

INTERVENTO DI RECUPERO EX CASERMA CARABINIERI "P. RAGNI" DA ADIBIRE A CENTRO PER L'IMPIEGO E UFFICIO DI COLLOCAMENTO MIRATO VIA DI ROMA N.167/69 – RAVENNA

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO - C.1

PROGETTAZIONE ESECUTIVA STRUTTURALE

ai sensi dell'art.12 comma 1 L.R. 19/2008 – (DGR 1071/2010 – DGR 2272/2016 – DGR 1373/2011)

0. INDICE GENERALE
1. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI AL PROGETTO STRUTTURALE
2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE
3. RELAZIONE SUI MATERIALI
5. PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA
6. RELAZIONI SPECIALISTICHE SUI DATI SPERIMENTALI

Presidente: Sig. Michele de Pascale		Consigliere delegato Pubblica Istruzione-Edilizia Scolastica- Patrimonio: Maria Luisa Martinez			
Dirigente responsabile del Settore: Ing. Paolo Nobile		Responsabile del Servizio: Arch. Giovanna Garzanti			
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div> <p>RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:</p> <p>PROGETTISTA OPERE EDILI:</p> <p>COLLABORATORI ALLA PROGETTAZIONE:</p> <p>PROGETTISTA STRUTTURALE:</p> <p>COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:</p> </div> <div> <p>Ing. Paolo Nobile</p> <p>Ing. Paolo Nobile</p> <p>Ing. Marco Portolani</p> <p>Ing. Giulia Angeli</p> </div> <div> <p>Firme:</p> <p>Firmato digitalmente</p> <p>Firmato digitalmente</p> <p>Firmato digitalmente</p> </div> </div>					
0	EMISSIONE	MP	PN	PN	12/2021
Rev.	Descrizione	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Data:
Elaborato num: STR_C1		Revisione: 0	Data: Maggio 2022	Scala:	Nome file: C80_549_Relazione Specialistica C1

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE	3
RELAZIONE DI CALCOLO C1 - INTERVENTO SISMICO LOCALE.....	3
sintesi del percorso progettuale.....	
definizione categoria di intervento	
Condizioni d'uso e livelli di sicurezza della costruzione	
ES Analisi storico critica ed esito del rilievo geometrico-strutturale.	
Quadro normativo di riferimento adottato	
ES Livelli di conoscenza e fattori di confidenza	
azioni di progetto sulla costruzione.....	
Modello numerico Metodologia di modellazione ed analisi.....	
Verifica parete Comparto A - Piano terra	31
Verifica parete Comparto A - Piano Primo	34
Sintesi riepilogativa verifica cerchiature metalliche.....	37
Verifica rispetto dei requisiti indicati al § 7.8.1.4.	39
Verifica solaio in laterocemento oggetto di rinforzo.	41
Verifica solai lignei oggetto di intervento.....	42
3 RELAZIONE SUI MATERIALI.....	
4 ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI	
5 PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA	
6 RELAZIONE SUI RISULTATI SPERIMENTALI - INDAGINI SPECIALISTICHE	

2.1 – ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

- Nella presente relazione lo scrivente riporta le deduzioni e le calcolazioni effettuate per il dimensionamento degli interventi strutturali relativi ai lavori da eseguirsi all'interno dei locali del complesso EX CASERMA CARABINIERI "P. RAGNI" DA ADIBIRE A CENTRO PER L'IMPIEGO E UFFICIO DI COLLOCAMENTO MIRATO VIA DI ROMA N.167/69 – RAVENNA. Le strutture portanti oggetto di intervento sono in muratura. Il progetto è stato redatto secondo il DM 17/01/2018. Intervento sismico locale ai sensi del §8.4.1 NTC2018 su edificio esistente in muratura portante

Al fine di rendere più esaustivo il quadro complessivo degli interventi si è proceduti con la suddivisione degli stessi in funzione dei distinti comparti aggregativi.

L'intervento consisterà al piano terra:

- nella riorganizzazione delle forometrie su distinti allineamenti di parete, nella logica di rispettare il più correttamente possibile lo stato di rigidità presente allo stato attuale secondo il principio dell'intervento locale.
- Si provvederà inoltre alla demolizione di una tramezzatura in forati di laterizio posta al di sotto di un arco preesistente per il quale si procederà con un rinforzo intradossale mediante implementazione di fasce in FRP opportunamente interconnesse alla muratura estradossale.
- Installazione di impianto elevatore al fine di abbattere le barriere architettoniche di accesso ai piani esistenti

L'intervento consisterà ai piani superiori:

- nella riorganizzazione delle forometrie su distinti allineamenti di parete, nella logica di rispettare il più correttamente possibile lo stato di rigidità presente allo stato attuale secondo il principio dell'intervento locale.
- Sostituzione dell'impalcato di sottotetto oggi presente con arellati e finiture in cannuciatto in elevato stato di degrado mediante la creazione di un impalcato ligneo leggero con travi in legno lamellare con all'estradosso un semplice tavolato ligneo utilizzato anche in corso d'opera come sottopote di sicurezza durante le fasi di rinnovamento dell'impalcato di copertura
- Ricuciture murarie a parete al fine di eliminare i principali quadri fessurativi determinati e garantire piena coesione dei maschi murari lungo il loro sviluppo. In corrispondenza delle accertate lesioni nelle murature in elevazione si precederà con la loro riparazione mediante l'inserimento di cunei di ferro e chiusura delle fessure con malta di calce e rinzafo di murature con malta di calce idraulica e grassello, previa rimozione delle parti di malta di scarsa qualità fra i corsi di laterizio; Nei casi in cui tali fratture si mostrassero di significativa consistenza si procederà attraverso un sistema di riparazione a scuci e cucì di lesioni murarie su muri gravemente lesionati, attraverso la demolizione dei lembi di stacco, la pulizia ed il lavaggio delle parti messe a nudo, la ricostituzione della continuità muraria previa la formazione dei necessari ammorsamenti con materiale idoneo ed omogeneo al preesistente, posto in opera a forza negli ammorsamenti e sulla superficie superiore di contatto e legato con malta idonea.

- Sostituzione integrale dell'impalcato di copertura lignea oggi presente in elevato stato di degrado, mediante la sostituzione dello stesso con un doppio tavolato ligneo posto al di sopra di travicelli posizionati sulle nuove travature.
- Contestualmente al rinnovamento integrale della copertura si provvederà a realizzare un sistema ordinato di cordolature perimetrali mediante un traliccio metallico eseguito direttamente in testa alle murature portanti in grado di garantire un efficace interconnessione tra le murature, ma tale da non generare cordolature eccessivamente rigide.

In ragione di ciò si provvederà alla verifica del singolo intervento, nella logica di rispettare il più correttamente possibile lo stato di rigidità presente allo stato attuale secondo il principio dell'intervento locale. Le strutture portanti oggetto di intervento sono in muratura. Il progetto è stato redatto secondo il DM 17/01/2018.

INTERVENTO LOCALE DI EDIFICIO IN MURATURA PORTANTE

I lavori di cui all'oggetto:

- riguardano un edificio esistente;
- sono soggetti a deposito sismico (zona sismica "2");
- non ricadono sotto la legge 1086 del 1971;
- possono essere classificati come "intervento locale" (paragrafo 8.1 delle NTC18);
- non necessitano della nomina del collaudatore;
- possono essere classificati come "ordinari" (Tipo di costruzione "2"; Vita Nominale ≥ 50 anni);
- riguardano locali che per la proprietà comunale vengono considerati con "Classe d'Uso III" ($C_u = 1,0$);
- interessano ambienti (Categoria C);
- il livello di conoscenza raggiunto è LC1;
- relativamente alle lavorazioni indicate, il livello di prestazione in caso di incendi è "Livello II" (si può assegnare un R15).

Si sottolinea inoltre che:

- non si amplia né si sopraeleva l'edificio;
- non si apportano variazioni di destinazione che comportino incrementi dei carichi originari (permanenti e accidentali) in fondazione superiori al 10%;
- non si effettuano interventi strutturali rivolti a trasformare l'edificio in un organismo edilizio diverso dal precedente;
- non si effettuano interventi strutturali che implichino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio stesso;
- le nuove forometria non alterano in modo sensibile la struttura resistente di piano ed il livello di regolarità della struttura;

Il presente intervento strutturale è da inquadrarsi nella categoria definita "RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE"

(rif. paragrafo 8.4.1. del D.M. Infr. e Trasp. 17/01/2018).

L'intervento sulla parete può rientrare nell'ambito della **“Riparazione o Intervento locale”** alle condizioni previste dal punto §8.4.1:

Riparazione o intervento locale, Circolare 2019:

“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.

*(...) 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.”*

Per verificare che rigidezza, resistenza e capacità di spostamento non peggiorino occorre analizzare la parete allo Stato Attuale e allo Stato di Progetto, e confrontare i corrispondenti parametri. Per accertare che la rigidezza “non cambi significativamente” occorre fissare un limite di riferimento per la variazione della rigidezza:

- il valore di riferimento può essere assunto pari al $\pm 15\%$ (Linee guida “Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti” della Regione Toscana);
- oppure, il Prof. Lagomarsino, propone il confronto tra la curva taglio-spostamento del pannello originario e di quello con l'apertura modificata, al fine di valutare se possono essere considerate equivalenti (L'equivalenza può essere definita su base oggettiva calcolando l'area sottesa fino allo spostamento ultimo, rappresentativa del lavoro di deformazione).

Il comportamento strutturale della parete, costituita da più maschi murari in parallelo (e cerchiature), viene definito a partire da quello dei singoli maschi (o cerchiature). Sotto l'azione di una forza orizzontale agente globalmente, la parete presenta uno spostamento comune a tutti i maschi (e a tutte le cerchiature). Ognuno reagisce con una forza dipendente dalla propria rigidezza alla traslazione.

Dopo aver posto in opera elementi provvisori, allo scopo di forzare staticamente i solai che si appoggeranno sulla muratura oggetto di intervento, si eseguiranno le aperture verticali in corrispondenza delle mazzette, appoggi della struttura di architrave. All'interno della muratura esistente, saranno inseriti due piedritti costituiti da uno o più profilati metallici, ancorati mediante spillature perimetrali. Di seguito si eseguirà la prima traccia orizzontale sulla muratura (la scelta di utilizzare due profilati accoppiati è dettata, principalmente, da esigenze esecutive) al fine di ospitare il primo profilato metallico, saldata sulla sommità dei montanti. Il profilato sarà messo a contrasto con la muratura sovrastante mediante zeppe e/o cunei di ferro o spezzoni di lastre d'ardesia in modo da imprimere al ferro una freccia preventiva. Allorché l'architrave sia di lunghezza notevole e tra l'estradosso del profilato ed il solaio soprastante vi sia sufficiente altezza, la freccia preventiva si potrà ottenere con l'ausilio di un martinetto idraulico (previa interposizione di una piastra metallica tra muratura e martinetto) alloggiato in un opportuno vano ricavato sopra la trave. Effettuata la messa in opera del primo elemento in acciaio s'interverrà, sul lato del muro opposto,

seguendo la medesima procedura per mettere in opera il secondo. Eseguita l'architrave si potrà demolire la porzione centrale di muratura e si collegheranno i profilati per mezzo di chiavarde (ad es. Φ 16 mm), inserite in fori corrispondenti eseguiti prima della messa in opera, distanziate da circa 140-150 cm una dall'altra partendo dagli appoggi.

Si sottolinea che:

- non si amplia né si sopraeleva l'edificio;
- non si apportano variazioni di destinazione che comportino incrementi dei carichi originari (permanenti e accidentali) in fondazione superiori al 10%;
- non si effettuano interventi strutturali rivolti a trasformare l'edificio in un organismo edilizio diverso dal precedente;
- non si effettuano interventi strutturali che implicino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio stesso;
- la nuova distribuzione delle aperture, oltre a prevedere idonee opere di rinforzo, non è tale da alterare in modo sensibile la struttura resistente di piano ed il livello di regolarità della struttura;
- non si ha eliminazione totale di una parete portante o di controvento;
- non si ha inserimento di cerchiature a cavallo nelle intersezione delle murature;
- non si ha inserimento dei montanti nello spessore dei muri trasversali (ovvero nell'incrocio murario);
- non si ha apertura di porte o finestre nelle pareti che lascino una mazzetta muraria laterale residua inferiore a 50 cm (escluso lo spessore del muro ortogonale);
- non si aprono porte o finestre nelle pareti perimetrali esterne a distanza inferiore ad 1 m dall'angolo compreso lo spessore del muro trasversale.

Per quanto riguarda le fondazioni:

- i lavori non interessano le strutture di fondazione;
- l'intervento è di modesta rilevanza, soprattutto dal punto di vista geotecnico;
- nella costruzione non sono presenti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni;
- l'intervento in oggetto non comporta rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni.

Definizione della categoria d'intervento

Per quanto riguarda il *D.M. Infr. e Trasp. 17/01/2018* nel caso in esame si fa riferimento al capitolo 8. **COSTRUZIONI ESISTENTI**.

In particolare, al paragrafo 8.4 **CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI** sono individuate le seguenti tre categorie d'intervento generali:

- interventi di adeguamento;
- interventi di miglioramento;
- riparazioni o interventi locali.

Il presente intervento strutturale è da inquadrarsi nella categoria definita "RIPARAZIONE O INTERVENTO

LOCALE" (rif. *paragrafo 8.4.1. del D.M. Infr. e Trasp. 17/01/2018*). Infatti:

- gli interventi di progetto non rientrano fra quelli definiti **"interventi di adeguamento"** (rif. *paragrafo 8.4.3. del D.M. Infr. e Trasp. 17/01/2018*), in quanto non ricompresi nei casi elencati dalle norme tecniche, infatti: non si amplia né si sopraeleva l'edificio; non si apportano variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi originari (permanenti e accidentali) in fondazione superiori al 10%; non si effettuano interventi strutturali rivolti a trasformare l'edificio in un organismo edilizio diverso dal precedente; non si effettuano interventi strutturali che implicino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio;
- il presente progetto delle strutture non è principalmente finalizzato ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni sismiche, ma ha lo scopo di intervenire localmente ove sono necessari interventi edili. Pertanto non rientra nella categoria degli **"interventi di miglioramento"** (rif. *paragrafo 8.4.2. del D.M. Infr. e Trasp. 17/01/2018*), infatti non si effettuano interventi che variano in modo significativo la rigidità, la resistenza e/o di duttilità.
- il progetto delle strutture interessa porzioni della costruzione limitate alle zone ove risulta necessario intervenire e/o singole parti localizzate e pertanto riguarda le categorie d'intervento **"riparazioni o interventi locali"** (rif. *paragrafo 8.4.1. del D.M. Infr. e Trasp. 17/01/2018 e paragrafo C8.4.3 della Circolare*).

Condizioni d'uso e livelli di sicurezza della costruzione.

Classificazione e parametri per l'azione sismica. Il Comune sul cui territorio viene realizzato l'intervento di progetto è classificato zona sismica ai sensi dell'Allegato A alla O.P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274. In particolare, in accordo con la Committenza, i parametri assunti per progettazione sismica delle strutture secondo il D.M. 14/01/2008 sono:

Determinazione dell'Azione Sismica																																																																												
1. Pericolosità sismica: Coordinate geografiche del sito (nel sistema ED50, utilizzato da INGV per il reticolo), in gradi decimali: Longitudine = <input type="text" value="12.20227"/> Latitudine = <input type="text" value="44.421700"/> Tipo di interpolazione: <input type="radio"/> Media ponderata: [3]. §All.A <input checked="" type="radio"/> Superficie rigata [SCA] WGS84 <> ED50 ... Tab. 2, All. B: <input type="text" value="Sito non in Tab.2"/> Reticolo intorno al sito... Incolla da Spettri, Cons. Sup. LL.PP.																																																																												
		TR (anni)	a.g (g)	F.o	TC* (sec)																																																																							
		30	0.047	2.454	0.260																																																																							
		50	0.059	2.488	0.280																																																																							
		72	0.069	2.473	0.280																																																																							
		101	0.082	2.476	0.281																																																																							
		140	0.097	2.487	0.280																																																																							
		201	0.113	2.544	0.280																																																																							
		475	0.161	2.555	0.280																																																																							
		975	0.212	2.503	0.285																																																																							
		2475	0.299	2.441	0.300																																																																							
2. P,VR %: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R per ciascun Stato Limite (Tab. 3.2.I): <table border="1"> <thead> <tr> <th>Stati limite</th> <th>P,VR (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>SLE: SLO</td> <td>81</td> </tr> <tr> <td>SLE: SLD</td> <td>63</td> </tr> <tr> <td>SLU: SLV</td> <td>10</td> </tr> <tr> <td>SLU: SLC</td> <td>5</td> </tr> </tbody> </table> V,R (anni) = 75 $T_R = V,R / \ln(1-P,VR)$												Stati limite	P,VR (%)	SLE: SLO	81	SLE: SLD	63	SLU: SLV	10	SLU: SLC	5																																																							
Stati limite	P,VR (%)																																																																											
SLE: SLO	81																																																																											
SLE: SLD	63																																																																											
SLU: SLV	10																																																																											
SLU: SLC	5																																																																											
3. Valori dei parametri a.g, F.o, TC* per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno Stato Limite, e: S,S, C,C, S, TB, TC, TD, F,v [§3.2.3]: <table border="1"> <thead> <tr> <th>Stati</th> <th>Limite</th> <th>TR (anni)</th> <th>a.g (g)</th> <th>F.o</th> <th>TC* (sec)</th> <th>S,S</th> <th>C,C</th> <th>S</th> <th>TB (sec)</th> <th>TC (sec)</th> <th>TD (sec)</th> <th>F,v</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>SLE</td> <td>SLO</td> <td>45</td> <td>0.056</td> <td>2.481</td> <td>0.276</td> <td>1.500</td> <td>1.606</td> <td>1.500</td> <td>0.148</td> <td>0.443</td> <td>1.824</td> <td>0.793</td> </tr> <tr> <td>SLE</td> <td>SLD</td> <td>75</td> <td>0.070</td> <td>2.473</td> <td>0.280</td> <td>1.500</td> <td>1.598</td> <td>1.500</td> <td>0.149</td> <td>0.447</td> <td>1.880</td> <td>0.883</td> </tr> <tr> <td>SLU</td> <td>SLV</td> <td>712</td> <td>0.188</td> <td>2.526</td> <td>0.283</td> <td>1.415</td> <td>1.593</td> <td>1.415</td> <td>0.150</td> <td>0.451</td> <td>2.352</td> <td>1.479</td> </tr> <tr> <td>SLU</td> <td>SLC</td> <td>1462</td> <td>0.246</td> <td>2.476</td> <td>0.291</td> <td>1.335</td> <td>1.578</td> <td>1.335</td> <td>0.153</td> <td>0.459</td> <td>2.584</td> <td>1.658</td> </tr> </tbody> </table>												Stati	Limite	TR (anni)	a.g (g)	F.o	TC* (sec)	S,S	C,C	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	F,v	SLE	SLO	45	0.056	2.481	0.276	1.500	1.606	1.500	0.148	0.443	1.824	0.793	SLE	SLD	75	0.070	2.473	0.280	1.500	1.598	1.500	0.149	0.447	1.880	0.883	SLU	SLV	712	0.188	2.526	0.283	1.415	1.593	1.415	0.150	0.451	2.352	1.479	SLU	SLC	1462	0.246	2.476	0.291	1.335	1.578	1.335	0.153	0.459	2.584	1.658
Stati	Limite	TR (anni)	a.g (g)	F.o	TC* (sec)	S,S	C,C	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	F,v																																																																
SLE	SLO	45	0.056	2.481	0.276	1.500	1.606	1.500	0.148	0.443	1.824	0.793																																																																
SLE	SLD	75	0.070	2.473	0.280	1.500	1.598	1.500	0.149	0.447	1.880	0.883																																																																
SLU	SLV	712	0.188	2.526	0.283	1.415	1.593	1.415	0.150	0.451	2.352	1.479																																																																
SLU	SLC	1462	0.246	2.476	0.291	1.335	1.578	1.335	0.153	0.459	2.584	1.658																																																																
Categoria di sottosuolo: <input type="text" value="C"/> h/H (h= quota sito, H=altezza rilievo topografico) ($0 \leq h/H \leq 1$) = <input type="text" value="0.000"/> (S3.2.3.2.1: ST=1.00) Categoria topografica: <input type="text" value="T1"/> Coefficiente di amplificazione topografica S,T = <input type="text" value="1.000"/> S,S da micro-zonazione sismica Definizione di PGA: <input type="radio"/> acc. su roccia (come a.g) <input checked="" type="radio"/> a.g*S (S=S,S * S,T)																																																																												

(Nota: Google utilizza coordinate geografiche ellissoidiche WGS84).

Ai sensi dell'ALLEGATO A alle Norme Tecniche per le Costruzioni del 17 gennaio 2018, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento sarà dedotta dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it>. $T_R = 475$ anni

Limitazioni d'uso.

Nell'ambito della propria destinazione d'uso non si rende necessario imporre limitazioni d'uso alla costruzione. Nella presente relazione sono riportati i calcoli e le verifiche più significative per la struttura in esame, in relazione agli interventi di progetto. Per quanto riguarda le verifiche di sicurezza delle strutture nella redazione del relativo progetto sono state effettuate e soddisfatte quelle prescritte dalle vigenti norme tecniche.

In particolare, per le "riparazioni o interventi locali" non è prescritta la valutazione della sicurezza della struttura nel suo insieme e quindi non si è condotta la valutazione della sicurezza sismica del fabbricato. Rispetto alla configurazione precedente ai lavori in oggetto, non si sono prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle pareti interessate dall'apertura dei nuovi vani e della struttura nel suo insieme.

ES Analisi storico critica ed esito del rilievo geometrico-strutturale.

ES Esito del rilievo geometrico-strutturale.

È stato eseguito un rilievo geometrico delle pareti associato ad alcuni saggi sui maschi (demolizione dell'intonaco) per classificare visivamente la muratura e sui solai. Si evidenzia che:

- La costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione; interventi successivi hanno lasciato tracce riconoscibili sulle strutture;
- Non si palesano difetti di impostazione e di realizzazione rispetto allo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione.
- La costruzione non manifesta (per quanto visto nei locali in cui mi è stato concesso di entrare e per quanto permesso dagli arredi), compatibilmente al livello di conoscenza raggiunto (minimo), dissesti in atto e lesioni dovute a cedimenti di fondazione
- Le strutture presentano un normale degrado dovuto alla obsolescenza materica.

Descrizione generale dell'opera e criteri generali di progettazione, analisi e verifica.

I lavori di cui all'oggetto riguardano un edificio esistente. Non viene modificato il comportamento globale della struttura.

Quadro normativo di riferimento adottato.

1.1.1 Norme di riferimento cogenti.

- **Legge 5 novembre 1971 n° 1086** - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Legge 2 febbraio 1974 n° 64** – Provvedimenti per la costruzione con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **Decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380** – Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018 – **Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni**
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 2019
- **Classificazione sismica** dei Comuni italiani: ALLEGATO A all'Ordinanza P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274 (G.U. 08.05.2003, n. 105) – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- L.R. (Emilia Romagna) 30 ottobre n. 19 del 2008 – **«Norme per la riduzione del rischio sismico»** e relativi atti di indirizzo.

1.1.2 Altre norme e documenti tecnici integrativi.

- Corso di formazione organizzato dall'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bologna: "La realizzazione di nuove aperture nelle costruzioni in muratura esistenti" - Bologna marzo 2011 – Intervento del Prof. Lagomarsino
- Linee guida "Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti" della Regione Toscana.

ES Livelli di conoscenza e fattori di confidenza.

Di seguito si valuterà livello di conoscenza raggiunto a seguito dell'analisi della documentazione disponibile, dei saggi e delle indagini in situ. Geometria con il rilievo geometrico architettonico, il rilievo visivo eseguito nel corso dei diversi sopralluoghi ed alla campagna di saggi eseguita si ritiene soddisfatta la conoscenza della geometria strutturale dell'edificio.

Dettagli costruttivi

La Circolare precedentemente citata distingue per la parte in muratura tra:

- *Verifiche in-situ limitate*: sono basate su rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo, generalmente, a rimozione dell'intonaco e saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. I dettagli costruttivi di cui ai punti a) e b) possono essere valutati anche sulla base di una conoscenza appropriata delle tipologie dei solai e della muratura. In assenza di un rilievo diretto, o di dati sufficientemente attendibili, è opportuno assumere, nelle successive fasi di modellazione, analisi e verifiche, le ipotesi più cautelative.

- *Verifiche in-situ estese ed esaustive*: sono basate su rilievi di tipo visivo, effettuati ricorrendo, generalmente, a saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. L'esame degli elementi di cui ai punti da a) ad f) è opportuno sia esteso in modo sistematico all'intero edificio.

Si ritiene che la conoscenza dei dettagli costruttivi dell'edificio possa essere soddisfatta tramite la campagna di saggi eseguita e che corrisponde ad una "*verifica in situ limitata*".

Proprietà dei materiali

La Circolare precedentemente citata distingue per la parte in muratura tra:

- *Indagini in-situ limitate*: servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, e per individuare la tipologia della muratura (in Tabella C8A.2.1 sono riportate alcune tipologie più ricorrenti). Sono basate su esami visivi della superficie muraria. Tali esami visivi sono condotti dopo la rimozione di una zona di intonaco di almeno 1m x 1m, al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita, eseguita preferibilmente in corrispondenza degli angoli, al fine di verificare anche le ammorsature tra le pareti murarie. E' da valutare, anche in maniera approssimata, la compattezza della malta. Importante è anche valutare la capacità degli elementi murari di assumere un comportamento monolitico in presenza delle azioni, tenendo conto della qualità della connessione interna e trasversale attraverso saggi localizzati, che interessino lo spessore murario. Si ritiene che la conoscenza delle proprietà dei materiali possa essere soddisfatta tramite la campagna di prove eseguita, che corrisponde a "*indagini in situ limitate*".

Conclusioni Alla luce di quanto sopra esposto si ritiene che il *livello di conoscenza* che si raggiungerà, è del tipo *LC1*, quindi con un *fattore di confidenza* $FC=1,35$.

ES Livelli di conoscenza e fattori di confidenza.

Nella verifica eseguita si è valutato livello di conoscenza raggiunto a seguito dell'analisi della documentazione disponibile, dei saggi e delle indagini in situ. Tale valutazione avviene ai sensi della Circolare n° 7 del 21 gennaio 2019 contenente le Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2018, capitolo C8A (appendice al capitolo 8).

Dettagli costruttivi

La Circolare precedentemente citata distingue per la parte in muratura tra:

- Verifiche in-situ limitate: sono basate su rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo, generalmente, a rimozione dell'intonaco e saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. I dettagli costruttivi di cui ai punti a) e b) possono essere valutati anche sulla base di una conoscenza appropriata delle tipologie dei solai e della muratura. In assenza di un rilievo diretto, o di dati sufficientemente attendibili, è opportuno assumere, nelle successive fasi di modellazione, analisi e verifiche, le ipotesi più cautelative.

Si ritiene che la conoscenza dei dettagli costruttivi dell'edificio possa essere soddisfatta tramite la campagna di saggi eseguita e che corrisponde ad una "verifica in situ limitata".

Proprietà dei materiali

La Circolare precedentemente citata distingue per la parte in muratura tra:

- Indagini in-situ limitate: servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, e per individuare la tipologia della muratura (in Tabella C8A.2.1 sono riportate alcune tipologie più ricorrenti).

Conclusioni

Alla luce di quanto sopra esposto si ritiene che il livello di conoscenza raggiunto è del tipo LC1, quindi con un fattore di confidenza $FC=1,35$.

In ragione di quanto indicato nel parere del Comitato Tecnico Scientifico della Regione Emilia Romagna n.35 del 2012, si è provveduto ad eseguire le verifiche sulle pareti oggetto di intervento verificando il rapporto di equivalenza tra lo stato attuale e quello di progetto utilizzando i sopracitati valori "medi" tabellati (C8A21).

Ai fini dei citati confronti, è opportuno che le caratteristiche dei materiali esistenti siano assunte con riferimento ai loro valori più probabili (valori medi), senza l'applicazione dei fattori di confidenza FC (ferma restando la possibilità di impiegare valori ridotti delle rigidità per tener conto dello stato di fessurazione nei materiali fragili). Gli appropriati valori di FC (in funzione del livello di conoscenza) dovranno comunque essere applicati in sede di valutazione del livello di sicurezza della costruzione o di sue parti

In ragione di ciò Nella Tabella C8A.2.1 sono indicati i valori di riferimento che possono essere adottati nelle analisi, secondo quanto indicato al § C8A.1.A.4 in funzione del livello di conoscenza acquisito. Il riconoscimento della tipologia muraria è condotto attraverso un dettagliato rilievo degli aspetti costruttivi (§ C8A.1.A.2).

Tabella C8.5.I - Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbazzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f_{pu} può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

MATTONI PIENI E MALTA DI CALCE (Valori minimi)

I moduli di elasticità normale E e tangenziale G sono da considerarsi relativi a condizioni non fessurate, per cui le rigidezze dovranno essere opportunamente ridotte. Nel caso in oggetto, valutate le condizioni della muratura si è proceduti con una valutazione ridotta per condizioni fessurate nella misura dello 0.8

Per quanto concerne invece le valutazioni del livello di sicurezza della costruzione nelle pareti esaminate si è provveduto ad applicare ai suddetti valori fattori di confidenza $FC = 1.35$ riduttivi delle relative caratteristiche in sede calcolativa.

Nella Tabella C8A.2.1 sono indicati i valori di riferimento che possono essere adottati nelle analisi, secondo quanto indicato al § C8A.1.A.4 in funzione del livello di conoscenza acquisito. Il riconoscimento della tipologia muraria è condotto attraverso un dettagliato rilievo degli aspetti costruttivi (§ C8A.1.A.2).

Azioni di progetto sulla costruzione.

Sulla costruzione fondamentalmente agiscono:

- carichi gravitazionali dovuti ai pesi propri degli elementi portanti e portati nonché i relativi carichi accidentali;
- carichi orizzontali dovuti all'azione del vento;
- carichi orizzontali inerziali dovuti al sisma (carichi eccezionali).

La verifica delle pareti prende in considerazione i carichi gravitazionali ed il sisma.

Il peso dei solai esistenti (peso proprio e permanente portato) è stato stimato sulla base dell'esame visivo, dei saggi effettuati e dell'esperienza personale.

Neve Regione: Emilia Romagna

- Provincia: Ravenna
- Ubicazione: Zona I - Mediterranea
- Quota sito s.l.m.m. a_s : 0 m
- Topografia: Normale
- Coefficiente di esposizione C_E : 1.0
- Coefficiente termico C_t : 1.00
- Valore caratteristico di carico neve al suolo ($T_R=50$ anni) q_{sk} : 1.50 kN/m²
- Angolo α_1 della falda 1 sull'orizzontale: 17° Angolo α_2 della falda 2 sull'orizzontale: 17°
- Coefficiente di forma $\mu_1(\alpha_1)$: 0.80 Coefficiente di forma $\mu_1(\alpha_2)$: 0.80

Caso (i) - Carico neve in assenza di vento

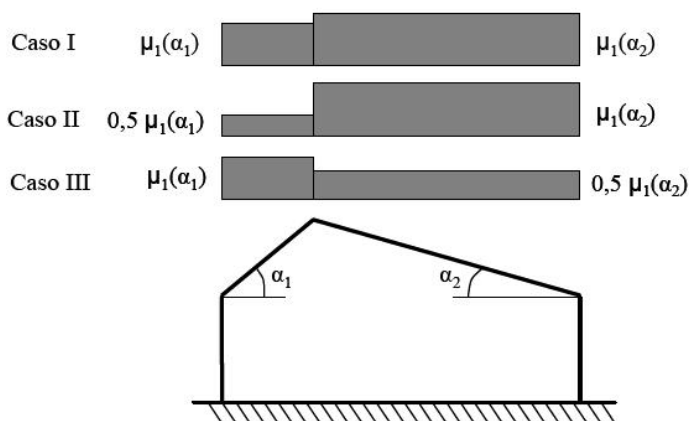
- Carico neve su falda 1 q_1 : 1.20 kN/m² Carico neve su falda 2 q_2 : 1.20 kN/m²

Caso (ii) - Carico neve in presenza di vento

- Carico neve su falda 1 q_1 : 0.60 kN/m² Carico neve su falda 2 q_2 : 1.20 kN/m²

Caso (iii) - Carico neve in presenza di vento

- Carico neve su falda 1 q_1 : 1.20 kN/m² Carico neve su falda 2 q_2 : 0.60 kN/m²



Vento Dati sito

- Regione: Emilia Romagna Provincia: Ravenna
- v_0 : 25.00 m/s a_0 : 500.00 m k_a : 0.02 s⁻¹ Zona: 2 Classe di rugosità: D
- Distanza dalla costa: 30 km
- Categoria di esposizione: II
- k_r : 0.19 z_0 : 0.05 m z_{min} : 4.00 m
- Quota s.l.m.m.: 12.00 m
- Pendenza falda α : 17 °
- Altezza edificio sul p.c.: 10.00 m
- Tempo di ritorno T_R : 50 anni
- Coefficiente di topografia c_t : 1.00
- Coefficiente dinamico c_d : 1.00
- Coefficiente di esposizione c_e : 2.35
- α_R : 1.00 v_b : 25.00 m/s $v_b(T_R)$: 25.02 m/s
- $q_b(T_R)$: 391.20 N/m²

STATO ATTUALE

- **SOLAIO PRIMO IMPALCATO LEGNO**

G1 - Peso proprio solaio	120 kg/mq
Solaio in legno e travicelli e tavelle	= 120 daN/mq
G2 - Sovraccarico permanente	280 kg/mq
Pavimento ,	= 50 daN/mq
Sottofondo sabbia	= 160 daN/mq
Incidenza tramezzature massime	= 70 daN/mq
Qsk - Carico accidentale	300 kg/mq
SOVRACCARICO PERMANENTE COMPLESSIVO = G1+G2	= 400 daN/mq
SOVRACCARICO ACCIDENTALE COMPLESSIVO = Qsk	= 300 daN/mq
<u>SOVRACCARICO GLOBALE COMPLESSIVO</u>	<u>= 700 daN/mq</u>

STATO DI PROGETTO

- **SOLAIO PRIMO IMPALCATO LEGNO**

G1 - Peso proprio solaio	120 kg/mq
Solaio in legno	= 120 daN/mq
G2 - Sovraccarico permanente	280 kg/mq
Pavimento	= 50 daN/mq
sottofondo a pavimento e massetto impianti	= 160 daN/mq
Incidenza tramezzature massime	= 70 daN/mq
Qsk - Carico accidentale	300 kg/mq
SOVRACCARICO PERMANENTE COMPLESSIVO = G1+G2	= 400 daN/mq
SOVRACCARICO ACCIDENTALE COMPLESSIVO = Qsk	= 300 daN/mq
<u>SOVRACCARICO GLOBALE COMPLESSIVO</u>	<u>= 700 daN/mq</u>

Si rileva quindi un sostanziale mantenimento del carico complessivo rispetto allo stato attuale.

• ANALISI DEI CARICHI SU CONTROSOFFITTO DI SOTTOTETTO

STATO ATTUALE

- **SOLAIO PRIMO IMPALCATO LEGNO**

G1 G2 -	70 kg/mq
Solaio in legno e cannicciato	= 70 daN/mq
Qsk - Carico accidentale	50 kg/mq
SOVRACCARICO PERMANENTE COMPLESSIVO = G1+G2	= 70 daN/mq
SOVRACCARICO ACCIDENTALE COMPLESSIVO = Qsk	= 50 daN/mq (Cat.H)
<u>SOVRACCARICO GLOBALE COMPLESSIVO</u>	<u>= 120 daN/mq</u>

STATO DI PROGETTO

- **SOLAIO PRIMO IMPALCATO LEGNO**

G1 - Peso proprio solaio	40 kg/mq
Solaio in legno e tavolato singolo	= 40 daN/mq
G2 - Sovraccarico permanente	25 kg/mq
coibentazione ed eventuale controsoffitto leggero	= 25 daN/mq
Qsk - Carico accidentale	50 kg/mq
SOVRACCARICO PERMANENTE COMPLESSIVO = G1+G2	= 65 daN/mq
SOVRACCARICO ACCIDENTALE COMPLESSIVO = Qsk	= 50 daN/mq (Cat.H)
<u>SOVRACCARICO GLOBALE COMPLESSIVO</u>	<u>= 115 daN/mq</u>

Si rileva quindi un sostanziale mantenimento del carico complessivo rispetto allo stato attuale con una moderata riduzione dei sovraccarichi

• ANALISI DEI CARICHI SU SOLAIO DI COPERTURA

STATO ATTUALE

- **SOLAIO IMPALCATO DI COPERTURA**

G1 - Peso proprio solaio	120 kg/mq
Solaio in legno e travicelli e tavelle	= 120 daN/mq
G2 - Sovraccarico permanente	80 kg/mq
coppi e sottomanto	= 80 daN/mq
Qsk - Carico accidentale	120 kg/mq
SOVRACCARICO PERMANENTE COMPLESSIVO = G1+G2	= 200 daN/mq
SOVRACCARICO ACCIDENTALE COMPLESSIVO = Qsk	= 120 daN/mq
<u>SOVRACCARICO GLOBALE COMPLESSIVO</u>	<u>= 320 daN/mq</u>

STATO DI PROGETTO

- **SOLAIO IMPALCATO DI COPERTURA**

G1 - Peso proprio solaio	90 kg/mq
Solaio in legno e travicelli e doppio tavolato	= 90 daN/mq
G2 - Sovraccarico permanente	90 kg/mq
coppi e guaina	= 90 daN/mq
Qsk - Carico accidentale	120 kg/mq
SOVRACCARICO PERMANENTE COMPLESSIVO = G1+G2	= 180 daN/mq
SOVRACCARICO ACCIDENTALE COMPLESSIVO = Qsk	= 120 daN/mq
<u>SOVRACCARICO GLOBALE COMPLESSIVO</u>	<u>= 300 daN/mq</u>

Si rileva quindi un sostanziale mantenimento del carico complessivo rispetto allo stato attuale con una moderata riduzione dei sovraccarichi

RELAZIONE DI CALCOLO

Aedes.ACM, Aperture e Cerchiature in Murature portanti.

File di preimpostazione dei dati di ACM.

Contiene un telaio di cerchiatura, ed una parete in cui allo Stato di Progetto viene inserito il telaio. Per il telaio: giunto di sommità del montante: saldato, rigido e a parziale ripristino; giunto di base: rigido e a completo ripristino.

Ipotesi di vincolamento shear-type dei nodi montante-architrave.

Nello Stato di Progetto della parete è previsto inoltre un intonaco armato fra l'apertura con telaio e l'angolo sinistro della parete.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. 17.1.2018: "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.42 del 20 febbraio 2018.

Circolare 2019

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".

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

Riferimenti tecnici: EuroCodici

Per quanto non diversamente specificato nel D.M.14.1.2008, si intendono coerenti con i principi alla base del Decreto le indicazioni riportate nei documenti di riferimento elencati in §12; fra questi: gli EuroCodici strutturali. I principali documenti di riferimento per il software Aedes.ACM sono i seguenti:

Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo

UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio

UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura

UNI EN 1996-1-1:2006 Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata

Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

UNI EN 1998-3:2005 Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici

BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

per il software: Aedes.ACM, Aperture e Cerchiature in Murature portanti, © AEDES Software

[1] F. Pugi: **Aperture e Cerchiature in Murature portanti**, ALINEA Editrice, Firenze, 2010.

In questo volume vengono trattate le metodologie di analisi conformemente al D.M. 14.1.2008.

[2] F. Pugi: **Progettazione di Costruzioni in Muratura**, ALINEA Editrice, Firenze, 2000.

In questo volume viene trattato il Metodo Por, oltre all'assetto normativo precedente l'Ordinanza 3274 del 20.3.2003.

[3] F. Pugi: **Edifici in Muratura e nuova Normativa Sismica. L'analisi Pushover come evoluzione del Metodo Por**, ALINEA Editrice, Firenze, 2006.

[4] 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

[5] G. C. Beolchini, G. Di Pasquale, L. Gizzarelli: **La valutazione delle prestazioni sismiche di strutture esistenti in cemento armato: indicazioni dalle Linee Guida NEHRP**, Roma, Dicembre 2002. In particolare: Capitolo 4. Analisi statiche non lineari.

[6] G. Magenes, G.M. Calvi: **Prospettive per la calibrazione di metodi semplificati per l'analisi sismica di pareti murarie**, Atti del Convegno Nazionale: "La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto", Messina, 18-20 settembre 1996.

[7] L. Petrini, R. Pinho, G.M. Calvi: **Criteri di Progettazione Antisismica degli Edifici**, IUSS Press, Pavia, 2004.

[8] AICAP: **Progettazione di strutture in calcestruzzo armato**, Voll. 1 e 2, Guida all'uso dell'EuroCodice 2 con riferimento alle Norme Tecniche D.M. 14.1.2008, Roma, 2008.

PARAMETRI SISMICI

I Parametri Sismici sono organizzati in due gruppi: **Generali e Sismica**.

Questi dati sono di fatto superflui nei confronti delle verifiche qualificabili come 'Riparazione locale', verifiche nelle quali ciò che conta è il confronto fra Stato di Progetto e Stato Attuale in termini di rigidezza, forza ultima e capacità di spostamento, grandezze direttamente ricavate dalle curve di capacità della singola parete ai due stati pre e post intervento (curve automaticamente costruite dall'elaborazione di ACM).

Tale confronto è a tutti gli effetti indipendente dalla zona sismica di ubicazione dell'edificio dove è collocata la parete oggetto di analisi.

Se però l'intervento non rientra nell'ambito della 'Riparazione o intervento locale', ma deve essere inquadrato come 'Intervento di Miglioramento', all'analisi della parete deve essere affiancata una verifica della struttura nel suo insieme (§8.4.2, §8.7.5).

A parte il caso di impalcato rigido sovrastante la parete, dove è necessaria un'analisi complessiva del modello spaziale dell'edificio per tenere conto della redistribuzione delle azioni dovuta al cambiamento delle rigidezze, nel caso di impalcato deformabile sovrastante la parete (molto frequente negli edifici esistenti), 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. In tal caso, 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 (=capacità in termini di PGA).

Ciò rispetta infatti quanto previsto dal D.M. 17.1.2018 in §8.7.5 (è richiesta la determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo

SLU). La verifica consiste non tanto nel confronto diretto con la domanda in termini di PGA allo Stato di Progetto (cioè la PGA da soddisfare per un intervento di Adeguamento), quanto nel rapporto tra la capacità PGA allo Stato di Progetto e allo Stato Attuale.

Per condurre tale verifica è quindi necessario definire i dati sismici dell'edificio, e a tal fine sono predisposte le finestre dei Parametri di Calcolo.

Per il calcolo corretto della capacità in termini di PGA occorre inoltre tenere conto della posizione in elevazione della parete. Infatti: quando la parete è posta ad un livello soprastante il piano di imposta sulle fondazioni (in pratica: quando la parete appartiene ad un piano maggiore del piano 1 di calcolo), l'accelerazione sismica che riceve alla sua base è generalmente amplificata rispetto all'accelerazione al suolo (§C8A.4.2.3). Per valutare tale amplificazione sono necessari due dati: il numero di piani e l'altezza complessiva dell'edificio rispetto alle fondazioni, dati che consentono la stima del periodo proprio e del coefficiente di partecipazione, se non noti da uno studio complessivo dell'edificio.

GENERALI

> Dati Edificio

Numero piani dell'edificio. Per il coefficiente di partecipazione modale 'gamma' [§C8A.4.2.3] può essere adottato il valore semplificato in base al numero di piani N: $\gamma = 3N/(2N+1)$.

Altezza complessiva della struttura rispetto alla fondazione [§C8A.4.2.3] H (m):

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

Per il periodo proprio T1 dell'intera struttura può essere adottato il valore semplificato secondo §7.3.3.2.

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

Vita Nominale V,N (anni)

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

SISMICA

> Determinazione dell'Azione Sismica

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

Tipo di interpolazione

1 = media ponderata §All.A,[3]

2 = superficie rigata §CA

Tab.2, All.B

0 = località non in Tab.2,All.B

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

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

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

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

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

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

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

Valori dei parametri ag, Fo, TC* e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno Stato Limite §3.2

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

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

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

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico §3.2.2

Coefficiente di amplificazione topografica ST §3.2.3.2.1

Microzonazione sismica

Definizione di PGA: la PGA (accelerazione orizzontale di picco al suolo), finalizzata a definire l'accelerazione sismica sostenibile dalla costruzione, può essere riferita al suolo rigido (roccia) oppure tenere conto degli effetti locali del sito attraverso il fattore di suolo S:

1 = acc. su roccia (come a,g)

2 = $a,g \cdot S$ ($S=S,S^*S,T$)

Dati PARETI

I dati Pareti sono relativi allo Stato Attuale e allo Stato di Progetto. Per ognuna delle due configurazioni, sono raggruppati nel seguente modo: Geometria, Muratura, Carichi, Aperture-Maschi. Criteri di calcolo e grafici completano i dati.

GEOMETRIA

Dimensioni parete: larghezza B, spessore s, altezza iniziale (Hi) e finale (Hf), colmo: distanza da sx e altezza = dimensioni globali della parete. La parete può essere piena oppure contenere fori definiti dalla scheda Aperture/Maschi. Lo spessore è considerato costante in elevazione. Nei calcoli di elaborazione, per ogni maschio murario saranno considerati i propri dati geometrici, derivanti direttamente dalla scomposizione della parete globale oppure opportunamente modificati.

Piano della parete (1=impastata sulle fondazioni), Quota di base della parete Z, Parete in direzione X = informazioni sulla posizione della parete nell'edificio.

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

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

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

MURATURA

Tipologia = descrizione di identificazione del tipo di materiale costituente la parete.

Parametri rappresentativi del materiale: resistenza media a taglio e a compressione; moduli di elasticità di Young E e tangenziale G; fattore di confidenza F_c ; peso specifico.

Nei calcoli di elaborazione, per ogni maschio murario saranno considerati i propri dati sulla muratura che lo costituisce, derivanti direttamente dal riferimento alla parete globale oppure opportunamente modificati.

Il **fattore di Confidenza F_c** dipende dal Livello di Conoscenza ed è finalizzato alla riduzione cautelativa delle resistenze di progetto. $F_c=1.35$ per LC1, 1.20 per LC2 e 1.00 per LC3 (D.M. 14.1.2008, Tab. § C8A.1). La Circ.26 del 2.12.2010 sui beni monumentali (in §4.2) prevede la possibilità di diversi valori di F_c , in ogni caso compresi fra 1.00 e 1.35, composti da vari contributi (fattori di confidenza parziali).

Dati i diversi assetti della parete fra Stato Attuale e Stato di Progetto, è possibile diversificare il valore di F_c fra i due Stati (nella maggior parte dei casi tale valore sarà coincidente).

CARICHI

Nella scheda Carichi viene specificata la risultante P, somm dei carichi agenti **globalmente** sulla sommità della parete muraria, risultante dai pesi propri delle pareti sovrastanti e dai solai dei vari livelli. A P, somm corrispondono - attraverso una ripartizione eseguita in base alle dimensioni in pianta, ossia all'area di influenza - i carichi P, i agenti sulla sommità dei singoli maschi (Dati Maschi, in scheda Aperture-Maschi). I carichi P, i specificati nei Dati Maschi sono utilizzati nell'analisi statica e sismica e possono essere modificati dall'Utente. Nei calcoli di elaborazione, per ogni maschio saranno considerati i propri carichi, derivanti direttamente dai carichi della parete globale oppure opportunamente modificati.

Il carico in sommità della parete si distingue in due tipologie:

- P, somm per Analisi Statica (Combinazione fondamentale, SLU); il valore specificato include i coefficienti moltiplicativi: $\gamma_G, \gamma_Q, \psi_0$;
- P, somm per Analisi Sismica (Combinazione sismica); il valore specificato include i coefficienti moltiplicativi: ψ_2 .

APERTURE - MASCHI

Per ogni **apertura** prevista nella parete muraria:

Dimensioni d, z = distanza dell'apertura dal bordo sinistro e inferiore della parete.

Dimensioni B, H = larghezza e altezza dell'apertura.

Queste dimensioni si riferiscono sempre al **vano netto (vuoto) dell'apertura anche in presenza di cerchiatura**. Non includono quindi gli ingombri dei montanti, dell'architrave e del traverso inferiore dell'eventuale cerchiatura; l'ingombro della cerchiatura viene gestito automaticamente da ACM, e di tale ingombro si tiene conto nella definizione dei maschi murari, sempre considerati al netto delle strutture della cerchiatura.

Cerchiatura n° = se presente, indica il tipo di telaio previsto per l'apertura.

Per ogni **maschio murario** presente nella parete, la cui base è definita dalle aperture limitrofe, sono definiti i dati su:

geometria (base B, altezza H, zone rigide inferiore e superiore, spessore s),

vincolamento (componente flessionale di rigidità $x: K = xEJ/h^3$),

carichi (sforzo normale agente in sommità P per stato limite ultimo (combinazione fondamentale) e per combinazione sismica; questo valore non include il peso proprio del maschio e delle fasce adiacenti, che ACM valuterà automaticamente);

tensioni di precompressione orizzontale e verticale;

materiali (tipologia, resistenza media a taglio e a compressione, moduli di elasticità longitudinale E e tangenziale G, peso specifico).

Questi dati possono derivare direttamente dal riferimento alla parete globale oppure essere stati opportunamente modificati in modo da rappresentare correttamente le disomogeneità presenti nella parete nel suo complesso.

Ad ogni maschio è possibile attribuire **fattori correttivi alle resistenze e/o ai moduli elastici**, secondo quanto illustrato in §C8.A.2 (Circ.617, 2.2.2009); vengono inoltre definite le capacità di spostamento a taglio e a pressoflessione (come **drift** di piano; il drift fa riferimento all'altezza deformabile del maschio) e in alternativa come **duttilità** (rapporto tra spostamento ultimo e spostamento al limite elastico, intendendo per quest'ultimo lo spostamento corrispondente al punto di inizio del tratto plastico).

E' inoltre possibile **definire le verifiche da svolgere** per il maschio: pressoflessione complanare (alla base e in sommità della luce deformabile del pannello) e/o taglio per scorrimento (in sommità e alla base della luce deformabile) e/o taglio per fessurazione diagonale (a metà altezza della luce deformabile).

Per maschi murari consolidati con **intonaco armato** è possibile specificare lo **spessore dell'intonaco** (riferito ad una sola faccia della parete; si intende che nei calcoli l'intonaco armato verrà considerato su entrambe le facce), ed il **peso specifico dell'intonaco**. In tal modo nel calcolo vengono considerati gli effetti dell'aumento di spessore dovuto all'intonaco su massa e rigidità.

Se lo spessore dell'intonaco armato è nullo (spess. intonaco = 0) si trascurano gli effetti dell'intonaco su aumento di massa e rigidità.

Questa funzionalità permette di confrontare nel modo corretto la differenza di prestazione ottenuta utilizzando tecniche di consolidamento tradizionali (betoncino armato) e tecniche innovative (es. intonaco armato con rete in GFRP e ridotto spessore di intonaco), che possono essere rappresentate da materiali murari 'equivalenti' (in alternativa all'utilizzo dei coefficienti correttivi presenti in Normativa).

E' possibile definire **maschi murari contigui**, al fine di rappresentare correttamente variazioni sui propri parametri di materiale, carico, vincolo: tale configurazione può essere ottenuta utilizzando il comando di suddivisione di un maschio originario. I maschi contigui sono divisi da una linea di 'apertura' convenzionale (di dimensioni millimetriche). Attraverso un apposito parametro, è possibile **assemblare la loro rigidità flessionale**, amplificando il momento d'inerzia di ogni singolo maschio (e quindi la sua rigidità flessionale), in modo tale che la somma delle inerzie dei maschi sia pari all'inerzia del maschio assemblato. Indicando con: s_i lo spessore della parete, b_i la base del singolo maschio da assemblare, s e b : spessore e base del maschio complessivo, il coefficiente amplificativo è pari a: $a: [sb^3 / \sum(s_i b_i^3)]$, con: $b = \sum(b_i)$, $s = \sum(s_i b_i) / b$.

Comandi interni ad ACM agevolano, in fase di input, la definizione di **zone rigide** dei maschi murari competenti ad alcune opzioni notevoli: (1) secondo

angoli di diffusione a 30° e tenendo conto degli spigoli di porte e finestre; (2) zone rigide corrispondenti esattamente alle intersezioni geometriche fra maschi e fasce limitrofe; (3) zone rigide nulle; (4) zone rigide personalizzate:

E' inoltre possibile controllare che le zone rigide non superino (1/3) dell'altezza del maschio.

In ogni caso, le zone rigide effettivamente utilizzate nei calcoli sono quelle specificate negli appositi campi dei Dati Maschi.

CRITERI

Variazione di Rigidezza (%) per Riparazione Locale: +/- = il valore definisce la variazione di rigidezza. Secondo gli Orientamenti interpretativi della Regione Toscana, tale variazione è pari a +/- 15%. E' comunque possibile specificare un diverso valore in input.

Maschi snelli trascurabili = con riferimento ad indicazioni di alcuni riferimenti normativi, e che più in generale possono corrispondere a scelte comunque ritenute dal Progettista fisicamente significative, questi parametri consentono di evitare di considerare il contributo resistente alle azioni orizzontali di componenti murarie troppo snelle per essere in grado di garantire un'adeguata resistenza alle sollecitazioni di taglio e di pressoflessione.

Resistenza a taglio per scorrimento calcolata in sommità = questa opzione consente il calcolo del taglio resistente per scorrimento a favore di sicurezza, facendo riferimento alla sezione in condizioni più sfavorevoli (massima parzializzazione, in quanto in sommità si ha lo stesso momento della base ma sforzo normale minore).

Resistenza a taglio per fessurazione diagonale indipendente dalla snellezza della parete: $b=1.5$ fisso [§C8.7.1.5, (8.7.1.1)] = imposta il parametro relativo alla snellezza (coefficiente 'b') utilizzato nel calcolo della resistenza a taglio per fessurazione diagonale.

Per la generazione della curva di capacità, in presenza di telai di cerchiatura, un'apposita opzione consente di **ignorare la parte oltre il massimo spostamento dei maschi murari**. E' infatti possibile che nel comportamento in parallelo dei maschi e della cerchiatura, la curva di capacità del telaio presenti spostamenti maggiori dei massimi spostamenti dei maschi murari; nell'ambito di un comportamento d'insieme delle strutture può essere opportuno ignorare spostamenti del telaio oltre lo spostamento massimo della muratura.

Massa Sismica: metà altezza parete = consente la valutazione della forza sismica corrispondente al carico verticale includendo solo metà peso proprio. Ciò equivale a ritenere non idoneo pensare agente la forza sismica totale (corrispondente a tutto il peso: carico in sommità + peso proprio completo) sulla sommità della parete, ipotizzando che metà fascia (metà peso proprio di parete) sia solidarizzata con il vincolo di base. In analisi secondo il D.M.14.1.2008, questa opzione influisce sul calcolo dell'oscillatore monodimensionale bilineare equivalente e quindi sulla valutazione della PGA sostenibile. Tali calcoli vengono presi in considerazione solo nei casi di Intervento di Miglioramento, mentre restano di fatto ininfluenti ai fini dello studio delle Riparazioni Locali.

Coeff. parziale di sicurezza dei materiali (**gamma**), **M in Analisi Statica** = è possibile specificare un valore compreso fra 2.0 e 3.0, in accordo con quanto indicato in §4.5.6.1.

Comportamento dei maschi murari. Rigidezza:

per la curva di comportamento dei singoli maschi murari, sono possibili le seguenti opzioni:

- > **bilineare**: nessuna modifica a E,G in input;
- > **bilineare**, con riduzione di E,G pari al 50%;
- > **trilineare**, con riduzione di E,G pari al 50% dopo la parzializzazione.

Le riduzioni per rigidezza fessurata sono applicate in fase di analisi (non nei dati in input dei maschi murari).

La rigidezza fessurata è considerata rappresentativa della parzializzazione delle sezioni che per i maschi murari avviene sotto momenti dovuti alle azioni orizzontali. Le sezioni dei pannelli murari possono condurre a verifica di resistenza soddisfatta, anche se sono parzialmente reagenti. In tali condizioni non si ha plasticizzazione, ma la rigidezza della sezione deve essere ridotta.

Questo comportamento è efficacemente schematizzato con la legge trilineare, in grado di descrivere il passaggio dalla fase elastica alla fase fessurata e infine alla fase plastica; la legge trilineare è quindi maggiormente rappresentativa del fenomeno di riduzione della rigidezza per fessurazione rispetto all'ipotesi di applicazione della riduzione del 50% ai valori iniziali dei moduli elastici.

Seguendo la legge trilineare, la curva di capacità del maschio murario è caratterizzata inizialmente dalla rigidezza elastica. Appena si manifesta la parzializzazione, viene applicata la rigidezza fessurata (pari al 50%). In seguito si gestiscono le plasticizzazioni a taglio e pressoflessione, attraverso l'analisi delle resistenze di progetto. In definitiva, la curva di comportamento non-lineare parte dalla rigidezza elastica, e la fessurata entra in gioco solo al momento della parzializzazione.

Questo tipo di comportamento non lineare è coerente con la normativa europea: EuroCodice EC8-1 (UNI EN 1998-1:2005), che in §4.3.3.4.1(2), relativamente ai metodi non lineari, recita:

"Come minimo, si raccomanda di utilizzare una relazione bilineare forza-deformazione a livello dell'elemento. In edifici di calcestruzzo e di muratura, si raccomanda che la rigidezza elastica di una relazione bilineare forza-deformazione corrisponda a quella di sezioni fessurate. In elementi duttili, attesi esibire escursioni in campo plastico durante la risposta, si raccomanda che la rigidezza elastica di una relazione bilineare sia la rigidezza secante al punto di snervamento. Sono permesse **relazioni trilineari** forza-deformazione, che tengono conto di una rigidezza prima della fessurazione e dopo la fessurazione." Con l'introduzione del comportamento trilineare, ACM implementa quindi in modo completo il comportamento descritto dall'EuroCodice, fermo restando che la legge bilineare resta ancora applicabile semplicemente effettuando la corrispondente selezione in input, con rigidezze elastiche oppure fessurate (ridotte del 50%).

Comportamento dei maschi murari. Spostamento ultimo:

per la curva di comportamento dei maschi murari, relativamente allo spostamento ultimo (spostamento al termine del tratto plastico) sono possibili le seguenti opzioni:

- > **drift** su luce deformabile;
- > drift su altezza di interpiano;
- > **duttilità** (multiplo dello spostamento al limite elastico).

La modalità di determinazione dello **spostamento ultimo in base al limite di deformazione angolare** (drift, pari al rapporto tra spostamento orizzontale e altezza dell'elemento strutturale) viene indicata nella Normativa vigente (D.M. 14.1.2008), ed in generale viene fatto riferimento alla luce deformabile, in quanto lo spostamento deve essere valutato al netto di moti rigidi (§C8.7.1.4).

Questo approccio presenta alcune criticità che potrebbero condurre ad una valutazione poco realistica degli spostamenti massimi delle pareti.

Il criterio di drift calcolato solo in base all'altezza dell'elemento non descrive adeguatamente le diverse possibili configurazioni strutturali. Alcuni studi indicano la dipendenza dello spostamento ultimo anche dalla snellezza della parete, dallo stato di sollecitazione (carico applicato), dal tipo di materiale, dal grado di vincolo della parete. Maschi murari che differiscono tra loro per uno o più di questi parametri avranno in generale spostamenti ultimi diversi.

Sono reperibili in letteratura formulazioni sullo spostamento ultimo in dipendenza dei parametri indicati (cfr.: S.Petry, K.Beyer: Influence of boundary conditions and size effect on the drift capacity of URM walls, Engineering Structures, 65 (2014) 76-88).

Nell'ambito dei confronti locali del comportamento sismico di una parete in muratura tra Stato Attuale e Stato di Progetto, si rileva che nel caso di una parete inizialmente piena (con altezza deformabile pari all'altezza completa, con zone rigide nulle) dove viene praticata un'apertura (per cui l'altezza deformabile dei maschi murari ai lati dell'apertura diminuisce, ad esempio con zone rigide che dipendono dalla diffusione degli sforzi a 30°), cerchiata con telaio, si otterrebbe una riduzione della capacità di spostamento, con conseguente giudizio negativo sull'intervento, in evidente contrasto con la realtà.

Una prima soluzione a questo tipo di problemi si ottiene considerando, dal punto di vista della capacità di spostamento, la parete nel suo insieme e riferendo l'altezza per il calcolo dello spostamento al pannello anziché ai singoli maschi murari, e più precisamente all'altezza di interpiano (prescindendo in pratica dalle zone rigide); l'ipotesi viene ovviamente applicata ad entrambi gli Stati Attuale e di Progetto. Questa è la seconda opzione proposta da ACM (drift su altezza di interpiano).

La terza opzione, infine, richiama una diversa modalità di calcolo dello spostamento ultimo, proposta da un documento normativo italiano (Circ. 21745 del 30.7.1981) per l'analisi sismica degli edifici esistenti in muratura, mai abrogato, in uso nelle applicazioni delle metodologie Por.

In tale documento si afferma che lo spostamento ultimo è un multiplo dello spostamento al limite elastico, con valori diversi a seconda che la muratura sia originaria (1.5) oppure sottoposta a intervento di consolidamento tramite iniezioni o intonaco armato (2.0).

Poiché si tratta del multiplo dello spostamento al limite elastico (punto di plasticizzazione), ogni maschio murario (con i propri valori di dimensione geometrica, carico, materiale, vincolo) avrà uno specifico valore di spostamento ultimo, rispettando quanto sopra osservato.

Pertanto, considerando E,G in fase elastica (p.es. adottando il comportamento trilineare) lo spostamento al limite elastico viene raggiunto prima di quanto previsto dalla norma del 1981, con conseguente maggiore duttilità. Facendo riferimento ad una riduzione dei moduli di elasticità pari al 50% per considerare il valore in condizioni di plasticizzazione, si otterrebbe un raddoppio della duttilità.

ACM propone per default i valori 1.5 e 2.0, ma l'Utente, se lo ritiene opportuno, può modificarli nei dati dei Maschi murari.

Muratura: Coefficienti correttivi [Tab. C8A.2.2]. Per 2 o più coefficienti correttivi dei parametri meccanici applicati contemporaneamente, è possibile scegliere una delle seguenti opzioni alternative:- Sommare gli effetti rispetto al valore di riferimento del parametro
- Amplificare gli effetti moltiplicando i coefficienti correttivi

Analisi Sismica: criterio di individuazione dello Stato Limite Ultimo. In analisi sismica secondo D.M. 17.1.2018, può inoltre essere specificato il **criterio** con cui si definisce lo **Stato Limite Ultimo** secondo la riduzione della forza non superiore al 20% del massimo. Il punto di definizione dello Stato Limite Ultimo influisce sul calcolo dell'oscillatore elastoplastico monodimensionale equivalente, e quindi sulla valutazione della PGA sostenibile. Ciò è rilevante solo nei casi di Intervento di Miglioramento, mentre è ininfluente ai fini dello studio delle Riparazioni Locali.

[ANALISI di PARETI in MURATURA secondo D.M. 17.1.2018](#)

Nel seguito, il testo fa riferimento al D.M. 17.1.2018 e alla Circolare 2019

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):

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

L'intervento sulla parete può rientrare nell'ambito della '**Riparazione o Intervento locale**' alle condizioni previste dal punto §C8.4.3: *Riparazione o intervento locale*, Circolare 2019

"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.

(...) 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."

Per verificare che rigidezza, resistenza e capacità di spostamento non peggiorino occorre analizzare la parete allo Stato Attuale e allo Stato di Progetto, e confrontare i corrispondenti parametri.

Per la rigidezza 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 rigidezza 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 rigidezza 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.17.1.2018:

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

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

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

non lineare); 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 duttilità (cfr. paragrafo di questo documento, dedicato ai criteri di equivalenza). 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. 17.1.2018 in §8.7.5 (è richiesta la determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU).

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

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

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

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

Altri contenuti normativi relativi agli interventi locali sulle pareti sono i seguenti:

§C8A.5.5: Interventi che modificano la distribuzione degli elementi verticali resistenti, Circ2019

(...) La realizzazione di **nuove aperture**, se non strettamente necessaria, va preferibilmente 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 cucì. 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 rigidezza e resistenza, occorre curare il perfetto contatto o la messa in forza con la muratura esistente.

Comportamento strutturale delle pareti in muratura

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

La forza ultima è determinata dalla minima forza resistente fra PressoFlessione e Taglio; lo spostamento ultimo allo stato limite di collasso viene generalmente assunto, a meno di moti rigidi del pannello, pari a 0.5%H in caso di crisi per taglio (per fessurazione diagonale o per scorrimento) ($F_u = F_{u, \text{Taglio}}$) e 1.0%H in caso di crisi per PressoFlessione ($F_u = F_{u, \text{PressoFlessione}}$); in alternativa, lo spostamento ultimo viene calcolato attraverso la duttilità (rapporto tra spostamento ultimo e spostamento al limite elastico, inteso come punto di inizio del tratto plastico) (cfr. le opzioni scelte nei Dati Parete).

In ACM i valori dei drift dei singoli maschi murari (e della duttilità) possono essere comunque modificati dall'Utente in relazione alla natura della parete e ad eventuali particolari interventi di consolidamento; H viene assunta pari alla luce deformabile del maschio (altezza di calcolo) per le verifiche di resistenza; ai fini dello spostamento ultimo viene utilizzata la luce deformabile o l'altezza completa (=altezza di interpiano) a seconda della scelta dei dati in input. La luce deformabile è in generale minore dell'altezza completa a causa delle zone rigide di intersezione fra maschi e fasce di piano, seguendo in tal modo le indicazioni sulla modellazione 'a telaio' riportate in §7.8.1.5.2:

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

Le caratteristiche fisiche e meccaniche del materiale murario costituente la parete vengono descritte in §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 (N.B.: ex Tab.11.D.2 di OPCM 3431/2005: da quest'ultima Norma vengono desunti i coefficienti correttivi per le murature presenti in Tab.C8A.2.1 ma non riportate in Tab.C8A.2.2).

CALCOLO DELLA FORZA ULTIMA PER PRESSOFLESSIONE NEL PIANO

(D.M. 17.1.2018, § 7.8.2.2.1- § 8.7.1.5)

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:

$M_u = (I^2 t \sigma_c / 2) (1 - \sigma_c / 0.85 f_d)$, dove:

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

I = larghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

t = spessore della zona compressa della parete;

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

Se P è di trazione, $M_u = 0$;

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

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

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

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

opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (Tab. C8A.2.1). f_m sostituisce f_k nella formulazione di f_d ; inoltre, γ_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, non si applica γ_m , e la resistenza di calcolo è data da: $f_d = f_m / F_C$.

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

In ACM, F_C si applica alla resistenza media a compressione f_m definita nei dati sui Materiali.

CALCOLO DELLA FORZA ULTIMA PER TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE

(§ C8.7.1.5)

La resistenza a taglio per fessurazione diagonale viene valutata per mezzo di una formulazione esprimibile nel modo seguente:

$$V_t = l t * (f_{td} / b) * \sqrt{1 + \sigma_o / f_{td}}$$

essendo:

σ_o = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ($= P / l t$, con P forza assiale agente positiva se di compressione), agente nella sezione di mezzeria della luce deformabile (dove si ipotizza l'insorgere della lesione a X tipica della fessurazione diagonale);

f_{td} = valore di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale $= 1.5 \tau_{od}$, con: τ_{od} = valore di calcolo della resistenza a taglio di riferimento (=resistenza a taglio puro, cioè in assenza di sforzo normale) per fessurazione diagonale

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

Secondo §C8.7.1.5 i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza F_C (Analisi Lineare e Non Lineare) e per il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali γ_m (solo Analisi Lineare). Il Fattore di Confidenza F_C è pari a 1.35, 1.20, 1.00 rispettivamente per i livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per τ_o). I valori medi delle resistenze sono definiti in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (Tab. C8A.2.1).

In ACM, F_C si applica alla resistenza media a taglio τ_o definita nei dati sui Materiali.

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

(σ_{po} precompressione orizzontale, σ_{pv} precompressione verticale):

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

CALCOLO DELLA FORZA ULTIMA PER TAGLIO PER SCORRIMENTO

(D.M.17.1.2018, §7.8.2.2.2)

La resistenza a taglio per scorrimento viene definita per i nuovi edifici in §7.8.2.2.2; è inoltre considerata per l'analisi degli edifici esistenti (in §C8.7.1.5) qualora per il materiale considerato sia possibile questa modalità di collasso (ad es. per murature di mattoni pieni con letti regolari di malta).

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

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

l' = lunghezza della parte compressa della parete;

t = spessore della parete;

$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_m$ è definito in §4.5.6.1, §11.10.3.3: $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \sigma_n$, calcolando la tensione normale media sulla parte compressa della sezione: $\sigma_n = P / (l' * t)$, nella sezione di base della luce deformabile.

In Analisi Non Lineare, la resistenza di calcolo è data da: $f_{vd} = f_{vmo} + 0.4 \sigma_n$, dove f_{vmo} è la resistenza media a taglio della muratura ($f_{vmo} = \tau_o$). Al valore medio della resistenza a taglio deve inoltre essere applicato il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_m (solo per l'Analisi Lineare), ed il fattore di confidenza F_C (sia in Lineare, che in Non Lineare) (§C8.7.1.5).

Il Fattore di Confidenza F_C è definito in §C.8.7.1.5, Tab.C8A.1: $F_C = 1.35, 1.20, 1.00$ rispettivamente per i livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per τ_o).

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

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

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

Il taglio resistente è quindi: $V_{Rd} = l' t * (\tau_{od} + 0.4 * N/l') / F_C = (l' t \tau_{od} + 0.4 N) / F_C = [3 (l/2 - M/N) t \tau_{od} + 0.4 N] / F_C$

Ora: il momento è legato al taglio secondo lo schema statico adottato. Più precisamente: $M = V_{Rd} H/2$ nell'ipotesi di doppio incastro, e $M = V_{Rd} H$ nel caso di comportamento a mensola (in sintesi: $M = V_{Rd} H/\alpha$). Si ha dunque:

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

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

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

Modalità di esecuzione dell'analisi, e calcolo dell'accelerazione al suolo sostenibile

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

COMPORTAMENTO STRUTTURALE DEL SINGOLO MASCHIO MURARIO

Consideriamo il singolo maschio sottoposto all'azione di una forza orizzontale (fig. 1), facendo per semplicità riferimento alla legge bilineare (non considerando la rigidità fessurata):

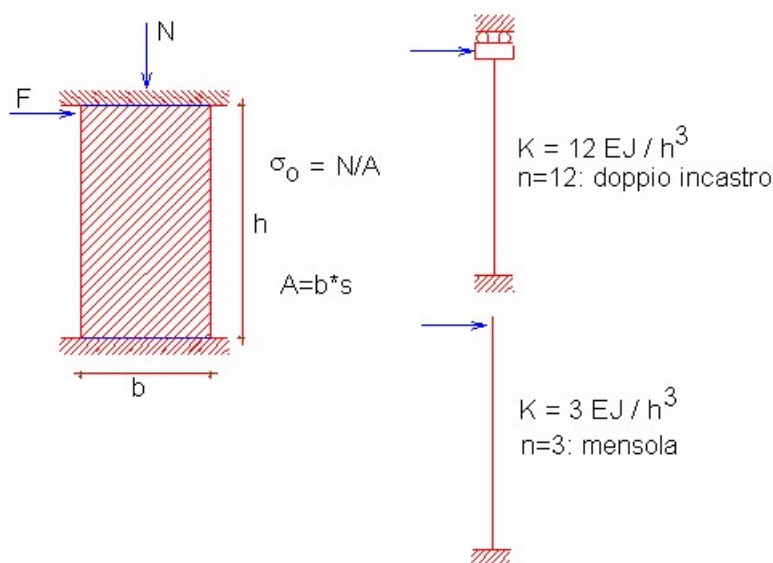


Fig. 1.

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

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

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

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

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

La rigidezza elastica alla traslazione è uno dei tre parametri necessari per la definizione del comportamento strutturale del maschio murario. Infatti, assumendo una legge costitutiva elasto-plastica (rappresentata dal diagramma Forza-Spostamento (fig. 2), occorrono i seguenti tre parametri:

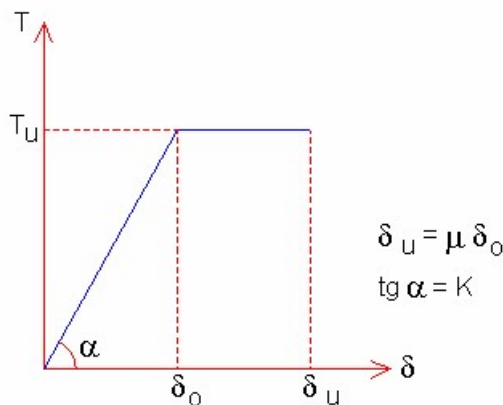


Fig. 2.

- la rigidezza elastica K , espressa dalla (2), che fornisce la pendenza del tratto inclinato del diagramma (campo elastico);
- la forza ultima T_u , che rappresenta il valore minimo fra la resistenza a taglio (valutata come minima fra i due meccanismi di fessurazione diagonale e di scorrimento) e la resistenza a pressoflessione del maschio;
- la duttilità μ , pari al rapporto tra spostamento ultimo δ_u e spostamento al limite elastico δ_0 (δ_0 si indica anche con δ_y). Secondo il D.M. 17.1.2018, la deformazione ultima è espressa come drift di piano (percentuale dell'altezza deformabile del maschio) ed è quindi di natura geometrica (indipendente da δ_0), con valore del drift determinato dalla prima modalità di crisi del pannello (raggiungimento del limite elastico, cioè della resistenza, a pressoflessione, scorrimento o fessurazione diagonale). I valori del drift corrispondenti alle diverse modalità di crisi sono definiti in Normativa per lo stato limite di collasso SLC: 1.0%H per la pressoflessione, 0.5%H per il taglio. In alternativa al drift, ACM consente la scelta dello spostamento ultimo in base alla duttilità, secondo le opzioni scelte nei Dati Parete.

APPROFONDIMENTI SUL CALCOLO DELLE RESISTENZE A PRESSOFLESSIONE, SCORRIMENTO E FESSURAZIONE DIAGONALE E SULLA COSTRUZIONE DEL DIAGRAMMA FORZA-SPOSTAMENTO

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

La resistenza a pressoflessione complanare viene calcolata su entrambe sezioni di base e di sommità; nella sezione dove viene raggiunta, attraverso il

progressivo incremento della forza orizzontale, si ha la formazione di una cerniera plastica.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

COSTRUZIONE DELLA CURVA DI CAPACITA' (ANALISI STATICA NON LINEARE): 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 rigidità alla traslazione. Pertanto, il diagramma Forza-Spostamento della parete si ottiene sommando i contributi resistenti di ciascun maschio (fig. 3) (per semplicità, viene fatto riferimento al comportamento bilineare).

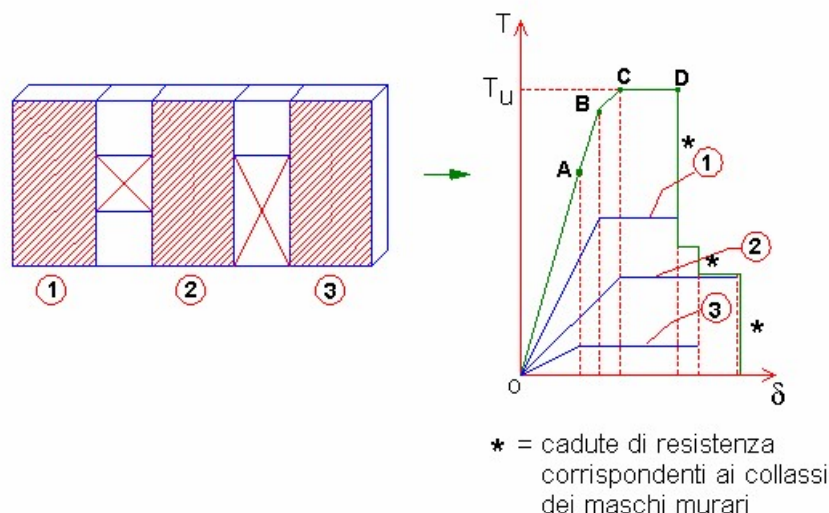


Fig. 3. Diagramma Forza-Spostamento globale.

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. 3, 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.

TELA DI CERCHIATURA

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

Si rimanda alla descrizione dei risultati dell'analisi delle cerchiature per i dettagli sulle curve di capacità dei telai.

VERIFICA DI SICUREZZA

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

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

In ACM, conformemente a §7.8.1.5.4, nello schema della muratura a telaio equivalente, i pannelli murari vengono caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza al limite elastico definita per mezzo della risposta flessionale o a taglio di cui in §7.8.2.2 e §7.8.3.2. Nel modello di ACM, riferito ad un'analisi locale di 1 interpiano, è possibile 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 di cerchiatura), come è stato illustrato ai paragrafi precedenti. Si tratta di un sistema ad un unico grado di libertà, coincidente con lo spostamento orizzontale del traverso superiore.

L'analisi viene condotta separatamente sia per lo **Stato Attuale**, sia per lo **Stato di Progetto**, e in ognuno dei due casi viene costruita la curva forza-spostamento (curva di capacità della parete).

La curva consente la definizione dei parametri necessari per la **verifica di sicurezza**:

- la **rigidità** è pari alla rigidità elastica iniziale del sistema reale;
- la **resistenza** è pari alla forza massima sostenibile dal sistema reale prima del raggiungimento dello Stato Limite Ultimo SLC;
- la **capacità di deformazione**, è pari allo spostamento corrispondente al raggiungimento dello Stato Limite Ultimo SLV. Sulla curva pushover (curva forza-spostamento), lo **Stato Limite Ultimo SLC** coincide con il punto caratterizzato dallo spostamento corrispondente ad un taglio alla base residuo pari all'80% del massimo (riduzione del 20%), mentre lo **Stato Limite Ultimo SLV** resta definito da uno spostamento pari a (3/4) dello spostamento corrispondente a SLC.

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 ≥ 1 esprime verifica soddisfatta. Per la rigidità, uno scarto maggiore del valore di riferimento (in genere: 15%) richiede l'inquadramento nell'ambito degli Interventi di Miglioramento e non della Riparazione locale.

Se la verifica derivante dal confronto diretto tra le curve di Progetto e Attuale è soddisfatta in termini di rigidità (variazione non oltre il limite di riferimento) e di resistenza e capacità di spostamento (che non devono peggiorare), l'intervento può essere inquadrato come Riparazione Locale e non vi sono ulteriori operazioni da svolgere: la verifica non dipende dalla zona sismica di ubicazione della struttura (le capacità sono caratteristiche intrinseche del modello strutturale).

Se invece l'intervento non può essere qualificato come Riparazione Locale (§C8.4.3) a causa della rigidità che cambia significativamente, è possibile che le condizioni su resistenza e capacità di deformazione siano comunque soddisfatte (allo Stato di Progetto non peggiorano rispetto allo Stato Attuale). In tal caso l'intervento può essere qualificato come **Miglioramento** (§8.4.2) e l'analisi locale della parete può essere considerata esaustiva, alle seguenti condizioni:

- (1) il solaio che si imposta sulla parete non deve essere rigido (solai rigidi richiedono un'analisi 3D dell'edificio);
 - (2) PGA,CLV allo Stato di Progetto è maggiore rispetto allo Stato Attuale, oppure PGA,CLV allo Stato di Progetto è maggiore della domanda PGA,DLV (§8.7.5) (la domanda per SLV è determinata attraverso l'oscillatore monodimensionale calcolato con la bilineare equivalente allo SLV).
- (nei casi in cui l'analisi locale non può essere considerata esaustiva, occorre un'analisi globale dell'edificio. AEDES consente lo studio del comportamento dell'edificio dove una o più aperture sono consolidate con telai di cerchiatura attraverso il software ad elementi finiti Aedes.PCM. I telai di cerchiatura, insieme a tutte le altre tipologie di intervento, vengono ridefiniti direttamente in ambiente PCM, e concorrono alla risposta globale dell'edificio insieme a tutti gli elementi resistenti, in muratura o altri materiali).*

Premessa la validità della condizione (1), per il controllo sulla capacità in termini di PGA è necessaria una post-elaborazione della curva che conduca ad una valutazione della capacità della struttura nei confronti dell'accelerazione sismica di progetto.

La curva di capacità viene quindi ricondotta ad un legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà (oscillatore monodimensionale bilineare elastoplastico), rendendo possibile un diretto confronto con la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta.

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 dal D.M. 17.1.2018.

Lo spettro di risposta elastico in termini di spostamento è dato da: $S_{De}(T) = S_e(T) * (T / 2\pi)^2$

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 SLV. 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: $S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma$, dove:

T_1 = primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione esaminata, che può essere posto pari a: $0.05 \cdot H^{0.75}$, 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;

γ 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: $S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma$.

E' quindi possibile definire un 'fattore amplificativo F ' dato da:

$$F = [S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma / (ag S)]$$

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.

SINTESI DEI RISULTATI DI ACM

Riepilogo dei risultati ottenuti dall'analisi strutturale della parete con aperture ed eventuali telai di cerchiatura, con riferimento alla parete allo Stato Attuale (prima dell'intervento; in caso di danneggiamento per evento sismico si deve fare riferimento alla configurazione pre-evento) e allo Stato di Progetto (applicando l'intervento di progetto).

STATICA

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

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

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

SISMICA: COEFFICIENTI DI SICUREZZA

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

- **rigidezza** (rapporto tra rigidezze elastiche iniziali): il coefficiente di sicurezza deve essere compreso nei limiti indicati in input ai fini della classificazione dell'intervento come Riparazione locale (ad esempio, secondo gli Orientamenti interpretativi della Regione Toscana, il coefficiente di sicurezza deve essere compreso fra 0.85 e 1.15): diversamente, l'intervento viene ricondotto all'ambito del Miglioramento sismico;
- **resistenza** (rapporto tra forze massime): deve essere ≥ 1.00 ;
- **capacità di spostamento** (rapporto tra spostamenti ultimi): deve essere ≥ 1.00 .

Viene inoltre riportato un ulteriore coefficiente di sicurezza, relativo all'**energia dissipata** dall'oscillatore monodimensionale rappresentato dalla parete, e definita dall'area sottesa dalla curva di capacità fino al punto di stato limite ultimo (con riferimento allo stato attuale, come da indicazioni normative del parere n.35 della Regione Emilia Romagna). Tale coefficiente, non strettamente richiesto dalla vigente Normativa nazionale, è tuttavia importante per confrontare dal punto di vista energetico lo Stato Attuale con lo Stato di Progetto: esso consente il confronto fra stato attuale e stato di progetto attraverso la comparazione dei diagrammi forza-spostamento in campo anelastico.

Se l'intervento non soddisfa i requisiti della Riparazione Locale, ad esempio per una eccessiva variazione di rigidezza, allora rientra nel campo del Miglioramento e si devono fare le seguenti considerazioni:

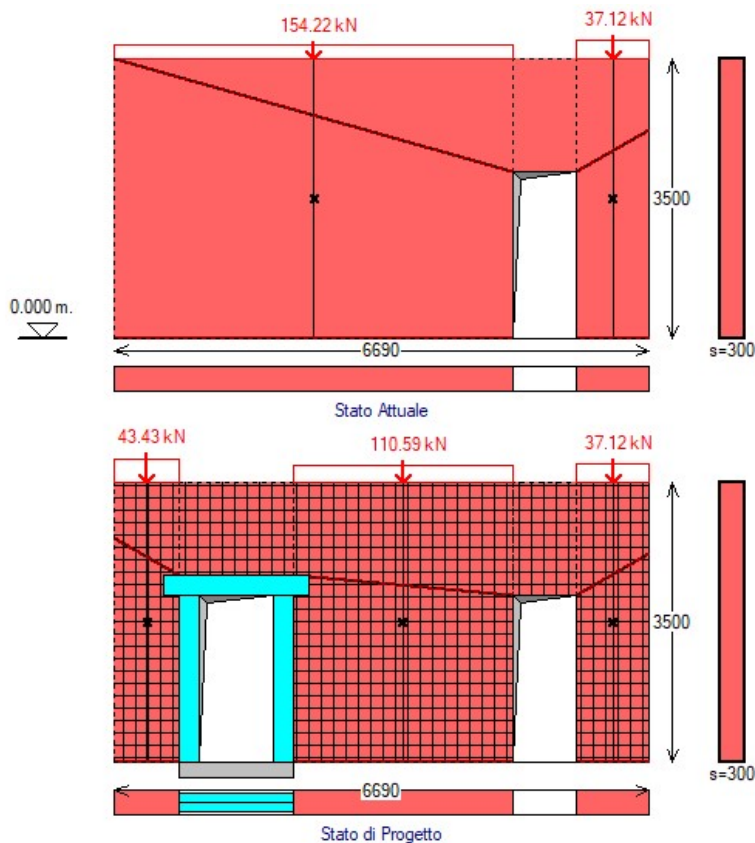
- se l'orizzontamento sovrastante la parete è rigido, occorre il calcolo globale e quindi l'analisi locale della parete viene sostituita dall'analisi globale dell'edificio;
- se invece l'orizzontamento sopra la parete è flessibile, la variazione di rigidezza non influisce sulla reazione delle altre parti dell'edificio e quindi è possibile 'contenere' la verifica di sicurezza entro i limiti della verifica locale, valutando la capacità in termini di PGA: PGA,CLV, che allo Stato di Progetto deve essere maggiore rispetto allo Stato Attuale, oppure maggiore della domanda PGA,DLV (§8.7.5), seguendo la procedura precedentemente indicata.

STATO ATTUALE, STATO DI PROGETTO

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

Nel caso di modellazione del telaio di cerchiatura con comportamento shear-type (rotazione impedita per i nodi di sommità del telaio) vengono inoltre effettuati controlli di effettiva realizzazione del vincolo, confrontando localmente nel nodo momento sollecitante e momento resistente.

MASCHIO MURARIO - X1-PT PIANO TERRA



COEFFICIENTI DI SICUREZZA parete n° 1
[Rigidezza: N/mm - Forza ultima: kN - Spostamento: mm - Energia dissipata: J=N·m]

Attuale	Progetto	Rapporto(C.Sic.)	
Rigid. K)	162968	145250	0.891 compreso fra -15% e + 15% (-10.9%)
Resist.F)	164.03	254.19	1.550 (+55.0%)
Spost.SLV)	13.12	17.06	1.300 (+30.0%)
Spost.SLD)	9.84	12.79	1.300 (+30.0%)
En.diss.)	2045.14	3562.89	1.742 (+74.2%)

VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti su:

- rigidezza
- resistenza
- energia dissipata

ANALISI STATICA dei maschi murari parete n° 1
[Forze:kN - Tensioni:N/mm²; sforzi normali e tensioni riferiti alla luce deformabile]

La tensione statica alla base calcolata per la Comb.fondamentale (SLU)[(2.5.1) in §2.5.3] viene confrontata con f_d = tensione di progetto a compressione data da: $f_m/\gamma_M/FC$ ($\gamma_M=2.00$, FC: definito per il materiale di ogni singola parete)
Si riportano inoltre le tensioni in sommità, mezzeria e base in Comb.sismica confrontate con il valore di $0.85 \cdot f_d$ dove, per analisi statica non lineare: $f_d = f_m/FC$

STATO ATTUALE

Comb. fondamentale (analisi statica)						Comb. sismica				
n.	N,somm	1.3·Pp	N,base	σ,base	FC	fd	σ,somm	σ,mezz	σ,base	0.85·fd
1)	212.12	126.54	338.66	0.226	1.350	0.963	0.105	0.137	0.168	1.637
2)	51.06	26.04	77.10	0.286	1.350	0.963	0.149	0.180	0.212	1.637

STATO DI PROGETTO

Comb. fondamentale (analisi statica)						Comb. sismica				
n.	N,somm	1.3·Pp	N,base	σ,base	FC	fd	σ,somm	σ,mezz	σ,base	0.85·fd
1)	59.74	25.68	85.42	0.352	1.350	1.444	0.197	0.229	0.260	2.456
2)	152.12	77.53	229.65	0.277	1.350	1.444	0.143	0.174	0.206	2.456
3)	51.06	26.04	77.10	0.286	1.350	1.444	0.149	0.180	0.212	2.456

Nel caso di maschi murari affiancati da telai di cerchiatura
il carico applicato in sommità della parete viene così ripartito:
la parte corrispondente al maschio e' sostenuta dal maschio stesso,
mentre quella corrispondente al telaio viene scaricata sui maschi adiacenti
oppure si considera applicata ai soli montanti del telaio
secondo quanto specificato in input nei Dati Aperture

ANALISI SISMICA STATO ATTUALE parete n° 1

MASCHI MURARI

n.	B	Hcalc	(H/B)	K	Resistenza(kN)		Taglio		Press.compl.	Fasce	F,ult.	Spost.(mm)	
	(mm)			(N/mm)	Taglio diag.		Taglio		elast.			lim.	ult.
irreg./reg.			scorr.	somm./base			(max)						
1)	4990	3500	0.70	156788	154.65/	166.20	181.40	209.80/	265.82	-	154.65	1.50	17.50
2)	900	3500	3.89	6180	20.60/	22.86	9.39	9.39/	11.09	-	9.39	2.48	17.50

ANALISI SISMICA STATO DI PROGETTO parete n° 1

MASCHI MURARI

n.	B	Hcalc	(H/B)	K	Resistenza(kN)		Taglio		Press.compl.	Fasce	F,ult.	Spost.(mm)	
	(mm)			(N/mm)	Taglio diag.		Taglio		elast.			lim.	ult.
irreg./reg.			scorr.	somm./base			(max)						
1)	810	3500	4.32	7014	26.12/	28.38	10.19	10.19/	11.63	-	10.19	2.38	22.75
2)	2760	3500	1.27	102203	95.63/	101.39	87.69	87.69/	105.35	-	87.69	1.41	22.75
3)	900	3500	3.89	9270	26.67/	28.35	9.70	9.70/	11.56	-	9.70	1.72	22.75

Cerchiature

n.	B	Hcalc	K	F lim.	Spost.lim.	F	Spost.
elast.	elast.	ult.	ult.				
	(mm)		(N/mm)	(kN)	(mm)	(kN)	(mm)
1)	1420	2100	26763	56.71	2.12	146.61	30.45

• controllo vincolamento shear-type:

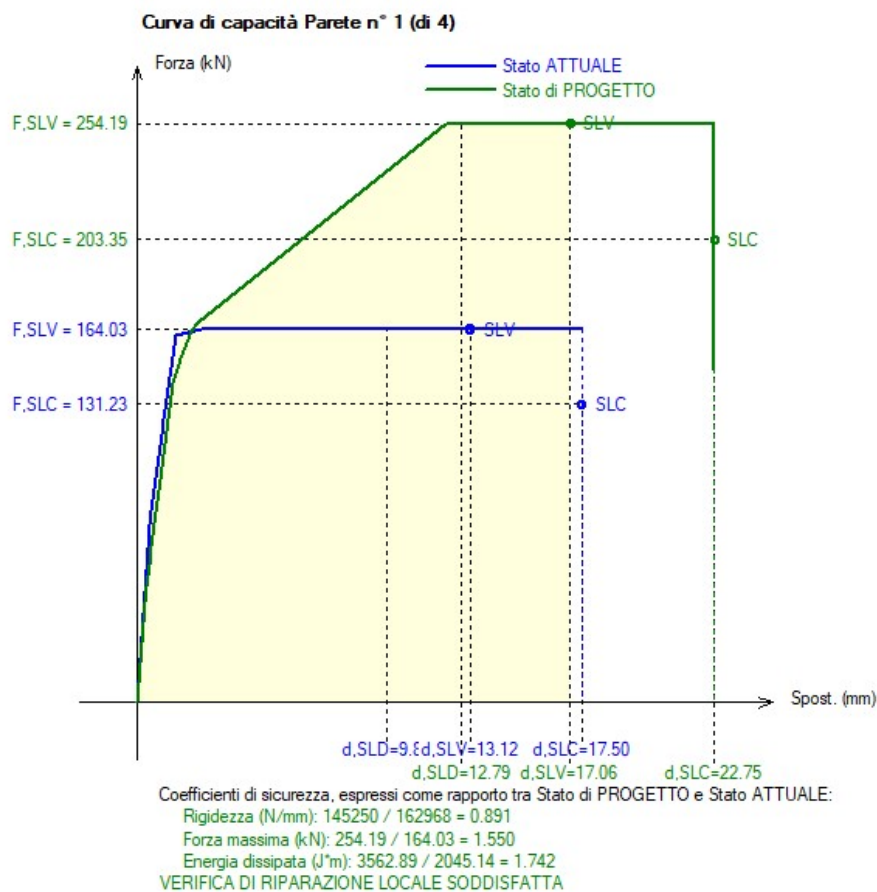
F_{SLU} = Forza orizzontale agente sul telaio in corrispondenza di SLU

M'_{SLU} = Quota parte del Momento di progetto al nodo montante/architrave
in corrispondenza di SLU, data dalla differenza di sollecitazione
fra i due schemi shear-type e a rotazione consentita
e pari a: $(Fh/4) \cdot [1/(6k+1)]$, con: $k = (J_{arch.}/J_{mont.}) \cdot (h/l)$,
 h =altezza e l =larghezza del telaio (h, l : in corrispondenza degli
assi delle aste, e prescindendo dalle zone rigide di estremità)

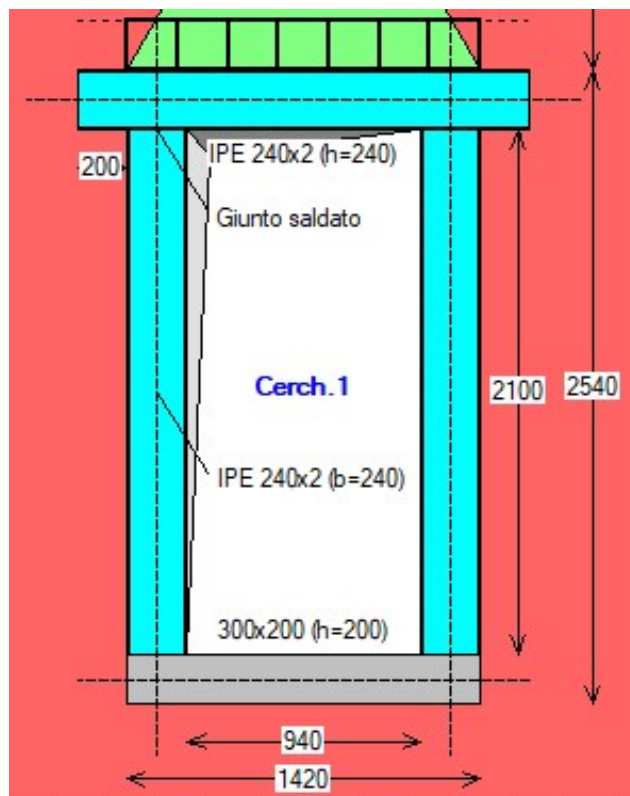
M_{Rd} = Momento resistente per compressione locale della muratura
in corrispondenza dell'appoggio dell'architrave.

Si ha: $M_{Rd} = (f_m/FC) \cdot s \cdot b^2/2$, con: b = lunghezza da estremo appoggio
dell'architrave ad asse del montante, f_m/FC = resistenza di progetto
del maschio murario adiacente all'apertura, s = spessore maschio.

n.	F, SLU	M', SLU	M,Rd (app.)	
	(kN)	(kNm)	sx	dx
1)	146.61	6.65	44.37	44.37



VERIFICA CERCHIATURA METALLICA



VERIFICA DI RIGIDEZZA - cerchiatura n° 1
Variazione tra Stato Attuale e Stato di Progetto

Il confronto tra rigidezza del telaio di cerchiatura e della muratura rimossa viene ignorato ai fini delle verifiche di sicurezza.

La verifica di rigidezza per la parete oggetto di intervento (consistente nel confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto) riguarda il comportamento della parete nel suo complesso, cioè i coefficienti di sicurezza determinati dall'analisi della Parete.

VERIFICA DI DEFORMABILITA': Comb. caratteristica (rara) (SLE) (§4.2.4.2) - cerchiatura n° 1

Sezione dell'architrave (acciaio): **IPE 240x2**
luce di calcolo: carichi: $l = 1420$ mm - spostamenti (luce netta): 940 mm
 $E = 210$ kN/mm² - $J = 77840000$ mm⁴

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m):
- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante:
 $Q1 = 4.72$, $q1 = 6.64 \Rightarrow q1u = 2.25$, $q1t = 4.40$ (triang.: $q1 \Rightarrow (q1t+q1u)$ su luce netta:
 $f,1 = [(1/120) \cdot q,1t + (5/384) \cdot q,1u] \cdot l^4 / EJ$)
- da carico distribuito da solaio:
 $Q2 = 53.96$, $q2 = 38.00$ (unif.: $f,2 = (5/384) \cdot q,2 \cdot l^4 / EJ$)
- da carico concentrato:
contributo nullo: carico non definito
- da peso proprio architrave:
 $Q4 = 0.87$, $q4 = 0.61$ (unif.: $f,4 = (5/384) \cdot q,4 \cdot l^4 / EJ$)

FRECCIA (spostamento verticale massimo):
 $f = 0.027$ mm = **(1 / 34609)** $l < (1 / 500) l$
per $x = 0$ mm
($x = 0$: mezzeria dell'architrave)

VERIFICA STATICA: Comb. fondamentale (SLU) - cerchiatura n° 1

ARCHITRAVE

Sezione dell'architrave (acciaio): **IPE 240x2**, $f,yk = 275.0$ N/mm², $\gamma M0 = 1.05$
luce di calcolo: carichi: $l = 1420$ mm - sollecitazioni (luce netta): 940 mm

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m)
- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante (incluso $\gamma G=1.3$):
 $Q1 = 6.13$, $q1 = 8.63 \Rightarrow q1u = 2.92$, $q1t = 5.72$ (triang.: $q1 \Rightarrow (q1u+q1t)$ su luce netta)
[per verifica montante: analisi SLU telaio: triang.->unif.: $q,1=(4/3) \cdot Q,1/l = 5.76$]
- da carico distribuito da solaio:
 $Q2 = 71.00$, $q2 = 50.00$ (unif.)
- da carico concentrato:
contributo nullo: carico non definito
- da peso proprio architrave:
 $Q4 = 1.13$, $q4 = 0.80$ (unif.)

VERIFICA A TAGLIO

V,Ed (massima reazione agli appoggi) = 26.59 kN
 $V,Rd = A,v \cdot f,yk / (\sqrt{3} \cdot \gamma M0) = 578.46$ kN (A,v ([4.2.19] in §4.2.4.1.2.4) = 3826 mm²)
 $\Rightarrow V,Ed < V,Rd$

VERIFICA A FLESSIONE

M,Ed (momento max) = 6.35 kNm, per $x=0$ mm ($x=0$: mezzeria dell'architrave)
 $M,Rd = W \cdot f,yk / \gamma M0 = 192.03$ kNm
con: $W = 733$ cm³
(modulo di resistenza di calcolo [4.2.12]: $W = Wpl,max = 367 \times 2$ cm³)
 $\Rightarrow M,Ed < M,Rd$

MONTANTE

Sezione del montante (acciaio): **IPE 240x2**, $f,yk = 275.0$ N/mm², $\gamma M0 = 1.05$
Quota della sezione di verifica: estremo deformabile superiore
Sollecitazioni: da analisi del telaio riferita al carico statico per SLU: 56.55 kN/m

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RETTA

$N_{Ed} = 33.36 \text{ kN}$

$M_{Ed} = 0.00 \text{ kNm}$

$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{MO} = 1024.05 \text{ kN}$

$\Rightarrow N_{Ed} < N_{c,Rd}$

CLASSIFICAZIONE DEI GIUNTI - cerchiatura n° 1

GIUNTO SALDATO SENZA IRRIGIDIMENTI

Classificazione con metodo per componenti (§6, EN 1993-1-8:2005).

•Comp. 19: saldatura montante-ala della trave

Lunghezza cordoni: ali L1 = 108 mm

ali L2·2 = 60 mm

anima L3 = 182 mm

Sezione di gola (saldature ali) = 6 mm

I cordoni d'ala L1 e L2 sono soggetti alla forza assiale dovuta alla coppia di forze prodotta dal momento resistente.

• Sezione di gola nella effettiva posizione:

- $\beta, W = 0.85$ - $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$ - $\gamma_{M2} = 1.25$

- resistenza dei cordoni a tensione normale:

- $\sqrt{(\sigma_{ort})^2 + 3 \cdot (\tau_{ort})^2} \leq f_{tk} / (\beta \cdot W \cdot \gamma_{M2}) = 405 \text{ N/mm}^2$

- $\sigma_{ort} \leq 0.9 \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 310 \text{ N/mm}^2$

- corrispondente forza assiale della coppia da momento resistente = 288.12 kN

Altezza baricentrica fra le coppie di cordoni = 230 mm

Momento resistente di progetto **MRd,19 = 66.32 kNm**

Coefficiente di rigidezza **K,19 = ∞**

Classificazione del giunto:

• Classificazione in base alla resistenza:

Momento resistente del giunto Mj,Rd = 66.32 kNm

La resistenza è governata dalla componente 19

(saldatura montante-piastra)

Momento resistente del montante Mpl,Rd = 96.01 kNm

Giunto a parziale ripristino di resistenza: $0.25 \cdot M_{pl,Rd} = 24.00 \text{ kNm} \leq M_{j,Rd} \leq M_{pl,Rd}$

• Classificazione in base alla rigidezza:

Rigidezza del giunto Sj,ini = ∞

Giunto rigido

Resistenza a taglio:

• Resistenza di saldatura del montante all'ala della trave (§4.5.3)

Il taglio resistente viene fornito dai cordoni d'anima L3.

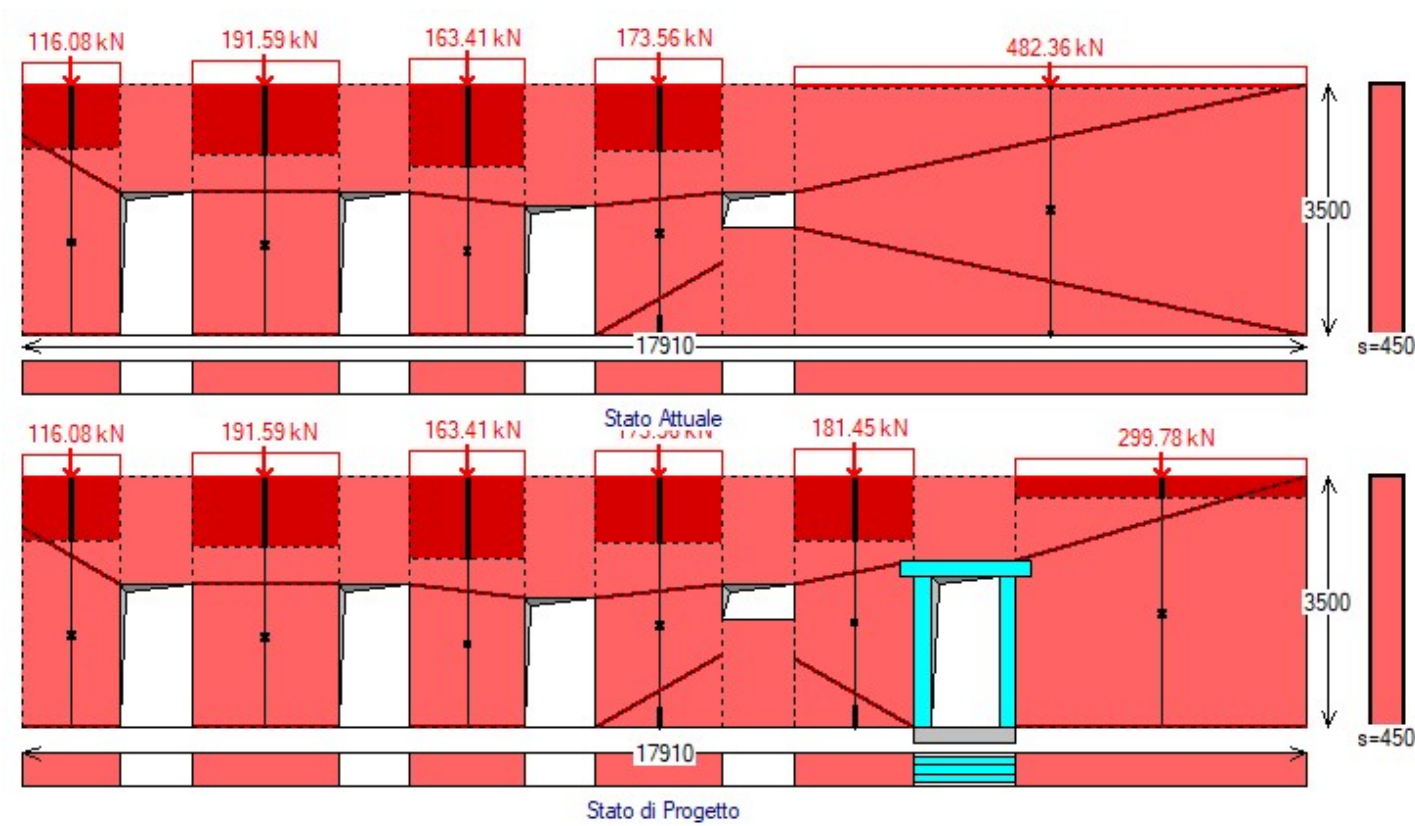
Tensione resistente di progetto a taglio della saldatura $f_{VW,d} = 233.657$

Resistenza a taglio dei cordoni d'anima **VRd = 340.95 kN**

• Resistenza a taglio del giunto:

Taglio resistente Vj,Rd = 340.95 kN

MASCHIO MURARIO - X2-PT PIANO TERRA



COEFFICIENTI DI SICUREZZA parete n° 2
[Rigidezza: N/mm - Forza ultima: kN - Spostamento: mm - Energia dissipata: J=N·m]

Attuale	Progetto	Rapporto(C.Sic.)	
Rigid. K)	706237	664616	0.941 compreso fra -15% e + 15% (-5.9%)
Resist.F)	672.46	787.73	1.171 (+17.1%)
Spost.SLV)	8.80	8.58	0.975 (-2.5%)
Spost.SLD)	6.60	6.43	0.974 (-2.6%)
En.diss.)	5569.77	5577.05	1.001 (+0.1%)

VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti su:

- rigidezza
- resistenza
- energia dissipata

ANALISI STATICA dei maschi murari parete n° 2
[Forze:kN - Tensioni:N/mm²; sforzi normali e tensioni riferiti alla luce deformabile]

La tensione statica alla base calcolata per la Comb.fondamentale (SLU)[(2.5.1) in §2.5.3] viene confrontata con f_d = tensione di progetto a compressione data da: $f_m/\gamma_M/FC$ ($\gamma_M=2.00$, FC: definito per il materiale di ogni singola parete)
Si riportano inoltre le tensioni in sommità, mezzeria e base in Comb.sismica confrontate con il valore di $0.85 \cdot f_d$ dove, per analisi statica non lineare: $f_d = f_m/FC$

STATO ATTUALE

Comb. fondamentale (analisi statica)						Comb. sismica				
n.	N,somm	1.3·Pp	N,base	σ_{base}	FC	fd	σ_{somm}	σ_{mezz}	σ_{base}	0.85·fd
1)	158.52	57.65	216.17	0.356	1.350	0.963	0.217	0.241	0.264	1.637
2)	261.63	91.35	352.98	0.383	1.350	0.963	0.239	0.261	0.284	1.637
3)	223.15	75.45	298.60	0.417	1.350	0.963	0.267	0.288	0.309	1.637
4)	237.01	81.71	313.27	0.396	1.350	0.963	0.252	0.273	0.293	1.637
5)	658.69	271.78	926.49	0.288	1.350	0.963	0.153	0.183	0.214	1.637

STATO DI PROGETTO

Comb. fondamentale (analisi statica)						Comb. sismica				
n.	N,somm	1.3·Pp	N,base	σ_{base}	FC	fd	σ_{somm}	σ_{mezz}	σ_{base}	0.85·fd
1)	158.52	57.65	216.17	0.356	1.350	0.963	0.217	0.241	0.264	1.637
2)	261.63	91.35	352.98	0.383	1.350	0.963	0.239	0.261	0.284	1.637
3)	223.15	75.45	298.60	0.417	1.350	0.963	0.267	0.288	0.309	1.637
4)	237.01	81.71	313.27	0.396	1.350	0.963	0.252	0.273	0.293	1.637
5)	247.78	78.49	320.53	0.424	1.350	0.963	0.273	0.293	0.314	1.637
6)	409.37	158.30	567.67	0.311	1.350	0.963	0.173	0.202	0.231	1.637

Nel caso di maschi murari affiancati da telai di cerchiatura
il carico applicato in sommità della parete viene così ripartito:
la parte corrispondente al maschio e' sostenuta dal maschio stesso,
mentre quella corrispondente al telaio viene scaricata sui maschi adiacenti
oppure si considera applicata ai soli montanti del telaio
secondo quanto specificato in input nei Dati Aperture

ANALISI SISMICA STATO ATTUALE parete n° 2

MASCHI MURARI

n.	B	Hcalc	(H/B)	K	Resistenza(kN)		Press.compl.		Fasce	F,ult.	Spost.(mm)	
	(mm)			(N/mm)	Taglio diag.	Taglio (max)	elast.				lim.	ult.
irreg./reg.		scorr.		somm./base								
1)	1350	2599	1.93	47988	51.96/ 60.40	65.89	59.47/ 64.68	-		51.96	1.69	12.99
2)	2050	2512	1.23	107979	99.88/ 117.93	129.86	153.47/ 165.06	-		99.88	1.30	12.56
3)	1590	2346	1.48	79190	67.03/ 80.78	100.06	108.45/ 115.08	-		67.03	1.15	11.73
4)	1760	2279	1.29	98793	82.60/ 98.38	111.86	130.49/ 138.86	-		82.60	1.15	11.39
5)	7160	3394	0.47	372287	371.00/ 412.59	506.89	940.21/1101.39	-		371.00	1.06	16.97

ANALISI SISMICA STATO DI PROGETTO parete n° 2

MASCHI MURARI

n.	B	Hcalc	(H/B)	K	Resistenza(kN)		Press.compl.		Fasce	F,ult.	Spost.(mm)	
	(mm)			(N/mm)	Taglio diag.	Taglio (max)	elast.				lim.	ult.
irreg./reg.		scorr.		somm./base								
1)	1350	2599	1.93	47988	51.96/ 60.40	65.89	59.47/ 64.68	-		51.96	1.69	12.99
2)	2050	2512	1.23	107979	99.88/ 117.93	129.86	153.47/ 165.06	-		99.88	1.30	12.56
3)	1590	2346	1.48	79190	67.03/ 80.78	100.06	108.45/ 115.08	-		67.03	1.15	11.73
4)	1760	2279	1.29	98793	82.60/ 98.38	111.86	130.49/ 138.86	-		82.60	1.15	11.39
5)	1680	2288	1.36	90861	77.30/ 93.50	110.39	126.22/ 133.55	-		77.30	1.15	11.44
6)	4060	3189	0.79	203787	218.56/ 246.62	260.64	360.48/ 410.77	-		218.56	1.49	15.94

Cerchiature

n.	B	Hcalc	K	F lim.	Spost.lim.	F	Spost.
elast.	elast.	ult.	ult.				
	(mm)	(N/mm)	(kN)	(mm)	(kN)	(mm)	
5)	1420	2100	36018	60.15	1.67	206.90	31.55

• controllo vincolamento shear-type:

F,SLU = Forza orizzontale agente sul telaio in corrispondenza di SLU

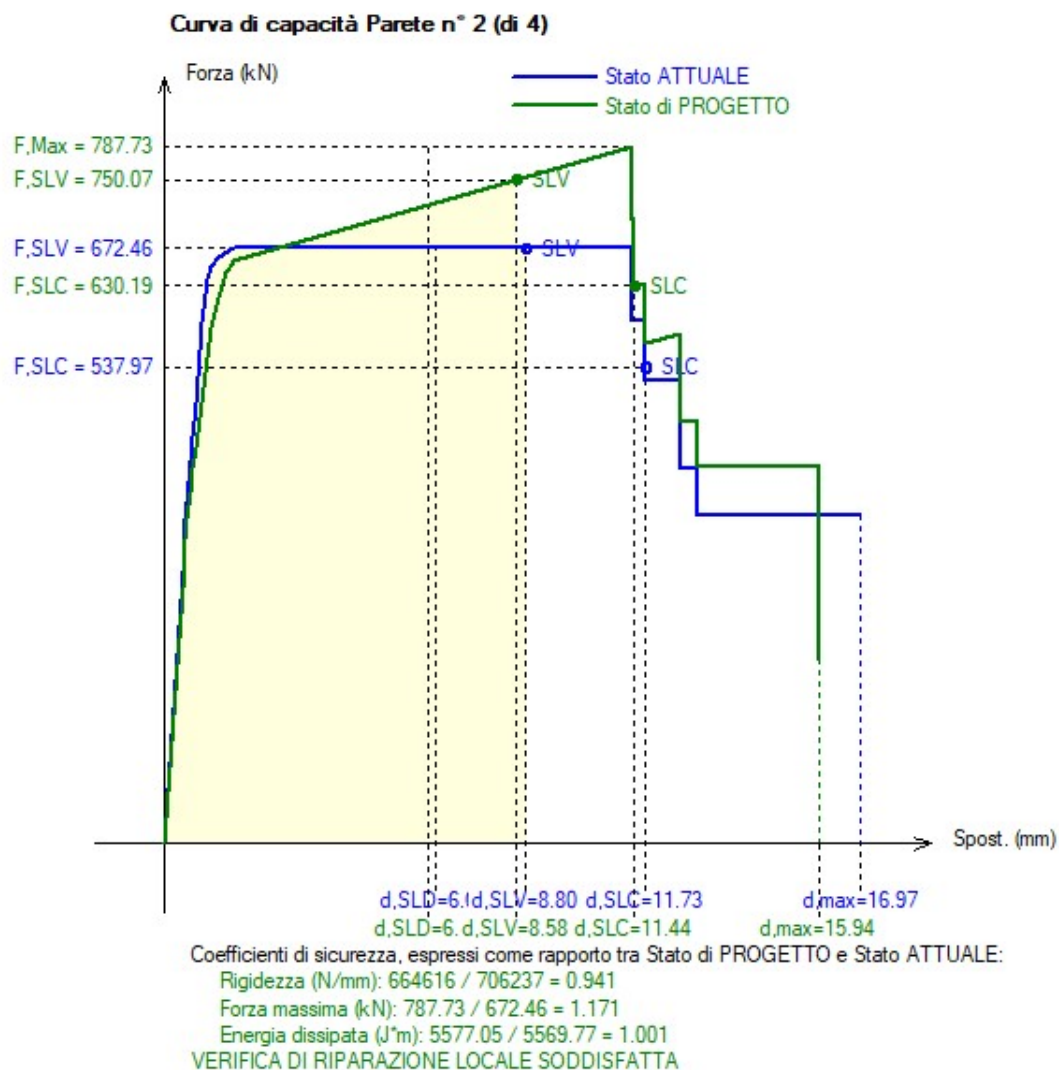
M',SLU = Quota parte del Momento di progetto al nodo montante/architrave
in corrispondenza di SLU, data dalla differenza di sollecitazione
fra i due schemi shear-type e a rotazione consentita
e pari a: $(Fh/4) \cdot [1/(6k+1)]$, con: $k=(J_{arch.}/J_{mont.}) \cdot (h/l)$,
h=altezza e l=larghezza del telaio (h,l: in corrispondenza degli
assi delle aste, e prescindendo dalle zone rigide di estremità)

M,Rd = Momento resistente per compressione locale della muratura

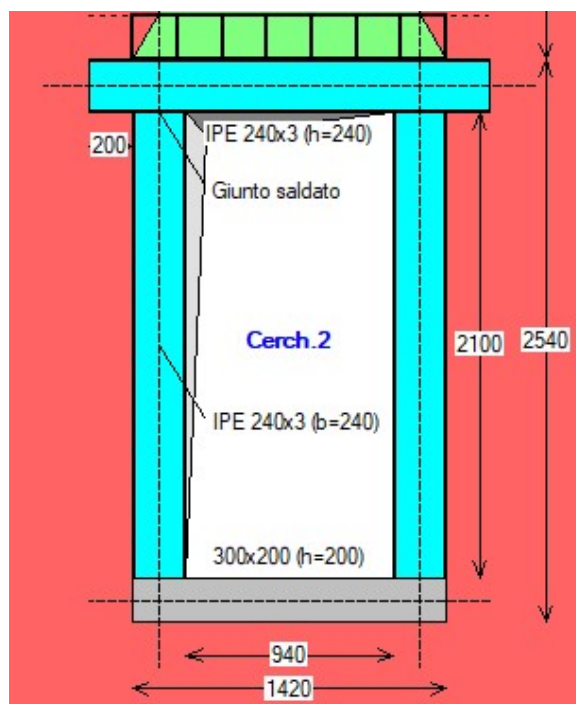
in corrispondenza dell'appoggio dell'architrave.

Si ha: $M_{Rd} = (f_m/FC) \cdot s \cdot b^2/2$, con: b = lunghezza da estremo appoggio dell'architrave ad asse del montante, f_m/FC = resistenza di progetto del maschio murario adiacente all'apertura, s = spessore maschio.

n.	F, SLU (kN)	M', SLU (kNm)	M,Rd (app.)	
			sx	dx
5)	152.76	6.92	44.37	44.37



VERIFICA CERCHIATURA METALLICA



VERIFICA STATICA: Comb. fondamentale (SLU) - cerchiatura n° 2

ARCHITRAVE

Sezione dell'architrave (acciaio): IPE 240x3, $f_{yk} = 275.0 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_{M0} = 1.05$

luce di calcolo: carichi: $l = 1420 \text{ mm}$ - sollecitazioni (luce netta): 940 mm

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m)

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante (incluso $\gamma_G=1.3$):
 $Q_1 = 6.13$, $q_1 = 8.63 \Rightarrow q_{1u} = 2.92$, $q_{1t} = 5.72$ (triang.: $q_1 \Rightarrow (q_{1u}+q_{1t})$ su luce netta)
[per verifica montante: analisi SLU telaio: triang.->unif.: $q_{1,1}=(4/3) \cdot Q_{1,1} = 5.76$]
- da carico distribuito da solaio:
 $Q_2 = 144.84$, $q_2 = 102.00$ (unif.)
- da carico concentrato:
contributo nullo: carico non definito
- da peso proprio architrave:
 $Q_4 = 1.70$, $q_4 = 1.20$ (unif.)

VERIFICA A TAGLIO

V_{Ed} (massima reazione agli appoggi) = 51.22 kN

$V_{Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 867.69 \text{ kN}$ (A_v ([4.2.19] in §4.2.4.1.2.4) = 5738 mm^2)

$\Rightarrow V_{Ed} < V_{Rd}$

VERIFICA A FLESSIONE

M_{Ed} (momento max) = 12.14 kNm , per $x=0 \text{ mm}$ ($x=0$: mezzeria dell'architrave)

$M_{Rd} = W \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 288.04 \text{ kNm}$

con: $W = 1100 \text{ cm}^3$

(modulo di resistenza di calcolo [4.2.12]: $W = W_{pl,max} = 367 \times 3 \text{ cm}^3$)

$\Rightarrow M_{Ed} < M_{Rd}$

MONTANTE

Sezione del montante (acciaio): IPE 240x3, $f_{yk} = 275.0 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_{M0} = 1.05$

Quota della sezione di verifica: estremo deformabile superiore

Sollecitazioni: da analisi del telaio riferita al carico statico per SLU: 108.95 kN/m

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RETTA

$N_{Ed} = 64.29 \text{ kN}$

$M_{Ed} = 0.00 \text{ kNm}$

$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 1024.05 \text{ kN}$

$\Rightarrow N_{Ed} < N_{c,Rd}$

VERIFICA DI DEFORMABILITA': Comb. caratteristica (rara) (SLE) (§4.2.4.2) - cerchiatura n° 2

Sezione dell'architrave (acciaio): IPE 240x3

luce di calcolo: carichi: $l = 1420$ mm - spostamenti (luce netta): 940 mm

$E = 210$ kN/mm² - $J = 116760000$ mm⁴

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m):

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante:

$Q1 = 4.72$, $q1 = 6.64 \Rightarrow q1u = 2.25$, $q1t = 4.40$ (triang.: $q1 \Rightarrow (q1t+q1u)$ su luce netta:

$f_{,1} = [(1/120) \cdot q_{,1t} + (5/384) \cdot q_{,1u}] \cdot l^4 / EJ$)

- da carico distribuito da solaio:

$Q2 = 109.34$, $q2 = 77.00$ (unif.: $f_{,2} = (5/384) \cdot q_{,2} \cdot l^4 / EJ$)

- da carico concentrato:

contributo nullo: carico non definito

- da peso proprio architrave:

$Q4 = 1.31$, $q4 = 0.92$ (unif.: $f_{,4} = (5/384) \cdot q_{,4} \cdot l^4 / EJ$)

FRECCIA (spostamento verticale massimo):

$f = 0.034$ mm = (1 / 27322) $l < (1 / 500) l$

per $x = 0$ mm

($x = 0$: mezzeria dell'architrave)

VERIFICA STATICA: Comb. fondamentale (SLU) - cerchiatura n° 2

ARCHITRAVE

Sezione dell'architrave (acciaio): IPE 240x3, $f_{yk} = 275.0$ N/mm², $\gamma_{M0} = 1.05$

luce di calcolo: carichi: $l = 1420$ mm - sollecitazioni (luce netta): 940 mm

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m)

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante (incluso $\gamma_G=1.3$):

$Q1 = 6.13$, $q1 = 8.63 \Rightarrow q1u = 2.92$, $q1t = 5.72$ (triang.: $q1 \Rightarrow (q1u+q1t)$ su luce netta)

[per verifica montante: analisi SLU telaio: triang.->unif.: $q_{,1} = (4/3) \cdot Q_{,1} / l = 5.76$]

- da carico distribuito da solaio:

$Q2 = 144.84$, $q2 = 102.00$ (unif.)

- da carico concentrato:

contributo nullo: carico non definito

- da peso proprio architrave:

$Q4 = 1.70$, $q4 = 1.20$ (unif.)

VERIFICA A TAGLIO

V_{Ed} (massima reazione agli appoggi) = 51.22 kN

$V_{Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 867.69$ kN (A_v ([4.2.19] in §4.2.4.1.2.4) = 5738 mm²)

$\Rightarrow V_{Ed} < V_{Rd}$

VERIFICA A FLESSIONE

M_{Ed} (momento max) = 12.14 kNm, per $x=0$ mm ($x=0$: mezzeria dell'architrave)

$M_{Rd} = W \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 288.04$ kNm

con: $W = 1100$ cm³

(modulo di resistenza di calcolo [4.2.12]: $W = W_{pl,max} = 367 \times 3$ cm³)

$\Rightarrow M_{Ed} < M_{Rd}$

MONTANTE

Sezione del montante (acciaio): IPE 240x3, $f_{yk} = 275.0$ N/mm², $\gamma_{M0} = 1.05$

Quota della sezione di verifica: estremo deformabile superiore

Sollecitazioni: da analisi del telaio riferita al carico statico per SLU: 108.95 kN/m

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RETTA

$N_{Ed} = 64.29$ kN

$M_{Ed} = 0.00$ kNm

$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 1024.05$ kN

$\Rightarrow N_{Ed} < N_{c,Rd}$

CLASSIFICAZIONE DEI GIUNTI - cerchiatura n° 2

GIUNTO SALDATO SENZA IRRIGIDIMENTI

Classificazione con metodo per componenti (§6, EN 1993-1-8:2005).

•Comp. 19: saldatura montante-ala della trave

Lunghezza cordoni: ali L1 = 108 mm

ali L2·2 = 60 mm

anima L3 = 182 mm

Sezione di gola (saldature ali) = 6 mm

I cordoni d'ala L1 e L2 sono soggetti alla forza assiale dovuta alla coppia di forze prodotta dal momento resistente.

• Sezione di gola nella effettiva posizione:

- $\beta, W = 0.85$ - $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$ - $\gamma_{M2} = 1.25$

- resistenza dei cordoni a tensione normale:

- $\sqrt{(\sigma_{ort}^2 + 3 \cdot \tau_{ort}^2)} \leq f_{tk} / (\beta \cdot W \cdot \gamma_{M2}) = 405 \text{ N/mm}^2$

- $\sigma_{ort} \leq 0.9 \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 310 \text{ N/mm}^2$

- corrispondente forza assiale della coppia da momento resistente = 288.12 kN

Altezza baricentrica fra le coppie di cordoni = 230 mm

Momento resistente di progetto **MRd,19 = 66.32 kNm**

Coefficiente di rigidezza **K,19 = ∞**

Classificazione del giunto:

• Classificazione in base alla resistenza:

Momento resistente del giunto Mj,Rd = 66.32 kNm

La resistenza è governata dalla componente 19
(saldatura montante-piastra)

Momento resistente del montante **Mpl,Rd = 96.01 kNm**

Giunto a parziale ripristino di resistenza: $0.25 \cdot M_{pl,Rd} = 24.00 \text{ kNm} \leq M_{j,Rd} \leq M_{pl,Rd}$

• Classificazione in base alla rigidezza:

Rigidezza del giunto **Sj,ini = ∞**

Giunto rigido

Resistenza a taglio:

• Resistenza di saldatura del montante all'ala della trave (§4.5.3)

Il taglio resistente viene fornito dai cordoni d'anima L3.

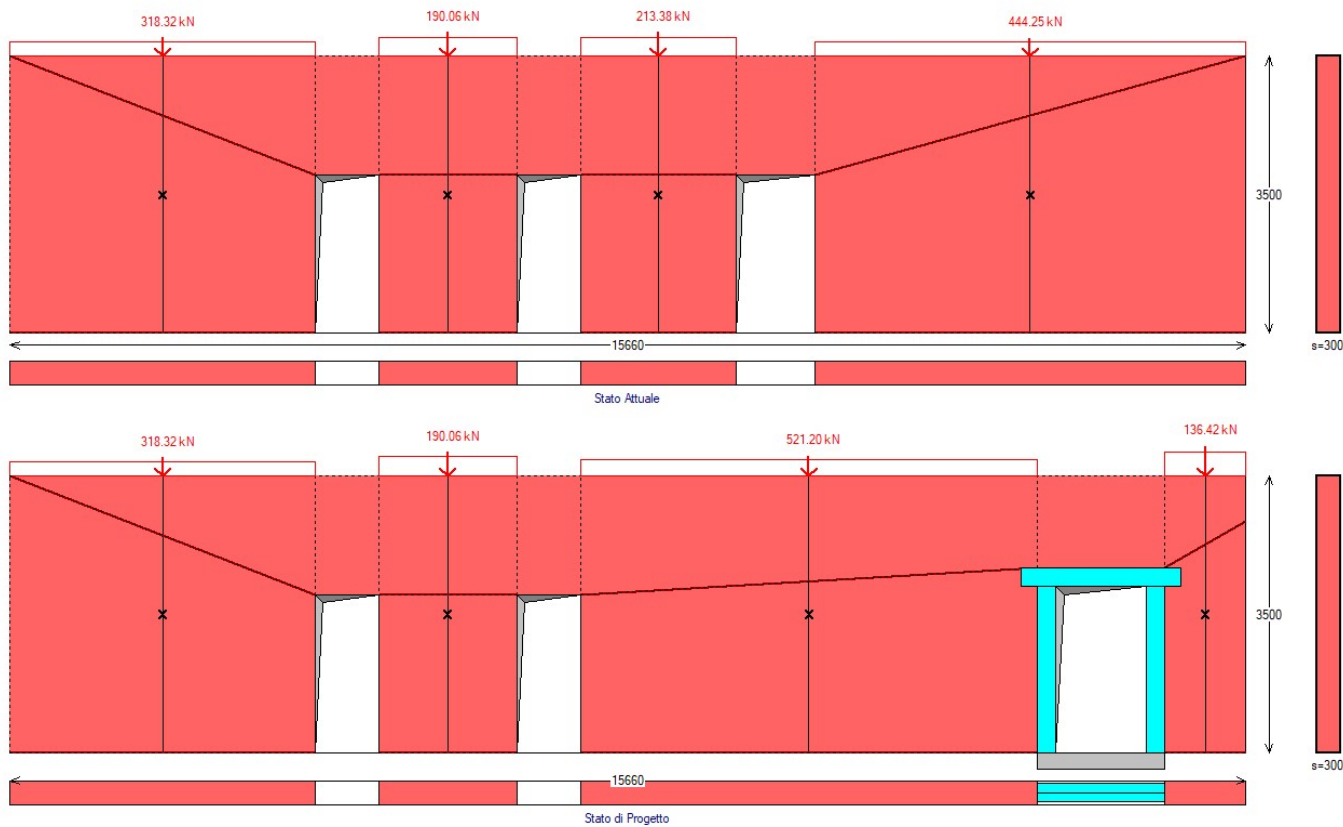
Tensione resistente di progetto a taglio della saldatura **fVW,d = 233.657**

Resistenza a taglio dei cordoni d'anima **VRd = 340.95 kN**

• Resistenza a taglio del giunto:

Taglio resistente Vj,Rd = 340.95 kN

MASCHIO MURARIO - Y1-PT PIANO TERRA



COEFFICIENTI DI SICUREZZA parete n° 4
[Rigidezza: N/mm - Forza ultima: kN - Spostamento: mm - Energia dissipata: J=N·m]

Attuale	Progetto	Rapporto(C.Sic.)	
Rigid. K)	355091	364083	1.025 compreso fra -15% e + 15% (+2.5%)
Resist.F)	516.23	654.04	1.267 (+26.7%)
Spост.SLV)	13.12	13.12	1.000 (=)
Spост.SLD)	9.84	9.84	1.000 (=)
En.diss.)	6367.34	7432.95	1.167 (+16.7%)

VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti su:

- rigidezza
- resistenza
- energia dissipata

ANALISI STATICA dei maschi murari parete n° 4
[Forze:kN - Tensioni:N/mm²; sforzi normali e tensioni riferiti alla luce deformabile]

La tensione statica alla base calcolata per la Comb.fondamentale (SLU)[(2.5.1) in §2.5.3] viene confrontata con f_d = tensione di progetto a compressione data da: $f_m/\gamma_M/FC$ ($\gamma_M=2.00$, FC: definito per il materiale di ogni singola parete)
Si riportano inoltre le tensioni in sommità, mezzeria e base in Comb.sismica confrontate con il valore di $0.85 \cdot f_d$ dove, per analisi statica non lineare: $f_d = f_m/FC$

STATO ATTUALE

Comb. fondamentale (analisi statica)							Comb. sismica			
n.	N,somm	1.3·Pp	N,base	σ,base	FC	fd	σ,somm	σ,mezz	σ,base	0.85·fd
1)	469.29	99.30	568.59	0.490	1.350	0.963	0.277	0.308	0.340	1.637
2)	280.20	51.62	331.82	0.629	1.350	0.963	0.373	0.404	0.436	1.637
3)	314.58	57.95	372.53	0.629	1.350	0.963	0.373	0.404	0.436	1.637
4)	654.94	139.39	794.33	0.485	1.350	0.963	0.274	0.305	0.337	1.637

STATO DI PROGETTO

Comb. fondamentale (analisi statica)							Comb. sismica			
n.	N,somm	1.3·Pp	N,base	σ,base	FC	fd	σ,somm	σ,mezz	σ,base	0.85·fd
1)	469.29	99.30	568.59	0.490	1.350	0.963	0.277	0.308	0.340	1.637
2)	280.20	51.62	331.82	0.629	1.350	0.963	0.373	0.404	0.436	1.637
3)	768.39	153.12	921.51	0.530	1.350	0.963	0.305	0.336	0.368	1.637
4)	201.12	31.66	232.78	0.761	1.350	0.963	0.462	0.494	0.525	1.637

Nel caso di maschi murari affiancati da telai di cerchiatura il carico applicato in sommità della parete viene così ripartito: la parte corrispondente al maschio è sostenuta dal maschio stesso, mentre quella corrispondente al telaio viene scaricata sui maschi adiacenti oppure si considera applicata ai soli montanti del telaio secondo quanto specificato in input nei Dati Aperture

ANALISI SISMICA STATO ATTUALE parete n° 4

MASCHI MURARI

n.	B	Hcalc	(H/B)	K	Resistenza(kN)		Taglio		Press.compl.	Fasce	F,ult.	Spost.(mm)	
	(mm)			(N/mm)	Taglio	diag.	Taglio	(max)	elast.			lim.	- ult.
irreg./reg.			scorr.	somm./base									
1)	3870	3500	0.90	112626	165.10/	201.93	205.63	295.40/	320.60	-	165.10	1.88	17.50
2)	1758	3500	1.99	29883	56.19/	73.46	86.90	76.25/	80.47	-	56.19	2.66	17.50
3)	1973	3500	1.77	37598	63.07/	82.47	101.97	96.07/	101.38	-	63.07	2.25	17.50
4)	5459	3500	0.64	174984	231.86/	282.90	313.69	582.30/	632.76	-	231.86	1.33	17.50

ANALISI SISMICA STATO DI PROGETTO parete n° 4

MASCHI MURARI

n.	B	Hcalc	(H/B)	K	Resistenza(kN)		Taglio		Press.compl.	Fasce	F,ult.	Spost.(mm)	
	(mm)			(N/mm)	Taglio	diag.	Taglio	(max)	elast.			lim.	- ult.
irreg./reg.			scorr.	somm./base									
1)	3870	3500	0.90	112626	165.10/	201.93	205.63	295.40/	320.60	-	165.10	1.88	17.50
2)	1758	3500	1.99	29883	56.19/	73.46	86.90	76.25/	80.47	-	56.19	2.66	17.50
3)	5792	3500	0.60	187807	256.36/	319.87	355.85	713.15/	766.52	-	256.36	1.36	17.50
4)	1020	3500	3.43	8530	35.64/	49.32	31.81	29.59/	30.70	-	30.70	6.19	31.81

Cerchiature

n.	B	Hcalc	K	F lim.	Spost.lim.	F	Spost.
elast.	elast.	ult.	ult.				
	(mm)	(N/mm)	(kN)	(mm)	(kN)	(mm)	
3)	1620	2100	25237	56.43	2.24	145.69	30.57

• controllo vincolamento shear-type:

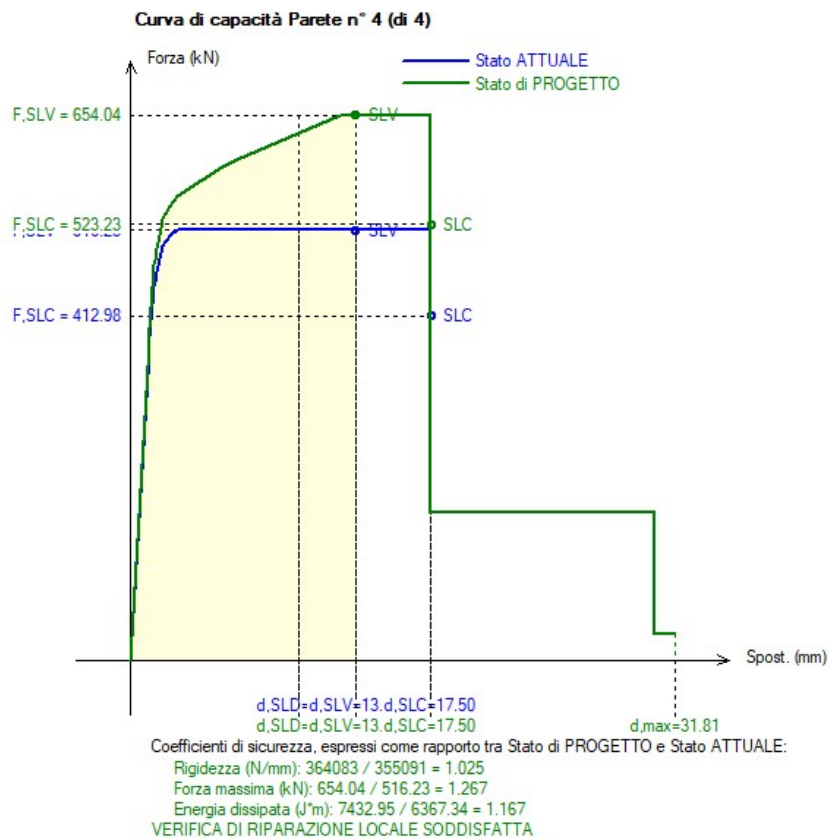
F,SLU = Forza orizzontale agente sul telaio in corrispondenza di SLU

M',SLU = Quota parte del Momento di progetto al nodo montante/architrave in corrispondenza di SLU, data dalla differenza di sollecitazione fra i due schemi shear-type e a rotazione consentita e pari a: $(Fh/4) \cdot [1/(6k+1)]$, con: $k=(J_{arch.}/J_{mont.}) \cdot (h/l)$, h =altezza e l =larghezza del telaio (h,l : in corrispondenza degli assi delle aste, e prescindendo dalle zone rigide di estremità)

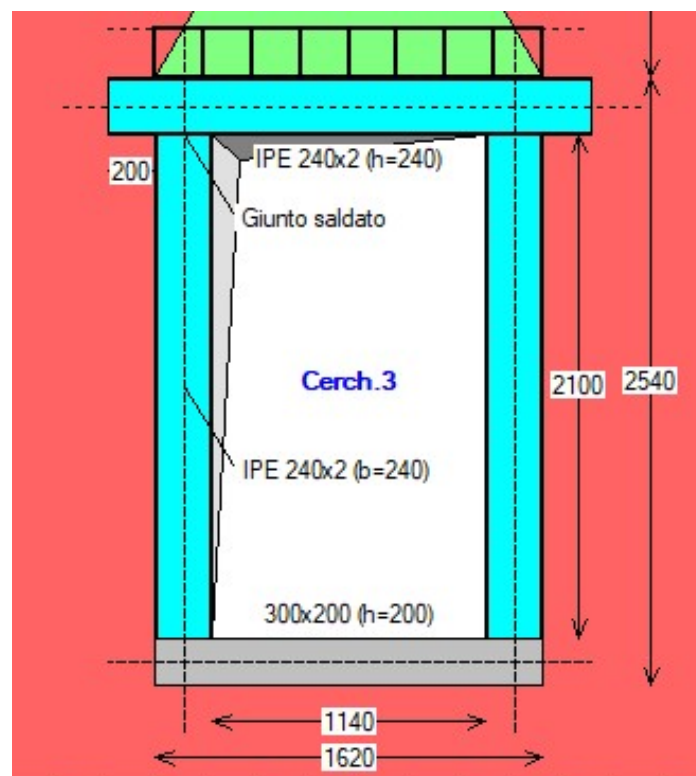
M,Rd = Momento resistente per compressione locale della muratura in corrispondenza dell'appoggio dell'architrave.

Si ha: $M,Rd = (f_m/FC) \cdot s \cdot b^2/2$, con: b = lunghezza da estremo appoggio dell'architrave ad asse del montante, f_m/FC = resistenza di progetto del maschio murario adiacente all'apertura, s = spessore maschio.

n.	F,SLU	M',SLU	M,Rd (app.)	
	(kN)	(kNm)	sx	dx
3)	145.69	7.62	29.58	29.58



VERIFICA CERCHIATURA METALLICA



VERIFICA DI RIGIDEZZA - cerchiatura n° 3
Variazione tra Stato Attuale e Stato di Progetto

Il confronto tra rigidezza del telaio di cerchiatura e della muratura rimossa

viene ignorato ai fini delle verifiche di sicurezza.

La verifica di rigidezza per la parete oggetto di intervento (consistente nel confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto) riguarda il comportamento della parete nel suo complesso, cioè i coefficienti di sicurezza determinati dall'analisi della Parete.

VERIFICA DI DEFORMABILITA': Comb. caratteristica (rara) (SLE) (§4.2.4.2) - cerchiatura n° 3

Sezione dell'architrave (acciaio): **IPE 240x2**

luce di calcolo: carichi: $l = 1620$ mm - spostamenti (luce netta): 1140 mm

$E = 210$ kN/mm² - $J = 77840000$ mm⁴

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m):

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante:

$Q_1 = 6.14$, $q_1 = 7.58 \Rightarrow q_{1u} = 2.24$, $q_{1t} = 5.33$ (triang.: $q_1 \Rightarrow (q_{1t}+q_{1u})$ su luce netta:
 $f_{,1} = [(1/120) \cdot q_{,1t} + (5/384) \cdot q_{,1u}] \cdot l^4 / EJ$)

- da carico distribuito da solaio:

$Q_2 = 142.56$, $q_2 = 88.00$ (unif.: $f_{,2} = (5/384) \cdot q_{,2} \cdot l^4 / EJ$)

- da carico concentrato:

contributo nullo: carico non definito

- da peso proprio architrave:

$Q_4 = 0.99$, $q_4 = 0.61$ (unif.: $f_{,4} = (5/384) \cdot q_{,4} \cdot l^4 / EJ$)

FRECCIA (spostamento verticale massimo):

$f = 0.127$ mm = **(1 / 8989)** l < (1 / 500) l

per $x = 0$ mm

($x = 0$: mezzeria dell'architrave)

VERIFICA STATICA: Comb. fondamentale (SLU) - cerchiatura n° 3

ARCHITRAVE

Sezione dell'architrave (acciaio): **IPE 240x2**, $f_{yk} = 275.0$ N/mm², $\gamma_{M0} = 1.05$

luce di calcolo: carichi: $l = 1620$ mm - sollecitazioni (luce netta): 1140 mm

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m)

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante (incluso $\gamma_G=1.3$):

$Q_1 = 7.98$, $q_1 = 9.85 \Rightarrow q_{1u} = 2.92$, $q_{1t} = 6.93$ (triang.: $q_1 \Rightarrow (q_{1u}+q_{1t})$ su luce netta)
[per verifica montante: analisi SLU telaio: triang.->unif.: $q_{,1}=(4/3) \cdot Q_{,1}/l = 6.57$]

- da carico distribuito da solaio:

$Q_2 = 194.40$, $q_2 = 120.00$ (unif.)

- da carico concentrato:

contributo nullo: carico non definito

- da peso proprio architrave:

$Q_4 = 1.29$, $q_4 = 0.80$ (unif.)

VERIFICA A TAGLIO

V_{Ed} (massima reazione agli appoggi) = 72.49 kN

$V_{Rd} = A_v \cdot v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 578.46$ kN (A_v ([4.2.19] in §4.2.4.1.2.4) = 3826 mm²)

$\Rightarrow V_{Ed} < V_{Rd}$

VERIFICA A FLESSIONE

M_{Ed} (momento max) = 20.85 kNm, per $x=0$ mm ($x=0$: mezzeria dell'architrave)

$M_{Rd} = W \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 192.03$ kNm

con: $W = 733$ cm³

(modulo di resistenza di calcolo [4.2.12]: $W = W_{pl,max} = 367 \times 2$ cm³)

$\Rightarrow M_{Ed} < M_{Rd}$

MONTANTE

Sezione del montante (acciaio): **IPE 240x2**, $f_{yk} = 275.0$ N/mm², $\gamma_{M0} = 1.05$

Quota della sezione di verifica: estremo deformabile superiore

Sollecitazioni: da analisi del telaio riferita al carico statico per SLU: 127.36 kN/m

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RETTA

$N_{Ed} = 87.88$ kN

$M_{Ed} = 0.00$ kNm

$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 1024.05$ kN

$\Rightarrow N_{Ed} < N_{c,Rd}$

CLASSIFICAZIONE DEI GIUNTI - cerchiatura n° 3

GIUNTO SALDATO SENZA IRRIGIDIMENTI

Classificazione con metodo per componenti (§6, EN 1993-1-8:2005).

•Comp. 19: saldatura montante-ala della trave

Lunghezza cordoni: ali L1 = 108 mm
ali L2·2 = 60 mm
anima L3 = 182 mm

Sezione di gola (saldature ali) = 6 mm

I cordoni d'ala L1 e L2 sono soggetti alla forza assiale dovuta alla coppia di forze prodotta dal momento resistente.

• Sezione di gola nella effettiva posizione:

- $\beta, W = 0.85$ - $f, tk = 430 \text{ N/mm}^2$ - $\gamma, M2 = 1.25$

- resistenza dei cordoni a tensione normale:

- $\sqrt{(\sigma, ort^2 + 3 \cdot \tau, ort^2)} \leq f, tk / (\beta, W \cdot \gamma, M, 2) = 405 \text{ N/mm}^2$

- $\sigma, ort \leq 0.9 \cdot f, tk / \gamma, M, 2) = 310 \text{ N/mm}^2$

- corrispondente forza assiale della coppia da momento resistente = 288.12 kN

Altezza baricentrica fra le coppie di cordoni = 230 mm

Momento resistente di progetto **MRd,19 = 66.32 kNm**

Coefficiente di rigidezza **K,19 = ∞**

Classificazione del giunto:

• Classificazione in base alla resistenza:

Momento resistente del giunto Mj,Rd = 66.32 kNm

La resistenza è governata dalla componente 19
(saldatura montante-piastra)

Momento resistente del montante **Mpl,Rd = 96.01 kNm**

Giunto a parziale ripristino di resistenza: $0.25 \cdot Mpl,Rd = 24.00 \text{ kNm} \leq Mj,Rd \leq Mpl,Rd$

• Classificazione in base alla rigidezza:

Rigidezza del giunto **Sj,ini = ∞**

Giunto rigido

Resistenza a taglio:

• Resistenza di saldatura del montante all'ala della trave (§4.5.3)

Il taglio resistente viene fornito dai cordoni d'anima L3.

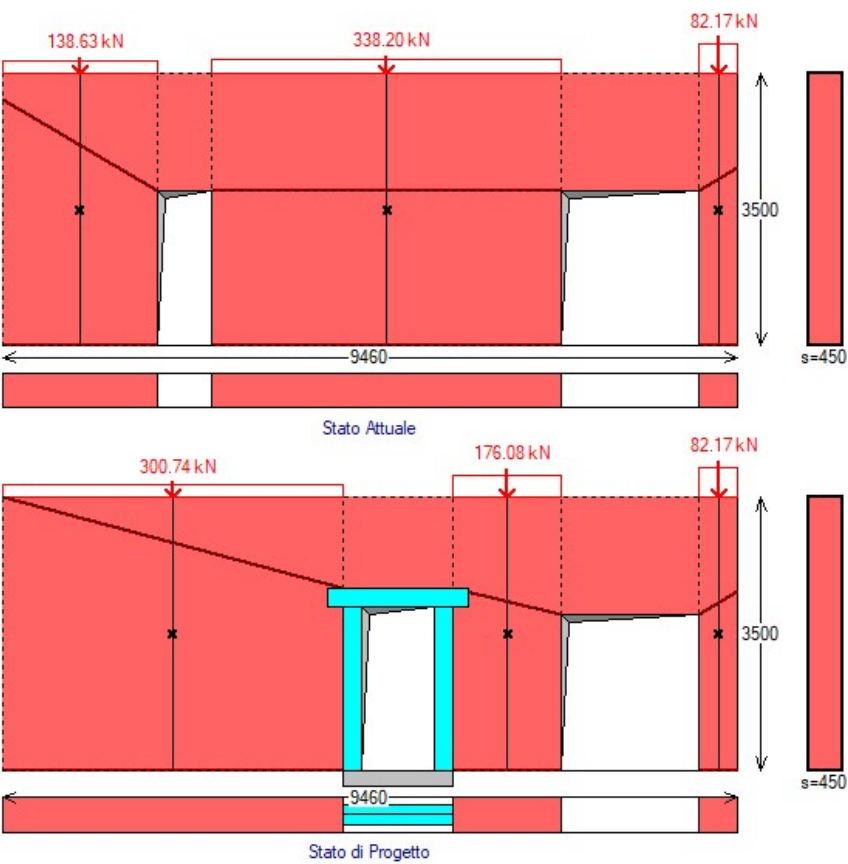
Tensione resistente di progetto a taglio della saldatura **fVW,d = 233.657**

Resistenza a taglio dei cordoni d'anima **VRd = 340.95 kN**

• Resistenza a taglio del giunto:

Taglio resistente Vj,Rd = 340.95 kN

MASCHIO MURARIO - X3-PT PIANO TERRA



COEFFICIENTI DI SICUREZZA parete n° 3
[Rigidezza: N/mm - Forza ultima: kN - Spostamento: mm - Energia dissipata: J=N·m]

	Attuale	Progetto	Rapporto(C.Sic.)	
Rigid. K)	265632	264220	0.995	compreso fra -15% e + 15% (-0.5%)
Resist.F)	324.48	508.47	1.567	(+56.7%)
Spost.SLV)	13.12	13.12	1.000	(=)
Spost.SLD)	9.84	9.84	1.000	(=)
En.diss.)	3994.89	5280.95	1.322	(+32.2%)

VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti su:

- rigidezza
- resistenza
- energia dissipata

ANALISI STATICA dei maschi murari parete n° 3
[Forze:kN - Tensioni:N/mm²; sforzi normali e tensioni riferiti alla luce deformabile]
La tensione statica alla base calcolata per la Comb.fondamentale (SLU)[(2.5.1) in §2.5.3] viene confrontata con f_d = tensione di progetto a compressione data da: $f_m/\gamma M/FC$ ($\gamma M=2.00$, FC : definito per il materiale di ogni singola parete)
Si riportano inoltre le tensioni in sommità, mezzeria e base in Comb.sismica confrontate con il valore di $0.85 \cdot f_d$ dove, per analisi statica non lineare: $f_d = f_m/FC$

STATO ATTUALE

Comb. fondamentale (analisi statica)							Comb. sismica			
n.	N,somm	1.3·Pp	N,base	σ_{base}	FC	fd	σ_{somm}	σ_{mezz}	σ_{base}	0.85·fd
1)	199.89	79.24	279.13	0.310	1.350	0.963	0.159	0.190	0.222	1.637
2)	487.63	184.91	672.54	0.333	1.350	0.963	0.175	0.206	0.238	1.637
3)	118.48	32.70	151.18	0.659	1.350	0.963	0.405	0.436	0.468	1.637

STATO DI PROGETTO

Comb. fondamentale (analisi statica)							Comb. sismica			
n.	N,somm	1.3·Pp	N,base	σ_{base}	FC	fd	σ_{somm}	σ_{mezz}	σ_{base}	0.85·fd
1)	433.63	170.10	603.73	0.306	1.350	0.963	0.156	0.187	0.219	1.637
2)	253.89	73.80	327.69	0.524	1.350	0.963	0.309	0.341	0.372	1.637
3)	118.48	32.70	151.18	0.659	1.350	0.963	0.405	0.436	0.468	1.637

Nel caso di maschi murari affiancati da telai di cerchiatura
il carico applicato in sommità della parete viene così ripartito:
la parte corrispondente al maschio è sostenuta dal maschio stesso,
mentre quella corrispondente al telaio viene scaricata sui maschi adiacenti
oppure si considera applicata ai soli montanti del telaio
secondo quanto specificato in input nei Dati Aperture

ANALISI SISMICA STATO ATTUALE parete n° 3

MASCHI MURARI

n.	B	Hcalc	(H/B)	K	Resistenza(kN)		Taglio	Press.compl.		Fasce	F,ult.	Spost.(mm)	
	(mm)			(N/mm)	Taglio diag.		(max)	elast.				lim.	ult.
irreg./reg.		scorr.		somm./base									
1)	2000	3500	1.75	57893	70.12/	78.41	88.39	73.73/	86.16	-	70.12	1.95	17.50
2)	4490	3500	0.78	205799	243.69/	275.87	294.67	404.66/	465.74	-	243.69	1.63	17.50
3)	510	3500	6.86	1940	25.29/	33.76	12.40	10.19/	10.68	-	10.68	10.10	33.13

ANALISI SISMICA STATO DI PROGETTO parete n° 3

MASCHI MURARI

n.	B	Hcalc	(H/B)	K	Resistenza(kN)		Taglio	Press.compl.		Fasce	F,ult.	Spost.(mm)	
	(mm)			(N/mm)	Taglio diag.		(max)	elast.				lim.	ult.
irreg./reg.		scorr.		somm./base									
1)	4380	3500	0.80	199294	229.02/	255.55	270.17	348.05/	407.95	-	229.02	1.65	17.50
2)	1390	3500	2.52	26968	61.88/	77.45	80.60	62.31/	66.88	-	61.88	3.64	17.50
3)	510	3500	6.86	1940	25.29/	33.76	12.40	10.19/	10.68	-	10.68	10.10	33.13

Cerchiature

n.	B	Hcalc	K	F lim.	Spost.lim.	F	Spost.
elast.	elast.	ult.	ult.				
	(mm)	(N/mm)	(kN)	(mm)	(kN)	(mm)	
1)	1420	2100	36018	60.15	1.67	206.90	31.55

• controllo vincolamento shear-type:

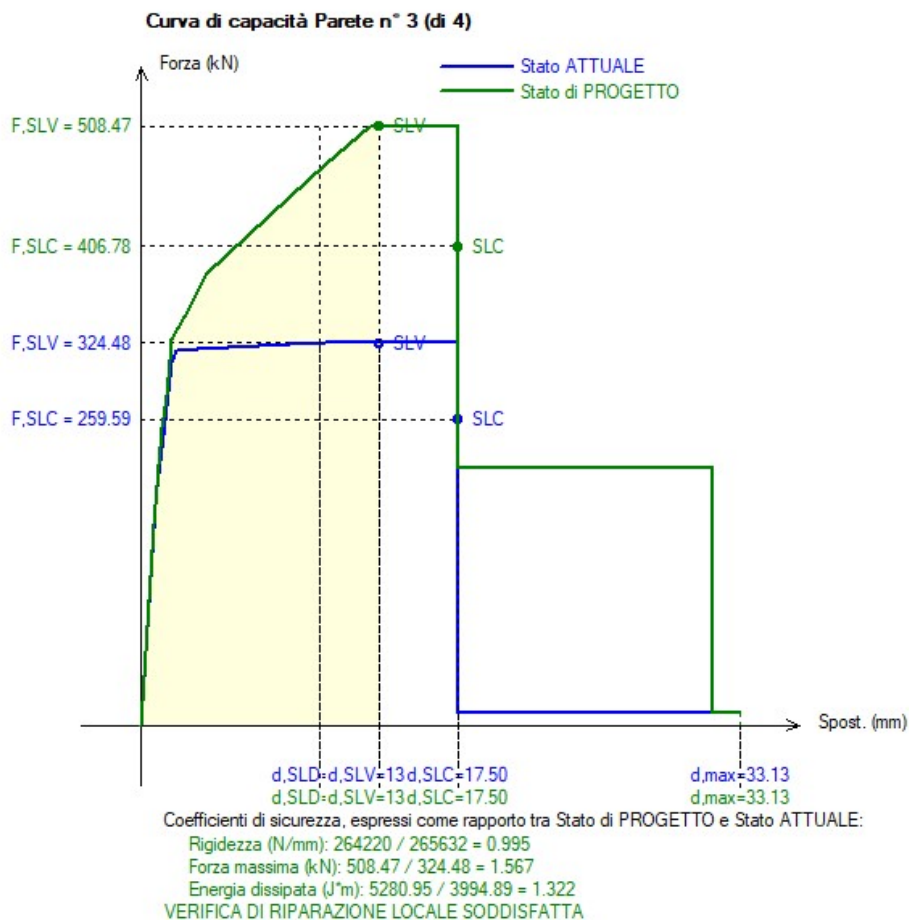
F_{SLU} = Forza orizzontale agente sul telaio in corrispondenza di SLU

M'_{SLU} = Quota parte del Momento di progetto al nodo montante/architrave
in corrispondenza di SLU, data dalla differenza di sollecitazione
fra i due schemi shear-type e a rotazione consentita
e pari a: $(Fh/4) \cdot [1/(6k+1)]$, con: $k = (J_{arch.}/J_{mont.}) \cdot (h/l)$,
 h =altezza e l =larghezza del telaio (h, l : in corrispondenza degli
assi delle aste, e prescindendo dalle zone rigide di estremità)

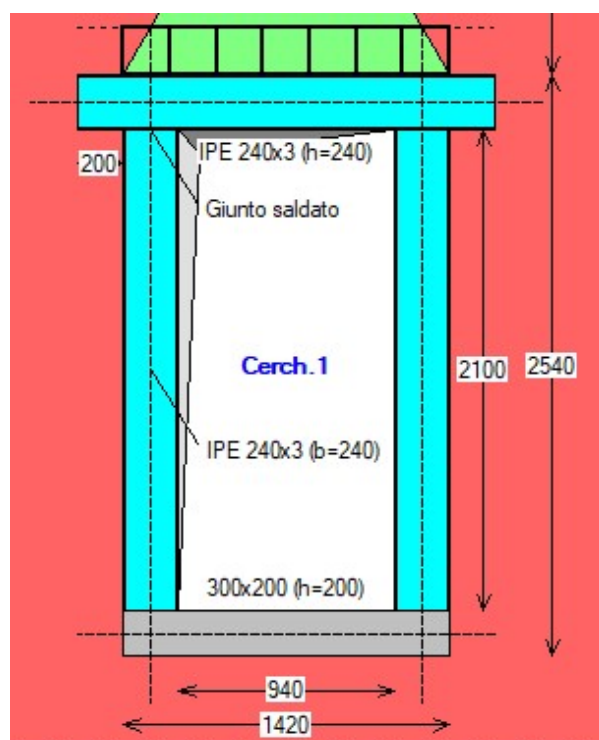
M_{Rd} = Momento resistente per compressione locale della muratura
in corrispondenza dell'appoggio dell'architrave.

Si ha: $M_{Rd} = (f_m/FC) \cdot s \cdot b^2/2$, con: b = lunghezza da estremo appoggio
dell'architrave ad asse del montante, f_m/FC = resistenza di progetto
del maschio murario adiacente all'apertura, s = spessore maschio.

n.	F, SLU	M', SLU	M,Rd (app.)	
	(kN)	(kNm)	sx	dx
1)	206.90	9.38	44.37	44.37



VERIFICA CERCHIATURA METALLICA



VERIFICA DI RIGIDEZZA - cerchiatura n° 1

Variazione tra Stato Attuale e Stato di Progetto

Il confronto tra rigidezza del telaio di cerchiatura e della muratura rimossa viene ignorato ai fini delle verifiche di sicurezza.

La verifica di rigidezza per la parete oggetto di intervento (consistente nel confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto) riguarda il comportamento della parete nel suo complesso, cioè i coefficienti di sicurezza determinati dall'analisi della Parete.

VERIFICA DI DEFORMABILITA': Comb. caratteristica (rara) (SLE) (§4.2.4.2) - cerchiatura n° 1

Sezione dell'architrave (acciaio): IPE 240x3

luce di calcolo: carichi: $l = 1420$ mm - spostamenti (luce netta): 940 mm

$E = 210$ kN/mm² - $J = 116760000$ mm⁴

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m):

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante:

$Q_1 = 4.72$, $q_1 = 6.64 \Rightarrow q_{1u} = 2.25$, $q_{1t} = 4.40$ (triang.: $q_1 \Rightarrow (q_{1t} + q_{1u})$ su luce netta:
 $f_{,1} = [(1/120) \cdot q_{,1t} + (5/384) \cdot q_{,1u}] \cdot l^4 / EJ$)

- da carico distribuito da solaio:

$Q_2 = 25.56$, $q_2 = 18.00$ (unif.: $f_{,2} = (5/384) \cdot q_{,2} \cdot l^4 / EJ$)

- da carico concentrato:

contributo nullo: carico non definito

- da peso proprio architrave:

$Q_4 = 1.31$, $q_4 = 0.92$ (unif.: $f_{,4} = (5/384) \cdot q_{,4} \cdot l^4 / EJ$)

FRECCIA (spostamento verticale massimo):

$f = 0.010$ mm = (1 / 94545) $l < (1 / 500) l$

per $x = 0$ mm

($x = 0$: mezzeria dell'architrave)

VERIFICA STATICA: Comb. fondamentale (SLU) - cerchiatura n° 1

ARCHITRAVE

Sezione dell'architrave (acciaio): IPE 240x3, $f_{yk} = 275.0$ N/mm², $\gamma_{M0} = 1.05$

luce di calcolo: carichi: $l = 1420$ mm - sollecitazioni (luce netta): 940 mm

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m)

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante (incluso $\gamma_G = 1.3$):

$Q_1 = 6.13$, $q_1 = 8.63 \Rightarrow q_{1u} = 2.92$, $q_{1t} = 5.72$ (triang.: $q_1 \Rightarrow (q_{1u} + q_{1t})$ su luce netta)
[per verifica montante: analisi SLU telaio: triang.->unif.: $q_{,1} = (4/3) \cdot Q_{,1} / l = 5.76$]

- da carico distribuito da solaio:

$Q_2 = 35.50$, $q_2 = 25.00$ (unif.)

- da carico concentrato:

contributo nullo: carico non definito

- da peso proprio architrave:

$Q_4 = 1.70$, $q_4 = 1.20$ (unif.)

VERIFICA A TAGLIO

V_{Ed} (massima reazione agli appoggi) = 15.03 kN

$V_{Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 867.69$ kN (A_v ([4.2.19] in §4.2.4.1.2.4) = 5738 mm²)

$\Rightarrow V_{Ed} < V_{Rd}$

VERIFICA A FLESSIONE

M_{Ed} (momento max) = 3.64 kNm, per $x = 0$ mm ($x = 0$: mezzeria dell'architrave)

$M_{Rd} = W \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 288.04$ kNm

con: $W = 1100$ cm³

(modulo di resistenza di calcolo [4.2.12]: $W = W_{pl,max} = 367 \times 3$ cm³)

$\Rightarrow M_{Ed} < M_{Rd}$

MONTANTE

Sezione del montante (acciaio): IPE 240x3, $f_{yk} = 275.0$ N/mm², $\gamma_{M0} = 1.05$

Quota della sezione di verifica: estremo deformabile superiore

Sollecitazioni: da analisi del telaio riferita al carico statico per SLU: 31.95 kN/m

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RETTA

$N_{Ed} = 18.86$ kN

$M_{Ed} = 0.00 \text{ kNm}$
 $N_{c,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{MO} = 1024.05 \text{ kN}$
 $\Rightarrow N_{Ed} < N_{c,Rd}$

CLASSIFICAZIONE DEI GIUNTI - cerchiatura n° 1

GIUNTO SALDATO SENZA IRRIGIDIMENTI

Classificazione con metodo per componenti (§6, EN 1993-1-8:2005).

•Comp. 19: saldatura montante-ala della trave

Lunghezza cordoni: ali L1 = 108 mm
 ali L2·2 = 60 mm
 anima L3 = 182 mm

Sezione di gola (saldature ali) = 6 mm

I cordoni d'ala L1 e L2 sono soggetti alla forza assiale dovuta alla coppia di forze prodotta dal momento resistente.

• Sezione di gola nella effettiva posizione:

- $\beta, W = 0.85$ - $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$ - $\gamma, M_2 = 1.25$

- resistenza dei cordoni a tensione normale:

- $\sqrt{(\sigma_{ort}^2 + 3 \cdot \tau_{ort}^2)} \leq f_{tk} / (\beta, W \cdot \gamma, M_2) = 405 \text{ N/mm}^2$

- $\sigma_{ort} \leq 0.9 \cdot f_{tk} / \gamma, M_2 = 310 \text{ N/mm}^2$

- corrispondente forza assiale della coppia da momento resistente = 288.12 kN

Altezza baricentrica fra le coppie di cordoni = 230 mm

Momento resistente di progetto **MRd,19 = 66.32 kNm**

Coefficiente di rigidezza **K,19 = ∞**

Classificazione del giunto:

• Classificazione in base alla resistenza:

Momento resistente del giunto $M_{j,Rd} = 66.32 \text{ kNm}$

La resistenza è governata dalla componente 19

(saldatura montante-piastra)

Momento resistente del montante $M_{pl,Rd} = 96.01 \text{ kNm}$

Giunto a parziale ripristino di resistenza: $0.25 \cdot M_{pl,Rd} = 24.00 \text{ kNm} \leq M_{j,Rd} \leq M_{pl,Rd}$

• Classificazione in base alla rigidezza:

Rigidezza del giunto $S_{j,ini} = \infty$

Giunto rigido

Resistenza a taglio:

• Resistenza di saldatura del montante all'ala della trave (§4.5.3)

Il taglio resistente viene fornito dai cordoni d'anima L3.

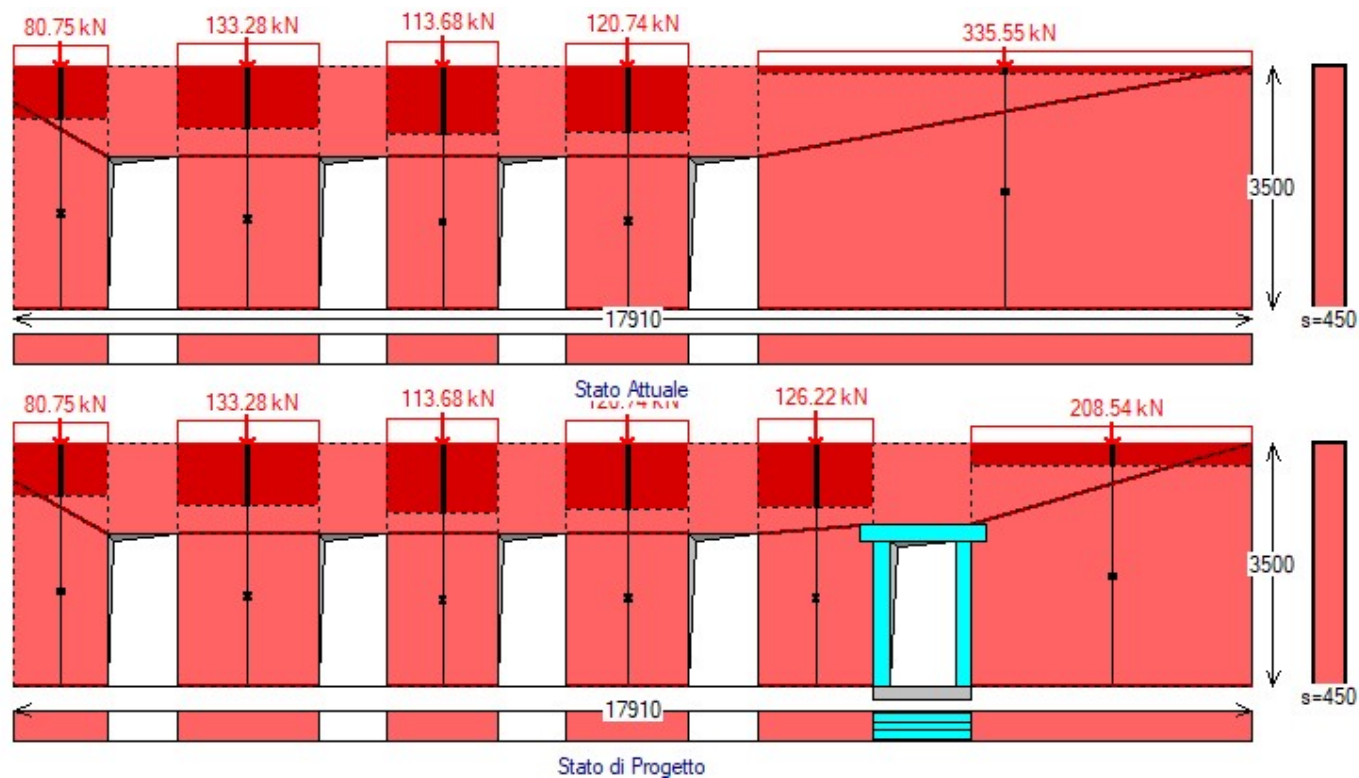
Tensione resistente di progetto a taglio della saldatura $f_{VW,d} = 233.657$

Resistenza a taglio dei cordoni d'anima $V_{Rd} = 340.95 \text{ kN}$

• Resistenza a taglio del giunto:

Taglio resistente $V_{j,Rd} = 340.95 \text{ kN}$

MASCHIO MURARIO - PIANO PRIMO



COEFFICIENTI DI SICUREZZA parete n° 3
[Rigidezza: N/mm - Forza ultima: kN - Spostamento: mm - Energia dissipata: J=N·m]

Attuale	Progetto	Rapporto(C.Sic.)	
Rigid. K)	668985	610630	0.913 compreso fra -15% e + 15% (-8.7%)
Resist.F)	586.30	716.97	1.223 (+22.3%)
Spost.SLV)	9.55	9.64	1.009 (+0.9%)
Spost.SLD)	7.16	7.23	1.010 (+1.0%)
En.diss.)	5299.54	5590.18	1.055 (+5.5%)

VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti su:

- rigidezza
- resistenza
- energia dissipata

ANALISI STATICA dei maschi murari parete n° 3
[Forze:kN - Tensioni:N/mm²; sforzi normali e tensioni riferiti alla luce deformabile]
La tensione statica alla base calcolata per la Comb.fondamentale (SLU)[(2.5.1) in §2.5.3] viene confrontata con f_d = tensione di progetto a compressione data da: $f_m/\gamma M/FC$ ($\gamma M=2.00$, FC: definito per il materiale di ogni singola parete)
Si riportano inoltre le tensioni in sommità, mezzeria e base in Comb.sismica confrontate con il valore di $0.85 \cdot f_d$ dove, per analisi statica non lineare: $f_d = f_m/FC$

STATO ATTUALE

Comb. fondamentale (analisi statica)						Comb. sismica			
n.	N,somm	1.3·Pp	N,base	$\sigma_{,base}$	FC	f_d	$\sigma_{,somm}$	$\sigma_{,mezz}$	$\sigma_{,base}$
1)	115.15	56.60	171.75	0.283	1.350	0.963	0.155	0.180	0.205
2)	190.06	89.24	279.30	0.303	1.350	0.963	0.172	0.195	0.219

3)	162.11	72.29	234.40	0.328	1.350	0.963	0.191	0.214	0.237	1.637
4)	172.17	78.55	250.72	0.317	1.350	0.963	0.183	0.206	0.229	1.637
5)	478.50	270.73	749.23	0.233	1.350	0.963	0.108	0.138	0.169	1.637

STATO DI PROGETTO

Comb. fondamentale (analisi statica)						Comb. sismica				
n.	N,somm	1.3·Pp	N,base	σ,base	FC	fd	σ,somm	σ,mezzo	σ,base	0.85·fd
1)	115.15	56.60	171.75	0.283	1.350	0.963	0.155	0.180	0.205	1.637
2)	190.06	89.24	279.30	0.303	1.350	0.963	0.172	0.195	0.219	1.637
3)	162.11	72.29	234.40	0.328	1.350	0.963	0.191	0.214	0.237	1.637
4)	172.17	78.55	250.72	0.317	1.350	0.963	0.183	0.206	0.229	1.637
5)	180.00	77.43	257.43	0.341	1.350	0.963	0.199	0.223	0.246	1.637
6)	297.39	158.30	455.69	0.249	1.350	0.963	0.123	0.152	0.181	1.637

Nel caso di maschi murari affiancati da telai di cerchiatura
il carico applicato in sommità della parete viene così ripartito:
la parte corrispondente al maschio e' sostenuta dal maschio stesso,
mentre quella corrispondente al telaio viene scaricata sui maschi adiacenti
oppure si considera applicata ai soli montanti del telaio
secondo quanto specificato in input nei Dati Aperture

ANALISI SISMICA STATO ATTUALE parete n° 3

MASCHI MURARI

n.	B	Hcalc	(H/B)	K	Resistenza(kN)						Spost.(mm)		
	(mm)			(N/mm)	Taglio diag.	Taglio	Press.compl.	Fasce	F,ult.	lim.	-	ult.	
irreg./reg.		scorr.		somm./base		(max)	elast.						
1)	1350	2748	2.04	42824	46.32/	51.38	41.91	41.91/	47.67	-	41.91	1.60	13.74
2)	2050	2604	1.27	101926	85.76/	96.28	105.04	111.80/	124.76	-	85.76	1.27	13.02
3)	1590	2513	1.58	70036	58.37/	66.47	78.13	76.50/	84.07	-	58.37	1.25	12.56
4)	1760	2547	1.45	81912	65.95/	74.63	87.82	88.91/	98.31	-	65.95	1.20	12.73
5)	7160	3394	0.47	372287	334.31/	359.70	445.70	683.74/	856.30	-	334.31	1.14	16.97

ANALISI SISMICA STATO DI PROGETTO parete n° 3

MASCHI MURARI

n.	B	Hcalc	(H/B)	K	Resistenza(kN)							Spost.(mm)	
	(mm)			(N/mm)	Taglio diag.	Taglio	Press.compl.	Fasce	F,ult.		lim.	-	ult.
irreg./reg.		scorr.		somm./base		(max)	elast.						
1)	1350	2748	2.04	42824	46.32/	51.38	41.91	41.91/	47.67	-	41.91	1.60	13.74
2)	2050	2604	1.27	101926	85.76/	96.28	105.04	111.80/	124.76	-	85.76	1.27	13.02
3)	1590	2513	1.58	70036	58.37/	66.47	78.13	76.50/	84.07	-	58.37	1.25	12.56
4)	1760	2547	1.45	81912	65.95/	74.63	87.82	88.91/	98.31	-	65.95	1.20	12.73
5)	1680	2573	1.53	74127	62.65/	71.82	86.44	86.45/	94.77	-	62.65	1.25	12.86
6)	4060	3189	0.79	203787	196.23/	213.23	222.28	265.38/	319.73	-	196.23	1.46	15.94

Cerchiature

n.	B	Hcalc	K	F lim.	Spost.lim.	F	Spost.
	elast.	elast.	ult.	ult.			
	(mm)		(N/mm)	(kN)	(mm)	(kN)	(mm)
5)	1420	2100	36018	60.15	1.67	206.90	31.55

• controllo vincolamento shear-type:

F,SLU = Forza orizzontale agente sul telaio in corrispondenza di SLU

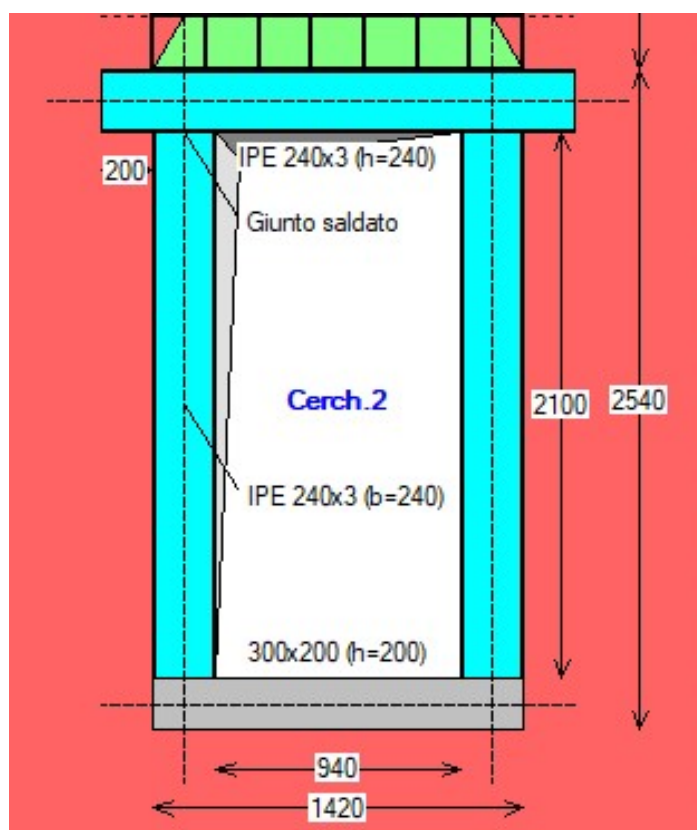
M',SLU = Quota parte del Momento di progetto al nodo montante/architrave
in corrispondenza di SLU,data dalla differenza di sollecitazione
fra i due schemi shear-type e a rotazione consentita
e pari a: $(F_h/4) \cdot [1/(6k+1)]$, con: $k=(J_{arch.}/J_{mont.}) \cdot (h/l)$,
 h =altezza e l =larghezza del telaio (h,l : in corrispondenza degli
assi delle aste, e prescindendo dalle zone rigide di estremità)

M,Rd = Momento resistente per compressione locale della muratura

in corrispondenza dell'appoggio dell'architrave.

Si ha: $M,Rd = (f_m/FC) \cdot s \cdot b^2/2$, con: b = lunghezza da estremo appoggio
dell'architrave ad asse del montante, f_m/FC = resistenza di progetto
del maschio murario adiacente all'apertura, s = spessore maschio.

n.	F, SLU	M', SLU	M,Rd (app.) sx	dx
	(kN)	(kNm)		
5)	166.96	7.57	44.37	44.37



CLASSIFICAZIONE DEI GIUNTI - cerchiatura n° 2

GIUNTO SALDATO SENZA IRRIGIDIMENTI

Classificazione con metodo per componenti (§6, EN 1993-1-8:2005).

•Comp. 19: saldatura montante-ala della trave

Lunghezza cordoni: ali L1 = 108 mm
 ali L2·2 = 60 mm
 anima L3 = 182 mm

Sezione di gola (saldature ali) = 6 mm

I cordoni d'ala L1 e L2 sono soggetti alla forza assiale dovuta alla coppia di forze prodotta dal momento resistente.

• Sezione di gola nella effettiva posizione:

- $\beta, W = 0.85$ - $f, tk = 430 \text{ N/mm}^2$ - $\gamma, M2 = 1.25$

- resistenza dei cordoni a tensione normale:

- $\sqrt{(\sigma_{ort}^2 + 3 \cdot \tau_{ort}^2)} \leq f, tk / (\beta, W \cdot \gamma, M2) = 405 \text{ N/mm}^2$

- $\sigma_{ort} \leq 0.9 \cdot f, tk / \gamma, M2 = 310 \text{ N/mm}^2$

- corrispondente forza assiale della coppia da momento resistente = 288.12 kN

Altezza baricentrica fra le coppie di cordoni = 230 mm

Momento resistente di progetto **MRd,19 = 66.32 kNm**

Coefficiente di rigidezza **K,19 = ∞**

Classificazione del giunto:

• Classificazione in base alla resistenza:

Momento resistente del giunto Mj,Rd = 66.32 kNm

La resistenza è governata dalla componente 19
 (saldatura montante-piastra)

Momento resistente del montante **Mpl,Rd = 96.01 kNm**

Giunto a parziale ripristino di resistenza: $0.25 \cdot M_{pl,Rd} = 24.00 \text{ kNm} \leq M_j, R_d \leq M_{pl,Rd}$

- Classificazione in base alla rigidezza:

Rigidezza del giunto $S_{j,ini} = \infty$

Giunto rigido

Resistenza a taglio:

- Resistenza di saldatura del montante all'ala della trave (§4.5.3)
Il taglio resistente viene fornito dai cordoni d'anima L3.
Tensione resistente di progetto a taglio della saldatura $f_{VW,d} = 233.657$
Resistenza a taglio dei cordoni d'anima $V_{Rd} = 340.95 \text{ kN}$
- Resistenza a taglio del giunto:
Taglio resistente $V_j, R_d = 340.95 \text{ kN}$

VERIFICA DI DEFORMABILITA': Comb. caratteristica (rara) (SLE) (§4.2.4.2) - cerchiatura n° 2

Sezione dell'architrave (acciaio): **IPE 240x3**

luce di calcolo: carichi: $l = 1420 \text{ mm}$ - spostamenti (luce netta): 940 mm

$E = 210 \text{ kN/mm}^2$ - $J = 116760000 \text{ mm}^4$

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m):

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante:
 $Q_1 = 4.72$, $q_1 = 6.64 \Rightarrow q_{1u} = 2.25$, $q_{1t} = 4.40$ (triang.: $q_1 \Rightarrow (q_{1t} + q_{1u})$ su luce netta:
 $f_{,1} = [(1/120) \cdot q_{,1t} + (5/384) \cdot q_{,1u}] \cdot l^4 / EJ$)
- da carico distribuito da solaio:
 $Q_2 = 31.24$, $q_2 = 22.00$ (unif.: $f_{,2} = (5/384) \cdot q_{,2} \cdot l^4 / EJ$)
- da carico concentrato:
contributo nullo: carico non definito
- da peso proprio architrave:
 $Q_4 = 1.31$, $q_4 = 0.92$ (unif.: $f_{,4} = (5/384) \cdot q_{,4} \cdot l^4 / EJ$)

FRECCIA (spostamento verticale massimo):

$f = 0.012 \text{ mm} = (1 / 81029) l < (1 / 500) l$

per $x = 0 \text{ mm}$

($x = 0$: mezzeria dell'architrave)

VERIFICA STATICA: Comb. fondamentale (SLU) - cerchiatura n° 2

ARCHITRAVE

Sezione dell'architrave (acciaio): **IPE 240x3**, $f_{yk} = 275.0 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_{M0} = 1.05$

luce di calcolo: carichi: $l = 1420 \text{ mm}$ - sollecitazioni (luce netta): 940 mm

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m)

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante (incluso $\gamma_G = 1.3$):
 $Q_1 = 6.13$, $q_1 = 8.63 \Rightarrow q_{1u} = 2.92$, $q_{1t} = 5.72$ (triang.: $q_1 \Rightarrow (q_{1u} + q_{1t})$ su luce netta)
[per verifica montante: analisi SLU telaio: triang.->unif.: $q_{,1} = (4/3) \cdot Q_{,1}/l = 5.76$]
- da carico distribuito da solaio:
 $Q_2 = 42.60$, $q_2 = 30.00$ (unif.)
- da carico concentrato:
contributo nullo: carico non definito
- da peso proprio architrave:
 $Q_4 = 1.70$, $q_4 = 1.20$ (unif.)

VERIFICA A TAGLIO

V_{Ed} (massima reazione agli appoggi) = 17.38 kN

$V_{Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 867.69 \text{ kN}$ (A_v ([4.2.19] in §4.2.4.1.2.4) = 5738 mm^2)

$\Rightarrow V_{Ed} < V_{Rd}$

VERIFICA A FLESSIONE

M_{Ed} (momento max) = 4.19 kNm , per $x = 0 \text{ mm}$ ($x = 0$: mezzeria dell'architrave)

$M_{Rd} = W \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 288.04 \text{ kNm}$

con: $W = 1100 \text{ cm}^3$

(modulo di resistenza di calcolo [4.2.12]: $W = W_{pl,max} = 367 \times 3 \text{ cm}^3$)

$\Rightarrow M_{Ed} < M_{Rd}$

MONTANTE

Sezione del montante (acciaio): IPE 240x3, $f_{yk} = 275.0 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_{M0} = 1.05$

Quota della sezione di verifica: estremo deformabile superiore

Sollecitazioni: da analisi del telaio riferita al carico statico per SLU: 36.95 kN/m

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RETTA

$N_{Ed} = 21.81 \text{ kN}$

$M_{Ed} = 0.00 \text{ kNm}$

$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 1024.05 \text{ kN}$

$\Rightarrow N_{Ed} < N_{c,Rd}$

CLASSIFICAZIONE DEI GIUNTI - cerchiatura n° 2

GIUNTO SALDATO SENZA IRRIGIDIMENTI

Classificazione con metodo per componenti (§6, EN 1993-1-8:2005).

•Comp. 19: saldatura montante-ala della trave

Lunghezza cordoni: ali L1 = 108 mm

ali L2·2 = 60 mm

anima L3 = 182 mm

Sezione di gola (saldature ali) = 6 mm

I cordoni d'ala L1 e L2 sono soggetti alla forza assiale dovuta alla coppia di forze prodotta dal momento resistente.

• Sezione di gola nella effettiva posizione:

- $\beta, W = 0.85$ - $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$ - $\gamma_{M2} = 1.25$

- resistenza dei cordoni a tensione normale:

- $\sqrt{(\sigma_{ort})^2 + 3 \cdot (\tau_{ort})^2} \leq f_{tk} / (\beta \cdot W \cdot \gamma_{M2}) = 405 \text{ N/mm}^2$

- $\sigma_{ort} \leq 0.9 \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 310 \text{ N/mm}^2$

- corrispondente forza assiale della coppia da momento resistente = 288.12 kN

Altezza baricentrica fra le coppie di cordoni = 230 mm

Momento resistente di progetto $M_{Rd,19} = 66.32 \text{ kNm}$

Coefficiente di rigidezza $K_{19} = \infty$

Classificazione del giunto:

• Classificazione in base alla resistenza:

Momento resistente del giunto $M_{j,Rd} = 66.32 \text{ kNm}$

La resistenza è governata dalla componente 19 (saldatura montante-piastra)

Momento resistente del montante $M_{pl,Rd} = 96.01 \text{ kNm}$

Giunto a parziale ripristino di resistenza: $0.25 \cdot M_{pl,Rd} = 24.00 \text{ kNm} \leq M_{j,Rd} \leq M_{pl,Rd}$

• Classificazione in base alla rigidezza:

Rigidezza del giunto $S_{j,ini} = \infty$

Giunto rigido

Resistenza a taglio:

• Resistenza di saldatura del montante all'ala della trave (§4.5.3)

Il taglio resistente viene fornito dai cordoni d'anima L3.

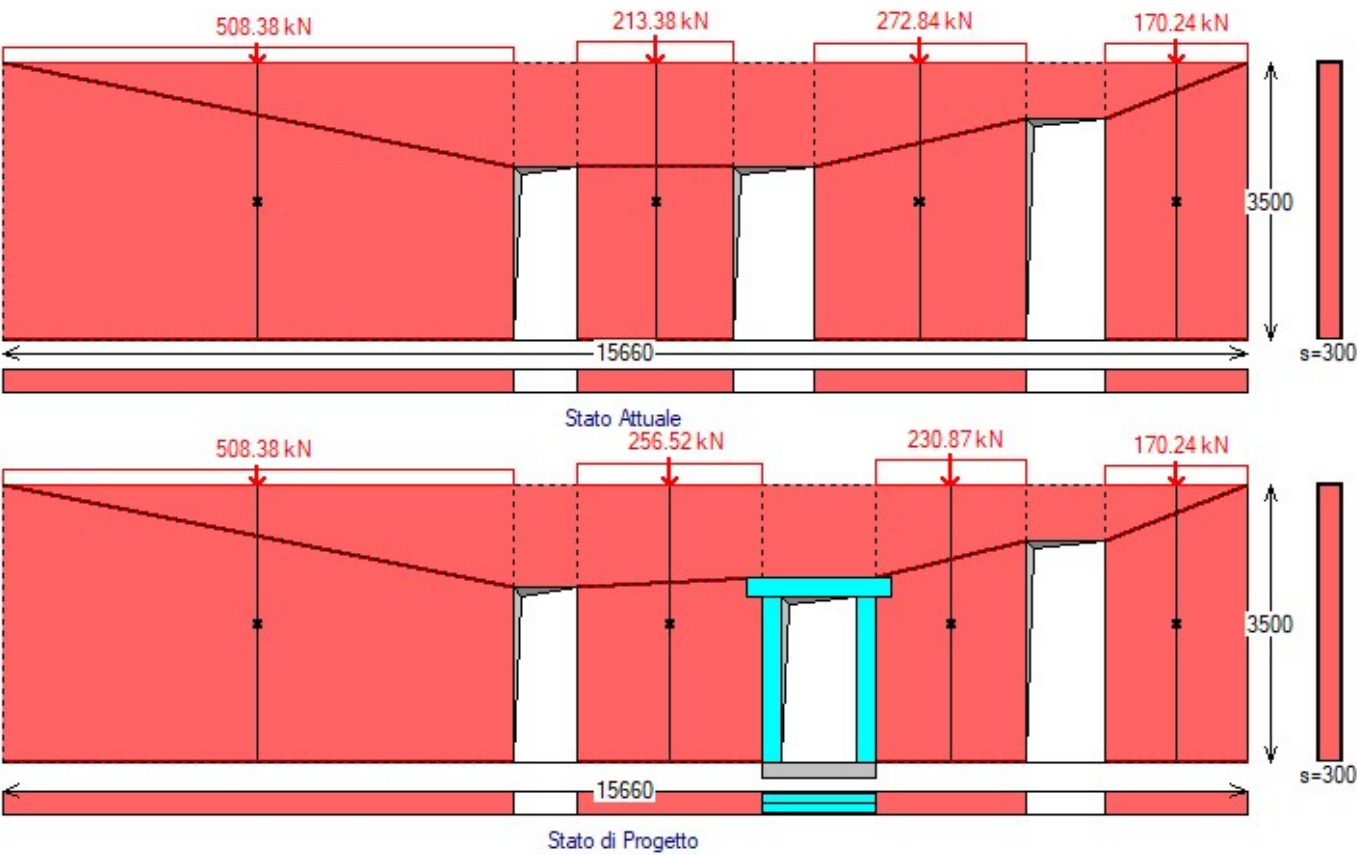
Tensione resistente di progetto a taglio della saldatura $f_{VW,d} = 233.657$

Resistenza a taglio dei cordoni d'anima $V_{Rd} = 340.95 \text{ kN}$

• Resistenza a taglio del giunto:

Taglio resistente $V_{j,Rd} = 340.95 \text{ kN}$

MASCHIO MURARIO 2 - PIANO PRIMO



COEFFICIENTI DI SICUREZZA parete n° 5
[Rigidezza: N/mm - Forza ultima: kN - Spostamento: mm - Energia dissipata: J=N·m]

Attuale	Progetto	Rapporto(C.Sic.)		
Rigid. K)	345213	355669	1.030	compreso fra -15% e + 15% (+3.0%)
Resist.F)	481.43	608.43	1.264	(+26.4%)
Spost.SLV)	13.12	13.12	1.000	(=)
Spost.SLD)	9.84	9.84	1.000	(=)
En.diss.)	5955.08	6930.30	1.164	(+16.4%)

VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti su:

- rigidezza
- resistenza
- energia dissipata

ANALISI STATICA dei maschi murari parete n° 5
[Forze:kN - Tensioni:N/mm²; sforzi normali e tensioni riferiti alla luce deformabile]

La tensione statica alla base calcolata per la Comb.fondamentale (SLU)[(2.5.1) in §2.5.3] viene confrontata con f_d = tensione di progetto a compressione data da: $f_m/\gamma M/FC$ ($\gamma M=2.00$, FC: definito per il materiale di ogni singola parete)
Si riportano inoltre le tensioni in sommità, mezzeria e base in Comb.sismica confrontate con il valore di $0.85 \cdot f_d$ dove, per analisi statica non lineare: $f_d = f_m/FC$

STATO ATTUALE

Comb. fondamentale (analisi statica)							Comb. sismica			
n.	N,somm	1.3·Pp	N,base	σ,base	FC	fd	σ,somm	σ,mezz	σ,base	0.85·fd
1)	749.48	161.59	911.07	0.472	1.350	0.963	0.265	0.297	0.328	1.637
2)	314.58	56.69	371.27	0.627	1.350	0.963	0.371	0.403	0.434	1.637
3)	402.25	72.60	474.85	0.593	1.350	0.963	0.347	0.379	0.410	1.637
4)	250.97	46.44	297.41	0.554	1.350	0.963	0.321	0.352	0.384	1.637

STATO DI PROGETTO

Comb. fondamentale (analisi statica)							Comb. sismica			
n.	N,somm	1.3·Pp	N,base	σ,base	FC	fd	σ,somm	σ,mezz	σ,base	0.85·fd
1)	749.48	161.59	911.07	0.472	1.350	0.963	0.265	0.297	0.328	1.637
2)	378.18	66.73	444.91	0.636	1.350	0.963	0.377	0.409	0.440	1.637
3)	340.36	54.68	395.04	0.697	1.350	0.963	0.418	0.450	0.481	1.637
4)	250.97	46.44	297.41	0.554	1.350	0.963	0.321	0.352	0.384	1.637

Nel caso di maschi murari affiancati da telai di cerchiatura il carico applicato in sommità della parete viene così ripartito: la parte corrispondente al maschio e' sostenuta dal maschio stesso, mentre quella corrispondente al telaio viene scaricata sui maschi adiacenti oppure si considera applicata ai soli montanti del telaio secondo quanto specificato in input nei Dati Aperture

ANALISI SISMICA STATO ATTUALE parete n° 5

MASCHI MURARI

n.	B	Hcalc	(H/B)	K	Resistenza(kN)		Taglio		Press.compl.	Fasce	F,ult.	Spost.(mm)	
	(mm)			(N/mm)	Taglio diag.		(max)		elast.			lim.	ult.
irreg./reg.		scorr.		somm./base									
1)	6428	3500	0.54	212104	269.72/	327.02	373.16	786.81/	857.95	-	269.72	1.27	17.50
2)	1973	3500	1.77	37598	62.96/	82.23	101.65	95.77/	101.11	-	62.96	2.25	17.50
3)	2669	3500	1.31	64508	94.87/	121.95	145.78	167.14/	177.47	-	94.87	1.84	17.50
4)	1790	3500	1.96	31003	53.87/	67.97	79.82	70.79/	75.72	-	53.87	2.53	17.50

ANALISI SISMICA STATO DI PROGETTO parete n° 5

MASCHI MURARI

n.	B	Hcalc	(H/B)	K	Resistenza(kN)		Taglio		Press.compl.	Fasce	F,ult.	Spost.(mm)	
	(mm)			(N/mm)	Taglio diag.		(max)		elast.			lim.	ult.
irreg./reg.		scorr.		somm./base									
1)	6428	3500	0.54	212104	269.72/	327.02	373.16	786.81/	857.95	-	269.72	1.27	17.50
2)	2332	3500	1.50	51230	74.89/	98.20	128.81	135.27/	142.63	-	74.89	1.78	17.50
3)	1890	3500	1.85	34569	63.34/	85.30	104.63	95.36/	99.70	-	63.34	2.43	17.50
4)	1790	3500	1.96	31003	53.87/	67.97	79.82	70.79/	75.72	-	53.87	2.53	17.50

Cerchiature

n.	B	Hcalc	K	F lim.	Spost.lim.	F	Spost.
elast.	elast.	ult.	ult.				
	(mm)	(N/mm)	(kN)	(mm)	(kN)	(mm)	
2)	1420	2100	26763	56.71	2.12	146.61	30.45

• controllo vincolamento shear-type:

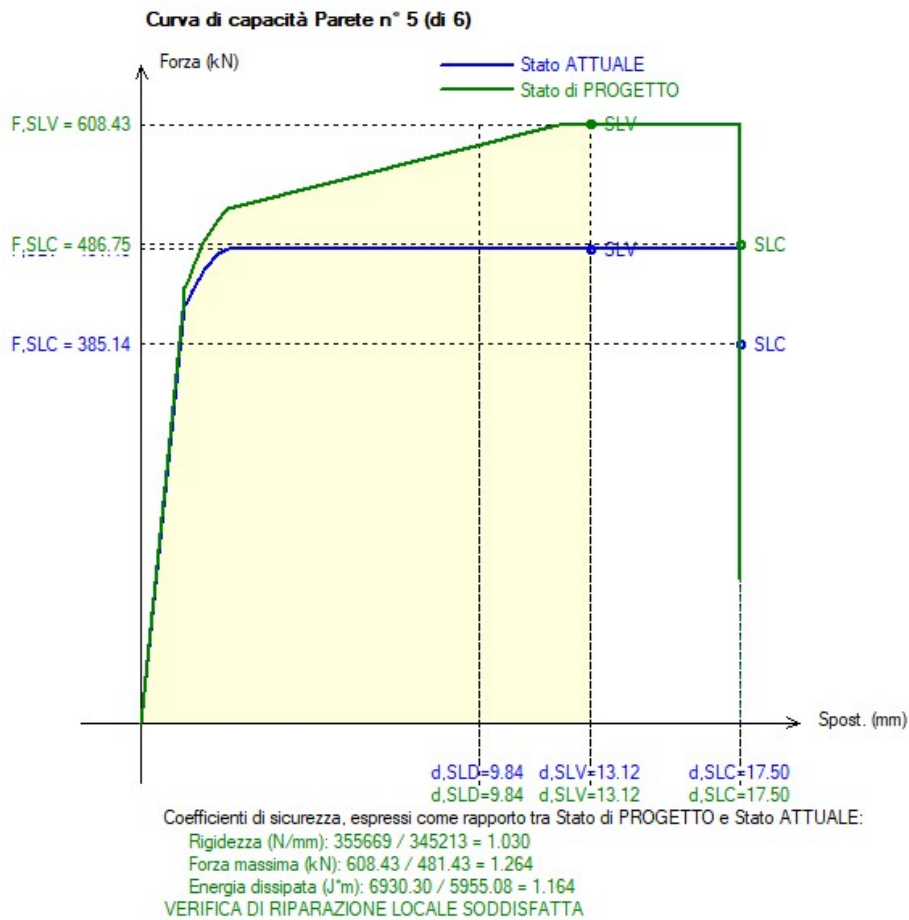
F,SLU = Forza orizzontale agente sul telaio in corrispondenza di SLU

M',SLU = Quota parte del Momento di progetto al nodo montante/architrave in corrispondenza di SLU,data dalla differenza di sollecitazione fra i due schemi shear-type e a rotazione consentita e pari a: $(Fh/4) \cdot [1/(6k+1)]$, con: $k=(J_{arch.}/J_{mont.}) \cdot (h/l)$, h=altezza e l=larghezza del telaio (h,l: in corrispondenza degli assi delle aste, e prescindendo dalle zone rigide di estremità)

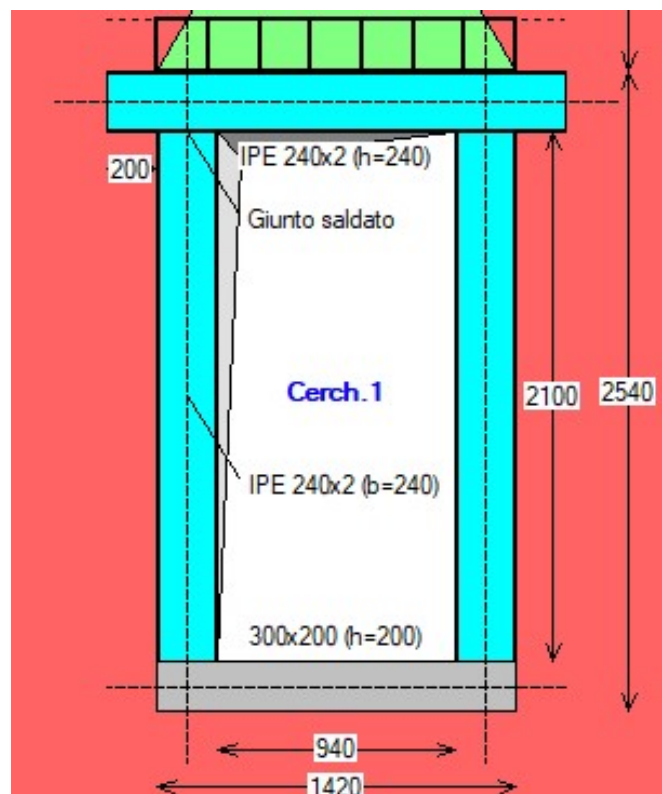
M,Rd = Momento resistente per compressione locale della muratura in corrispondenza dell'appoggio dell'architrave.

Si ha: $M,Rd = (f_m/FC) \cdot s \cdot b^2/2$, con: b = lunghezza da estremo appoggio dell'architrave ad asse del montante, f_m/FC = resistenza di progetto del maschio murario adiacente all'apertura, s = spessore maschio.

n.	F,SLU	M',SLU	M,Rd	(app.)
	(kN)	(kNm)	sx	dx
2)	146.61	6.65	29.58	29.58



VERIFICA CERCHIATURA METALLICA



CLASSIFICAZIONE DEI GIUNTI - cerchiatura n° 1

GIUNTO SALDATO SENZA IRRIGIDIMENTI

Classificazione con metodo per componenti (§6, EN 1993-1-8:2005).

•Comp. 19: saldatura montante-ala della trave

Lunghezza cordoni: ali L1 = 108 mm
ali L2·2 = 60 mm
anima L3 = 182 mm

Sezione di gola (saldature ali) = 6 mm

I cordoni d'ala L1 e L2 sono soggetti alla forza assiale dovuta alla coppia di forze prodotta dal momento resistente.

• Sezione di gola nella effettiva posizione:

- $\beta, W = 0.85$ - $f, tk = 430 \text{ N/mm}^2$ - $\gamma, M2 = 1.25$
- resistenza dei cordoni a tensione normale:
 - $\sqrt{(\sigma, ort^2 + 3 \cdot \tau, ort^2)} \leq f, tk / (\beta, W \cdot \gamma, M2) = 405 \text{ N/mm}^2$
 - $\sigma, ort \leq 0.9 \cdot f, tk / \gamma, M2 = 310 \text{ N/mm}^2$
- corrispondente forza assiale della coppia da momento resistente = 288.12 kN

Altezza baricentrica fra le coppie di cordoni = 230 mm

Momento resistente di progetto **MRd,19 = 66.32 kNm**

Coefficiente di rigidezza **K,19 = ∞**

Classificazione del giunto:

• Classificazione in base alla resistenza:

Momento resistente del giunto Mj,Rd = 66.32 kNm

La resistenza è governata dalla componente 19
(saldatura montante-piastra)

Momento resistente del montante Mpl,Rd = 96.01 kNm

Giunto a parziale ripristino di resistenza: $0.25 \cdot Mpl,Rd = 24.00 \text{ kNm} \leq Mj,Rd \leq Mpl,Rd$

• Classificazione in base alla rigidezza:

Rigidezza del giunto Sj,ini = ∞

Giunto rigido

Resistenza a taglio:

• Resistenza di saldatura del montante all'ala della trave (§4.5.3)

Il taglio resistente viene fornito dai cordoni d'anima L3.

Tensione resistente di progetto a taglio della saldatura fVW,d = 233.657

Resistenza a taglio dei cordoni d'anima VRd = 340.95 kN

• Resistenza a taglio del giunto:

Taglio resistente Vj,Rd = 340.95 kN

VERIFICA DI DEFORMABILITA': Comb. caratteristica (rara) (SLE) (§4.2.4.2) - cerchiatura n° 1

Sezione dell'architrave (acciaio): **IPE 240x2**

luce di calcolo: carichi: l = 1420 mm - spostamenti (luce netta): 940 mm

E = 210 kN/mm² - J = 77840000 mm⁴

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m):

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante:

Q1 = 4.72, q1 = 6.64 ⇒ q1u = 2.25, q1t = 4.40 (triang.: q1 ⇒ (q1t+q1u) su luce netta:
 $f,1 = [(1/120) \cdot q,1t + (5/384) \cdot q,1u] \cdot l^4 / EJ$)

- da carico distribuito da solaio:

Q2 = 83.78, q2 = 59.00 (unif.: $f,2 = (5/384) \cdot q,2 \cdot l^4 / EJ$)

- da carico concentrato:

contributo nullo: carico non definito

- da peso proprio architrave:

Q4 = 0.87, q4 = 0.61 (unif.: $f,4 = (5/384) \cdot q,4 \cdot l^4 / EJ$)

FRECCIA (spostamento verticale massimo):

f = 0.040 mm = **(1 / 23371) l < (1 / 500) l**

per x = 0 mm

(x = 0: mezzeria dell'architrave)

VERIFICA STATICA: Comb. fondamentale (SLU) - cerchiatura n° 1

ARCHITRAVE

Sezione dell'architrave (acciaio): IPE 240x2, $f_{yk} = 275.0 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_{M0} = 1.05$
luce di calcolo: carichi: $l = 1420 \text{ mm}$ - sollecitazioni (luce netta): 940 mm

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m)

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante (incluso $\gamma_G=1.3$):
 $Q_1 = 6.13$, $q_1 = 8.63 \Rightarrow q_{1u} = 2.92$, $q_{1t} = 5.72$ (triang.: $q_1 \Rightarrow (q_{1u}+q_{1t})$ su luce netta)
[per verifica montante: analisi SLU telaio: triang.->unif.: $q_{1l}=(4/3) \cdot Q_{1l}/l = 5.76$]
- da carico distribuito da solaio:
 $Q_2 = 109.34$, $q_2 = 77.00$ (unif.)
- da carico concentrato:
contributo nullo: carico non definito
- da peso proprio architrave:
 $Q_4 = 1.13$, $q_4 = 0.80$ (unif.)

VERIFICA A TAGLIO

V_{Ed} (massima reazione agli appoggi) = 39.28 kN

$V_{Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 578.46 \text{ kN}$ (A_v ([4.2.19] in §4.2.4.1.2.4) = 3826 mm^2)

$\Rightarrow V_{Ed} < V_{Rd}$

VERIFICA A FLESSIONE

M_{Ed} (momento max) = 9.34 kNm , per $x=0 \text{ mm}$ ($x=0$: mezzeria dell'architrave)

$M_{Rd} = W \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 192.03 \text{ kNm}$

con: $W = 733 \text{ cm}^3$

(modulo di resistenza di calcolo [4.2.12]: $W = W_{pl,max} = 367 \times 2 \text{ cm}^3$)

$\Rightarrow M_{Ed} < M_{Rd}$

MONTANTE

Sezione del montante (acciaio): IPE 240x2, $f_{yk} = 275.0 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_{M0} = 1.05$

Quota della sezione di verifica: estremo deformabile superiore

Sollecitazioni: da analisi del telaio riferita al carico statico per SLU: 83.55 kN/m

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RETTA

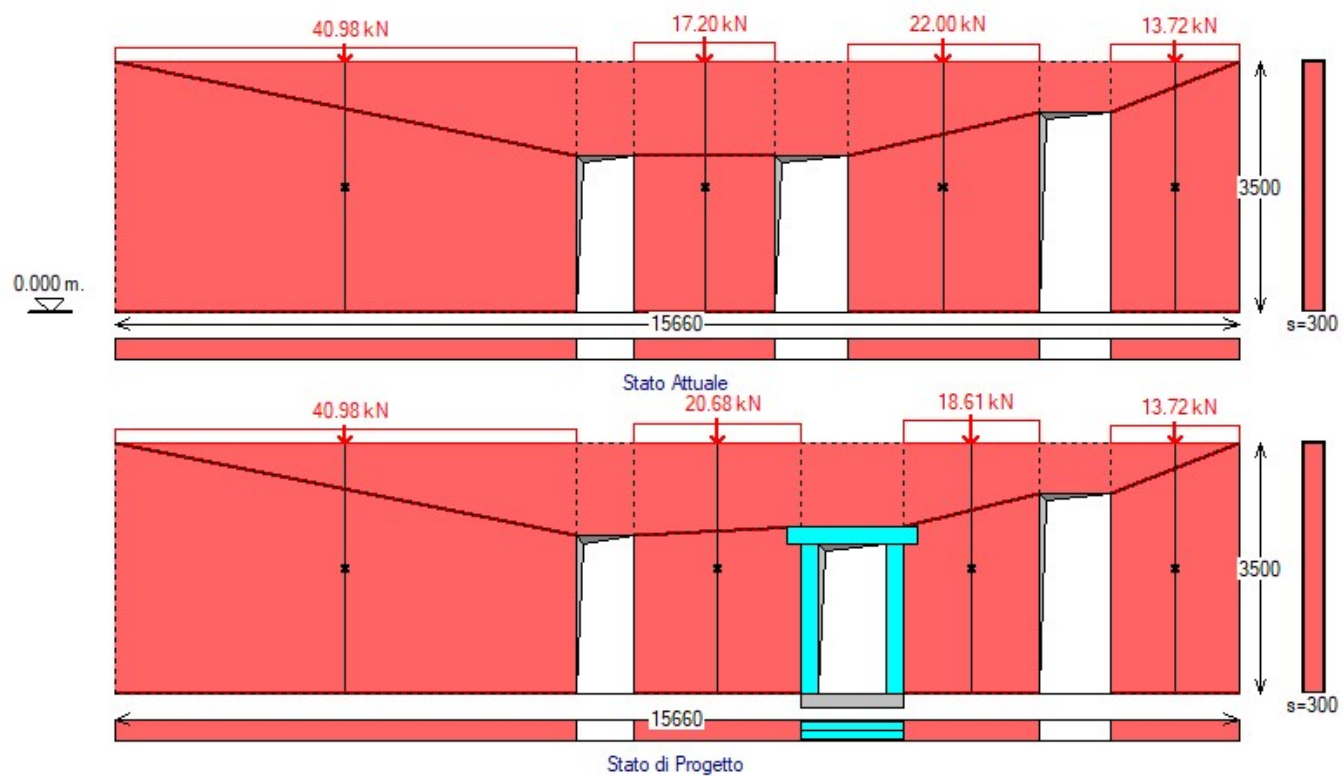
$N_{Ed} = 49.29 \text{ kN}$

$M_{Ed} = 0.00 \text{ kNm}$

$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 1024.05 \text{ kN}$

$\Rightarrow N_{Ed} < N_{c,Rd}$

MASCHIO MURARIO - PIANO SECONDO



COEFFICIENTI DI SICUREZZA parete n° 5
[Rigidezza: N/mm - Forza ultima: kN - Spostamento: mm - Energia dissipata: J=N·m]

Attuale	Progetto	Rapporto(C.Sic.)		
Rigid. K)	345213	355669	1.030	compreso fra -15% e + 15% (+3.0%)
Resist.F)	174.05	315.17	1.811	(+81.1%)
Spost.SLV)	13.12	13.12	1.000	(=)
Spost.SLD)	9.84	9.84	1.000	(=)
En.diss.)	2208.69	3359.38	1.521	(+52.1%)

VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti su:

- rigidezza
- resistenza
- energia dissipata

ANALISI STATICA dei maschi murari parete n° 5
[Forze:kN - Tensioni:N/mm²; sforzi normali e tensioni riferiti alla luce deformabile]
La tensione statica alla base calcolata per la Comb.fondamentale (SLU)[(2.5.1) in §2.5.3] viene confrontata con f_d = tensione di progetto a compressione data da: $f_m/\gamma M/FC$ ($\gamma M=2.00$, FC: definito per il materiale di ogni singola parete)
Si riportano inoltre le tensioni in sommità, mezzzeria e base in Comb.sismica confrontate con il valore di $0.85 \cdot f_d$ dove, per analisi statica non lineare: $f_d = f_m/FC$

STATO ATTUALE

Comb. fondamentale (analisi statica) | Comb. sismica

n.	N,somm	1.3·Pp	N,base	σ_{base}	FC	fd	σ_{somm}	σ_{mezz}	σ_{base}	0.85·fd
1)	74.99	161.59	236.58	0.123	1.350	0.963	0.023	0.054	0.086	1.637
2)	31.48	56.69	88.17	0.149	1.350	0.963	0.040	0.071	0.103	1.637
3)	40.25	72.60	112.85	0.141	1.350	0.963	0.034	0.066	0.097	1.637
4)	25.11	46.44	71.55	0.133	1.350	0.963	0.029	0.061	0.092	1.637

STATO DI PROGETTO

Comb. fondamentale (analisi statica)						Comb. sismica				
n.	N,somm	1.3·Pp	N,base	σ_{base}	FC	fd	σ_{somm}	σ_{mezz}	σ_{base}	0.85·fd
1)	74.99	161.59	236.58	0.123	1.350	0.963	0.023	0.054	0.086	1.637
2)	37.84	66.73	104.57	0.149	1.350	0.963	0.040	0.071	0.103	1.637
3)	34.06	54.68	88.74	0.157	1.350	0.963	0.044	0.075	0.107	1.637
4)	25.11	46.44	71.55	0.133	1.350	0.963	0.029	0.061	0.092	1.637

Nel caso di maschi murari affiancati da telai di cerchiatura
il carico applicato in sommità della parete viene così ripartito:
la parte corrispondente al maschio e' sostenuta dal maschio stesso,
mentre quella corrispondente al telaio viene scaricata sui maschi adiacenti
oppure si considera applicata ai soli montanti del telaio
secondo quanto specificato in input nei Dati Aperture

ANALISI SISMICA STATO ATTUALE parete n° 5

MASCHI MURARI

n.	B	Hcalc	(H/B)	K	Resistenza(kN)		Taglio	Press.compl.		Fasce	F,ult.	Spost.(mm)	
	(mm)			(N/mm)	Taglio diag.		(max)	elast.				lim.	ult.
irreg./reg.		scorr.		somm./base									
1)	6428	3500	0.54	212104	150.59/	156.00	115.51	79.31/	183.48	-	115.51	1.04	17.50
2)	1973	3500	1.77	37598	33.12/	34.38	17.29	12.94/	22.53	-	17.29	1.13	17.50
3)	2669	3500	1.31	64508	50.12/	51.97	28.33	20.46/	38.15	-	28.33	1.01	17.50
4)	1790	3500	1.96	31003	28.75/	29.79	12.92	7.84/	15.85	-	12.92	1.25	17.50

ANALISI SISMICA STATO DI PROGETTO parete n° 5

MASCHI MURARI

n.	B	Hcalc	(H/B)	K	Resistenza(kN)		Taglio	Press.compl.		Fasce	F,ult.	Spost.(mm)	
	(mm)			(N/mm)	Taglio diag.		(max)	elast.				lim.	ult.
irreg./reg.		scorr.		somm./base									
1)	6428	3500	0.54	212104	150.59/	156.00	115.51	79.31/	183.48	-	115.51	1.04	17.50
2)	2332	3500	1.50	51230	39.17/	40.67	23.48	18.16/	31.56	-	23.48	1.04	17.50
3)	1890	3500	1.85	34569	32.25/	33.52	16.65	13.11/	21.86	-	16.65	1.13	17.50
4)	1790	3500	1.96	31003	28.75/	29.79	12.92	7.84/	15.85	-	12.92	1.25	17.50

Cerchiature

n.	B	Hcalc	K	F lim.	Spost.lim.	F	Spost.
elast.	elast.	ult.	ult.				
	(mm)		(N/mm)	(kN)	(mm)	(kN)	(mm)
2)	1420	2100	26763	56.71	2.12	146.61	30.45

• controllo vincolamento shear-type:

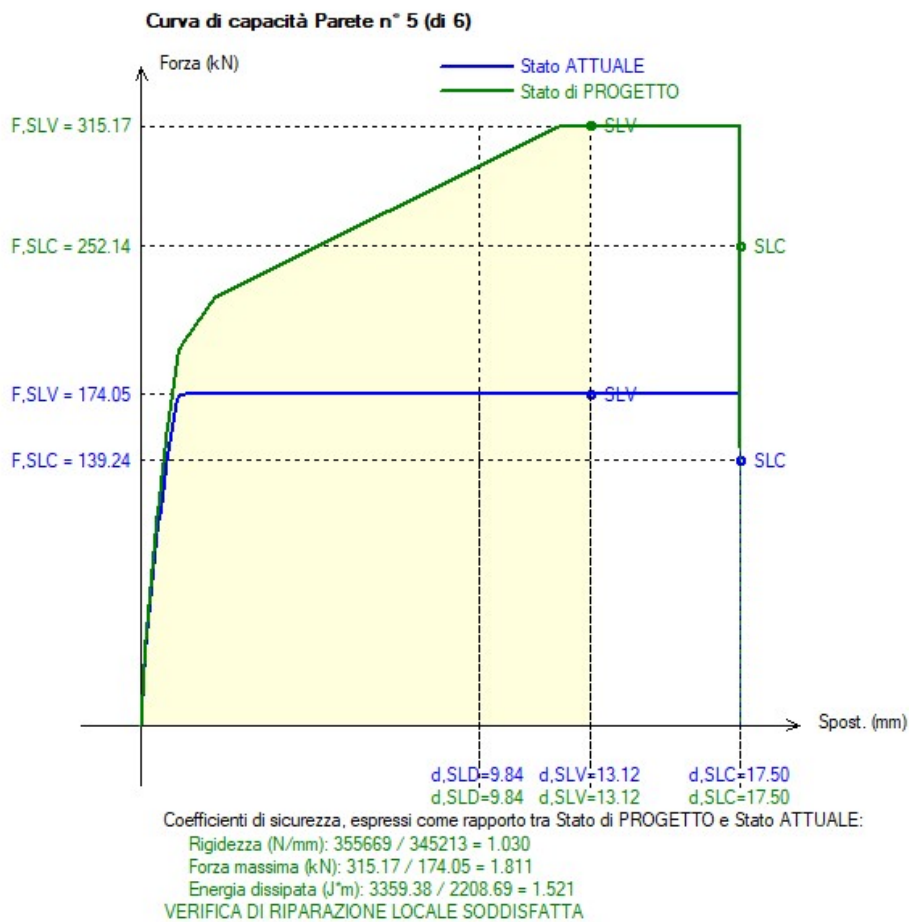
F_{SLU} = Forza orizzontale agente sul telaio in corrispondenza di SLU

M'_{SLU} = Quota parte del Momento di progetto al nodo montante/architrave
in corrispondenza di SLU, data dalla differenza di sollecitazione
fra i due schemi shear-type e a rotazione consentita
e pari a: $(Fh/4) \cdot [1/(6k+1)]$, con: $k=(J_{arch.}/J_{mont.}) \cdot (h/l)$,
 h =altezza e l =larghezza del telaio (h, l : in corrispondenza degli
assi delle aste, e prescindendo dalle zone rigide di estremità)

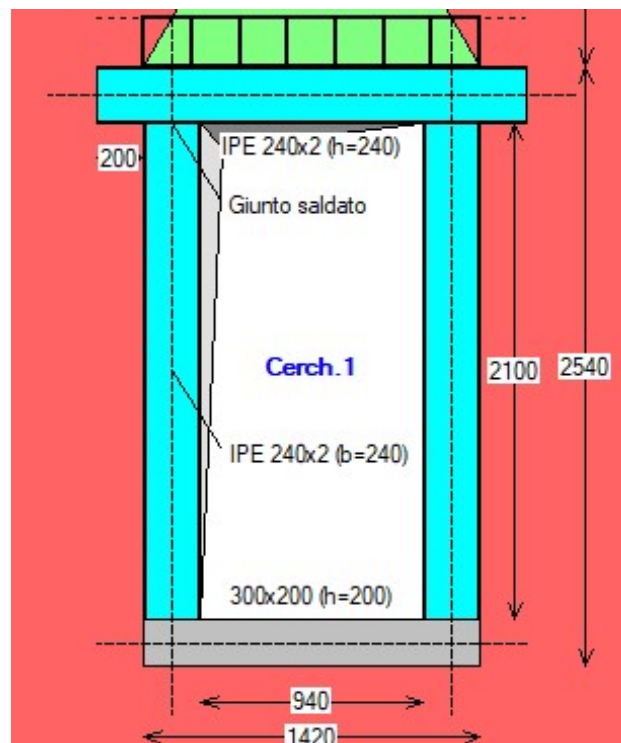
M_{Rd} = Momento resistente per compressione locale della muratura
in corrispondenza dell'appoggio dell'architrave.

Si ha: $M_{Rd} = (f_m/FC) \cdot s \cdot b^2/2$, con: b = lunghezza da estremo appoggio
dell'architrave ad asse del montante, f_m/FC = resistenza di progetto
del maschio murario adiacente all'apertura, s = spessore maschio.

n.	F, SLU	M', SLU	M,Rd sx	(app.) dx
	(kN)	(kNm)		
2)	146.61	6.65	29.58	29.58



VERIFICA CERCHIATURA METALLICA



VERIFICA DI RIGIDEZZA - cerchiatura n° 1

Variazione tra Stato Attuale e Stato di Progetto

Il confronto tra rigidezza del telaio di cerchiatura e della muratura rimossa viene ignorato ai fini delle verifiche di sicurezza.

La verifica di rigidezza per la parete oggetto di intervento (consistente nel confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto) riguarda il comportamento della parete nel suo complesso, cioè i coefficienti di sicurezza determinati dall'analisi della Parete.

VERIFICA DI DEFORMABILITA': Comb. caratteristica (rara) (SLE) (§4.2.4.2) - cerchiatura n° 1

Sezione dell'architrave (acciaio): IPE 240x2

luce di calcolo: carichi: $l = 1420$ mm - spostamenti (luce netta): 940 mm

$E = 210$ kN/mm² - $J = 77840000$ mm⁴

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m):

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante:

$Q_1 = 4.72$, $q_1 = 6.64 \Rightarrow q_{1u} = 2.25$, $q_{1t} = 4.40$ (triang.: $q_1 \Rightarrow (q_{1t}+q_{1u})$ su luce netta:
 $f_{,1} = [(1/120) \cdot q_{,1t} + (5/384) \cdot q_{,1u}] \cdot l^4/EJ$)

- da carico distribuito da solaio:

$Q_2 = 22.72$, $q_2 = 16.00$ (unif.: $f_{,2} = (5/384) \cdot q_{,2} \cdot l^4/EJ$)

- da carico concentrato:

contributo nullo: carico non definito

- da peso proprio architrave:

$Q_4 = 0.87$, $q_4 = 0.61$ (unif.: $f_{,4} = (5/384) \cdot q_{,4} \cdot l^4/EJ$)

FRECCIA (spostamento verticale massimo):

$f = 0.013$ mm = (1 / 69739) $l < (1 / 500) l$

per $x = 0$ mm

($x = 0$: mezzeria dell'architrave)

VERIFICA STATICA: Comb. fondamentale (SLU) - cerchiatura n° 1

ARCHITRAVE

Sezione dell'architrave (acciaio): IPE 240x2, $f_{yk} = 275.0$ N/mm², $\gamma_{M0} = 1.05$

luce di calcolo: carichi: $l = 1420$ mm - sollecitazioni (luce netta): 940 mm

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m)

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante (incluso $\gamma_G=1.3$):

$Q_1 = 6.13$, $q_1 = 8.63 \Rightarrow q_{1u} = 2.92$, $q_{1t} = 5.72$ (triang.: $q_1 \Rightarrow (q_{1u}+q_{1t})$ su luce netta)
[per verifica montante: analisi SLU telaio: triang.->unif.: $q_{,1}=(4/3) \cdot Q_{,1}/l = 5.76$]

- da carico distribuito da solaio:

$Q_2 = 31.24$, $q_2 = 22.00$ (unif.)

- da carico concentrato:

contributo nullo: carico non definito

- da peso proprio architrave:

$Q_4 = 1.13$, $q_4 = 0.80$ (unif.)

VERIFICA A TAGLIO

V_{Ed} (massima reazione agli appoggi) = 13.43 kN

$V_{Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 578.46$ kN (A_v ([4.2.19] in §4.2.4.1.2.4) = 3826 mm²)

$\Rightarrow V_{Ed} < V_{Rd}$

VERIFICA A FLESSIONE

M_{Ed} (momento max) = 3.26 kNm, per $x=0$ mm ($x=0$: mezzeria dell'architrave)

$M_{Rd} = W \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 192.03$ kNm

con: $W = 733$ cm³

(modulo di resistenza di calcolo [4.2.12]: $W = W_{pl,max} = 367 \times 2$ cm³)

$\Rightarrow M_{Ed} < M_{Rd}$

MONTANTE

Sezione del montante (acciaio): IPE 240x2, $f_{yk} = 275.0$ N/mm², $\gamma_{M0} = 1.05$

Quota della sezione di verifica: estremo deformabile superiore

Sollecitazioni: da analisi del telaio riferita al carico statico per SLU: 28.55 kN/m

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RETTA

$N_{Ed} = 16.84$ kN

$M_{Ed} = 0.00 \text{ kNm}$
 $N_{c,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{MO} = 1024.05 \text{ kN}$
 $\Rightarrow N_{Ed} < N_{c,Rd}$

CLASSIFICAZIONE DEI GIUNTI - cerchiatura n° 1

GIUNTO SALDATO SENZA IRRIGIDIMENTI

Classificazione con metodo per componenti (§6, EN 1993-1-8:2005).

•Comp. 19: saldatura montante-ala della trave

Lunghezza cordoni: ali L1 = 108 mm
 ali L2·2 = 60 mm
 anima L3 = 182 mm

Sezione di gola (saldature ali) = 6 mm

I cordoni d'ala L1 e L2 sono soggetti alla forza assiale dovuta alla coppia di forze prodotta dal momento resistente.

• Sezione di gola nella effettiva posizione:

- $\beta, W = 0.85$ - $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$ - $\gamma_{M2} = 1.25$
- resistenza dei cordoni a tensione normale:
 - $\sqrt{(\sigma_{ort}^2 + 3 \cdot \tau_{ort}^2)} \leq f_{tk} / (\beta \cdot W \cdot \gamma_{M2}) = 405 \text{ N/mm}^2$
 - $\sigma_{ort} \leq 0.9 \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 310 \text{ N/mm}^2$
- corrispondente forza assiale della coppia da momento resistente = 288.12 kN

Altezza baricentrica fra le coppie di cordoni = 230 mm

Momento resistente di progetto **MRd,19 = 66.32 kNm**

Coefficiente di rigidezza **K,19 = ∞**

Classificazione del giunto:

• Classificazione in base alla resistenza:

Momento resistente del giunto Mj,Rd = 66.32 kNm

La resistenza è governata dalla componente 19
(saldatura montante-piastra)

Momento resistente del montante $M_{pl,Rd} = 96.01 \text{ kNm}$

Giunto a parziale ripristino di resistenza: $0.25 \cdot M_{pl,Rd} = 24.00 \text{ kNm} \leq M_{j,Rd} \leq M_{pl,Rd}$

• Classificazione in base alla rigidezza:

Rigidezza del giunto $S_{j,ini} = \infty$

Giunto rigido

Resistenza a taglio:

• Resistenza di saldatura del montante all'ala della trave (§4.5.3)

Il taglio resistente viene fornito dai cordoni d'anima L3.

Tensione resistente di progetto a taglio della saldatura $f_{VW,d} = 233.657$

Resistenza a taglio dei cordoni d'anima $V_{Rd} = 340.95 \text{ kN}$

• Resistenza a taglio del giunto:

Taglio resistente Vj,Rd = 340.95 kN

Verifica delle spalline muraria modificate con le nuove aperture nel rispetto dei requisiti al § 7.8.1.4

7.8.1.4 Criteri di progetto e requisiti geometrici

Premesso che nell'intervento di miglioramento sismico si è provveduto a verificare che per ogni nuova apertura vi fosse una distribuzione di spalline murarie resistenti rispettose del requisito al § 7.8.1.4, si è cercato (compatibilmente con le esigenze distributive) di rimodulare anche le aperture esistenti al fine di garantire tale requisito.

La geometria delle pareti resistenti al sisma restanti rispetteranno dunque i requisiti indicati nella Tab. 7.8.II, in cui h' l'altezza massima delle aperture adiacenti alla parete, l la lunghezza della parete.

Tabella 7.8.II – *Requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma.*

$(l/h')_{\min}$	Tipologie costruttive
0,5	Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata
0,4	Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiali
Qualsiasi	Muratura armata, realizzata con elementi artificiali
0,3	Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in siti ricadenti in zona 3 e 4
0,3	Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in siti ricadenti in zona 4
0,3	Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in siti ricadenti in zona 4

Nello specifico si riporta di seguito la verifica della situazione limite relativamente ad un maschio murario spallina di apertura H220cm esterna:

PARETE risulta la seguente organizzazione dei maschi murari:

Altezza massima sotto trave apertura = 220cm

Nella considerazione dell'esclusione dello spessore dei montanti laterali inglobati pur inglobati nella muratura =>

=> $l/h' = 100 / 220 = 0.45 > 0.4$ REQUISITO RISPETTATO oltre al rispetto di una spallina muraria minima di 100cm come spigolo terminale al perimetro

VERIFICA SOLAI LIGNEI OGGETTO DI INTERVENTO - CONTROSOFFITTO DI SOTTOTETTO

Campata massima sezione 20x24 GL24h

Caratteristiche geometriche

L	650	cm	i	110	cm	θ	0	°
B	20	cm	H	24	cm	L_{eff}/L	0.9	
W	1920	cm ³	J	23040	cm ⁴			
			H/B	1.20				

(L luce della trave; i larghezza area di influenza; H altezza della sezione; B larghezza della sezione)

Analisi dei carichi

Peso proprio =	380	kg/mc	G_1 =	18.2	kg/ml
Permanente	65	kg/mq	G_2 =	71.5	kg/ml
Variabile	50	kg/mq	Q_1 =	55.0	kg/ml
Tot =	115	kg/mq	Tot =	144.7	kg/ml

Verifica a flessione SLU ($M_{max} = q l^2/\alpha$)

	α	8						
	M_{Ed} (kg m)	Durata	k_{mod}	$f_{m,d}$	$\sigma_{my,d}$	$\sigma_{my,d}/f_{m,d}$	$\sigma_{m,d}/f_{m,d}$	
SLU solo perm.	616.1211875	Permanente	0.60	9.93	3.21	0.32	0.32	
SLU con variab.	1051.824313	Media	0.80	13.24	5.48	0.41	0.41	

Verifica a taglio SLU ($T_{max} = q l/\beta$)

	β	2						
	V_{Ed} (kg)	Durata	k_{mod}	τ_d	$f_{v,d}$	$\tau_d/f_{v,d}$		
SLU solo perm.	379.1515	Permanente	0.60	0.12	1.12	0.11		
SLU con variab.	647.2765	Media	0.80	0.20	1.49	0.14		

Verifica deformazione SLE ($u = \chi q l^4/EJ$)

	χ	0.0130	u_0 (w_c EC5)	0	(cm) - controfreccia		
	Tipo	$\Psi_{2,i}$	k_{def}	E (GPa)	u (cm)	L/u	
$u_{G,in}$ ($u_{inst,G}$ EC5)	perm. istant.	1	0.00	11.60	0.78	833	
$u_{Q,in}$ ($u_{inst,Q}$ EC5)	var. istant	1	0.00	11.60	0.48	1359	
u_{in} (w_{inst} EC5)	tot. istant			$u_{G,in} + u_{Q,in}$	= 1.26	516	
$u_{G,fin}$ ($u_{fin,G}$ EC5)	perm. finale	1	0.60	7.25	1.25	521	
$u_{Q,fin}$ ($u_{fin,Q}$ EC5)	var. finale	0.3	0.60	9.83	0.56	1152	
u_{fin} (w_{fin} EC5)	tot. finale			$u_{G,fin} + u_{Q,fin}$	= 1.81	358	
w_{creep} (EC5)				$u_{fin} - u_{in}$	= 0.55	1173	
$u_{net,fin}$ ($w_{net,fin}$ EC5)	tot. finale netta			$u_{fin} - u_0$	= 1.81	358	

Campata corridoio centrale sezione 16x20 GL24h

Caratteristiche geometriche

L	240	cm	i	140	cm	θ	0	°
B	16	cm	H	20	cm	L_{eff}/L	0.9	
W	1067	cm ³	J	10667	cm ⁴			
			H/B	1.25				

(L luce della trave; i larghezza area di influenza; H altezza della sezione; B larghezza della sezione)

Analisi dei carichi

Peso proprio =	380	kg/mc	G_1 =	12.2	kg/ml
Permanente	65	kg/mq	G_2 =	91.0	kg/ml
Variabile	50	kg/mq	Q_1 =	70.0	kg/ml
Tot =	115	kg/mq	Tot =	173.2	kg/ml

Verifica a flessione SLU ($M_{max} = q l^2/\alpha$)

	α	8						
	M_{Ed} (kg m)	Durata	k_{mod}	$f_{m,d}$	$\sigma_{my,d}$	$\sigma_{my,d}/f_{m,d}$	$\sigma_{m,d}/f_{m,d}$	
SLU solo perm.	96.55776	Permanente	0.60	9.93	0.91	0.09	0.09	
SLU con variab.	172.15776	Media	0.80	13.24	1.61	0.12	0.12	

Verifica a taglio SLU ($T_{max} = q l/\beta$)

	β	2						
	V_{Ed} (kg)	Durata	k_{mod}	τ_d	$f_{v,d}$	$\tau_d/f_{v,d}$		
SLU solo perm.	160.9296	Permanente	0.60	0.08	1.12	0.07		
SLU con variab.	286.9296	Media	0.80	0.13	1.49	0.09		

Verifica deformazione SLE ($u = \chi q l^4/EJ$)

	χ	0.0130	u_0 (w_c EC5)	0	(cm) - controfreccia		
	Tipo	$\Psi_{2,i}$	k_{def}	E (GPa)	u (cm)	L/u	
$u_{G,in}$ ($u_{inst,G}$ EC5)	perm. istant.	1	0.00	11.60	0.04	6664	
$u_{Q,in}$ ($u_{inst,Q}$ EC5)	var. istant.	1	0.00	11.60	0.02	9820	
u_{in} (w_{inst} EC5)	tot. istant.			$u_{G,in} + u_{Q,in}$	= 0.06	3970	
$u_{G,fin}$ ($u_{fin,G}$ EC5)	perm. finale	1	0.60	7.25	0.06	4165	
$u_{Q,fin}$ ($u_{fin,Q}$ EC5)	var. finale	0.3	0.60	9.83	0.03	8322	
u_{fin} (w_{fin} EC5)	tot. finale			$u_{G,fin} + u_{Q,fin}$	= 0.09	2776	
w_{creep} (EC5)				$u_{fin} - u_{in}$	= 0.03	9227	
$u_{net,fin}$ ($w_{net,fin}$ EC5)	tot. finale netta			$u_{fin} - u_0$	= 0.09	2776	

VERIFICA SOLAI LIGNEI OGGETTO DI INTERVENTO - IMPALCATO DI COPERTURA

Campata massima sezione 20x24 GL24h

Caratteristiche geometriche

L	535	cm	i	117	cm	θ	16	°
B	20	cm	H	24	cm	L_{eff}/L	0.9	
W	1920	cm ³	J	23040	cm ⁴			
			H/B	1.20				

(L luce della trave; i larghezza area di influenza; H altezza della sezione; B larghezza della sezione)

Analisi dei carichi

Peso proprio =	380	kg/mc	G_1 =	18.2	kg/ml
Permanente	180	kg/mq	G_2 =	210.6	kg/ml
Variabile	120	kg/mq	Q_1 =	140.4	kg/ml
Tot =	300	kg/mq	Tot =	369.2	kg/ml

Verifica a flessione SLU ($M_{max} = q l^2/\alpha$)

α	8							
	M_{Ed} (kg m)	Durata	k_{mod}	$f_{m,d}$	$\sigma_{my,d}$	$\sigma_{my,d}/f_{m,d}$	$\sigma_{m,d}/f_{m,d}$	
SLU solo perm.	1064.370596	Permanente	0.60	9.93	5.54	0.56	0.64	
SLU con variab.	1817.857909	Media	0.80	13.24	9.47	0.72	0.83	

Verifica a taglio SLU ($T_{max} = q l/\beta$)

β	2							
	V_{Ed} (kg)	Durata	k_{mod}	τ_d	$f_{v,d}$	$\tau_d/f_{v,d}$		
SLU solo perm.	795.7911	Permanente	0.60	0.25	1.12	0.22		
SLU con variab.	1359.1461	Media	0.80	0.42	1.49	0.29		

Verifica deformazione SLE ($u = \chi q l^4/EJ$)

χ	0.0130		u_0 (w_c EC5)	0	(cm) - controfreccia		
	Tipo	$\Psi_{2,i}$	k_{def}	E (GPa)	u (cm)	L/u	
$u_{G,in}$ ($u_{inst,G}$ EC5)	perm. istant.	1	0.00	11.60	0.91	586	
$u_{Q,in}$ ($u_{inst,Q}$ EC5)	var. istant	1	0.00	11.60	0.56	955	
u_{in} (w_{inst} EC5)	tot. istant			$u_{G,in} + u_{Q,in}$	= 1.47	363	
$u_{G,fin}$ ($u_{fin,G}$ EC5)	perm. finale	1	0.60	7.25	1.46	366	
$u_{Q,fin}$ ($u_{fin,Q}$ EC5)	var. finale	0.3	0.60	9.83	0.66	809	
u_{fin} (w_{fin} EC5)	tot. finale			$u_{G,fin} + u_{Q,fin}$	= 2.12	252	
w_{creep} (EC5)				$u_{fin} - u_{in}$	= 0.65	824	
$u_{net,fin}$ ($w_{net,fin}$ EC5)	tot. finale netta			$u_{fin} - u_0$	= 2.12	252	

Caratteristiche geometriche

L	880	cm	i	170	cm	θ	0	°
B	24	cm	H	36	cm	L_{eff}/L	0.9	
W	5184	cm ³	J	93312	cm ⁴			
			H/B	1.50				

(L luce della trave; i larghezza area di influenza; H altezza della sezione; B larghezza della sezione)

Analisi dei carichi

Peso proprio =	380	kg/mc	G_1 =	32.8	kg/ml
Permanente	170	kg/mq	G_2 =	289.0	kg/ml
Variabile	120	kg/mq	Q_1 =	204.0	kg/ml
Tot =	290	kg/mq	Tot =	525.8	kg/ml

Verifica a flessione SLU ($M_{max} = q l^2/\alpha$)

α	10						
	M_{Ed} (kg m)	Durata	k_{mod}	$f_{m,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,y,d}/f_{m,d}$	$\sigma_{m,d}/f_{m,d}$
SLU solo perm.	3239.94711	Permanente	0.60	9.60	6.25	0.65	0.65
SLU con variab.	5609.61111	Media	0.80	12.80	10.82	0.85	0.85

Verifica a taglio SLU ($T_{max} = q l/\beta$)

β	2					
	V_{Ed} (kg)	Durata	k_{mod}	τ_d	$f_{v,d}$	$\tau_d/f_{v,d}$
SLU solo perm.	1840.87904	Permanente	0.60	0.32	1.08	0.30
SLU con variab.	3187.27904	Media	0.80	0.55	1.44	0.38

Verifica deformazione SLE ($u = \chi q l^4/EJ$)

χ	0.0078		u_0 (w_c EC5)	0	(cm) - controfreccia	
	Tipo	$\Psi_{2,i}$	k_{def}	E (GPa)	u (cm)	L/u
$u_{G,in}$ ($u_{inst,G}$ EC5)	perm. istant.	1	0.00	11.60	1.39	632
$u_{Q,in}$ ($u_{inst,Q}$ EC5)	var. istant	1	0.00	11.60	0.88	997
u_{in} (w_{inst} EC5)	tot. istant			$u_{G,in} + u_{Q,in}$	= 2.28	387
$u_{G,fin}$ ($u_{fin,G}$ EC5)	perm. finale	1	0.60	7.25	2.23	395
$u_{Q,fin}$ ($u_{fin,Q}$ EC5)	var. finale	0.3	0.60	9.83	1.04	845
u_{fin} (w_{fin} EC5)	tot. finale			$u_{G,fin} + u_{Q,fin}$	= 3.27	269
w_{creep} (EC5)				$u_{fin} - u_{in}$	= 0.99	885
$u_{net,fin}$ ($w_{net,fin}$ EC5)	tot. finale netta			$u_{fin} - u_0$	= 3.27	269

Ala laterale arcarecci longitudinali

Caratteristiche geometriche

L	620	cm	i	90	cm	θ	0	°
B	20	cm	H	24	cm	L_{eff}/L	0.9	
W	1920	cm ³	J	23040	cm ⁴			
			H/B	1.20				

(L luce della trave; i larghezza area di influenza; H altezza della sezione; B larghezza della sezione)

Analisi dei carichi

Peso proprio =	380	kg/mc	G_1 =	18.2	kg/ml
Permanente	130	kg/mq	G_2 =	117.0	kg/ml
Variabile	120	kg/mq	Q_1 =	108.0	kg/ml
Tot =	250	kg/mq	Tot =	243.2	kg/ml

Verifica a flessione SLU ($M_{max} = q l^2/\alpha$)

α	8						
	M_{Ed} (kg m)	Durata	k_{mod}	$f_{m,d}$	$\sigma_{my,d}$	$\sigma_{my,d}/f_{m,d}$	$\sigma_{m,d}/f_{m,d}$
SLU solo perm.	844.77666	Permanente	0.60	9.93	4.40	0.44	0.44
SLU con variab.	1623.18666	Media	0.80	13.24	8.45	0.64	0.64

Verifica a taglio SLU ($T_{max} = q l/\beta$)

β	2					
	V_{Ed} (kg)	Durata	k_{mod}	τ_d	$f_{v,d}$	$\tau_d/f_{v,d}$
SLU solo perm.	545.0172	Permanente	0.60	0.17	1.12	0.15
SLU con variab.	1047.2172	Media	0.80	0.33	1.49	0.22

Verifica deformazione SLE ($u = \chi q l^4/EJ$)

χ	0.0130		u_0 (w_c EC5)	0	(cm) - controfreccia	
	Tipo	$\Psi_{2,i}$	k_{def}	E (GPa)	u (cm)	L/u
$u_{G,in}$ ($u_{inst,G}$ EC5)	perm. istant.	1	0.00	11.60	0.97	637
$u_{Q,in}$ ($u_{inst,Q}$ EC5)	var. istant.	1	0.00	11.60	0.78	797
u_{in} (w_{inst} EC5)	tot. istant.			$u_{G,in} + u_{Q,in}$	= 1.75	354
$u_{G,fin}$ ($u_{fin,G}$ EC5)	perm. finale	1	0.60	7.25	1.56	398
$u_{Q,fin}$ ($u_{fin,Q}$ EC5)	var. finale	0.3	0.60	9.83	0.92	676
u_{fin} (w_{fin} EC5)	tot. finale			$u_{G,fin} + u_{Q,fin}$	= 2.48	250
w_{creep} (EC5)				$u_{fin} - u_{in}$	= 0.72	856
$u_{net,fin}$ ($w_{net,fin}$ EC5)	tot. finale netta			$u_{fin} - u_0$	= 2.48	250

Campate maggiori - C, E

Caratteristiche geometriche

L	770	cm	i	90	cm	θ	16	°
B	20	cm	H	30	cm	L_{eff}/L	0.9	
W	3000	cm ³	J	45000	cm ⁴			
			H/B	1.50				

(L luce della trave; i larghezza area di influenza; H altezza della sezione; B larghezza della sezione)

Analisi dei carichi

Peso proprio =	380	kg/mc	G_1 =	22.8	kg/ml
Permanente	125	kg/mq	G_2 =	112.5	kg/ml
Variabile	120	kg/mq	Q_1 =	108.0	kg/ml
Tot =	245	kg/mq	Tot =	243.3	kg/ml

Verifica a flessione SLU ($M_{max} = q l^2/\alpha$)

	α	8						
	M_{Ed} (kg m)	Durata	k_{mod}	$f_{m,d}$	$\sigma_{my,d}$	$\sigma_{my,d}/f_{m,d}$	$\sigma_{m,d}/f_{m,d}$	
SLU solo perm.	1303.564763	Permanente	0.60	9.93	4.35	0.44	0.51	
SLU con variab.	2504.187263	Media	0.80	13.24	8.35	0.63	0.73	

Verifica a taglio SLU ($T_{max} = q l/\beta$)

	β	2						
	V_{Ed} (kg)	Durata	k_{mod}	τ_d	$f_{v,d}$	$\tau_d/f_{v,d}$		
SLU solo perm.	677.1765	Permanente	0.60	0.17	1.12	0.15		
SLU con variab.	1300.8765	Media	0.80	0.33	1.49	0.22		

Verifica deformazione SLE ($u = \chi q l^4/EJ$)

	χ	0.0130		u_0 (w_c EC5)	0	(cm) - controfreccia		
	Tipo	$\Psi_{2,i}$	k_{def}	E (GPa)	u (cm)	L/u		
$u_{G,in}$ ($u_{inst,G}$ EC5)	perm. istant.	1	0.00	11.60	1.19	649		
$u_{Q,in}$ ($u_{inst,Q}$ EC5)	var. istant.	1	0.00	11.60	0.95	813		
u_{in} (w_{inst} EC5)	tot. istant.			$u_{G,in} + u_{Q,in}$	= 2.13	361		
$u_{G,fin}$ ($u_{fin,G}$ EC5)	perm. finale	1	0.60	7.25	1.90	406		
$u_{Q,fin}$ ($u_{fin,Q}$ EC5)	var. finale	0.3	0.60	9.83	1.12	689		
u_{fin} (w_{fin} EC5)	tot. finale			$u_{G,fin} + u_{Q,fin}$	= 3.02	255		
w_{creep} (EC5)				$u_{fin} - u_{in}$	= 0.88	873		
$u_{net,fin}$ ($w_{net,fin}$ EC5)	tot. finale netta			$u_{fin} - u_0$	= 3.02	255		

Elenco dei materiali impiegati e loro modalità di posa in opera.

Materiali da costruzione.

I materiali ed i prodotti devono essere *identificati, qualificati ed accettati* secondo le procedure di cui alle “Norme Tecniche per le costruzioni” DM 17 Gennaio 2018.

In particolare:

- I materiali e prodotti per i quali sia disponibile una norma europea armonizzata il cui riferimento sia pubblicato su GUUE e per i quali sia concluso il periodo di coesistenza potranno essere impiegati solamente se in possesso della marcatura CE, prevista dalla direttiva 89/106/CEE “prodotti da costruzione”, recepita in Italia dal DPR 21/04/1993 n. 246, così come modificato dal DPR 10/12/1997, n. 499.
- I materiali e prodotti per i quali non sia disponibile una norma europea armonizzata ovvero la stessa ricada nel periodo di coesistenza, potranno essere impiegati solamente se qualificati secondo le procedure indicate nel DM 14 Gennaio 2008. È fatto salvo il caso in cui, nel periodo di coesistenza della specifica norma armonizzata, il produttore abbia volontariamente optato per la marchiatura CE.
- I materiali e prodotti che non ricadono nelle tipologie A o B potranno essere impiegati solamente se in possesso della marcatura CE in conformità a Benestare Tecnici Europei (ETA), ovvero, in alternativa, se in possesso di un Certificato di idoneità Tecnica all'impiego rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale.
- Ad eccezione di quelli in possesso di Marcatura CE, possono essere impiegati materiali o prodotti conformi ad altre specifiche tecniche qualora dette specifiche garantiscano un livello di sicurezza equivalente a quello previsto nelle presenti norme. Tale equivalenza sarà accertata attraverso procedure previste al punto 11.1 del DM 17.1.18.

Procedure di accettazione dei materiali.

In base alla normativa vigente cap.11 delle NTC 2018 i materiali e prodotti impiegati per uso strutturale devono essere non solo identificati e qualificati ma anche *accettati* dal Direttore dei lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione, nonché mediante eventuali prove sperimentali di accettazione.

Si impiegano materiali aventi le seguenti caratteristiche:

Elenco dei materiali impiegati e loro modalità di posa in opera soletta di irrigidimento

Acciaio da carpenteria - INTERVENTO LOCALE

Acciaio per strutture metalliche S 275, con la seguente tensione caratteristica di snervamento:

$$f_{yk} = 2750 \text{ daN/cm}^2 \text{ Valori di calcolo.}$$

ACCIAIO PER C.A. : tipo B450C - controllato in stabilimento con le seguenti caratteristiche

Fy K >=430 N/mm² e fct K >= 540 N/mm² - A5 >=12%

Ogni fornitura deve essere accompagnata da copia conforme del relativo certificato con data non anteriore a tre mesi, emesso da un laboratorio qualificato, inoltre il produttore deve essere inserito nell'elenco dei produttori di acciai qualificati per cemento armato normale di cui alla Circolare 24/6/1993 n 37406/STC-in caso contrario il D.L. ne richiederà l'immediata sostituzione.

Si ricorda al Costruttore e al D.L. strutture che è vietato saldare o "puntare" acciai non saldabili, - verificabili dai certificati di cui sopra-tale divieto vale anche per staffe e/o collegamenti di qualsiasi genere ed in qualunque punto dell'armatura.

SI RICORDA al D.L. e all'Impresa il rispetto delle **NORME TECNICHE PER L'ESECUZIONE DI OPERE IN C.A. NORMALE** di cui al D.M.14/01/2008 ed in particolare:

Non si deve mettere in opera il calcestruzzo a temperatura inferiore a zero gradi salvo il ricorso a opportune cautele da adottarsi previa autorizzazione del D.L.

SOVRAPPOSIZIONE FERRI LONGITUDINALI > 40 VOLTE Ø

• **ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE**

E' PREVISTO L'UTILIZZO DI ACCIAIO RECANTE MARCATURA CE e CONFORME A NORME:

UNI EN 10025 (LAMINATI) TIPO S 275 JR con t < 40 mm, f tk = 430 N/mm², f yk= 275 N/mm²

UNI EN 10025: LAMIERE PER ARCARECCI PRESSOPIEGATI TIPO S 235 JR con t < 40 mm, f tk = 360 N/mm², f yk= 235 N/mm²

UNI EN 10210 (TUBI SENZA SALDATURA)

UNI EN 10219-1 (TUBI SALDATI)

Per tali prodotti dovranno essere forniti alla D.L. la dichiarazione di conformità alla parte armonizzata della specifica norma europea ovvero allo specifico benessere tecnico europeo.

Per i materiali e prodotti per uso strutturale per i quali non sia disponibile una norma armonizzata dovrà essere fornito l'attestato di qualificazione o certificato di idoneità tecnica all'impiego rilasciato del S.T.C. Inoltre dovranno essere effettuate per ogni fornitura minimo 3 prove (di cui una sullo spessore minimo e una su quello massimo) ogni 30 ton di materiale.

Per il prelievo dei saggi, l'accertamento delle caratteristiche meccaniche, la posizione nel pezzo, la preparazione delle provette e le modalità di prova fare riferimento alla norme UNI EN ISO 377:1999 – UNI 552:1986 – En 10002:2004 – UNI EN 10045-1:1992

• **BULLONI**

Tutti i bulloni devono essere conformi alle norme UNI EN ISO 4016:2002 – UNI 5592:1968.

In particolare è previsto l'utilizzo di Bulloni ad alta resistenza - Classe della vite 8.8 – Classe del dado 8

f_{yb} = 900 N/mm²

f_{tb} = 1000 N/mm²

Tutti gli elementi dovranno essere zincati a caldo.

Resistenza di viti e bulloni e momenti di serraggio:

Filetto		Classe di resistenza	M6	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30	M36
Passo	mm		1	1.25	1.50	1.75	2	2	2.50	2.50	2.50	3	3	3.50	4
Momenti di serraggio:															
Carico di rottura minimo (A _s · R _m)	kN	8.8	(16)	(29)	(46)	(67)	92	125	159	203	252	293	381	466	678
		10.9	21	38	60	88	(120)	(163)	(200)	(255)	(315)	(367)	(477)	(583)	(850)
Carico ammesso per il bullone, max. 80% dello snervamento	kN	8.8	10	19	30	43	59	80	101	129	160	186	242	296	431
		10.9	14	27	43	63	86	118	144	184	228	265	345	421	614
Forza di collaudo (A _s · S _p) sec. DIN ISO 898, Par. 1	kN	8.8	(12)	(21)	(34)	(49)	67	91	115	147	182	212	275	337	490
		10.9	17	30	48	70	(96)	(130)	(159)	(203)	(252)	(293)	(381)	(466)	(678)
Forza di serraggio ammessa fino al 90% dello snervamento e attrito μ = 0,14	kN	8.8	9	17	26	38	53	73	91	117	146	168	221	269	394
		10.9	13	25	38	55	77	107	130	167	208	240	315	384	561
Coppia necessaria per raggiungere la forza di chiusura con attrito μ = 0,14	Nm	8.8	10	25	46	82	130	206	284	407	542	698	1021	1355	2372
		10.9	14	36	67	120	191	302	405	580	772	994	1455	1930	3378

• **SALDATURE:**

Il processo di saldatura dovrà essere conforme a quanto indicato al punto 11.3.4.5 del DM 14/01/2008. Le saldature dovranno essere di livello B per strutture soggette a fatica e di livello C per quelle non soggette a fatica nel rispetto della norma UNI EN ISO 5817: 2004.

La saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2001. Sono richieste caratteristiche di duttilità, snervamento, resistenza e tenacità in zona fusa e in zona termica alterata non inferiori a quelle del materiale base. Nell'esecuzione delle saldature dovranno essere rispettate le norme UNI EN 1011:2005 parti 1 e 2 per gli acciai ferritici e della parte 3 per gli acciai inossidabili. Per la preparazione dei lembi si applicherà la norma UNI EN ISO 9692-1:2005.

Ove non diversamente indicato tutte le saldature di elementi testa a testa e ad angolo sono di tipo MIG dello spessore pari ad almeno 0.8 volte lo spessore più piccolo da saldare.

Prima del trattamento superficiale degli elementi saldati si raccomanda di avvertire la D.L. per definire l'entità dei controlli distruttivi o non distruttivi in aggiunta a quello visivo al 100% che si rendessero necessari per accertare la corrispondenza ai livelli di qualità stabiliti dal progettista.

Ogni Fornitura in cantiere di elementi presaldati, presagomati e preassemblati deve essere accompagnata:

- da dichiarazione su documento di trasporto degli estremi dell'attestato di avvenuta dichiarazione di attività, rilasciata dal servizio Tecnico centrale, recante logo e marchio del centro di trasformazione
- dall'attestazione inerente l'esecuzione delle prove di controllo interno fatte eseguire dal direttore tecnico del centro di trasformazione con l'indicazione dei giorni nei quali la fornitura è stata lavorata.

4 ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI

Vedi Tavole allegate.

Premessa.

La manutenzione di un manufatto e delle sue pertinenze ha l'obiettivo di garantirne l'utilizzo, di mantenere il valore patrimoniale e di preservarne le prestazioni nel ciclo di vita utile, favorendo l'adeguamento tecnico e normativo. I manuali d'uso e di manutenzione rappresentano gli strumenti con cui l'utente si rapporta con l'immobile, direttamente, utilizzandolo, evitando comportamenti anomali che possono danneggiare o compromettere la durabilità e le caratteristiche.

Attraverso i manutentori si utilizzeranno così le metodologie più confacenti ad una gestione che coniughi economicità e durabilità del bene. A tal fine, i manuali definiscono le procedure di raccolta e di registrazione dell'informazione nonché le azioni necessarie per impostare il piano di manutenzione e per organizzare in modo efficiente, sia sul piano tecnico che su quello economico, il servizio di manutenzione. Il manuale d'uso mette a punto una metodica di ispezione dei manufatti che individua, sulla base dei requisiti fissati dal progettista in fase di redazione del progetto, la serie dei guasti che possono influenzare la durabilità del bene e per i quali un intervento manutentivo potrebbe rappresentare allungamento della vita utile e mantenimento del valore patrimoniale. Il manuale di manutenzione invece rappresenta lo strumento con cui l'esperto si rapporta con il bene in fase di gestione di un contratto di manutenzione programmata. Il programma, infine, è lo strumento con cui, chi ha il compito di gestire il bene, riesce a programmare le attività in riferimento alla previsione del complesso degli interventi inerenti la manutenzione di cui si presumono la frequenza, gli indici di costo orientativi e le strategie di attuazione nel medio e lungo periodo.

Il Piano di Manutenzione è organizzato in tre strumenti:

- a) Il manuale d'uso;
- b) Il manuale di manutenzione;
- c) Il programma di manutenzione;

- il sottoprogramma delle prestazioni, che prende in considerazione le prestazioni fornite dal bene e dalle sue parti nel corso del ciclo di vita.

- Il sottoprogramma dei controlli, che definisce il programma delle verifiche e dei controlli al fine di rilevare il livello prestazionale (qualitativo e quantitativo) nei successivi momenti di vita del bene, individuando la dinamica della caduta delle prestazioni aventi come estremi il valore di collaudo e quello minimo di norma.

- Il sottoprogramma degli interventi di manutenzione, che riporta in ordine temporale i differenti interventi di manutenzione, al fine di fornire le informazioni per una corretta conservazione del bene. Tali interventi devono consentire di raggiungere, in accordo con quanto previsto dalla norma "UNI 10874 criteri di stesura dei manuali d'uso e di manutenzione" almeno i seguenti obiettivi, raggruppati in base alla loro natura:

1) Obiettivi tecnico-funzionali:

- Istituire un sistema di raccolta delle informazioni di base e di aggiornamento con le informazioni di ritorno a seguito degli interventi, che consenta, attraverso l'implementazione ed il costante aggiornamento del sistema informativo, di conoscere e mantenere correttamente l'immobile e le sue parti.
- Consentire l'individuazione delle strategie di manutenzione più adeguate in relazione alle caratteristiche del bene immobile ed alla più generale politica di gestione del patrimonio immobiliare;
- Istruire gli operatori tecnici sugli interventi di ispezione e manutenzione da eseguire, favorendo la corretta ed efficiente esecuzione degli interventi;

- Istruire gli utenti sul corretto uso dell'immobile e delle sue parti, su eventuali interventi di piccola manutenzione che possono eseguire direttamente, sulla corretta interpretazione degli indicatori di uno stato di guasto o di malfunzionamento e sulle procedure per la sua segnalazione alle competenti strutture di manutenzione;
- Definire le istruzioni e le procedure per controllare la qualità del servizio di manutenzione.

2) Obiettivi economici;

- Ottimizzare l'utilizzo del bene immobile e prolungare il ciclo di vita con l'effettuazione di interventi mirati;
- Conseguire il risparmio di gestione sia con il contenimento dei consumi energetici o di altra natura, sia con la riduzione di guasti e del tempo di non utilizzazione del bene immobile;
- Consentire la pianificazione e l'organizzazione più efficiente ed economica del servizio di manutenzione;

RIEPILOGO CLASSI DI UNITA' TECNOLOGICHE: STRUTTURA

Insieme delle unità tecnologiche e degli elementi tecnici appartenenti al sistema edilizio aventi funzione di sostenere i carichi del sistema edilizio stesso e di collegare staticamente le sue parti.

- **Unità Tecnologica: 01.01**

- **Strutture in sottosuolo**

Insieme degli elementi tecnici orizzontali del sistema edilizio avente funzione di separare gli spazi interni del sistema edilizio dal terreno sottostante e trasmetterne ad esso il peso della struttura e delle altre forze esterne.

L'Unità Tecnologica è composta dai seguenti Elementi Manutenibili:

01 **Strutture di fondazione**

Elemento Manutenibile:

01.01.01 **Strutture di fondazione**

Modalità di uso corretto:

L'utente dovrà soltanto accertarsi della comparsa di eventuali anomalie che possano anticipare l'insorgenza di fenomeni di dissesto e/o cedimenti strutturali. Insieme degli elementi tecnici orizzontali del sistema edilizio avente funzione di trasmettere al terreno il peso della struttura e delle altre forze esterne.

- **Unità Tecnologica: 01.02**

Si definiscono strutture di elevazione gli insiemi degli elementi tecnici del sistema edilizio aventi la funzione di resistere alle azioni di varia natura agenti sulla parte di costruzione fuori terra, trasmettendole alle strutture di fondazione e quindi al terreno.

L'Unità Tecnologica è composta dai seguenti Elementi Manutenibili:

01.02.01 Strutture orizzontali o inclinate

01.02.02 Strutture verticali

Elemento Manutenibile:

01.02.01 **Strutture orizzontali**

Modalità di uso corretto:

Non compromettere l'integrità delle strutture. Controllo periodico del grado di usura delle parti in vista. Riconcontro di eventuali anomalie. Le strutture orizzontali o inclinate sono costituite dagli elementi tecnici con funzione di sostenere orizzontalmente i carichi agenti, trasmettendoli ad altre parti strutturali ad esse collegate. Le strutture di elevazione orizzontali o inclinate a loro volta possono essere suddivise in: strutture per impalcati piani; strutture per coperture inclinate.

Elemento Manutenibile:

01.02.02 Strutture verticali**Modalità di uso corretto:**

Non compromettere l'integrità delle strutture. Controllo periodico del grado di usura delle parti in vista. Riconcontro di eventuali anomalie. Le strutture verticali sono costituite dagli elementi tecnici con funzione di sostenere i carichi agenti, trasmettendoli verticalmente ad altre parti aventi funzione strutturale e ad esse collegate. Le strutture di elevazione verticali a loro volta possono essere suddivise in: strutture a telaio; strutture ad arco; strutture a pareti portanti.

- **Unità Tecnologica: 01.03**

Insieme degli elementi tecnici verticali del sistema edilizio aventi funzione di separare gli spazi interni del sistema edilizio stesso rispetto all'esterno.

Prestazioni, anomalie

Prestazioni: Estetica, planarità della superficie.

- Estetica. Capacità del materiale o del componente di mantenere inalterato l'aspetto esteriore e quindi garantire uniformità delle eventuali modificazioni dell'aspetto senza compromettere i requisiti funzionali.
- Planarità della superficie. Necessità di avere una superficie piana, senza alcuna difformità dovuta a cedimenti o errata esecuzione dell'allettamento.

Anomalie riscontrabili: danneggiamento, lesione, rottura.

- Danneggiamento.
- Diminuzione più o meno grave ed evidente di efficienza e di consistenza di un elemento con presenza di lesioni ed aspetto degradato.
 - Cause accidentali; atti di vandalismo.
- Lesione.
- Rottura che si manifesta in una qualsiasi struttura quando lo sforzo a cui è sottoposta supera la consistenza corrispondente del materiale con creazione di fenditure interne più o meno ramificate e profonde.
 - Assestamento differenziale delle fondazioni per cedimenti del terreno; schiacciamento per carico localizzato; schiacciamento per peso proprio; cicli di gelo e disgelo; penetrazione di acqua.
- Criteri di intervento.
 - Ispezione di tecnico specializzato.
 - Ripristino integrità delle pareti

Controlli, Manutenzioni.

- **Controlli:** Strutturale, visivo, strumentale.
 - Strutturale. Personale specializzato con frequenza di Anni 5. Verifica integrità della struttura.
 - Visivo: Utente, all'occorrenza. Valutazione di eventuali lesioni in termini di dimensioni ed andamento.
 - Strumentale: Personale specializzato, all'occorrenza.
- **Manutenzioni:** Pulizia, ripristino stuccature

- Pulizia: personale specializzato, all'occorrenza.
- Ripristino: Personale specializzato, all'occorrenza. Eventuali alvori di ripristino dell'integrità attraverso: trattamento delle giunzioni attraverso la rimozione delle malte deteriorate e stilatura dei giunti con malta nuova.

Risorse necessarie per l'intervento manutentivo

Per eseguire le manutenzioni, contemplate nel presente piano di manutenzione dell'opera, occorre affidarsi ad idonea impresa edile specializzata.

Livello minimo delle prestazioni

Le strutture in acciaio devono assicurare la durabilità nel tempo prevista dalla normativa, in funzione della vita nominale del manufatto, in modo da garantire la giusta resistenza alle diverse sollecitazioni di esercizio considerate in fase di progettazione. Esse devono garantire stabilità, resistenza e durabilità nel tempo. Gli elementi strutturali non dovranno presentare lesioni o altre alterazioni superficiali. Per i livelli minimi prestazionali si rimanda alle norme vigenti in materia, al momento della progettazione. E' solo il caso di ricordare che l'acciaio è un materiale isotropo, duro ma nel contempo duttile e che presenta elevata resistenza a trazione, a compressione ed a sforzi longitudinali o trasversali (flessione, taglio, torsione). E' un materiale durevole che non modifica le sue caratteristiche nel tempo e non è soggetto a fenomeni di disgregazione.

Anomalie riscontrabili

Cedimenti: dissesti dovuti a cedimenti di natura e causa diverse (ad es. il discostamento delle piastre di un collegamento bullonato, l'abbassamento di una parte di struttura dovuto ad un cedimento fondale

Lesioni: si manifestano con la formazione di soluzioni di continuità del materiale. Le caratteristiche e l'andamento ne caratterizzano l'importanza e il tipo.

Erosione superficiale: asportazione di materiale dalla superficie, dovuta a processi di natura diversa. Quando siano note le cause del degrado, possono essere utilizzati anche termini come: erosione per abrasione o per corrosione (cause meccaniche), erosione per corrosione (cause chimiche e biologiche), erosione per usura (cause antropiche).

Non perpendicolarità della struttura in elevazione: dovuta a dissesti o eventi di natura diversa (ad es. un abbassamento del piano di imposta delle fondazioni ecc...).

Deposito superficiale: accumulo di pulviscolo atmosferico o di altri materiali estranei, di spessore variabile, poco coerente e poco aderente alla superficie del rivestimento.

Patina biologica: strato sottile, morbido e omogeneo, aderente alla superficie e di evidente natura biologica, di colore variabile, per lo più verde. La patina biologica è costituita prevalentemente da microrganismi cui possono aderire polvere e terriccio.

Manutenzioni eseguibili direttamente dall'utente

L'utente potrà eseguire i controlli a vista dello stato di conservazione del manufatto, in particolare, potrà verificare l'eventuale presenza di processi di corrosione e/o ossidazione, con progressiva formazione di ruggine, o la comparsa di cedimenti o lesioni. Non potrà, invece, eseguire direttamente alcuna manutenzione, trattandosi di lavori da affidare ad impresa edile specializzata.

Manutenzioni eseguibili a cura di personale specializzato

In seguito alla comparsa di anomalie, occorrerà consultare tecnici qualificati, per effettuare accurati accertamenti e per la diagnosi e la verifica delle strutture, nonché per stabilire gli interventi da effettuare. Verificato il dissesto ed individuatane la causa, occorrerà procedere alla messa in sicurezza delle parti interessate, attraverso la realizzazione degli specifici interventi indicati dai tecnici, a secondo del tipo di dissesto riscontrato.

Sottoprogramma delle Prestazioni

Il sottoprogramma delle Prestazioni prende in considerazione, per ciascuna classe di requisito di seguito riportata, le prestazioni fornite dall'opera nel corso del suo ciclo di vita.

Stabilità e Resistenza

Le strutture orizzontali e verticali, sotto l'effetto di carichi statici, dinamici e variabili devono assicurare stabilità e resistenza. La freccia di inflessione delle travi rappresenta il parametro attraverso il quale vengono giudicate la deformazione sotto carico e l'elasticità dell'elemento strutturale. Il controllo della freccia massima avviene sull'impalcato strutturale sottoposto al peso proprio, a quello degli altri elementi accessori (sovraccarichi permanenti) ed a quello delle persone e delle eventuali attrezzature ipotizzati per l'utilizzo (sovraccarichi variabili).

Durabilità

Le strutture orizzontali e verticali, sotto l'effetto degli agenti atmosferici e dell'utilizzo quotidiano, devono assicurare durabilità. La durabilità delle strutture è garantita dal materiale che le costituisce, l'acciaio, e dallo strato protettivo superficiale di finitura.

Sottoprogramma dei Controlli

Il sottoprogramma dei Controlli definisce il programma delle verifiche e dei controlli, al fine di rilevare il livello prestazionale (qualitativo e quantitativo) nei successivi momenti della vita dell'opera. Per i controlli di seguito riportati sono previste procedure sia a vista che con l'ausilio di attrezzature specifiche (ad es. per il serraggio dei bulloni). L'esito di ogni ispezione deve formare oggetto di uno specifico rapporto da conservare insieme alla relativa documentazione tecnica. A conclusione di ogni ispezione, inoltre, l'eventuale tecnico incaricato deve, se necessario, indicare gli interventi a carattere manutentorio da eseguire ed esprimere un giudizio riassuntivo sullo stato d'opera.

Controllo dell'integrità delle strutture portanti

Il controllo dell'integrità delle strutture portanti, va eseguito individuando la presenza di eventuali anomalie.

A puro titolo di esempio: degrado degli elementi di collegamento, formazione di ossidazione e/o ruggine sugli elementi di collegamento e/o sugli elementi strutturali, mancato o difettoso serraggio delle unioni bullonate, apertura delle stesse, disallineamento, difetti di planarità, insorgenza di fenomeni di dissesto strutturali vari...

Frequenza del controllo: annuale.

Controlli strutturali dettagliati

Controlli strutturali approfonditi vanno effettuati in occasione di calamità naturali (sisma, trombe d'aria ecc...), manifestazioni eccezionali (esplosioni, incendi ecc...), smottamenti circostanti, o qualunque altro fenomeno rilevante che possa aver coinvolto anche indirettamente la struttura.

Frequenza del controllo: all'occorrenza.

Sottoprogramma degli Interventi di Manutenzione

Interventi sulle strutture portanti

Gli interventi riparativi dovranno effettuarsi a secondo del tipo di anomalia riscontrata e previa accurata diagnosi delle cause del difetto accertato e relativa individuazione delle soluzioni più adatte. La diagnosi deve essere resa da tecnico abilitato che riporterà, in elaborati esecutivi, gli interventi necessari, da eseguirsi ad opera di personale specializzato.

Frequenza del controllo: all'occorrenza.

6 RELAZIONE SUI RISULTATI SPERIMENTALI

6.1 Relazione geologica: indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito.

L'intervento locale di riparazione in oggetto è di modesta rilevanza (dal punto di vista geotecnico) e gli interventi di consolidamento previsti:

- non comportano alterazioni dello schema strutturale del fabbricato;
- non comportano modificazioni dei pesi e dei sovraccarichi dell'edificio;
- non comportano rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;
- nella costruzione non sono presenti dissesti visibili attribuibili a cedimenti delle fondazioni.

Si riporta uno stralcio del paragrafo “ *INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA*” delle NTC'18.

“... Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata sull'esperienza e sulle conoscenze disponibili, ...”

Si è quindi omesso di svolgere l'indagine geologica.

6.2 Relazione geotecnica: indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno.

Per i motivi sopra riportati e in considerazione del fatto che il fabbricato è ricadente in una zona nota, non si è ritenuto necessario redigere una relazione geotecnica.

6.3 ES Relazione sulla caratterizzazione meccanica dei materiali.

Muratura esistente.

In ragione di quanto indicato nel parere del Comitato Tecnico Scientifico della Regione Emilia Romagna n.35 del 2012, si è provveduto ad eseguire le verifiche sulle pareti oggetto di intervento verificando il rapporto di equivalenza tra lo stato attuale e quello di progetto utilizzando i sopracitati valori "medi" tabellati (C8A21).

Ai fini dei citati confronti, è opportuno che le caratteristiche dei materiali esistenti siano assunte con riferimento ai loro valori più probabili (valori medi), senza l'applicazione dei fattori di confidenza FC (ferma restando la possibilità di impiegare valori ridotti delle rigidità per tener conto dello stato di fessurazione nei materiali fragili). Gli appropriati valori di FC (in funzione del livello di conoscenza) dovranno comunque essere applicati in sede di valutazione del livello di sicurezza della costruzione o di sue parti

In ragione di ciò Nella Tabella C8A.2.1 sono indicati i valori di riferimento che possono essere adottati nelle analisi, secondo quanto indicato al § C8A.1.A.4 in funzione del livello di conoscenza acquisito. Il riconoscimento della tipologia muraria è condotto attraverso un dettagliato rilievo degli aspetti costruttivi (§ C8A.1.A.2).

Tabella C8.5.I -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f_{pu} può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

MATTONI PIENI E MALTA DI CALCE (Valori minimi)

I moduli di elasticità normale E e tangenziale G sono da considerarsi relativi a condizioni non fessurate, per cui le rigidezze dovranno essere opportunamente ridotte. Nel caso in oggetto, valutate le condizioni della muratura si è proceduti con una valutazione ridotta per condizioni fessurate nella misura dello 0.8

Per quanto concerne invece le valutazioni del livello di sicurezza della costruzione nelle pareti esaminate si è provveduto ad applicare ai suddetti valori fattori di confidenza $FC = 1.35$ riduttivi delle relative caratteristiche in sede calcolativa.

Nella Tabella C8A.2.1 sono indicati i valori di riferimento che possono essere adottati nelle analisi, secondo quanto indicato al § C8A.1.A.4 in funzione del livello di conoscenza acquisito. Il riconoscimento della tipologia muraria è condotto attraverso un dettagliato rilievo degli aspetti costruttivi (§ C8A.1.A.2).