolata con la formula (4.2.18) (§4.2.4.1.2):

- per ognuna delle due travi IPE180 affiancate:

$$V_{C,Rd} = A_v f_{yk} / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = (180 \cdot 5.3) \cdot 235 / (\sqrt{3} \cdot 1.05) = 123272 \text{ N} = 123 \text{ kN}$$

dove l'area resistente a taglio è data dall'area dell'anima;

- per il montante HEB180:

$$V_{C,Rd} = A_v f_{yk} / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = (180 \cdot 8.5) \cdot 235 / (\sqrt{3} \cdot 1.05) = 197700 \text{ N} = 198 \text{ kN}.$$

Dai calcoli precedentemente illustrati, è risultato che:

- alla base del montante, il taglio complessivo vale 91.01 kN ed è quindi minore del taglio resistente;
- all'estremità della trave, il taglio complessivo vale 84.71 kN, ed anche in questo caso è minore del taglio resistente.

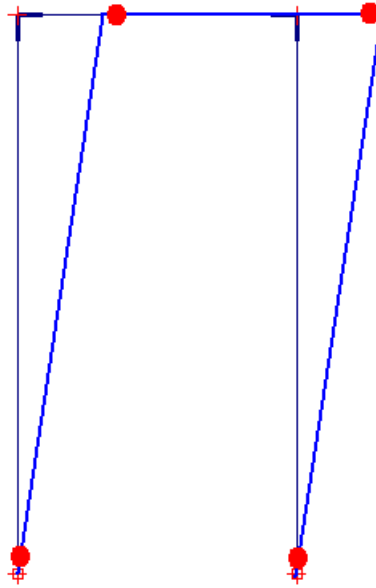
### Determinazione dei punti della curva di capacità

Per il telaio esaminato, si deve determinare la curva di capacità, cioè l'andamento del carico orizzontale in funzione dello spostamento orizzontale ( $\delta$ ) dei nodi del traverso superiore. La curva di capacità del telaio infatti, come noto, verrà composta con le analoghe curve di capacità dei maschi murari adiacenti al telaio, per ottenere infine la curva complessiva della parete muraria allo Stato di Progetto.

I passi elastici compiuti hanno fornito i seguenti risultati (con riferimento alla traslazione orizzontale del nodo 2):

$$\lambda_i = 16.22: \delta = 9.963 \text{ mm} \Rightarrow (\delta_1, \lambda_1) = (9.963, 16.22)$$

$$\Delta\lambda_{ii} = 1.96: \Delta\delta = 3.427 \text{ mm} \Rightarrow (\delta_2, \lambda_2) = (13.391, 18.18)$$



**Fig. 4.14.** Meccanismo di collasso del telaio

Sono stati così individuati due punti del diagramma  $(\delta, \lambda)$  del telaio. Il diagramma deve essere completato definendo, a moltiplicatore costante pari a  $\lambda_2=18.18$ , il massimo spostamento  $\delta$  competente alla fase perfettamente plastica.

Il meccanismo di collasso del telaio prevede la rotazione progressiva delle cerniere plastiche alla base dei montanti, con traslazione del traverso, fino al raggiungimento dello spostamento ultimo (fig. 4.14).

Per valutare lo spostamento ultimo orizzontale  $\delta_u$ , è possibile utilizzare la definizione di duttilità  $\mu$  come rapporto fra lo spostamento massimo del sistema ( $\delta_{max} \equiv \delta_u$ ) e lo spostamento raggiunto in corrispondenza del limite elastico  $\delta_y$ : quest'ultimo è noto dall'analisi elastoplastica condotta sul telaio:

$$\mu = \delta_u / \delta_y$$

La duttilità  $\mu$  è collegata al fattore di struttura  $q$  (definito dal D.M.14.1.2008 per le varie tipologie strutturali), fattore che permette la riduzione delle forze elastiche tenendo conto delle capacità dissipative della struttura per effetto della risposta duttile. E' possibile osservare che [19]:

- per strutture relativamente flessibili, con  $T > T_C$ , lo spostamento orizzontale di un generico sistema elastoplastico coincide in media con quello di un sistema indefinitamente elastico di pari rigidezza soggetto alla stessa azione sismica: da questa considerazione si dimostra che il valore del fattore di struttura  $q$  possa essere assunto pari alla duttilità disponibile  $\mu$ ;
- per le strutture che hanno periodi di vibrazione inferiori a  $T_C$ , (strutture rigide, come quelle in muratura) può essere considerato più appropriato il criterio cosiddetto "energetico" di equivalenza tra le aree sottese dalle curve forza-spostamento dei due sistemi, elastoplastico ed indefinitamente elastico, che si traduce nella relazione seguente:

$$q = \sqrt{2\mu - 1} \Rightarrow \mu = (q^2 + 1) / 2$$

relazione che può essere applicata anche al telaio di cerchiatura, trattandosi di una struttura piuttosto rigida (peraltro inserita in un sistema (la parete muraria) caratterizzato da alta rigidezza).

Ad esempio, il calcolo del periodo proprio del telaio esaminato fornisce il risultato:  $T = 0.027$  sec

La tipologia a cui appartiene il telaio di cerchiatura può essere identificata in:

f) Strutture intelaiate con tamponature in muratura (Tab. 7.5.II):

tale tipologia è normalmente associata al caso di una tamponatura inserita nel telaio, ma nel contesto delle cerchiature viene adottata come riferimento di bassa duttilità dal momento che il telaio è collegato alla muratura laterale e quindi la sua deformazione è comunque limitata dalla parete stessa in cui si trova inserito.

Per tale tipologia, si ha:  $q_0=2$  (§7.5.2.2, D.M.14.1.2008), da cui:  $q = q_0 * K_R = 2$  ( $K_R = 1$ ), e quindi:

$$\mu = 2.5$$


Per il telaio oggetto di studio si ha dunque:

$$\delta_y = 9.963 \text{ mm}$$

$$\delta_u = \mu \delta_y = 2.5 * 9.963 = 24.91 \text{ mm, spostamento ultimo del sistema.}$$

E' stato quindi determinato il punto finale che caratterizza il comportamento elastoplastico del telaio:

$$(\delta_3, \lambda_3) = (24.91, 18.18)$$

 **Nota bene** Una considerazione a parte riguarda le dilatazioni massime  $\varepsilon$  raggiunte in corrispondenza dei tratti plasticizzati. Fino alla formazione del meccanismo, tali dilatazioni devono essere state inferiori al valore ultimo  $\varepsilon_u$ , in modo da consentire, aumentando i carichi, l'evolversi dello schema strutturale verso il meccanismo. Il valore residuo di  $\varepsilon$  consentirà l'incremento di spostamento orizzontale a moltiplicatore costante. Seguendo una metodologia esposta in [13], si calcola la rotazione relativa massima della cerniera plastica:

- la fase iniziale (caratterizzata da  $\lambda=16.22$ ) non produce alcuna rotazione relativa delle sezioni contrapposte in corrispondenza della cerniera plastica: essa infatti conduce alla formazione della prima cerniera plastica;

- la fase successiva (caratterizzata da  $\Delta\lambda = 1.96$ ) provoca una rotazione relativa nei nodi 2 e 3 nota dalla risoluzione statica dello schema incrementale (fig. 4.13(a)), che vale:

$$\Phi_2 = (2.431 + 0.5337) \text{ mrad} = 2.9647 * 10^{-3} \text{ rad}$$

Considerando l'estensione  $l_p$  del tratto plasticizzato pari all'altezza  $h$  della sezione, la rotazione plastica risulta legata alla dilatazione plastica media dalla relazione (cfr. [13]):

$$\Delta\Phi = \varepsilon_p l_p / (h/2)$$

da cui:

$$\varepsilon_p \cong \Delta\Phi/2$$

Pertanto, si ha:  $\varepsilon_p = 1.48235 * 10^{-3}$

La deformazione ultima  $\varepsilon_u$ , secondo EC3, ai fini dell'applicabilità dell'analisi plastica per lo studio dei sistemi intelaiati, non deve essere inferiore a 20 volte la deformazione di snervamento  $\varepsilon_y$ . Con riferimento a tale indicazione, si ha:

$$\varepsilon_y = f_y / E = 235 / 210000 = 1.11 * 10^{-3} \Rightarrow \varepsilon_u = 22.38 * 10^{-3}$$

Risulta quindi:  $\varepsilon_p \ll \varepsilon_u$ .

Date le caratteristiche della struttura esaminata (il telaio di cerchiatura), il controllo sulle dilatazioni raggiunte nel corso dell'analisi elastoplastica del telaio può essere omesso nella generalità dei casi. ■

I tre punti rappresentativi del diagramma di comportamento (curva di capacità) del telaio, valutati considerando la forza orizzontale determinata dal moltiplicatore, sono quindi i seguenti ( $F = \lambda * 10 \text{ kN}$ ):

$$(\delta_1, \lambda_1) = (9.963, 16.22) \Rightarrow (\delta_1, F_1) = (9.963, 162.2)$$

$$(\delta_2, \lambda_2) = (13.391, 18.18) \Rightarrow (\delta_2, F_2) = (13.391, 181.8)$$

$$(\delta_3, \lambda_3) = (24.91, 18.18) \Rightarrow (\delta_3, F_3) = (24.91, 181.8)$$

## 4.6. CURVA DI CAPACITÀ DI PARETE IN MURATURA CON APERTURA E TELAIO DI CERCHIATURA

Per costruire la curva di capacità della parete allo Stato di Progetto occorre ora determinare i diagrammi elastoplastici dei maschi murari.

Il carico da solaio applicato sulla parete muraria complessiva è dato 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:  $Q = 3.5 + 2.3 + 0.3 * 2.0 = 6.4 \text{ kN/m}^2$

Area di influenza: luce competente alla parete: 3.00 m, da cui:  $q = 6.4 * 3.00 = 19.2 \text{ kN/m}$

Dato che la volta di scarico agente sull'architrave del telaio non intercetta la sommità della parete, il carico di solaio viene attribuito integralmente ai maschi murari adiacenti al telaio; per ognuno dei due maschi si ha:

$$N_{\text{somma}} = 19.2 * (5.00/2) = 48 \text{ kN}$$

La luce deformabile dei maschi murari è pari a 2816 mm, come precedentemente valutato.

La sezione resistente per la verifica a taglio per fessurazione diagonale viene identificata con la mezzera della luce deformabile, e quindi alla quota (rispetto alla base della parete) di 1408 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 e dalla volta di scarico sull'architrave, vale (per semplicità, il calcolo viene approssimato alla luce teorica dell'apertura, senza considerare cioè l'ingombro del telaio):

$$N_{\text{pp}} = (0.25 * 5.00 * 3.50 - 0.25 * 1.00 * 2.00) * 18 - 2.97 = 66.78 \text{ kN}$$

e quindi ad ogni maschio compete, alla base, uno sforzo normale pari a:

$$N_{\text{PC}} = 48 + 33.39 = 81.39 \text{ kN, utilizzato per la verifica a pressoflessione complanare.}$$

A tale sforzo corrisponde la tensione verticale:  $\sigma_0 = 81390 / (2000 * 250) = 0.16278 \text{ N/mm}^2$

Per la muratura considerata (mattoni pieni e malta di calce), la resistenza a compressione di progetto è pari a ( $240 \text{ N/cm}^2 = 2.4 \text{ N/mm}^2$ ):

$$f_d = 2.4 / 1.35 = 1.78 \text{ N/mm}^2$$

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. §C8.7.1.5).


### 4.6.1. MURATURA: TAGLIO RESISTENTE PER PRESSOFLESSIONE COMPLANARE

Il momento resistente per **pressoflessione complanare** è dato da ((7.8.2) in §7.8.2.2.1):

$$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0.85 f_d) = (2000^2 * 250 * 0.16278 / 2) * (1 - 0.16278 / (0.85 * 1.78)) = 72633447 \text{ Nmm} = 72.63 \text{ kNm}$$

cui corrisponde il taglio resistente (nell'ipotesi di doppio incastro):

$$V_{\text{PC}} = 2 M_u / H = 2 * 72633447 / 2816 = 51586 \text{ N} = 51.59 \text{ kN}$$

 **Nota bene** Come risulterà chiaro nel seguito, questo momento ultimo assume un valore leggermente inferiore adottando il diagramma di comportamento tensione-

deformazione del materiale murario di tipo parabolico-rettangolare anziché di tipo rettangolare (stress-block), ed esattamente pari a:

$M_u = 72.39 \text{ kNm}$ , con corrispondente taglio  $V_{PC} = 51.42 \text{ kN}$ , che comunque risulterà superiore al taglio per fessurazione diagonale, per cui la differenza sul calcolo di  $V_{PC}$  non influisce sul taglio resistente che si dovrà assumere tenendo conto di tutti i meccanismi: pressoflessione, fessurazione diagonale e scorrimento. ■

★ **Importante!** Si è utilizzato il fattore di confidenza  $FC=1.35$ , corrispondente a LC1; come già accennato, gli orientamenti interpretativi del D.M.14.1.2008 [3] consentirebbero di porre  $FC=1$ , ma a favore di sicurezza, si preferisce valutare la resistenza meccanica in perfetta aderenza a quanto riportato nella Circ.617 del 2.2.2009: cfr. §C8A.1.A.4, Tab. C8A.1.1.

Si osservi che la resistenza di riferimento non viene divisa per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_M$  (il cui valore sismico è pari a 2.0, §7.8.1.1) in quanto la valutazione della resistenza è finalizzata allo studio del comportamento elastico-plastico del materiale, cioè alla definizione della sua curva di capacità, e quindi si opera in ambito non lineare (cfr. §C8.7.1.5). ■

#### 4.6.2. MURATURA: TAGLIO RESISTENTE PER FESSURAZIONE DIAGONALE

Per la verifica a **taglio per fessurazione diagonale** si ha invece:

$$N_{TFD} = 81.39 - (0.25 * 2.00 * 1.408) * 18 = 68.718 \text{ kN} = 68718 \text{ N}$$

cui corrisponde la tensione verticale:  $\sigma_0 = 68718 / (2000 * 250) = 0.137 \text{ N/mm}^2$

La resistenza a taglio di progetto è pari a ( $6.0 \text{ N/cm}^2 = 0.06 \text{ N/mm}^2$ ):

$$\tau_{0d} = 0.06 / 1.35 = 0.044 \text{ N/mm}^2$$

Il taglio resistente per fessurazione diagonale assume il seguente valore ((8.7.1.1) in §C8.7.1.5, ponendo:  $f_{td} = 1.5 \tau_{0d}$ ,  $b=1.5$ ):

$$V_{TFD} = 2000 * 250 * 0.044 * \sqrt{1 + 0.137/(1.5 * 0.044)} = 38583 \text{ N}$$

A questo Taglio corrisponde un Momento che, sempre nell'ipotesi di doppio incastro, vale:

$$M = V H/2 = 38583 * 2816 / 2 = 54324864 \text{ Nmm} = 54.32 \text{ kNm}$$

Il meccanismo resistente a taglio per fessurazione diagonale è quindi più sfavorevole rispetto alla pressoflessione complanare ( $V_{TFD} < V_{PC}$ ).

#### 4.6.3. MURATURA: TAGLIO RESISTENTE PER SCORRIMENTO

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:

$$N = 81390 \text{ N}, \text{ cui corrisponde } \sigma_n = 0.16278 \text{ N/mm}^2$$

La resistenza tensionale per scorrimento è pari a:

$$f_{vd} = f_{vm} / F_C, \text{ dove: } f_{vm} = \tau_{0d} + 0.4 \sigma_n, \text{ con } \tau_{0d} = 6.0 \text{ N/cm}^2 = 0.06 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{e quindi: } f_{vd} = (0.06 + 0.4 * 0.16278) / 1.35 = 0.0927 \text{ N/mm}^2$$

Si distinguono le diverse ipotesi di schematizzazione della zona reagente illustrate nel p. 2.1.2.

### 1. Sezione interamente reagente

$$V_{TS,Rd} = l t f_{vd} = 2000 * 250 * 0.0927 = 46350 \text{ N}$$

### 2. Sezione con zona reagente corrispondente alla legge tensione-deformazione di tipo 'parabolico-rettangolare'

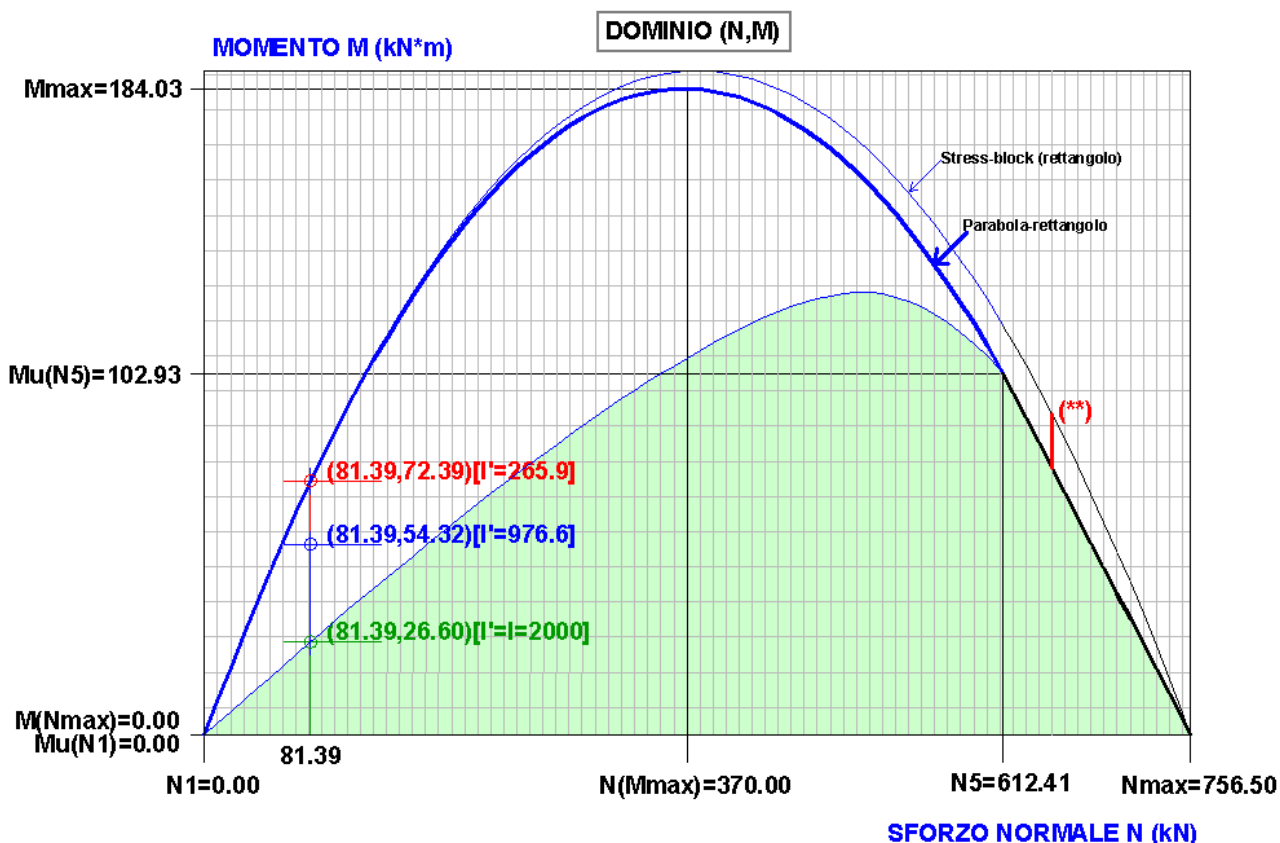
Si determina il dominio di interazione (N,M) che fornisce tutte le sollecitazioni di pressoflessione ammesse. Si riassumono i dati relativi al pannello murario:

dimensioni della sezione trasversale: spessore  $t = 250 \text{ mm}$ , lunghezza  $l = 2000 \text{ mm}$   
 altezza  $H = 2816 \text{ mm}$

muratura: deformazione di contrazione al termine tratto parabolico (fig. 2.7)  $\epsilon_2 = 2$  per mille;  
 deformazione di contrazione ultima  $\epsilon_u = 3.5$  per mille; tensione di compressione di progetto:  
 $f_d = 1.78 \text{ N/mm}^2$

Sforzo normale di progetto:  $N = 81.39 \text{ kN}$

Il dominio di resistenza è stato elaborato con il modulo DNM del software PC.E © AEDES, ed è riportato in fig. 4.15.



**Fig. 4.15.** Dominio di interazione (N,M)

Con riferimento alla fig. 4.15, nel dominio (N,M) si possono fare le seguenti osservazioni. La curva in grassetto rappresenta il momento ultimo in funzione dello sforzo normale, secondo la legge parabolico-rettangolare. In particolare, per  $N=81.39 \text{ kN}$ , risulta:  $M_u = 72.39 \text{ kNm}$ , valore leggermente inferiore rispetto al momento ultimo calcolato in precedenza, con l'ipotesi di stress-block, pari a  $72.63 \text{ kNm}$ . Come noto dalla trattazione della flessione composta retta (N,M) per il calcestruzzo (cfr. [20], §5.10, o testi analoghi), facendo variare la posizione  $x$  dell'asse neutro, lo sforzo normale ed il corrispondente momento che definiscono

il dominio di resistenza sono dati da ( $t$ =spessore o base della sezione;  $l$ =lunghezza o altezza della sezione):

$$N = (0.85 f_d) t \times \alpha$$

$$M = (0.85 f_d) t \times \alpha (l/2 - \beta x) = N (l/2 - \beta x)$$

dove  $\alpha$  e  $\beta$  sono coefficienti che assumono diversi valori in base al campo di appartenenza della sezione deformata (sezione parzializzata o sezione interamente compressa).

Lo sforzo normale ultimo è dato da:

$$N_u = (0.85 f_d) t l$$

Ricavando  $x$  dall'espressione di  $N$  e sostituendo in  $M$ , si ottiene infine l'espressione che lega il momento ultimo ad ogni valore dello sforzo normale  $N$  compreso fra 0 e  $N_u$ :

**$M_u = N * [l/2 - l * (\beta/\alpha) * (N/N_u)]$** , espressione di  $M_u$  per **legge parabolico-rettangolare**.

Questa espressione può essere confrontata con il momento ultimo fornito dallo stress-block e indicato dalle prescrizioni normative:

$$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0.85 f_d)$$

$$\text{Essendo: } N = \sigma_0 t l, (N/N_u) = (\sigma_0 t l) / [(0.85 f_d) t l] = \sigma_0 / (0.85 f_d)$$

segue:

**$M_u = N * [l/2 - l * (1/2) * (N/N_u)]$** , espressione di  $M_u$  per **legge rettangolare (stress-block)**.

Questa curva è rappresentata in fig. 4.15 dalla curva a tratto fine posta superiormente al dominio di tipo parabolico-rettangolare. Osservando le due espressioni di  $M_u$ , si rileva che la schematizzazione parabolico-rettangolare si differenzia dallo stress-block per il coefficiente ( $\beta/\alpha$ ) al posto di ( $1/2$ ).

Nei testi di approfondimento dei domini di interazione sono reperibili i valori di  $\beta$  e  $\alpha$ , utilizzati anche dal modulo DNM del software PC.E © AEDES per la costruzione dei diagrammi del tipo riportato in fig. 4.15. E' possibile rilevare che il rapporto ( $\beta/\alpha$ ) è sempre  $\geq (1/2)$ , e assume un valore pari a circa 0.514 quando la sezione è parzializzata (più esattamente:  $\alpha=17/21$  e  $\beta=99/238$ ); il momento ultimo fornito dallo schema stress-block è sempre maggiore di quello corrispondente al comportamento parabolico-rettangolare: quest'ultimo è quindi a favore di sicurezza, anche se i due momenti ultimi possono assumere valori poco diversi.

Per l'esempio di studio, con sforzo normale piuttosto basso (81.kN) si è ottenuto momenti ultimi poco diversi (72.39 anziché 72.63 kNm); per valori alti dello sforzo normale però la differenza può anche essere notevole: ad esempio, nel punto indicato con (\*\*\*) in fig. 4.15, corrispondente a  $N=650$  kN, lo scostamento fra i momenti è significativo: 91.50 kNm anziché 76.07, con sovrastima del 20% usando lo stress-block.

Al dominio colorato in verde nella fig. 4.15 appartengono le coppie ( $N, M$ ) con sezione interamente reagente. Si fissi un valore dello sforzo normale, ad esempio 81.39 kN: salendo lungo la retta verticale, si incontra anzitutto il valore del momento 26.60 corrispondente al limite di zona reagente. Per momenti superiori, la sezione si parzializza. Considerando il momento 54.32 kNm, valore corrispondente al massimo taglio sostenibile per fessurazione diagonale, la sezione si parzializza con zona reagente pari a 976.6 mm (circa metà sezione), ed il momento è ancora lontano dal momento ultimo (infatti, è il momento corrispondente al massimo taglio per fessurazione diagonale e non al massimo taglio per pressoflessione). Salendo ancora lungo la retta, si incontra infine il dominio di resistenza in corrispondenza di  $M_u = 72.39$  kNm con zona reagente pari a 265.9 mm.

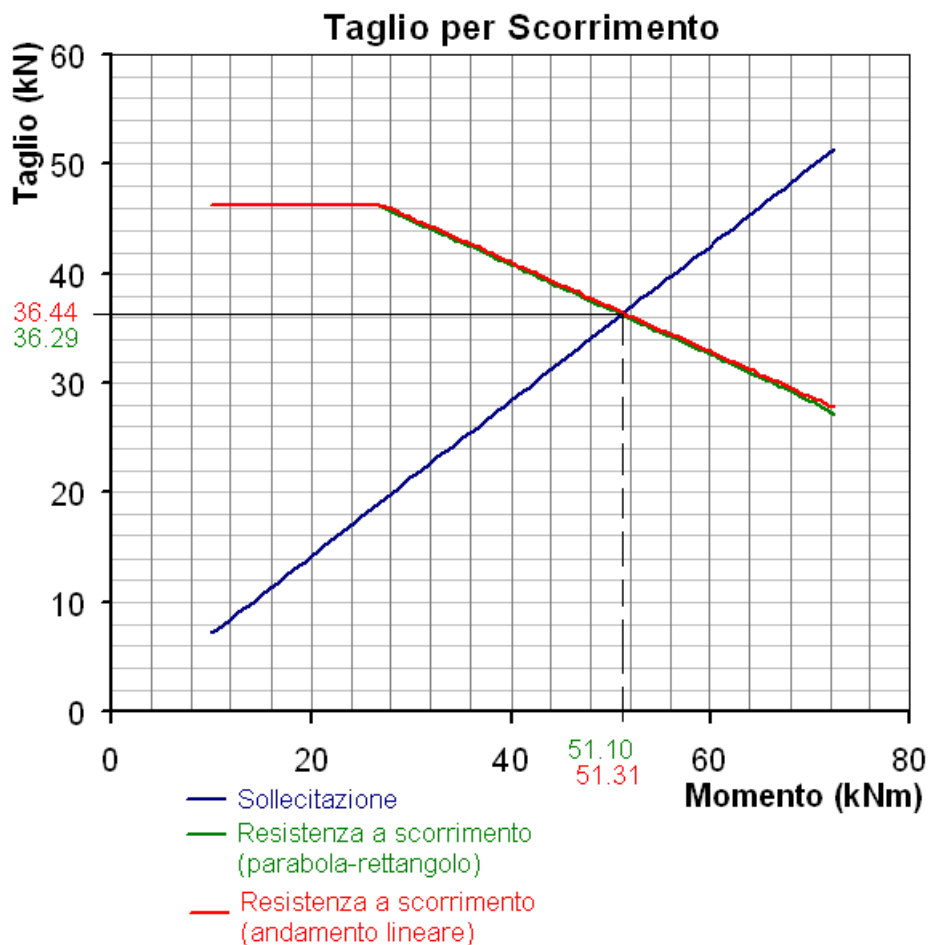
Fissando quindi  $N$ , ad ogni valore di  $M$  corrisponde univocamente una lunghezza di zona reagente, e conseguentemente un taglio per scorrimento resistente:

$$V_{Rd} = l' t f_{vd}, \text{ con } l' = f_1(M, N)$$

Come illustrato al p. 2.1.2, rappresentando graficamente tale curva, e ricercando

l'intersezione con la curva che esprime la sollecitazione di taglio in funzione del momento:

$V_{Ed} = f_2(M)$  (ad esempio, per il doppio incastro:  $f_2(M) = 2M/H$ , andamento lineare), si determina la resistenza a taglio per scorrimento, ossia il valore del taglio per cui la sollecitazione di progetto è uguale alla resistenza di progetto.



**Fig. 4.16.** Determinazione della resistenza a taglio per scorrimento

Utilizzando le relazioni che definiscono la zona reagente in base alla coppia di sollecitazioni (N,M), è stato quindi costruito il grafico riportato in fig. 4.16. In questo grafico sono riportate la curva del taglio resistente a scorrimento per l'ipotesi parabola-rettangolo (colore verde) e la sollecitazione di progetto (colore blu); è inoltre presente la curva del taglio resistente a scorrimento sotto l'ipotesi, esaminata di seguito al punto 3., di andamento delle tensioni lineare (colore rosso).

La resistenza a taglio per scorrimento secondo l'ipotesi parabola-rettangolo risulta pari a: 36290 N

**Nota bene** Si osservi infine che se lo schema statico del pannello murario non è il doppio incastro, la relazione che lega taglio e momento è sempre del tipo  $M=VH/k$ , con  $k$  che assume valori compresi fra 1 (comportamento a mensola) e 2. Modificando  $k$ , si modifica la posizione della curva (cioè della retta) che definisce la sollecitazione di progetto, e nel diagramma di fig. 4.16 si sposta il punto di intersezione che fornisce il taglio resistente per scorrimento. Con comportamento a mensola, ad esempio, la resistenza a taglio diminuisce in quanto la curva del taglio resistente è decrescente, mentre la curva della sollecitazione di progetto si 'alza' ( $M=VH$  invece di  $M=VH/2$ ). ■

### 3. Sezione con zona reagente corrispondente ad una distribuzione di tensioni lineare (triangolare, in caso di sezione parzializzata)

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  $M_0$ :

$$e = M_0/N = l/6 \Rightarrow M_0 = Nl/6 = 81390 * 2000/6 = 27130000 \text{ Nmm} = 27.13 \text{ kNm.}$$

Per  $M \leq M_0$ ,  $V_{Rd}$  si calcola con sezione interamente reagente:

$$V_{Rd} = 46350 \text{ N (come già visto al punto 1. di questo paragrafo).}$$

Per valori di  $M > M_0$ ,  $l'$  e  $V_{Rd}$  sono dati da:

$$l' = 3 (l/2 - e) = 3 (l/2 - M/N) \Rightarrow$$

$$V_{Rd} = l' t * (\tau_{0d} + 0.4 * N/l't) / F_c = (l' t \tau_{0d} + 0.4 N) / F_c = [3 (l/2 - M/N) t \tau_{0d} + 0.4 N] / F_c$$

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:

$$[3 (l/2 - M/N) t \tau_{0d} + 0.4 N] / F_c = 2M/H$$

la cui soluzione fornisce il momento  $M_{TS,Rd}$  corrispondente al taglio resistente per scorrimento.

Con alcuni semplici passaggi, si ottiene:

$$M_{TS,Rd} = (1.5 l t \tau_{0d} + 0.4 N) / (2 F_c/H + 3 t \tau_{0d}/N)$$

e nel caso in esame risulta:  $M_{TS,Rd} = 51.30 \text{ kNm}$

cui corrisponde, secondo il legame momento-taglio per schema a doppio incastro, il taglio:

$$V_{TS,Rd} = 2 M_{TS,Rd}/H = 2 * 51.30 * 10^6 / 2816 = 36434 \text{ N}$$

Per riprova: a  $M=51.30 \text{ kNm}$  corrisponde l'eccentricità:

$$e = 51.30 * 10^6 / 81390 = 630.3 \text{ mm} > l/6 (=333.33 \text{ mm})$$

e quindi la zona reagente è data da:

$$l' = 3 (l/2 - e) = 3 * (2000/2 - 630.3) = 1109.1 \text{ mm}$$

La tensione media sulla zona reagente vale:  $\sigma_n = 81390 / (250 * 1109.1) = 0.2935 \text{ N/mm}^2$

da cui:  $f_{vd} = (0.06 + 0.4 * 0.2935) / 1.35 = 0.1314 \text{ N/mm}^2$

e pertanto la resistenza a scorrimento vale:

$$V = l' t f_{vd} = 1109.1 * 250 * 0.1314 = 36434 \text{ N, come volevasi dimostrare.}$$

Il risultato si può determinare graficamente (fig. 4.16) come intersezione fra taglio resistente per scorrimento e sollecitazione di progetto, in modo del tutto analogo al caso della schematizzazione parabolico-rettangolare. Graficamente, risulta:  $V = 36440 \text{ N}$ , di fatto coincidente con quanto calcolato analiticamente.

In definitiva, sono stati ottenuti i seguenti valori della resistenza a taglio per scorrimento:

1. Ipotesi di sezione interamente reagente:  $V_{TS} = 46350 \text{ N}$

2. Zona reagente corrispondente alla sola zona compressa, con comportamento  $\sigma$ - $\epsilon$  parabola-rettangolo:

$$V_{TS} = 36290 \text{ N}$$

Questo valore garantisce la coerenza fra zona compressa determinata dalla pressoflessione e zona compressa utilizzata nella formula del taglio per scorrimento.

3. Zona reagente corrispondente alla sola zona compressa, con andamento delle tensioni lineare:

$$V_{TS} = 36434 \text{ N}$$

La situazione più sfavorevole risulta quindi la 2, e pertanto la resistenza a taglio per scorrimento viene definitivamente assunta pari a: 36290 N

E' interessante osservare la validità dei risultati ottenuti con la schematizzazione delle tensioni ad andamento lineare (triangolare, nel caso di parzializzazione): il taglio resistente approssima ottimamente il valore calcolato, con procedura decisamente più complessa, sotto l'ipotesi di distribuzione delle tensioni parabolico-rettangolare.

Da quanto finora esposto emergono due importanti considerazioni.

**(a)** per il calcolo della resistenza a taglio per scorrimento può essere utilizzato, con buona approssimazione, l'andamento lineare delle tensioni normali (come proposto anche dall'EuroCodice [EC6-§4.5.3.(6)]), anche se è opportuno, in linea di principio, poter eseguire il calcolo con riferimento al comportamento parabolico-rettangolare, in modo da garantire piena coerenza fra lo stato di sollecitazione considerato per lo scorrimento e quello determinato dalla pressoflessione agente nella sezione;

**(b)** il momento ultimo per pressoflessione calcolato con stress-block (come proposto dal D.M. 14.1.2008 in §7.8.2.2.1) approssima abbastanza bene il momento ultimo calcolato con andamento parabolico-rettangolare, soprattutto per valori di sforzo normale 'lontani' dal valore ultimo  $N_u$  (cfr. fig. 4.15). Rispetto alla precedente considerazione (a), tuttavia, l'importanza di poter considerare l'andamento parabolico-rettangolare appare maggiore: anche per questo aspetto, è opportuno che il codice di calcolo (software) consenta queste opzioni alternative. Può ad esempio essere consigliabile seguire entrambe le semplificazioni (tensioni lineari e  $M_u$  da stress-block) ai fini del dimensionamento delle strutture, ed infine riverificare quanto dimensionato con la formulazione più esatta.

La resistenza a taglio per scorrimento è risultata minore della resistenza già in precedenza calcolata come minima fra pressoflessione complanare e taglio per fessurazione diagonale (38583 N): pertanto, il taglio resistente del pannello considerato, corrispondente al meccanismo per scorrimento, è pari a:

$$V_{Rd} = 36290 \text{ N.}$$


#### 4.6.4. MURATURA: SPOSTAMENTO ULTIMO

La forza massima sostenibile dal singolo maschio è quindi pari a 36290 N; essendo nota la rigidità alla traslazione (47709 N/mm), ad essa corrisponde uno spostamento al limite elastico pari a:

$$\delta_y = 36290 / 47709 = 0.76 \text{ mm}$$

Trattandosi di crisi per taglio, lo spostamento massimo plastico (sotto taglio costante) consentito al pannello è pari a 0.4% dell'altezza del pannello stesso (altezza coincidente con la luce deformabile), e quindi:

$$\delta_u = 0.4\% * 2816 = 11.264 \text{ mm}$$

 **Importante!** Si osservi come il valore dello spostamento ultimo del maschio murario è molto maggiore rispetto a quanto si poteva stimare applicando la Norma precedente. Secondo [4], infatti, lo spostamento ultimo era fornito, secondo un approccio in duttilità, da 1.5 volte lo spostamento al limite elastico, ed era quindi pari a:

$$\delta_u = 1.5 * 0.76 = 1.14 \text{ mm} \ll 11.264 \text{ mm!}$$

Per coerenza fra analisi dei maschi e analisi del telaio, la capacità deformativa dovrebbe essere assunta pari a quanto stimato dall'approccio in duttilità. Peraltro, per il pannello

murario, il D.M. 14.1.2008 fornisce il valore minimo:  $q=2.25$  (§C8.7.1.2), da cui:  $\mu = (q^2 + 1) / 2 = 3.03$ ; si avrebbe dunque:

$\delta_u = 3.03 * 0.76 = 2.30$  mm, comunque sempre  $\ll 11.264$  mm.

Per il calcolo in esame, lo spostamento ultimo della muratura viene comunque valutato con riferimento al drift di piano; tuttavia, per i casi reali applicativi il Progettista dovrà considerare l'opportunità di riferirsi ad un approccio in duttilità, eventualmente considerando contemporaneamente i due approcci e svolgendo quindi la verifica, a favore di sicurezza, in base al minimo spostamento ultimo fra i due. ■

#### 4.6.5. COSTRUZIONE DELLA CURVA COMPLESSIVA (MASCHI + TELAIO)

La curva di capacità complessiva della parete (sistema maschi+telaio) è quindi caratterizzata dai seguenti punti:

Telaio:

$$(\delta_1, F_1) = (9.963, 162.2)$$

$$(\delta_2, F_2) = (13.391, 181.8)$$

$$(\delta_3, F_3) = (24.91, 181.8)$$

Maschi murari ( $36.29 * 2 = 72.58$  kN):

$$(\delta_1, F_1) = (0.76, 72.58)$$

$$(\delta_2, F_2) = (11.264, 72.58)$$

Composizione del telaio e dei due maschi murari:

$$(\delta_1, F_1) = (0.76, 72.58 + 162.2 * 0.76 / 9.963) = (0.76, 84.95)$$

$$(\delta_2, F_2) = (9.963, 72.58 + 162.2) = (9.963, 234.78)$$

per interpolazione:  $(181.8 - 162.2) / (13.391 - 9.963) * (11.264 - 9.963) + 162.2 = 169.6$

$$(\delta_3, F_3) = (11.264, 72.58 + 169.6) = (11.264, 242.2)$$
 (i maschi murari raggiungono il

collasso: il diagramma presenta uno scalino)

$$(\delta_4, F_4) = (11.264, 169.6)$$

$$(\delta_5, F_5) = (13.391, 181.8)$$

$$(\delta_6, F_6) = (24.91, 181.8)$$
 (qui termina la curva di capacità: anche il telaio collassa)

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**:

Sforzo normale alla base:

$$N = 96 + (0.25 * 5.00 * 3.50) * 18 = 174.75 \text{ kN}$$

cui corrisponde la tensione verticale:  $\sigma_0 = 174750 / (5000 * 250) = 0.140 \text{ N/mm}^2$

$$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0.85 f_d) = (5000^2 * 250 * 0.140 / 2) * (1 - 0.140 / (0.85 * 1.78)) = 397017514 \text{ Nmm} = 397.02 \text{ kNm}$$

cui corrisponde il taglio resistente (nell'ipotesi di doppio incastro):

$$V_{PC} = 2 M_u / H = 2 * 397017514 / 3500 = 226867 \text{ N} = 226.87 \text{ kN}$$

Si valuta ora il taglio resistente allo Stato Attuale per **fessurazione diagonale**.

Lo sforzo normale in mezzera è pari a:

$$N = 96 + (0.25 * 5.00 * 3.50 / 2) * 18 = 135.38 \text{ kN}$$

cui corrisponde la tensione verticale:  $\sigma_0 = 135380 / (5000 * 250) = 0.108 \text{ N/mm}^2$

Taglio resistente per fessurazione diagonale:

$$V_{TFD} = 5000 * 250 * 0.044 * \sqrt{(1 + 0.108 / (1.5 * 0.044))} = 89303 \text{ N}$$

Infine, si valuta il taglio resistente per **scorrimento**, adottando l'ipotesi di andamento delle tensioni lineare. Il corrispondente momento resistente vale (cfr. p. 4.6.3):

$$M_{TS,Rd} = (1.5 l t \tau_{0d} + 0.4 N) / (2 F_c / H + 3 t \tau_{0d} / N) =$$

$$= (1.5 \cdot 5000 \cdot 250 \cdot 0.06 + 0.4 \cdot 174750) / (2 \cdot 1.35 / 3500 + 3 \cdot 250 \cdot 0.06 / 174750) =$$

$$= 177269932 \text{ Nmm} = 177.27 \text{ kNm, da cui:}$$

$$V_{TS,Rd} = 2 M_{TS,Rd} / H = 2 \cdot 177.27 \cdot 10^6 / 3500 = 101297 \text{ N}$$

Pertanto, il taglio resistente allo Stato Attuale, determinato dal meccanismo per fessurazione diagonale, vale:

$$V_{Rd} = 89303 \text{ N}$$

$$\text{Spostamento al limite elastico: } \delta_y = 89303 / 130981 = 0.68 \text{ mm}$$

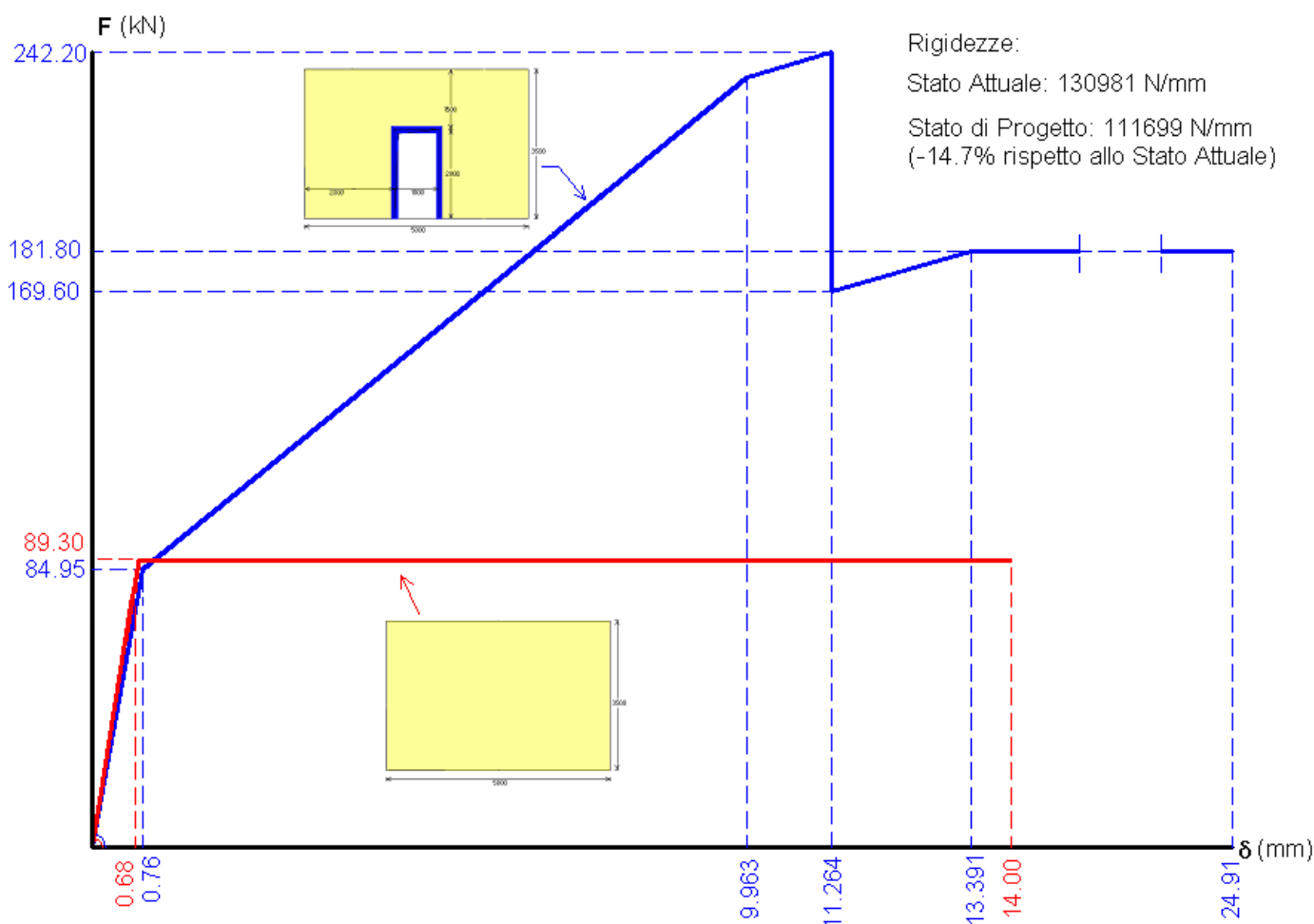
$$\text{Spostamento ultimo: } \delta_u = 0.4\% \cdot 3500 = 14 \text{ mm (con l'approccio in duttilità si avrebbe: } \delta_u = 3.03 \cdot 0.68 = 2.06 \text{ mm)}$$

La curva di capacità allo Stato Attuale è quindi caratterizzata dai due seguenti punti:

$$(\delta_1, F_1) = (0.68, 89.30); (\delta_2, F_2) = (14, 89.30).$$

La fig. 4.17 rappresenta le due curve di capacità allo Stato Attuale (in rosso) e allo Stato di Progetto (in blu). Lo Stato di Progetto è caratterizzato da una variazione di rigidezza non superiore al 15%, e da un incremento sia della forza ultima sia della capacità di spostamento: la verifica sismica è quindi soddisfatta (§C8.4.3), qualificando l'intervento come 'Riparazione locale'.

Nel caso in cui la variazione di rigidezza fosse superiore al 15% senza possibilità di calibrare diversamente lo Stato di Progetto, l'intervento non potrebbe essere classificato come 'Riparazione locale', ed occorrerebbe inquadrarlo come 'Miglioramento sismico'. Agli interventi di miglioramento è dedicato un apposito approfondimento nel par. 5.



**Fig. 4.17.** Curva di capacità: confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto (telaio in acciaio)

★ **Importante!** In un software di calcolo è importante, in ogni caso, lasciare al Progettista libertà di impostazione dei parametri. AC.M © AEDES, ad esempio, prevede la possibilità di intervenire direttamente su alcuni importanti parametri di analisi, fra cui:

- considerare la deformabilità a taglio dei montanti del telaio e/o le zone rigide ai nodi;
- definire diversamente la duttilità del telaio. Se ad esempio l'apertura ha dimensioni notevoli, sarà possibile considerare un telaio più flessibile: in tal caso, può essere fatto riferimento ad un fattore di struttura  $q=4$  (tipologia: a) Struttura intelaiate, classe di duttilità bassa CD "B", cfr. Tab. 7.5.II), cui corrisponde  $\mu=8.5$ . In situazioni intermedie, si potrà comunque impostare il valore della duttilità (compreso fra 2.5 e 8.5);
- modificare il vincolo in sommità ai maschi murari per tenere conto di fasce alte che non possono garantire la rigidità di traslazione (orizzontamenti flessibili): ciò comporta modifiche sulla rigidità e di conseguenza sulla valutazione dell'intervento (apertura con inserimento del telaio di cerchiatura);
- valutare le resistenze in dipendenza di diverse ipotesi di comportamento del materiale (ad esempio, legge tensione-deformazione parabolico-rettangolare o stress-block; taglio per scorrimento calcolato con ipotesi di andamento delle tensioni lineare oppure coerente con lo schema parabolico-rettangolare).

Calibrando correttamente tutti i parametri in gioco, lo studio dell'intervento - pur nei limiti delle approssimazioni con cui il valore di tali parametri può essere stimato - diviene realmente completo. ■

## 4.7. VERIFICA DI SICUREZZA DEL GIUNTO MONTANTE - TRAVERSO

L'analisi del telaio sotto azione orizzontale deve essere completata con la verifica del giunto. In zona sismica, il D.M. 14.1.2008 (§7.5.3.3) prescrive che i collegamenti nelle zone dissipative (nodi sede di cerniera plastica) devono avere sufficiente sovrarresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti collegate.

Per quanto riguarda i giunti saldati, le saldature si distinguono fra due gruppi: saldature a completa penetrazione, e saldature a cordoni d'angolo. Per le saldature a completa penetrazione, il requisito di sovrarresistenza si ritiene che sia automaticamente soddisfatto. Per le saldature a cordoni d'angolo e per le unioni bullonate, il rapporto tra la resistenza di progetto del collegamento  $R_{j,d}$  e la resistenza plastica di progetto della membratura collegata  $R_{pl,Rd}$  deve essere  $\geq \gamma_{Rd} * 1.1$ . Per acciaio S235:  $\gamma_{Rd} = 1.20$ , e quindi deve essere:  $R_{j,d} \geq 1.32 R_{pl,Rd}$

Tale sovrarresistenza riguarda il giunto dal lato dove è prevista la formazione della cerniera plastica: nel caso in esame, il momento plastico del traverso è minore del montante, e la prescrizione si riferisce quindi alla parte del giunto verso il traverso.

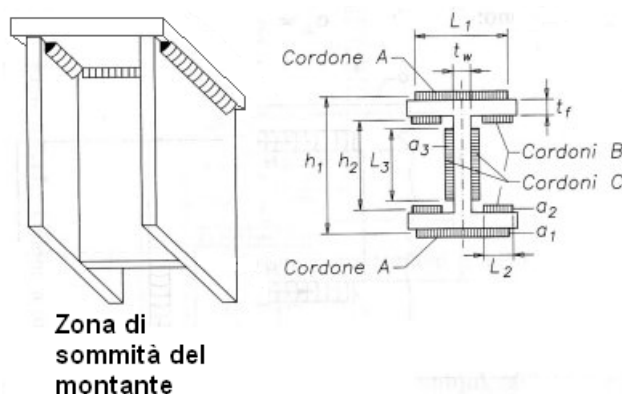
Si consideri anzitutto lo schema di fig. 4.8(a) (**giunto saldato**, a cordoni d'angolo). Si faccia riferimento alle massime sollecitazioni considerate nelle membrature in acciaio in analisi elasto-plastica. Le ali inferiori dei due IPE180 che costituiscono il traverso sono saldate ad una piastra intermedia, a sua volta saldata al montante; si devono svolgere due verifiche: dal lato traverso e dal lato montante.

Per il traverso, si considera il momento di plasticizzazione dei due profili IPE180.

Per il montante, si fa riferimento al massimo taglio che si verifica nella sezione di estremità superiore del montante (in corrispondenza dell'estremo dell'altezza deformabile, posta subito sotto la zona rigida di nodo), e al momento di plasticizzazione del montante.

Il calcolo viene condotto assumendo che l'azione di taglio venga assorbita dai cordoni d'anima (cordoni C in fig. 4.19: la forza di taglio genera tensione tangenziale  $\tau \parallel$ ) e la sollecitazione di flessione sia assorbita dai cordoni di saldatura sulle ali (cordoni A e B: il momento flettente genera tensione normale  $\sigma \perp$ ). Ogni cordone è quindi soggetto ad un'unica componente tensionale non nulla.

L'altezza di gola della saldatura è assunta pari a 6 mm.



**Fig. 4.19.** Schema di calcolo del giunto saldato, lato montante (rielaborazione da [16])

### Verifica lato trasverso

Il momento di progetto è pari al momento plastico del trasverso, amplificato di  $1.1 * \gamma_{Rd} = 1.32$  (il trasverso è formato dai due profili IPE180):

$$2 * 37.24 * 1.32 = 98.31 \text{ kNm.}$$

La saldatura sulla piastra (necessariamente di dimensioni un poco maggiori dell'esatto ingombro della sezioni del profilo HEB180) è effettuata con 3 cordoni paralleli all'asse longitudinale della trave (ai due lati delle ali inferiori delle IPE180 e al centro fra i due profili), che lavorano a flessione (di lunghezza 180 mm), e da due cordoni trasversali (di lunghezza 180 mm, pari alle base delle due sezioni IPE180 affiancate; i due cordoni distano 180 mm).

La verifica di resistenza è espressa da:

$$\sigma \perp \leq f_{tk} / (\beta * \gamma_{M2}) = 360 / (0.8 * 1.25) = 360 \text{ N/mm}^2$$

Si ha:  $\sigma \perp = M / W$  ( $M = 98.31 * 10^6 \text{ Nmm}$ )

$$\text{con: } W = 3 * a * L_0^2 / 6 + a * L_0 * h$$

dove:  $L_0 = 180 \text{ mm}$

$$\text{e quindi: } W = 3 * 6 * 180^2 / 6 + 6 * 180 * 180 = 291600 \text{ mm}^3$$

$$\text{Pertanto: } \sigma \perp = 98.31 * 10^6 / 291600 = 337 \text{ N/mm}^2$$

La verifica è soddisfatta, poiché risulta:  $\sigma \perp = 337 \leq f_{tk} / (\beta * \gamma_{M2}) = 360 \text{ N/mm}^2$

### Verifica lato montante

Per la sezione HEB180 del montante si considerano sollecitazioni di progetto pari al momento plastico della sezione; non è necessaria l'amplificazione di cui al punto §7.5.3.3 in quanto la cerniera plastica si forma all'estremità del trasverso. Pertanto:

Taglio: 91.01 kN, Momento: 107.74 kNm

- Verifica a taglio (cordoni d'anima).

La resistenza di calcolo del cordone d'anima per unità di lunghezza  $F_{w,Rd}$  è pari a (4.2.77):

$$F_{w,Rd} = a * f_{tk} / (\sqrt{3} * \beta * \gamma_{M2})$$

con (acciaio S235):  $f_{tk} = 360 \text{ N/mm}^2$ ,  $\beta=0.8$ ,

$\gamma_{M2} = 1.25$  (coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni saldate a parziale penetrazione e a cordone d'angolo, cfr. Tab. 4.2.XII in §4.2.8.1.1)

$$\Rightarrow F_{w,Rd} = 6 * 360 / (\sqrt{3} * 0.8 * 1.25) = 1247 \text{ N/mm}$$

La lunghezza del cordone  $L_3$  è pari all'altezza interna dell'anima meno i raggi di raccordo: per l'HE180,  $L_3=122 \text{ mm}$ . Il taglio che sollecita il cordone d'anima per unità di lunghezza vale dunque:

$$F_{w,Ed} = 91010 / 122 = 746 \text{ N/mm}$$

La verifica è soddisfatta, poiché risulta:  $F_{w,Ed} = 746 \leq F_{w,Rd} = 1247 \text{ N/mm}$

- Verifica a flessione (cordoni d'ala).

La verifica di resistenza è espressa da:

$$\sigma_{\perp} \leq f_{tk} / (\beta * \gamma_{M2}) = 360 / (0.8 * 1.25) = 360 \text{ N/mm}^2$$

Si ha (cfr. fig. 4.19):  $\sigma_{\perp} = M / W$  ( $M=107.74 \text{ kNm}$ )

$$\text{con: } W = a * [(L_1 * h_1) + 2 * (L_2 * h_2)]$$

dove:  $L_1 = b - 2*a = 180 - 2*6 = 168 \text{ mm}$ ,  $L_2 = (L_1 - 2r_1 - s)/2 = (168 - 2*15 - 8.5)/2 = 64.75 \cong 64 \text{ mm}$

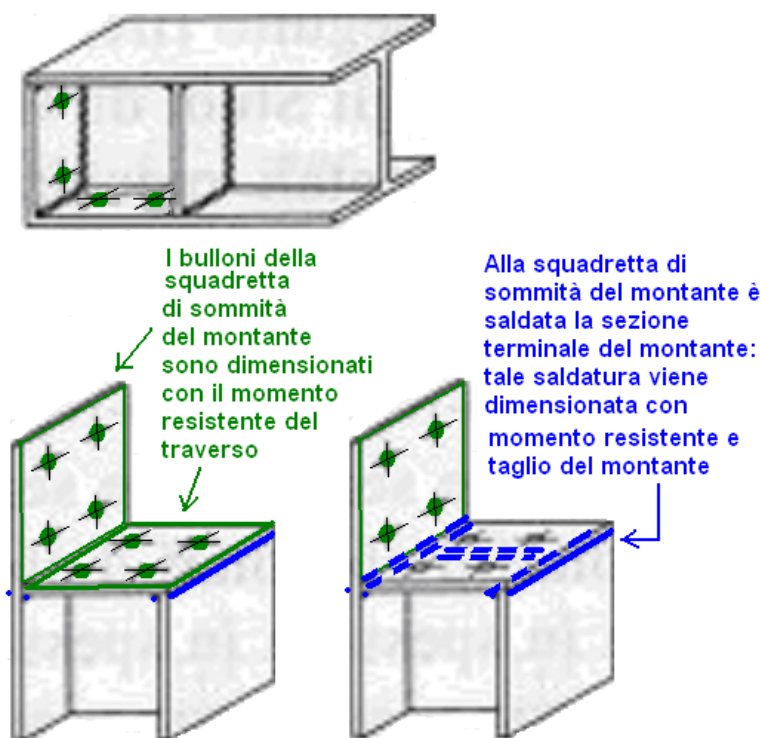
$h_1 = 180 + 6 = 186 \text{ mm}$ ,  $h_2 = h - 2t_f - a = 180 - 2*14 - 6 = 146 \text{ mm}$

e quindi:  $W = 6 * (168 * 186 + 2 * 64 * 146) = 299616 \text{ mm}^3$

Pertanto:  $\sigma_{\perp} = 107.74 * 10^6 / 299616 = 359 \text{ N/mm}^2$

La verifica è soddisfatta, poiché risulta:  $\sigma_{\perp} = 359 \leq 360 \text{ N/mm}^2$

Un tipo di unione alternativa è realizzata con bullonatura (cfr. fig. 4.9(b)) **(giunto bullonato)**.



**Fig. 4.20.** Capacità resistenti del giunto bullonato

Questo giunto giunge in cantiere con una parte già saldata al montante; in opera, viene completato con la bullonatura. Alla saldatura della sezione del montante alla squadretta è

affidata la trasmissione del momento di plasticizzazione e del taglio del montante, già esaminata in precedenza nello studio del giunto saldato. Ai bulloni della squadretta ad L che unisce montante e traverso si affida la trasmissione del momento di plasticizzazione del traverso.

### Verifica a flessione

I bulloni della squadretta ad L devono sostenere il momento resistente del traverso, amplificato del coefficiente  $1.1 * \gamma_{Rd} = 1.32$ .

La squadretta ad L è formata da due parti uguali, di dimensioni 180x180 mm.

Si prevedono 4+4 bulloni di tipo M16 ( $A_{res} = 157 \text{ mm}^2$ ), classe 8.8 ( $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$ , §11.3.4.6.1; la classe 8.8 è la minima in analisi sismica: cfr. §11.3.4.9), distanti 40 mm dagli estremi.

Per il calcolo dello sforzo di trazione nei bulloni, si assumono tesi i bulloni della parte superiore della squadretta, mentre sono compressi quelli della parte cui si salda il montante. Indicando con  $F_{sup}$  la forza complessiva dei due bulloni superiori e  $F_{inf}$  quella dei due inferiori, dovrà essere:

$$F_{sup} * h_{sup} + F_{inf} * h_{inf} = M$$

La linearità delle tensioni di trazione nei bulloni impone la seguente relazione:

$$F_{sup} / (2A_{res} * h_{sup}) = F_{inf} / (2A_{res} * h_{inf})$$

$$\text{da cui: } F_{inf} = F_{sup} * h_{inf} / h_{sup}$$

e pertanto:

$$F_{sup} * (h_{sup} + h_{inf}^2 / h_{sup}) = M = 74.48 * 10^6 \text{ Nmm}$$

ed essendo:  $h_{sup} = 140 \text{ mm}$ ,  $h_{inf} = 40 \text{ mm}$ , si ha:

$$F_{sup} = 98.31 * 10^6 / (140 + 40^2 / 140) = 649217 \text{ N}$$

e per ognuno dei due bulloni della fila superiore la sollecitazione di progetto è data da:

$$F_{t,Ed} = 649217 / 2 = 324608 \text{ N}$$

La resistenza di calcolo a trazione viene assunta pari a (4.2.62):

$$F_{t,Rd} = 0.9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 0.9 * 800 * 157 / 1.25 = 90432 \text{ N}$$

La verifica a flessione **NON** è soddisfatta, ed il massimo momento sostenibile dalla giunzione bullonata vale:

$$M' = 98.31 * (90432 / 324608) = 27.39 \text{ kNm, significativamente minore.}$$

La giunzione bullonata deve essere riprogettata, ma oltre un certo limite il diametro e/o il numero dei bulloni non possano essere aumentati: nel caso esaminato, **il giunto bullonato non è in grado di assicurare il nodo rigido a completo ripristino di resistenza, e viene scelta l'unione saldata.**

## 4.8. ANALISI STRUTTURALE STATICA (PER CARICHI VERTICALI)

Nel paragrafo precedente è stato esaminato il comportamento elasto-plastico di un telaio di cerchiatura in acciaio, mediante il quale è possibile valutare la risposta della struttura sotto azioni orizzontali (di origine sismica).

Il telaio tuttavia deve essere verificato anche nei confronti delle azioni statiche, cioè dei carichi verticali normalmente agenti. A favore di sicurezza, la verifica per carichi verticali viene svolta considerando per il **traverso** lo schema di trave appoggiata. Il traverso sostiene la fascia muraria e il solaio sovrastanti, e può considerarsi vincolato totalmente nei confronti dell'instabilità laterale (per cui non deve essere esaminato lo stato limite ultimo per instabilità flessione-torsionale). La verifica si articola nei seguenti punti.

### i) Verifica a SLE (Stato Limite di Esercizio):

- calcolo della freccia (abbassamento totale)  $\delta_{max}$  sotto l'azione della combinazione di carichi caratteristica (rara): ( $Q = G_1 + G_2 + Q_k$ ) (la combinazione è definita in §2.5.3; ad essa si fa riferimento secondo quanto specificato in §4.2.4.2.1);
- calcolo della freccia dovuta ai soli carichi variabili  $\delta_2$ ;
- confronto con i valori limite definiti in funzione della luce L della trave in Tab. 4.2.X: più in dettaglio, data la funzione del telaio di cerchiatura ed il suo inserimento all'interno di una parete muraria, al fine di evitare fessurazioni nella muratura sovrastante, è opportuno fare riferimento ai valori più severi, definiti per solai che supportano colonne; deve quindi essere:  $\delta_{max} \leq (L/400)$  e  $\delta_2 \leq (L/500)$ ; L viene assunta come luce netta del traverso, cioè luce netta dell'apertura corrispondente.

**ii) Verifica allo Stato Limite Ultimo di resistenza** (Stato Limite di Salvaguardia della Vita):

- calcolo delle sollecitazioni di progetto a SLU per taglio e flessione ( $V_{Ed}, M_{Ed}$ );
- calcolo della capacità portante per azioni di taglio ( $V_{C,Rd}$ );
- calcolo della capacità portante flessionale ( $M_{C,Rd}$ ): eseguendo la verifica a taglio prima di quella a flessione, si può valutare se la capacità portante flessionale deve essere ridotta per la presenza significativa di azione tagliante.

Per quanto riguarda i **montanti**, la verifica statica di resistenza viene condotta utilizzando lo schema di telaio con nodi di collegamento fra montanti e traversi (fig. 4.10(a)).

I montanti del telaio di cerchiatura sono collegati alle murature adiacenti e quindi è possibile prescindere da fenomeni di instabilità.

La verifica si conduce controllando che il momento di progetto sia minore del momento plastico di progetto del montante, ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto (§4.2.4.1.2).

Per le verifiche di resistenza, la combinazione di carico che deve essere considerata è la fondamentale (§2.5.3):  $Q = \gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_Q * Q_k$

dove:  $\gamma_{G1} = 1.3$ ,  $\gamma_{G2} = 1.5$ ,  $\gamma_{QK} = 1.5$  (Tab. 2.6.I).

Quanto esposto si riferisce ad un telaio in acciaio; ad un telaio in cemento armato si applicano criteri simili, trattati in dettaglio nel p. 4.10.

Qui di seguito si riportano le verifiche per il telaio oggetto di studio.

**- Traverso: Verifica a SLE**

$q = 2.97$  kN/m (= 2.97 N/mm), carico identificabile completamente come permanente strutturale ( $g_1$ ). Si è visto infatti che la volta di scarico agente sul traverso non interferisce col solaio sovrastante la parete, e quindi sul telaio non sono applicati né carichi variabili né carichi permanenti non strutturali.

In assenza di carichi variabili, deve essere eseguita solo la verifica su  $\delta_{max}$ .

Con lo schema di trave appoggiata, formata dalla doppia sezione dei due IPE180 affiancati, di luce  $L = 1000$  mm (la luce netta dell'apertura è, come noto, 820 mm, tuttavia lo schema di calcolo può considerare, a favore di sicurezza, gli assi di calcolo del telaio), la freccia viene calcolata considerando anche la deformabilità a taglio (area resistente a taglio:  $A/\chi \cong A_{anima}$ ;  $G = E/[2(1+\nu)]$  con  $\nu=0.3$  (§11.3.4.1), da cui:  $G=80769$  N/mm<sup>2</sup>):

$$\begin{aligned} \delta_{max} &= \delta_{fless} + \delta_{tag} = [(5/384) * ql^4 / (EJ)] + ql^2 / (8 G A/\chi) = \\ &= (5/384) * 2.97 * 1000^4 / (210000 * 2*1317*10^4) + 2.97 * 1000^2 / (8 * 80769 * \\ &2*180*5.3) = \\ &= 7*10^{-3} + 2.4*10^{-3} \text{ mm} = 9.4*10^{-3} \text{ mm} \leq L/500 = 2 \text{ mm} \end{aligned}$$

**- Traverso: Verifica a SLU**

$$q = 1.3 * 2.97 = 3.86 \text{ kN/m}$$

La massima sollecitazione di taglio è:

$$V_{Ed} = q L / 2 = 3.86 * 1000 / 2 = 1930 \text{ N} = 1.93 \text{ kN}$$

Il massimo momento flettente vale:

$$M_{Ed} = q L^2 / 8 = 3.86 * 1000^2 / 8 = 482500 \text{ Nmm} = 0.4825 \text{ kNm}$$

Per ognuna delle due travi IPE180:

$$V_{Ed} = 0.97 \text{ kN}, M_{Ed} = 0.24125 \text{ kNm}$$

Calcolo della resistenza a taglio plastica di progetto (4.2.18), per ognuna delle due travi IPE180 affiancate:

$$V_{C,Rd} = A_v f_{yk} / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = (180 * 5.3) * 235 / (\sqrt{3} * 1.05) = 123272 \text{ N} = 123 \text{ kN}$$

La forza di taglio ( $V_{Ed}$ ) non eccede mai il 50% della resistenza a taglio plastica di progetto in tutto l'elemento e pertanto l'interazione fra taglio e momento flettente può essere trascurata, ossia il momento resistente non deve essere ridotto in alcuna sezione della trave per tener conto della presenza di un significativo valore di  $V_{Ed}$  (riduzione governata dalla formulazione (4.2.33)).

Momento resistente (4.2.13) per ognuna delle due travi IPE180 affiancate:

$$M_{C,Rd} = W_{pl} f_{yk} / \gamma_{M0} = 135.3 * 10^3 * 235 / 1.05 = 30.28 * 10^6 \text{ Nmm} = 30.28 \text{ kNm}$$

Risulta:  $M_{Ed} = 0.4825 \text{ kNm} \ll M_{C,Rd}$ : la verifica di resistenza è quindi soddisfatta.

#### - Montante: Verifica a SLU

Lo schema di calcolo del telaio sotto il carico  $q=2.97 \text{ kN/m}$  (fig. 4.10(a)) ha fornito il massimo momento nel montante pari a:  $0.16 \text{ kNm}$ ; considerando l'amplificazione del carico secondo  $\gamma_{G1} = 1.3$ , segue:

$$M_{Ed} = 0.208 \text{ kNm}$$

Il corrispondente sforzo normale di progetto rilevato dallo schema statico di fig. 4.10(a) vale  $1.49 \text{ kN}$ , e quindi:

$$N_{Ed} = 1.49 \text{ kN}$$

Come già calcolato, per il montante la capacità portante per sola azione assiale è:

$$N_{pl,Rd} = A * (f_y / \gamma_{M0}) = 1461 \text{ kN}$$

e si ha:

$N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 1.49 / 1461 = 0.001$ : l'influenza dello sforzo normale sulla resistenza flessionale è trascurabile. Pertanto, come già calcolato:

$$M_{pl,Rd} = 107.74 \text{ kNm}$$

Risulta:  $M_{Ed} = 0.208 \text{ kNm} \ll M_{pl,Rd}$ : la verifica di resistenza è quindi soddisfatta.

Per quanto riguarda le unioni saldate, le verifiche eseguite nell'ambito dell'analisi del telaio sotto azioni orizzontali sono esaustive, dal momento che le sollecitazioni taglianti e flessionali di progetto di tipo statico sono ampiamente inferiori alle corrispondenti sismiche.

L'analisi statica della parete allo Stato di Progetto deve essere completata dalla **verifica statica di compressione nei maschi murari** determinati dalla nuova apertura. Pur non eseguendo infatti verifiche statiche a pressoflessione e a taglio, dal momento che le azioni orizzontali considerate per la parete hanno origine sismica, deve comunque essere svolto un controllo di tensione di compressione verticale.

Come noto, il carico da solaio applicato sulla parete muraria complessiva è dato 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:  $Q_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$
- combinazione di carico fondamentale:  $Q = 1.3 * 3.5 + 1.5 * 2.3 + 1.5 * 2.0 = 11.0 \text{ kN/m}^2$

Area di influenza: luce competente alla parete: 3.00 m, da cui:  $q = 11.0 * 3.00 = 33 \text{ kN/m}$   
 Dato che la volta di scarico agente sull'architrave del telaio non intercetta la sommità della parete, il carico di solaio viene attribuito integralmente ai maschi murari adiacenti al telaio; per ognuno dei due maschi si ha:

$$N_{\text{somm}} = 33 * (5.00/2) = 82.5 \text{ kN}$$

Il peso proprio del singolo maschio, amplificato con  $\gamma_{G1}$ , è pari a:

$$N_{\text{pp}} = 1.3 * 66.78 = 86.81 \text{ kN}$$

e quindi ad ogni maschio compete, alla base, uno sforzo normale pari a:

$$N_{\text{PC}} = 82.5 + 86.81/2 = 125.91 \text{ kN}, \text{ a cui corrisponde la tensione di compressione media:}$$


$$\sigma_0 = 125910 / (2000 * 250) = 0.25 \text{ N/mm}^2$$

Per la muratura considerata (mattoni pieni e malta di calce), la resistenza statica a compressione di progetto si ottiene dividendo la resistenza a compressione media ( $2.4 \text{ N/mm}^2$ ) per il fattore di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura (Tab. 4.5.II), al quale si attribuisce, a favore di sicurezza, il valore  $\gamma_M = 3$ :

$$f_d = 2.4 / (3 * 1.35) = 0.59 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Risulta: } \sigma_0 = 0.25 < f_d = 0.59 \text{ N/mm}^2$$

e quindi la verifica a compressione statica è soddisfatta.

 **Nota bene** Si osservi che la verifica statica a compressione è di tipo 'lineare' nel senso che l'azione viene attribuita alla parete con una semplice analisi (che può essere considerata di tipo lineare) e la verifica ne è subito conseguente, diversamente dalla stima della resistenza finalizzata a determinare il punto di crisi della parete nell'ambito del suo comportamento elastoplastico (procedura che è stata seguita per la costruzione della curva di capacità e l'analisi della parete sotto azioni orizzontali), cui segue una verifica 'complessiva' consistente nel confronto fra curva di capacità allo Stato di Progetto e allo Stato Attuale. A causa della divisione per  $\gamma_M$  e della contemporanea amplificazione dei carichi per effetto della combinazione fondamentale, la verifica statica a compressione può essere penalizzante. D'altra parte, se la sezione trasversale dei maschi murari fosse ridotta a causa di un'apertura maggiore, la verifica non necessariamente diventerebbe 'non soddisfatta': la muratura verrebbe infatti 'alleggerita' in quanto l'arco di influenza sovrastante al telaio intercetterebbe anche il solaio e trasferirebbe ai montanti del telaio stesso una parte significativa di sforzo normale. Tuttavia, la verifica statica a compressione può contribuire a non poter ridurre sotto una certa dimensione la sezione trasversale dei maschi, e quindi a non poter ampliare l'apertura oltre un certo limite.

Peraltro, si ribadisce ancora una volta come il concetto di apertura nella parete muraria non possa significare una diminuzione di muratura resistente allo Stato di Progetto tale da condurre ad un telaio affiancato solo da 'spallette' murarie o peggio ancora ad un telaio completamente sostitutivo della parete originaria. In tal caso, infatti, o è possibile estendere la parete muraria originaria, in modo da poter considerare un solido sostanzialmente murario anche allo Stato di Progetto, oppure non si può proprio più inquadrare la struttura come 'Stato di Progetto di una parete in muratura': in casi di tale tipo, la muratura ha perso il ruolo di tipologia principale, e l'intervento va valutato nel comportamento del fabbricato nel suo insieme. ■

## 4.9. VERIFICA DI SICUREZZA DEGLI ANCORAGGI

Nel complesso parete muraria - telaio di cerchiatura ci sono due tipologie di ancoraggio che devono essere analizzate: la zancatura laterale che collega i montanti alla muratura dei maschi murari adiacenti, e l'ancoraggio dei montanti alla base della parete.

Per quanto riguarda la **zancatura di ancoraggio**, questa riveste il ruolo di collegamento fra strutture di natura diversa (la muratura ed il telaio), ed assume quindi importanza ai fini del comportamento reale d'insieme delle parti. Tuttavia, la collaborazione, intesa come effetto di 'sezione composta' sulla rigidità flessionale della parete per deformazioni a seguito di azioni orizzontali, non viene stata considerata nell'analisi strutturale: la parete allo Stato di Progetto viene infatti modellata come maschi e telaio funzionanti in parallelo, fra loro distinti, anche in relazione alla difficoltà oggettiva nella stima della reale collaborazione strutturale fornita dalle zancature. I diagrammi di comportamento elasto-plastico di maschi e telaio vengono composti per ottenere la curva di capacità complessiva della parete, e nella definizione della curva di ogni componente non si considera l'interazione dovuta al collegamento.

Per tale motivo, non risulta necessaria sottoporre la zancatura a verifiche di sicurezza: essa sarà dimensionata secondo criteri di ancoraggio standard (definendo nel progetto il diametro delle barre ed il loro passo).

Da analizzare in dettaglio nel calcolo è invece il **collegamento montante - piastra di base**: come già osservato, la formazione della cerniera plastica alla base del montante è legata al momento minore fra momento plastico del montante e momento resistente del giunto.

Riprendendo la casistica proposta nei paragrafi precedenti, si esaminano i diversi casi.

**1a) Parete muraria posta al piano terra.** Si realizza un getto di calcestruzzo di fondazione, affondando la base del montante HEB180 in un alloggiamento ricavato nel blocco di calcestruzzo di fondazione (fig. 4.9). Trascurando  $N$ , si dimensiona il blocco di calcestruzzo in base al momento plastico del pilastro e al valore del taglio raggiunto alla soglia di formazione della cerniera plastica.

Dall'analisi elasto-plastica del telaio risulta (cfr. fig. 4.13):

$$V = 91.01 \text{ kN}, M = 107.74 \text{ kNm}.$$

Nel calcolo del giunto di base, si prescinde (data la bassa entità ed il collegamento con la muratura adiacente) dallo sforzo normale, considerando unicamente taglio e flessione.

Per l'equilibrio della fondazione si ha (fig. 4.21):

$$M + V * (h'+h) = F_{HS} * h$$

$$F_{HI} = F_{HS} - V$$

da cui:

$$F_{HS} = (107.74 + 91.01 * 0.6) / 0.4 = 405.86 \text{ kN}$$

Parametri del calcestruzzo:

Classe di resistenza (§4.1): C25/30:  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ ,  $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

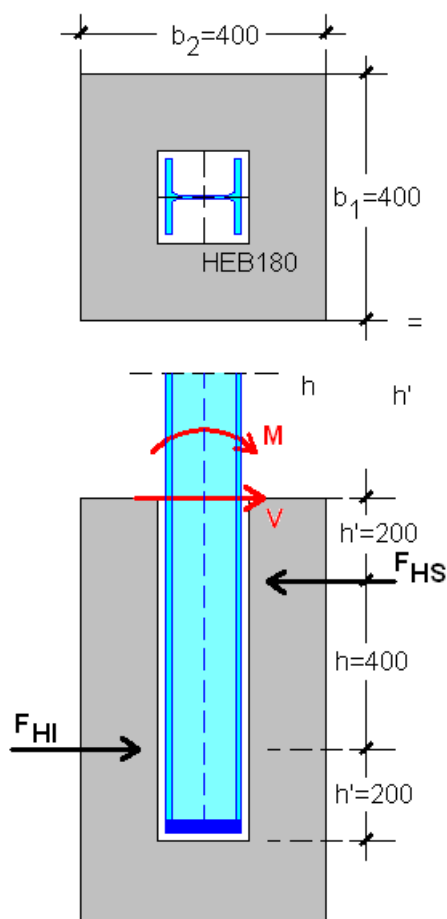
Resistenza a compressione del calcestruzzo non armato: (§4.1.11.1):

$$\sigma_c = 0.25 f_{ck} = 6.25 \text{ N/mm}^2$$

La massima pressione nel calcestruzzo vale:

$$\sigma_{Cmax} = 405860 / (400 * 400) = 2.53 \text{ N/mm}^2 < \sigma_c$$

La verifica risulta soddisfatta. Il momento resistente alla base del montante coincide con il momento plastico della sezione del montante.



**Fig. 4.21.** Fondazione del montante (dimensioni in mm)

**1b) la parete muraria è posta ad un piano in elevazione.** Il montante viene collegato ad una piastra di base tramite cordoni d'angolo del tutto analoghi al giunto di nodo montante-traverso, in grado quindi di trasmettere alla lamiera il momento di plasticizzazione del montante. Il giunto viene realizzato con tirafondi di collegamento alle strutture murarie o cordolo sottostanti. Tale vincolo può essere assimilato a un 'incastro' caratterizzato da una resistenza a flessione (o momento di plasticizzazione) non nulla ma inferiore a quella del montante.

Per l'esempio considerato, la lamiera ha spessore 25 mm., larghezza 380 mm., i tirafondi sono (2+2) M12 di classe 8.8 con lunghezza di ancoraggio  $l_b$  (con eventuale piastra di estremità).

I due bulloni hanno **resistenza a trazione** (4.2.62):

$$F_{t,Rd} = 2 * 0.9 * 800 * 84 / 1.25 = 96768 \text{ N}$$

e a taglio (4.2.57):

$$F_{v,Rd} = 2 * 0.6 * 800 * 84 / 1.25 = 64512 \text{ N}$$

Per il taglio di progetto, si approssima la relazione col momento flettente nell'ipotesi di montante doppiamente incastrato:  $M = V * H/2$ , da cui il taglio nei due bulloni:  $V = 2M/H$ , dove  $H = 2000 \text{ mm}$ .

Lo sforzo di trazione di progetto dovuto alla flessione vale, nei due bulloni:  $M / b$ , con braccio  $b=280 \text{ mm}$ .

Applicando la formula di verifica (4.2.65) per la **presenza combinata di flessione e taglio**:

$$(F_{v,Ed} / F_{v,Rd}) + (F_{t,Ed} / 1.4F_{tR,d}) \leq 1$$

segue (con forze in N e lunghezze in mm):

$$(2M/2000) / 64512 + M/280 / (1.4*96768) \leq 1$$

da cui, considerando l'uguaglianza:  $M = 23.88$  kNm, momento resistente dei bulloni

Sotto l'azione di tale sollecitazione, si devono eseguire alcune verifiche di completamento:

**- Verifica a flessione della piastra:**

momento sollecitante:

$$F_{t,Rd} * d = 96768 * 50 = 4838400 \text{ Nmm} = 4.84 \text{ kNm}$$

momento resistente (da EC3 UNI EN 1993-1-1 Appendice L, [L1]: momento resistente per unità di lunghezza della piastra di base):

$$f_{yk} * W_{el} / \gamma_{M0} = 235 * 39.58 * 10^3 / 1.05 = 8.86 * 10^6 \text{ Nmm} = 8.86 \text{ kNm}$$

(modulo di resistenza elastico:  $W_{el} = 380 * 25^2 / 6 = 39.58 * 10^3 \text{ mm}^3$ ).

La verifica è soddisfatta.

**- Ancoraggio dei tirafondi:**

nel caso di tirafondi senza piastra, le barre devono avere una lunghezza tale da garantire la forza di progetto:

$$F_{tE,d} = M/b = 23.88 * 10^6 / 280 = 85286 \text{ N}$$

Annegando le barre nel calcestruzzo, si ha:

- tensione ultima di aderenza al calcestruzzo (§4.1.2.1.1.4):

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$$

dove:  $\gamma_c$  = coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo = 1.5;

$f_{bk}$  = resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2.25 \eta f_{ctk}$$

con:  $\eta = 1.00$  per barre di diametro  $\Phi$  non superiore a 32 mm.,  $\eta = (132 - \Phi)/100$  per barre di diametro maggiore;

per calcestruzzo di classe C25/30, la resistenza a trazione (§11.2.10.2) è data da:

$$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} = 0.30 * 25^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$$

da cui segue la resistenza caratteristica a trazione:

$$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 0.7 * 2.56 = 1.80 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bd} = 2.25 * 1.0 * 1.80 / 1.5 = 2.7 \text{ N/mm}^2$$

In definitiva, per ognuno dei due bulloni:

$$l_b = (F_{t,E,d} / 2) / (\pi \Phi f_{bd}) = 85286 / 2 / (3.14 * 12 * 2.7) = 419 \text{ mm}$$

Se in cantiere non si può realizzare una lunghezza di ancoraggio maggiore di 150 mm, si può a ritroso calcolare il momento resistente del giunto sfruttando la proporzionalità della relazione che lega il momento alla base del montante e lo sforzo di trazione nel tirafondo:

$$M = 23.88 * (150/419) = 8.54 \text{ kNm},$$

e tale viene assunto il momento resistente del giunto (dipendente dalla più penalizzante tra le diverse verifiche eseguite per il giunto).

In alternativa, se è possibile garantire l'ancoraggio tramite una piastra di estremità, che sostiene il tiro mediante compressione del calcestruzzo dove è inserito il tirafondo, si può mantenere una lunghezza di 150 mm associata a una piastra circolare di diametro D:

$$A_c = \pi * (D^2 - d^2) = 3.14 * (D^2 - 12^2)$$

La resistenza a compressione del calcestruzzo può essere calcolata utilizzando l'incremento per pressioni localizzate previsto da EC2 al punto §6.7:

$$f_{Rdu} = 3.0 f_{cd}$$

dove la resistenza di calcolo a compressione (§4.1.2.1.1.1) è data da:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * 25 / 1.5 = 14.16 \text{ N/mm}^2$$

e quindi:

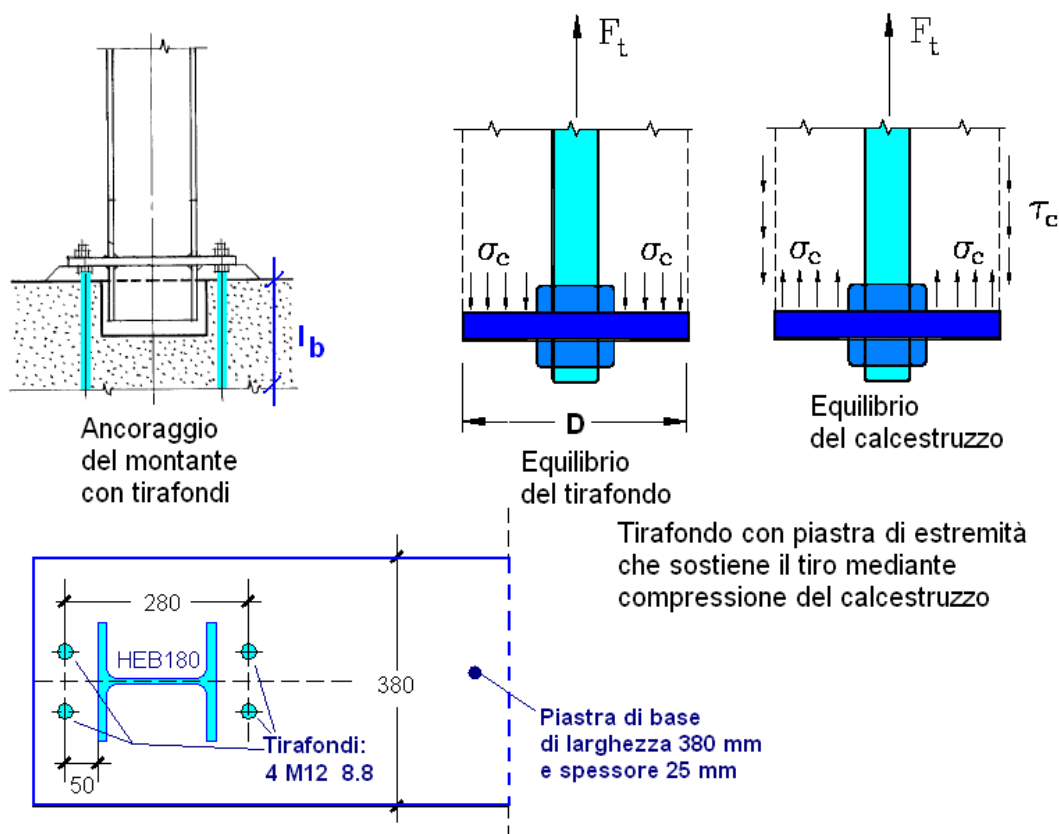
$$A_c * f_{Rdu} = 3.14 * (D^2 - 144) * 3.0 * 14.16$$

espressione che uguagliata alla forza di trazione  $F_{t,E,d} = 85286 \text{ N}$ , fornisce:

$$D = 28 \text{ mm}$$

con spessore della piastra che deve garantire la resistenza a flessione (nel caso in esame si ritiene sufficiente uno spessore di 10 mm); un'adeguata armatura deve inoltre essere posta nella base di calcestruzzo per evitare che il cilindro di calcestruzzo soggetto all'azione del tirafondo si sfilì da questa struttura di base del montante (oppure si dovrebbe controllare il valore delle tensioni tangenziali di sfilamento).


Le due soluzioni sono illustrate in fig. 4.22 (da [21], con rielaborazione per il caso in esame): (a) ancoraggio con tirafondi di lunghezza 419 mm; (b) tirafondi lunghi 150 mm con piastra di estremità di diametro 28 mm. In entrambi i casi, il momento resistente del giunto è pari a 23.88 kNm.



**Fig. 4.22.** Giunto di base con tirafondi

## 4.10. ANALISI DI UN TELAIO DI CERCHIATURA IN CEMENTO ARMATO

Nei paragrafi precedenti è stato esaminato il comportamento statico e sismico (quest'ultimo mediante analisi elasto-plastica) di un telaio di cerchiatura in acciaio. La cerchiatura può in alternativa essere realizzata in cemento armato; quando si utilizzano cerchiature in cemento armato, si tende a 'chiudere' il telaio, mediante un traverso inferiore analogo all'architrave superiore: se le condizioni al contorno non consentono tale soluzione, si può ancorare al meglio possibile la base del pilastro, avendo l'accorgimento di adottare nel calcolo alla base dei montanti l'effettivo momento resistente del giunto. Il telaio chiuso, viene in genere trattato, per semplicità, come telaio a portale con basi dei pilastri incastrati; le dimensioni e le armature del traverso inferiore sono infine assunte uguali al traverso superiore. Nel caso di intervento al piano terreno di un edificio, gli incastri alla base dei pilastri potrebbero essere garantiti, peraltro, dalla realizzazione di elementi di fondazione (trave rovescia o plinti collegati).

 **Nota bene** Alcuni progetti di telai di cerchiatura prevedono casi misti, con architravi in acciaio (più facili da posizionare in cantiere rispetto al cemento armato) e montanti in cemento armato (considerati maggiormente omogenei con la muratura rispetto ai montanti in acciaio). In altri progetti, nei telai in acciaio i montanti sono ottenuti ponendo angolari entro lo spessore della muratura e collegandoli con calastrelli, in modo da creare 'pilastrini' laterali all'apertura: con un tale modo di procedere, si ha il vantaggio di dover asportare in cantiere solo la parte di muratura strettamente corrispondente alla luce netta dell'apertura finale. A queste diverse modalità di intervento è dedicato il p. 4.11. ■

Per quanto riguarda il telaio con membrature in cemento armato, la procedura di analisi elasto-plastica viene svolta in maniera concettualmente analoga al telaio in acciaio, ma occorre trattare l'argomento in modo specifico, data la necessità di armare adeguatamente la sezione e descrivere nel modo corretto il comportamento delle cerniere plastiche.

Il momento di snervamento dell'armatura, che segna la formazione della cerniera plastica, deve essere valutato studiando il dominio di resistenza a pressoflessione ( $N, M$ ) delle sezioni trasversali delle membrature (il caso  $N=0$ , per la trave soggetta a flessione semplice, è descritto da un segmento interno al dominio a pressoflessione).

Facendo riferimento ad opportune leggi di comportamento delle cerniere plastiche, è possibile definire la rotazione ultima della cerniera, che segna il raggiungimento della labilità strutturale e permette di conoscere lo spostamento orizzontale massimo sostenibile dal telaio. E' così possibile, anche per il telaio in cemento armato, descrivere la curva di capacità e comporla con quelle dei maschi murari, per ottenere infine il diagramma non lineare del comportamento complessivo della parete oggetto di intervento.

Completano l'analisi opportuni controlli sull'impedire sia che crisi per taglio si manifestino prima del raggiungimento del momento di snervamento, sia che la crisi per pressoflessione non avvenga per compressione del calcestruzzo: in entrambi i casi, infatti, trattandosi di crisi di tipo fragile, verrebbero impediti deformazioni plastiche, con conseguente annullamento delle risorse di duttilità.

La metodologia che descrive il calcolo del telaio in cemento armato, con applicazione al caso specifico già affrontato con l'acciaio, è descritta nei paragrafi seguenti.

### 4.10.1. DIMENSIONAMENTO DEL TELAIO

Analogamente al telaio in acciaio già esaminato, si ipotizza che il telaio in cemento armato definisca un'apertura con luce netta di 820 mm e altezza utile 1910 mm. Si devono dimensionare le sezioni dei pilastri e dei traversi nell'ipotesi di telaio chiuso e di struttura simmetrica (i due pilastri hanno uguali dimensioni ed armature, e analogamente i traversi). Avendo previsto il traverso inferiore, la metodologia illustrata diviene simile a quella da seguire nel caso delle finestre, dove le cerchiature in cemento armato sono realizzate sempre con telai chiusi.

Nel caso di difficoltà ad assicurare alla base del pilastro un momento resistente di vincolo pari a quello del pilastro, i passi da seguire restano analoghi, differenziandosi solo per il livello di formazione delle cerniere plastiche. Analogie si hanno anche nell'ipotesi di portale incernierato (laddove non si faccia conto per nulla sul grado di incastro del vincolo di base): in tal caso, si manifesta una semplificazione dell'analisi elastoplastica, dal momento che la struttura a telaio diventa isostatica e l'insorgere delle prime cerniere plastiche segna il raggiungimento della labilità.

Per quanto riguarda i materiali impiegati, si sceglie di usare un **calcestruzzo di classe C25/30**, e **acciaio in barre B450C**.

Per il calcestruzzo, i parametri di resistenza sono i seguenti (§4.1):

**Resistenza di calcolo a compressione** (§4.1.2.1.1.1):

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * 25 / 1.5 = 14.16 \text{ N/mm}^2$$

dove:  $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni;

$\gamma_c$  è il fattore parziale di sicurezza per il calcestruzzo, pari a 1.5;

$\alpha_{cc}$  è il coefficiente che tiene conto della effetti di lunga durata sulla resistenza a compressione, ed è pari a 0.85.

Valore medio della resistenza cilindrica a compressione (§11.2.2):

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33 \text{ N/mm}^2$$

**Modulo elastico** (§11.2.10.3):  $E_{cm} = 22000 [f_{cm} / 10]^{0.3} \text{ N/mm}^2$ , e quindi:

$$E_{cm} = 22000 * 3.3^{0.3} = 31476 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a trazione (§11.2.10.2):

$$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} = 0.30 * 25^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza caratteristica a trazione:

$$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 0.7 * 2.56 = 1.80 \text{ N/mm}^2$$

**Resistenza di calcolo a trazione** (§4.1.2.1.1.2):

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.80 / 1.5 = 1.19 \text{ N/mm}^2$$

L'**acciaio per cemento armato B450C** è caratterizzato dai seguenti parametri (§11.3.2.1):

resistenza caratteristica allo snervamento:  $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

resistenza caratteristica a rottura:  $f_{uk} = 540 \text{ N/mm}^2$

**Resistenza di calcolo** (§4.1.2.1.1.3):

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2$$

dove:  $\gamma_s$  è il fattore parziale di sicurezza per l'acciaio, pari a 1.15.

Il valore di progetto del **modulo elastico**  $E_s$  si assume pari a  $210000 \text{ N/mm}^2$  (§11.3.4.1).

Il diagramma di calcolo tensione-deformazione per l'acciaio (§4.1.2.1.2.3) è assunto elastico-perfettamente plastico. La **deformazione di snervamento** risulta pari a:

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 391 / 210000 = 1.86 \text{ per mille}$$

Per quanto il limite per la **deformazione ultima**: la deformazione  $\epsilon_{uk}$  dell'acciaio di classe C vale 0.075 (75 per mille). Seguendo quanto indicato in EC2, §3.2.7(2), la massima deformazione di progetto dell'acciaio viene assunta pari a:  $\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 0.0675$  (67.5 per mille).

La struttura del telaio viene progettata in **classe di duttilità bassa** (CD "B").

#### Limitazioni geometriche (§7.4.6.1)

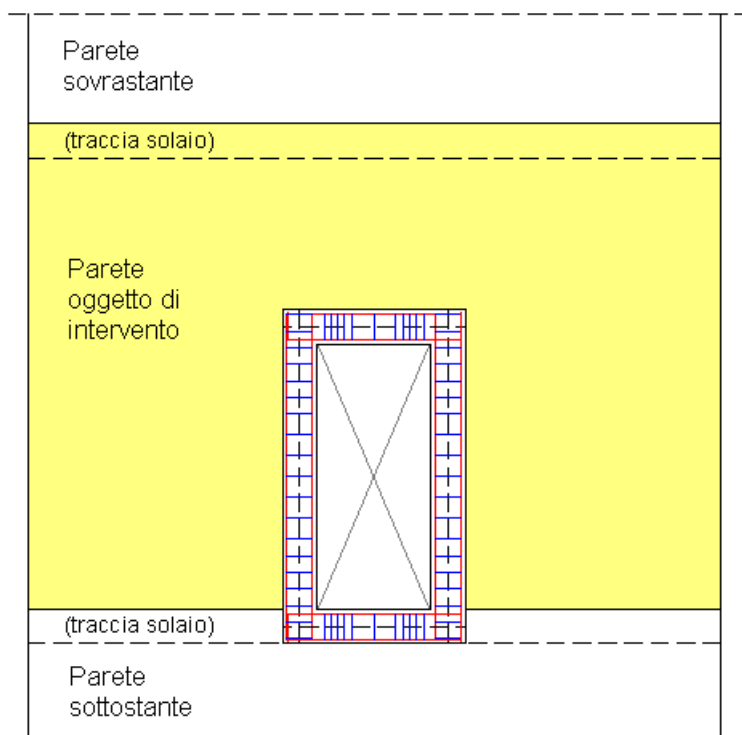
Per i **pilastr**i, la dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a 250 mm. (§7.4.6.1.2): per il telaio della parete di esempio, avente spessore di 250 mm, è quindi possibile realizzare il telaio di cerchiatura in cemento armato; per pareti murarie aventi spessori minori il telaio in cemento armato risulta di fatto non proponibile in quanto la dimensione minima della sezione del pilastro eccede lo spessore della parete.

Nel caso esaminato, il pilastro ha sezione quadrata 250x250 mm.

Le zone critiche del pilastro hanno lunghezza maggiore tra (dimensioni in mm): altezza della sezione (250), 1/6 dell'altezza libera del pilastro ( $1910/6=318$ ), 450 (l'altezza libera del pilastro è maggiore di 3 volte l'altezza della sezione:  $1910 > 3*250=750$ ), e quindi la lunghezza delle zone critiche è: 450 mm.

Per quanto riguarda le limitazioni geometriche delle **travi**:

- la larghezza  $b$  deve essere  $\geq 200$  mm. Nei telai di cerchiatura le travi si realizzano sempre con sezione avente base uguale alla larghezza del pilastro; nel caso in esame, la trave soddisfa la limitazione, in quanto la base della sua sezione è 250 mm.
- L'altezza della sezione viene posta anch'essa pari a 250 mm, e quindi:  $b/h = 1 \geq 0.25$ .
- Il telaio di cerchiatura, con sezione di pilastro avente larghezza uguale alla base della sezione della trave, non presenta mai eccentricità tra gli assi di pilastro e trave.
- La lunghezza delle zone critiche, nel caso in esame, è 1 volta l'altezza della sezione: 250 mm, rispetto alla faccia del nodo trave-pilastro.



**Fig. 4.23.** Intervento con cerchiatura in cemento armato

## **Limitazioni di armatura, secondo le prescrizioni per le zone sismiche (§7.4.6.2)**

### **Travi: armature longitudinali**

La trave 250x250 mm. del telaio viene armata con (3+3) $\Phi$ 14 longitudinali e staffe  $\Phi$ 8 (3 $\Phi$ 14 = 462 mm<sup>2</sup>).

L'altezza utile, con copriferro 25 mm, risulta pari a:  $250 - (25 + 8 + 14/2) = 210$  mm (il copriferro 25 mm. è il valore minimo richiesto per armature longitudinali e trasversali in condizioni ambientali ordinarie e per calcestruzzo di classe C25/30, nel caso di elementi monodimensionali in strutture con vita nominale pari a 50 anni, cfr. Tab. C.4.1.IV, Circ. 617 del 2.2.2009).

Le limitazioni di armatura sono le seguenti:

- almeno 2 $\Phi$ 14 devono essere poste inferiormente e superiormente per tutta la lunghezza della trave (limitazione soddisfatta);

- con armatura simmetrica, il rapporto geometrico  $\rho$  relativo all'armatura tesa, uguale al rapporto  $\rho'$  relativo all'armatura compressa, deve essere tale che:

$$\rho > 1.4/f_{yk}, \text{ con: } \rho = A_s / (bh) \Rightarrow A_s = 462 \text{ mm}^2 > (1.4/f_{yk}) * (bh) = (1.4/450) * 250 * 250 = 194 \text{ mm}^2$$

(limitazione soddisfatta);

- il nodo trave-pilastro è un nodo 'esterno'. Per soddisfare le richieste di Normativa (§7.4.6.2.1), le barre longitudinali vengono piegate per una lunghezza minima pari a 10 $\Phi$  (140 mm) e nella piegatura si dispone un'armatura trasversale composta da due barre di diametro  $>0.6\Phi = 8.4$  mm, cioè di diametro 10 mm.

### **Travi: armature trasversali**

Nelle zone critiche devono essere disposte staffe di contenimento. La prima staffa deve distare non più di 50 mm. dalla sezione a filo pilastro; le successive vanno disposte secondo un passo non superiore al minimo fra i valori seguenti:

- 1/4 dell'altezza utile della sezione trasversale:  $210/4 = 52.5$  mm

- 225 mm (CD "B")

- 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali:  $8 * 14 = 112$  mm

- 24 volte il diametro delle armature trasversali:  $24 * 8 = 192$  mm

$\Rightarrow$  viene adottato il passo di 50 mm, per la zona critica di lunghezza 250 mm

La staffa di contenimento sarà rettangolare e avrà ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri (=80 mm per staffe  $\Phi$ 8) alle due estremità.

Per la zona non critica della trave si adottano staffe  $\Phi$ 8/150 mm.

### **Pilastri: armature longitudinali**

I pilastri vengono armati con (2+2) $\Phi$ 20, e staffe  $\Phi$ 8.

Le limitazioni di armatura sono le seguenti:

- l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 250 mm (limitazione soddisfatta);

- la percentuale geometrica  $\rho$  di armatura longitudinale deve essere compresa entro l'1% e il 4%:

$$\rho = A_s / (bh) = 628 / (250 * 250) = 1.0048 \%$$

### **Pilastri: armature trasversali**

Nelle zone critiche il passo delle staffe deve essere non superiore al minore fra i seguenti valori:

- 1/2 del lato minore della sezione trasversale (125 mm)

- 175 mm

- 8 volte il diametro delle barre longitudinali:  $8 * 20 = 160$  mm

⇒ viene adottato il passo di 120 mm, per la zona critica di lunghezza 450 mm  
 Il quantitativo minimo di staffe da disporre deve essere non inferiore a ( $s$ =passo):  
 $A_{st}/s \geq 0.08 f_{cd} b_{st} / f_{yd} \Rightarrow s \leq A_{st} f_{yd} / (0.08 f_{cd} b_{st})$

dove:  $A_{st}$  = area complessiva dei bracci delle staffe ( $2\Phi 8 = 101 \text{ mm}^2$ )

$b_{st}$  = distanza fra i bracci più esterni delle staffe =  $250 - (25+8)*2 = 184$

Si ha:  $s \leq 101 * 391 / (0.08 * 14.16 * 184) = 189 \text{ mm}$

In definitiva, si dispongono: staffe  $\Phi 8/150 \text{ mm}$  nella zona non critica (di lunghezza:  $1910 - 450*2 = 1010 \text{ mm}$ ), e st.  $\Phi 8/120 \text{ mm}$  nelle zone critiche (ognuna lunga 450 mm).

#### **Nodo trave-pilastro (§7.4.6.2.3):**

le staffe orizzontali nel pilastro presenti lungo l'altezza del nodo, con disposizione almeno pari alla zona critica adiacente, devono verificare la condizione seguente:

$$n_{st} A_{st} / (i b_j) \geq 0.05 f_{ck}/f_{yk}$$

dove:  $n_{st}$  = numero di bracci;  $A_{st}$  = area singola barra della staffa;  $i$  = interasse delle staffe;

$b_j$  = larghezza utile del nodo data dalla larghezza del pilastro, coincidente (nel caso in esame) con la dimensione della trave (250 mm).

Con disposizione uguale alla zona critica, si ha:

$$2 * 50 / (120 * 250) \geq 0.05 * 25/450 = 0.00333 \geq 0.00278 \text{ (condizione soddisfatta).}$$

#### **Limitazioni di armatura valide anche per costruzioni in zona non sismica:**

ovviamente, devono essere rispettate anche queste condizioni.

Per la **trave**:

- l'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a:

$$A_{s,min} = 0.26 (f_{ctm}/f_{yk}) * b_t d = 0.26 * (2.56/450) * 250 * 210 = 78 \text{ mm}^2$$

La condizione è soddisfatta, poiché:  $3\Phi 14 = 462 \text{ mm}^2$ ;

- l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente:

$$A_{s,max} = 0.04 A_C = 0.04 * 250*250 = 2500 \text{ mm}^2 \text{ (condizione soddisfatta)}$$

con  $A_C$  area della sezione trasversale di calcestruzzo.

- Le staffe devono avere una sezione complessiva non inferiore ad:

$$A_{st} = 1.5 b \text{ mm}^2/\text{m} = 1.5*250 = 375 \text{ mm}^2/\text{m}; 2\Phi 8*(1000/150) = 673 \text{ mm}^2 \text{ (condizione soddisfatta)}$$

con  $b$  = spessore minimo dell'anima;

- devono essere disposte almeno 3 staffe al metro (passo non superiore a 333 mm) (condizione soddisfatta);

- il passo non deve superare 0.8 volte l'altezza utile della sezione:  $0.8*210 = 168 \text{ mm}$  (condizione soddisfatta).

Per il **pilastro**:

- barre di diametro  $\geq 12 \text{ mm}$  e con interassi non maggiori di 300 mm (condizione soddisfatta);

- area delle armature longitudinali non inferiore a:  $(0.10 N_{Ed} / f_{yd})$  e comunque non minore di  $0.003 A_C$ .

Si valuta, per il caso esaminato, lo sforzo normale agente sul singolo pilastro (cfr. calcoli condotti in p. 4.5 per il telaio in acciaio; cambia ovviamente il peso proprio della trave; si deve considerare un asse di calcolo di 1070 mm anziché 1000 mm, a causa della luce netta di 820 mm e delle dimensioni dei pilastri):

$$q = [18 * 0.25 * (4/3) * 1.07 * (1.07/2 * \text{tg}60^\circ) / 2] / 1.07 + 25*(0.25*0.25) = 4.34 \text{ kN/m}$$

a cui corrisponde in ognuno dei due montanti lo sforzo normale:

$$N = 4.34 * 1.07 / 2 = 2.32 \text{ kN}$$

Amplificando lo sforzo normale per effetto dei coefficienti combinatori da applicare ai carichi di tipo permanente strutturale (il cui massimo valore è pari a 1.3) si ottiene:

$$N = 2.32*1.3 = 3.02 \text{ kN}, \text{ e questo è il valore di } N_{Ed}, \text{ forza di compressione assiale di calcolo.}$$

Pertanto:

$$0.10 * 3020 / 391 = 0.77 \text{ mm}^2, 0.003 * 250 * 250 = 187.5 \text{ mm}^2$$

e la condizione è soddisfatta:  $4\Phi 20 = 1257 \text{ mm}^2$ , maggiore di tali limiti inferiori.

- Le armature trasversali devono avere interasse non maggiore di 12 volte il diametro minimo dell'armatura longitudinale, con un massimo di 250 mm:

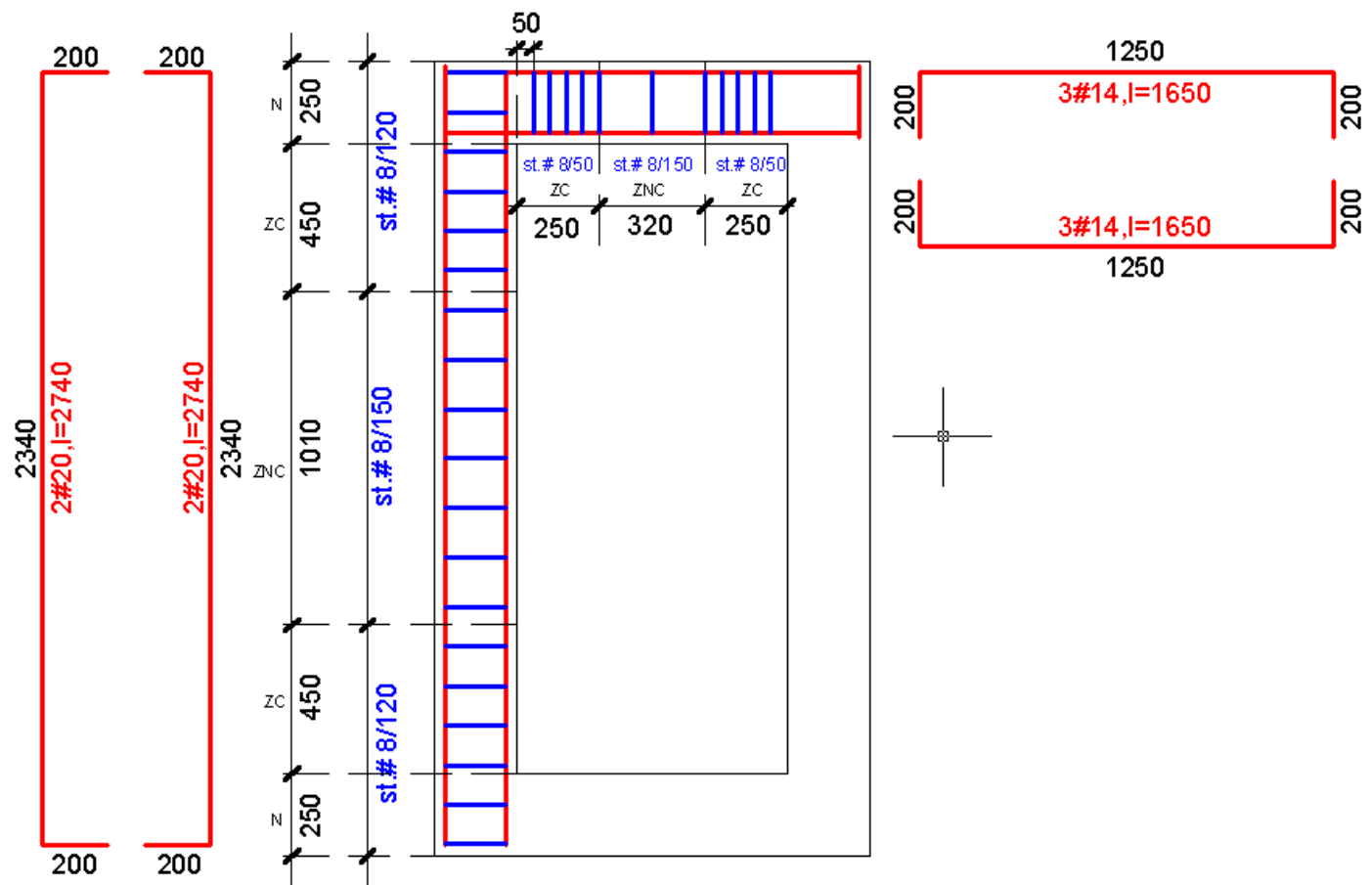
l'interasse delle staffe pari a 150 mm. soddisfa questa condizione ( $\leq 12 * 20 = 240 \text{ mm}$ , 250 mm).

- Il diametro delle staffe non è minore di 6 mm. e di 1/4 del diametro delle barre longitudinali ( $20/4 = 5 \text{ mm}$ ) (condizione soddisfatta).

- L'area di armatura longitudinale complessiva non deve superare:  $0.04 A_c$ :

$$4\Phi 20 = 1257 < 0.04 * 250 * 250 = 2500 \text{ mm}^2 \text{ (condizione soddisfatta).}$$

La disposizione delle armature nel telaio è rappresentata in figura seguente; la trave e il pilastro verranno quindi sottoposte a verifiche statica e sismica per accertare che il dimensionamento del telaio di cerchiatura sia idoneo per i fini desiderati (capacità di sostenere le azioni statiche e, in campo elastoplastico, di garantire il miglioramento del comportamento strutturale della parete muraria).



**Fig. 4.24.** Dimensionamento delle armature

## 4.10.2. VERIFICHE STATICHE

Dopo aver effettuato il dimensionamento, si eseguono le verifiche statiche del telaio, sotto l'azione dei soli carichi verticali. Al paragrafo precedente è stato determinato il carico distribuito sulla trave, pari a 4.34 kN/m (cfr. anche p. 4.8: analisi statica del telaio di

cerchiatura in acciaio). A favore di sicurezza, la verifica per carichi verticali viene svolta considerando per la trave lo schema di doppio appoggio; per i pilastri, il momento flettente viene determinato con lo schema a telaio.

**- Trave: Verifica a SLE: tensioni nei materiali**

Il D.M. 14.1.2008 (§4.1.2.2.5) prescrive la valutazione delle tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura prodotte sia dalla combinazione caratteristica (rara), sia dalla combinazione quasi permanente delle azioni, da confrontarsi con i valori massimi ammissibili, definiti in funzione della combinazione considerata.

La combinazione caratteristica (rara) prevede in generale i carichi permanenti nella loro totalità, il carico variabile dominante completo e gli altri carichi variabili affetti dal coefficiente  $\psi_0$ . Nella combinazione quasi permanente, alla totalità dei carichi permanenti si associano i variabili affetti dal coefficiente  $\psi_2$ .

Nel caso in esame, non vi sono carichi variabili; il carico distribuito:

$$q = 4.34 \text{ kN/m} (= 4.34 \text{ N/mm})$$

è identificabile completamente come permanente strutturale ( $g_1$ ).

Pertanto, le due combinazioni rara e quasi permanente non differiscono tra loro.

Secondo §4.1.2.2.5.1, la massima tensione di compressione nel calcestruzzo  $\sigma_c$  deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente}$$

Nel caso in esame, quindi, la condizione più gravosa riguarda evidentemente la combinazione quasi permanente.

Il momento flettente di progetto (con luce di calcolo definita dagli interassi strutturali) è pari a:

$$M = ql^2 / 8 = 4.34 * 1070^2 / 8 = 621108 \text{ Nmm}$$

Per la valutazione delle tensioni di esercizio, è possibile fare riferimento alle seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane (linearità del diagramma delle deformazioni);
- comportamento elastico-lineare dei materiali,
- trascurabilità del contributo del calcestruzzo teso (sezione parzializzata).

L'equilibrio alla traslazione della sezione è espresso dalla relazione seguente:

$$(1/2) * \sigma_c * bx + \sigma'_s A'_s - \sigma_s A_s = 0$$

dove  $x$  è la posizione dell'asse neutro, misurata dal lembo compresso,  $A_s$  è l'armatura tesa e  $A'_s$  l'armatura compressa ( $A_s = A'_s = 3\Phi 14 = 462 \text{ mm}^2$ ).

La linearità del diagramma delle deformazioni fornisce:

$$\sigma_s = \alpha_e \sigma_c (d-x)/x$$

$$\sigma'_s = \alpha_e \sigma_c (x-d')/x$$

dove:

$\alpha_e = (E_s / E_c)$  si assume pari a 15 ( $\alpha_e$  coincide con il parametro 'n', da sempre noto nel calcolo del cemento armato come 'coefficiente di omogeneizzazione');

$$d \text{ è l'altezza utile: } h \text{ (altezza della sezione) - } c \text{ (copriferro) - } \Phi_{s,trasv} - \Phi_{s,long}/2 = 250-25-8-14/2=210 \text{ mm}$$

$$d' = c \text{ (copriferro) + } \Phi_{s,trasv} + \Phi_{s,long}/2 = 25+8+14/2 = 40 \text{ mm}$$

Sostituendo le espressioni di  $\sigma_s$  e  $\sigma'_s$  nell'equazione di equilibrio alla traslazione, si ottiene un'equazione di secondo grado nell'incognita  $x$ :

$$bx^2/2 + \alpha_e (A_s + A'_s) x - \alpha_e (A_s d + A'_s d') = 0 \Rightarrow 125 x^2 + 15*2*462 x - 15*462*(210+40)=0 \Rightarrow x = 75 \text{ mm}$$

L'equazione di equilibrio alla rotazione attorno al baricentro dell'armatura tesa fornisce il valore massimo della tensione di compressione nel calcestruzzo:

$$(1/2) * \sigma_c * bx * (d - x/3) = M \Rightarrow \sigma_c = 2M / [bx (d - x/3)]$$

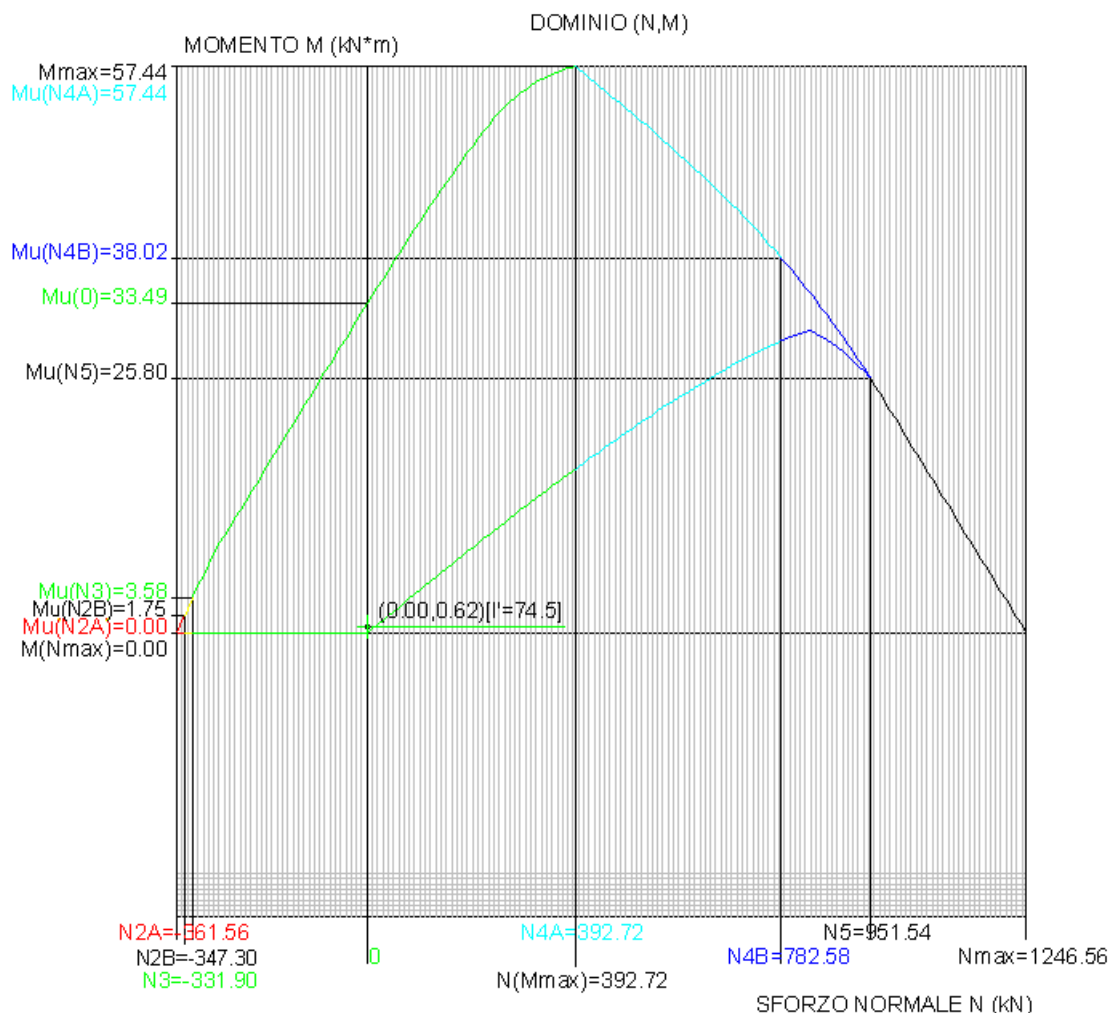
$$\Rightarrow \sigma_c = 2 * 621108 / [250*75*(210-75/3)] = 0.36 \text{ N/mm}^2 < 0.45 f_{ck} = 0.45*25 = 11.25 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = \alpha_e \sigma_c (d-x)/x = 15 * 0.36 * (210-75)/75 = 9.72 \text{ N/mm}^2$$

(verifica soddisfatta)

Può essere interessante osservare che, studiando gli stati limite di esercizio, il comportamento del calcestruzzo non deve essere obbligatoriamente di tipo elastico-lineare. Si può infatti adottare il comportamento parabola-rettangolo, che peraltro verrà considerato ai fini delle verifiche agli stati limite ultimi. Definendo il dominio di resistenza della sezione, è possibile associare ad ogni punto interno al dominio lo stato di sollecitazione e di deformazione. Alla legge non lineare del calcestruzzo, si associa ancora l'ipotesi di deformazione lineare (conservazione delle sezioni piane).

Ad esempio, il dominio di resistenza a flessione composta (N,M) per la sezione quadrata 250x250 mm, armata con 3Φ14 inferiori e superiori, con altezza utile 210 mm (e distanza dei ferri compressi dal bordo della sezione pari a 40 mm), con materiali aventi le caratteristiche già evidenziate, è riportato in figura seguente:



**Fig. 4.25.** Dominio di resistenza per la sezione della trave.

Punto rappresentativo della verifica a tensione per lo Stato Limite di Esercizio

La verifica, condotta utilizzando il modulo DNM di PC.E © AEDES, fornisce i seguenti risultati:

$$N_{sd} = 0.00 - M_{sd} = 0.62 - M_u(N_{sd}) = M_{rd} = 33.49$$

\*\*\* Stato corrispondente a  $(N_{sd}, M_{sd})$ :

Momento limite per sezione interamente reagente (o: Momento di parzializzazione):  $M_p(N_{sd}) = 0.00$

$M_{sd}$  è superiore a  $M_p(N_{sd})$ : la sezione è parzializzata.

Lunghezza della zona reagente (zona compressa) = 74.5 su 250.0 (cm)

( $\varepsilon: \rho/\rho_0$ )  $\varepsilon_{,c} = 0.02$  -  $\sigma_{,c} = 0.27$  -  $\varepsilon_{,s} = -0.04$  -  $\sigma_{,s} = -7.40$  -  $\varepsilon_{,cb} = -0.05$

$\xi(=x/d) = 0.35486$  -  $x$  (cm) = 74.5

La massima tensione nel calcestruzzo con l'ipotesi di comportamento elastico-lineare è pari a  $0.36 \text{ N/mm}^2$ , mentre con l'ipotesi di parabola-rettangolo vale  $0.27 \text{ N/mm}^2$ ; la posizione dell'asse neutro è quasi coincidente (74.5 anziché 75 mm). Comunque sia, la tensione massima nel calcestruzzo è molto minore del limite di  $0.45 f_{ck}$ : la verifica a Stato Limite di Esercizio riguardante le tensioni nei materiali è abbondantemente soddisfatta. Tutti i telai di cerchiatura con luce di apertura limitata, come quello esaminato nell'esempio, conducono ad un risultato analogo.

#### - Trave: Verifica a SLE: stato limite di fessurazione

E' possibile eseguire la verifica a stato limite di fessurazione senza calcolare direttamente l'ampiezza delle fessure.

A tal fine, si deve confrontare la tensione delle armature con i valori limite indicati nella Tab. C.4.1.II della Circ.617 del 2.2.2009, in funzione del diametro massimo delle barre e dell'ampiezza di fessura ammissibile. In condizioni ambientali ordinarie, sotto combinazione frequente il valore di calcolo dell'ampiezza di fessura non deve superare  $w_3=0.4 \text{ mm}$ , e sotto combinazione quasi permanente:  $w_2=0.3 \text{ mm}$ . Questo corrisponde, in base alla tabella C.4.1.II, a limitare la tensione nelle barre  $\Phi 14$  (facendo riferimento cautelativamente alle barre  $\Phi 16$ , essendo assente in tabella il diametro 14) ai seguenti valori:

$280 \text{ N/mm}^2$  per combinazione frequente,

$240 \text{ N/mm}^2$  per combinazione quasi permanente.

La combinazione frequente (§2.5.3) prevede la totalità dei carichi permanenti più il carico variabile dominante affetto dal coefficiente  $\psi_1$  e gli altri carichi variabili affetti da  $\psi_2$ . Nel caso in esame, essendo nullo il contributo dei carichi variabili, la combinazione frequente equivale alla quasi permanente.

Adottando quindi il limite di  $240 \text{ N/mm}^2$ , dal calcolo precedentemente svolto per la verifica delle tensioni, risulta:

$9.72$  (con lo schema elastico-lineare), o:  $7.43$  (con parabola-rettangolo)  $\ll 240 \text{ N/mm}^2$ : la verifica è ampiamente soddisfatta. Vale una considerazione simile alla verifica alle tensioni: i telai di cerchiatura con luce di apertura limitata, come quello esaminato nell'esempio, conducono tutti ad un risultato analogo.

#### - Trave: Verifica a SLE: stato limite di deformazione

In base a quanto indicato in §C4.1.2.2, per travi con luci non superiori a 10 m (come certamente sono i traversi dei telai di cerchiatura) la verifica di deformazione si ritiene automaticamente soddisfatta se il rapporto  $\lambda=l/h$  tra luce e altezza rispetta la seguente limitazione:

$$\lambda \leq K * [11 + 0.0015 f_{ck} / (\rho + \rho')] * [500 * A_{s,eff} / (f_{yk} A_{s,calc})]$$

dove:

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2, f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \rho' = \text{rapporto di armatura tesa e compressa (l'armatura compressa si può trascurare)} = 462/(250*250) = 0.7392\%$$

$$A_{s,eff} = \text{armatura tesa effettivamente presente nella sezione più sollecitata} = 3\Phi 14 = 462 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,calc} = \text{armatura di calcolo nella stessa sezione}$$

$$\text{Si assume, a favore di sicurezza: } [500 * A_{s,eff} / (f_{yk} A_{s,calc})] = 1$$

$K$  = coefficiente correttivo che per travi semplicemente appoggiate vale 1.0 (Tab. C.4.1.I)  
 Si ha:  $\lambda = l/h = 1070/250 = 4.28 \leq 11 + 0.0015 * 25 / 0.007392 = 16.07$ , e la verifica si ritiene implicitamente soddisfatta.

#### - Trave: Verifica a SLU per flessione

Per le verifiche di resistenza a stato limite ultimo, la combinazione di carico che deve essere considerata è la fondamentale (§2.5.3):  $Q = \gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_Q * Q_k$

dove:  $\gamma_{G1} = 1.3$ ,  $\gamma_{G2} = 1.5$ ,  $\gamma_{Qk} = 1.5$ .

Nel caso esaminato, il carico è di tipo  $g_1$ , e quindi:

$$q = 1.3 * 4.34 = 5.64 \text{ kN/m}$$

Il massimo momento flettente vale:

$$M_{Ed} = q L^2 / 8 = 5.64 * 1070^2 / 8 = 807441 \text{ Nmm} = 0.8074 \text{ kNm}$$

e deve essere confrontato con il valore di progetto del momento resistente.

Consultando il dominio di resistenza riportato in fig. 4.25, lo stato limite ultimo per flessione semplice mostra un momento resistente pari a 32.39 kNm, e si ha quindi:

$M_{Ed} \ll M_{Rd}$ : la verifica di resistenza è quindi soddisfatta.

#### - Trave: Verifica a SLU per taglio

La massima sollecitazione di taglio è:

$$V_{Ed} = q L / 2 = 5.64 * 1070 / 2 = 3017 \text{ N} = 3.02 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio viene espressa sulla base della schematizzazione a traliccio (§4.1.2.1.3.2); gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali (di area  $A_{sw}$ , interasse 's' fra due armature trasversali consecutive, e inclinazione  $\alpha$  rispetto all'asse della trave; nel caso delle staffe:  $\alpha=90^\circ$ ), le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo, e i puntoni d'anima inclinati (caratterizzati dall'inclinazione  $\theta$  rispetto all'asse della trave). L'inclinazione  $\theta$  deve rispettare i seguenti limiti:  $1 \leq \cotg \theta \leq 2.5$ . Per la verifica di resistenza si può adottare [22] il criterio di uguaglianza della resistenza di calcolo a "taglio trazione" con quella a "taglio compressione", corrispondente a ipotizzare il cedimento simultaneo delle bielle di calcestruzzo e dell'armatura a taglio: si uguagliano i secondi membri delle espressioni  $V_{RSd}$  (4.1.18) e  $V_{RCd}$  (4.1.19):

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

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

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

relazione da cui si ottiene  $\theta$ .

Si ha:  $A_{sw} =$  area dei due bracci della staffa  $\Phi 8 = 101 \text{ mm}^2$ ,  $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$ ,  $b_w = 250 \text{ mm}$ ,  $s = 50 \text{ mm}$ ,  $\alpha_c = 1$  (per membrature non compresse),  $f'_{cd} =$  resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima  $= 0.5 f_{cd} = 0.5 * 14.16 = 7.08 \text{ N/mm}^2$ . Segue:

$$\sin^2 \theta = (101 * 391) / (250 * 50 * 1 * 7.08) = 0.446, \text{ da cui: } \theta = 41^\circ.913$$

$\Rightarrow \cotg \theta = 1.114$  e soddisfa i limiti richiesti (valore compreso fra 1 e 2.5).

A questo punto il taglio resistente si può calcolare equivalentemente con l'espressione di  $V_{RSd}$  o di  $V_{RCd}$ ; si ha:

$$V_{Rd} = V_{RSd} = 0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} * (\cotg \alpha + \cotg \theta) * \sin \alpha = \\ = 0.9 * 210 * (101/50) * 391 * 1.114 = 166293 \text{ N} = 166.293 \text{ kN}$$

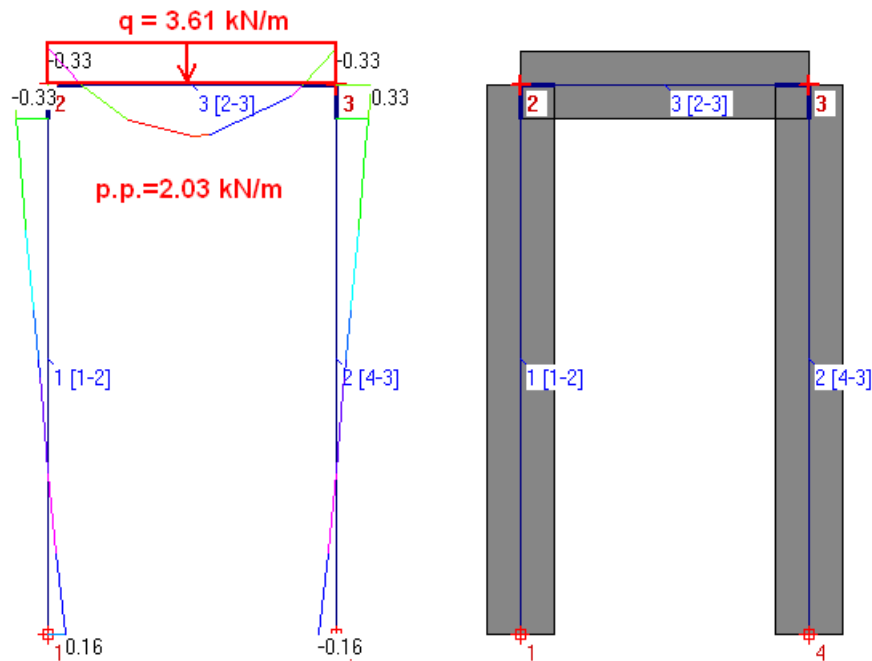
Si ha pertanto:

$V_{Ed} \ll V_{Rd}$ : la verifica di resistenza è quindi soddisfatta.

#### - Pilastro: Verifica a SLU per flessione

Gli assi di calcolo del telaio di cerchiatura sono (in mm):

orizzontale:  $820 + 125 + 125 = 1070$ , verticale:  $1910 + 125 = 2035$



**Fig. 4.26.** Telaio e carichi verticali ai fini dell'analisi statica non sismica

I carichi verticali consistono nel carico distribuito sul traverso:

$$[3.61 + 1.3 \cdot (25 \cdot 0.25 \cdot 0.25)] = 5.64 \text{ kN/m} (= 4.34 \cdot 1.3)$$

e nel peso proprio, consistente in un carico verticale distribuito sul traverso e sui pilastri, pari a:

$$1.3 \cdot (25 \cdot 0.25 \cdot 0.25) = 2.03 \text{ kN/m}$$

avendo amplificato il peso proprio con il coefficiente moltiplicativo 1.3 secondo la combinazione di carico fondamentale.

Nella sezione di sommità del pilastro il momento flettente di progetto vale 0.33 kNm, con sforzo normale pari a 3.02 kN (pari a:  $5.64 \cdot 1.07/2$ ); alla base, il momento vale 0.16 kNm e lo sforzo normale 7.15 kN.

In fig. 4.27 è rappresentato il dominio di resistenza (N,M) per la sezione quadrata 250x250 mm con armatura 4Φ20 e copriferro:  $25+8+20/2=43$  mm (altezza utile: 207 mm); nel dominio sono evidenziati i due punti rappresentativi della sollecitazione in sommità e alla base del pilastro.

In dettaglio, i risultati sono i seguenti (forze in kN e momenti in kNm):

$$N_{sd} = 3.02 - M_{sd} = 0.33 - M_u(N_{sd}) = M_{rd} = 43.73$$

$$\text{Verifica soddisfatta: } M_{sd} \leq M_{rd}$$

\*\*\* Stato ultimo per  $N=N_{sd}$ :

$$N = N_{sd} = 3.02 - M = M_u(N_{sd}) = 43.73$$

$$(\varepsilon: \text{‰}) \quad \varepsilon_{c,c} = 3.50 - \varepsilon_{s,c} = -9.92 - \varepsilon_{c,b} = -12.70 - \xi (=x/d) = 0.26086 - x \text{ (cm)} = 54.0 -$$

Campo 3

\*\*\* Stato corrispondente a  $(N_{sd}, M_{sd})$ :

$$\text{Momento limite per sezione interamente reagente (o: Momento di parzializzazione): } M_p(N_{sd}) = 0.13$$

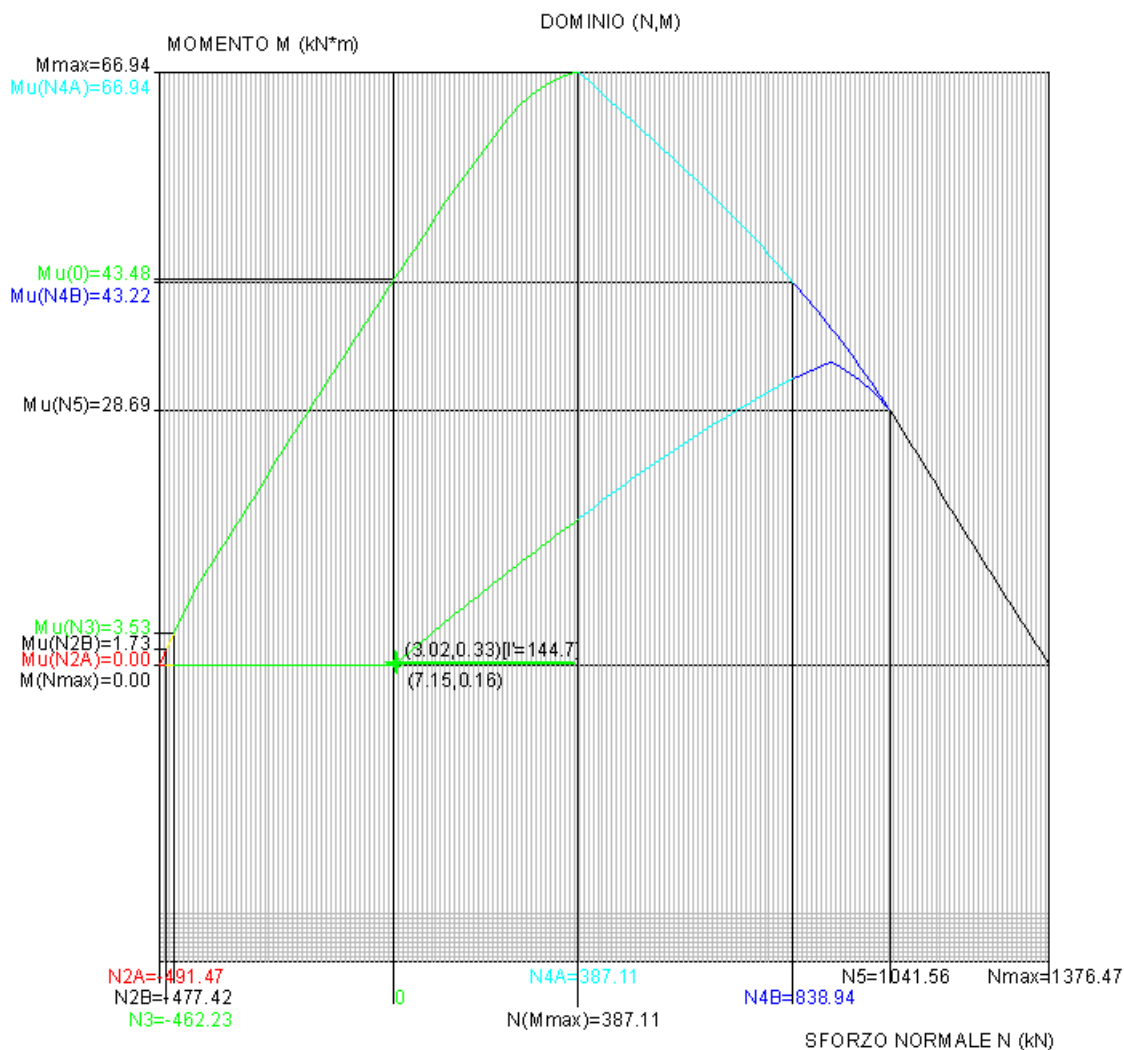
$$\text{corrispondente all'eccentricità: } e = 44.4 \text{ cm.} = H / 5.626, \text{ con } H=250 \text{ (} H/6=41.7 \text{)}$$

$M_{sd}$  è superiore a  $M_p(N_{sd})$ : la sezione è parzializzata.

$$\text{Lunghezza della zona reagente (zona compressa)} = 144.7 \text{ su } 250.0 \text{ (cm)}$$

$$(\varepsilon: \text{‰}) \quad \varepsilon_{c,c} = 0.01 - \sigma_{c,c} = 0.15 - \varepsilon_{s,c} = 0.00 - \sigma_{s,c} = -0.94 - \varepsilon_{c,b} = -0.01$$

$$\xi (=x/d) = 0.69922 - x \text{ (cm)} = 144.7$$



**Fig. 4.27.** Dominio di resistenza per la sezione del pilastro.

Punti rappresentativi della verifica a Stato Limite Ultimo sotto carichi verticali

$$N_{sd} = 7.15 - M_{sd} = 0.16 - M_u(N_{sd}) = M_{rd} = 44.06$$

Verifica soddisfatta:  $M_{sd} \leq M_{rd}$

\*\*\* Stato ultimo per  $N=N_{sd}$ :

$$N = N_{sd} = 7.15 - M = M_u(N_{sd}) = 44.06$$

$$(\varepsilon: \text{‰}) \quad \varepsilon_c = 3.50 - \varepsilon_s = -9.81 - \varepsilon_{cb} = -12.58 - \xi (=x/d) = 0.26294 - x \text{ (cm)} = 54.4 -$$

Campo 3

\*\*\* Stato corrispondente a  $(N_{sd}, M_{sd})$ :

Momento limite per sezione interamente reagente (o: Momento di parzializzazione):  $M_p(N_{sd}) = 0.32$

corrispondente all'eccentricità:  $e = 44.4 \text{ cm.} = H / 5.628$ , con  $H=250$  ( $H/6=41.7$ )

$M_{sd}$  è inferiore a  $M_p(N_{sd})$ : la sezione è interamente reagente.

Lunghezza della zona reagente (zona compressa) = 250.0 su 250.0 (cm)

Sezione interamente compressa ( $\xi = +\infty$ )

### Alcune considerazioni

Le verifiche statiche per il telaio dell'esempio sono risultate ampiamente soddisfatte, tanto che si potrebbe ipotizzare che esse siano scarsamente significative per la generalità dei telai di cerchiatura in cemento armato.

Si deve però considerare che alcune nuove aperture possono avere dimensioni maggiori rispetto all'esempio esaminato (luce di 2 metri e oltre) e il carico agente sulla trave potrebbe essere maggiore in modo significativo, a causa dell'interferenza dell'arco di scarico col solaio sovrastante e del carico trasmesso dalle pareti dei piani superiori. Pertanto, in linea di principio è bene in ogni caso eseguire le verifiche statiche, seguendo il percorso operativo fin qui illustrato.

Di maggior importanza è sicuramente il comportamento del telaio sotto azioni orizzontali di tipo sismico.

Analogamente al caso del telaio di cerchiatura in acciaio, si deve costruire la curva di capacità: occorre quindi analizzare in modo approfondito il comportamento elasto-plastico del telaio in cemento armato, argomento trattato nel paragrafo seguente.


### **4.10.3. COMPORTAMENTO ELASTO-PLASTICO**

Per il comportamento elasto-plastico del telaio in cemento armato, si fa riferimento alla Ricerca commissionata da AEDES Software nel 2007 [23], autori: Prof. Ing. Enrico Spacone e Ing. PhD. Guido Camata (Università di Pescara), finalizzata allo studio di una modellazione di cerniere plastiche (concentrate in elementi trave e colonna) semplice ma accurata per seguire in modo appropriato l'evoluzione strutturale dei telai soggetti a forze orizzontali crescenti. Le cerniere plastiche considerate sono fondamentalmente quattro: cerniere a flessione e a taglio per le travi, cerniere a pressoflessione e a taglio per le colonne. Il comportamento delle cerniere a flessione e a pressoflessione si distingue da quelle a taglio per l'assenza di un ramo plastico di tipo incrudente in queste ultime. Le prime hanno infatti un comportamento duttile, nel senso che un ramo plastico incrudente segue la prima plasticizzazione (e quindi l'attivazione della cerniera plastica), corrispondente al primo snervamento dell'armatura tesa più esterna.

Le seconde invece seguono invece un comportamento elasto-fragile e nel momento in cui il taglio sollecitante raggiunge il taglio resistente della cerniera plastica a taglio, si ha la formazione e la contemporanea rottura della cerniera.

Per le cerniere plastiche a flessione e a pressoflessione è fondamentale definire l'andamento della risposta dopo l'attivazione della cerniera plastica. E' stata seguita la filosofia (ma non tutti i dettagli) del documento FEMA (Federal Emergency Management Agency, Washington, USA) 356, che stabilisce regole semplici e chiare per la definizione del comportamento plastico delle cerniere. A seconda del livello di armatura delle sezioni e del livello di resistenza a taglio, si avrà una variazione della riserva di duttilità disponibile nella cerniera.

Nel p. 4.10.3.1 si riporta una sintesi dei contenuti della Ricerca, riguardante i criteri da utilizzare per l'analisi del telaio di cemento armato.

 **Nota bene** La Ricerca [23] è stata sviluppata ai fini dell'implementazione delle cerniere plastiche nel software PC.E © AEDES per l'analisi pushover dei sistemi strutturali spaziali, e quindi prevede la generalità dei casi. In particolare, armature non simmetriche per travi e/o pilastri, e pressoflessione deviata per i pilastri. Si rimanda a tale documentazione per gli approfondimenti relativi; nel presente contesto, data la tipologia piana del telaio di cerchiatura e la consueta modalità di disposizione delle barre longitudinali, si fa riferimento a sezioni armate in modo simmetrico, e alla pressoflessione retta. ■

### 4.10.3.1. CERNIERE PLASTICHE

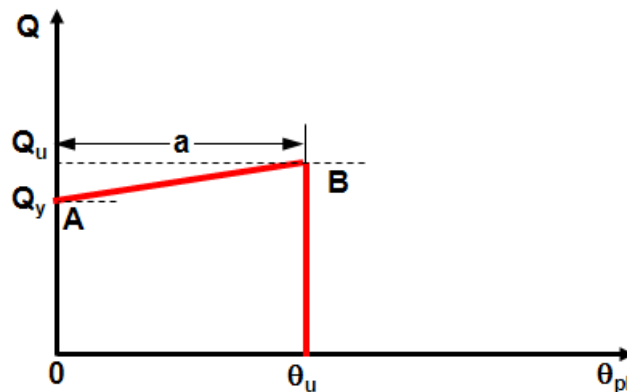
Per il generico telaio in cemento armato esaminato, al fine di poter procedere all'assegnazione ed all'utilizzo delle cerniere plastiche, è necessario disporre dei seguenti dati di partenza:

- modello strutturale completamente definito, comprensivo di geometria, caratteristiche dei materiali, carichi e combinazioni di carico;
  - assegnazione delle armature a flessione ed a taglio di travi e pilastri in cemento armato.
- Le cerniere plastiche possono essere posizionate ad uno, all'altro od ad entrambi gli estremi dell'elemento strutturale considerato.

Si considerano le seguenti 4 tipologie di cerniere:

1. Cerniera flessionale (elementi travi)
2. Cerniera a pressoflessione (elementi pilastri)
3. Cerniera a taglio (elementi travi)
4. Cerniera a taglio (elementi pilastri)

Nel caso di flessione e pressoflessione, quando l'elemento è ancora in fase lineare la cerniera è considerata inattiva. Quando le sollecitazioni nel punto in cui è stata posizionata la cerniera raggiungono il limite di plasticizzazione, la cerniera si attiva e il suo legame costitutivo è determinato in funzione del parametro "a" del documento FEMA 356 [24], come mostrato in fig. 4.28.



**Fig. 4.28.** Generica cerniera a flessione e pressoflessione

Significato di alcune grandezze:

$Q$  = forza generica nella cerniera plastica;  $Q_y$ ,  $Q_u$  = forza di primo snervamento e forza ultima nella cerniera plastica;  $\theta_{pl}$  = rotazione plastica della cerniera.

Il valore "a" è definito in funzione della tipologia di cerniera e della sua classificazione in relazione ai vari parametri che tengono in conto, oltre che dei carichi agenti sulla sezione, della geometria e della disposizione delle armature.

La sollecitazione a snervamento  $Q_y$  in corrispondenza della quale si attiva la cerniera plastica corrisponde al raggiungimento della condizione di primo snervamento dell'armatura tesa.

Nel caso di cerniere a flessione per travi, il valore della sollecitazione ultima  $Q_u$  può essere calcolata in maniera approssimata in base al valore della sollecitazione di snervamento  $Q_y$ , secondo la relazione:

$$Q_u = 1.25 Q_y \text{ (trave)}$$

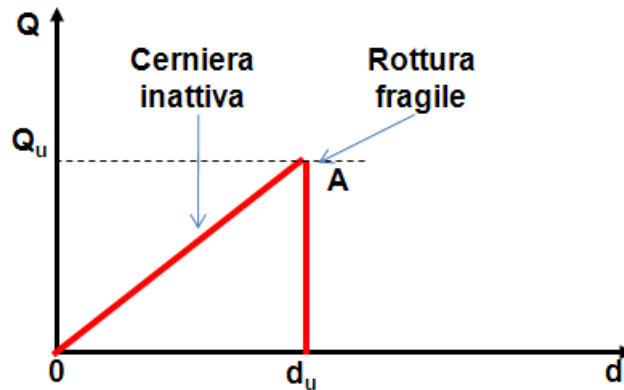
Questo approccio è seguito nel documento "Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects" emesso dalla "General Service Administration" nell'anno 2003 per quanto riguarda le cerniere a flessione su travi.

Per cerniere a pressoflessione sui pilastri, può essere invece utilizzata la relazione:

$$Q_u = 1.10 Q_y \text{ (pilastro)}$$

contenuta nel documento "Antiterrorism/Force Protection Construction Standards, Guidance on Structural Requirements" emesso dal "Department of Defense" nell'anno 2001.

In aggiunta alle due tipologie di cerniere plastiche flessionali su travi e pilastri in cemento armato si introduce una tipologia di cerniera elasto-fragile a taglio sulle travi e sui pilastri avente il comportamento illustrato in fig. 4.29.



**Fig. 4.29.** Generico comportamento di un elemento strutturale con rottura a taglio

La sollecitazione a rottura  $Q_u$ , in cui termina la zona con comportamento lineare elastico della sezione, corrisponde al raggiungimento della resistenza a taglio della sezione.

Affinché sia possibile generare le cerniere sugli elementi strutturali è necessario definire preventivamente la tipologia:

- 1) Cerniera a flessione su trave in cemento armato
  - Ubicazione della cerniera: Estremità 1; Estremità 2; Entrambe;
  - Conformità della staffatura: conforme o non conforme. Conforme se nella zona della cerniera plastica il passo delle staffe non è maggiore di 1/3 dell'altezza utile della sezione;
- 2) Cerniera a pressoflessione su pilastro in cemento armato
  - Ubicazione della cerniera: Estremità 1; Estremità 2; Entrambe;
  - Conformità della staffatura: conforme o non conforme. Conforme se nella zona della cerniera plastica il passo staffe non è maggiore di 1/3 dell'altezza utile della sezione;
- 3) Cerniera a taglio su trave in cemento armato
  - Ubicazione della cerniera: Estremità 1; Estremità 2; Entrambe;
- 4) Cerniera a taglio su pilastro in cemento armato
  - Ubicazione della cerniera: Estremità 1; Estremità 2; Entrambe.

E' inoltre necessario fare riferimento ad una specifica combinazione di carico per il calcolo del taglio ultimo di progetto  $V_u$  (travi e pilastri).

### Cerniera flessionale su travi

Supponendo che siano rispettate le ipotesi di Bernoulli di trave snella, il **momento di snervamento  $M_y$**  della sezione di una trave è definito come il momento per il quale la sezione si trova nelle seguenti condizioni:

- l'armatura tesa più distante dall'asse neutro ha raggiunto il suo limite di snervamento:  $\epsilon_s = \epsilon_{yd}$

- il calcestruzzo al lembo compresso più distante dall'asse neutro è ancora in campo elastico:  $\epsilon_c < 0.002$ .

Assumendo che al raggiungimento di  $M_y$  la sezione sia fessurata e il calcestruzzo compresso sia ancora in campo elastico, è possibile calcolare il momento statico ed il momento d'inerzia della sezione omogeneizzata rispetto al calcestruzzo fissando il coefficiente  $\alpha_e = (E_s / E_c)$  pari a 15.

Imponendo l'equilibrio alla traslazione della sezione si ottiene un'equazione di secondo grado che fornisce la posizione dell'asse neutro,  $x$ :

$$x = \alpha_e [(A_s + A'_s)/b] * \{-1 + \sqrt{1 + 2b*(A_s d + A'_s d') / \alpha_e / (A_s + A'_s)^2}\}$$

Il momento di inerzia della sezione reagente rispetto all'asse neutro è dato da:

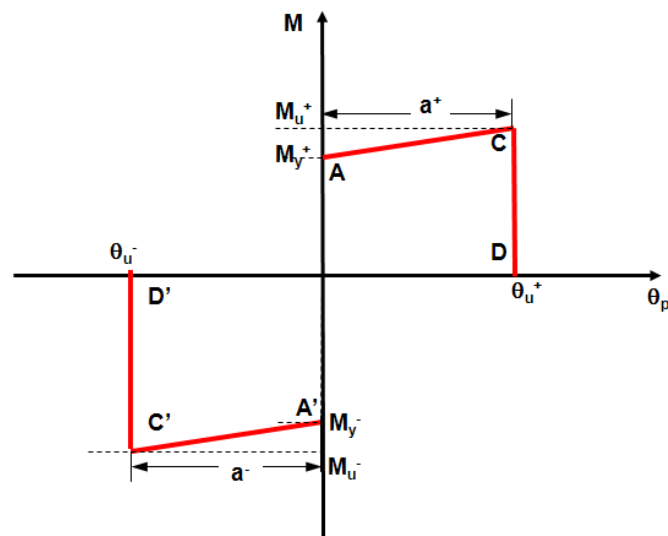
$$J = bx^3/3 + \alpha_e A'_s (x-d')^2 + \alpha_e A_s (d-x)^2$$

Il momento flettente di snervamento  $M_y$  viene calcolato imponendo la condizione di snervamento delle barre in zona tesa:

$$M_y = J f_{yd} / [\alpha_e (d-x)]$$

### - Legame costitutivo della cerniera plastica flessionale dopo l'attivazione

Il valore della rotazione plastica  $\theta_{pl}$  è la differenza fra la rotazione totale della cerniera e la rotazione al limite di snervamento della sezione  $\theta_y$ ,  $\theta_{pl} = \theta - \theta_y$ . Il legame costitutivo di una generica cerniera a flessione attivata è mostrato in fig. 4.30.



**Fig. 4.30.** Legame costitutivo cerniera flessionale per travi (per sezioni non simmetriche si ha:  $M_{y-} \neq M_{y+}$ )

Considerando una sezione con armatura simmetrica, si faccia riferimento al momento positivo.

I punti del diagramma hanno il seguente significato:

Punto A:

Momento  $M = M_y$  (Momento di snervamento);

Rotazione plastica  $\theta_{pl} = 0$  (in corrispondenza della condizione per la quale  $M = M_y$ )

Punto C:

Momento  $M = M_u$  (Momento ultimo,  $M_u = 1.25 M_y$ );

Rotazione plastica  $\theta_{pl} = a$ ;

Punto D:

Momento  $M = 0$ ;

Rotazione plastica  $\theta_{pl} = a$ .

Al punto D si verifica lo svincolo completo del grado di libertà rotazionale.

Si osservi che in alternativa alle relazioni illustrate, è possibile costruire il dominio di resistenza della sezione ed il dominio di snervamento, calcolando esattamente sia  $M_y$  sia  $M_u$ .

In modo simile a quanto descritto nel documento FEMA 356, la scelta dei parametri della curva di definizione della cerniera a flessione viene effettuata classificando la cerniera in base ai seguenti parametri:

**(i)** Rapporto di armatura:  $[(\rho - \rho') / \rho_{bal}]$

dove:  $\rho$  = rapporto geometrico dell'armatura tesa =  $A_s / (b d)$ ;  $\rho'$  = rapporto geometrico dell'armatura compressa =  $A'_s / (b d)$ ;  $\rho_{bal}$  = per una sezione con sola armatura a trazione, è il valore del rapporto di armatura che porta a una rottura bilanciata della sezione. Questa rottura corrisponde al raggiungimento contemporaneo delle seguenti condizioni:

- l'armatura tesa più distante dall'asse neutro raggiunge il suo limite di snervamento:  $\epsilon_s = \epsilon_{yd}$
- il calcestruzzo al lembo compresso più distante dall'asse neutro raggiunge la sua deformazione ultima a rottura:  $\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0.0035$

**(ii)** Conformità o non conformità della staffatura;

**(iii)** Taglio sollecitante di progetto:  $V_u / (b_w d \sqrt{f_{cd}})$ .

Il parametro "a" viene definito dalla tabella riportata in fig. 4.31 (si tratta di una semplificazione della tabella 6.7 delle FEMA 356 [24]).

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Staffe	$\frac{V_u}{b_w d \sqrt{f_{cd}}}$	a
			radianti
$\leq 0$	C	$\leq 3$	0.025
$\leq 0$	C	$\geq 6$	0.020
$\geq 5$	C	$\leq 3$	0.020
$\geq 5$	C	$\geq 6$	0.015
$\leq 0$	NC	$\leq 3$	0.020
$\leq 0$	NC	$\geq 6$	0.010
$\geq 5$	NC	$\leq 3$	0.010
$\geq 5$	NC	$\geq 6$	0.005

**Fig. 4.31.** Definizione del parametro "a" per travi controllate da rottura a flessione

**(i)** Rapporto di armatura  $[(\rho - \rho') / \rho_{bal}]$ :

Il primo parametro utilizzato per la classificazione delle cerniere plastiche è il rapporto di armatura.

Nel caso tale rapporto sia compreso tra 0 e 5, il valore del parametro "a" non è direttamente fornito dalla tabella, ma deve essere calcolato tramite interpolazione.

**(ii)** Conformità (C) o non conformità (NC) della staffatura.

La conformità o meno della staffatura può essere definita dal Progettista. Ai fini della definizione della conformità della staffatura, si stabilisce il seguente criterio, derivato e semplificato dal documento FEMA 356:

Conformità geometrica: Conforme se lungo la lunghezza della cerniera plastica il passo staffe non è maggiore di 1/3 dell'altezza utile della sezione.


Stime della lunghezza della cerniera plastica possono essere ricavate dalle formule fornite dalla Normativa (§C8A.6.1); in genere si assume una lunghezza compresa fra  $d/2$  e  $d$ , essendo  $d$  l'altezza utile della sezione.

### (iii) Taglio sollecitante di progetto

Il taglio sollecitante di progetto ( $V_u$  secondo le FEMA 356) è il taglio corrispondente alla condizione di carico considerata. Il termine  $(b_w d \sqrt{f_{cd}})$  è proporzionale alla resistenza nominale a taglio della sola sezione di calcestruzzo, determinata in base alle indicazioni fornite dalle norme ACI 318 [25]:  $V_c = 2b_w d \sqrt{f_{cd}}$ .

Poiché  $f_{cd}$  si trova sotto radice, si deve porre attenzione alle unità di misura, che sono quelle dell'ACI 318:

$V_u$  espresso in libbre (lb, o: p = pound);  $b_w$  e  $d$  espressi in pollici (in);  $f_{cd}$  espresso in psi (libbre su pollici<sup>2</sup> = pound / square inches).

 **Nota bene** Per la conversione di unità di misura dal sistema inglese al sistema internazionale e al sistema tecnico:

pollici: 1 in = 2.54 cm  $\Rightarrow$  1 mm = 0.03937 in

area: 1 sq in = 6.4516 cm<sup>2</sup>  $\Rightarrow$  1 mm<sup>2</sup> = 0.00155 sq in

forza: 1 p (pound) (lb) = 0.4536 kgf = 4.448222 N  $\Rightarrow$  1 N = 0.22481 p (lb)

tensione: 1 psi (pound / square inches) = 0.070308 kgf/cm<sup>2</sup> = 0.006894758 N/mm<sup>2</sup>  
 $\Rightarrow$  1 N/mm<sup>2</sup> = 145.038 psi. ■

Nel caso il rapporto  $V_u / (b_w d \sqrt{f_{cd}})$  sia compreso tra 3 e 6, il valore del parametro "a" deve essere calcolato per interpolazione.

### Cerniera a taglio su travi in cemento armato

Come detto in precedenza, la cerniera a taglio è di tipo elasto-fragile. Questo significa che la capacità portante di un determinato elemento si annulla quando il taglio sollecitante supera il taglio resistente.

In accordo con le indicazioni contenute nel D.M.14.1.2008 (come già illustrato per le verifiche statiche nel p. 4.10.2), per il calcolo del taglio resistente si può adottare il criterio di uguaglianza della resistenza di calcolo a "taglio trazione" con quella a "taglio compressione", corrispondente a ipotizzare il cedimento simultaneo delle bielle di calcestruzzo e dell'armatura a taglio: si uguagliano i secondi membri delle espressioni  $V_{RSd}$  (4.1.18) e  $V_{RCd}$  (4.1.19):

$0.9 d (A_{Sw}/s) f_{yd} * (\cotg \alpha + \cotg \theta) * \sin \alpha = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} * (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \theta)$   
 da cui, essendo  $\sin \alpha = 1$  (per le staffe) e  $[1/(1 + \cotg^2 \theta)] = \sin^2 \theta$ , si ottiene:

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

relazione da cui si ottiene  $\theta$ ; a questo punto il taglio resistente si può calcolare equivalentemente con l'espressione di  $V_{RSd}$  o di  $V_{RCd}$ ; si ha:

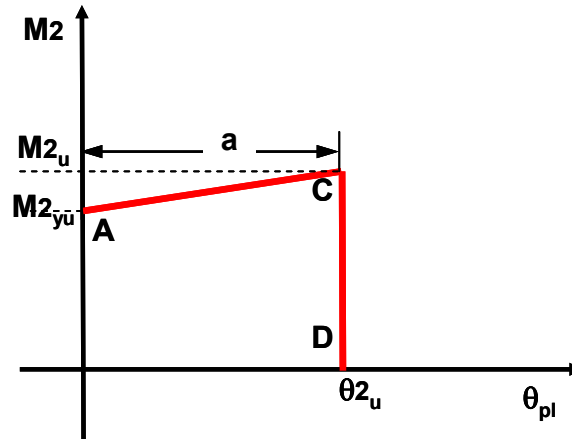
$$V_{Rd} = V_{RSd} = 0.9 d (A_{Sw}/s) f_{yd} * (\cotg \alpha + \cotg \theta) * \sin \alpha$$

### Cerniera a pressoflessione sui pilastri

Per la pressoflessione retta, si definisce il dominio di interazione (P-M) (sforzo normale-momento), con curva che rappresenta il momento ultimo. All'interno del dominio, un'altra curva (calcolabile con la stessa procedura di determinazione del momento ultimo, ma ponendo formalmente  $\epsilon_u = \epsilon_{yd}$ ) rappresenta il **momento di snervamento  $M_y$**  per ogni valore dello sforzo normale sollecitante  $P_s$ .

### - Legame costitutivo della cerniera flessionale attiva

Una volta attivata la cerniera plastica a pressoflessione, si procede al calcolo delle caratteristiche dei legami costitutivi della cerniera plastica come indicato in fig. 4.32 (il momento flettente  $M_2$  è relativo all'unico piano di flessione che si considera nella pressoflessione retta).



**Fig. 4.32.** Legame costitutivo cerniera pressoflessionale per pilastri (per uno dei momenti)

I punti del diagramma hanno il seguente significato:

Punto A:

Momento  $M_2 = M_{2yu}$  (Momento di snervamento);

Rotazione della cerniera plastica  $\theta_{pl} = 0$  (in corrispondenza della condizione per la quale

$M_2 = M_{2yu}$ );

Punto B:

Momento  $M_2 = M_{2u}$  (Momento ultimo,  $M_{2u} = 1.10 M_{2yu}$ );

Rotazione della cerniera plastica  $\theta_{pl} = a$ ;

Punto D:

Momento  $M_2 = 0$ ;

Rotazione della cerniera plastica  $\theta_{pl} = a$ ;

Al punto D si verifica lo svincolo completo del grado di libertà rotazionale.

In modo simile alle FEMA 356, la scelta dei parametri della curva di definizione della cerniera a pressoflessione viene effettuata classificando la cerniera in base ai seguenti parametri:

**(i)** Azione assiale sollecitante: rapporto  $(P / A_g f_{cd})$

**(ii)** Conformità o non conformità della staffatura

**(iii)** Taglio sollecitante di progetto:  $V_u / (b_w d \sqrt{f_{cd}})$ .

Il parametro "a" viene definito dalla tabella riportata in fig. 4.33 (si tratta di una semplificazione della tabella 6.8 delle FEMA 356 [24]).

$\frac{P}{A_g f_{cd}}$	Staffe	$\frac{V_x}{b_w d \sqrt{f_{cd}}}$	a
			radianti
$\leq 0,1$	C	$\leq 3$	0,020
$\leq 0,1$	C	$\geq 6$	0,016
$\geq 0,4$	C	$\leq 3$	0,015
$\geq 0,4$	C	$\geq 6$	0,012
$\leq 0,1$	NC	$\leq 3$	0,006
$\leq 0,1$	NC	$\geq 6$	0,005
$\geq 0,4$	NC	$\leq 3$	0,003
$\geq 0,4$	NC	$\geq 6$	0,002

**Fig. 4.33.** Definizione del parametro "a" per pilastri controllati da rottura a pressoflessione

**(i) Azione assiale sollecitante**

Il primo parametro utilizzato per la classificazione delle cerniere plastiche è il rapporto tra lo sforzo assiale sollecitante P ed il fattore ( $A_g f_{cd}$ ) legato alla resistenza nominale a compressione della sezione di calcestruzzo, dove  $A_g$  è l'area della sezione di calcestruzzo. Nel caso tale rapporto sia compreso tra 0.1 e 0.4, il valore del parametro "a" non è direttamente fornito dalla tabella, ma deve essere calcolato tramite interpolazione. Il carico P corrisponde al carico assiale dell'elemento al momento dell'attivazione della cerniera plastica.

**(ii) Conformità (C) o non conformità (NC) della staffatura (Definita dall'Utente)**

Per la conformità o meno della staffatura valgono le considerazioni svolte per la cerniera plastica della trave.

**(iii) Taglio sollecitante di progetto**

Per il taglio sollecitante di progetto, valgono le considerazioni svolte per la cerniera plastica della trave.

**Cerniera a taglio su pilastri in cemento armato**

Come per le travi, la cerniera a taglio è di tipo elasto-fragile. Questo significa che la capacità portante di un determinato elemento si annulla quando il taglio sollecitante supera il taglio resistente.

Per il calcolo del taglio resistente valgono le considerazioni svolte per la cerniera plastica della trave (in [23], trattando il caso più generale delle strutture spaziali, così come la pressoflessione va considerata deviata anziché retta, anche per il taglio resistente si devono considerare due assi di sollecitazione. Non è questo, ovviamente, il caso del telaio piano).

**★ Importante!** L'attivazione delle cerniere plastiche negli elementi soggetti a compressione (come i pilastri) richiede lo snervamento dell'armatura. Se la sezione del pilastro è fortemente armata e la rottura avviene per compressione del calcestruzzo senza che la deformazione dell'armatura abbia raggiunto lo snervamento ( $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ ,  $\epsilon_s < \epsilon_{yd}$ ), il comportamento della sezione a flessione non può essere considerato duttile. La rottura è fragile e non vi sono capacità di deformazione plastica. In un algoritmo di calcolo che prevede in generale la formazione delle cerniere plastiche flessionali occorre quindi il controllo del tipo di rottura della sezione. La rottura a lato calcestruzzo senza snervamento dell'acciaio è una situazione da evitare il più possibile. ■

### 4.10.3.2. COSTRUZIONE DELLA CURVA DI CAPACITA'

Durante i vari passi incrementali di analisi elasto-plastica si devono effettuare i seguenti controlli in corrispondenza dei punti dove sono posizionate le potenziali cerniere plastiche:

- **controllo di attivazione della cerniera flessionale (per travi).** Controllo del momento sollecitante al fine di verificare la formazione della cerniera plastica a flessione: si verifica se l'azione sollecitante supera il momento di snervamento della sezione;
- **controllo di attivazione della cerniera a pressoflessione (per pilastri).** Controllo dell'azione sollecitante ( $M, P$ ) al fine di verificare se la cerniera a plastica a pressoflessione si sta attivando: si verifica se l'azione sollecitante esce dal dominio di snervamento;
- **controllo dopo l'attivazione della cerniera flessionale (per travi).** Il controllo serve per definire il legame costitutivo della fase plastica incrudente della cerniera secondo le relazioni qui indicate:

$$K_{pl} = 0.25 M_y / a$$

$$M_{Cerniera} = M_y + M_{pl} = M_y + \theta_{pl} K_{pl}$$

In pratica, la cerniera nella fase incrudente può essere rappresentata da una molla di torsione avente costante pari a  $K_{pl}$ , dove  $0.25 M_y$  rappresenta la differenza fra momento ultimo e momento di snervamento nel caso si assuma  $M_u = 1.25 * M_y$ ; più in generale:

$$K_{pl} = (M_u - M_y) / a$$

Con il raggiungimento della rotazione ultima termina l'analisi elasto-plastica del telaio (il telaio di cerchiatura è composto da due pilastri + la trave, e la rotazione ultima in una sezione segna la labilità del sistema).

- **Controllo dopo l'attivazione della cerniera pressoflessione (per pilastri).** Il controllo serve per definire il legame costitutivo della fase plastica incrudente della cerniera secondo relazioni del tutto analoghe al caso della trave (essendo riferite, per il telaio piano, ad un unico piano di flessione).

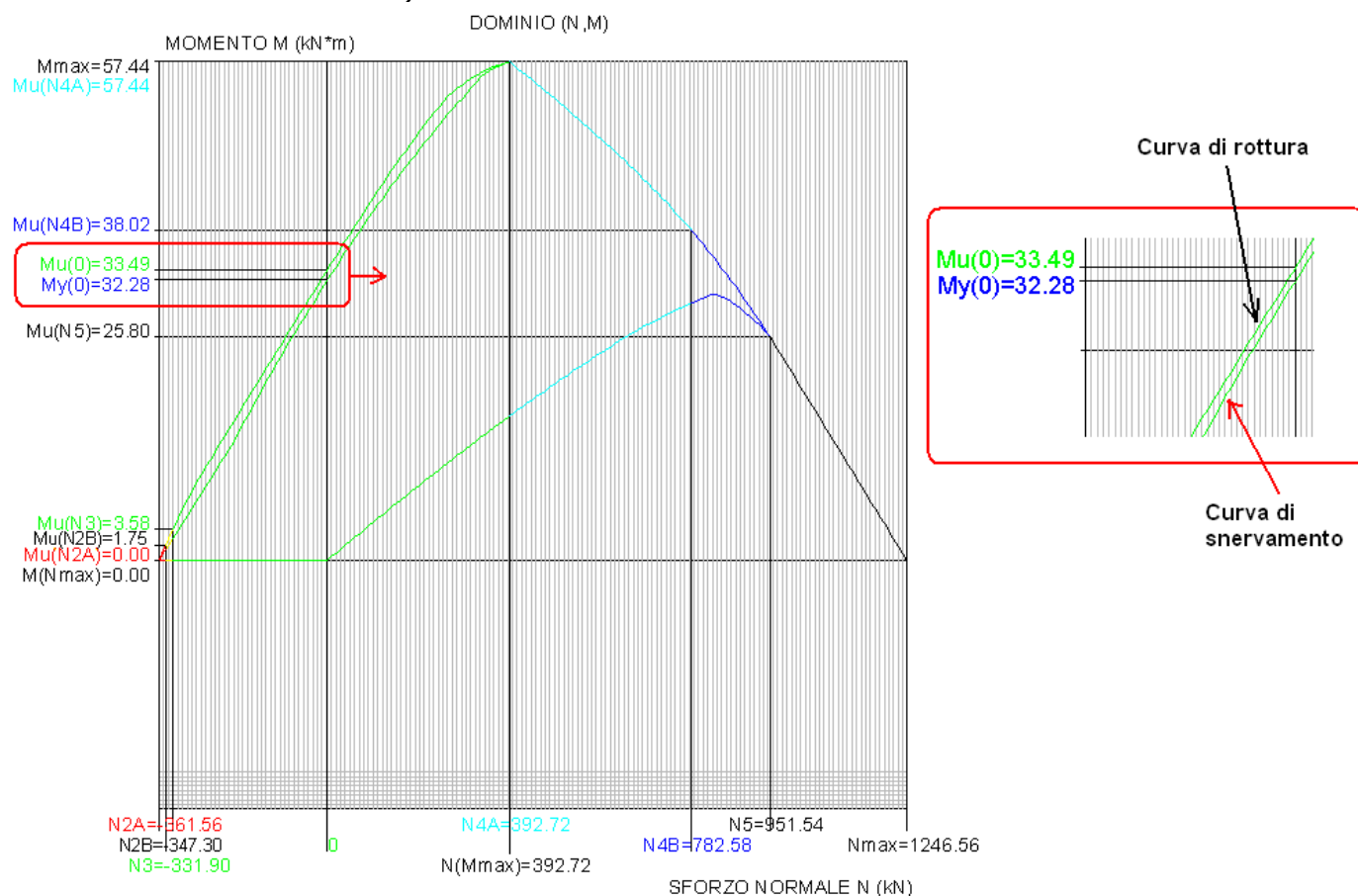
- **Controllo della cerniera a taglio.** Controllo del taglio sollecitante  $V_{Ed}$  agente sulla cerniera per verificare che esso non superi il taglio resistente  $V_{Rd}$ . Nel caso si verifichi la condizione  $V_{Ed} \geq V_{Rd}$ , si ha un collasso di tipo fragile, e si ritiene che il telaio non possa sostenere alcun ulteriore incremento di spostamento. Essendo il telaio piano, il controllo a taglio sul pilastro è del tutto analogo al controllo sulla trave, riferendosi cioè ad un'unica componente tagliante relativa al piano di sollecitazione.

Ai fini dell'analisi elasto-plastica del telaio di cerchiatura, è possibile operare una semplificazione, considerando che il momento ultimo sia uguale al momento di snervamento: in tal modo, nella costruzione della curva di capacità del telaio si otterrà una forza ultima minore e quindi a favore di sicurezza.

Il momento di snervamento  $M_y$  verrà determinato, sia per la trave sia per il pilastro, con riferimento alla legge di comportamento del calcestruzzo parabola-rettangolo, costruendo il dominio di resistenza delle sezioni trasversali.

### 4.10.3.3. ANALISI IN CAMPO ELASTO-PLASTICO

Per la **trave**, il dominio di resistenza della sezione 250x250 mm armata con (3+3)Φ14 è già noto (fig. 4.25); viene qui riportato in fig. 4.34 insieme al dominio di snervamento. Queste curve sono costruite considerando la legge di comportamento del calcestruzzo di tipo parabolico-rettangolare e dell'acciaio di tipo elastico-perfettamente plastico. Con riferimento alla flessione semplice (identificata dalla retta verticale N=0), restano definiti il momento di snervamento:  $M_y=31.41$  kNm ed il momento ultimo:  $M_u = 32.39$  kNm (poco superiore, quindi, al momento di snervamento).



**Fig. 4.34.** Momenti ultimo e di snervamento per la trave (con legge di comportamento del calcestruzzo parabola-rettangolo)

La cerniera plastica flessionale nella trave si attiva quindi in corrispondenza del momento pari a **32.28 kNm**.

Per quanto riguarda i parametri che definiscono la capacità rotazionale "a" della cerniera:

Rapporto di armatura:  $[(\rho-\rho')/\rho_{bal}]$ :

essendo:  $\rho = \rho'$ , il valore di tale rapporto è nullo.

Le staffe sono considerate conformi, in quanto il passo non è maggiore di  $1/3 \cdot 210 = 70$  mm (nella zona di formazione della cerniera plastica le staffe hanno interasse 50 mm).

Per completare la definizione della capacità rotazionale "a" è necessaria la sollecitazione a taglio di progetto: questa sarà nota dall'analisi elastoplastica del telaio all'atto del raggiungimento del momento di snervamento che segna la formazione della cerniera plastica.

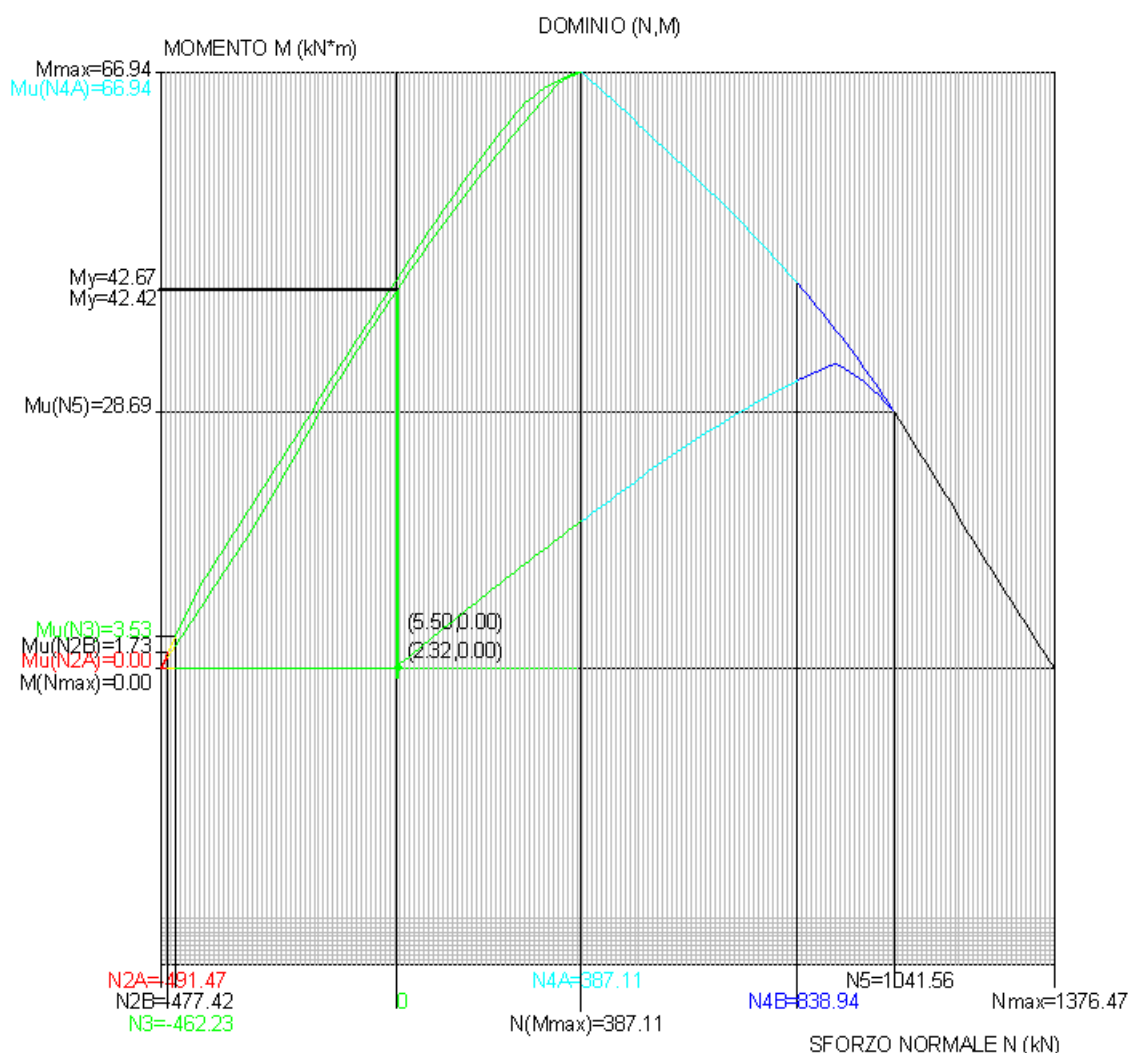
Per il **pilastro**, il dominio di resistenza della sezione 250x250 mm armata con (2+2)Φ20 è già noto (fig. 4.27); viene qui riportato in fig. 4.35 insieme al dominio di snervamento.

Si devono considerare gli sforzi normali corrispondenti alla sezione di base e di sommità, dati dai valori già calcolati per le verifiche statiche, ma divisi per 1.3 (in quanto l'analisi elasto-plastica viene eseguita per lo studio della risposta sismica della struttura, e la combinazione sismica dei carichi verticali non prevede coefficienti amplificativi). Pertanto:  $N = 3.02/1.3 = 2.32$  kN in sommità, e:  $N = 7.15/1.3 = 5.5$  kN alla base.

(è banale osservare che in questo caso si è calcolato N sismico dividendo semplicemente N statico già noto per 1.3, in quanto così è la correlazione fra carichi verticali statici e sismici essendo tutto il carico di tipo permanente strutturale; nel caso in cui il carico presenti contributi vari affetti da diversi coefficienti moltiplicatori, lo sforzo normale da considerare per le condizioni sismiche va ovviamente ricalcolato usando la formulazione completa).

I momenti di snervamento competenti alle due sezioni sono praticamente uguali (data la piccola differenza di sforzo normale fra base e sommità) e risultano rispettivamente:

- sez. di base:  $N = 5.50$  kN,  $M_y = 42.67$  kNm,
- sez. di sommità:  $N = 2.32$  kN,  $M_y = 42.42$  kNm: questo valore viene assunto come riferimento per la capacità di snervamento della sezione del pilastro.



**Fig. 4.35.** Momenti ultimo e di snervamento per il pilastro (con legge di comportamento del calcestruzzo parabola-rettangolo)

La cerniera plastica flessionale nel pilastro si attiva quindi in corrispondenza del momento pari a **42.42 kNm**.

Si osservi che il momento di attivazione della cerniera plastica nel pilastro è superiore (come desiderabile) alla trave.

Per quanto riguarda i parametri che definiscono la capacità rotazionale "a" della cerniera: Azione assiale sollecitante:  $(P / A_g f_{cd}) = 2320 / (250 \cdot 250 \cdot 14.16) = 0.002 < 0.1$ .

Le staffe (cfr. fig. 4.24) ad interasse 120 mm. non possono essere considerate conformi, essendo il passo maggiore di  $1/3 \cdot 210 = 70$  mm. Nelle zone critiche del pilastro si decide quindi il raddoppio delle staffe (che vengono ad assumere un passo pari a 60 mm, come illustrato in fig. 4.36); la conformità è assicurata, e ciò consente una più alta capacità rotazionale della cerniera (ossia, una migliore duttilità).

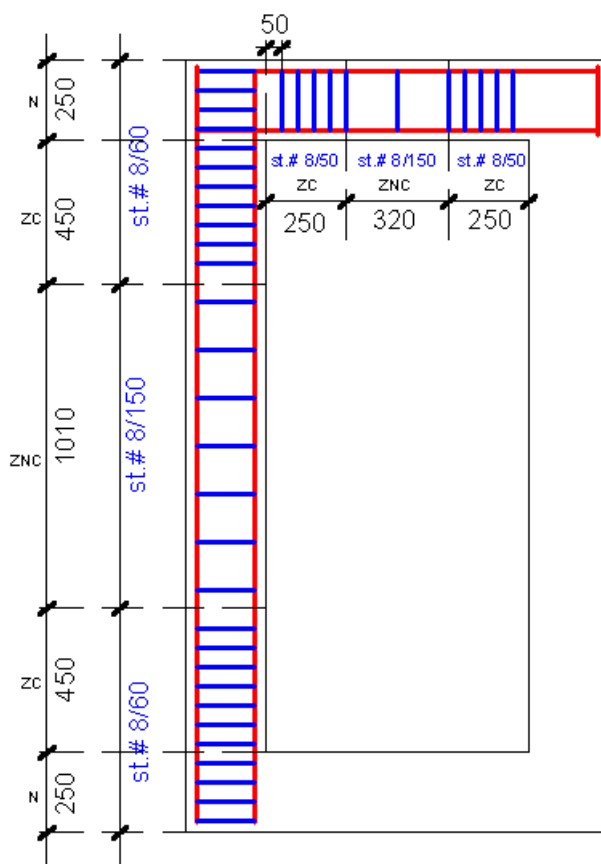
Come per la cerniera plastica della trave, il completamento della definizione della capacità rotazionale "a" avverrà conoscendo il taglio che interessa il pilastro all'atto del raggiungimento del momento di snervamento.

E' comunque subito possibile calcolare il termine  $(b_w d \sqrt{f_{cd}})$  coinvolto nella definizione del parametro "a":

(1 mm = 0.03937 in; 1 N/mm<sup>2</sup> = 145.038 psi; 1 lb = 4.448222 N)

$b_w = 250 \cdot 0.03937 = 9.84$  in;  $d = 210 \cdot 0.03937 = 8.27$  in;  $f_{cd} = 14.16 \cdot 145.038 = 2053.738$  psi

$\Rightarrow b_w d \sqrt{f_{cd}} = 9.84 \cdot 8.27 \cdot 45.32 = 3687.85$  lb = 16404 N = 16.40 kN



**Fig. 4.36.** Modifica alle staffe del pilastro per assicurarne la conformità ai fini della capacità rotazionale della cerniera plastica

Il taglio resistente nella trave, calcolato nel p. 4.10.2, è pari a 166.293 kN.

Per il pilastro, viene ora calcolato, considerando il passo delle staffe a 60 mm.:

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

Si ha:  $A_{sw} =$  area dei due bracci della staffa  $\Phi 8 = 101 \text{ mm}^2$ ,  $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$ ,  $b_w = 250 \text{ mm}$ ,  $s = 60 \text{ mm}$ ,  $f'_{cd} =$  resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima  $= 0.5 f_{cd} = 0.5 \cdot 14.16 = 7.08 \text{ N/mm}^2$ ,

$\alpha_c = 1 + \sigma_{cp}/f_{cd} = 1 + 0.088/14.16 = 1.006$ , essendo:

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 5500/(250 \cdot 250) = 0.088 < 0.25 f_{cd} = 3.54 \text{ N/mm}^2$  (§4.1.2.1.3.2)

Segue:

$\sin^2 \theta = (101 \cdot 391) / (250 \cdot 60 \cdot 1.006 \cdot 7.08) = 0.370$ , da cui:  $\theta = 37^\circ.44$

$\Rightarrow \cotg \theta = 1.306$  e soddisfa i limiti richiesti (valore compreso fra 1 e 2.5).

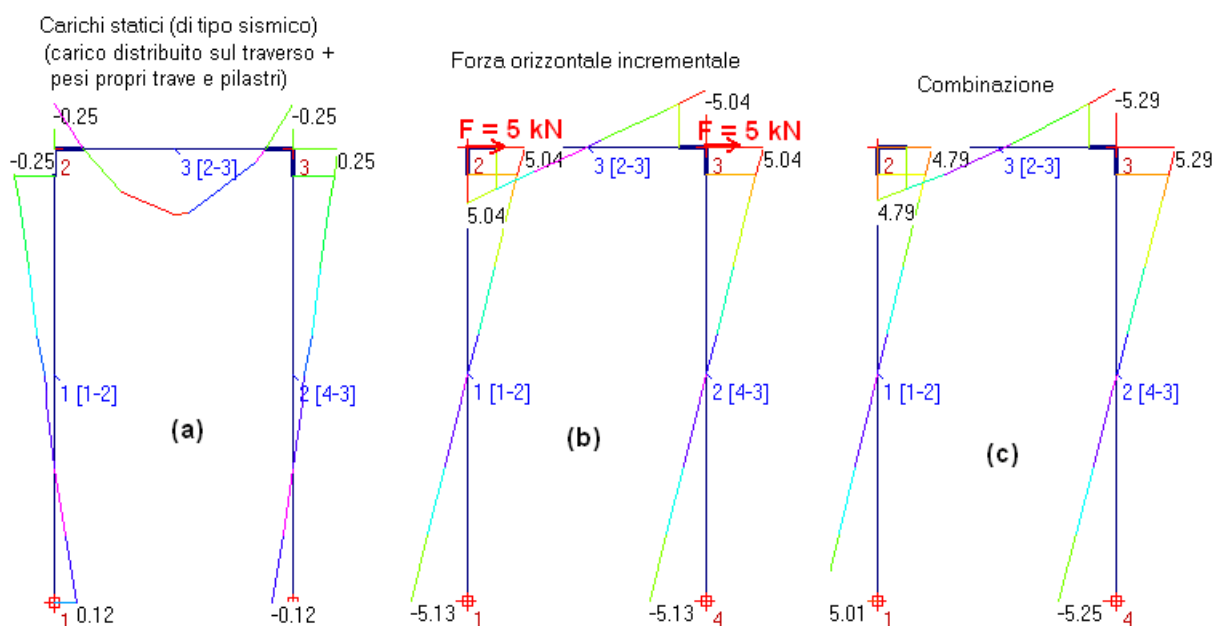
A questo punto il taglio resistente nel pilastro si può calcolare equivalentemente con l'espressione di  $V_{Rsd}$  o di  $V_{Rcd}$ ; si ha:  $V_{Rd} = V_{Rsd} = 0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$

$= 0.9 \cdot 210 \cdot (101/60) \cdot 391 \cdot 1.306 = 162462 \text{ N} = 162.462 \text{ kN}$

Per quanto riguarda il **nodo trave-pilastro**, le armature sono state dimensionate rispettando le limitazioni di cui in §7.4.6.2.3. Durante l'analisi sotto azioni orizzontali, non è necessario eseguire specifiche verifiche sui nodi: la verifica di resistenza del nodo deve essere effettuata per le sole strutture in classe di duttilità alta (§7.4.4.3.1), e la struttura del telaio di cerchiatura viene progettata, come già dichiarato, in classe di duttilità bassa (CD "B").

Si inizia ora l'**analisi elasto-plastica**. Il portale del telaio, supposto incastrato alla base, è soggetto al carico statico (competente alla combinazione sismica) distribuito agente sul traverso, pari a 2.78 kN/m, e al peso proprio di travi e pilastri. Viene applicata una forza orizzontale progressivamente crescente, suddivisa fra i nodi superiori sinistro e destro. In corrispondenza di un certo incremento, si raggiungerà il momento di snervamento in una certa sezione ed ivi si formerà la prima cerniera plastica.

Il momento dovuto ai soli carichi verticale è rappresentato in fig. 4.37(a), mentre in fig. 4.37(b) è disegnato il diagramma dei momenti (espressi in kNm) conseguente ad una forza orizzontale di 10 kN distribuita nei due nodi superiori. La fig. 4.37(c) rappresenta la combinazione delle due condizioni di carico.



**Fig. 4.37.** Fase iniziale (i): effetti del carico costante e della forza incrementale

Il carico distribuito verticale sul traverso è da considerarsi costante durante l'analisi incrementale (corrisponde al carico verticale presente in fase sismica); la forza orizzontale subisce invece incrementi progressivi. Si determina ora se la prima cerniera plastica si forma nel pilastro o nella trave.

Per quanto riguarda i pilastri, la prima cerniera plastica si forma alla base nella sezione 4, per il seguente valore del moltiplicatore del carico orizzontale di 10 kN:

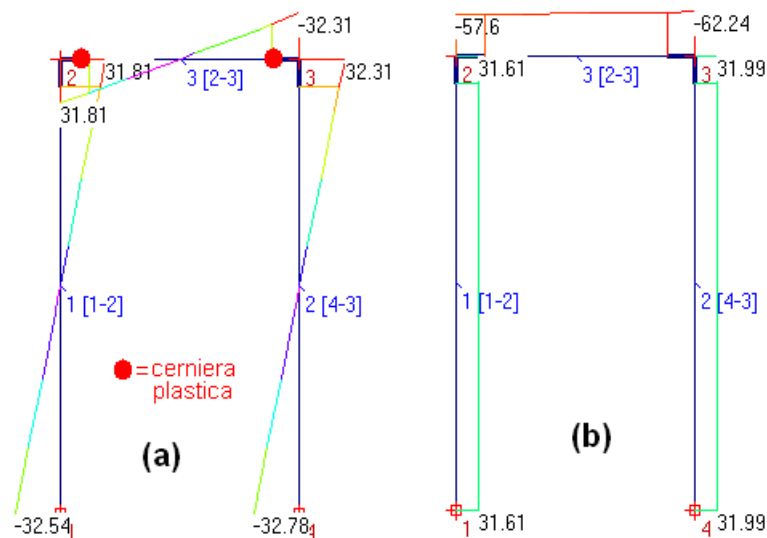
$$0.12 + \lambda * 5.13 = 42.42, \text{ da cui: } \lambda = 8.25.$$

Per quanto riguarda la trave, la prima cerniera plastica si forma nella sezione 3 (nodo superiore):

$$0.25 + \lambda * 5.04 = 32.28, \text{ da cui: } \lambda = 6.36, \text{ inferiore al valore determinato per il pilastro.}$$

Pertanto, la cerniera plastica si forma per  $\lambda = 6.36$  nella trave, in corrispondenza del nodo 3. A tale moltiplicatore corrisponde:  $F = 63.6$  kN, ossia 31.8 kN in ognuno dei due nodi superiori. Il diagramma dei momenti complessivo è rappresentato in fig. 4.11(a) (a meno di errori di arrotondamento; applicando 31.8 kN nei due nodi superiori si ottiene infatti  $M=32.31$  kNm nelle sezioni 2 e 3, anziché esattamente 32.28).

Analogamente al caso del telaio in acciaio, anche per il telaio in cemento armato si può constatare l'esigua differenza di momenti fra le sezioni terminali della trave, esiguità dovuta allo scarso effetto del momento per carico verticale rispetto al momento per forza orizzontale (0.25 kNm rispetto a 5.04 kNm, appena il 5%): pertanto, si suppone che la cerniera plastica si formi contemporaneamente in entrambe le sezioni terminali della trave.



**Fig. 4.38.** Configurazione statica in corrispondenza della formazione (contemporanea) delle prime due cerniere plastiche: diagramma (a) del momento e (b) del taglio

In fig. 4.38 vengono riportati il diagramma del momento e del taglio.

Per quanto riguarda la sollecitazione di taglio, si può constatare che la sollecitazione è molto lontana dalla soglia di resistenza (166 kN nella trave e 162 kN nel pilastro).

Il valore del taglio nella trave ci consente il completamento del calcolo della capacità rotazionale della cerniera plastica:  $V = 62.24$  kN, da cui:

$$V / (b_w d \sqrt{f_{cd}}) = 62.24 / 16.40 = 3.8$$

Dalla tabella riportata in fig. 4.31, e ripetuta in fig. 4.39, deriva per interpolazione il valore del parametro "a":

$$a = 23.67 \text{ mrad.}$$

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{ia}}$	Staffe	$\frac{V_x}{b_w d \sqrt{f_{cd}}}$	a
			radianti
$\leq 0$	C	$\leq 3$	0.025
$\leq 0$	C	$\geq 6$	0.020
$\geq 5$	C	$\leq 3$	0.020
$\geq 5$	C	$\geq 6$	0.015
$\leq 0$	NC	$\leq 3$	0.020
$\leq 0$	NC	$\geq 6$	0.010
$\geq 5$	NC	$\leq 3$	0.010
$\geq 5$	NC	$\geq 6$	0.005

$$\frac{V_x}{b_w d \sqrt{f_{cd}}} = 3.8$$

↓

→ **a = 0.02367**  
**a = 23.67 mrad**

**Fig. 4.39.** Capacità rotazionale per la cerniera plastica della trave

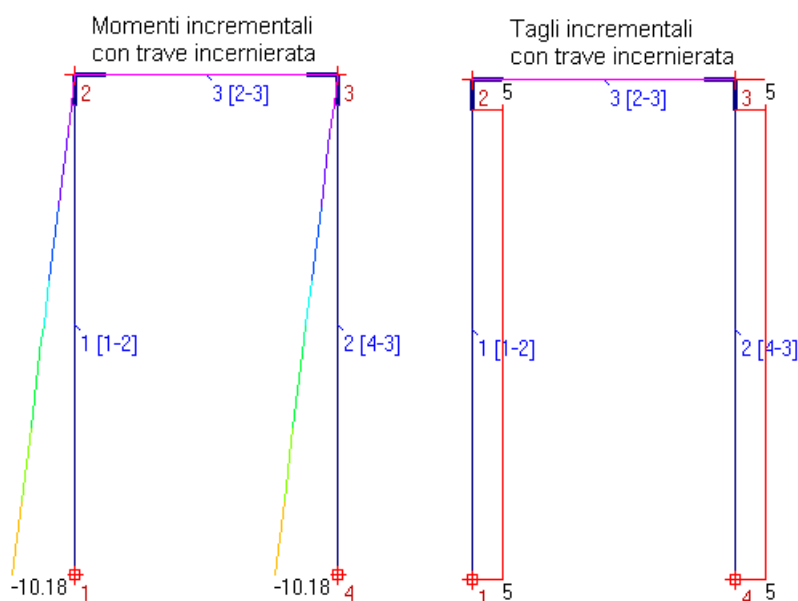
Si osservi inoltre che al momento della formazione della cerniera plastica nella trave, la rotazione del nodo 2 è pari a 0.01016 mrad: questo valore sarà utilizzato nel seguito per determinare la rotazione plastica della cerniera.

Nei confronti di successivi incrementi di carico orizzontale, la struttura si comporta ancora ovunque elasticamente, ma con la differenza che, rispetto a quella iniziale, occorre pensare la trave incernierata.

Il taglio nella trave, essendo questa incernierata, non aumenterà più: pertanto, la crisi per taglio nella trave è certamente scongiurata.

Al carico orizzontale  $F=10$  kN compete il diagramma dei momenti flettenti riportato in fig. 4.40. A tale configurazione compete inoltre la rotazione 1.022 mrad nel nodo 2 sede della cerniera plastica.

Esaminando i momenti di fig. 4.40, si può osservare che la seconda cerniera si formerà ai nodi di base dei pilastri, anche in questo caso simmetricamente ad entrambi i nodi (1 e 4), data la trascurabile differenza di momenti che i montanti alla base manifestano nella fase precedente (fig. 4.38) ( $32.54 \cong 32.78$ ).



**Fig. 4.40.** Fase (ii): momenti e tagli in presenza di cerniere ai nodi 2 e 3

Per calcolare l'incremento di moltiplicatore che segna la formazione delle cerniere nella sezione dei nodi di base, occorre considerare che il momento limite è dato dal momento di snervamento della sezione meno il momento già esistente nella fase di calcolo precedente. Con riferimento alla sezione 4:

$$\Delta\lambda_{ii} * 10.18 = (42.42 - 32.78), \text{ da cui: } \Delta\lambda_{ii} = 0.947$$

Il moltiplicatore di collasso complessivo risulta:  $\lambda_{ii} = 6.36 + 0.947 = 7.307$ .

Alla base del pilastro il taglio è pari a:  $31.99 + 0.947 * 5 = 36.72 \text{ kN} \ll V_{Rd} = 162 \text{ kN}$  (anche per il pilastro è scongiurata la crisi per taglio).

La rotazione complessiva della cerniera plastica della trave (nodo 2, o equivalentemente: nodo 3) risulta pari a:  $1.022 \text{ mrad}$ , e la rotazione plastica è dunque:  $1.022 - 0.01016 = 1.012 \text{ mrad}$ , valore ancora molto lontano dalla rotazione ultima, pari a  $23.67 \text{ mrad}$ . La rotazione plastica residua consentita per la cerniera della trave è pari a:  $23.67 - 1.012 = 22.658 \text{ mrad}$ .

Il taglio alla base del pilastro all'atto di formazione della cerniera plastica consente il completamente del calcolo della capacità rotazionale di tale cerniera:

$$V / (b_w d \sqrt{f_{cd}}) = 36.72 / 16.40 = 2.24$$

e dalla tabella riportata in fig. 4.33 risulta:  $a = 20 \text{ mrad}$ .

Si ripete ora quanto già visto per il telaio in acciaio: nei confronti di successivi incrementi di carico orizzontale, la struttura continuerebbe a comportarsi ancora ovunque elasticamente, ma con la differenza che, rispetto a quella iniziale, occorre pensare la trave incernierata e cerniere alla base dei pilastri. Questa struttura ha però già raggiunto la labilità: con la formazione della seconda coppia di cerniere plastiche, la struttura si trasforma in un meccanismo (già illustrato in fig. 4.14). Ovunque il diagramma dei momenti rispetta le condizioni di equilibrio; in nessuna sezione il momento flettente supera il corrispondente valore limite (quindi la soluzione è staticamente ammissibile). In definitiva, si può osservare che la soluzione è contemporaneamente staticamente e cinematicamente ammissibile. Il moltiplicatore di collasso è quindi:  $\lambda = 7.307$ .

Ricordando che la deformazione che interessa ai fini della costruzione della curva di capacità è lo spostamento orizzontale del nodo superiore (nodo 2), per il meccanismo di collasso del telaio è possibile correlare tale spostamento alla rotazione dei nodi sedi di cerniere plastiche. Considerando la cerniera di base del pilastro, lo spostamento plastico è dato da:

$$\delta_{pl} = \varphi H, \text{ dove } H \text{ è l'altezza totale del pilastro, pari a } 2035 \text{ mm.}$$

Una rotazione pari a  $20 \text{ mrad}$  consente lo spostamento plastico:  $\delta_{pl} = 0.020 * 2035 = 40.7 \text{ mm}$

Se consideriamo il pilastro nel moto rigido che caratterizza la fase di labilità (cioè il movimento del meccanismo), la rotazione di  $20 \text{ mrad}$  interessa anche la cerniera superiore, quella formatasi per prima, al nodo 2, dalla parte della trave. Questa rotazione è ammissibile in quanto inferiore alla rotazione plastica residua consentita, già stimata pari a  $22.658 \text{ mrad}$ .


Per la costruzione della curva di capacità del telaio, restano da rilevare gli spostamenti del nodo 2 (traslazione orizzontale) corrispondenti ai passi dell'analisi compiuti:

$$\lambda_i = 6.36: \delta = 2.387 \text{ mm} \Rightarrow (\delta_1, \lambda_1) = (2.387, 6.36)$$

$$\Delta\lambda_{ii} = 0.947: \Delta\delta = 0.947 * 1.406 = 1.331 \text{ mm} \Rightarrow (\delta_2, \lambda_2) = (3.718, 7.307)$$

Il punto finale che caratterizza il comportamento elastoplastico del telaio è determinato dal raggiungimento della rotazione ultima da parte della cerniera plastica alla base del pilastro:

$$\delta_u = 3.718 + 40.7 = 44.42 \text{ mm} \Rightarrow (\delta_3, \lambda_3) = (44.42, 7.307)$$

 **Nota bene** Nella metodologia proposta in questo libro per l'analisi elastoplastica dei telai di cerchiatura, si evidenzia una differenza operativa fra telai in acciaio e telai in cemento armato, riguardante la determinazione del punto finale della curva di capacità del telaio. Per il cemento armato, le formulazioni del comportamento delle cerniere plastiche unite alla semplicità di correlazione fra rotazione dei nodi sedi delle possibili cerniere e spostamento orizzontale del traverso superiore, consentono il riferimento diretto alla capacità rotazionale delle cerniere plastiche.

Per l'acciaio si è ritenuto opportuno fare riferimento alla determinazione della duttilità (intesa come spostamento orizzontale consentito a meccanismo attivato) tramite il fattore di struttura; è stato anche osservato, in una nota, come tale procedura sia cautelativa nei confronti delle massime dilatazioni raggiunte.

Se anche per il telaio in cemento si fosse utilizzato l'approccio mediato dal fattore di struttura, i risultati ottenuti sarebbero stati i seguenti.

Per le strutture a telaio di un piano, in classe di duttilità bassa (CD "B") (§7.4.3.2):  $q = q_0 = 3 \alpha_u / \alpha_1 = 3 * 1.1 = 3.3$ , da cui:  $q = q_0 * K_R = 3.3$  ( $K_R = 1$ ), e quindi:

$$\mu = (q^2 + 1) / 2 = 5.95$$

Per il telaio oggetto di studio si ha:

$$\delta_y = 2.387 \text{ mm, e quindi:}$$

$$\delta_u = \mu \delta_y = 5.95 * 2.387 = 14.21 \text{ mm, spostamento ultimo del sistema.}$$

Lo spostamento ultimo determinato con questo metodo è decisamente cautelativo anche per il cemento armato, forse anche penalizzante. Questo metodo, grazie al corretto utilizzo delle formulazioni teorico-applicative sulle cerniere plastiche, può comunque essere superato prendendo in considerazione l'effettiva capacità rotazionale delle cerniere, così come si è fatto con l'esempio applicativo.

Per i telai in acciaio, la cautela competente al metodo del fattore di struttura appare preferibile rispetto a valutazioni più approfondite sulle cerniere plastiche in quanto, al di là dei calcoli, l'effettivo grado di collaborazione fra telaio di cerchiatura e parete muraria è sicuramente minore rispetto al cemento armato: quest'ultimo è materiale più omogeneo alla muratura e quindi in grado di garantire un miglior risultato prestazionale. ■

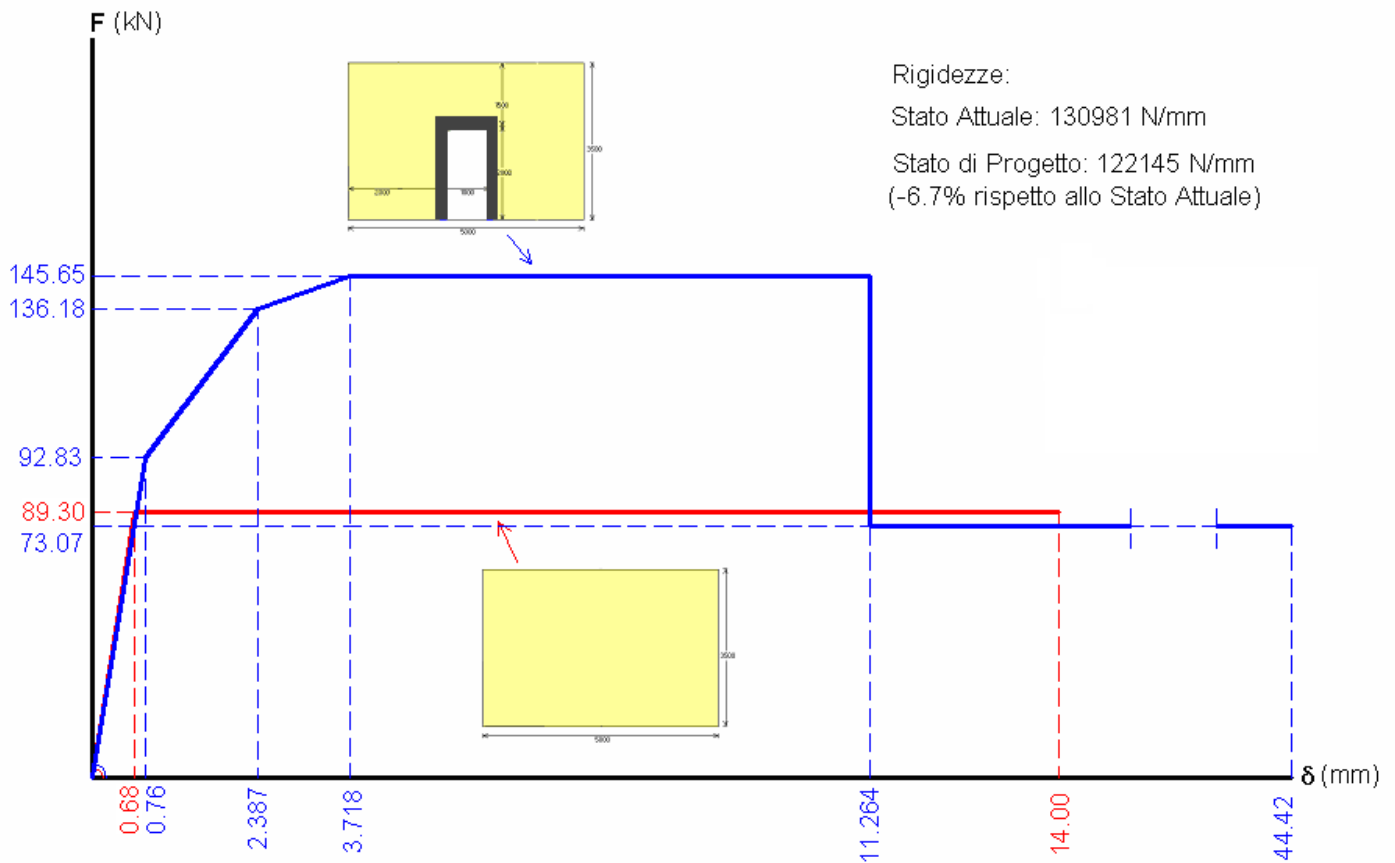
I tre punti rappresentativi del diagramma di comportamento (curva di capacità) del telaio in cemento armato, valutati considerando la forza orizzontale determinata dal moltiplicatore, sono quindi i seguenti ( $F = \lambda * 10 \text{ kN}$ ):

$$(\delta_1, \lambda_1) = (2.387, 6.36) \Rightarrow (\delta_1, F_1) = (2.387, 63.6)$$

$$(\delta_2, \lambda_2) = (3.718, 7.307) \Rightarrow (\delta_2, F_2) = (3.718, 73.07)$$

$$(\delta_3, \lambda_3) = (44.42, 7.307) \Rightarrow (\delta_3, F_3) = (44.42, 73.07)$$

Si riprendono ora i dati dal p. 4.6.5, mantenendo per semplicità invariate le dimensioni dei maschi allo Stato di Progetto (l'ingombro del telaio in cemento armato riduce un poco la base dei maschi: considerando gli interassi delle strutture, la dimensione del montante è passata da 180 mm. dell'acciaio a 250 mm. del cemento armato; utilizzando un apposito software di calcolo, come AC.M © AEDES, è possibile eseguire calcoli ancora più precisi considerando gli effettivi ingombri delle strutture).



**Fig. 4.41.** Curva di capacità: confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto (telaio in cemento armato)

La curva di capacità complessiva della parete (sistema maschi+telaio) è caratterizzata dai seguenti punti:

Telaio:

$$(\delta_1, F_1) = (2.387, 63.6)$$

$$(\delta_2, F_2) = (3.718, 73.07)$$

$$(\delta_3, F_3) = (44.42, 73.07)$$

Maschi murari:

$$(\delta_1, F_1) = (0.76, 72.58)$$

$$(\delta_2, F_2) = (11.264, 72.58)$$

Composizione del telaio e dei due maschi murari:

$$(\delta_1, F_1) = (0.76, 72.58 + 63.6 \cdot 0.76 / 2.387) = (0.76, 92.83)$$

$$(\delta_2, F_2) = (2.387, 72.58 + 73.07) = (2.387, 145.65)$$

$$(\delta_3, F_3) = (3.718, 72.58 + 73.07) = (3.718, 145.65)$$

$(\delta_4, F_4) = (11.264, 72.58 + 73.07) = (11.264, 145.65)$  (i maschi murari raggiungono il collasso: il diagramma presenta uno scalino)

$$(\delta_5, F_5) = (11.264, 73.07)$$

$(\delta_6, F_6) = (44.42, 73.07)$  (qui termina la curva di capacità: anche il telaio collassa)

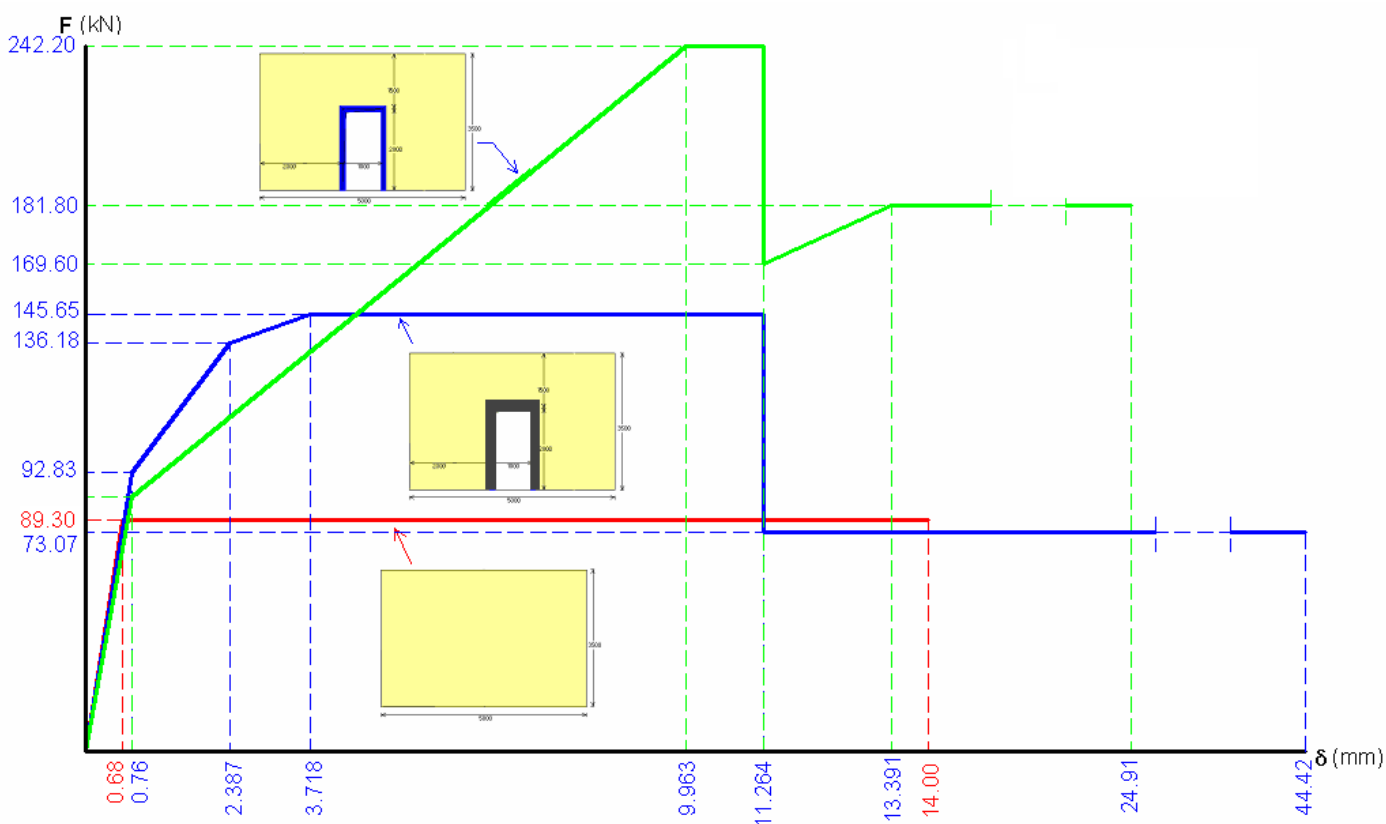
La fig. 4.41 rappresenta le curve di capacità allo Stato Attuale (in rosso) e allo Stato di Progetto (in blu); si tratta di un diagramma analogo a quello riportato in fig. 4.17: tramite i due elaborati è possibile confrontare l'effetto dell'intelaiatura in cemento armato rispetto a quella di acciaio; il confronto è rappresentato in fig. 4.42.

Con il telaio in cemento armato, lo Stato di Progetto è caratterizzato dalla seguente rigidezza:  $92.83 / 0.76 = 122.145 \text{ kN/mm} = 122145 \text{ N/mm}$

Come noto, la rigidezza allo Stato Attuale vale:  $130981 \text{ N/mm}$ , e quindi la variazione dello Stato di Progetto rispetto all'Attuale è pari a:  $-6.7\%$ .

Come per il telaio in acciaio, si ha una variazione di rigidezza non superiore al  $15\%$ ; inoltre, lo Stato di Progetto è caratterizzato da un incremento sia della forza ultima sia della capacità di spostamento: la verifica sismica è quindi soddisfatta (§C8.4.3), qualificando l'intervento come 'Riparazione locale'.

Il confronto fra telaio in acciaio e telaio in cemento armato (fig. 4.42) mostra, per il cemento armato, una maggior affinità con la muratura (scarto di rigidezza minore, forza ultima in miglioramento ma più vicina a quella dello Stato Attuale). Ovviamente, modificando le sezioni dei montanti e del traverso del telaio si possono ottenere risultati diversi.

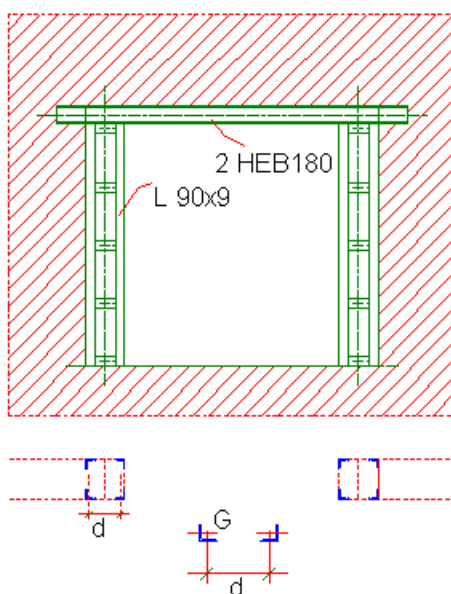


**Fig. 4.42.** Confronto fra Stato di Progetto con telaio in acciaio e in cemento armato e Stato Attuale

## 4.11. ALTRE MODALITA' DI INTERVENTO

### 4.11.1. PILASTRI CALASTRELLATI CON ANGOLARI

Un frequente intervento di consolidamento di isolati pilastri in muratura a sezione rettangolare si effettua posizionando agli spigoli quattro angolari di acciaio tra loro uniti da calastrellature (fazzoletti di lamiera saldata agli angolari, ad opportuno interasse). Un successivo intonaco cementizio riveste poi il pilastro. Anche per il piedritto di una cerchiatura è possibile effettuare questo tipo di consolidamento, operando come rappresentato in fig. 4.43.



**Fig. 4.43.** Esempio di pilastri calastrellati con angolari in una cerchiatura

Ponendo:

$A', J'$  area e momento d'inerzia del singolo angolare;

$d$  = distanza fra i baricentri degli angolari lungo la direzione di sollecitazione;

$s$  = lato in direzione ortogonale (spessore della parete o del pilastro),

risulta un momento d'inerzia complessivamente corrispondente ai profili angolari pari a:

$$J = 2 * [ 2J' + 2A' * (d/2)^2 ] = 4J' + A' d^2$$

Questa inerzia può essere considerata rappresentativa del pilastro; si deve peraltro considerare che in questo tipo di montanti i fenomeni di instabilità dei profilati a L sono evitati grazie al 'confinamento' esercitato dal nucleo murario, e quindi non è necessario valutare il comportamento strutturale del montante tenendo conto della snellezza (come invece occorre fare nel caso di pilastri in solo acciaio, cfr. §C4.2.4.1.3).

Per quanto riguarda il numero di calastrelli, seguendo le indicazioni della Circolare al D.M.14.1.2008, è opportuno che individuino almeno tre campi uguali (come in fig. 4.43).

Nella valutazione della rigidità, si potrebbe anche tener conto del 'pilastro' murario individuato tra gli angolari, considerando la sua rigidità aggiuntiva rispetto a quella dei profilati: tuttavia in genere viene essa trascurata, in quanto negli interventi correnti la rigidità del pilastro murario risulta notevolmente inferiore rispetto a quella degli angolari metallici. Per la costruzione del diagramma Forza-Spostamento, il pilastro può quindi essere trattato come un piedritto in acciaio.

Il momento resistente di progetto della sezione trasversale del montante costituito dai 4

angolari, si pone, a favore di sicurezza, pari al prodotto della tensione resistente di progetto ( $f_y / \gamma_{M0}$ ) per il modulo di resistenza elastico. Si ha:

$$W_{el} = J / (d/2) \Rightarrow M_{Rd} = W_{el} * (f_y / \gamma_{M0}) = J / (d/2) * (f_y / \gamma_{M0})$$

Il montante dovrà essere dimensionato in modo tale che il momento resistente sia maggiore del momento plastico del traverso: sotto azioni orizzontali sul telaio, la cerniera plastica si formerà così all'estremità del traverso. Questo consente il dimensionamento del giunto saldato in sommità al montante utilizzando il momento resistente del montante senza amplificazioni (cfr. anche p. 4.7).

Per quanto riguarda il giunto di base, analogamente a quanto già esposto nel p. 4.9, il momento resistente sarà determinato dal metodo di ancoraggio alla base, e potrà essere inferiore al momento resistente del montante stesso.

Con riferimento alla parete di esempio, si dimensionano gli angolari in modo tale da attribuir loro un momento resistente maggiore del traverso. La dimensione  $d$  della colonna calastrellata sia pari allo spessore della parete stessa (250 mm), in modo da definire una sezione di colonna all'incirca 'quadrata' (in realtà, scelto l'angolare, la dimensione finale della colonna dipende anche dalla posizione del baricentro della sezione a L).

Come noto dai paragrafi precedenti (cfr. p. 4.5), il traverso del telaio di cerchiatura è costituito da una doppia trave IPE180, con il momento plastico pari a 74.48 kNm (momento complessivo dei due profili IPE180).

Si può quindi ricavare il limite inferiore del momento d'inerzia della colonna calastrellata:

$$J / (d/2) * (f_y / \gamma_{M0}) = 74.48 \text{ kNm, da cui:}$$

$$J = 74.48 * 10^6 * (250/2) / (235/1.05) = 4159.78 * 10^4 \text{ mm}^4$$

Ponendo quindi:  $4J' + A' d^2 = J$ , si ricava per tentativi il profilo angolare. Operando in cm.:

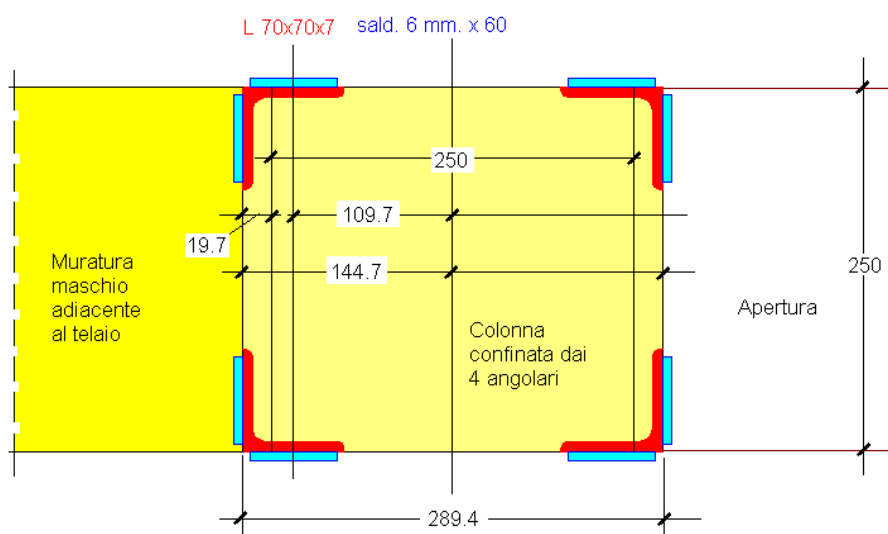
$$4 * J' + A' * 25^2 = 4159.78$$

Utilizzando l'angolare a lati uguali 70x7:  $A=9.40 \text{ cm}^2$ ,  $J=42.3 \text{ cm}^4$ , si ha:

$$4 * J' + A' * 25^2 = 6044.2 > 4159.78$$

L70x7 è il primo angolare che soddisfa la verifica (L60x6 non è sufficiente).

La dimensione finale della colonna, intesa come distanza fra bordo di inizio dell'angolare e inizio dell'apertura, risulta pari a:  $250 + 19.7 * 2 = 289.4 \text{ mm}$ .



**Fig. 4.44.** Saldatura al nodo di sommità del montante

Il momento resistente del montante è pari a:

$$M_{Rd} = (4J' + A' d^2) / (d/2) * (f_y / \gamma_{M0}) = (4*42.3*10^4 + 9.40*10^2*250^2) / 125 * (235/1.05) = 108.22*10^6 \text{ Nmm} = 108.22 \text{ kNm}$$

ovviamente maggiore del momento resistente del traverso (74.48 kNm).

Facendo riferimento al momento resistente del montante, si verifica la saldatura al nodo di sommità, utilizzando un'altezza di gola pari a 7 mm.

Si prevedono per ogni angolare due cordoli d'angolo di lunghezza 60 mm, dei quali si calcola il momento resistente concentrando, per semplicità, le aree nei loro baricentri. Dalle dimensioni illustrate in fig. 4.44, risulta:

$$J = 4*[(6*60 * 144.7^2) + (6*60 * 109.7^2) + (6*60^3/12)] = 47479939 \text{ mm}^4$$

$$W = 47479939 / 144.7 = 328127 \text{ mm}^3$$

$$\text{Si ha: } \sigma_{\perp} = M / W = 108.22*10^6 / 328127 = 330 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{La verifica è soddisfatta, poiché risulta: } \sigma_{\perp} = 330 \leq f_{tk} / (\beta * \gamma_{M2}) = 360 \text{ N/mm}^2$$

#### **4.11.2. TELAI MISTI IN CEMENTO ARMATO E ACCIAIO**

Una tipologia frequente di telai di cerchiatura consiste nel realizzare il traverso in acciaio ed i montanti in cemento armato. Dal punto di vista del comportamento strutturale, si deve tener presente che per i pilastri in cemento armato può essere impossibile assicurare alla base un momento resistente pari a quello del pilastro, a causa della difficoltà di realizzazione di un plinto di fondazione (possibile ovviamente solo per interventi a piano terra) o del traverso inferiore (che richiede, nel caso di una porta, un alloggiamento nella muratura e/o nelle strutture dell'orizzontamento sottostante).

Ciò comporta, nello schema statico considerato per il calcolo, un incastro con momento resistente minore del pilastro (purché, come già osservato in precedenza, maggiore della sollecitazione flessionale statica); talvolta si adotta direttamente la cerniera alla base: essa però non può essere contemporanea ad un vincolo a cerniera in sommità del pilastro, in quanto la struttura del telaio sarebbe labile. Alla presenza della cerniera alla base deve corrispondere un vincolo di incastro interno fra sommità del pilastro e trave in acciaio. Ma anche tale vincolo potrebbe essere non semplice da realizzare, a causa della difficoltà di trasmettere il momento resistente del traverso alla sommità del pilastro mediante, ad esempio, una piastra (alla quale viene saldato il tratto terminale del traverso) con tirafondi annegati nel getto del pilastro.

Per quanto detto, un telaio misto deve assicurare un buon grado di incastro alla base e in sommità al pilastro: al vincolo sarà associabile un momento resistente, che potrà essere inferiore a quello delle sezioni del pilastro e/o del traverso. Tale momento sarà assunto come riferimento per la formazione della cerniera plastica al nodo; se il momento resistente del nodo è basso, sarà possibile che il telaio misto non riesca a svolgere la funzione di miglioramento richiesta in termini di resistenza, non potendo mobilitare tutta la capacità del pilastro e della trave.

Pertanto, il telaio misto richiede accorgimenti particolari nei confronti del nodo pilastro-trave: il fine ottimale è quello di conferire alla resistenza del nodo la stessa capacità dell'elemento più debole fra pilastro e trave, capacità che deve altresì caratterizzare il giunto saldato del traverso sulla piastra. Sarebbe opportuno che il momento resistente del traverso fosse minore del momento resistente del pilastro in cemento armato, in modo che la formazione della

cerniera plastica potesse avvenire dalla parte del traverso: questa condizione può però essere problematica da garantire.

Ad esempio, nel caso di studio considerato, con traverso costituito da una doppia trave IPE180 (come nel caso del telaio in acciaio, cfr. p. 4.5), il momento plastico vale:  $M_{P, \text{trave}} = 74.48 \text{ kNm}$ .

Per il pilastro, il momento di formazione della cerniera plastica (cfr. p. 4.10.3) coincide con il momento di snervamento, e risulta:  $M_{P, \text{colonna}} = 42.42 \text{ kNm}$ .

Occorrerebbe intervenire significativamente sull'armatura del pilastro e/o sulla dimensione della sua sezione trasversale, ma ciò può non rispettare il fine complessivo dell'intervento, cioè quello di garantire il miglioramento in termini di resistenza e duttilità della parete nel suo complesso, senza alterare la rigidezza in modo significativo. Quest'ultimo requisito dà infatti un limite all'aumento della dimensione della sezione trasversale.

Poiché secondo la Norma (§7.4.4.2) è lecito non applicare il criterio di gerarchia delle resistenze alla sezione di sommità del pilastro del telaio di cerchiatura (è in sé un telaio 'monopiano' e quindi il pilastro è un pilastro dell'"ultimo piano"), si conviene di derogare da tale criterio; si consente, quindi, che si abbia:

$$M_{P, \text{colonna}} < M_{P, \text{trave}}$$

Ovviamente, nell'analisi elastoplastica del telaio la cerniera al nodo pilastro-traverso si formerà a lato pilastro al raggiungimento del momento di snervamento del pilastro.

Il dimensionamento della piastra di nodo potrebbe costituire causa di revisione del momento limite di formazione della cerniera fra pilastro e trave. Si cercherà, come già osservato, di conferire al nodo la stessa capacità del momento di snervamento del pilastro; se questo non fosse possibile, si diminuirà la capacità del nodo pilastro-trave equiparandola al momento resistente del nodo (cioè dell'unione trave-pilastro).

Per i dettagli sulle verifiche da svolgere, si può fare riferimento ai paragrafi precedenti, e più precisamente ai calcoli svolti per i due diversi materiali (trave in acciaio e pilastro in cemento armato).

## 4.12. CONSIDERAZIONI SULL'ESEMPIO PROGETTUALE

Consultando la fig. 4.42, è interessante osservare che il progetto della cerchiatura è stato condotto a buon fine con entrambe le tecnologie: acciaio o cemento armato.

Lo studio approfondito del problema e una corretta modellazione delle strutture hanno permesso di evitare sovradimensionamenti e hanno consentito di mantenere l'intervento nell'ambito della "Riparazione locale".

Generalizzando, si può affermare che non è vero che le nuove Normative rendono impraticabile la realizzazione dei telai di cerchiatura: la verità è che invece divenuto possibile dimensionare correttamente i telai considerando vari aspetti un tempo ingiustamente trascurati; certo, si paga il prezzo di procedure di calcolo più complesse, nei confronti del quale comunque un ausilio indispensabile viene fornito dal software di calcolo.

In ogni caso, si deve sempre tenere presente che l'utilizzo di un software di analisi strutturale richiede necessariamente la conoscenza ingegneristica del problema: anche per questo scopo è stato sviluppato l'esempio applicativo descritto in dettaglio in questo libro.

## **5. RIPARAZIONE LOCALE E INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO**

### **5.1. APPLICAZIONE DEL D.M. 14.1.2008**

Secondo il D.M. 14.1.2008, l'intervento locale su una parete di un edificio esistente in muratura che preveda aperture nuove o modificate con eventuali inserimento di telai metallici o in cemento armato e/o consolidamento della muratura, deve essere soggetto a verifica sismica.

Gli interventi sugli edifici esistenti sono classificati in 3 tipologie (§8.4):

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

L'intervento sulla parete può rientrare nell'ambito della '**Riparazione o Intervento locale**' alle condizioni previste dal punto §C8.4.3: *Riparazione o intervento locale*, Circolare 2.2.2009 n.617:

"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.

(...) 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."

Per verificare che la rigidità non cambi significativamente, e che la resistenza e la capacità di spostamento non peggiorino occorre analizzare la parete allo Stato Attuale e allo Stato di Progetto, e confrontare i corrispondenti parametri.

Per la rigidità occorre fissare un limite di riferimento per la sua variazione (interpretando correttamente il testo, può trattarsi sia di una diminuzione sia di un aumento): in [3] si indica un valore di riferimento pari a  $\pm 15\%$ . Se la variazione di rigidità supera il 15%, 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 nei seguenti casi:

- quando l'intervento comporta una variazione di rigidità eccessiva (superiore al 15%);
- quando l'intervento costituisce un 'peggioramento' per forza ultima e/o capacità di spostamento: non si riesce in alcun modo a 'migliorare' il comportamento locale, e quindi 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 dell'edificio.

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.14.1.2008:

"(...) 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."

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); nello schema statico complessivo della struttura, la parete oggetto di intervento potrà essere rappresentata con una parete 'equivalente' dal punto di vista di rigidezza, forza ultima e capacità di spostamento (cfr. p. 6.4).

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 rigidezze 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 anche la verifica in base all'accelerazione al suolo PGA sostenibile allo stato limite ultimo.** Ciò rispetta infatti quanto previsto dal D.M. 14.1.2008 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: *Valutazione e progettazione in presenza di azioni sismiche* - §8.7.5: *Progetto dell'intervento*

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

- **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 in muratura, quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (...)].
- scelta motivata del tipo di intervento;
- scelta delle tecniche e/o dei materiali;
- dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
- **analisi strutturale considerando le caratteristiche della struttura post-intervento;**
- **verifica della struttura post-intervento con determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU** (e SLE se richiesto)."

Altri contenuti normativi relativi agli interventi locali sulle pareti sono i seguenti:

§C8A.5.5: *Interventi che modificano la distribuzione degli elementi verticali resistenti*, Circ. 2.2.2009, n.617

(...) La realizzazione di nuove aperture, se non strettamente necessaria, va preferibilmente evitata; nel caso in cui la conseguente riduzione di rigidità risulti problematica per la risposta globale, sarà disposto un **telaio chiuso**, di rigidità e resistenza tali da ripristinare per quanto possibile la condizione preesistente.

Un incremento della rigidità 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.

§C8A.5.8: *Interventi volti a rinforzare le pareti intorno alle aperture*

Negli interventi di inserimento di architravi o cornici in acciaio o calcestruzzo di adeguata rigidità e resistenza, occorre curare il perfetto contatto o la messa in forza con la muratura esistente.

### **Verifica di sicurezza per un intervento di miglioramento: determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU**

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 illustrato al §7.3.4.1. In ogni caso, per le costruzioni in muratura ordinaria e per le costruzioni in muratura armata in cui non si sia applicato il criterio di gerarchia delle resistenze, nelle quali il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare ecceda il valore 3.0, la verifica di sicurezza deve ritenersi non soddisfatta. La 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."

Come illustrato nel capitolo 2, ai fini dell'analisi della parete con aperture, conformemente a §7.8.1.5.4, secondo lo 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. Il modello della parete con aperture (ed eventuali cerchiature) è riferito ad un'analisi locale di 1 interpiano, ed è possibile in genere adottare l'ipotesi shear-type, 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 1 interpiano, la curva di capacità può essere immediatamente ottenuta assemblando le curve di comportamento dei singoli elementi (maschi murari e telai cerchianti), 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. La curva di capacità viene poi ricondotta ad un legame tipico di un oscillatore monodimensionale bilineare elastoplastico, rendendo possibile un diretto confronto con la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta.

Le verifiche di compatibilità degli spostamenti per il sistema reale 1-GDL consistono nel confronto tra la domanda sismica e la capacità deformativa della struttura.

Per il calcolo della domanda sismica, l'espressione degli spettri di risposta elastico  $S_e(T)$  e degli spettri di progetto a SLV (stato limite di salvaguardia della vita, che è un tipo di stato limite ultimo) è fornita dalla Normativa di riferimento: D.M. 14.1.2008.

Lo spettro di risposta elastico in termini di spostamento è dato da:  $S_{De}(T) = S_e(T) * (T / 2\pi)^2$   
Sulla curva pushover (curva forza-spostamento), lo **Stato Limite Ultimo** coincide con il punto caratterizzato dallo spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo.

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.

La curva consente la definizione dei parametri necessari per la **verifica di sicurezza** (la cui modalità di svolgimento riguarda sia la Riparazione locale sia il Miglioramento sismico):

- la **rigidezza** è pari alla rigidezza elastica iniziale del sistema reale (oscillatore reale monodimensionale elastoplastico, non necessariamente bilineare: sarà tale solo nel caso di un solo maschio murario costituente la parete);
- la **resistenza** è pari alla forza massima sostenibile dal sistema reale;
- la **capacità di deformazione**, considerando anche il campo plastico, è pari al massimo spostamento mostrato dal diagramma.

I risultati sono esprimibili sotto forma di **Coefficienti di Sicurezza**, dati dal rapporto tra valore nello Stato di Progetto e valore nello Stato Attuale: un coefficiente  $\geq 1$  esprime verifica soddisfatta. Per la rigidezza, uno scarto maggiore del 15% richiede l'inquadramento nell'ambito degli Interventi di Miglioramento e non della Riparazione o intervento locale.

La curva forza-spostamento consente inoltre la definizione di **PGA,CLV**, massima accelerazione al suolo consentita dall'edificio ( $PGA,CLV$  = capacità corrispondente a SLV in termini di accelerazione), definita dal valore in corrispondenza del quale viene raggiunto lo Stato Limite Ultimo.  $PGA,CLV$  viene calcolata ricercando per iterazioni il valore di  $a, g$  che rende uguale la richiesta di spostamento secondo lo spettro di risposta (detta anche:  $PGA,DLV$  = domanda corrispondente a SLV in termini di accelerazione) e la capacità di spostamento allo stato limite ultimo mostrata dal sistema reale. Confrontando  $PGA,CLV$  con  $PGA,DLV$  è possibile rilevare se l'accelerazione sostenibile ( $PGA,CLV$ ) è superiore o meno rispetto all'accelerazione al suolo prevista per l'edificio ( $PGA,DLV$ ).

Per il calcolo corretto di  $PGA,CLV$  occorre tenere conto della **posizione in elevazione della parete**.

La parete sottoposta ad intervento può infatti essere posta ad un qualunque piano dell'edificio.

Affinché la verifica di sicurezza dipenda dalla posizione in elevazione della parete, occorre definire una metodologia idonea a considerare la deformabilità della struttura sottostante, che si traduce in un'amplificazione dell'accelerazione al suolo.

A tal fine, può essere utilizzata un'analogia con le formulazioni riportate in §C8A.4.2.3 nell'ambito dello studio dei cinematismi di macroelementi murari (analisi dei meccanismi di collasso in edifici esistenti in muratura).

Nelle formule dell'accelerazione spettrale, per le strutture che interessano una porzione della costruzione poste ad una certa quota, ( $ag S$ ) è sostituita da:  $S_e(T_1)*\psi(Z)*\gamma$ , dove:

$T_1$  = primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione esaminata, che può essere posto pari a:  $0.05*H^{0.75}$  ((7.3.5) in §7.3.3.2), essendo  $H$  l'altezza totale del fabbricato (altezza della costruzione rispetto alla fondazione);

$\psi(Z)=Z/H$  dove  $Z$  è l'altezza rispetto alla fondazione della quota di base della parete;

$\gamma$  è il coefficiente di partecipazione modale, che può essere assunto pari a  $3N/(2N+1)$ , con  $N$ =numero di piani dell'edificio.

Pertanto, conformemente alle indicazioni normative, se la parete è posta al piano  $i$ -esimo sopra al piano terreno ( $i>1$ , ponendo: 'piano terreno' = 'piano 1'), l'accelerazione al suolo viene amplificata: il termine ( $ag S$ ) viene sostituito da:  $S_e(T_1)*\psi(Z)*\gamma$ .

E' quindi possibile definire un 'fattore amplificativo  $F$ ' dato da:

$$F = [ S_e(T_1)*\psi(Z)*\gamma / (ag S) ]$$

Se la parete ha quota di base zero, cioè si imposta sul piano di fondazione (essa appartiene quindi al piano '1' di calcolo), il fattore amplificativo non deve essere considerato: la parete riceve l'input sismico alla sua base direttamente dal suolo; la PGA,CLV calcolata dal diagramma pushover è direttamente la reale PGA sostenibile.

Se invece la parete è posta a livelli superiori (quota di base  $> 0$ ), il fattore amplificativo può assumere valori maggiori di 1. In tal caso, la PGA reale si ottiene dalla PGA di calcolo divisa per  $F$ : tale fattore va infatti a ridurre la PGA che diventa più bassa, cioè è sufficiente una minore accelerazione al suolo per condurre allo stato limite la parete posta ai piani superiori. Per conseguenza, il confronto con la domanda PGA,DLV diviene più sfavorevole.

## 5.2. SINTESI DEI RISULTATI DELL'ANALISI

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).

### STATO ATTUALE:

Si evidenziano i parametri riguardanti singolarmente i maschi murari che definiscono lo Stato Attuale della parete: rigidità  $K$ ; forza ultima  $F_u$  a pressoflessione complanare, a taglio per scorrimento (se significativo) e a taglio per fessurazione diagonale; spostamento al limite elastico  $\delta_y$ ; spostamento ultimo  $\delta_u$ .

Viene costruita la curva di capacità complessiva allo Stato Attuale.

### STATO DI PROGETTO:

Si evidenziano i parametri riguardanti singolarmente i maschi murari e le eventuali cerchiature presenti nello Stato di Progetto della parete: rigidità  $K$ ; forza ultima  $F_u$ ; spostamento al limite elastico  $\delta_y$ , Spostamento ultimo  $\delta_u$ .

Viene costruita la curva di capacità complessiva allo Stato di Progetto.

### 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 fra 0.85 e 1.15 ai fini della classificazione dell'intervento come Riparazione locale: diversamente, l'intervento viene ricondotto all'ambito del Miglioramento sismico;
- \* **resistenza** (rapporto tra forze massime): deve essere  $\geq 1.00$  (preferibilmente:  $> 1.00$ );
- \* **capacità di spostamento** (rapporto tra spostamenti ultimi): deve essere  $\geq 1.00$  (preferibilmente:  $> 1.00$ ).

Se l'intervento rientra nel campo del Miglioramento (a causa di una eccessiva variazione di rigidezza), si devono fare le seguenti considerazioni:

- se l'orizzontamento sovrastante la parete è rigido, occorre il calcolo globale e quindi non viene più svolta la verifica locale della parete ma si deve eseguire un'analisi complessiva (per la descrizione delle modalità esecutive, si rinvia ai testi specializzati [7]);
- 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 un ulteriore coefficiente relativo all'**accelerazione al suolo** e definito dal rapporto tra PGA,CLV allo Stato di Progetto e PGA,CLV allo Stato Attuale. Per convalidare il Miglioramento, il coefficiente deve ovviamente essere  $\geq 1.00$  (preferibilmente:  $> 1.00$ ).

## 6. COMPLEMENTI

### 6.1. ALTERNATIVE ALLA REALIZZAZIONE DELLA CERCHIATURA

Quando si interviene su una parete muraria, modificando l'assetto strutturale originario ed in particolare la geometria delle aperture, non sempre la realizzazione di telai di cerchiatura è strettamente necessaria.

Un corretto Stato di Progetto può essere garantito anche da interventi diretti di consolidamento della muratura che rimane dopo l'intervento.

Una tecnica di uso comune è la realizzazione di un **intonaco armato** (di cui si ricorda l'efficienza solo se eseguito su entrambe le facce della parete, con collegamenti trasversali).

La muratura così consolidata registra un incremento dei valori relativi a resistenza e parametri meccanici, incremento che già di per sé può soddisfare le richieste di miglioramento del comportamento strutturale nel passaggio dallo Stato Attuale allo Stato di Progetto.

Altre tecniche (fra cui: precompressione della parete, rafforzamento con fibre in FRP, cucitura delle lesioni con armature), adeguatamente descritte da incrementi di rigidità, resistenza e duttilità, possono conseguire risultati analoghi.

Per fissare le idee, si consideri la parete muraria di riferimento (fig. 4.1), dove viene realizzata un'apertura.

Si desidera valutare lo Stato di Progetto senza inserire alcun telaio di cerchiatura, ma intervenendo con intonaco armato sulla muratura residua.

I parametri che descrivono il comportamento strutturale allo Stato Attuale sono già noti:

Rigidità:  $K_A = 130981 \text{ N/mm}$

Taglio resistente (forza ultima):  $V_A = 76919 \text{ N}$

Spostamento al limite elastico:  $\delta_y = 0.59 \text{ mm}$

Spostamento ultimo:  $\delta_u = 0.4\% * 3500 = 14 \text{ mm}$

Per quanto riguarda lo Stato di Progetto, si valutano i parametri relativi ai due maschi adiacenti all'apertura.

Rispetto al calcolo già effettuato (cfr. p. 4.1), occorre considerare gli effetti dell'intonaco armato sulla muratura di mattoni pieni. Secondo la Tab. C8A.2.2 della Circ.617 del 2.2.2009, il coefficiente correttivo dei parametri meccanici vale 1.5, e deve essere applicato sia ai parametri di resistenza sia ai moduli elastici. Pertanto:

$$E = 1500 * 1.5 = 2250 \text{ N/mm}^2, G = 500 * 1.5 = 750 \text{ N/mm}^2$$

$$f_d \text{ (cfr. p. 4.6)} = 1.78 * 1.5 = 2.67 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_0 \text{ (cfr. p. 4.6.2)} = 0.044 * 1.5 = 0.066 \text{ N/mm}^2$$

Per ognuno dei due maschi:

$$K_{1P} = K_{2P} = 250 / (1/2250 * (2816/2000)^3 + 1.2 * 2816 / (750 * 2000)) = 71564 \text{ N/mm}$$

(valeva 47709 N/mm in assenza di intonaco armato; è pari al 50% in più, ovviamente a causa del fattore correttivo 1.5)

e quindi per l'insieme dei due maschi:

$$K_P = 2 * 71564 = 143128 \text{ N/mm (anziché 95418 N/mm)}.$$

Si calcola ora la forza ultima, corrispondente al meccanismo di taglio per scorrimento, adottando l'ipotesi di andamento delle tensioni lineare. Per ognuno dei due maschi, il corrispondente momento resistente vale:

(cfr. p. 4.6.3;  $N=81390 \text{ kN}$ ):

$$\begin{aligned} M_{TS,Rd} &= (1.5 \text{ l } t \tau_{0d} + 0.4 N) / (2 F_C/H + 3 t \tau_{0d}/N) = \\ &= (1.5 * 2000 * 250 * 0.09 + 0.4 * 81390) / (2 * 1.35/2816 + 3 * 250 * 0.09/81390) = \\ &= 55955130 \text{ Nmm} = 55.96 \text{ kNm, da cui:} \end{aligned}$$

$$V_{TS,Rd} = 2 M_{TS,Rd}/H = 2 \cdot 55.96 \cdot 10^6 / 2816 = 39741 \text{ N}$$

Pertanto, per i due maschi:

$$V_{Rd} = 79482 \text{ N}$$

Spostamento al limite elastico:  $\delta_y = 39741 / 79482 = 0.56 \text{ mm}$

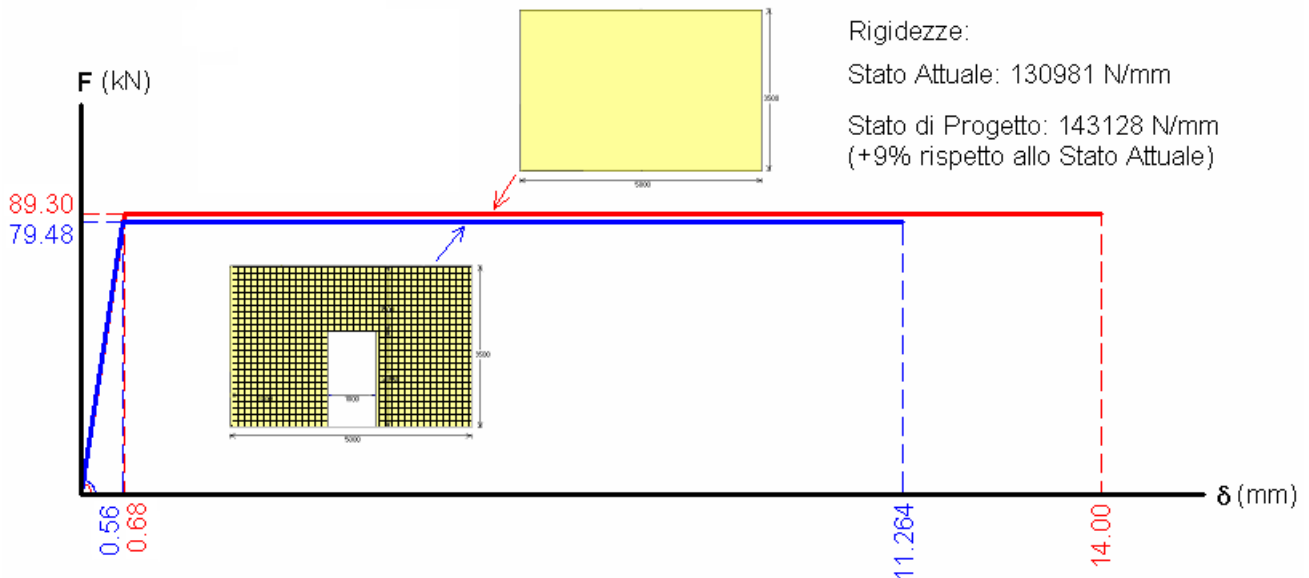
Spostamento ultimo:  $\delta_u = 0.4\% \cdot 2816 = 11.264 \text{ mm}$

La curva di capacità allo Stato Attuale è caratterizzata, come noto, dai due seguenti punti:

$(\delta_1, F_1) = (0.68, 89.30)$ ;  $(\delta_2, F_2) = (14, 89.30)$ .

e la curva di capacità allo Stato di Progetto è caratterizzata da:

$(\delta_1, F_1) = (0.56, 79.48)$ ;  $(\delta_2, F_2) = (11.264, 79.48)$ .



**Fig. 6.1.** Stato di Progetto con intonaco armato anziché telaio di cerchiatura

Svolgendo il confronto fra Stato di Progetto e Stato Attuale, si ha:

- rigidezza: 143128 N/mm rispetto a 130981 N/mm. Si ha un un incremento del 9%, accettabile nei confronti di un intervento di Riparazione locale. Confrontando il progetto con intonaco armato rispetto a quello con telaio di cerchiatura (vd. fig. 4.17) la rigidezza risulta nettamente maggiore: 143128 anziché 111699 N/mm (scarto del 28%, entrambe comunque entro l'intervallo di variazione  $\pm 15\%$  rispetto allo Stato Attuale);
- forza ultima: 79.48 kN rispetto a 89.30 kN segna una diminuzione di resistenza dell'11%: inaccettabile ai fini della sicurezza. Dal confronto con la soluzione a telaio di cerchiatura, risulta da parte dell'intonaco armato una grande difficoltà ad assicurare un incremento - rispetto allo Stato Attuale - della forza ultima, che infatti nel caso in esame addirittura peggiora;
- capacità di spostamento: 11.264 mm. è un valore minore di 14 mm., dettato dalla diversa altezza deformabile attribuita ai maschi nello Stato di Progetto (2816 mm. a causa della zona rigida in sommità) rispetto allo Stato Attuale (3500 mm, cioè la parete a tutt'altezza). Su questo coefficiente, tuttavia, si potrebbe anche osservare che se non si inseriscono strutture di diversa tecnologia (come è un telaio di cerchiatura), e la parete era muraria prima e resta muraria dopo, ed inoltre l'intervento di intonaco armato si estende a tutta la superficie, compresa la fascia, l'omogeneità geometrica e strutturale che caratterizza lo Stato di Progetto potrebbe consentire il riferimento all'altezza di interpiano, anziché a quella della luce deformabile dei singoli maschi. Oltretutto, con un approccio in duttilità, la parete in intonaco armato, grazie anche alla rete elettrosaldada, è dal punto di vista del materiale migliore rispetto alla muratura originaria. Quindi, il valore 11.264 mm. può essere non significativo rispetto a 14 mm (assumendo cioè 14 mm. come spostamento ultimo anche per lo Stato di

Progetto).

In definitiva, comunque, l'intervento con intonaco armato non risulta accettabile in quanto segna una diminuzione della forza ultima resistente. Osservando tuttavia che tale diminuzione è molto contenuta (appena -3%), si può comprendere come talvolta gli interventi di solo consolidamento della muratura (senza posizionamento di telai di cerchiatura) possono essere sufficienti a garantire la sicurezza dello Stato di Progetto.

Si deve peraltro considerare che i telai di cerchiatura comportano una cantierizzazione comunque problematica (difficoltà operative su collegamenti e ancoraggi), mentre gli interventi sulla sola muratura evitano il ricorso a strutture di altra tecnologia e mantengono quindi una maggiore compatibilità con le strutture preesistenti.

Per contro, operando ad esempio con intonaco armato si realizza un intervento irreversibile, e spesso si deve ricorrere ad altre metodologie, come ad esempio l'uso di FRP. Le fibre, dal canto loro, assicurano agevolmente un miglioramento di resistenza, ma non sempre quest'intervento è realizzabile (dipende dal tipo di muratura), e comunque non si riesce con le fibre ad influire sulla rigidezza, che, praticando un'apertura, viene a diminuire significativamente senza poter essere compensata.

Insomma, tutti i tipi di intervento vanno calibrati con attenzione: per rispettare i requisiti di sicurezza richiesti dallo Stato di Progetto, il ricorso ai telai di cerchiatura si rivela spesso necessario, e per tale motivo è necessario disporre di metodi di calcolo adeguatamente rappresentativi del problema (come i metodi che analizzano la parete nel suo comportamento elasto-plastico d'insieme, ricorrendo a varie ipotesi su zone rigide delle pareti, capacità plastiche delle sezioni e dei giunti, ecc.), e, ovviamente, curare in modo particolare la cantierizzazione dell'opera (cfr. [3], §1.3).

E' frequente anche il caso in cui **al telaio di cerchiatura si affianca la contemporanea realizzazione dell'intonaco armato sulle pareti adiacenti**. Ciò consente, ad esempio, un efficace collegamento di tutte le strutture che compongono la parete. Vediamo se nel caso esaminato, mantenendo il telaio in acciaio con montanti HEB180, l'intervento telaio + intonaco armato soddisfa ancora i requisiti richiesti dalla Riparazione locale: è necessario valutare la modifica sulla rigidezza, in quanto il miglioramento di forza ultima e capacità di spostamento sono già di per sé assicurati dal telaio.

Il primo punto della curva di capacità complessiva vale (analogamente al calcolo svolto nel p. 4.6.5):

$$(\delta_1, F_1) = (0.52, 74.38 + 162.2 \cdot 0.52 / 9.963) = (0.52, 82.84)$$

con rigidezza pari a:  $K_p = 159319 \text{ N/mm}$

(ricavabile, a parte le approssimazioni sul calcolo, sia da:  $82840 / 0.52$ , sia dalla somma delle rigidezze dei maschi con intonaco armato più il telaio:  $143128 + 16281$  (cfr. p. 4.4)).

La variazione di rigidezza dello Stato di Progetto:  $159319 \text{ N/mm}$  rispetto allo Stato Attuale:  $130981 \text{ N/mm}$ , vale dunque: +21.6%. L'intervento **non è qualificabile come Riparazione locale**: la parete allo Stato di Progetto risulta eccessivamente irrigidita. Per applicare questa tecnica composta (telaio + intonaco armato), e mantenere l'intervento nell'ambito della Riparazione locale, è necessario diminuire le sezioni dei montanti, con una rigidezza che non deve superare:  $130981 \cdot 1.15 - 143128 = 7500 \text{ N/mm}$ ; da un semplice dimensionamento come montanti a doppio incastro, risulta che la sezione deve avere momento d'inerzia non superiore al valore ricavato dalla seguente relazione:

$$2 \cdot 12 E_{acc} J / h_{APE}^3 \leq 7500 \text{ (con unità di misura: N, mm)}$$

dove:  $h_{APE}$  = altezza dell'apertura (=altezza dei montanti) = 2000 mm;  $E_{acc} = 210\,000 \text{ N/mm}^2$  e quindi:

$$J \leq 7500 \cdot 2000^3 / (2 \cdot 12 \cdot 210000) = 1190 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 = 1190 \text{ cm}^4$$

e si può scegliere un HEB120 ( $J=864 \text{ cm}^4$ ) o un HEA 140 ( $J=1033 \text{ cm}^4$ ).  
E' evidente che, disponendo di un programma di calcolo apposito (come AC.M © AEDES) è possibile calibrare esattamente i profili del telaio in acciaio anche in relazione al contemporaneo consolidamento della muratura in cui il telaio è inserito.

## 6.2. EQUIVALENZA MURATURA RIMOSSA - TELAIO DI CERCHIATURA

La tecnica di analisi di una parete muraria sottoposta ad intervento di consolidamento è stata illustrata nei paragrafi precedenti, e consiste essenzialmente nello studio della parete nel suo complesso, intendendo per 'parete' un'unità strutturale definita dalle condizioni al contorno (cfr. p. 2). Con tale metodologia può essere affrontata la generalità dei casi: lo Stato di Progetto - generato da una modifica della forometria e/o delle caratteristiche geometriche, vincolari o dei materiali - può prevedere sia il rafforzamento della muratura sia il posizionamento di telai di cerchiatura.

Focalizzando in particolare l'intervento di realizzazione di una nuova apertura in una parete muraria, una tecnica di analisi alternativa, più semplice, adottata frequentemente in passato, consiste nel dimensionare il telaio di cerchiatura in base al ripristino della rigidezza della parete muraria in cui viene inserita l'apertura, facendo riferimento direttamente alla porzione di muratura eliminata. L'equivalenza di rigidezza determina le dimensioni delle sezioni del telaio, mentre ulteriori verifiche statiche e sismiche sul telaio - sotto l'azione di carichi verticali e di forze orizzontali rappresentative dell'azione sismica - ne confermano le capacità di resistenza.

Tale metodologia, alla luce delle più recenti indicazioni normative, non appare sufficiente a descrivere compiutamente l'intervento. Dagli Orientamenti interpretativi della Regione Toscana [3], §1.2, risulta chiaro il riferimento alla parete nel suo complesso, e non solo alla porzione di essa relativa all'apertura:

"(...) Il ripristino di rigidezza (elemento principale dell'intervento) può avvenire secondo le tecniche previste al punto C8.5.5 e C8.5.6. Generalmente si opera con l'inserimento di telai metallici rigidi in acciaio o in cemento armato a cerchiatura del vano di progetto oppure con rinforzi sulle porzioni di murature residue laterali.

Pertanto le verifiche di cui sopra si effettueranno **comparando la parete** nello stato ante-operam e la parete post-operam, comprensiva degli interventi di rinforzo.(...)".

Può comunque essere interessante conoscere questo metodo semplice di dimensionamento del telaio (già illustrato in [6],[12]).

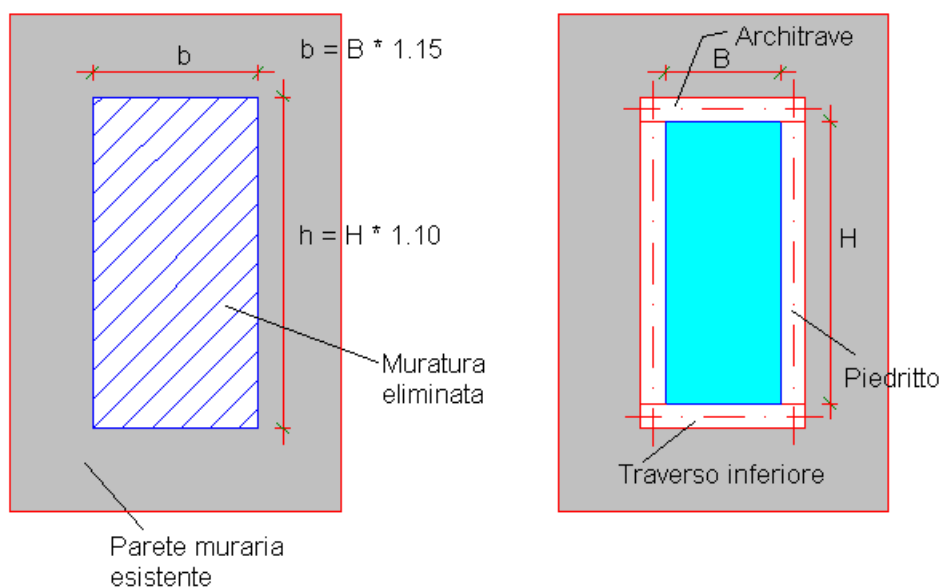
Secondo questa impostazione, dunque, per garantire ad apertura effettuata il ripristino della funzionalità statica della parete rispetto alla configurazione precedente, si può perseguire l'equivalenza meccanica fra il telaio inserito e la parte di muratura eliminata.

Sotto l'azione di una data forza orizzontale, si impone che i due sistemi presentino lo stesso spostamento: ne deriva una uguaglianza fra la rigidezza alla traslazione del telaio (pari alla sommatoria delle rigidezze dei piedritti che lo costituiscono) e quella della muratura eliminata.

Si consideri il vano utile di dimensioni  $B$ ,  $H$  da realizzare in una parete muraria esistente (fig. 6.2).

Poiché le luci  $B$ ,  $H$  sono nette, occorrerà considerare una rimozione maggiore di muratura per consentire il posizionamento del telaio. Nel calcolo di progettazione (dimensionamento dei piedritti del telaio), si può fare riferimento ad una muratura di larghezza ed altezza opportunamente incrementate, ad esempio:

$$b = B * 1.15 , \quad h = H * 1.10$$



**Fig. 6.2.** Equivalenza fra telaio e muratura rimossa

Note le dimensioni del telaio, il calcolo di verifica potrà eseguirsi utilizzando le dimensioni  $b, h$  effettive.

La relazione di equivalenza fra le rigidezze alla traslazione è (cfr. p. 2.1):

$$1 / [ h^3 / (n EJ) + 1.2 h / (GA) ] = 12E_s \Sigma J / H^3$$

dove:

- nel membro a sinistra (muratura):

$E, G$  = moduli di elasticità della muratura;

$A$  = area della sezione trasversale della muratura =  $b*s$ , con  $b$ =base e  $s$ =spessore;

$h$  = altezza di calcolo della parete muraria, pari - come suddetto - all'altezza netta del vano opportunamente incrementata;

$n$  = variabile da 3 a 12, a seconda del vincolo in sommità alla parete muraria (struttura sovrastante il vano).

I valori estremi sono:  $n=12$  nel caso di incastro scorrevole (ipotesi di struttura sovrastante rigida, con rotazione impedita);  $n=3$  nel caso di mensola (struttura sovrastante flessibile, come ad esempio nel caso di pareti poste all'ultimo piano dell'edificio con copertura sovrastante in legno);

- nel membro a destra (telaio):

12 = coefficiente corrispondente alla sommità dei piedritti: si ipotizza sempre che questa trasli rigidamente, in virtù della connessione fra le aste del telaio e fra questo e la muratura adiacente;

$E_s$  = modulo di elasticità del materiale costituente il telaio (acciaio o cemento armato);

$H$  = altezza di calcolo dei piedritti, pari all'altezza netta del vano;

$\Sigma J$  = sommatoria dei momenti d'inerzia di tutti i piedritti del telaio.

Dalla relazione di equivalenza tra rigidezze si ricava  $\Sigma J$ , dimensionando così la sezione del piedritto.

Per l'esempio applicativo illustrato in questo volume, si conduca un calcolo di verifica secondo la metodologia semplificata. Si ha:

spessore della parete:  $s = 250$  mm

dimensioni nette dell'apertura:  $B \times H = 820 \times 1910$  mm (vd. fig. 4.5)

dimensioni del pannello di muratura eliminata:  $b \times h = 1180 \times 2090$  mm

( $J=250*1180^3/12=3.42*10^{10}$  mm<sup>4</sup>,  $A=250*1180=2.95*10^5$  mm<sup>2</sup>)

moduli di elasticità:  $E = 1500$  N/mm<sup>2</sup>,  $G=500$  N/mm<sup>2</sup>

grado di vincolo:  $n = 12$  (doppio incastro)

momento d'inerzia del montante HEB180:  $J=3831 \text{ cm}^4$

Dall'equivalenza tra rigidzze si ricava dunque ( $\Sigma J = 2J$ ):

$$2J = 1910^3 / \{12 \cdot 210000 \cdot [2090^3 / (12 \cdot 1500 \cdot 3.42 \cdot 10^{10}) + 1.2 \cdot 2090 / (500 \cdot 2.95 \cdot 10^5)]\}$$

$$\Rightarrow J = 434297390 \text{ mm}^4 = 4343 \text{ cm}^4$$

Pertanto, la sezione HEB180 risulta insufficiente: restando nel campo dei profili HEB, occorre adottare HEB200 ( $J=5696 \text{ cm}^4$ ). Considerare solo la porzione corrispondente all'apertura comporta la valutazione della rigidzza su un elemento più piccolo rispetto alla parete nel suo insieme: la minore altezza comporta una rigidzza maggiore, e conduce quindi a un dimensionamento più severo del telaio metallico. Al di là di questo esempio specifico, adottare una rigidzza del telaio troppo elevata può far uscire dall'ambito degli interventi di Riparazione locale.

In definitiva, la metodologia di analisi che studia la parete nel suo insieme appare preferibile per due motivi:

- 1) per progettare correttamente il telaio, evitando sovradimensionamenti che possono complicare, peraltro, l'analisi dell'intervento facendolo rientrare - secondo quando previsto dal D.M. 14.1.2008 - nell'ambito del Miglioramento anziché della Riparazione locale;
- 2) per eseguire controlli esaustivi, che comprendono necessariamente (come esplicitato anche dalla Normativa vigente) valutazioni non solo su rigidzza ma anche su forza ultima e capacità di spostamento, con confronto fra Stato di Progetto e Stato Attuale.

Una valutazione sulla bontà degli interventi di cerchiatura realizzati in passato, seguendo le Norme precedenti [4] [5] è piuttosto difficile da dare: ogni caso è a sé stante. In linea di principio, i dimensionamenti dei telai eseguiti in base al metodo semplificato possono condurre a progetti comparabili con quelli analizzati studiando la parete nel suo complesso; tuttavia, al di là del metodo utilizzato, si deve tenere sempre presente la causa principale di cambiamento nei risultati di calcolo intervenuta con l'entrata in vigore del D.M. 14.1.2008: la variazione dei parametri meccanici di riferimento (moduli di elasticità, resistenza dei materiali) da usare per l'analisi delle strutture in muratura (argomento oggetto di approfondimenti nel p. 4.2).

### 6.3. LIMITI DELLA METODOLOGIA DI INTERVENTO

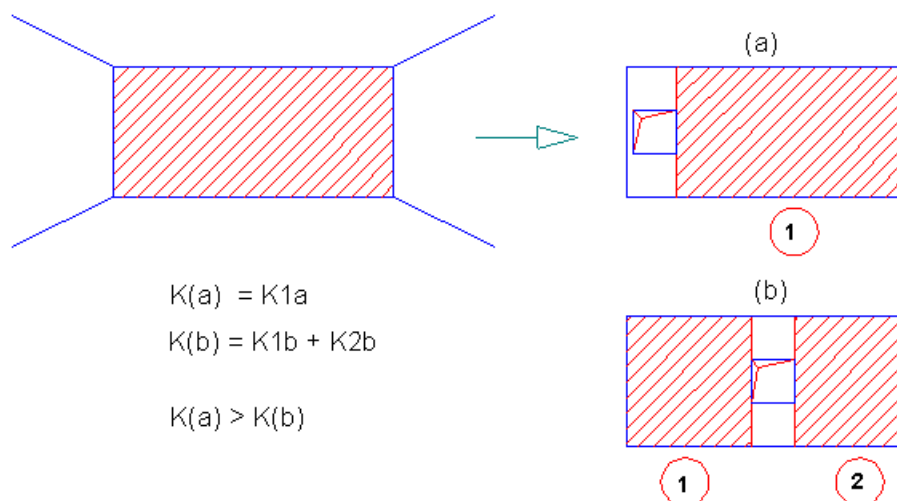
In alcuni casi particolari, anche la metodologia completa di calcolo della parete sottoposta ad un intervento di modifica delle aperture non è sufficiente a dimostrare la validità dell'intervento stesso.

Consideriamo il caso di una parete muraria, pensata isolata dal contesto, i cui bordi verticali sono stati determinati dalla presenza di pareti ortogonali; nella parete si debba praticare un'apertura (fig. 6.3).

Ragionando sui maschi murari che vengono ad essere delimitati dall'apertura, dal punto di vista della rigidzza risulta migliore aprire un vano al bordo della parete (fig. 6.3(a)), rispetto alla posizione centrale (fig. 6.3(b)); la rigidzza di un maschio varia infatti con l'inerzia e quindi dipende dal cubo della lunghezza di base.

Si tratta di una valutazione chiaramente incompleta, in quanto il metodo utilizzato non tiene conto della connessione con le pareti laterali ortogonali, di fondamentale importanza per assicurare il comportamento strutturale 'scatolare' dell'edificio in muratura. Tale connessione

potrebbe risultare fortemente indebolita dall'apertura del vano al bordo della parete.



**Fig. 6.3.** Conseguenze del posizionamento dell'apertura

In un caso del genere, quindi, l'analisi locale della parete ha valore solo se viene affiancata da una valutazione sull'efficacia della connessione delle strutture murarie, prevedendo se necessario opportuni particolari costruttivi di collegamento.

I recenti orientamenti interpretativi emanati dalla Regione Toscana confermano giustamente questi aspetti: in [3], §1.4 infatti si afferma, fra l'altro, quanto segue:

(...) Non sono ammissibili, all'interno della tipologia degli "interventi locali", i seguenti interventi:

- inserimento di cerchiature a cavallo nelle intersezione 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 (...).

### **Necessità di una verifica globale**

La procedura di analisi locale e di conseguente verifica di sicurezza applicata ad una parete muraria oggetto di intervento è una forma 'ridotta' di calcolo che consente di studiare la singola parete evitando di estendere la verifica a tutto l'organismo murario, attraverso un'analisi non lineare (pushover) globale.

Come in precedenza illustrato, ciò è esaustivo per interventi di Riparazione locale e per il caso del Miglioramento laddove la flessibilità dell'orizzontamento sovrastante la parete non comporti interferenze con la risposta sismica delle altre pareti del piano di appartenenza della parete analizzata. E' in ogni caso indispensabile che l'intervento sia limitato solo a una o poche pareti dell'edificio.

Laddove l'intervento sulla singola parete non possa essere classificato come Riparazione locale ed in presenza di impalcato rigido, oppure le pareti oggetto di intervento siano numerose, o comunque le caratteristiche dello Stato di Progetto definiscano chiaramente un intervento di Adeguamento, si rende necessaria l'analisi globale, ossia un'analisi strutturale spaziale che considera tutte le pareti con le posizioni geometriche reciproche.

L'analisi globale va condotta per i due Stati (Attuale e Progetto) con confronto dei risultati che dimostri l'effettivo miglioramento; generalmente il risultato è espresso in termini di accelerazione sostenibile allo stato limite ultimo SLV (stato limite di salvaguardia della vita) o equivalentemente di corrispondente periodo di ritorno  $T_R$ , indicati rispettivamente con

PGA,CLV e TR,CLV (da cui derivano direttamente gli Indicatori di Rischio Sismico, semplicemente dividendo per la domanda sismica secondo Normativa: PGA,DLV e TR,DLV).

Quando si esegue l'analisi globale e in alcune pareti si realizzano cerchiature è possibile procedere valutando localmente gli effetti degli interventi di cerchiatura e definendo, per ogni parete interessata, una parete 'equivalente' che può essere inserita agevolmente nel calcolo complessivo dell'edificio.

Le modalità di definizione di una parete piena equivalente ad una parete muraria forata con telai di cerchiatura sono trattate al paragrafo seguente.

## 6.4. PARETE PIENA EQUIVALENTE A UNA PARETE FORATA

Per Stati di Progetto dove sono previsti interventi di cerchiatura delle aperture, risulta opportuno studiare i **criteri di 'Equivalenza'** secondo i quali è possibile rappresentare in un modello globale dell'edificio i maschi murari appartenenti ad una parete oggetto di analisi locale.

Si faccia quindi riferimento al modello dello Stato di Progetto dell'edificio, che ipotizziamo schematizzato con un apposito software (come PC.E © AEDES), all'interno del quale è presente la 'parete' oggetto di intervento, ossia i maschi che la definiscono. Nella parete, originariamente piena, si pratica una nuova apertura. Il consolidamento di questa 'parete' con l'inserimento di un telaio di cerchiatura è stato studiato in un ambiente di calcolo dedicato all'analisi locale (come AC.M © AEDES).

E' possibile modificare opportunamente i parametri meccanici dei maschi interessati, in modo tale che nel loro insieme forniscano rigidezza, forza ultima e capacità di spostamento coincidenti con i corrispondenti parametri calcolati per la 'parete' durante l'analisi locale. Seguendo i criteri illustrati in questo paragrafo, nello Stato di Progetto i maschi presentano la geometria che viene definita dall'apertura, senza la necessità di inserire direttamente nella modellazione globale il telaio di cerchiatura (potendo così utilizzare anche ambienti di calcolo globale che non prevedono la gestione di elementi con cerchiature).

Ponendo:  $\mathbf{K}$  = rigidezza,  $\mathbf{F}_u$  = forza ultima,  $\delta$  = capacità di spostamento della 'parete' allo Stato di Progetto formata da maschi + cerchiatura, si può procedere nel seguente modo.

- L'i-esimo maschio murario della Parete è caratterizzato dalla rigidezza  $K_i$ . Sia  $K_{tot}$  la somma delle rigidezze dei maschi.

- Si ripartiscono sia la rigidezza  $\mathbf{K}$  sia la forza ultima  $\mathbf{F}_u$  complessive secondo coefficienti di ripartizione definiti da:  $(K_i / K_{tot})$ . Ad ogni maschio sono così attribuite una rigidezza  $\mathbf{K}_i$  e una forza  $\mathbf{F}_{u,i}$  tali che il rapporto:  $\mathbf{F}_{u,i}/\mathbf{K}_i$  è uguale per tutti, ed uguale a quello della 'parete' nel suo insieme: lo spostamento al limite elastico è così coincidente con quello della 'parete'; il diagramma elastoplastico composto dai contributi di tutti i maschi è perfettamente coincidente con quello della 'parete'.

- A partire da  $\mathbf{K}_i$  e  $\mathbf{F}_{u,i}$  occorre ora definire i parametri correttivi del maschio i-esimo, tali appunto da far sì che proprio queste siano la sua rigidezza ( $\mathbf{K}_i$ ) e la sua forza ultima ( $\mathbf{F}_{u,i}$ ).

- Per la rigidezza, si utilizza la nota espressione:

$$\mathbf{K}_i = 1 / [ h^3 / (n \mathbf{E}_i J) + 1.2 h / (\mathbf{G}_i A) ]$$

ed esprimendo G in funzione di E (lasciando quindi il rapporto G/E invariato rispetto al

materiale originario), è possibile ricavare l'incognita E, corrispondente al valore del modulo modificato da attribuire al maschio i-esimo: ( $J=l^3t/12$ ,  $A=lt$ )

$$E_i = K_i * [12 h^3 / (n l^3 t) + 1.2 h / (x lt) ], \text{ con } x=G/E.$$

In alternativa al modulo di elasticità, è possibile fare riferimento alla percentuale di rigidezza elastica (%K<sub>elast</sub>) come consente ad esempio il software PC.E © AEDES. Essa corrisponderà alla variazione del modulo di elasticità E<sub>i</sub> rispetto al modulo originario E:

$$\%K_{elast,i} = (E_i / E) * 100$$

- Per la forza ultima, si utilizza la resistenza a taglio per fessurazione diagonale (questo meccanismo viene sempre preso in considerazione per tutte le murature esistenti, mentre il taglio per scorrimento viene trascurato se la tipologia della muratura non presenta la necessaria regolarità nei letti di malta):

$$F_{u,i} = lt \tau'_{oi} * \sqrt{[1 + (\sigma_o + \sigma_{p_o} + \sigma_{p_v}) / (1.5 \tau'_{oi}) + (\sigma_o + \sigma_{p_v}) * \sigma_{p_o} / (2.25 \tau'_{oi}{}^2)]}$$

dove:

-  $\sigma_o$  rappresenta la tensione verticale corrispondente ai carichi verticali agenti in combinazione sismica (dovuta quindi a:  $G_1 + G_2 + \sum \psi_{2,i} Q_{ki}$ ) (tali sono i carichi che devono essere attribuiti ai maschi murari della 'parete' ai fini dell'analisi secondo D.M. 14.1.2008)

-  $\sigma_{p_o}$  e  $\sigma_{p_v}$  rappresentano le eventuali tensioni di precompressione in direzione orizzontale e verticale

-  $\tau'_{oi}$  è la resistenza a taglio modificata che caratterizzerà il maschio i-esimo nel modello globale. Poiché la resistenza a taglio dipende anche dal fattore di confidenza  $F_c$ , si ha:  $\tau'_{oi} = \tau_{oi} / F_c$  e quindi  $\tau_{oi}$  che caratterizzerà il maschio sarà fornita da:  $\tau_{oi} = \tau'_{oi} * F_c$

$\tau'_{oi}$  si esprime in funzione di  $F_{u,i}$  e può essere ricavata risolvendo la seguente equazione di secondo grado ( $x=\tau'_{oi}$ ):

$ax^2 + bx + c = 0$ , dove:

$$a = 1, b = (\sigma_o + \sigma_{p_o} + \sigma_{p_v}) / 1.5, c = (\sigma_o + \sigma_{p_v}) * \sigma_{p_o} / 2.25 - (F_{u,i} / lt)^2$$

Per quanto riguarda infine la capacità di spostamento, dal valore fornito dai risultati dell'analisi locale della 'parete' si ricava il drift a taglio del maschio i-esimo, relazionando lo spostamento alla sua altezza di calcolo (=luce deformabile):

$$d\%_i = (\delta / h_{calc,i}) * 100$$

Nel modello globale, i maschi che compongono la 'parete' allo Stato di Progetto, potranno quindi essere rappresentati modificando i seguenti parametri:

- moduli di elasticità:  $E_i$  e  $G_i=xE_i$ , o equivalentemente:  $\%K_{elast,i}$  nei dati delle Aste (elementi monodimensionali rappresentativi dei maschi; lasciando invariati in tal caso E e G definiti nei Dati Materiali);

- resistenza a taglio:  $\tau_{oi}$  (modifica da effettuare nei dati sui Materiali);

- drift a taglio:  $d\%_i$  (modifica da effettuare nelle proprietà delle Aste).

Inserite tali modifiche, nella struttura complessiva dell'edificio sarà presente l'informazione dello Stato di Progetto della 'parete' oggetto di intervento e in altra sede analizzata localmente, e la verifica globale terrà quindi conto del consolidamento della parete stessa.

Per la corretta applicazione del criterio di equivalenza, è indispensabile controllare il valore di alcuni parametri di calcolo utilizzati nell'ambiente di calcolo globale. Ovviamente, sarà stata assicurata a priori ogni possibile coerenza fra ambiente di analisi globale (ad esempio PC.E ©

AEDES) e ambiente di analisi locale (ad esempio AC.M © AEDES): ciò, ad esempio, per la geometria della Parete, per le zone rigide dei maschi murari, per il fattore di confidenza  $F_C$ .

- Per ogni maschio murario della 'parete' studiata in ambiente locale si dovrà definire un materiale apposito, caratterizzato da  $\tau_{oi}$  e da  $E_i$  e  $G_i$  (oppure, lasciando inalterati  $E$  e  $G$ , modificare **%K,elast<sub>i</sub>** nei dati delle Aste: essa potrà anche essere >100%, in dipendenza dal tipo di consolidamento che caratterizza la 'parete' allo Stato di Progetto).
- Se si eseguirà in ambiente globale un'analisi sismica lineare (non la pushover), il valore di  $\tau_{oi}$  fornito dal criterio di equivalenza deve essere amplificato per  $\gamma_M = 2.00$  (in quanto nelle verifiche lineari il valore in input viene automaticamente diviso per  $\gamma_M$ ).
- Relativamente alle azioni complanari, i maschi devono essere sottoposti alla sola verifica a Taglio per fessurazione diagonale (devono quindi essere disattivate sia la verifica a Pressoflessione Complanare sia il Taglio per Scorrimento; ciò non significa prescindere da tali verifiche: esse sono state considerate nel calcolo locale, ma l'equivalenza, per semplicità, è stata impostata direttamente sulla formulazione della resistenza a taglio per fessurazione diagonale).
- Per ogni maschio murario si dovranno annullare eventuali correttivi ai moduli di elasticità e ai parametri di resistenza (dovuti a interventi quali ad esempio Iniezioni, Intonaco armato...), in quanto tali effetti sono già contenuti nei risultati della 'parete' che è stata analizzata localmente.
- Per ogni maschio murario si specificherà il Drift a Taglio **d%<sub>oi</sub>**.
- La verifica a taglio per fessurazione diagonale deve prevedere  $b=1.5$  fisso nella formulazione di Turnsek-Cacovic.

Si applichi la procedura descritta al caso della parete il cui diagramma di comportamento allo Stato di Progetto è riportato in fig. 4.17.

Per la parete allo Stato di Progetto sono noti, dai calcoli condotti nei paragrafi precedenti, i seguenti parametri:

$K$  = rigidezza della parete composta da maschi + telaio = 111699 N/mm

$F_u$  = forza ultima = 242.20 kN

$\delta$  = capacità di spostamento = 24.91 mm

Considerando i soli maschi murari definiti dall'apertura di progetto, si ha:

dimensioni geometriche:  $t=250$  mm,  $l=2000$  mm,  $h_{calc}=2816$  mm

$K = 47709$  N/mm per ognuno dei due maschi (95418 per entrambi)

$\sigma_0 = 0.137$  N/mm<sup>2</sup> = tensione verticale nella sezione a metà altezza (cfr. p. 4.6.2), presa per riferimento nella formulazione della resistenza a taglio per fessurazione diagonale

moduli di elasticità:  $E = 1500$  N/mm<sup>2</sup>,  $G=500$  N/mm<sup>2</sup>,  $x=G/E=1/3$

La rigidezza complessiva della parete con telaio viene ripartita in parti uguali fra i due maschi: ad ognuno compete la rigidezza  $111699/2 = 55850$  N/mm (anziché 47709 che di per sé il maschio possiede).

Il modulo di elasticità 'corretto' vale (si osservi che inserendo nella seguente espressione: 47709 invece di 55850, si riottiene  $E=1500$  N/mm<sup>2</sup>, cioè, ovviamente, il modulo proprio del maschio):

$E^* = 55850 * [12*2816^3 / (12*2000^3 * 250) + 1.2*2816 / (2000*250/3)] = 1756$  N/mm<sup>2</sup>

e volendo modificare la percentuale di rigidezza elastica della parete, si deve specificare:

**%K,elast = (1756/1500)\*100 = 117%**

La resistenza a taglio equivalente è espressa da  $\tau'_{oi}$  (x nella seguente equazione):

$ax^2 + bx + c = 0$ , dove:

$a = 1$ ,  $b = \sigma_0 / 1.5 = 0.0913$ ,  $c = - (F_{u,i} / lt)^2 = - [242200 / (2000*250)]^2 = -0.2346$

$\Rightarrow \tau'_{oi} = [-0.0913 + \sqrt{(0.0913^2 + 4*0.2346)}] / 2 = 0.4409$  N/mm<sup>2</sup>

che moltiplicando per il fattore di confidenza  $FC=1.35$  fornisce:

$$\tau_{oi} = \mathbf{0.595 \text{ N/mm}^2}$$

(al posto del valore  $0.06 \text{ N/mm}^2$  che caratterizza originariamente la muratura della parete).

Infine, il drift di piano di ognuno dei due maschi deve essere:

$$\mathbf{d\% = (24.91/2816)*100 = 0.884\%}$$

Nel modello globale, i due maschi saranno quindi caratterizzati dai parametri  $\%K_{,elast}$ ,  $\tau_0$  e  $d\%$  corretti: in tal modo, l'informazione dell'intervento di consolidamento con il telaio di cerchiatura viene inserita nel comportamento complessivo dell'edificio.

In analisi statica non sismica dell'edificio, la verifica dei maschi appartenenti alla parete oggetto di intervento può essere ignorata, in quanto la verifica statica della parete sarà stata condotta nell'ambito dell'analisi locale.

## 7. ESEMPI APPLICATIVI CON IL SOFTWARE AC.M © AEDES

In questo capitolo si illustrano alcune considerazioni estratte dalla manualistica del software AC.M © AEDES (cfr. p. 9.2). In particolare, viene proposto il riferimento ad un ulteriore coefficiente di sicurezza per il confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto, relativo all'aspetto 'energetico' della curva di capacità. In generale, un coefficiente di questo tipo può tener conto del comportamento complessivo della parete muraria oggetto di studio, accertandone il miglioramento anche dal punto di vista dell'energia dissipata sotto l'azione sismica.

### 7.1. COEFFICIENTI DI SICUREZZA PER LA VERIFICA SISMICA

COEFFICIENTI DI SICUREZZA				
[Rig.K:N/mm - F,ult:kN - Cap.Sp.:mm - En.:J=N*m]				
	Attuale	Progetto	Rapporto(C.Sic.)	
Rig.K)	131566	127985	0.973	compreso fra +/-15% (-2.7%)
F,ult)	82.77	133.73	1.616	> 1 (+61.6%)
Cap.Sp.)	14.56	15.04	1.033	> 1 (+3.3%)
En.)	900.41	1027.56	1.141	> 1 (+14.1%)

**VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA**

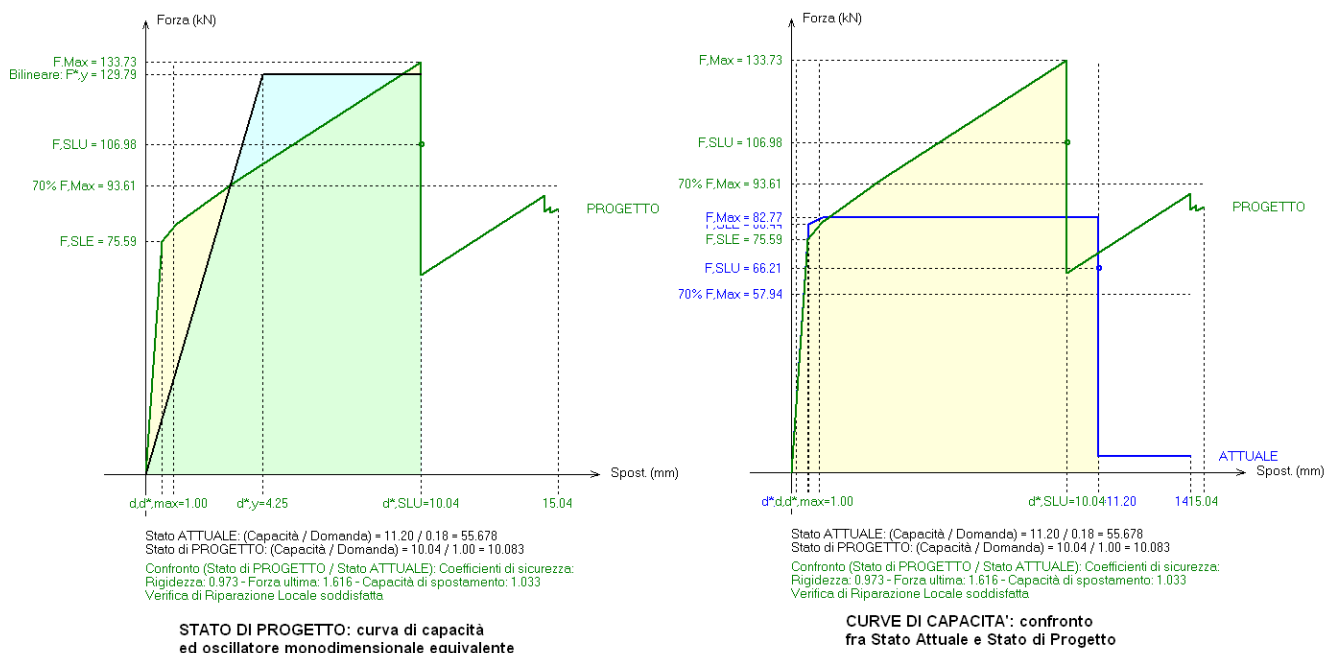
L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti (§C8.4.3) su: rigidezza (variazione non significativa), e resistenza e capacità di deformazione (allo Stato di Progetto non peggiorano rispetto allo Stato Attuale).

**Fig. 7.1.** Esempio di coefficienti di sicurezza sismici per una parete muraria

In AC.M la verifica sismica della parete consiste nel confronto fra Stato di Progetto e Stato Attuale, definendo i seguenti coefficienti di sicurezza:

- \* **Rigidezza K** (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, il coefficiente di sicurezza deve essere compreso fra 0.85 e 1.15): diversamente, l'intervento viene ricondotto all'ambito del Miglioramento sismico;
- \* **Resistenza: Forza ultima F,ult** (rapporto tra forze massime): deve essere  $\geq 1.00$ ;
- \* **Capacità di spostamento** (rapporto tra spostamenti ultimi): deve essere  $\geq 1.00$ ;
- \* **Energia dissipata** (rapporto tra aree sottese dalla curva di capacità, considerando il diagramma fino al raggiungimento dello stato limite ultimo). Questo coefficiente, non esplicitamente richiesto dalla Normativa vigente, fornisce un utile bilancio energetico del comportamento della parete fra Stato Attuale e Progetto.

Un esempio di coefficienti di sicurezza è riportato in fig. 7.1; la fig. 7.2 illustra le curve di capacità agli Stati di Progetto e Attuale.



**Fig. 7.2.** Curve di capacità: a destra, il confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto

**Nota bene** Il **coefficiente di sicurezza sull'Energia dissipata** può svolgere un ruolo importante ai fini della valutazione complessiva dell'intervento.

Si pensi al caso di una parete dove allo Stato di Progetto venga realizzata una cerchiatura, con montanti aventi alla base un momento resistente minore della sezione del montante stesso: tale opzione, realistica, è consentita dal software AC.M.

Poiché il coefficiente di sicurezza relativo alla rigidezza si riferisce al tratto elastico iniziale della curva di capacità, è sufficiente anche un momento resistente di ancoraggio piccolo (non nullo) affinché la rigidezza elastica fornisca la stessa 'sicurezza' di un vincolo ad incastro. Indipendentemente da altre considerazioni relative a forza ultima e capacità di spostamento, ciò potrebbe destare qualche perplessità ai fini della verifica di sicurezza. E' possibile superare questa perplessità facendo riferimento ad un coefficiente di sicurezza relativo al diagramma nel suo complesso.

Infatti: nel caso di montante con ancoraggio di base a resistenza minore del montante stesso, la curva del telaio diviene di tipo trilineare e presenta un'area sottesa minore del vincolo di base a incastro perfetto. Accertando quindi che l'area sottesa allo Stato di Progetto complessivamente non diminuisca rispetto allo Stato Attuale (o, in altre parole: associando al coefficiente di rigidezza un coefficiente relativo all'energia dissipata), è così possibile convalidare in modo più completo l'intervento sulla parete.

Un caso di questo tipo è descritto nel paragrafo seguente (p.7.2).

Se l'intervento rientra nel campo del Miglioramento (a causa di una eccessiva variazione di rigidezza), si devono fare le seguenti considerazioni:

- se l'orizzontamento sovrastante la parete è rigido, occorre il calcolo globale e quindi non viene più svolta la verifica locale della parete ma si deve eseguire un'analisi complessiva;
- 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 un ulteriore coefficiente relativo all'**accelerazione al suolo** e definito dal rapporto tra PGA,CLV allo Stato di Progetto e PGA,CLV allo Stato Attuale. Per convalidare il Miglioramento, il coefficiente deve ovviamente essere  $\geq 1.00$ .

## 7.2. ESEMPIO APPLICATIVO

L'esempio si riferisce ad un edificio esistente in muratura di mattoni pieni di laterizio, che si sviluppa su due piani fuori terra oltre ad una soffitta non abitabile.

Gli interventi consistono nella realizzazione di n°2 aperture al piano secondo dell'edificio; la prima apertura (n° 1) di larghezza 4.80 m. viene realizzata in un muro portante in mattoni pieni ad una testa, per aprire un passaggio fra ingresso e soggiorno. Tale apertura viene cerchiata con un telaio metallico realizzato con IPE 270.

La seconda apertura (n° 2) di larghezza 3.70 m. viene invece realizzata nel muro in mattoni pieni ad una testa per aprire un passaggio fra l'ingresso e una camera. L'apertura viene cerchiata con profilati metallici IPE 220.

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.

Per entrambe le cerchiature, è previsto alla base un piatto in lamiera di acciaio di spessore 15 mm, ancorato alle strutture sottostanti con 4 barre #16, di lunghezza 250 mm., con braccio 320 mm.

Il **vincolo di base del montante** non potrà essere di fatto assimilato ad un incastro perfetto; con AC.M sarà possibile qualificarlo come incastro con momento resistente inferiore rispetto a quello del montante: il momento resistente di ancoraggio alla base viene assunto pari a 15 kNm (inferiore rispetto al momento resistente di IPE270: 96.01 kNm e di IPE220: 56.40 kNm).

I dati inseriti in AC.M riguardano indipendentemente le due cerchiature e le due pareti. In ognuna delle pareti, un'apertura viene collegata alla corrispondente cerchiatura.

### DATI CERCHIATURA n° 1

GEOMETRIA E VINCOLI [lunghezze in mm]:

Vano utile B = 4800, H=2700

Muratura eliminata b = 5340, h=2985

Spessore parete s = 120

Tipo di struttura: Telaio completo

Vincolo in sommità della parete muraria: Rigido

Rigidezza alla traslazione della parete muraria:  $K=12 E J / h^3$

MURATURA [N/mm<sup>2</sup>]:

Tipologia: (NTC 08) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce

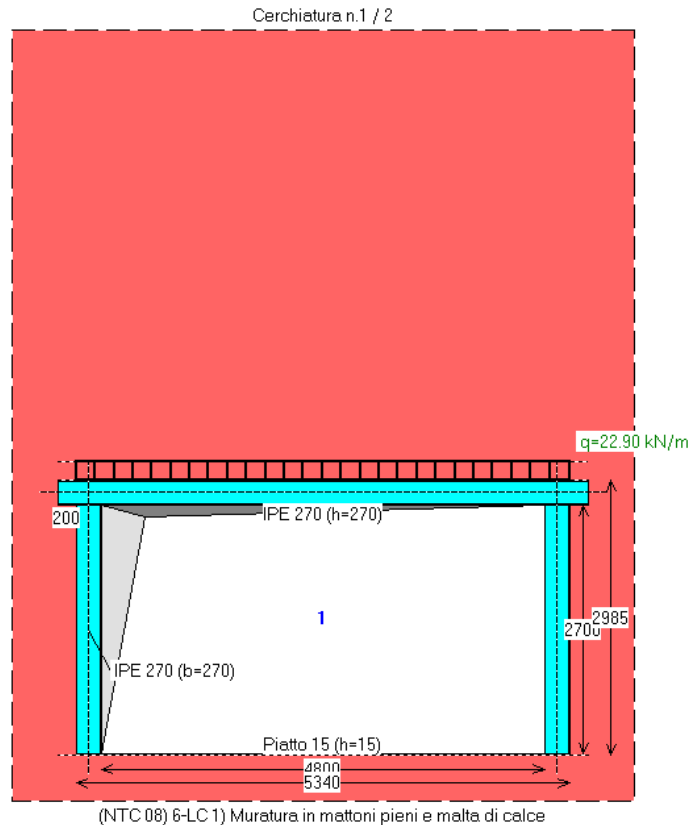
Modulo di elasticità longitudinale E = 1200

Modulo di elasticità tangenziale G = 400

Peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 18.00

STRUTTURE IN ACCIAIO:

Tipo di acciaio: S 235



**Fig. 7.3. Dati Cerchiatura n.1**

**ARCHITRAVE IN ACCIAIO:**

Sezione Architrave: IPE 270 - Verso a inerzia massima - Appoggio oltre pilastro: 200 mm.

**PIEDRITTI IN ACCIAIO:**

Sezione Piedritto: IPE 270 - Verso a inerzia massima

**TRAVERSO INFERIORE IN ACCIAIO:**

Sezione Traverso inferiore: Piatto 15 - Ancoraggi: 19d12 (1d12/250)

**CARICHI:**

Distribuito  $q$  (kN/m) = 22.90

Posizione verticale  $h_1$  (mm) = 0

limite d'influenza ( $h_1$  lim.) (mm) = 4625

Concentrato  $P$  (kN) = 0.00

Posizione verticale  $h_2$  (mm) = 0

limite d'influenza ( $h_2$  lim.) (mm) = 4875

Posizione orizzontale  $x'$  (mm) = 0

limite d'influenza ( $x'$  lim.) (mm) = +/-2670

Carico triangolare su architrave da muratura sovrastante = no

**CRITERI di calcolo:**

Architrave: per la verifica di deformabilità:

- schema statico: semincastro

- luce di calcolo: netta (corrispondente alla larghezza del vano sottostante)

- freccia limite:  $1 / 500$  luce =  $4800/500 = 9.600$  mm.

Ignorare il confronto di Rigidezza fra telaio di cerchiatura e corrispondente muratura rimossa = no

Vincolo alla base dei montanti:

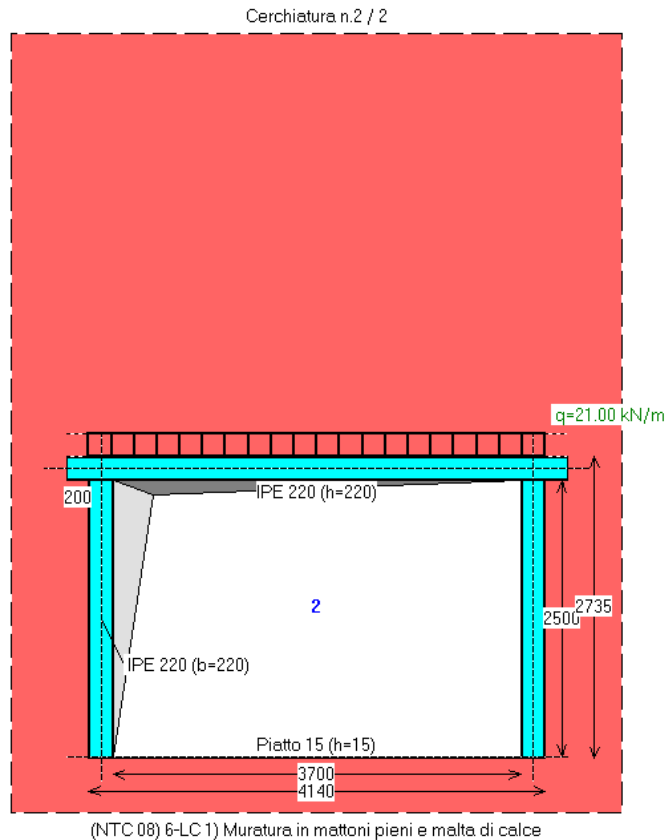
Incastro, con  $M_{r,base} < M_{r,mont.} = 96.01$  kNm:  $M_{r,base} = 15$  kNm

**SALDATURE:**

Cordoni di saldatura distinti fra montante e traverso  
 (presenza di piastra di collegamento) = no  
 Sezione di gola (mm) = 8

Fra i vari dati della Cerchiatura, si osservi che nei Criteri di Calcolo è stata considerato lo schema di vincolamento alla base con incastro, caratterizzato dal momento resistente di ancoraggio pari a 15 kNm.

**DATI CERCHIATURA n° 2**



**Fig. 7.4. Dati Cerchiatura n.2**

**GEOMETRIA E VINCOLI [lunghezze in mm]:**

Vano utile  $B = 3700, H=2500$   
 Muratura eliminata  $b = 4140, h=2735$   
 Spessore parete  $s = 120$   
 Tipo di struttura: Telaio completo  
 Vincolo in sommità della parete muraria: Rigido  
 Rigidezza alla traslazione della parete muraria:  $K=12 E J / h^3$

**MURATURA [N/mm<sup>2</sup>]:**

Tipologia: (NTC 08) 6-LC 1 Muratura in mattoni pieni e malta di calce  
 Modulo di elasticità longitudinale  $E = 1200$   
 Modulo di elasticità tangenziale  $G = 400$   
 Peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 18.00

STRUTTURE IN ACCIAIO:

Tipo di acciaio: S 235

ARCHITRAVE IN ACCIAIO:

Sezione Architrave: IPE 220 - Verso a inerzia massima - Appoggio oltre pilastro: 200 mm.

PIEDRITTI IN ACCIAIO:

Sezione Piedritto: IPE 220 - Verso a inerzia massima

TRAVERSO INFERIORE IN ACCIAIO:

Sezione Traverso inferiore: Piatto 15 - Ancoraggi: 14d12 (1d12/250)

CARICHI:

Distribuito q (kN/m) = 21.00

Posizione verticale h1 (mm) = 0

limite d'influenza (h1 lim.) (mm) = 3585

Concentrato P (kN) = 0.00

Posizione verticale h2 (mm) = 0

limite d'influenza (h2 lim.) (mm) = 3835

Posizione orizzontale x' (mm) = 0

limite d'influenza (x' lim.) (mm) = +/-2070

Carico triangolare su architrave da muratura sovrastante = no

CRITERI di calcolo:

Architrave: per la verifica di deformabilità:

- schema statico: semincastro

- luce di calcolo: netta (corrispondente alla larghezza del vano sottostante)

- freccia limite:  $1 / 500$  luce =  $3700/500 = 7.400$  mm.

Ignorare il confronto di Rigidezza fra telaio di cerchiatura e corrispondente muratura rimossa = no

Vincolo alla base dei montanti:

Incastro, con  $M_{r,base} < M_{r,mont.} = 56.40$  kNm:  $M_{r,base} = 15$  kNm

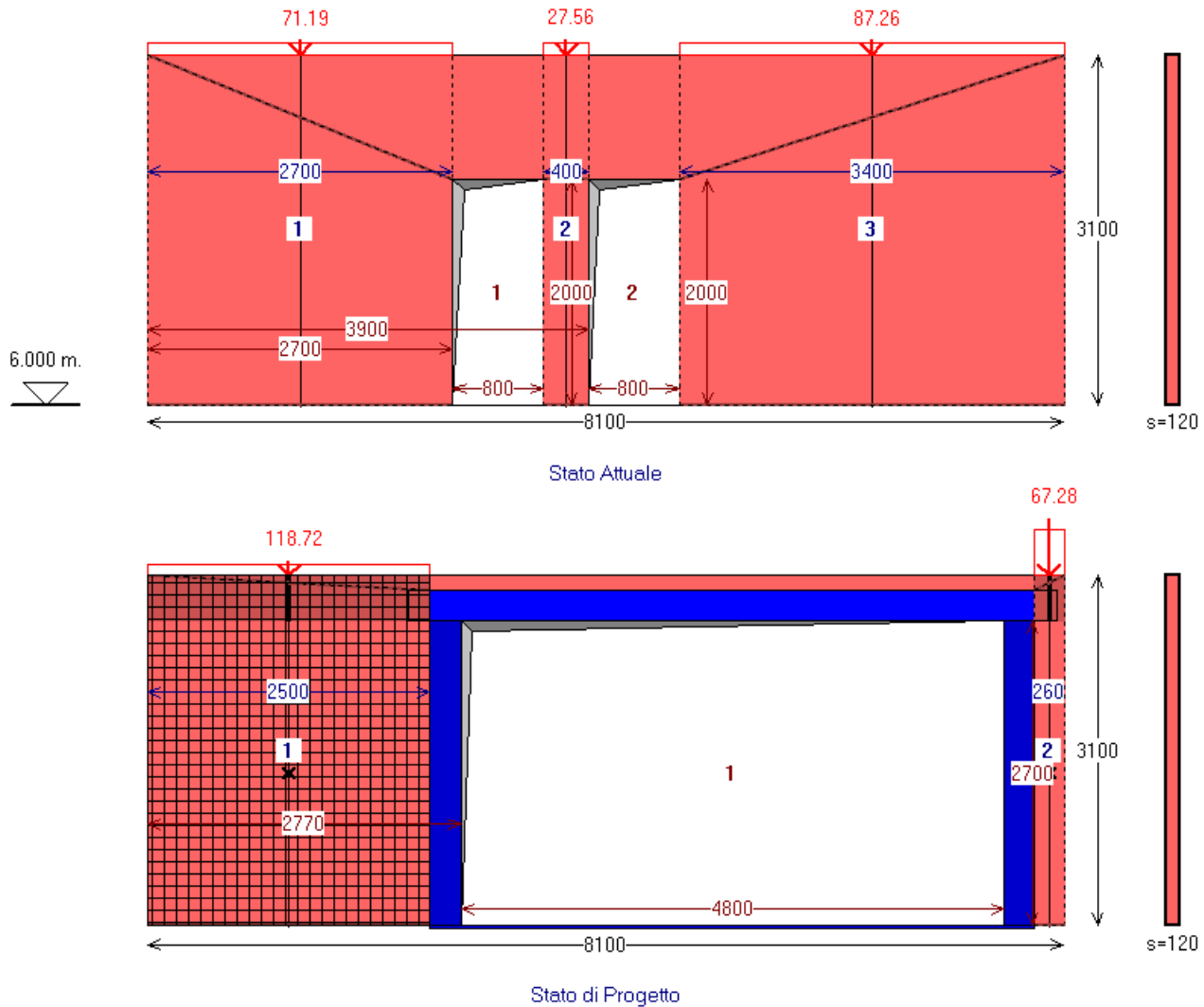
SALDATURE:

Cordoni di saldatura distinti fra montante e traverso

(presenza di piastra di collegamento) = no

Sezione di gola (mm) = 8

Parete n.1 / 2 - piano 3 / 3  
(Lunghezze: mm - Carichi: risultanti in kN)



**Fig. 7.5. Dati Parete n.1**

**DATI PARETE n° 1**

**STATO ATTUALE**

DATI GENERALI DELLA PARETE (Stato Attuale) [lunghezze in mm]:

Piano : 3

Quota di base Z = 6000

Vincolo in sommità della parete muraria: Rigido

Rigidezza alla traslazione della parete muraria:  $K = 12 E J / h^3$

Riduzione 50% dei moduli E,G (§C8A.2) = no

**APERTURE (Stato Attuale):**

d,z (mm) = distanza tra bordi sinistri e inferiori della parete e dell'apertura

B,H (mm) = larghezza e altezza dell'apertura

1) d = 2700, z = 0; B = 800, H = 2000

2) d = 3900, z = 0; B = 800, H = 2000

**MASCHI MURARI (Stato Attuale):**

B, H, H<sub>calc</sub>, s (mm) = larghezza, altezza, altezza di calcolo e spessore  
 N (kN),  $\sigma_{po}$ - $\sigma_{pv}$  (N/mm<sup>2</sup>) = sforzo normale in sommità e tensioni di precompressione

$\tau_o$ , f<sub>m</sub>, E, G (N/mm<sup>2</sup>); peso specifico = caratteristiche della muratura

1) B = 2700, H = 3100, S = 120

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, H<sub>calc</sub> = 3100

N = 71.19;  $\sigma_{po}$  = 0.000,  $\sigma_{pv}$  = 0.000

Materiale: (NTC 08) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza media a taglio  $\tau_o$  = 0.060

Resistenza media a compressione f<sub>m</sub> = 2.400

Modulo di elasticità longitudinale E = 1200

Modulo di elasticità tangenziale G = 400

Peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 18.00

Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6

2) B = 400, H = 3100, S = 120

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, H<sub>calc</sub> = 3100

N = 27.56;  $\sigma_{po}$  = 0.000,  $\sigma_{pv}$  = 0.000

Materiale: (NTC 08) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza media a taglio  $\tau_o$  = 0.060

Resistenza media a compressione f<sub>m</sub> = 2.400

Modulo di elasticità longitudinale E = 1200

Modulo di elasticità tangenziale G = 400

Peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 18.00

Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6

3) B = 3400, H = 3100, S = 120

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, H<sub>calc</sub> = 3100

N = 87.26;  $\sigma_{po}$  = 0.000,  $\sigma_{pv}$  = 0.000

Materiale: (NTC 08) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza media a taglio  $\tau_o$  = 0.060

Resistenza media a compressione f<sub>m</sub> = 2.400

Modulo di elasticità longitudinale E = 1200

Modulo di elasticità tangenziale G = 400

Peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 18.00

Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6

**CARICHI (Stato Attuale) [kN, N/mm<sup>2</sup>]:**

Carico agente in sommità = 186.00

**STATO DI PROGETTO**

DATI GENERALI DELLA PARETE (Stato di Progetto) [lunghezze in mm]:

Vincolo in sommità della parete muraria: Rigido

Rigidezza alla traslazione della parete muraria: K = 12.0 E J / h<sup>3</sup>

Riduzione 50% dei moduli E, G (§C8A.2) = no

**APERTURE (Stato di Progetto):**

d, z (mm) = distanza tra bordi sinistri e inferiori della parete e dell'apertura

B, H (mm) = larghezza e altezza dell'apertura

1) d = 2500, z = 0; B = 5340, H = 2970 - Cerch.n°:1

**MASCHI MURARI (Stato di Progetto):**

B, H, H<sub>calc</sub>, s (mm) = larghezza, altezza, altezza di calcolo e spessore

$N$  (kN),  $\sigma_{po}-\sigma_{pv}$  (N/mm<sup>2</sup>) = sforzo normale in sommità e tensioni di precompressione

$\tau_o$ ,  $f_m$ ,  $E$ ,  $G$  (N/mm<sup>2</sup>); peso specifico = caratteristiche della muratura

1)  $B = 2500$ ,  $H = 3100$ ,  $S = 120$

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 400,  $H_{calc} = 2700$

$N = 118.72$ ;  $\sigma_{po} = 0.000$ ,  $\sigma_{pv} = 0.000$

Materiale: (NTC 08) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza media a taglio  $\tau_o = 0.090$

Resistenza media a compressione  $f_m = 3.600$

Modulo di elasticità longitudinale  $E = 1800$

Modulo di elasticità tangenziale  $G = 600$

Peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 18.00

Intonaco armato (coeff.correttivo = 1.5 )

Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6

2)  $B = 260$ ,  $H = 3100$ ,  $S = 120$

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 400,  $H_{calc} = 2700$

$N = 67.28$ ;  $\sigma_{po} = 0.000$ ,  $\sigma_{pv} = 0.000$

Materiale: (NTC 08) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza media a taglio  $\tau_o = 0.060$

Resistenza media a compressione  $f_m = 2.400$

Modulo di elasticità longitudinale  $E = 1200$

Modulo di elasticità tangenziale  $G = 400$

Peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 18.00

Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6

**CARICHI (Stato di Progetto)** [kN, N/m<sup>2</sup>]:

Carico agente in sommità = 186.00

**CRITERI di calcolo:**

Maschi snelli non reagenti per  $(H/B) > 3 = no$

Maschi snelli non reagenti per  $B$  (mm)  $< 500 = no$

Massa Sismica: metà altezza parete = no

SLU) Riduzione della forza non superiore al 20% del massimo

Criteri adottati:

- Prima riduzione del 20% rispetto al massimo assoluto

Coeff. parziale di sicurezza per i materiali in Analisi Statica:  $(\gamma)_M = 2$

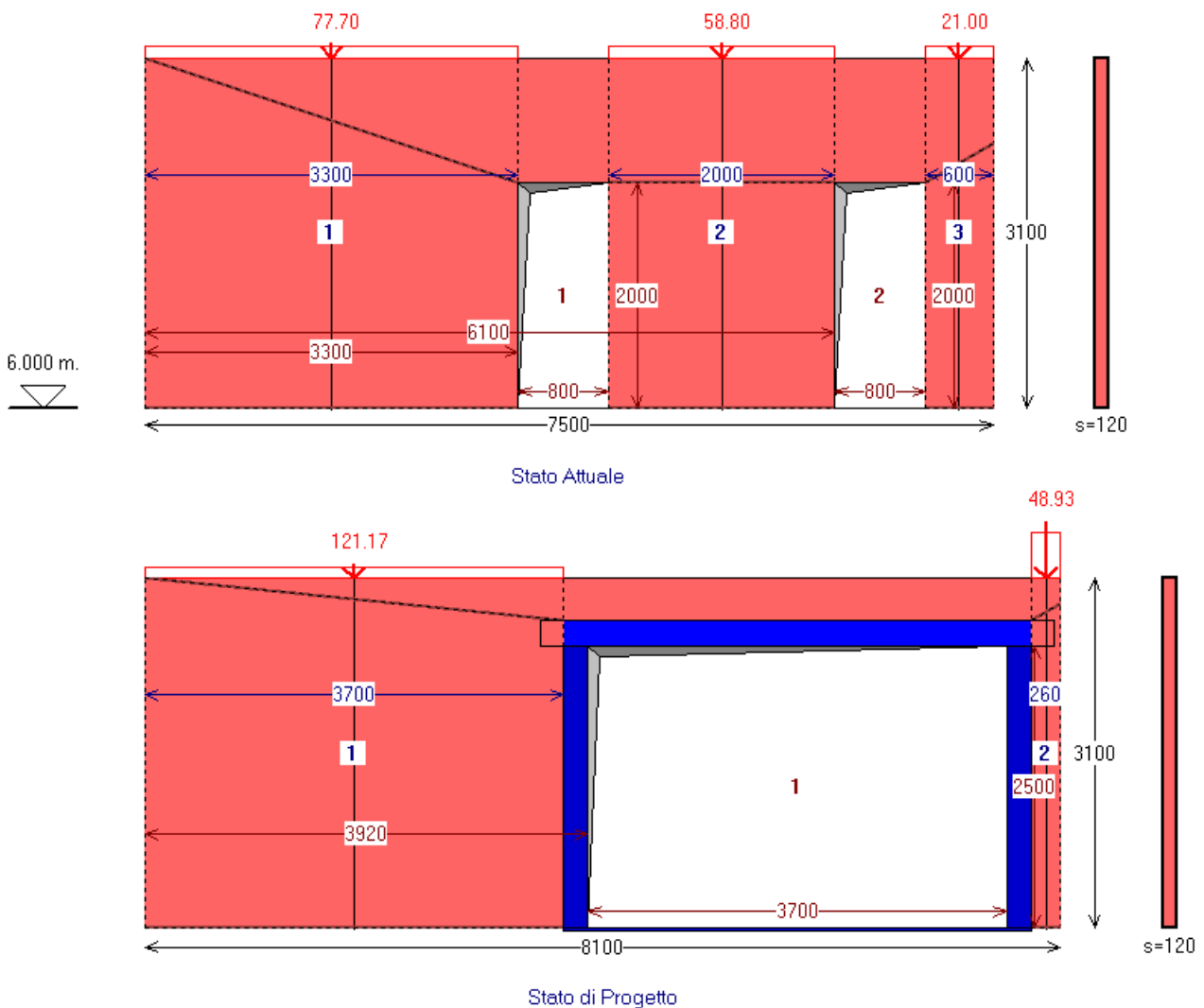
Per la parete n°1, si osservi che per il maschio residuo nello Stato di Progetto è stato previsto anche l'intervento con intonaco armato. Inoltre, nello Stato di Progetto, dato l'irrigidimento significativo del maschio ed il telaio di cerchiatura, si sono considerate zone rigide corrispondenti ai pannelli di nodo (cioè ai nodi maschi-fasce), mentre per lo Stato Attuale si è preferito considerare luci deformabili a tutt'altezza (altre ipotesi potrebbero comunque essere agevolmente 'provate' utilizzando i comandi di AC.M, e valutandone gli effetti sui risultati).

**DATI PARETE n° 2**

Riguardo alla parete n°2, si osservi che la lunghezza di 8100 mm. dello Stato di Progetto rispetto allo Stato Attuale (7500 mm) dipende dalla realizzazione di un nuovo muro trasversale.

Caso per caso, tenendo conto dell'assetto architettonico allo Stato Attuale e allo Stato di Progetto, si assume una lunghezza di parete che, secondo il giudizio del Progettista, corrisponde alla effettiva sottostruttura che deve essere analizzata; frequentemente (ma non necessariamente) la parete risulta geometricamente limitata agli estremi da pareti ortogonali.

Parete n.2 / 2 - piano 3 / 3  
(Lunghezze: mm - Carichi: risultanti in kN)



**Fig. 7.6. Dati Parete n.2**

**STATO ATTUALE**

DATI GENERALI DELLA PARETE (Stato Attuale) [lunghezze in mm]:

Piano : 3

Quota di base Z = 6000

Vincolo in sommità della parete muraria: Rigido

Rigidità alla traslazione della parete muraria:  $K = 12 E J / h^3$

Riduzione 50% dei moduli E,G (§C8A.2) = no

**APERTURE (Stato Attuale):**

d,z (mm) = distanza tra bordi sinistri e inferiori della parete e dell'apertura

B,H (mm) = larghezza e altezza dell'apertura

1) d = 3300, z = 0; B = 800, H = 2000

2) d = 6100, z = 0; B = 800, H = 2000

**MASCHI MURARI (Stato Attuale):**

B,H,Hcalc,s (mm) = larghezza, altezza, altezza di calcolo e spessore

N (kN),  $\sigma_{po}$ - $\sigma_{pv}$  (N/mm<sup>2</sup>) = sforzo normale in sommità e tensioni di precompressione

$\tau_o$ , f<sub>m</sub>, E, G (N/mm<sup>2</sup>); peso specifico = caratteristiche della muratura

1) B = 3300, H = 3100, S = 120

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3100

N = 77.70;  $\sigma_{po}$  = 0.000,  $\sigma_{pv}$  = 0.000

Materiale: (NTC 08) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza media a taglio  $\tau_o$  = 0.060

Resistenza media a compressione f<sub>m</sub> = 2.400

Modulo di elasticità longitudinale E = 1200

Modulo di elasticità tangenziale G = 400

Peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 18.00

Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6

2) B = 2000, H = 3100, S = 120

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3100

N = 58.80;  $\sigma_{po}$  = 0.000,  $\sigma_{pv}$  = 0.000

Materiale: (NTC 08) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza media a taglio  $\tau_o$  = 0.060

Resistenza media a compressione f<sub>m</sub> = 2.400

Modulo di elasticità longitudinale E = 1200

Modulo di elasticità tangenziale G = 400

Peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 18.00

Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6

3) B = 600, H = 3100, S = 120

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, Hcalc = 3100

N = 21.00;  $\sigma_{po}$  = 0.000,  $\sigma_{pv}$  = 0.000

Materiale: (NTC 08) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza media a taglio  $\tau_o$  = 0.060

Resistenza media a compressione f<sub>m</sub> = 2.400

Modulo di elasticità longitudinale E = 1200

Modulo di elasticità tangenziale G = 400

Peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 18.00

Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6

**CARICHI (Stato Attuale) [kN, N/mm<sup>2</sup>]:**

Carico agente in sommità = 157.50

**STATO DI PROGETTO**

DATI GENERALI DELLA PARETE (Stato di Progetto) [lunghezze in mm]:

Vincolo in sommità della parete muraria: Rigido

Rigidezza alla traslazione della parete muraria: K = 12.0 E J / h<sup>3</sup>

Riduzione 50% dei moduli E,G (§C8A.2) = no

**APERTURE (Stato di Progetto):**

$d, z$  (mm) = distanza tra bordi sinistri e inferiori della parete e dell'apertura

$B, H$  (mm) = larghezza e altezza dell'apertura

1)  $d = 3700, z = 0; B = 4140, H = 2720$  - Cerch.n°:2

**MASCHI MURARI (Stato di Progetto):**

$B, H, H_{calc}, s$  (mm) = larghezza, altezza, altezza di calcolo e spessore

$N$  (kN),  $\sigma_{po}-\sigma_{pv}$  (N/mm<sup>2</sup>) = sforzo normale in sommità e tensioni di precompressione

$\tau_o, f_m, E, G$  (N/mm<sup>2</sup>); peso specifico = caratteristiche della muratura

1)  $B = 3700, H = 3100, S = 120$

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0,  $H_{calc} = 3100$

$N = 121.17; \sigma_{po} = 0.000, \sigma_{pv} = 0.000$

Materiale: (NTC 08) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza media a taglio  $\tau_o = 0.060$

Resistenza media a compressione  $f_m = 2.400$

Modulo di elasticità longitudinale  $E = 1200$

Modulo di elasticità tangenziale  $G = 400$

Peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 18.00

Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6

2)  $B = 260, H = 3100, S = 120$

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0,  $H_{calc} = 3100$

$N = 48.93; \sigma_{po} = 0.000, \sigma_{pv} = 0.000$

Materiale: (NTC 08) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza media a taglio  $\tau_o = 0.060$

Resistenza media a compressione  $f_m = 2.400$

Modulo di elasticità longitudinale  $E = 1200$

Modulo di elasticità tangenziale  $G = 400$

Peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 18.00

Drift Taglio (d/H %) = 0.4, Drift PressoFlessione = 0.6

**CARICHI (Stato di Progetto) [kN, N/m<sup>2</sup>]:**

Carico agente in sommità = 170.10

**CRITERI di calcolo:**

Maschi snelli non reagenti per  $(H/B) > 3 = no$

Maschi snelli non reagenti per  $B$  (mm)  $< 500 = no$

Massa Sismica: metà altezza parete = no

SLU) Riduzione della forza non superiore al 20% del massimo

Criteri adottati:

- Prima riduzione del 20% rispetto al massimo assoluto

Coeff. parziale di sicurezza per i materiali in Analisi Statica:  $(\gamma)_M = 2$

Durante l'inserimento dei dati, AC.M propone il continuo aggiornamento sia della rappresentazione grafica dei dati stessi (finestra Grafica Dati), sia dei risultati, consultabili in forma di testo o di diagrammi.

Sui risultati dell'analisi di questo esempio, si osserva che per entrambe le pareti è soddisfatta la condizione di 'Riparazione locale'; le seguenti figure illustrano i risultati.

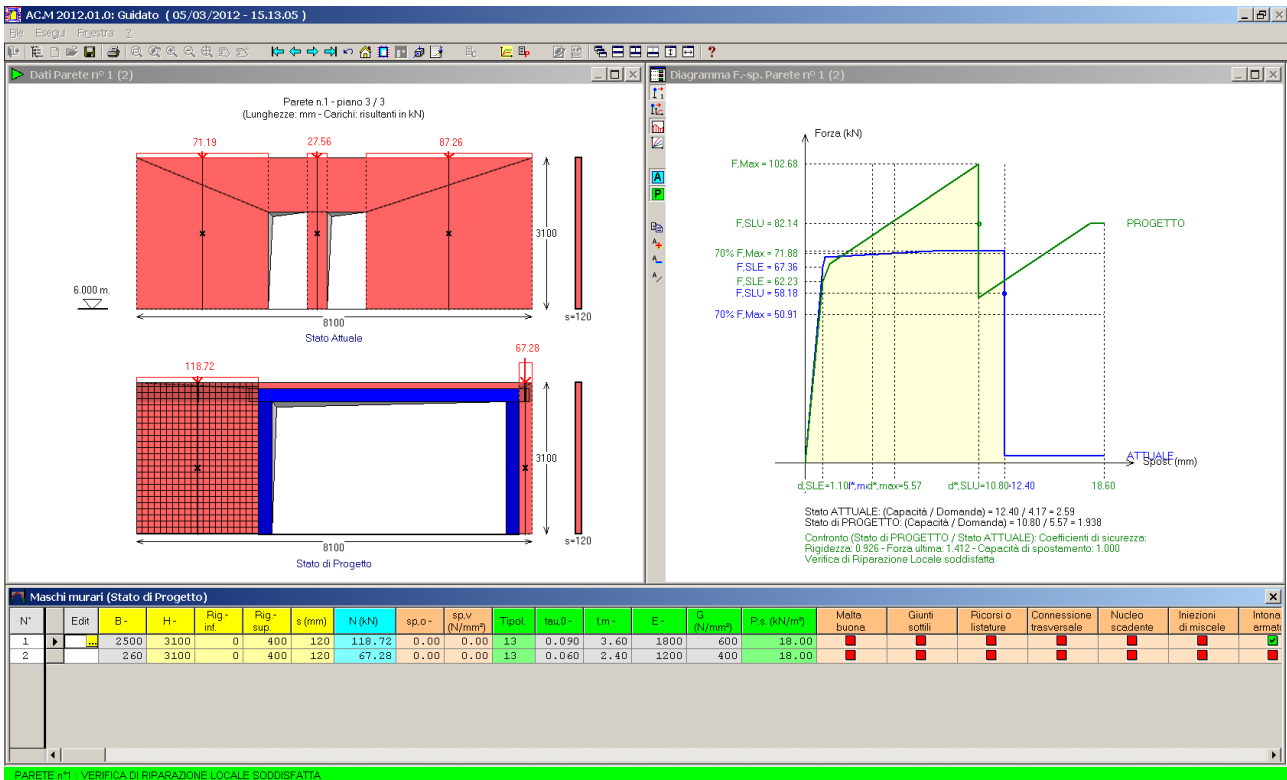


Fig. 7.7. Verifica della parete n.1: coefficienti di sicurezza

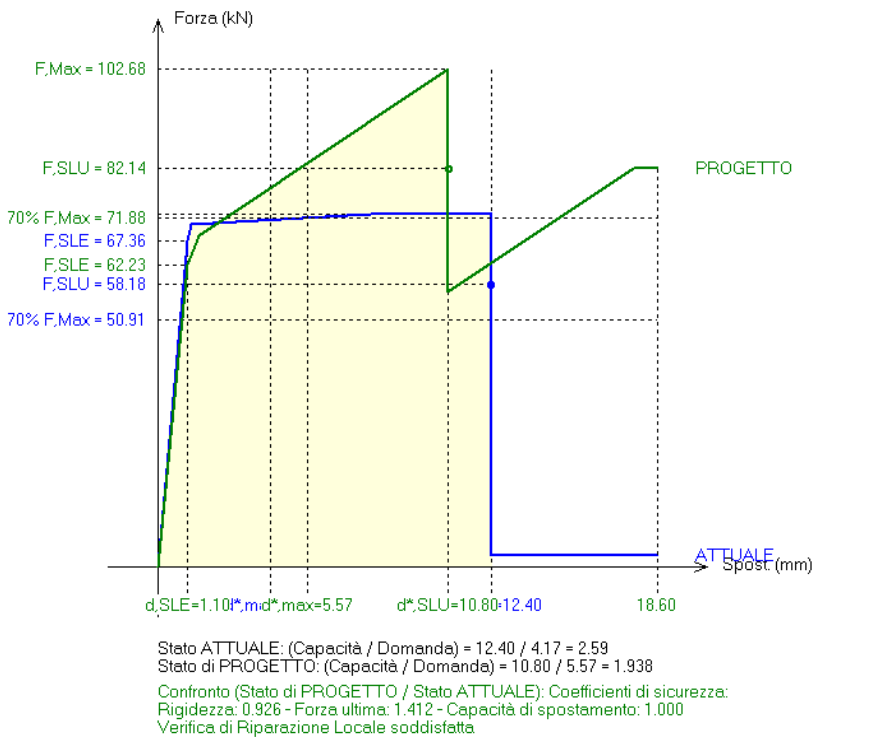


Fig. 7.8. Diagramma forza-spostamento per la parete n.1

Si osservi la fig. 7.7: il maschio residuo allo Stato di Progetto è consolidato con intonaco armato.

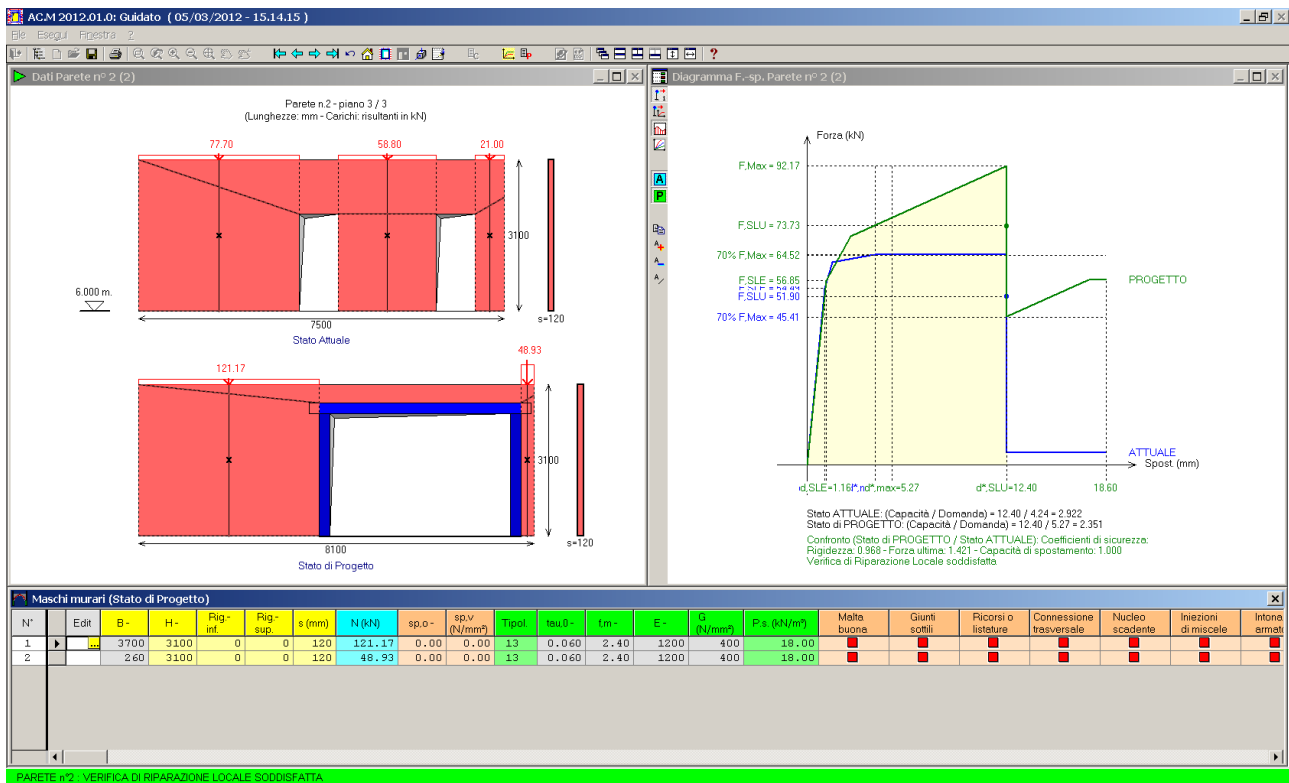


Fig. 7.9. Verifica della parete n.2: coefficienti di sicurezza

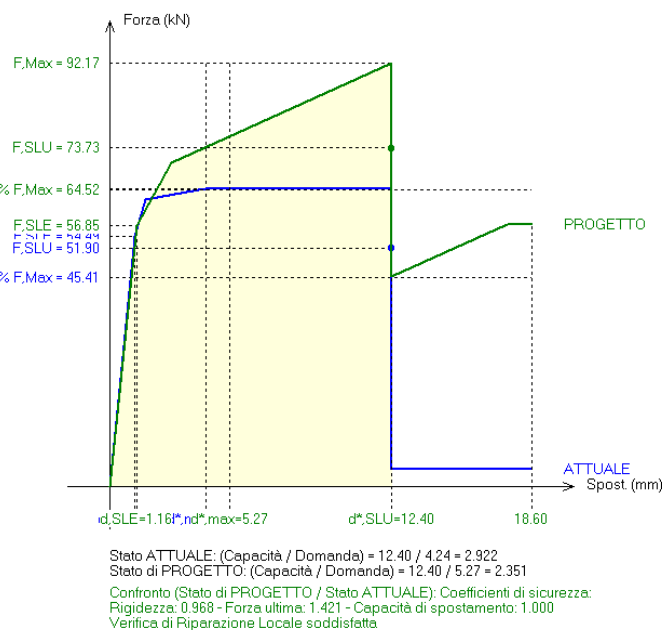


Fig. 7.10. Diagramma forza-spostamento per la parete n.2

Se l'intonaco armato non fosse previsto (il che equivale a deselectare il check nel corrispondente dato del maschio murario) l'intervento uscirebbe immediatamente dalla qualifica di Riparazione locale, in quanto la rigidezza diminuirebbe, rispetto allo Stato Attuale,

del 30% circa (oltre i limiti +/-15% richiesti affinché l'intervento rientri nell'ambito delle riparazioni locali).

I diagrammi forza-spostamento (curve di capacità) mostrano graficamente il confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto.

Un'interessante osservazione riguarda il coefficiente di sicurezza relativo all'energia dissipata: per entrambe le pareti, anch'esso risulta superiore a 1, come mostrato in grassetto qui di seguito.

#### Risultati parete n°1:

##### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

	Attuale	Progetto	Rapporto (C.Sic.)	
[Rig.K:N/mm - F,ult:kN - Cap.Sp.:mm - En.:J=N*m]				
Rig.K)	61433	56911	<b>0.926</b>	compreso fra +/-15% (-7.4%)
F,ult)	72.72	102.68	<b>1.412</b>	> 1 (+41.2%)
Cap.Sp.)	18.60	18.60	<b>1.000</b>	= 1 (=)
<b>En.)</b>	<b>851.97</b>	<b>855.10</b>	<b>1.004</b>	<b>&gt; 1 (+0.4%)</b>

**VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA**

#### Risultati parete n°2:

##### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

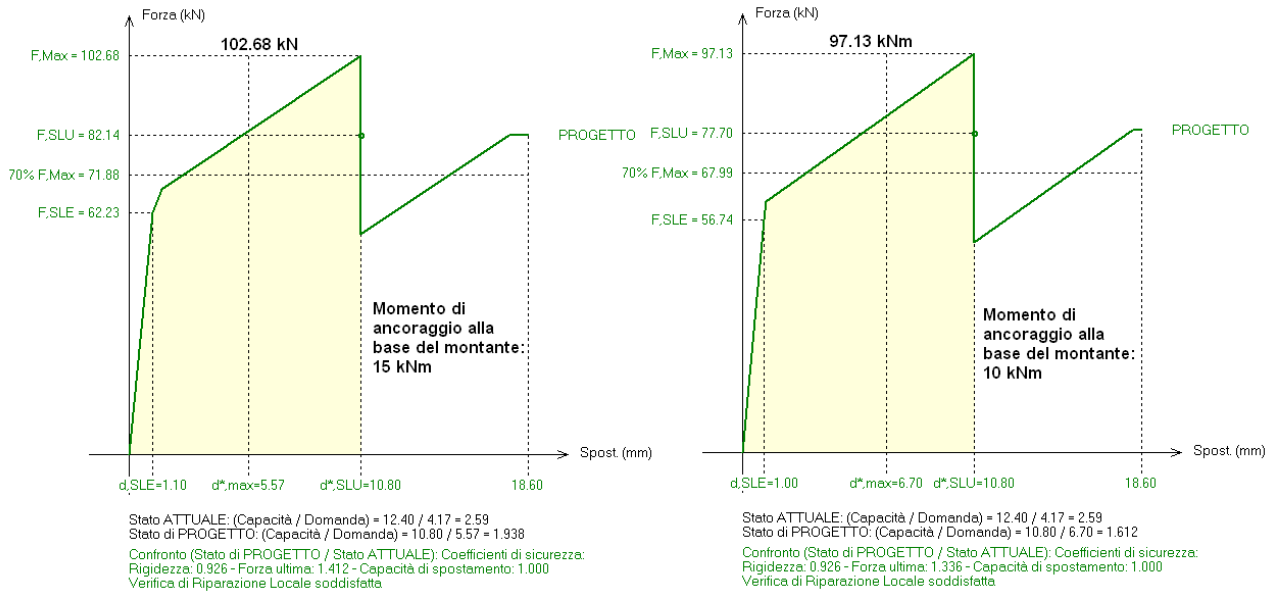
	Attuale	Progetto	Rapporto (C.Sic.)	
[Rig.K:N/mm - F,ult:kN - Cap.Sp.:mm - En.:J=N*m]				
Rig.K)	50595	48976	<b>0.968</b>	compreso fra +/-15% (-3.2%)
F,ult)	64.87	92.17	<b>1.421</b>	> 1 (+42.1%)
Cap.Sp.)	18.60	18.60	<b>1.000</b>	= 1 (=)
<b>En.)</b>	<b>757.69</b>	<b>919.87</b>	<b>1.214</b>	<b>&gt; 1 (+21.4%)</b>

**VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA**

Considerando in particolare la parete 1, si osservi come tale coefficiente è appena superiore a 1. Se si diminuisce il momento di ancoraggio alla base del montante, ad esempio 10 kNm invece di 15 kNm, tale coefficiente scende sotto a 1.000, anche se gli altri tre coefficienti restano superiori a 1.000 (il coefficiente di rigidità e quello di capacità di spostamento restano invariati, mentre il coefficiente relativo alla forza ultima diminuisce di poco):

Rig.K)	61433	56911	<b>0.926</b>	compreso fra +/-15% (-7.4%)
F,ult)	72.72	97.13	<b>1.336</b>	> 1 (+33.6%)
Cap.Sp.)	18.60	18.60	<b>1.000</b>	= 1 (=)
En.)	851.97	802.04	<b>0.941</b>	< 1 (-5.9%)

In fig. 7.11 si confrontano le curve allo Stato Attuale e di Progetto, ed in particolare le due curve di Progetto indicano a sinistra il caso di momento di ancoraggio pari a 15 kNm, e a destra il caso di 10 kNm.



**Fig. 7.11.** Curve allo Stato di Progetto in dipendenza di diversi valori del momento di ancoraggio alla base del montante

Le due curve sono molto simili, ma la diminuzione del momento di ancoraggio, cioè del momento resistente alla base del montante, comporta una diminuzione del valore massimo della forza, come già visto numericamente nei coefficienti, e complessivamente dell'area sottesa dalla curva. Prendere in considerazione un coefficiente di sicurezza relativo all'energia dissipata assume quindi un'importanza rilevante, per evitare situazioni di Progetto apparentemente soddisfacenti ma di fatto peggiorative rispetto allo Stato Attuale.

Per quanto riguarda infine l'Analisi Statica, è possibile rilevare che alcuni maschi murari presentano una tensione di compressione superiore al limite di riferimento ( $\gamma F^* \sigma > f_d$ ), come mostrano i risultati qui di seguito riportati:

**RISULTATI ANALISI PARETE n° 1**

**ANALISI STATICA dei maschi murari**

[Forze:kN - Tensioni:N/mm<sup>2</sup>]

$\gamma F^* \sigma$  = tensione statica alla base della luce deformabile del maschio (cfr. Comb.Carico fondamentale SLU (2.5.1) in §2.5.3):

viene confrontata con  $f_d$  = tensione di progetto a compressione

data da:  $f_m / \gamma M / F_C$  ( $\gamma M = 2.00$ ,  $F_C$ : Att.=1.35 - Prog.=1.35)

**STATO ATTUALE**

n.	N, somm	Pp, tot	N, base def.	$\sigma$ , mezz def.	$\sigma$ , base def.	$\gamma F^* \sigma$ (SLU)	$f_d$
1)	71.19	19.03	90.21	0.249	0.278	0.406	0.889
2)	27.56	4.58	32.13	0.622	0.669	0.985	0.889
3)	87.26	23.72	110.98	0.243	0.272	0.396	0.889

**STATO DI PROGETTO**

n.	N, somm	Pp, tot	N, base def.	$\sigma$ , mezz def.	$\sigma$ , base def.	$\gamma F^* \sigma$ (SLU)	$f_d$
1)	118.72	17.49	136.21	0.429	0.454	0.669	1.333
2)	67.28	2.49	69.77	2.202	2.236	3.338	0.889

**RISULTATI ANALISI PARETE n° 2**

**ANALISI STATICA dei maschi murari**

[Forze:kN - Tensioni:N/mm<sup>2</sup>]

$\gamma F \cdot \sigma$  = tensione statica alla base della luce deformabile del maschio (cfr. Comb.Carico fondamentale SLU (2.5.1) in §2.5.3):  
viene confrontata con  $f_d$  = tensione di progetto a compressione data da:  $f_m / \gamma_M / F_C$  ( $\gamma_M=2.00$ ,  $F_C$ : Att.=1.35 - Prog.=1.35)

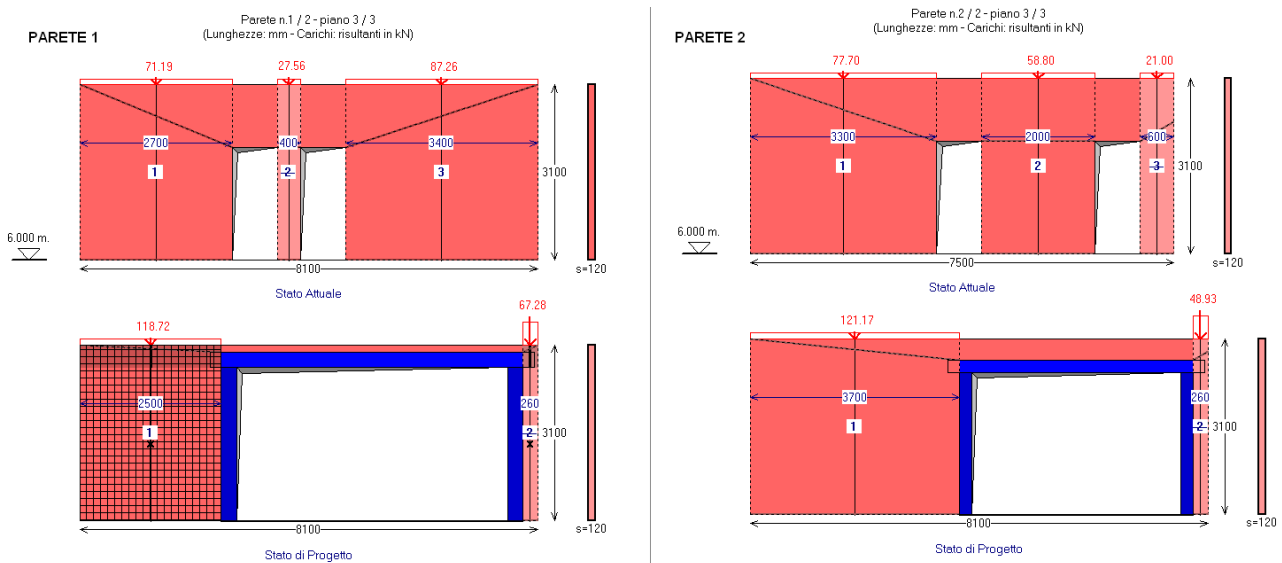
**STATO ATTUALE**

n.	N,somm	Pp,tot	N,base def.	$\sigma$ ,mezz def.	$\sigma$ ,base def.	$\gamma F \cdot \sigma$ (SLU)	$f_d$
1)	77.70	23.05	100.75	0.225	0.254	0.370	0.889
2)	58.80	15.29	74.09	0.277	0.309	0.450	0.889
3)	21.00	4.97	25.97	0.326	0.361	0.527	0.889

**STATO DI PROGETTO**

n.	N,somm	Pp,tot	N,base def.	$\sigma$ ,mezz def.	$\sigma$ ,base def.	$\gamma F \cdot \sigma$ (SLU)	$f_d$
1)	121.17	26.47	147.64	0.303	0.333	0.487	0.889
2)	48.93	3.44	52.37	1.623	1.679	2.496	0.889

(si noti che la dicitura "Risultati Analisi Parete n°..." è in colore verde, nonostante la mancata verifica statica di alcuni maschi, in quanto in AC.M, per convenzione, la colorazione dell'intestazione dei risultati dipende dalla verifica sismica di Riparazione Locale). I risultati statici possono essere accettati in seguito a due considerazioni.



**Fig. 7.12.** Rappresentazione dei maschi murari snelli

Con riferimento alla fig. 7.12, si può osservare che tutti i maschi con tensione statica teoricamente superiore al limite sono maschi snelli, aventi rapporto  $H/B > 3.0$  (per ottenere l'immagine rappresentata, è sufficiente impostare l'apposito check di trascurabilità dei maschi snelli con rapporto  $H/B > 3.0$ ). I maschi snelli sono evidenziati in figura in colore più chiaro rispetto ai maschi reagenti, e con un numero barrato. I risultati statici per i maschi snelli affiancati da telai di cerchiatura possono essere considerati non significativi. Essendo selezionata l'opzione di trascurabilità dei maschi snelli, i risultati di AC.M si presentano nel seguente modo (si riportano, per semplicità, solo i risultati statici relativi alla parete n.1):

**ANALISI STATICA dei maschi murari**

[Forze:kN - Tensioni:N/mm<sup>2</sup>]

$\gamma F \cdot \sigma$  = tensione statica alla base della luce deformabile del maschio (cfr. Comb.Carico fondamentale SLU (2.5.1) in §2.5.3):  
viene confrontata con  $f_d$  = tensione di progetto a compressione data da:  $f_m/\gamma_M/FC$  ( $\gamma_M=2.00$ ,  $FC$ : Att.=1.35 - Prog.=1.35)

**STATO ATTUALE**

n.	N,somm	Pp,tot	N,base def.	$\sigma$ ,mezz def.	$\sigma$ ,base def.	$\gamma F \cdot \sigma$ (SLU)	$f_d$
1)	71.19	19.03	90.21	0.249	0.278	0.406	0.889
2)	27.56	4.58	32.13	0.622	0.669	0.985	0.889
3)	87.26	23.72	110.98	0.243	0.272	0.396	0.889

**STATO DI PROGETTO**

n.	N,somm	Pp,tot	N,base def.	$\sigma$ ,mezz def.	$\sigma$ ,base def.	$\gamma F \cdot \sigma$ (SLU)	$f_d$
1)	118.72	17.49	136.21	0.429	0.454	0.669	1.333
2)	67.28	2.49	69.77	2.202	2.236	3.338	0.889

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.

I risultati in colore grigio si riferiscono a 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, è possibile ipotizzare che il carico verticale sia sostenuto insieme al telaio.

Di conseguenza, è possibile trascurare le tensioni statiche qui riportate, calcolate considerando che il maschio sostenga da solo il carico in sommità.

**Allo Stato di Progetto la verifica può quindi essere considerata completamente soddisfatta, sia sismicamente che staticamente.**

## 7.3. APPROFONDIMENTI

In questo paragrafo proponiamo alcuni quesiti, realmente posti alla AEDES dai propri Utenti, che possono avere interesse generale.

### 7.3.1. FATTORE DI CONFIDENZA PARI A 1.00

**Quesito:** *"Non è più giusto applicare  $F_c=1.00$  anziché 1.20 o 1.35 (secondo il livello di conoscenza), in modo da operare a favore di sicurezza?"*

*Infatti, con  $F_c=1.00$  la muratura ha resistenze superiori e poiché allo Stato Attuale ho più muratura che allo Stato di Progetto (dove è presente il telaio al posto di una porzione muraria), la resistenza persa sarà maggiore e di conseguenza, a parità di sezioni di telaio, si avrà un rapporto tra forze ultime di progetto ed attuale minore, e quindi a favore di sicurezza."*

**Risposta.** La discussione su  $F_c=1.00$  fisso (indipendentemente da LC) nasce dal corrispondente 'orientamento' presente nel documento della Regione Toscana. Il quesito è certamente interessante e merita un approfondimento.

E' stato quindi considerato un esempio semplice in AC.M, studiato più volte secondo i seguenti schemi:

- (a) LC1 (resistenze minime e moduli di elasticità minimi),  $F_c = 1.35$
- (b) LC1 (resistenze minime e moduli di elasticità minimi),  $F_c=1.00$
- (c) LC1 (resistenze minime e moduli di elasticità medi),  $F_c=1.35$
- (d) LC1 (resistenze minime e moduli di elasticità medi),  $F_c=1.00$
- (e) LC2 (resistenze medie e moduli di elasticità medi),  $F_c=1.35$
- (f) LC2 (resistenze medie e moduli di elasticità medi),  $F_c=1.00$

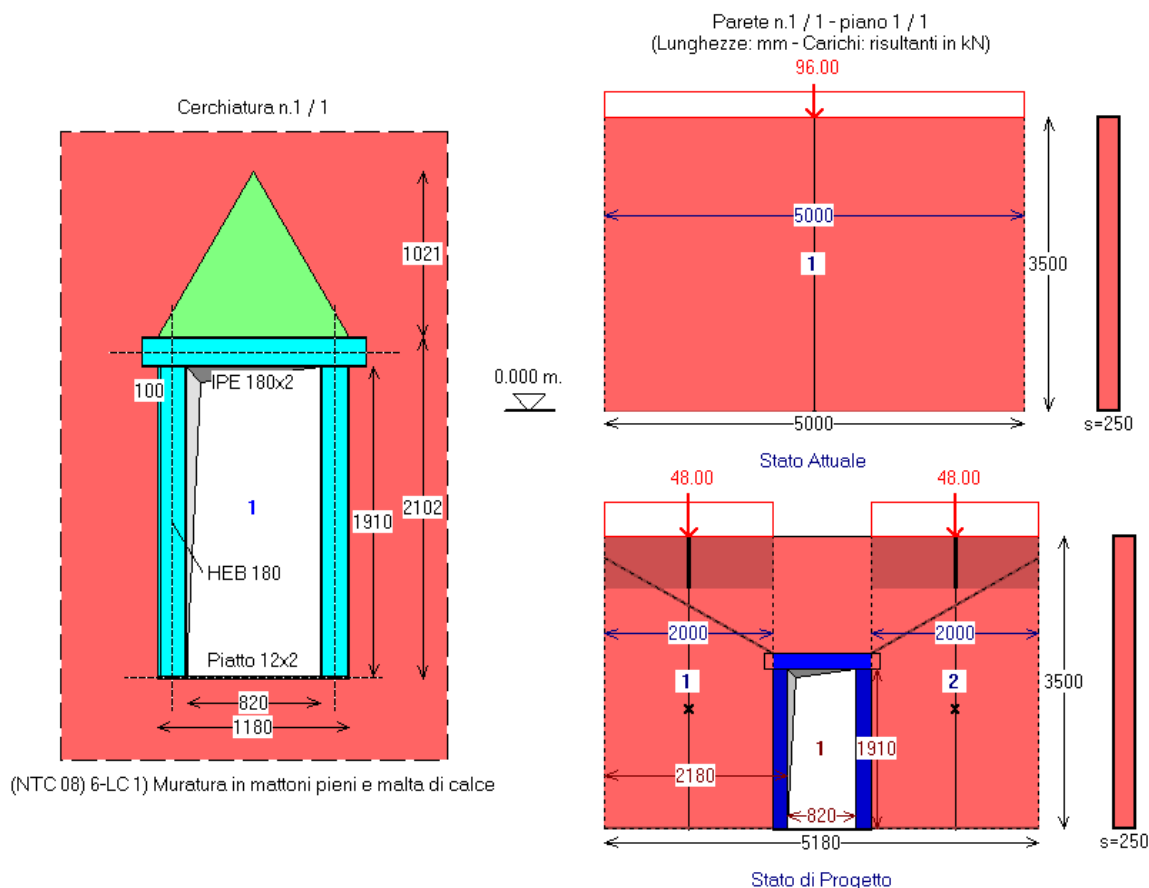
(a) e (b) corrispondono alla minima conoscenza della muratura; diversamente da quanto riportato nella Circolare in §C8A.1.A.4 si cambia il (molto probabile) refuso 'medi' per i moduli di elasticità in 'minimi';

(c) e (d) coincidono con (a) e (b) ma aderendo perfettamente al punto segnalato, usando cioè i valori medi dei moduli di elasticità;

(e) e (f) corrispondono al livello medio di conoscenza della muratura.

LC condiziona quindi il valore delle resistenze  $\tau_o, f_m$  e il valore di  $F_c$  che, se assunto diverso da 1.00, riduce ulteriormente le resistenze stesse.

Muratura: in mattoni pieni e malta di calce, spessore 250 mm, altezza 3500 mm, zone rigide superiori dei maschi murari allo Stato di Progetto 624 mm (schema di diffusione a 30°); telaio di rinforzo con montanti in HEB180 e architrave IPE 180x2.


**Fig. 7.13.** Modello per confronti su effetti dei diversi valori di  $F_c$ 

	COEFFICIENTI DI SICUREZZA		[Rig.K:N/mm - F,ult:kN - Cap.Sp.:mm - En.:J=N*m]	
	Attuale	Progetto	Rapporto (C.Sic.)	
<b>(a)</b>				
Rig.K)	104785	101327	<b>0.967</b>	compreso fra +/-15% (-3.3%)
F,ult)	90.00	273.28	<b>3.036</b>	> 1 (+203.6%)
Cap.Sp.)	14.00	14.00	<b>1.000</b>	= 1 (=)
En.)	1221.37	2387.64	<b>1.955</b>	> 1 (+95.5%)
<b>(b)</b>				
Rig.K)	104785	101327	<b>0.967</b>	compreso fra +/-15% (-3.3%)
F,ult)	111.33	287.78	<b>2.585</b>	> 1 (+158.5%)
Cap.Sp.)	14.00	14.00	<b>1.000</b>	= 1 (=)
En.)	1499.44	2538.48	<b>1.693</b>	> 1 (+69.3%)
<b>(c)</b>				
Rig.K)	130981	119731	<b>0.914</b>	compreso fra +/-15% (-8.6%)
F,ult)	90.00	273.28	<b>3.036</b>	> 1 (+203.6%)
Cap.Sp.)	14.00	14.00	<b>1.000</b>	= 1 (=)
En.)	1229.10	2395.00	<b>1.949</b>	> 1 (+94.9%)
<b>(d)</b>				
Rig.K)	130981	119731	<b>0.914</b>	compreso fra +/-15% (-8.6%)
F,ult)	111.33	287.78	<b>2.585</b>	> 1 (+158.5%)
Cap.Sp.)	14.00	14.00	<b>1.000</b>	= 1 (=)
En.)	1511.27	2549.02	<b>1.687</b>	> 1 (+68.7%)
<b>(e)</b>				
Rig.K)	130981	119731	<b>0.914</b>	compreso fra +/-15% (-8.6%)
F,ult)	106.32	277.02	<b>2.606</b>	> 1 (+160.6%)
Cap.Sp.)	14.00	14.00	<b>1.000</b>	= 1 (=)

En.)	1445.27	2435.00	<b>1.685</b>	> 1 (+68.5%)
<b>(f)</b>				
Rig.K)	130981	119731	<b>0.914</b>	compreso fra +/-15% (-8.6%)
F, ult)	132.66	290.67	<b>2.191</b>	> 1 (+119.1%)
Cap.Sp.)	14.00	14.00	<b>1.000</b>	= 1 (=)
En.)	1790.06	2579.46	<b>1.441</b>	> 1 (+44.1%)

**I coefficienti di sicurezza per Rigidezza più sfavorevoli** (evidenziati in giallo) si ottengono considerando i moduli di elasticità medi (i coefficienti sono identici e non dipendono da  $F_c$ ).

In tal caso si ottiene infatti una rigidezza della sola muratura più alta e quindi la rigidezza della muratura 'tolta', che va compensata col telaio, richiede un telaio più robusto. A parità di telaio, il coefficiente di rigidezza diminuisce.

#### **Coefficienti di sicurezza per Forza ultima più sfavorevoli:**

confrontando (b) con (a), (d) con (c), (f) con (e) si vede che il coefficiente di sicurezza per forza ultima è sempre minore nel caso di  $F_c=1.00$  [questo era il significato del quesito], ed inoltre diminuisce considerando i valori medi dei moduli di elasticità

⇒ **si deduce che sarebbe sempre opportuno considerare la muratura dello Stato Attuale con le sue capacità migliori** (moduli elastici medi anziché minimi,  $F_c=1.00$  anziché  $F_c=1.35$  per non ridurre le resistenze) in modo che, togliendone una porzione, il telaio inserito risulti più robusto e quindi si operi a favore di sicurezza.

Si tratta di una conferma dell'affermazione del quesito posto.

Accade tuttavia che, adottando questo ragionamento, **in ogni tipo di intervento di miglioramento, locale o globale, si dovrebbe allora partire dalle migliori qualità possibili della muratura attuale.**

Ad esempio, in uno schema 3D dove si sostituisce una parete esistente con una nuova, si crea una situazione analoga alla verifica locale della parete con apertura da cerchiare.

In generale, in un intervento di miglioramento si deve anche stimare la PGA sostenibile ai due Stati: trattandosi però di un confronto, interessa il valore di Progetto relativo a quello Attuale (e non interessano i valori assoluti), pertanto si può accettare il principio di porre la muratura Attuale nelle condizioni migliori possibili.

Questo modo di operare fa perdere però informazioni sulle reali capacità delle strutture: dove è possibile, appare più corretto attribuire ai materiali le loro effettive caratteristiche in modo che tutti i parametri prodotti dai risultati (inclusa ad es. la PGA) assumano valori attendibili.

Un approccio dove si varino le impostazioni originarie della muratura ai fini della sicurezza non corrisponde all'assetto normativo: **la Normativa infatti qualifica la muratura con livelli di conoscenza e relativi fattori di confidenza indipendentemente dall'uso nell'ambito degli interventi di miglioramento o di adeguamento.** Usare  $F_c=1.00$  con LC1 contraddice di fatto la corrispondenza fra livelli di conoscenza e fattori di confidenza (lo stesso si può affermare per E,G medi e LC1, anche se in questo caso c'è il 'refuso' della Normativa che autorizza l'uso di E,G medi).

Ovviamente, queste sono opinioni di chi scrive: il software AC.M lascia libertà di utilizzo e consente tutti i tipi di impostazione; il Professionista valuterà quale scelta operare.

## 7.3.2. RIDUZIONE MODULI DI ELASTICITA' PER MURATURE LESIONATE

**Quesito:** *"Se la muratura su cui si deve intervenire presenta lesioni significative, non si dovrebbe ridurre allo Stato Attuale i moduli di elasticità, ad esempio del 50%? Nello Stato di Progetto, dopo l'intervento, a lesioni ripristinate, potrebbero essere considerati moduli non ridotti, e ciò condurrebbe a evitare sovrastime degli interventi di consolidamento, inclusi eventuali telai di rinforzo."*

**Risposta.** Anche in questo caso si tratta di un'osservazione interessante. Per le lesioni, occorre distinguere due possibili cause distinte: statica e sismica.

(1) **Lesioni di tipo statico, dovute ai carichi verticali.** Possono essere originate, ad esempio, da cedimenti di fondazione o da alterazioni delle strutture del fabbricato (rifacimenti coperture, aumento di carico dei solai, tendenza al ribaltamento verso l'esterno per assenza di tiranti o catene, ecc.)

Se si interviene su una parete fessurata per motivi statici, è evidente che un requisito fondamentale da soddisfare è il ritorno all'integrità strutturale della parete.

Pertanto, in un'analisi sismica della parete che tenga conto del confronto tra Stato di Progetto e Stato Attuale, sarà possibile considerare moduli adeguatamente ridotti per lo Stato Attuale, mentre allo Stato di Progetto, oltre alle caratteristiche meccaniche modificate della parete (p.es. realizzando un intonaco armato), potranno essere utilizzati moduli non ridotti (tenendo così conto del ripristino dell'integrità della parete stessa che avviene adottando anche opportune soluzioni ingegneristiche al di là dell'ambito locale della parete stessa: contrastando il cedimento delle fondazioni, inserendo catene a livelli superiori, ecc.)

**Attenzione:** questa scelta rende più problematico il rispetto dei limiti sulla variazione di rigidità richiesti per qualificare l'intervento come Riparazione locale. Tale variazione potrebbe essere sempre intesa rispetto ad una configurazione originaria non lesionata (prima cioè che intervenissero le cause fessurative 'statiche'): per questo motivo, anche in presenza di lesioni statiche, si potrebbe ritenere corretto - ai fini dell'analisi sismica (che peraltro è l'unica su cui influiscono i valori dei moduli di elasticità) - l'utilizzo di moduli non ridotti anche nello Stato Attuale.

(2) **Lesioni di tipo sismico.** In questo caso, lo Stato Attuale si riferisce sempre allo Stato pre-evento, cioè la configurazione della parete prima del danneggiamento sismico.

L'intervento di consolidamento ha lo scopo di migliorare le prestazioni originarie della parete, che infatti non erano sufficientemente idonee, come dimostrato dal danneggiamento verificatosi.

Quindi: Stato Attuale = stato pre-evento, prima delle lesioni sismiche. Stato di Progetto = intervento di consolidamento.

In questo ambito rientrano ad esempio i casi non tanto di nuove aperture in pareti originariamente piene, ma ad esempio di inserimento di telai di rinforzo in pareti che l'apertura ce l'avevano già.

Per quanto illustrato, le condizioni lesionate non sono considerate nello Stato Attuale, e quindi i moduli di elasticità di riferimento (cioè i valori-base adottati per la tipologia muraria) non hanno variazione fra Stato Attuale e Stato di Progetto. Data la non idoneità della riduzione di E,G ai fini delle analisi sismiche non lineari (cui appartiene anche l'elaborazione della curva di capacità per verificare l'intervento locale antisismico sulla parete), saranno in genere considerati i valori non ridotti.

In base a queste osservazioni, in AC.M è prevista la possibilità di considerare moduli elastici ridotti differenziando lo Stato Attuale dallo Stato di Progetto, in modo da poter descrivere adeguatamente le situazioni di tipo (1).

### 7.3.3. ZONE RIGIDE CON DIFFUSIONE A 30° IN CASO DI FINESTRA

**Quesito:** "Volendo adottare la modellazione delle zone rigide con il metodo di definizione delle zone rigide a partire da angoli di diffusione a 30° (cfr. fig. 4.4, p.4.3), il calcolo dell'altezza efficace permette di definire l'altezza deformabile del maschio in modo immediato nel caso di una porta, in quanto la zona rigida si trova in sommità al maschio. Ma se invece di una porta si ha una finestra, con che criterio le zone rigide vengono definite alla base e alla sommità del maschio? La formula in fig. 4.4 fornisce solo l'altezza deformabile: come ripartirla fra zona inferiore e zona superiore?"

**Risposta.** Per comprendere come viene effettuato il calcolo delle zone rigide della parete con l'ipotesi di diffusione a 30° in presenza di finestre, che determinano nei maschi adiacenti zone rigide inferiore e superiore, si fa riferimento ad un esempio semplice, dove un'apertura viene prima considerata come porta, e poi come finestra. La fig. 7.14 illustra i risultati nel caso della porta.

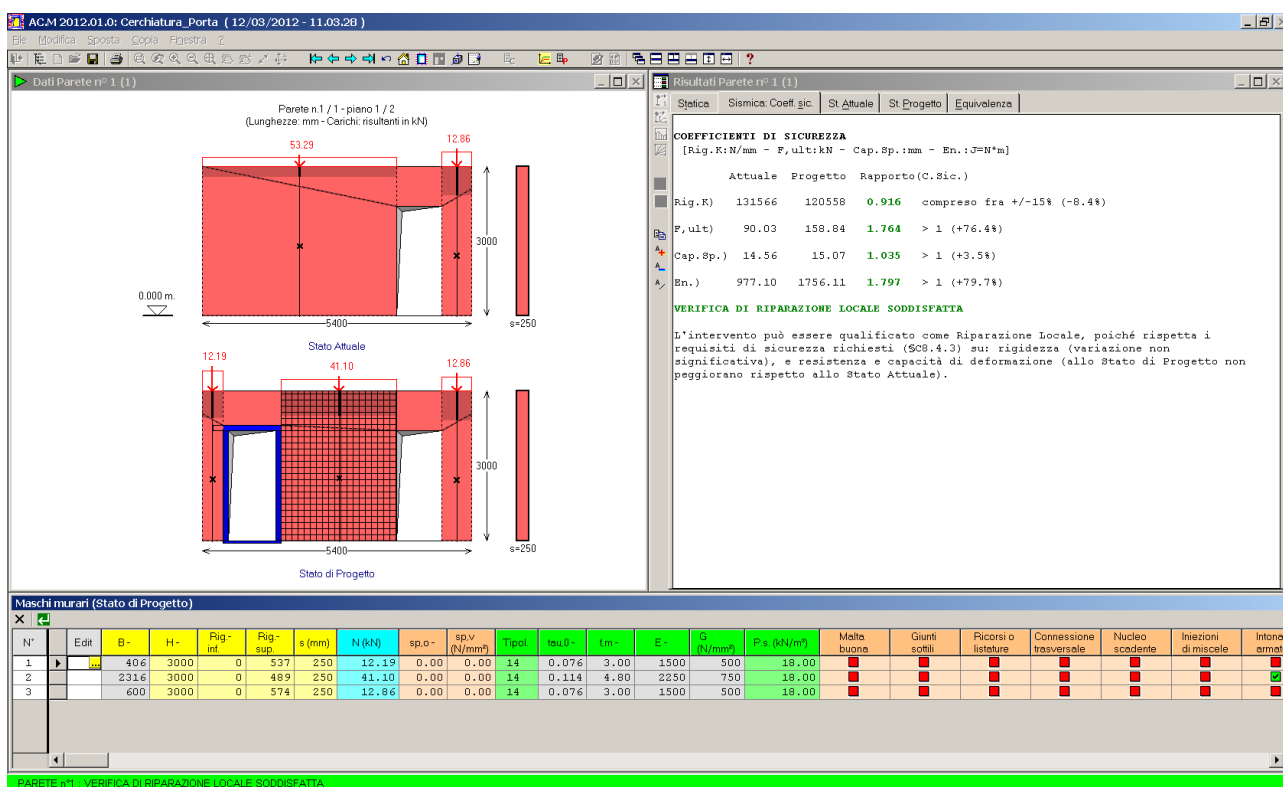
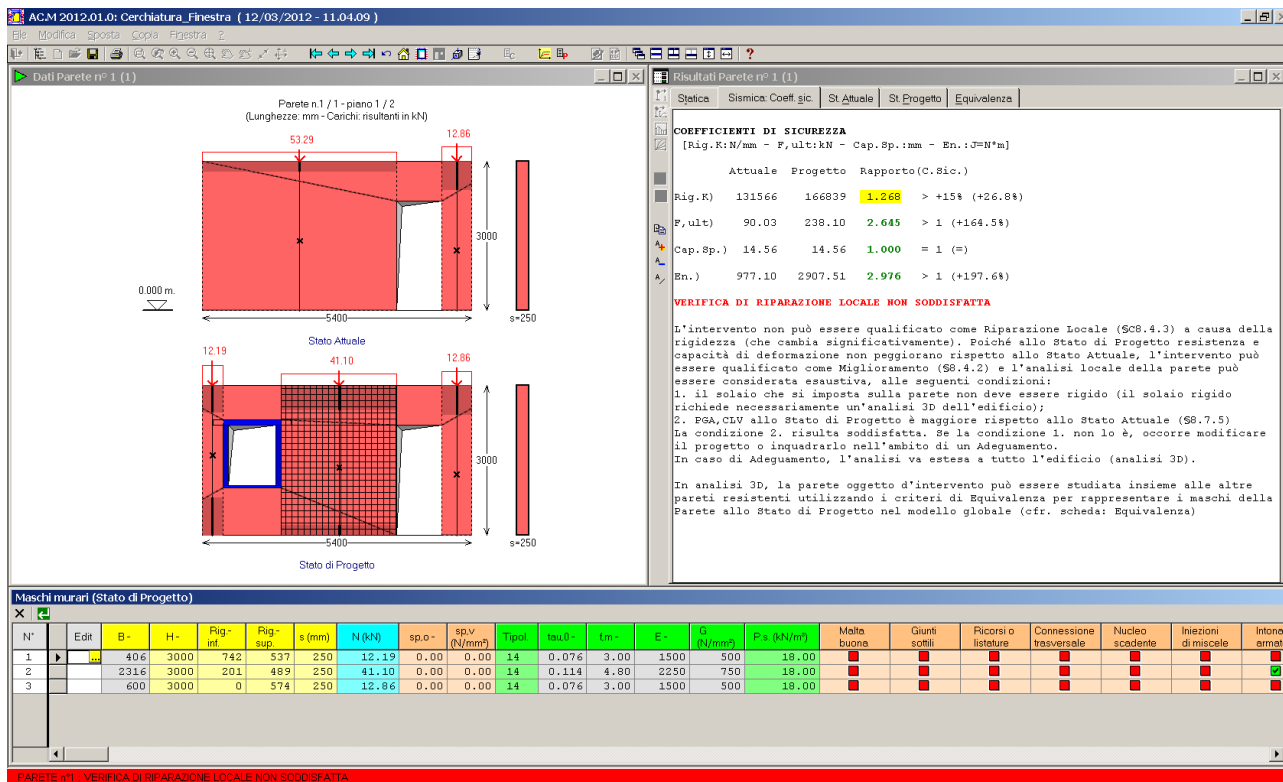


Fig. 7.14. Esempio contenente una porta con cerchiatura

Le zone rigide e le altezze di calcolo (altezze deformabili) dei maschi murari sono le seguenti:

n.	Zona rig.inf.	Zona rig.sup.	Hcalc	
1)	0	537	2463	(0+2463+537=3000)
2)	0	489	2511	(0+2511+489=3000)
3)	0	574	2426	(0+2426+574=3000)

La stessa struttura viene analizzata sostituendo alla porta una finestra; in pratica, la differenza consiste nel sottofinestra corrispondente all'apertura n°1 (la prima a sinistra) dello Stato di Progetto. I risultati sono riportati in fig. 7.15.



**Fig. 7.15.** Lo stesso esempio ma con una finestra con cerchiatura, anziché una porta

Le zone rigide e le altezze di calcolo (altezze deformabili) dei maschi murari sono le seguenti:

n.	Zona rig.inf.	Zona rig.sup.	Hcalc	
1)	742	537	1721	(742+1721+537=3000)
2)	201	489	2310	(201+2310+489=3000)
3)	0	574	2426	(0+2426+574=3000)

L'effetto della finestra è quindi la creazione di una zona rigida inferiore nei primi due maschi (per il terzo, la differenza fra porta e finestra è chiaramente influente).

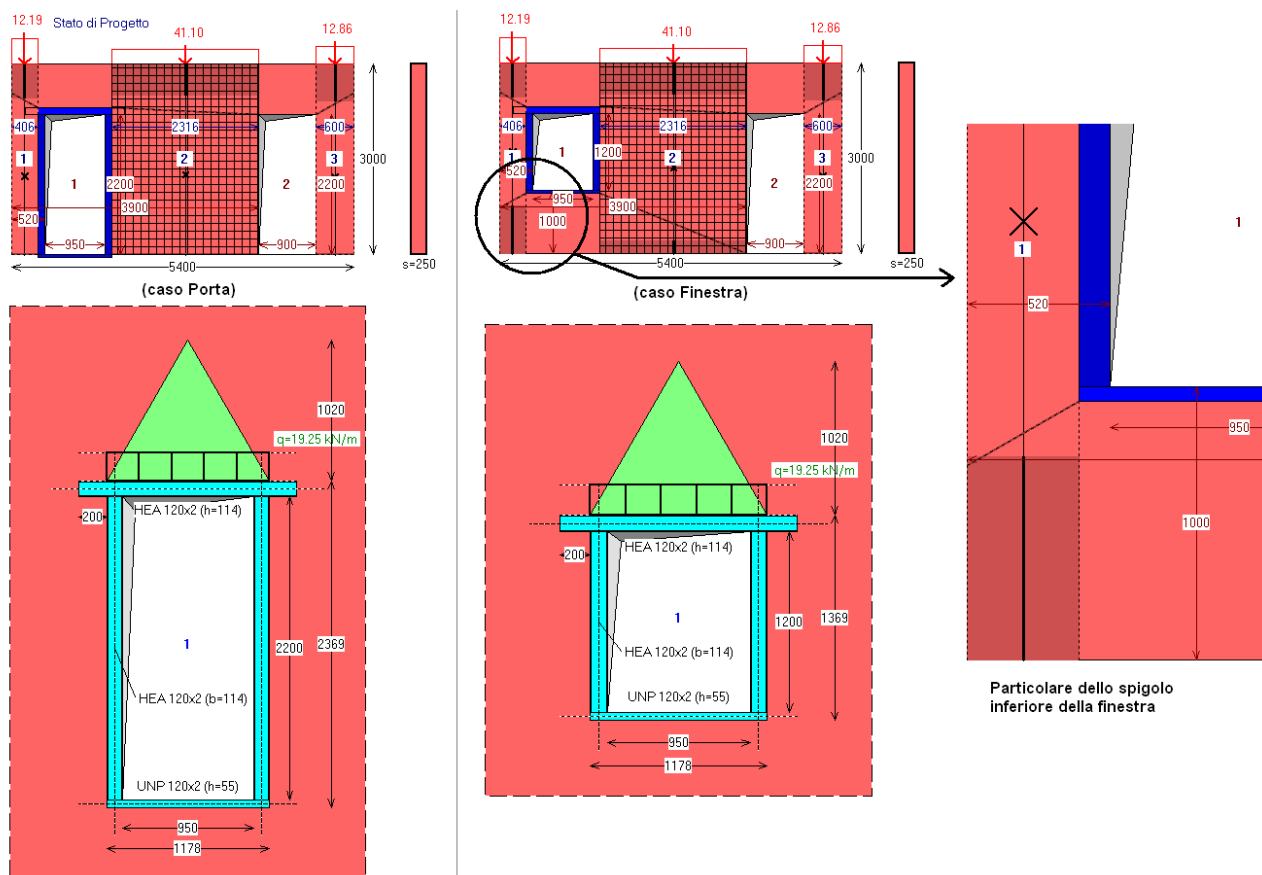
Dal punto di vista dei risultati, le rigidità allo Stato di Progetto aumentano a causa del maggiore irrigidimento di due maschi, e il confronto con lo Stato Attuale diviene sfavorevole nei confronti della Riparazione Locale. Nel caso della finestra quindi l'intervento deve essere studiato con maggiore attenzione: diviene non più necessario l'irrigidimento con intonaco armato (se nei Dati dei Maschi dello Stato di Progetto, si togliesse l'intonaco armato per il maschio 2, si rientrerebbe automaticamente nel caso della Riparazione Locale soddisfatta).

In questo contesto, interessa valutare la determinazione delle zone rigide dei maschi adiacenti all'apertura secondo il metodo della diffusione a 30°.

## a) Caso della porta.

Nella parete alta 3000 mm e di lunghezza di base 5400 mm, allo Stato di Progetto ci sono i seguenti componenti (da sinistra a destra):

maschio 1: B=406; apertura 1: B=950 netta, 1178 con telaio; h=2200 netta, 2369 con telaio; maschio 2: B=2316, apertura 2: B=900, h=2200, alla quota Z=1000; maschio 3: B=600.



**Fig. 7.16.** Zone rigide secondo il metodo di diffusione a 30°

Consideriamo l'apertura 1 ed il maschio 1:

dagli spigoli a sinistra, considerando anche l'ingombro del telaio di cerchiatura, parte una retta superiore di riferimento a 30° che interseca il bordo sinistro della parete (si osservi che il traverso inferiore della cerchiatura resta sotto la quota della parete, e quindi l'altezza della muratura eliminata che deve essere considerata è pari a:  $2200+114=2314$ ). In corrispondenza dell'asse del maschio 1 viene individuato un punto la cui quota è la seguente:

$$2314 + (406/2) \cdot \operatorname{tg} 30^\circ = 2431 \text{ mm}$$

$$\delta = 1/3 * D * (H - h')/h' = 1/3 * 406 * (3000 - 2431)/2431 = 32$$

$$H_{\text{eff}} = h' + \delta = 2431 + 32 = 2463:$$

nel calcolo di AC.M è questo il parametro che determina la rigidità della parete

( $H_{\text{calc}} = H_{\text{eff}}$ ), e la zona rigida superiore del maschio risulta pari a:

$$(H - H_{\text{eff}}) = 3000 - 2463 = 537 \text{ mm.}$$

b) Caso della finestra (la zona superiore coincide geometricamente con quella della porta).

In questo caso, dagli spigoli dell'apertura (in corrispondenza del telaio) partono i riferimenti a 30° che individuano due punti di intersezione con l'asse del maschio. Il punto superiore è quello già calcolato per il caso della porta; il punto inferiore è il seguente:

$$(1000-55)-(406/2)*\text{tg}30^\circ = 828 \text{ mm}$$

Considerando anche la zona di irrigidimento superiore, si ha:

$$h' = 2431-828 = 1603 \text{ mm, da cui:}$$

$$\delta = 1/3 * D * (H - h')/h' = 1/3 * 406 * (3000 - 1603)/1603 = 118$$

$$H_{\text{eff}} = h' + \delta = 1603 + 118 = 1721.$$

La somma delle due zone rigide da considerare è quindi pari a:

$$3000 - 1721 = 1279 \text{ mm}$$

La zona rigida superiore è già stata valutata nel caso della porta, e vale: 537 mm.; pertanto, la zona rigida inferiore è pari a: 1279 - 537 = 742 mm.

La metodologia adottata consente il mantenimento della stessa zona rigida superiore fra il caso della porta e quello della finestra, come di fatto appare fisicamente corretto.

Si osservi però che *ai fini del calcolo sismico di AC.M* la modalità di ripartizione della parte complessiva di rigidità (1279 mm) fra zona rigida superiore e zona rigida inferiore è ininfluyente: ciò che conta è che la luce deformabile del maschio (=altezza di calcolo  $H_{\text{calc}}$ ), pari a 1721. Con il metodo di diffusione a 30°, un'unica zona rigida, come nel caso della porta, resta univocamente determinata; due zone rigide, come nel caso della finestra, richiedono una condizione aggiuntiva, che può appunto essere ragionevolmente identificata nel mantenere una zona rigida superiore uguale a quella che si determinerebbe aprendo una porta invece di una finestra.

## **8. ESTRATTI DALLA NORMATIVA VIGENTE**

### **8.1. D.M. 14.1.2008 (NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI)**

#### **8. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE**

##### **8.4 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI**

Si individuano le seguenti categorie di intervento:

- interventi di adeguamento atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle presenti norme;
- interventi di miglioramento atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle presenti norme;
- riparazioni o interventi locali che interessino elementi isolati, e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Gli interventi di adeguamento e miglioramento devono essere sottoposti a collaudo statico. 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 sicurezza.

##### **8.4.1 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO**

È fatto obbligo di procedere alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario, all'adeguamento della costruzione, a chiunque intenda:

- a) sopraelevare la costruzione;
- b) ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione;
- c) apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%; resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento, secondo le indicazioni del presente capitolo. Una variazione dell'altezza dell'edificio, per la realizzazione di cordoli sommitali, sempre che resti immutato il numero di piani, non è considerata sopraelevazione o ampliamento, ai sensi dei punti a) e b). In tal caso non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano le condizioni di cui ai precedenti punti c) o d).

##### **8.4.2 INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO**

Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate.

È possibile eseguire interventi di miglioramento nei casi in cui non ricorrano le condizioni specificate al paragrafo 8.4.1.

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.

### **8.4.3 RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE**

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 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.**

(...)

## **8.7. VALUTAZIONE E PROGETTAZIONE IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE**

### **8.7.4 CRITERI E TIPI D'INTERVENTO**

Per tutte le tipologie di costruzioni esistenti gli interventi di consolidamento vanno applicati, per quanto possibile, in modo regolare ed uniforme. L'esecuzione di interventi su porzioni limitate dell'edificio va opportunamente valutata e giustificata, considerando la variazione nella distribuzione delle rigidità e delle resistenze e la conseguente eventuale interazione con le parti restanti della struttura. Particolare attenzione deve essere posta alla fase esecutiva degli interventi, in quanto una cattiva esecuzione può peggiorare il comportamento globale delle costruzioni.

La scelta del tipo, della tecnica, dell'entità e dell'urgenza dell'intervento dipende dai risultati della precedente fase di valutazione, dovendo mirare prioritariamente a contrastare lo sviluppo di meccanismi locali e/o di meccanismi fragili e, quindi, a migliorare il comportamento globale della costruzione.

In generale dovranno essere valutati e curati gli aspetti seguenti:

- riparazione di eventuali danni presenti
- riduzione delle carenze dovute ad errori grossolani;
- miglioramento della capacità deformativa ("duttilità") di singoli elementi,
- riduzione delle condizioni che determinano situazioni di forte irregolarità degli edifici, in termini di massa, resistenza e/o rigidità, anche legate alla presenza di elementi non strutturali;
- riduzione delle masse, anche mediante demolizione parziale o variazione di destinazione d'uso,
- riduzione dell'impegno degli elementi strutturali originari mediante l'introduzione di sistemi d'isolamento o di dissipazione di energia,
- riduzione dell'eccessiva deformabilità degli orizzontamenti,
- miglioramento dei collegamenti degli elementi non strutturali,
- incremento della resistenza degli elementi verticali resistenti, tenendo eventualmente conto di una possibile riduzione della duttilità globale per effetto di rinforzi locali
- realizzazione, ampliamento, eliminazione di giunti sismici o interposizione di materiali atti ad attenuare gli urti.
- miglioramento del sistema di fondazione, ove necessario,

Interventi su parti non strutturali ed impianti sono necessari quando, in aggiunta a motivi di funzionalità, la loro risposta sismica può mettere a rischio la vita degli occupanti o produrre danni ai beni contenuti nella costruzione. Per il progetto di interventi atti ad assicurare l'integrità di tali parti valgono le prescrizioni fornite nei §§ 7.2.3 e 7.2.4.

Per le strutture in muratura, inoltre, dovranno essere valutati e curati gli aspetti seguenti:

- miglioramento dei collegamenti tra solai e pareti o tra copertura e pareti e fra pareti confluenti in martelli murari ed angolate.

- riduzione ed eliminazione delle spinte non contrastate di coperture, archi e volte;
  - rafforzamento delle pareti intorno alle aperture,
- (...)

### **8.7.5 PROGETTO DELL'INTERVENTO**

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

- 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);
- scelta motivata del tipo di intervento;
- scelta delle tecniche e/o dei materiali;
- dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
- analisi strutturale considerando le caratteristiche della struttura post-intervento;
- verifica della struttura post-intervento con determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU (e SLE se richiesto).

## **8.2. CIRC. 2.2.2009, N.617 (ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DEL D.M. 14.1.2008)**

### **C8. COSTRUZIONI ESISTENTI**

#### **C8.4 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI**

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. 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.

#### **C8.4.1. INTERVENTO DI ADEGUAMENTO**

Indipendentemente dalle problematiche strutturali specificamente trattate nelle NTC, le sopraelevazioni, nonché gli interventi che comportano un aumento del numero di piani, sono ammissibili solamente ove siano compatibili con gli strumenti urbanistici. La valutazione della sicurezza, nel caso di intervento di adeguamento, è finalizzata a stabilire se la struttura, a seguito dell'intervento, è in grado di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC, con il grado di sicurezza richiesto dalle stesse. Non è, in generale, necessario il soddisfacimento delle prescrizioni sui dettagli costruttivi (per esempio armatura minima, passo delle staffe, dimensioni minime di travi e pilastri, ecc.) valide per le costruzioni nuove, purché il Progettista dimostri che siano garantite comunque le prestazioni in termini di resistenza, duttilità e deformabilità previste per i vari stati limite.

### **C8.4.2 INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO**

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.

Nel caso di intervento di miglioramento sismico, la valutazione della sicurezza riguarderà, necessariamente, la struttura nel suo insieme, oltre che i possibili meccanismi locali. In generale ricadono in questa categoria tutti gli interventi che, non rientrando nella categoria dell'adeguamento, fanno variare significativamente la rigidezza, la resistenza e/o la duttilità dei singoli elementi o parti strutturali e/o introducono nuovi elementi 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.

### **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.**

## **C8A (APPENDICE AL CAP. C8)**

### **C85. CRITERI PER GLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DI EDIFICI IN MURATURA**

#### **C85.5 INTERVENTI CHE MODIFICANO LA DISTRIBUZIONE DEGLI ELEMENTI VERTICALI RESISTENTI**

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 **realizzazione di nuove aperture**, se non strettamente necessaria, va possibilmente evitata; nel caso in cui la conseguente riduzione di rigidezza risulti problematica per la

risposta globale, **sarà disposto un telaio chiuso, di rigidezza e resistenza tali da ripristinare per quanto possibile la condizione preesistente.**

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.

### **C85.8 INTERVENTI VOLTI A RINFORZARE LE PARETI INTORNO ALLE APERTURE**

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.

## **8.3. ORIENTAMENTI INTERPRETATIVI**

Il documento di riferimento è il seguente:

**Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti (Regione Toscana, Comitato Tecnico Scientifico in materia di rischio sismico, Delibera Giunta Regionale n.606 del 21/6/2010) .**

### **Premessa**

Le NTC 2008 hanno introdotto alcuni nuovi concetti che nelle precedenti norme non erano presenti o erano solo accennati.

Le principali novità possono essere sintetizzate nei seguenti punti:

1. introduzione, rispetto al DM 1996, del concetto del livello di conoscenza dell'edificio. Si è voluto dare una metodologia sistematica e graduale che possa guidare con consapevolezza le scelte progettuali, sia per quanto riguarda i materiali in opera (pietrame, laterizi, ...) che per le tipologie strutturali presenti (pareti, solai, ...), nonché del livello di connessione dei vari macroelementi.
2. nuova classificazione degli interventi possibili: adeguamento, miglioramento, intervento locale o riparazione.
3. introduzione di specifiche metodologie di calcolo (statica, dinamica, statica non-lineare, dinamica non lineare) da applicare a tutto l'organismo strutturale nel caso di analisi complessiva (adeguamento, miglioramento).

Tuttavia la parte delle NTC che affronta gli interventi sugli edifici esistenti contiene esigue specifiche indicazioni di dettaglio.

Nella Circolare applicativa, e negli allegati alla stessa compaiono maggiori indicazioni che, comunque, forniscono indicazioni spesso finalizzate ad interventi di rilevanza notevole (adeguamento o miglioramento) lasciando poche indicazioni sugli interventi minori (locali o di riparazione).

Per una prima applicazione e al fine di dare utili indicazioni procedurali e tecniche, in attesa di eventuali ulteriori indicazioni ministeriali, si ritiene di fornire alcune indicazioni che possono risultare utili in fase di prima applicazione delle NTC, limitatamente agli "interventi locali" o di riparazione.

Si mette in evidenza che le casistiche che possono emergere nel campo degli interventi sugli edifici esistenti sono moltissime e non facilmente codificabili. Pertanto le indicazioni sottostanti hanno valore indicativo e potranno essere oggetto di adattamento al caso specifico

in fase di progettazione. In ogni caso il progettista illustrerà nella relazione generale e di calcolo le proprie motivazioni e scelte che dovranno essere adeguatamente supportate. Si precisa che il progettista si assume comunque la piena responsabilità del progetto e dei dettagli costruttivi, anche se ripresi da questo documento.

Si osserva, infine, che per le tipologie di interventi di tipo "locale" o "riparazione", le tecniche di intervento sono sostanzialmente analoghe a quelle previste dalle previgenti norme.

**Rimangono tuttavia indispensabili le verifiche previste dalle NTC 2008.**

Riferimenti normativi essenziali: DM 14.1.2008 (NTC 2008)

1. Cap. 8 par. 4.3
2. Circolare esplicativa Cap. 8.4.3
3. Appendice della Circolare esplicativa C8.A

## **1. Interventi sulle murature in elevazione**

I comuni interventi che prevedono una **diversa distribuzione delle aperture interne ed esterne negli edifici in muratura** sono spesso oggetto di dubbi e incertezze.

Tali interventi, fisiologicamente connaturati al naturale evolversi delle esigenze distributive interne agli edifici esistenti, sono molto comuni e a volte abusati sia in numero che in dimensione dei singoli interventi, nonché scoordinati tra loro.

Senza ulteriormente soffermarsi sulla delicatezza di tali interventi la cui complessità è facilmente intuibile si vuole qui richiamare l'attenzione su alcuni aspetti di calcolo e costruttivi necessari per una corretta progettazione ed a una altrettanto corretta realizzazione.

I suggerimenti che seguono sono integrati da prescrizioni di "buon senso" che, se seguite, consentiranno di omettere ulteriori approfondimenti di calcolo e verifica.

In ogni caso, già in fase di progettazione architettonica, è opportuno limitare il più possibile il numero delle nuove aperture nelle pareti esistenti che dovranno essere motivate da effettive esigenze funzionali primarie. Si tenga presente che le strutture murarie non possono consentire la libertà distributiva interna, caratteristica propria delle strutture puntiformi (a telaio) in cemento armato o acciaio.

### **1.1 Analisi dello stato di fatto**

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 e la tipologia della muratura.

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 mancanza anche di uno solo dei dati descritti impedisce, di fatto, di poter correttamente progettare l'intervento sulla parete muraria al piano in questione.

**Il livello di conoscenza che occorre acquisire è, quindi, almeno LC1** (verifiche limitate) così come descritto nel Cap. C8.1.2 e C8.1.3 della Circ.

In mancanza di specifiche prove sperimentali, i valori delle **caratteristiche meccaniche della muratura** potranno essere stimati in base alla tab. C8.2.1 o, in mancanza di altri riferimenti, facendo riferimento ad indicazioni contenute nella letteratura tecnica di comprovata validità.

Ai fini delle verifiche che devono essere condotte per questa tipologia di interventi si ritiene opportuno adottare i **valori medi** tra quelli proposti.

**Non occorre dividere i valori suggeriti per il fattore di confidenza FC.**

---

Come indicato al p.to 7.8.1.5.2 e C82 si può fare riferimento alla **rigidezza in condizioni fessurate e quindi considerare i valori medi di E e G ridotti (50%)**.

In ogni caso i valori della tab. C8.2.1 devono essere corretti in funzione delle caratteristiche della malta, dell'altezza dei giunti, della presenza di ricorsi o listature, di diaconi (elementi di collegamento trasversali). I coefficienti correttivi sono indicati nella Tab. C82.2

## 1.2 Calcolo e verifica

Le indicazioni sono suggerite al punto C8.4.3. 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.**

Dovrà essere sufficientemente argomentato che tale intervento non cambia significativamente il comportamento globale della struttura.

Il ripristino di rigidezza (elemento principale dell'intervento) può avvenire secondo le tecniche previste al punto C8.5.5 e C8.5.6. Generalmente si opera con **l'inserimento di telai metallici rigidi in acciaio o in cemento armato a cerchiatura del vano di progetto oppure con rinforzi sulle porzioni di murature residue laterali.**

Pertanto le verifiche di cui sopra si effettueranno **comparando la parete nello stato ante-operam e la parete post-operam, comprensiva degli interventi di rinforzo.**

Nel caso si adottino cerchiature metalliche o in cemento armato occorrerà **verificare le sezioni e le unioni** secondo le sollecitazioni derivanti dall'analisi eseguita secondo le NTC 2008.

## 1.3 Cantierizzazione

La corretta posa in opera è determinante per la buona riuscita dell'intervento.

Nel caso si debba inserire una cerchiatura occorre che questa venga messa in carico all'interno della muratura di perimetro. Tale operazione si rende necessaria al fine di rendere la cerchiatura attiva specialmente per i carichi verticali. L'operazione di "caricamento" della cerchiatura può avvenire con l'ausilio di martinetti o altri tipi di attuatori.

L'ammorsamento laterale alla parete deve essere effettuato con opportune e diffuse zancature.

Nel caso di cerchiature in pareti di piccolo spessore (1 testa) l'ancoraggio laterale deve essere realizzato preferibilmente con idonea fasciatura.

**Le unioni tra i montanti e i traversi (architrave e traverso inferiore) devono assicurare il grado di vincolo ipotizzato nel calcolo.**

L'incastro alla base potrà essere conseguito anche con tirafondi efficaci ancorati a cordoli in cemento armato.

Nel caso non sia possibile assicurare un efficace vincolo di incastro si dovrà procedere al ridimensionamento della cerchiatura riducendo conseguentemente la rigidezza dei montanti. In ogni caso si dovrà assicurare il corretto ammorsamento perimetrale della cerchiatura alle mazzette laterali.

Nel caso si debba realizzare il rinforzo della muratura residua si dovranno seguire le indicazioni riportate di cui al punto C8.5.6. Si ricorda che nel caso di placcaggio (betoncino

armato) questo deve essere realizzato su ambedue le facce della parete. I placcaggi su un solo lato non sono, di norma, da considerarsi efficaci ai fini dell'incremento della rigidità del pannello murario.

#### **1.4 Indicazioni dimensionali e costruttive**

Si ritiene che siano da evitare i seguenti interventi:

- eliminazione totale di una parete portante o di controvento. Tale intervento può essere ammissibile 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

Con il mancato rispetto delle suddette indicazioni decade la possibilità di considerare l'intervento come "locale", fatto salvo eventuali obblighi derivanti da altre normative da valutarsi caso per caso.

Non sono ammissibili, all'interno della tipologia degli "interventi locali", i seguenti interventi:

- inserimento di cerchiature a cavallo nelle intersezione 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.

Inoltre:

- lo "spostamento" di porte o finestre nell'ambito della stessa parete muraria (chiusura e riapertura adiacente del vano) sono da considerarsi ammissibili 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 di aperture può consentire la semplice realizzazione dell'architettura; il disallineamento, di norma da evitare, comporta la realizzazione di opportuni provvedimenti di rinforzo.

- La chiusura di nicchie, vani porta, canne fumarie o finestre deve generalmente avvenire per tutto lo spessore e con materiali che ripristino la continuità strutturale. La nuova muratura deve essere convenientemente ammorsata ai lati e calzata a forza superiormente. La qualità e la tipologia della muratura devono essere compatibile con quelle della parete esistente.

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 può fare riferimento al seguente criterio:

- facendo riferimento alla "unità immobiliare" oggetto degli interventi, si valuta l'area della muratura resistente nelle due direzioni principali,  $A_{x1}$  e  $A_{y1}$ , nello stato attuale

- 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 indicazioni dimensionali e costruttive sopra indicate.

La nuova distribuzione delle aperture interne, oltre a prevedere idonee opere di rinforzo, deve essere tale da non alterare in modo sensibile la struttura resistente di piano ed il livello di regolarità della struttura.

## **9. APPENDICE**

La casistica della progettazione dei telai di cerchiatura è estremamente varia: nel paragrafo 9.1 si riportano alcune immagini a titolo illustrativo; per altra documentazione si rinvia alla manualistica del software AC.M © AEDES (cfr. p. 9.2).

### **9.1. DOCUMENTAZIONE PROGETTUALE**



**Fig. 9.1.** Cerchiatura con telaio in acciaio di grandi dimensioni



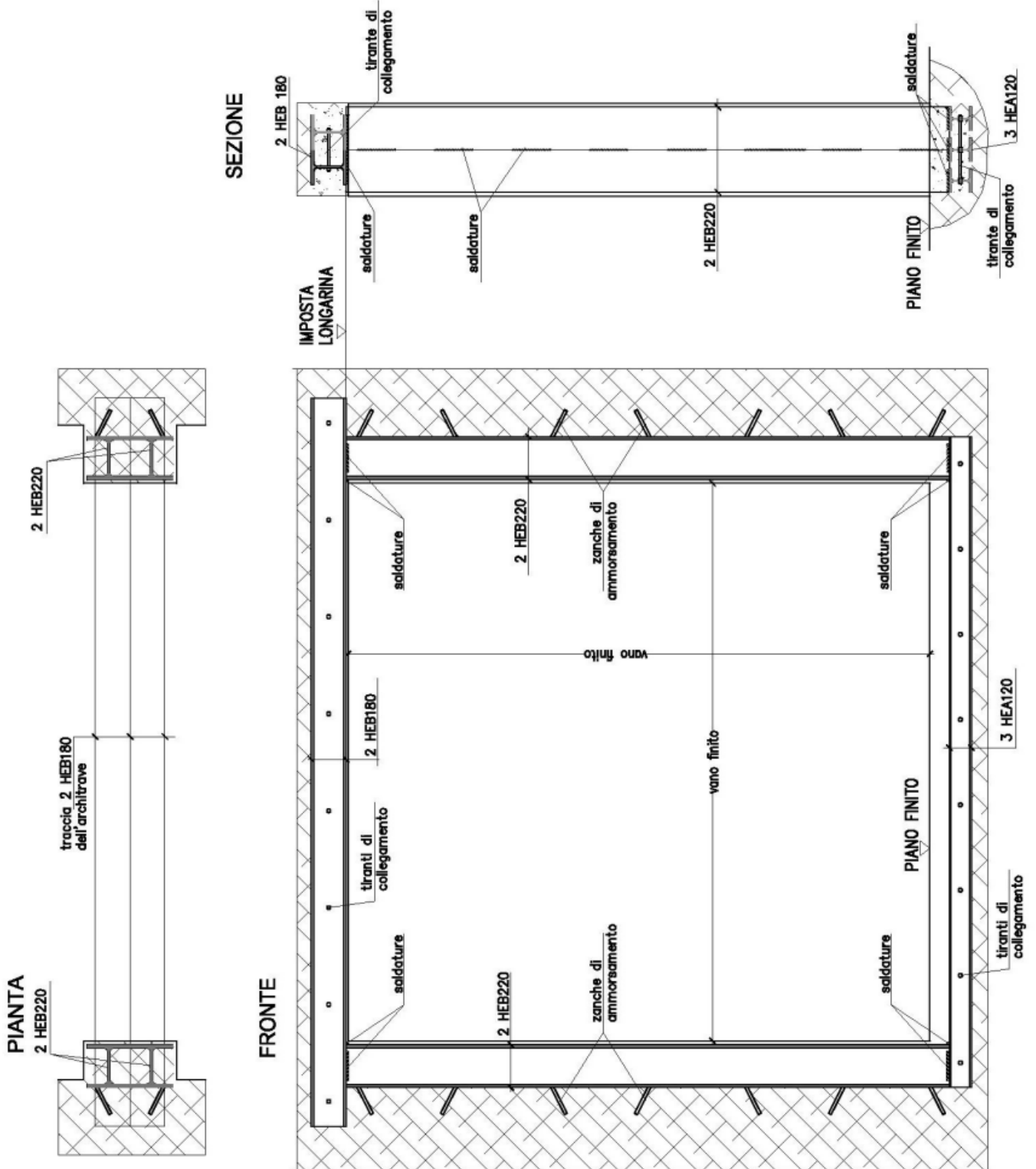
**Fig. 9.2.** Intervento per nuova apertura in muro di mattoni pieni



**Fig. 9.3.** Particolare del collegamento fra i due profili del traverso



**Fig. 9.4.** Particolare della struttura di base del telaio



**Fig. 9.5.** Cerchiatura con telaio in acciaio: disegno esecutivo

## **9.2. SOFTWARE AC.M © AEDES: RIFERIMENTI INTERNET**

I contenuti di questo libro trovano applicazione operativa nel software AC.M © AEDES, Aperture e Cerchiature in Murature portanti, sviluppato e distribuito da AEDES Software fin dal 1998. Alcuni contenuti applicativi estratti dalla documentazione di AC.M

**AC.M © AEDES è stato il primo prodotto distribuito da una software-house su scala nazionale** dedicato all'analisi delle cerchiature e delle aperture nelle murature portanti, ed affiancato ad un programma di calcolo dedicato agli edifici nella loro globalità (PC.M © AEDES). Fin dalla sua prima versione, è stato utilizzato da molti tecnici nell'ambito dei progetti per la ricostruzione antisismica nelle Regioni Umbria e Marche.

Nel corso degli anni, AC.M ha riscontrato un favore costante, diffondendosi come strumento di supporto particolarmente indicato per la valutazione degli effetti locali determinati da interventi su singole pareti in muratura, non solo tramite telai di cerchiature ma anche ad esempio mediante il consolidamento della muratura stessa (intonaco armato, iniezioni, precompressioni).

Con l'avvento delle **Norme tecniche e sismiche di nuova generazione** (OPCM 3274/2003 ed in seguito D.M. 14.1.2008), le procedure di AC.M sono state aggiornate: il diagramma Forza-Spostamento prodotto dall'analisi delle pareti, da sempre presente in AC.M, essendo già di per sé una curva di capacità, ha subito consentito la verifica sismica secondo il metodo dell'oscillatore monodimensionale equivalente, con spettri di risposta. L'implementazione in AC.M della nuova Normativa si è quindi presentata come una naturale evoluzione del software.

Alle **verifiche sismiche**, consistenti nei confronti su rigidezza, forza ultima e capacità di spostamento, e nell'eventuale determinazione dell'accelerazione al suolo sostenibile (PGA,CLV) allo Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita, sono affiancate le **verifiche statiche**. E' stato così assicurato al telaio di cerchiatura ed alle pareti murarie la completa conformità al D.M. 14.1.2008, alla sua Circolare attuativa (n.617 del 2.2.2009) e ad altre linee guida di particolare interesse, contenute negli 'Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti' approvati con delibera della Giunta della Regione Toscana nel giugno 2010.

Il lettore troverà in **www.aedes.it** l'illustrazione dettagliata delle caratteristiche operative di AC.M, inclusa la documentazione (Manuale d'uso del software, Esempi Applicativi e procedure di validazione): a tale sito Internet si rimanda per la consultazione delle funzionalità e per l'acquisizione del software.

Per informazioni:

**AEDES Software per Ingegneria Civile, [www.aedes.it](http://www.aedes.it)**

e-mail: **[info@aedes.it](mailto:info@aedes.it)**

tel. +39.0571.401073 - fax: +39.0571.401173

---

L'opera editoriale "Aperture e Cerchiature in Murature portanti" è dedicata all'analisi strutturale di interventi antisismici effettuati su singole pareti murarie, riguardanti: realizzazione di nuove aperture, chiusura di aperture esistenti, eventuali telai di cerchiatura e tecniche varie di consolidamento della muratura. Questi interventi, anche se di tipo locale, sono particolarmente importanti data la tipologia dei fabbricati in cui vengono effettuati.

Dalla presentazione di Fausto Giovannardi, Direttore di Ingegneria Sismica:

*"In Italia, paese con un enorme patrimonio di borghi antichi e centri storici, soggetto a ricorrenti terremoti, il futuro della sicurezza sta in gran parte nella capacità d'intervenire sul patrimonio edilizio esistente, con criterio, capacità ed intelligenza.*

*In questa logica una grande importanza assume il ruolo degli "interventi locali", introdotti con le nuove norme, in aggiunta a quelli di miglioramento ed adeguamento sismico.*

*Concetti nuovi sono stati introdotti, come i "livelli di conoscenza", i "fattori di confidenza", e soprattutto la "valutazione della sicurezza" che deve accompagnare ogni intervento sul costruito, ed in aggiunta alle verifiche di resistenza, quelle su rigidità e duttilità, che non devono variare significativamente.*

*Una nuova apertura in un muro maestro o il suo spostamento non è più, giustamente, un'operazione ordinaria, e richiede un progetto qualificato che non è solo un calcolo giustificativo, ma bensì analisi, studio, conoscenza."*

Il libro trova applicazione operativa nel software AC.M © AEDES ([www.aedes.it](http://www.aedes.it)), ed è dedicato a tutti i Professionisti che desiderano affrontare, anche per gli interventi locali, una progettazione consapevole alla luce delle nuove Normative.

---

La nuova edizione propone vari approfondimenti che ampliano le considerazioni progettuali finalizzate alle applicazioni pratiche. Viene introdotto, tra l'altro, un coefficiente di sicurezza relativo all'energia dissipata: questo coefficiente può svolgere un ruolo importante nel caso di pareti con telai di cerchiatura i cui ancoraggi alla base non siano assimilabili ad incastri perfetti. Alcuni esempi di calcolo svolti con il software AC.M©AEDES completano i contenuti dell'opera.

